

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO
TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

IV03 - Cavalcaferrovia al km 30+975

Impalcato – Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL IV0307 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau	10-2018	M. Monda G. Passaro	10-2018	T. Paoletti	10-2018	F. Ardini Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Post. Ms. Edilizia Arduini Ord. Ing. Ingegneri della Provincia di Roma n. 15902 del 14/11/18
B	Revisione	F. Serrau	Magg.2020	M. Monda	Magg.2020	T. Paoletti	Magg.2020	

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	9
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	9
3	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA	11
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
4.1	DATI GENERALI.....	13
4.2	CARATTERISTICHE TECNICHE	13
5	ANALISI DEI CARICHI	15
5.1	AZIONI SULLA STRUTTURA IN CONDIZIONI STATICHE	15
	<i>Pesi propri strutturali (g_1)</i>	<i>15</i>
	5.1.1.1 Cassoncini in C.A.P	15
	5.1.1.2 Impalcato	16
	5.1.2 Permanenti portati (g_2).....	17
	5.1.3 Carichi mobili (q_1).....	17
	5.1.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3) (§ 5.1.3.5)	22
	5.1.5 Ritiro calcestruzzo (ϵ_2).....	23
	5.1.6 Variazioni termiche (ϵ_3)	25
	5.1.7 Scorrimenti viscosi (ϵ_4)	25
	5.1.8 Azione centrifuga (q_4).....	26
	5.1.9 Azione del vento (q_5).....	27
	5.1.10 Resistenze passive dei vincoli (q_9).....	32
	5.1.11 Urto del veicolo in svio sulle barriere sicurvvia (q_8)	32
5.2	AZIONI SULLA STRUTTURA IN CONDIZIONE SISMICA	34
	5.2.1 Individuazione della pericolosità del sito.....	35
	5.2.2 Scelta della strategia di progettazione.....	36

5.2.3	Determinazione del fattore di struttura.....	36
5.2.4	Determinazione dell'azione di progetto.....	36
5.2.5	Parametri per lo stato limite SLV	37
6	COMBINAZIONI DI CARICO	39
6.1	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CALCOLO.....	39
6.2	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO.....	39
6.3	COMBINAZIONI RELATIVE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	41
6.4	COMBINAZIONI STATICHE SLU E SLE.....	42
6.5	TRAFFICO	42
6.6	AZIONE SISMICA	44
6.7	COEFFICIENTI PARZIALI – EFFETTI GLOBALI	44
6.8	COEFFICIENTI PARZIALI – EFFETTI LOCALI	47
7	IMPOSTAZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO STRUTTURALE	53
7.1	MODELLO LOCALE	53
7.2	MODELLO GLOBALE	53
8	IMPALCATO: ANALISI EFFETTI GLOBALI	68
8.1	TRAVI PRINCIPALI	69
8.1.1	Sezione in mezzeria (M+).....	69
8.1.1.1	Verifica SLE- tensionale.....	71
8.1.1.2	Verifica SLU-STR.....	82
8.1.1.3	Verifica fessurazione.....	83
8.1.2	Sezione a 5 metri dall'appoggio.....	83
8.1.2.1	Verifiche SLE – tensionali	85
8.1.2.2	Verifiche SLU-STR.....	96
8.1.3	Sezione all'appoggio: verifica a taglio.....	96
8.2	TRAVERSI	98
8.2.1	Momento positivo.....	98
8.2.1.1	Verifica SLE- tensionale.....	98
8.2.1.2	Verifica SLU-STR.....	110

8.2.2	Momento negativo	111
8.2.2.1	Verifica SLE -tensionale.....	111
8.2.2.2	Verifica SLU_STR.....	123
8.3	APPARECCHI DI APPOGGIO.....	125
8.3.1	Scarichi sugli apparecchi di appoggio	125
8.3.2	Verifica varchi e spostamenti apparecchi di appoggio	126
8.4	VERIFICA DEFORMABILITÀ IMPALCATO.....	129
9	IMPALCATO: ANALISI EFFETTI LOCALI.....	130
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	130
9.1.1	Caratteristiche geometriche dei frames	130
9.1.2	Condizioni di vincolo del modello.....	131
9.1.3	Descrizione delle condizioni di carico	131
9.1.3.1	Carichi strutturali e carichi permanenti	131
9.1.3.2	Carichi mobili q1.....	134
9.1.3.3	Carichi Schema 1:.....	135
9.1.3.4	Carichi Schema 2:.....	136
9.1.3.5	Azione del vento q ₅	138
9.1.3.6	Salto termico ε ₃	138
9.1.3.7	Urto dei veicoli in svio	139
9.1.4	Analisi dei risultati	139
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	140
9.2.1	Soletta	140
9.2.1.1	Verifica armatura trasversale	140
9.2.1.2	Verifica a taglio.....	145
9.2.2	Verifica nervature travi CAP	146
9.2.3	Verifica predalles in fase di getto.....	151
10	INCIDENZE.....	155

1 PREMESSA

Il progetto di raddoppio della tratta Cesano – Vigna di Valle, sulla linea ferroviaria Roma – Viterbo, costituisce la prima fase funzionale del più esteso intervento di raddoppio tra Cesano e Bracciano, previsto dal recente Accordo Quadro tra Regione Lazio e RFI del 22/02/2018.

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo dell'impalcato del cavalcaferrovia IV03.

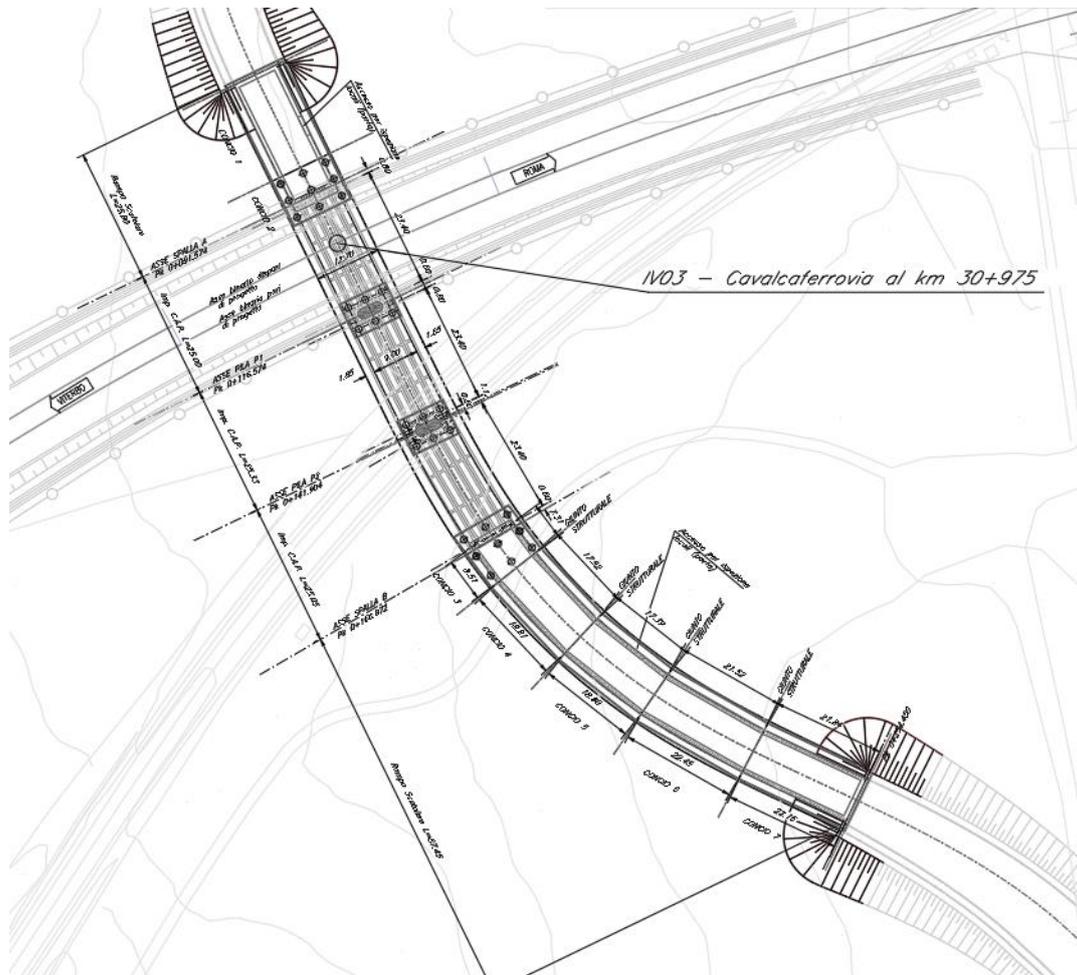


Fig. 1 – Stralcio planimetrico cavalcaferrovia IV03

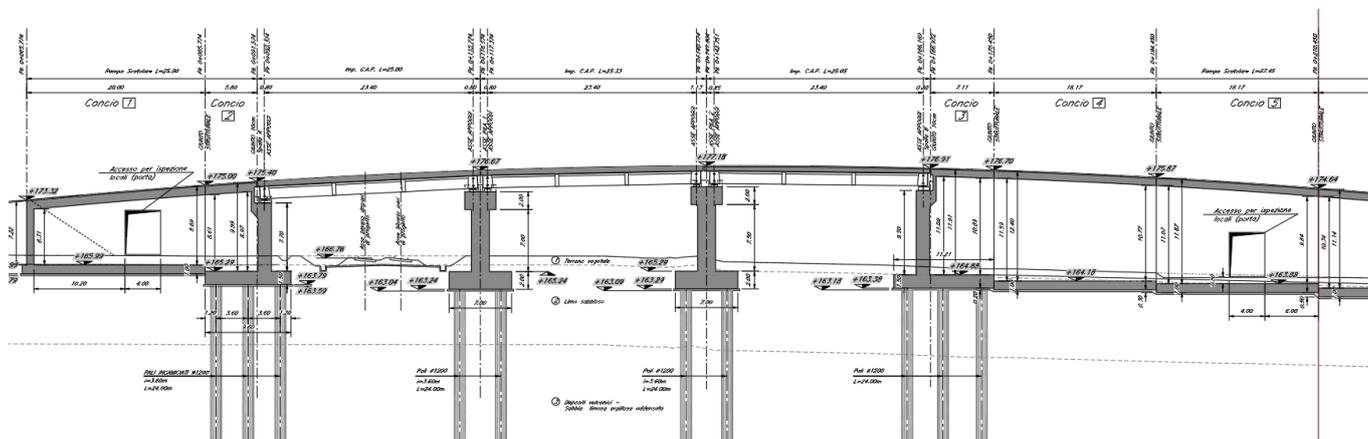


Fig. 2 – Profilo cavalferrovia IV03

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le disposizioni vigenti in Italia e con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, secondo il DM 17 gennaio 2018 e a quanto previsto dal MdP RFI.

L'impalcato oggetto della presente relazione, è realizzato con un sistema di travi prefabbricate in cemento armato precompresso. La precompressione è realizzata mediante: 44 trefoli da 0.6" nella parte centrale della trave e 32 trefoli da 0.6" nella zona terminale (5 m dall'appoggio). Lo schema statico è quello di cinque travi semplicemente appoggiate alle estremità di luce netta pari a 24.40 m. Ogni impalcato è caratterizzato da una larghezza complessiva pari a 12.70 m (di cui 9.00 m relativi alla carreggiata stradale).

La struttura dell'impalcato si compone con cassoncini prefabbricati in c.a.p., aventi un interasse di 2 m e lunghezza pari a 24.40 m. Le travi principali sono solidarizzate da 4 traversi (2 sull'asse-appoggi e 2 in campata) prefabbricati insieme alle travi (precompressione con 1 cavo superiore da 7 trefoli da 0.6" e 1 cavo inferiore da 7 trefoli da 0.6"). Le travi hanno un'altezza costante pari a 1.40 m, una larghezza superiore di 2 m ed inferiore di 1 m. Lo spessore medio della soletta inferiore è di 0.23 m mentre quello delle anime è di 0.14 m. La soletta di completamento in cemento armato ha uno spessore variabile tra 0.25÷0.48 m.

Il viadotto che interessa l'impalcato in oggetto è composto da tre campate appoggiate su due pile.

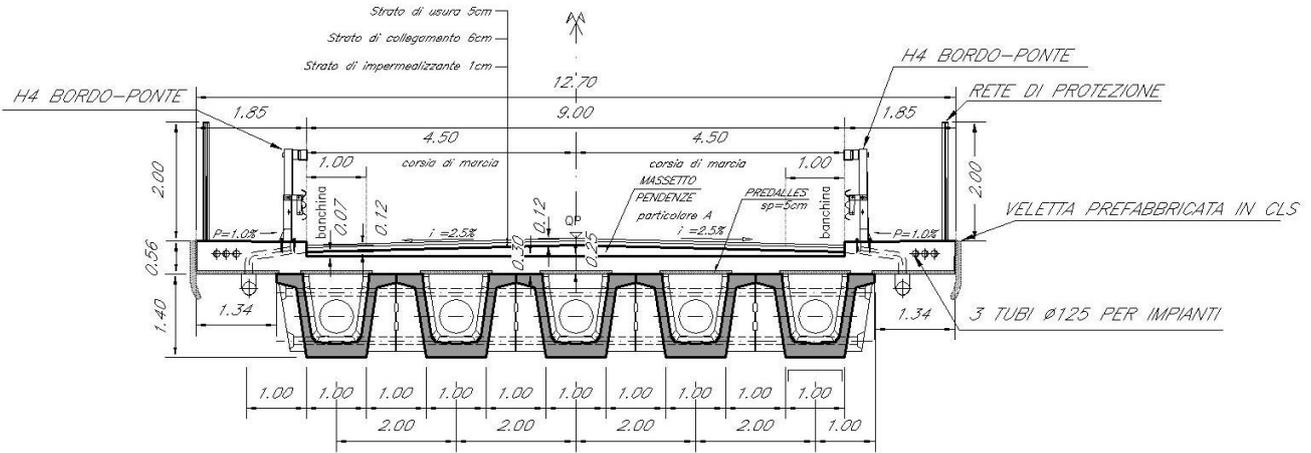


Fig. 3 – Sezione impalcato in retto

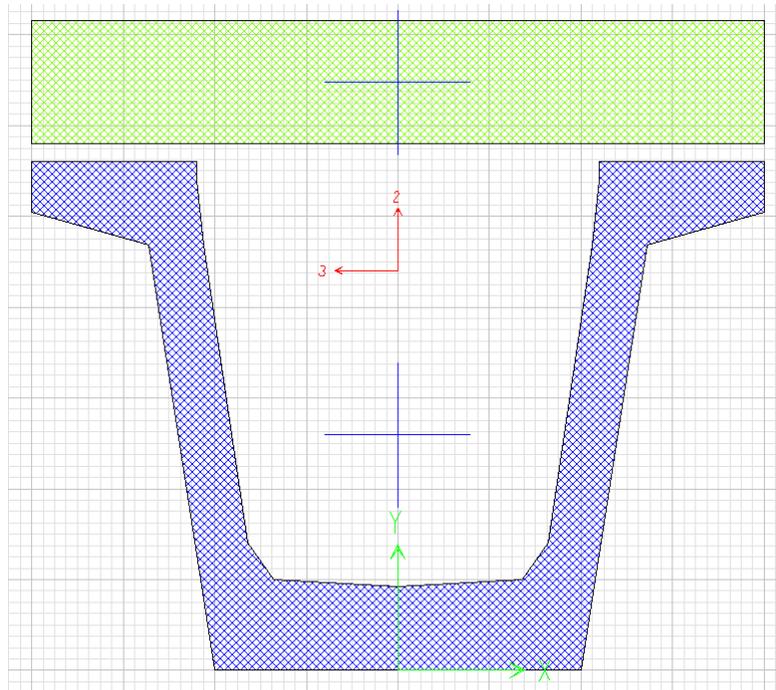


Fig. 4 – Sezione tipo cassoncino in c.a.p. con soletta collaborante superiore, modello di calcolo SAP2000

Lo schema di vincolo di ogni impalcato prevede cinque apparecchi di appoggio per ognuna delle estremità, con schema globale di tipo fisso – unidirezionale.

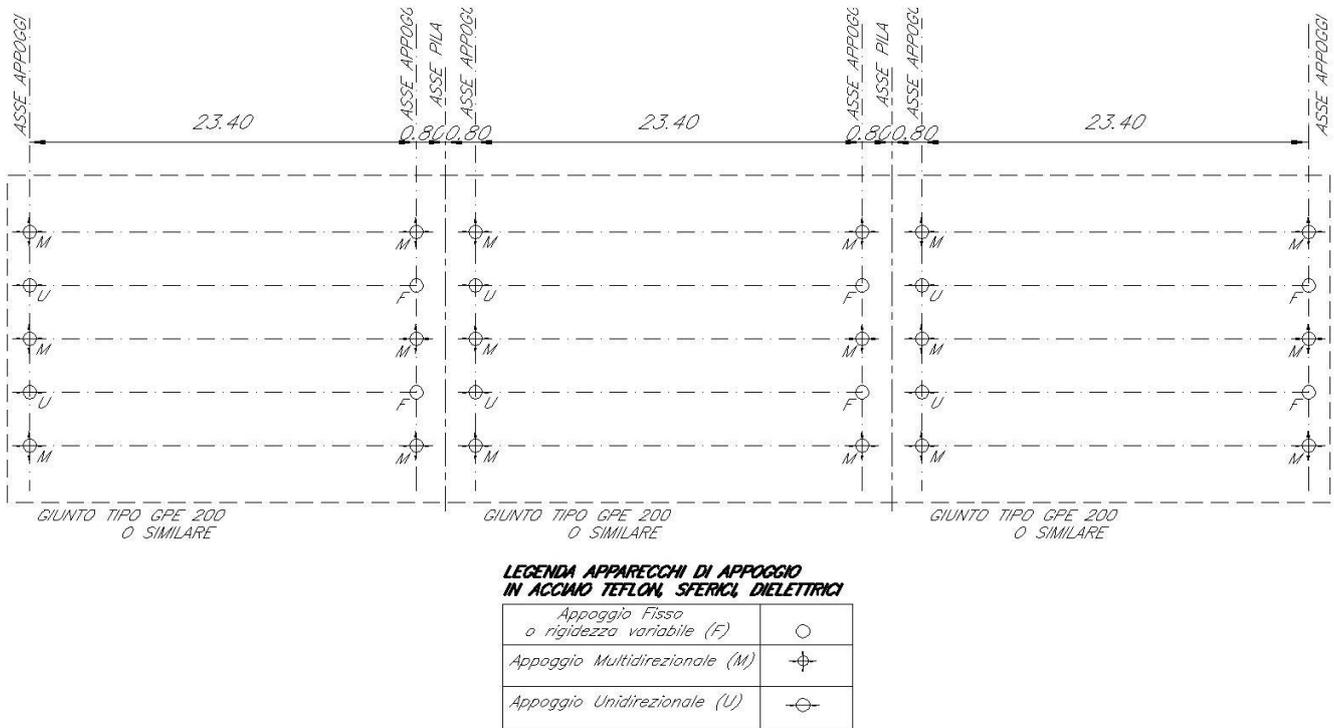


Fig. 5 – Schema appoggi fissi-mobili

Le travi e i traversi vengono realizzati in stabilimento mediante il getto del calcestruzzo in casseformi metalliche, vibrato ad alta frequenza per la compattazione e trattato con ciclo termico. La precompressione delle travi è realizzata mediante la pretensione di trefoli, a tiro multiplo, sulle piste di confezionamento prevedendo la posa in opera di guaine per la quota parte dei trefoli che verranno in seguito tagliati: si provvederà inoltre a sfilare da apposite cassette i tratti di armatura non aderente, con successiva iniezione dei condotti e sigillatura delle cassette. La precompressione dei traversi viene eseguita con armatura post-tesa.

La soletta in cemento armato è prevista gettata in opera utilizzando delle predalle in c.a. aventi spessore di 5 cm.

Una volta disposte le predalles si provvede alla posa dell'armatura trasversale integrativa e dell'armatura longitudinale di ripartizione e quindi si esegue il getto a spessore definitivo.

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- [1] D.M. 17.01.2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’Applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 B del 22-12-17: “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” (M&P 2018) Parte II - Sezione 3: Corpo stradale;
- [4] RFI DTC SI CS MA IFS 001 B del 22-12-17: “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” (M&P 2018) Parte II - Sezione 2: Ponti e strutture;
- [5] UNI EN 206-1:2016. “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [6] UNI 11104-2016: Calcestruzzo,” Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali”;
- [7] UNI EN 1992-1-1:2015. “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [8] UNI EN 1997-1:2013 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”;
- [9] UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

2.2 Elaborati di progetto di riferimento

IV03 - Relazione tecnica descrittiva	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	R	O	I	V	0	3	0	0	0	0	1	A
IV03- Planimetria di progetto	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	8	I	V	0	3	0	0	0	0	1	A
IV03 - Relazione di calcolo impalcato	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	V	0	3	0	7	0	0	1	A
IV03 - Relazione di calcolo struttura scatolare	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	V	0	3	0	0	0	0	1	A

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NR1J 01 D 29 CL IV0307001 B 10 di 155

IV03 - Relazione di calcolo muro di sostegno km 0+314.99 al km 0+350.82	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	V	0	3	0	0	0	0	2	A
IV03 - Relazione di calcolo spalla A	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	V	0	3	0	4	0	0	1	A
IV03 - Relazione di calcolo spalla B	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	V	0	3	0	4	0	0	2	A
IV03 - Relazione di calcolo pila	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	V	0	3	0	5	0	0	1	A
IV03 - Fasi costruttive Tav. 1/2	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	3	A
IV03 - Fasi costruttive Tav. 2/2	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	4	A
IV03 - Scavi, demolizioni - Pianta e sezioni	1:200	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	1	A
IV03 - Pianta fondazioni, pianta impalcato, prospetto e sezione longitudinale Tav. 1/2	1:200	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	2	A
IV03 - Pianta fondazioni, pianta impalcato, prospetto e sezione longitudinale Tav. 122	1:200	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	3	A
IV03 - Carpenteria impalcato	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	7	0	0	1	A
IV03 - Carpenteria Spalla A	1:50	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	4	0	0	1	A
IV03 - Carpenteria Spalla B	1:50	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	4	0	0	2	A
IV03 - Carpenteria Pila P1	1:50	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	5	0	0	1	A
IV03 - Carpenteria Pila P2	1:50	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	5	0	0	2	A
IV03 - Sezione tipo struttura scatolare	1:50	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	5	A
IV03 - Muro di sostegno km 0+314.99 - km 0+350.82	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	6	A
IV03 - Apparecchi d'appoggio e giunti	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	1	A
IV03 - Particolari costruttivi	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	V	0	3	0	0	0	0	2	A

3 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale. Di seguito si riportano le descrizioni delle unità di misura principali:

- unità di misura principali

N	(Newton)	unità di forza
m	(metro)	unità di lunghezza
kg	(kilogrammo-massa)	unità di massa
s	(secondo)	unità di tempo

- unità di misura derivate

kN	(kiloNewton)	10^3 N
MN	(megaNewton)	10^6 N
kgf	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm	(centimetro)	10^{-2} m
mm	(millimetro)	10^{-3} m
Pa	(Pascal)	1 N/m ²
kPa	(kiloPascal)	10^3 N/m ²
Mpa	(megaPascal)	10^6 N/m ²
N/m³	(peso specifico)	
g	(accelerazione di gravità)	~ 9.81 m/s ²

- corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ	(sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm ²)
ε	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
φ	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Dati generali

L'opera è in calcestruzzo cementizio armato. Sono previste anche parti minori in carpenteria metallica.

Le caratteristiche dei materiali previsti dal progetto sono le seguenti:

- Calcestruzzo

Sono previsti due tipi di calcestruzzo, rispettivamente per le travi in CAP prefabbricate e la soletta gettata in opera.

- Armature lente in barre

Si utilizza acciaio tipo B450C.

- Armature da precompressione

Si utilizza acciaio in trefoli con f_{tpk} 1860 Mpa.

4.2 Caratteristiche tecniche

CALCESTRUZZO PER SOLETTA

Classe	C30/37		
$R_{ck} =$	37.00	N/mm ²	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	30.00	N/mm ²	resistenza caratteristica cilindrica
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$f_{cd} =$	16.46	N/mm ²	resistenza di progetto
$c =$	40	mm	copriferro minimo
	XC3	-	classe di esposizione

CALCESTRUZZO PER TRAVI IN PRECOMPRESSO E TRASVERSI

Classe C45/55

$R_{ck} =$	55.00	N/mm ²	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	45.00	N/mm ²	resistenza caratteristica cilindrica
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$f_{cd} =$	25.50	N/mm ²	resistenza di progetto
$c =$	40	mm	copriferro minimo
	XC4	-	classe di esposizione

ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

B 450 C			controllato in stabilimento
$f_{yk} \geq$	450.0	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_M =$	1.15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	391.3	N/mm ²	resistenza di progetto
$E_s =$	200000	N/mm ²	modulo elastico

ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

<i>trefoli ϕ 0.6" stabilizzati</i>			<i>(travi)</i>
$f_{ptk} \geq$	1860	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(0.1)k} \geq$	1670	N/mm ²	tensione caratteristica allo 0.1% di deformazione
$E_s =$	195 000	N/mm ²	modulo elastico
<i>Cavi da 7 trefoli ϕ 0.6" stabilizzati</i>			<i>(traversi)</i>
$f_{ptk} \geq$	1860	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(0.1)k} \geq$	1670	N/mm ²	tensione caratteristica allo 0.1% di deformazione
$E_s =$	195 000	N/mm ²	modulo elastico

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 Azioni sulla struttura in condizioni statiche

Si riporta nel seguito una descrizione dei carichi considerati per il dimensionamento delle strutture in oggetto. I carichi agenti sull'impalcato (pesi propri strutturali, permanenti portati e carichi mobili) sono stati ripartiti trasversalmente sulle travi a cassone utilizzando una distribuzione geometrica secondo le rispettive aree di influenza

Nel seguito sono sviluppate le analisi per definire i pesi propri della struttura; nella tabella seguente sono invece definiti i pesi specifici dei materiali utilizzati nella struttura in oggetto:

Materiale	Peso	U.M.
<i>Calcestruzzo</i>	<i>25,00</i>	<i>kN/m³</i>
<i>Pavimentazione stradale</i>	<i>20,00</i>	<i>kN/m³</i>
<i>Acciaio</i>	<i>78,50</i>	<i>kN/m³</i>

Pesi propri strutturali (g_1)

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta) è computato considerandoli di sezione piena in calcestruzzo ed è stato applicato come un carico uniformemente distribuito sulle travi.

5.1.1.1 Cassoncini in C.A.P

Dati generali travi C.A.P.			
n Tr	5		N° travi
L tr	25	m	L trave
D [a-t]	0.5	m	Distanza appoggio-testata
Lct	24.4	m	L calc trave
L1	7.80	m	Posizione trasversi
L2	7.80	m	
L3	7.80	m	

A sez c	0.7	m ²	A sezione corrente
P sez c	17.5	kN/m	Peso sezione corrente
A sez a	1	m ²	A sezione in appoggio
P sez r	25	kN/m	Peso sezione ringrossata
L sez r	1.8	m	Lunghezza sezione ringrossata
D [a-cs]	1.3	m	Distanza appoggio-cambio sezione

5.1.1.2 Impalcato

<i>Dati impalcato C.A.P.</i>			
H	1.4	m	Altezza travi
L imp	12.70	m	Larghezza impalcato
L bit	9.00	m	Larghezza bitumato
I tr	2	m	Interasse travi
S sol	0.25	m	Spessore soletta impalcato
S s max	0.18	m	Spessore calcestruzzo per inclinazione max
S s min	0.07	m	Spessore calcestruzzo per inclinazione min
S s med	0.125	m	Spessore calcestruzzo per inclinazione medio
S mar	0.57	m	Spessore marciapiede
h pr	0.05	m	Altezza predalles
n c	3	m	Numero corsie

<i>Sezione traverso di testata</i>			
L tr	0.4	m	Larghezza traverso
H tr	1.4	m	Altezza traverso
<i>Sezione traverso corrente</i>			
L tr	0.4	m	Larghezza traverso

H tr	1.4	m	Altezza traverso
Marciapiede a sbalzo			
L m	1.85	m	Larghezza marciapiede
P m	14.25	kN/m ²	Peso marciapiede

5.1.2 Permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati sono stati applicati come un carico uniformemente distribuito sulle quattro travi principali per quanto riguarda le seguenti tipologie:

Elementi non strutturali			
p.s. bit	20	kN/m ³	Peso di volume bitumato
S bit	0.12	m	Spessore bitumato
P p	1	kN/m	Peso parapetto
P i	1	kN/m	Peso impianti
P secur	1.4	kN/m	Peso sicurvia
P v	2.5	kN/m	Peso veletta

5.1.3 Carichi mobili (q_1)

La determinazione dei carichi mobili è stata effettuata in conformità alla normativa di riferimento (punto 5.1.3.3 - D.M. 2018).

Corsie convenzionali (§5.1.3.3.2)

Numero guard-rail laterali	2		
Larghezza pavimentazione	9.00	m	
Larghezza carreggiata (w)	9.00	m	
Numero di corsie convenzionali (n)	3	m	Tab. 5.1.I
Larghezza di una corsia convenzionale	3.00	m	Tab. 5.1.I
Larghezza zona rimanente	2.50	m	Tab. 5.1.I

Schemi di carico considerati (§5.1.3.3.3)

Si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili per ponti di 1° categoria (**Schema 1**):

- Prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{1k} = 600 \text{ kN}$ e un carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ su una larghezza convenzionale pari a 3.00m;
- seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{2k} = 400 \text{ kN}$ e $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$;
- terza colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{3k} = 200 \text{ kN}$ e $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$;
- quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

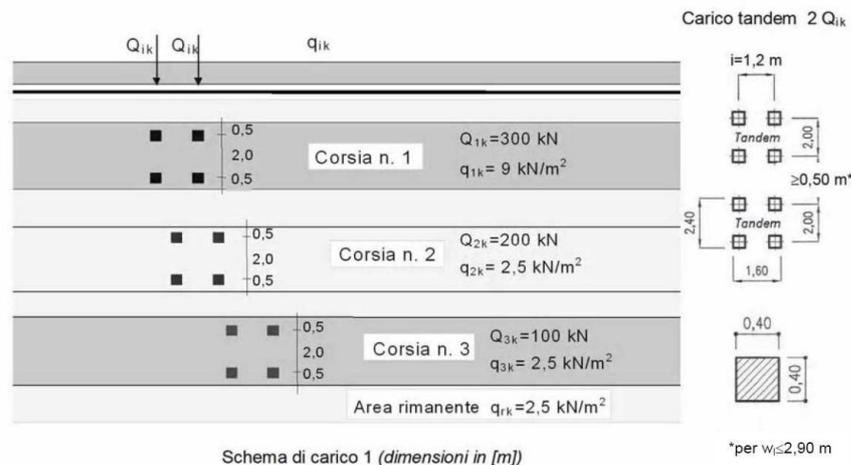


Fig. 6 – Stesa di carico NTC 2018 – Schema 1

Esclusivamente per le verifiche locali, lo **Schema 2** costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m e di altezza 0,35 m. Nel caso sia più gravoso, si considera il peso di una singola ruota da 200 kN.

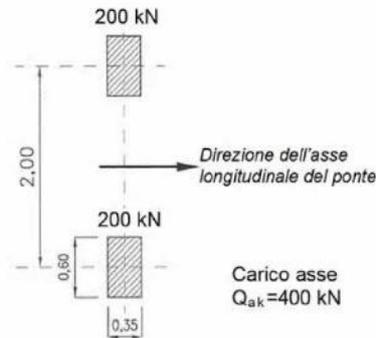


Fig. 7 – Stesa di carico NTC 2018 – Schema di carico 2 per verifiche locali

Dati tutti i marciapiedi e passerelle pedonali provvisti di sicurtà, si è escluso lo schema 3. Queste sono state comunque verificate localmente considerando lo schema 4 dato da un carico isolato di 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m:



Fig. 8 – Stesa di carico NTC 2018 – Schema di carico 4 per verifiche locali su marciapiedi e passerelle

L'effetto della folla su tutta la carreggiata, inclusi marciapiedi e piste ciclabili è computato considerando lo **schema 5** di folla compatta che considera un carico di 5 KN/m² da applicare su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale.

Nelle combinazioni del gruppo di azioni 1 si è invece adottato il valore di 2,5 KN/m² come riportato in [5.1.3.12 Tab. 5.1.IV]. Data la luce dell'impalcato inferiore ai 300 m, si è escluso lo schema 6.

I carichi mobili sono stati applicati come un carico uniformemente distribuito sulle travi principali in base alla loro area di influenza.

Strutture secondarie di impalcato (§ 5.1.3.3.6)

La diffusione avviene considerando un angolo di 45° fino al piano medio della soletta sottostante ().

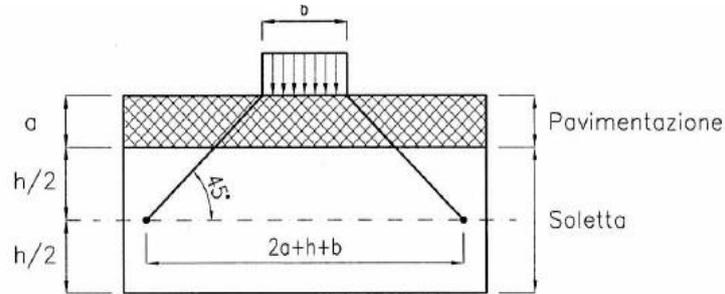


Fig. 9 – Schema di ripartizione azioni sulla soletta

A seconda dello schema di carico varia la larghezza b dell'impronta.

Spessore pavimentazione (a)	0.12	m
Spessore medio soletta (h)	0.425	m

Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose (§ 5.1.3.3.5). Per la verifica globale delle sollecitazioni sull'impalcato, in particolare sulla trave di riva, è stata individuata la seguente disposizione:

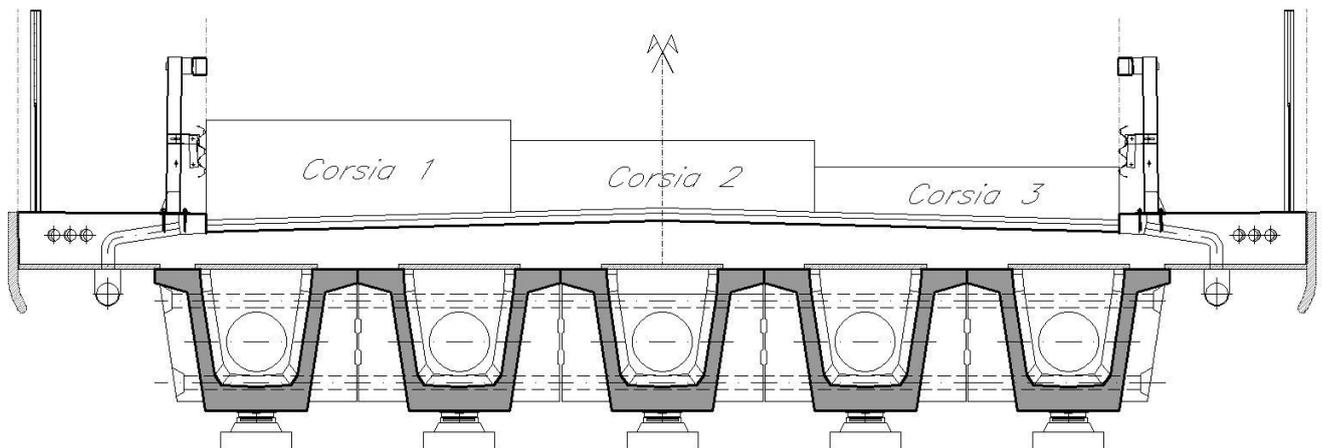


Fig. 10 – Disposizione più gravosa carichi per effetti globali

I carichi applicati con le relative distanze d dal baricentro delle travi sono i seguenti:

Corsia 1

	d [m]	Baricentro corsia	Coefficiente di ripartizione
Trave 1	1.00	1	0.50
Trave 2	1.00	1	0.50

Corsia 2

	d [m]	Baricentro corsia	Coefficiente di ripartizione
Trave 2	2.00	2	0.1667
Trave 3	0.00	2	0.6667
Trave 4	2.00	2	0.1667

Corsia 3

	d [m]	Baricentro corsia	Coefficiente di ripartizione
Trave 4	1.00	3	0.50
Trave 5	1.00	3	0.50

5.1.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3) (§ 5.1.3.5)

Per i ponti di 1° categoria la forza di frenamento/accelerazione è determinata secondo la seguente relazione:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.1q_{1k} w_1 L \leq 900\text{kN}$$

Q_{1k}	300.00	KN
q_{1k}	9	KN/m ²
w_1	3.00	m
L	25	m
Calcolo	427.5	kN
Frenatura e accelerazione	427.5	kN
Forza distribuita sull'impalcato	17.1	kN/m

La forza così ricavata ed il relativo momento di trasporto, sono stati applicati alle travi sulle quali insiste la corsia di carico 1

Frenatura			
	d [m]	Baricentro corsia	Coefficiente di ripartizione
Trave 1	1.00	1	0.50
Trave 2	1.00	1	0.50

	RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0307001	REV. B	FOGLIO 23 di 155

5.1.5 Ritiro calcestruzzo (ϵ_2)

Nell'espressione precedente ϵ_{cd} rappresenta la deformazione per ritiro da essiccamento e ϵ_{ca} la deformazione per ritiro autogeno.

L'età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro (t_0) è quella per cui si ha l'applicazione della precompressione (15 gg). Gli effetti del ritiro sulla struttura composta si calcolano come perdita di precompressione nel calcolo delle tensioni.

Si è assunta l'ipotesi per cui la trave abbia già scontato tutto il suo ritiro nel momento del getto della soletta, pertanto nascerà un accorciamento differenziale che indurrà una forza eccentrica nella sezione composta.

In relazione alla geometria della soletta, alle condizioni ambientali, considerando il getto in presenza di umidità relativa media pari a 80%, si assume una deformazione per ritiro a tempo infinito pari a:

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	24 di 155

DATA

Coefficiente di viscosità

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$	1.8569	creep coefficient
$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$	1.9335	nominal creep coefficient
φ_{RH}	1.2903	per $f_{cm} > 35$ Mpa
φ_{RH}		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
RH	80 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2.7253	
$\beta(t_0)$	0.5498	
h0	222.222222 [mm]	
Ac	5000 [cm ²]	
u	450 [cm]	
$\beta_c(t, t_0)$	0.9604	
t	10000 [days]	
t ₀	15 [days]	
t-t ₀	9985 [days]	
β_H	733.13 TRUE	per $f_{cm} > 35$ Mpa
β_H		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
α_1	0.9441	
α_2	0.9837	
α_3	0.9597	
f _{cm}	38.00 [MPa]	
f _{ck}	30.00 [MPa]	

DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO

$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	0.00025295	deformazione totale da ritiro
ϵ_{cd}	0.00022031	deformazione da ritiro per essiccamento
ϵ_{ca}	3.2648E-05	deformazione da ritiro autogeno

DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO

$\epsilon_{cd,ss} = k_h * \epsilon_{cd,0}$	0.00022323	
$\epsilon_{cd,0}$	0.00026895	appendix B for $\epsilon_{cd,0}$
α_{ds1}	4 CLS class N	
α_{ds2}	0.12 CLS class N	
β_{RH}	0.7564	
RH ₀	100 [%]	
f _{cm,0}	10 [MPa]	
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0.98690313	
t	10000	
t _s	15	

DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO

$\beta_{as}(t) =$	0.6529549	
t	28	
$\epsilon_{ca}(t) =$	0.00005	

Carichi equivalenti a creep e shrinkage

C.A.	C30/37		- Calcestruzzo
A=	0.5	m ²	- Soletta area
e=	0.5414	m	- distanza tra centro di gravità della sezione combinata e centro di gravità della soletta
E=	33000000	kN/m ²	- E modul di calcestruzzo
$\varphi =$	1.8569		- creep coefficiente
$\epsilon_{cs} =$	0.00025295		- deformazione da creep e shrinkage
E*	11550981.83	MPa	- ridotto E modul per creep e shrinkage
$\sigma =$	2921.820855	kN/m ²	- stress da creep e shrinkage in soletta
F _{cs} =	1461	kN	- forza normale per l'input in SAP2000
M _{cs} =	791	kN*m	- momento per l'inserimento in SAP2000

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0307001	REV. B	FOGLIO 25 di 155

5.1.6 Variazioni termiche (ε3)

Si è inoltre considerata una variazione termica differenziale di $\pm 5^\circ$ tra soletta e trave in c.a.p. ed una variazione termica uniforme dell'impalcato. A causa dell'isostaticità dello schema statico sono stati trascurati gli effetti globali delle variazioni termiche.

Il carico di temperatura viene immesso nel modello SAP2000 come forza e momento equivalenti, che vengono calcolati di seguito:

Variazioni termiche carichi equivalenti

C.A.	C30/37		- Calcestruzzo
E=	33000000	MPa	- E modul di calcestruzzo
ΔT=	5	degrees	- variazioni termiche
A=	0.5	m ²	- soletta area
e=	0.5414	m	- distanza tra centro di gravità della sezione combinata e centro di gravità della soletta
α _T =	0.00001		- coefficient of thermal expansion concrete of concrete
ε _T =	0.00005		- deformazione da variazioni termiche
σ=	1650	kN/m ²	- stress da variazioni termiche in soletta
F _T =	825	kN	- forza normale per l'input in SAP2000/per ΔT=±5/
M _T =	447	kN*m	- momento per l'inserimento in SAP2000/per ΔT=±5/

5.1.7 Scorrimenti viscosi (ε4)

Gli effetti conseguenti alla viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata (sovraccarichi permanenti, ritiro, ecc.) possono essere valutati assumendo nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta un valore fittizio del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c^* fornito dall'espressione:

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) \quad \text{modulo di elasticità ridotto}$$

$$\phi = 1.8569 \quad \text{coefficiente finale di viscosità}$$

5.1.8 Azione centrifuga (q_4)

Una parte marginale dell'impalcato è interessata da una curva planimetrica di raggio $R = 100$ [m], pertanto si è scelto di considerare la presenza della azione centrifuga, nell'ottica di condurre un calcolo in favore di sicurezza. Come riportato nella normativa di riferimento (punto 5.1.3.6 - D.M. 17.01.2018; Tab 5.1.III), a seconda del raggio planimetrico è fornita l'espressione del carico dovuto all'azione centrifuga:

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

quindi:

Azione Centrifuga						
R	138	m				
Q_v	1200	kN				
Q_4	240	kN				
Momento_ Q_4	9.1	kNm /m				
Trave 1	Trave 2	Trave 3	Trave 4	Trave 5		
2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	kN/m	
1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	kNm /m	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0307001	REV. B	FOGLIO 27 di 155

5.1.9 Azione del vento (q5)

L'azione del vento, in accordo con le prescrizioni di Normativa (Capitolo 3.3 NTC2018), è stata analizzata mediante un'azione statica equivalente utilizzando le seguenti espressioni:

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento

C_e è il coefficiente di esposizione

C_p è il coefficiente di pressione;

C_d è il coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_r (in N/m²) è data dall'espressione:

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

dove:

V_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³

Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento V_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno $T_r=50$ anni. Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_b = V_{b,0} * C_a$$

- $V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare
- C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

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

dove:

- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione;
- a_0 , K_s sono forniti nella seguente tabella:

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

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

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferita ad un periodo di ritorno T_r . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b C_r$$

dove:

- V_b è la velocità base di riferimento;
- C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla seguente relazione:

$$C_r = 0.75 \left(1 - 0.2 * \ln \left(- \ln \left(1 + \frac{1}{T_r} \right) \right) \right)^{0.5}$$

dove T_r è il periodo di ritorno espresso in anni.

L'espressione per il calcolo della velocità di riferimento del vento $V_b(T_R)$ riferita a un generico periodo di ritorno è la seguente:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

Dove:

- $V_b=$ è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;

- α_R è un coefficiente fornito dalla seguente espressione:

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

Nel caso in esame, essendo in zona 3, con $a_s = 159$ m.s.l.m., $v_{b,0} = 27$ [m/s], $a_0 = 500$ [m] e $k_s = 0.37$, per cui risulterà:

- $c_a = 1$ per $a_s < a_0$
- $V_b = V_{b,0} \cdot C_a = 27 \cdot 1 = 27$ m/s (con $T_r = 50$ anni)
- $\alpha_r = 1.02$ (con $T_R = 75$ anni)
- $V_b(T_r) = \alpha_R \cdot V_b = 1.02 \cdot 27 = 27.633$ m/s

La pressione cinetica di riferimento vale quindi:

- $q_r = 0.5 \rho \cdot V_r^2 = 477$ N/m²

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche, ci si riferisce alla formula:

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

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

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono funzione della categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

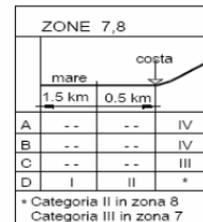
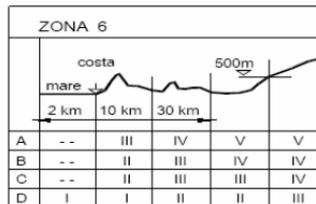
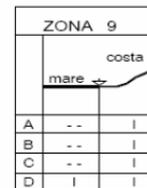
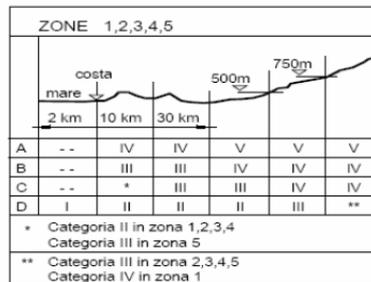
In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



Essendo la struttura in oggetto in zona 3 e classe di rugosità del terreno D, categori di esposizione I, si determinano i seguenti parametri:

$$k_r = 0.17, z_0 = 0,01m, z_{\min} = 2.00 m \text{ e } z = 9.80 m \quad (\text{Tab. 3.3.II})$$

per cui:

$$c_e = 2.76$$

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

$$c_d = 1.00$$

Coefficiente di pressione c_p

Per la valutazione del coefficiente di pressione c_p , si fa riferimento alla Circolare del 21 gennaio 2019, al paragrafo C3.3.8.6.1 e C3.3.8.6.2. Si determina il valore del coefficiente φ e si valuta il coefficiente di forma c_p sulle travi dell'impalcato considerando la riduzione come di seguito:

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Il valore effettivo della distribuzione della pressione del vento sull'impalcato del viadotto, calcolata secondo il procedimento sopra descritto, è pari a:

Vento					
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
	trave 1	trave 2	trave 3	trave 4	trave 5
Q vento	2.5855	0.5171	0.10342	0.020684	0.0041368
Q vento [marciapiede]	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
	kN/m m				kN/m m
Q vento_momento [marciapiede]	7.8				7.8
Q vento_trasporto	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92
Q vento_momento di trasporto	7.12				7.12

La pressione aereodinamica del treno non è stata considerata nel calcolo degli stessi perché non è dimensionante.

5.1.10 Resistenze passive dei vincoli (q9)

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

5.1.11 Urto del veicolo in svio sulle barriere sicurvia (q8)

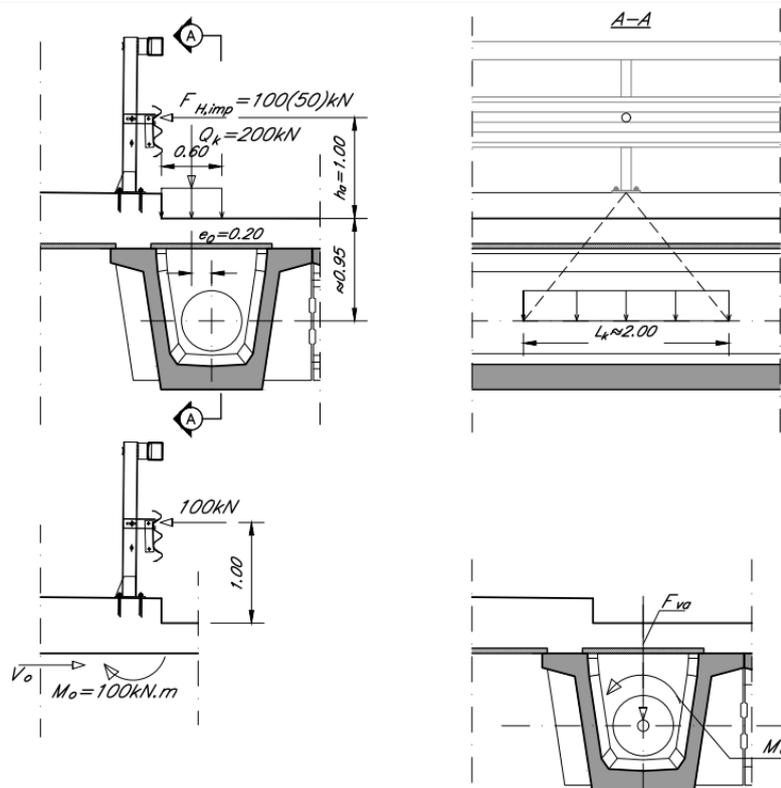
Sulla base delle prescrizioni normative (§5.1.3.10 e §3.6.3.3.2 – NTC2018), l'urto di un veicolo stradale sulle barriere sicurvia è stato modellato come un sistema di forze orizzontali applicate in corrispondenza delle barriere ad un'altezza pari alla minore tra:

- h_1 : altezza della barriera (pari a 1,5 m) – 0,10 m
- h_2 : 1 m

quindi $h = 1$ m.

L'azione orizzontale equivalente è di 100 kN.

Valutazione impatto sulla barriera di sicurezza



Si fa riferimento a due possibili configurazioni:

- Azioni applicate a metà campata delle travi longitudinale
- Azioni applicate nelle sezioni d estremità.

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

Riepilogo carichi assegnati agli elementi frame

Carichi lineari gravitazionali					
	Trave 1	Trave 2	Trave 3	Trave 4	Trave 5
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
G1_trave	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
G1_trave	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
G1_soletta	15.95	21.25	21.25	21.25	15.95
G1_marciapiede	26.37				26.37
G2_veletta	2.50				2.50
G2_pavimentazione	3.60	4.80	4.80	4.80	3.60
G2_sicurvia	1.40				1.40
G2_parapetti	1.00				1.00
G2_impianti	1.00				1.00
qfk	9.25				9.25

	Trave 1	Trave 2	Trave 3	Trave 4	Trave 5
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
G1_trave	0.00				0.00
G1_soletta	8.00				8.00
G1_marciapiede	37.71				37.71
G2_veletta	6.00				6.00
G2_pavimentazione	1.80				1.80
G2_sicurvia	1.12				1.12
G2_parapetti	2.20				2.20
G2_impianti	1.46				1.46
qfk	13.88				13.88

Eccentricità carichi gravitazionali

	Trave 1	Trave 2	Trave 3	Trave 4	Trave 5
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
G1_trave	0.00				0.00
G1_soletta	0.50				0.50
G1_marciapiede	1.43				1.43
G2_veletta	2.40				2.40
G2_pavimentazione	0.50				0.50
G2_sicurvia	0.80				0.80
G2_parapetti	2.20				2.20
G2_impianti	1.46				1.46
qfk	1.50				1.50

5.2 Azioni sulla struttura in condizione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono state determinate attraverso un'analisi dinamica lineare, modellando in SAP2000 il telaio e utilizzando il metodo della sovrapposizione modale con spettro di risposta.

Gli spettri di progetto definiti sono stati determinati a partire dalla classe d'uso, la vita nominale, le categorie topografiche e di sottosuolo e in base allo stato limite da considerare.

Il ponte appartiene alla classe d'uso IV, cui corrisponde un coefficiente d'uso $c_u = 2$, la vita nominale è pari a $V_N = 100$ anni, la categoria di sottosuolo è "C" e la categoria topografica è "T1".

L'azione sismica è stata calcolata per gli stati limite:

- Stato limite ultimo: Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV

Si analizza solamente la struttura per gli SLV per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio, in quanto il solo impalcato non è sensibile alle azioni sismiche, siano esse orizzontali che verticali

5.2.1 Individuazione della pericolosità del sito

Si utilizza a tale scopo il foglio elettronico "Spettri NTC" fornito dal CSLP

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

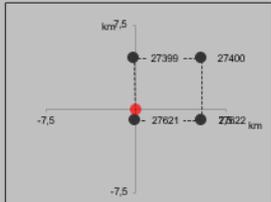
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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

5.2.2 Scelta della strategia di progettazione

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="120"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="201"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

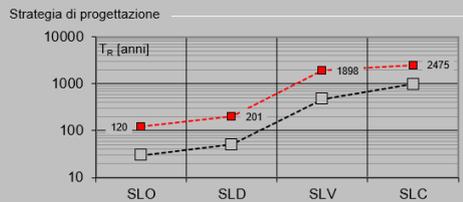
- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

5.2.3 Determinazione del fattore di struttura

La classe di duttilità scelta è la "B". Si assume un fattore di struttura $q=1$ sia per lo spettro di risposta orizzontale che verticale, poiché si impiegheranno le azioni sismiche per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio.

5.2.4 Determinazione dell'azione di progetto

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_B = 1.500$ $C_C = 1.423$ info

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

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

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

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

Elaborazioni

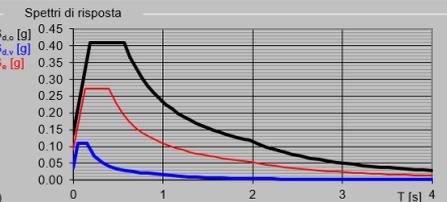
- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Spettri di risposta



INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

5.2.5 Parametri per lo stato limite SLV

$q = 1$; sisma orizzontale:

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.090 g
F_a	3.034
T_c	0.398 s
S_s	1.500
C_c	1.423
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.189 s
T_C	0.566 s
T_D	1.960 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c^2 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.135
T_B ←	0.189	0.410
T_C ←	0.566	0.410
	0.633	0.367
	0.699	0.332
	0.766	0.303
	0.832	0.279
	0.898	0.259
	0.965	0.241
	1.031	0.225
	1.098	0.212
	1.164	0.200
	1.230	0.189
	1.297	0.179
	1.363	0.170
	1.429	0.163
	1.496	0.155
	1.562	0.149
	1.629	0.143
	1.695	0.137
	1.761	0.132
	1.828	0.127
	1.894	0.123
T_D ←	1.960	0.119
	2.058	0.108
	2.155	0.098
	2.252	0.090
	2.349	0.083
	2.446	0.076
	2.543	0.070
	2.640	0.065
	2.737	0.061
	2.835	0.057
	2.932	0.053
	3.029	0.050
	3.126	0.047
	3.223	0.044
	3.320	0.041
	3.417	0.039
	3.514	0.037
	3.612	0.035
	3.709	0.033
	3.806	0.031
	3.903	0.030
	4.000	0.028

$q = 1$; sisma verticale:

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{ov}	0.037 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.230
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

$$T_D \leq T \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.037
$T_B \leftarrow$	0.050	0.111
$T_C \leftarrow$	0.150	0.111
	0.235	0.071
	0.320	0.052
	0.405	0.041
	0.490	0.034
	0.575	0.029
	0.660	0.025
	0.745	0.022
	0.830	0.020
	0.915	0.018
$T_D \leftarrow$	1.000	0.017
	1.094	0.014
	1.188	0.012
	1.281	0.010
	1.375	0.009
	1.469	0.008
	1.563	0.007
	1.656	0.006
	1.750	0.005
	1.844	0.005
	1.938	0.004
	2.031	0.004
	2.125	0.004
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.003
	2.500	0.003
	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	0.002
	3.250	0.002
	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

	RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0307001	REV. B	FOGLIO 39 di 155

6 COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 Combinazioni elementari di calcolo

In riferimento alle analisi di carico effettuate sono stati creati i casi di carico elementari impiegati poi nelle combinazioni di verifica ai vari Stati Limite riportati successivamente nella relazione.

Le combinazioni di carico elementari sono state poi combinate secondo i coefficienti dei vari stati limite indicati nel § 2 delle NTC18.

6.2 Definizione delle combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono stabilite, in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) e del MdP RFI. In accordo al § 2.5.3 del D.M. 17/01/18 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.):

- $\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma P \times P + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2 + \gamma Q3 \times \psi 03 \times Qk3 + \dots$ (2.5.1)

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili:

- $G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \times Qk2 + \psi 03 \times Qk3 + \dots$ (2.5.2)

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili:

- $G1 + G2 + P + \psi 11 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 + \dots$ (2.5.3)

Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

- $G1 + G2 + P + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 + \dots$ (2.5.4)

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E (v. § 3.2 D.M. 14/01/08):

- $E + G1 + G2 + P + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \dots$ (2.5.5)

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 D.M. 14/01/08):

- $G1 + G2 + P + Ad + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \dots$ (2.5.6)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0307001	REV. B

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I D.M. 14/01/08:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

	RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0307001	REV. B	FOGLIO 41 di 155

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

6.3 Combinazioni Relative Agli Stati Limite Ultimi

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La tabella 2.6.I e le successive tabelle 5.1.V e 5.2.V di cui al D.M. 17/01/18, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali. Nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle tabelle sopra citate.

Nella combinazione 2 dell'approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali

6.4 Combinazioni Statiche SLU e SLE

Per quanto riguarda le combinazioni generate per le verifiche agli SLU e gli SLE si rimanda alle verifiche degli elementi strutturali nei capitoli successivi. Nelle verifiche degli elementi parete, si è trascurato il contributo verticale dato dal peso proprio della parete stessa.

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dal D.M. 17 Gennaio 2018 al paragrafo § 2.5.3 e paragrafo §5.1.3.14.

6.5 Traffico

Nel §5.1.3.14 del [1] sono riportati i valori caratteristici delle azioni dovute al carico traffico, per i quali si tengono in considerazione le combinazioni riportate in seguito.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{t1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{t2}, \gamma_{t3}, \gamma_{t4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

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

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

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

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

Combinazioni SLE RARA

1		G1_Trave	G1_Solotta	G1_cakestruzzo inclinazione	G1_Marcapiede	G1_Transversale travi	G2_Pavimentazione	G2_Parapetto	G2_Implanti	G2_Skurva	G2_Velita	G2_BARRIERE	q1k	q2k	q3k	Q1k	Q2k	Q3k	qfk	q3Carichi frenatura	q4_Carico Centrifuga	q5_Vento	Temp Diff +	Temp Diff -	Uniform temp max	Uniform temp min	Ritiro cakestruzzo	q8_bARRIERE_skurva
SLE 01	3	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1									1
	4	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1									1
SLE 02	5	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5								1
	6	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1									1
SLE 03	7	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				0.6					1
	8	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				1					1
SLE 04	9	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5			0.6					1
	10	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				1					1
SLE 05	11	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1						0.6			1
	12	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1					1				1
SLE 06	13	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5					0.6			1
	14	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1						1			1
SLE 07	15	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1						0.6			1
	16	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1					1				1
SLE 08	17	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5					0.6			1
	18	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1					1				1
SLE 09	19	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			0.6						1
	20	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			1						1
SLE 10	21	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5			0.6					1
	22	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			1						1
SLE 11	23	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			0.6	0.6					1
	24	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			1	1					1
SLE 12	25	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5			0.6	0.6				1
	26	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			1	1					1
SLE 13	27	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				0.6		0.6			1
	28	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			1		1				1
SLE 14	29	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5			0.6		0.6			1
	30	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			1		1				1
SLE 15	31	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1							1
	32	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1							1
SLE 16	33	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1			0.6				1
	34	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1		1					1
SLE 17	35	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1		0.6					1
	36	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1							1
SLE 18	37	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1		0.6	0.6				1
	38	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1		1	1				1
SLE 19	39	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1				0.6			1
	40	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1			1				1
SLE 20	41	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1		0.6		0.6			1
	42	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1		1					1
SLE 21	43	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1							1
	44	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1							1
SLE 22	45	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.4	0.4	0.4		1							1
	46	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1							1
SLE 23	47	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1								1
	48	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1								1

1		G1_Trave	G1_Solotta	G1_cakestruzzo inclinazione	G1_Marcapiede	G1_Transversale travi	G2_Pavimentazione	G2_Parapetto	G2_Implanti	G2_Skurva	G2_Velita	G2_BARRIERE	q1k	q2k	q3k	Q1k	Q2k	Q3k	qfk	q3Carichi frenatura	q4_Carico Centrifuga	q5_Vento	Temp Diff +	Temp Diff -	Uniform temp max	Uniform temp min	Ritiro cakestruzzo	q8_bARRIERE_skurva
SLE 24	49	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1				0.6					1
	50	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1				1					1
SLE 25	51	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1			0.6						1
	52	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1			1						1
SLE 26	53	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1			0.6	0.6					1
	54	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1			1	1					1
SLE 27	55	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1					0.6				1
	56	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1					1				1
SLE 28	57	y	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1			0.6		0.6				1
	58	ψ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1			1		1				1

7 IMPOSTAZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO STRUTTURALE

Per il calcolo delle sollecitazioni sulle sottostrutture si è ricorsi all'impiego di modelli agli elementi finiti, messi a punto e risolti con software SAP2000 della Computers and Structures.

7.1 Modello locale

Per la descrizione del modello frame impiegato per le verifiche locali, fare riferimento al §11.1

7.2 Modello globale

Le travi degli impalcati sono stati modellati come elementi "frame" rappresentando la soletta ed effettuando automaticamente l'omogeneizzazione dei materiali tramite il section designer di SAP2000.

Trattandosi di un progetto tipologico, è stato modellato solamente l'impalcato

I vincoli esterni disposti alla altezza dei baggioli della struttura sono stati modellati con degli incastri. Il collegamento agli elementi che simulano il comportamento dei vari appoggi è effettuato mediante elementi link infinitamente rigidi.

Gli appoggi, siano essi fissi, unidirezionali o multidirezionali sono stati modellati mediante vincoli esterni di tipo "Restraint" cerniera o carrello a seconda del caso.

Nel seguito del presente capitolo, s'indicherà con "X" la direzione parallela all'asse del viadotto principale, con "Y" la retta di giacitura orizzontale ortogonale a "X" e con "Z" la direzione verticale.

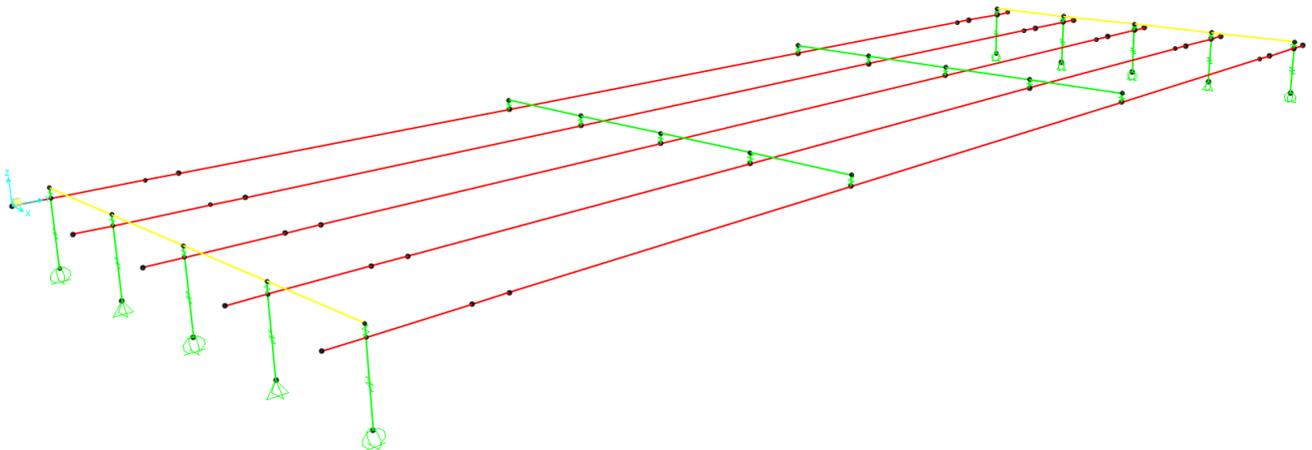


Fig. 11 – Modello strutturale impalcato cavalcaferrovia

- Numero di nodi: 83
- Numero di elementi *frame*: 66
- Numero di elementi *link*: 31

Il viadotto all'oggetto rientra fra i ponti definiti a tipologia e luci ordinarie; ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, non è pertanto necessario tenere conto delle azioni associate al sisma: i carichi agenti nel piano orizzontale, infatti, sono sostanzialmente ininfluenti per il dimensionamento degli elementi strutturali in questione.

Per il calcolo delle sollecitazioni massime agenti è stata presa in considerazione la trave più caricata, cioè quella caratterizzata dal coefficiente di ripartizione maggiore, che corrisponde alla trave più esterna dell'impalcato.

Le verifiche di resistenza, illustrate dettagliatamente nei paragrafi che seguono, sono state condotte in conformità al metodo semiprobabilistico agli stati limite. Le verifiche si ritengono soddisfatte qualora le tensioni e le sollecitazioni presenti risultino inferiori a quelle resistenti.

Nei paragrafi successivi è stata adottata la seguente convenzione sui segni delle sollecitazioni e delle tensioni:

- $N < 0$ sforzo normale di trazione;
- $M > 0$ momento flettente che tende le fibre inferiori;
- $\sigma < 0$ tensioni normali di trazione.

Assegnazione dei carichi al modello

Si riportano in via non esaustiva le assegnazioni dei carichi principali assegnati nel modello

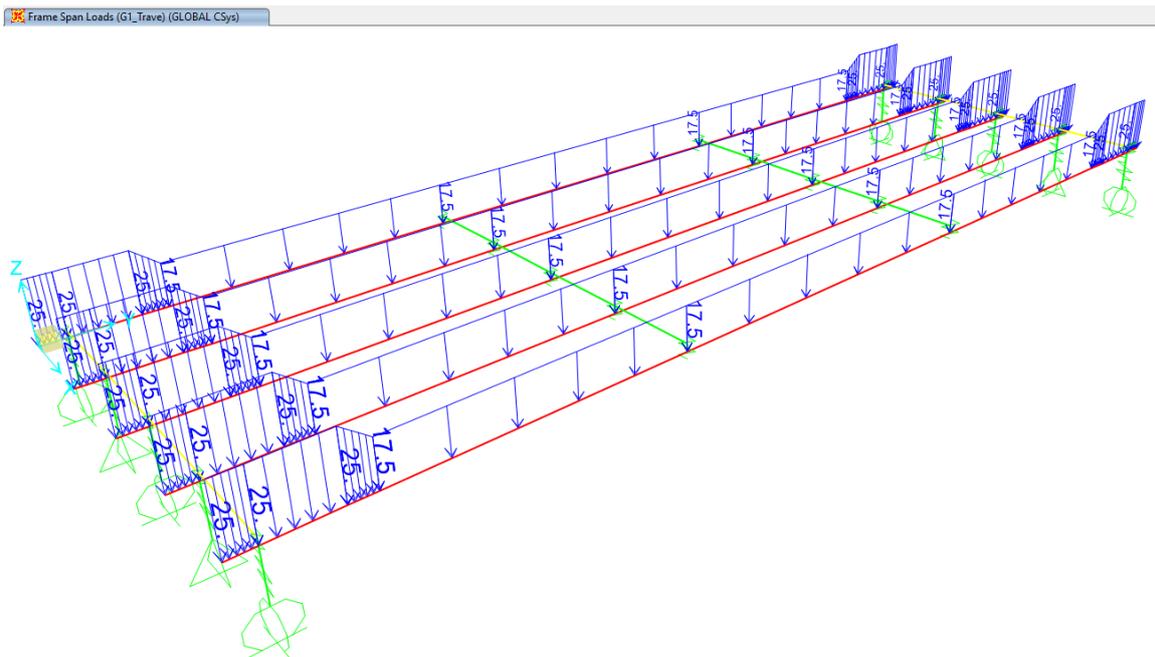


Fig. 12 – Assegnazione carichi G_{1_Trave}

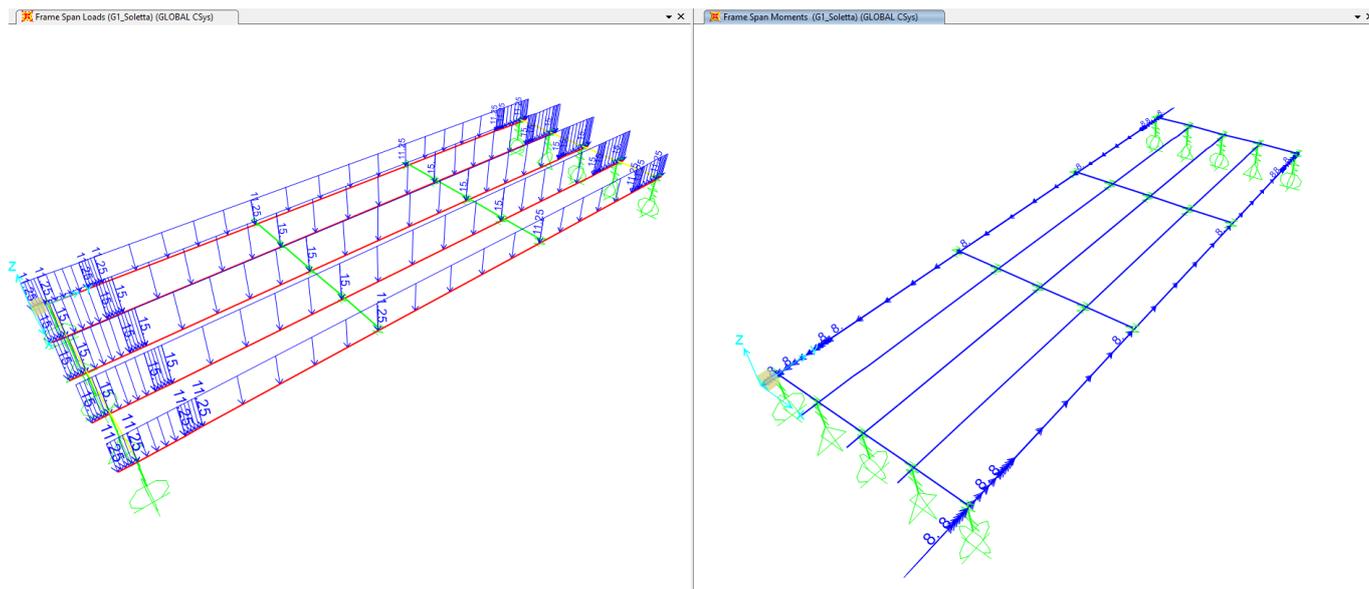


Fig. 13 – Assegnazione carichi $G_{1_Soletta}$

Frame Span Loads (G1_calcestruzzo_inclinazione) (GLOBAL CSys)

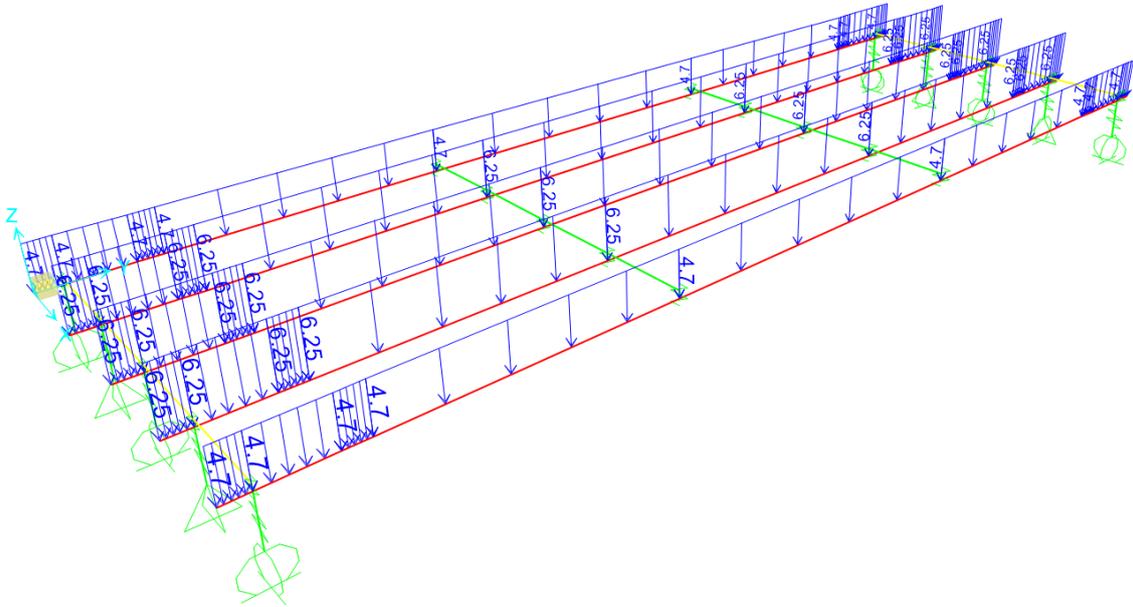


Fig. 14 – Assegnazione carichi G_1 _Calcestruzzo_inclinazione

Frame Span Loads (G1_Marciapiede) (GLOBAL CSys)

Frame Span Moments (G1_Marciapiede) (GLOBAL CSys)

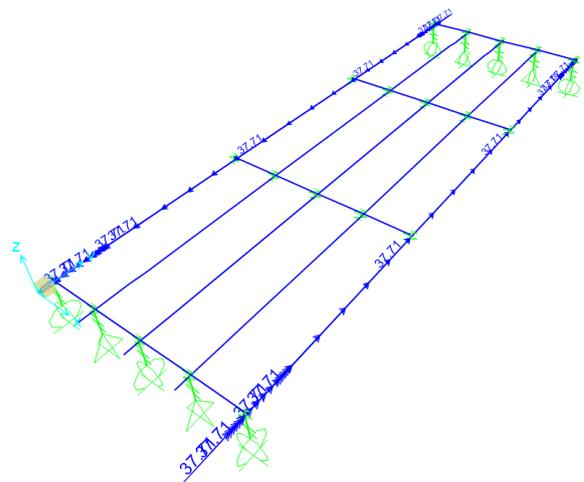
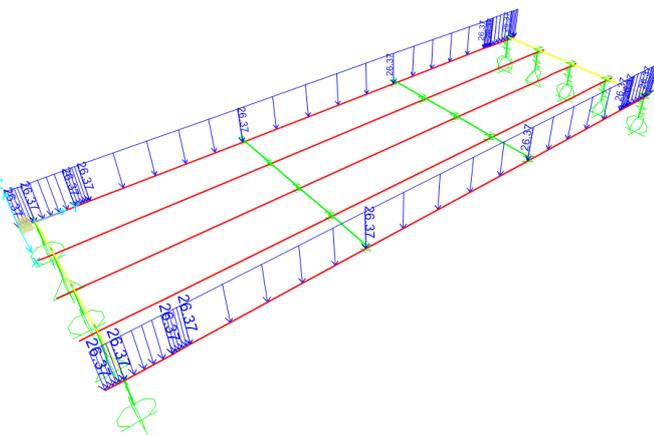


Fig. 15 – Assegnazione carichi G_1 _Marciapiede

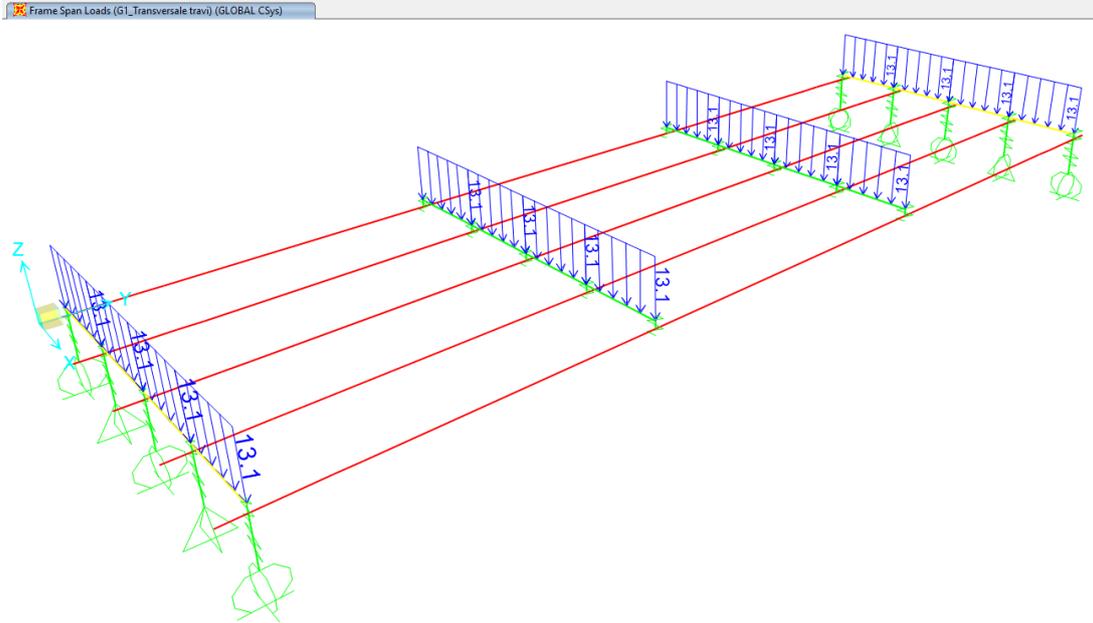


Fig. 16 – Assegnazione carichi G1_Transversali_travi

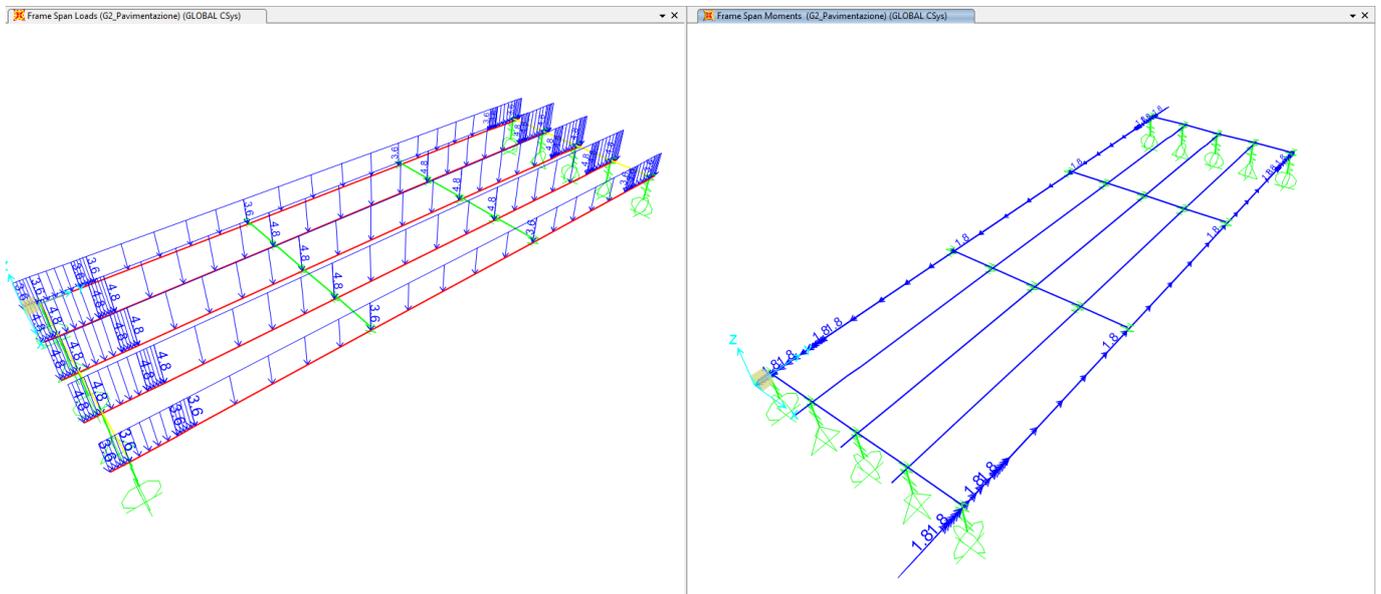


Fig. 17 – Assegnazione carichi G2_Pavimentazione

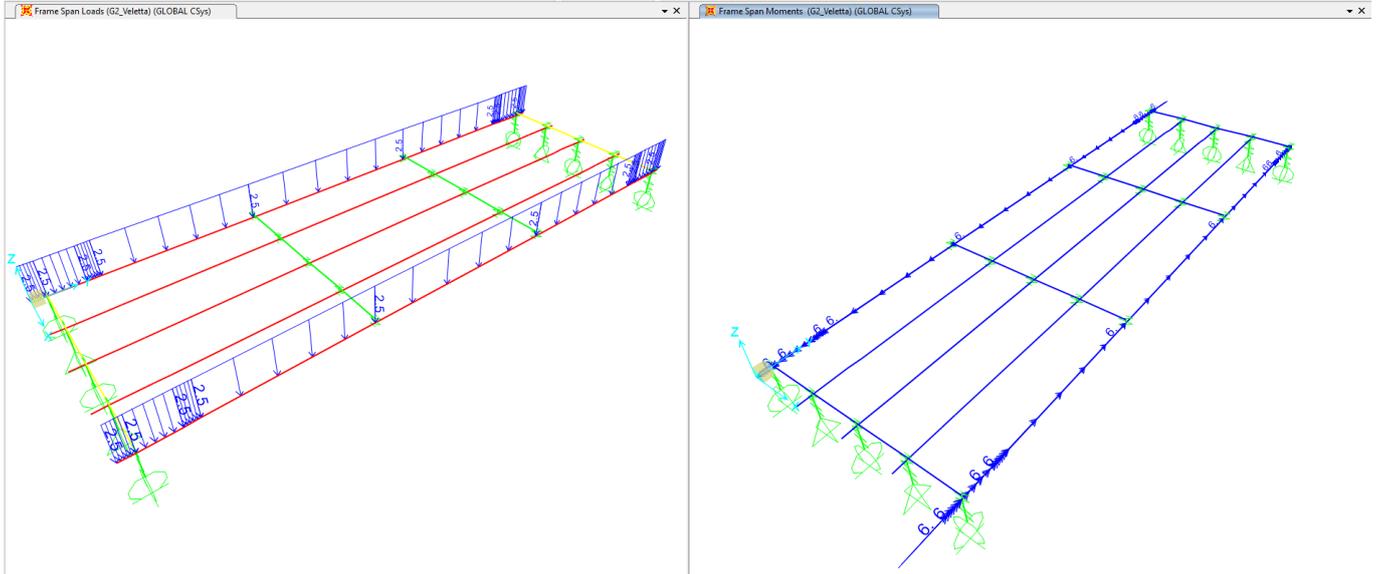


Fig. 18 – Assegnazione carichi G2_Veletta

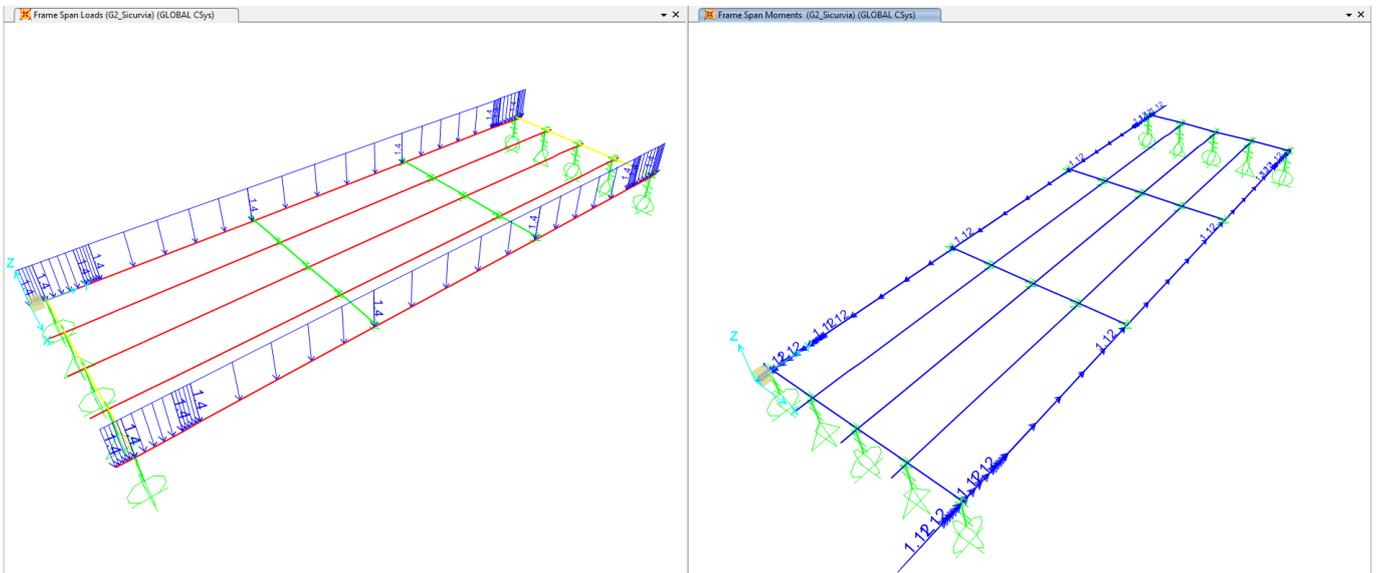


Fig. 19 – Assegnazione carichi G2_Sicurvia

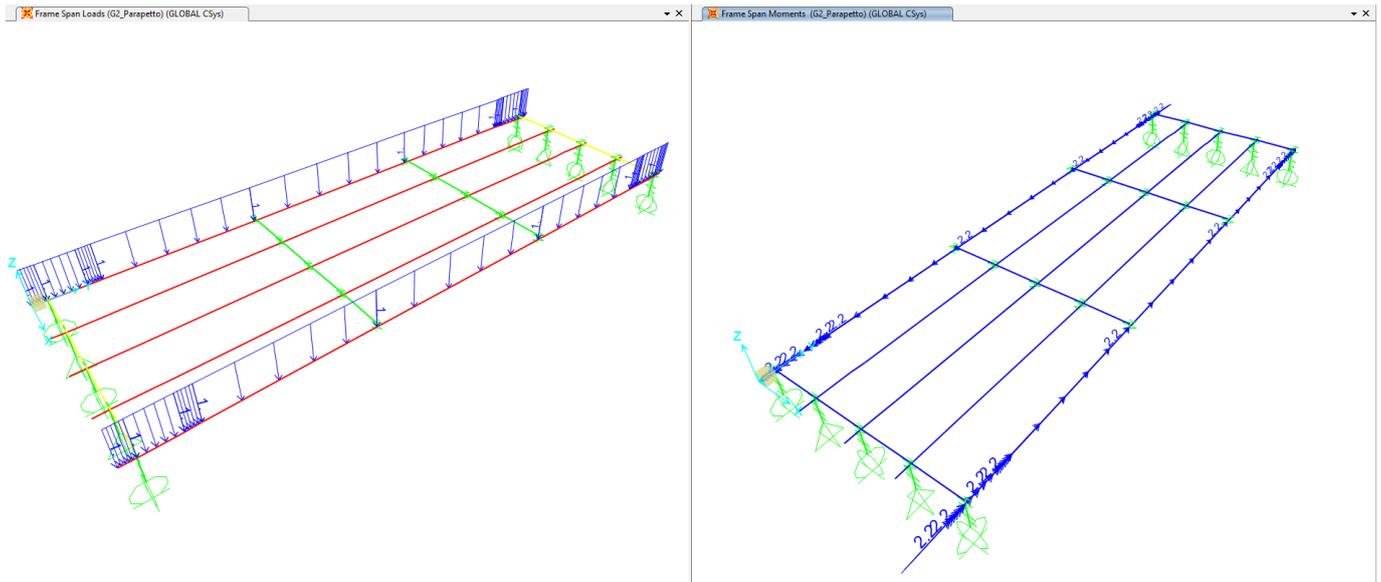


Fig. 20 – Assegnazione carichi G2_Parapetto

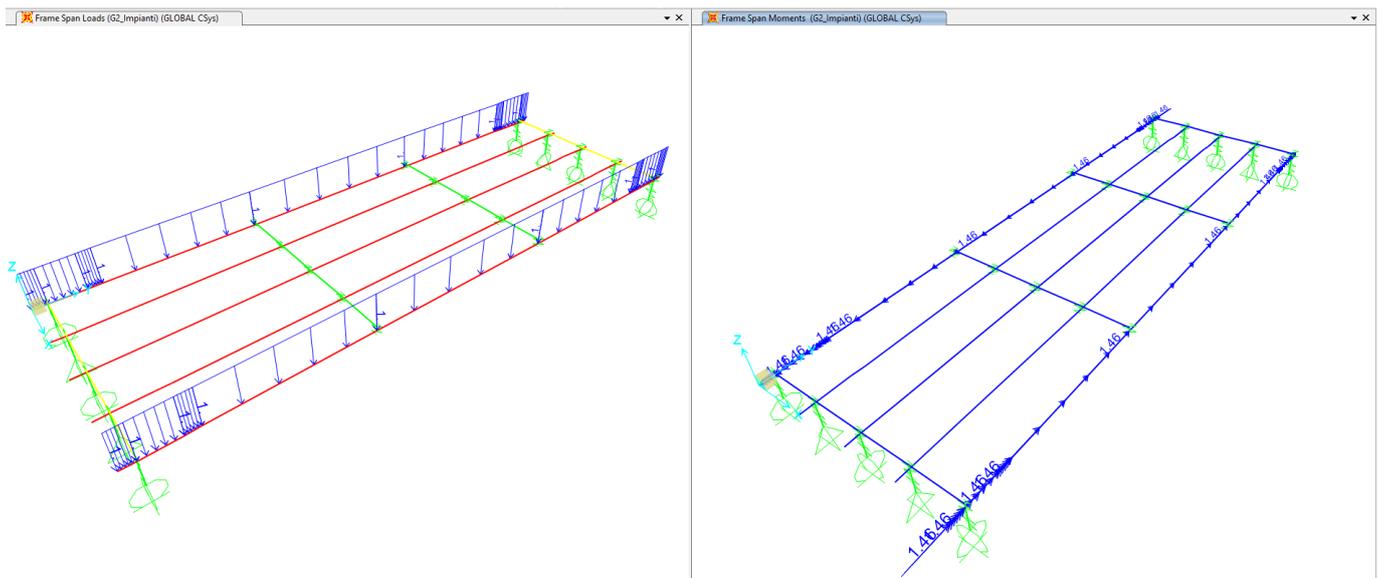


Fig. 21 – Assegnazione carichi G2_Impianti

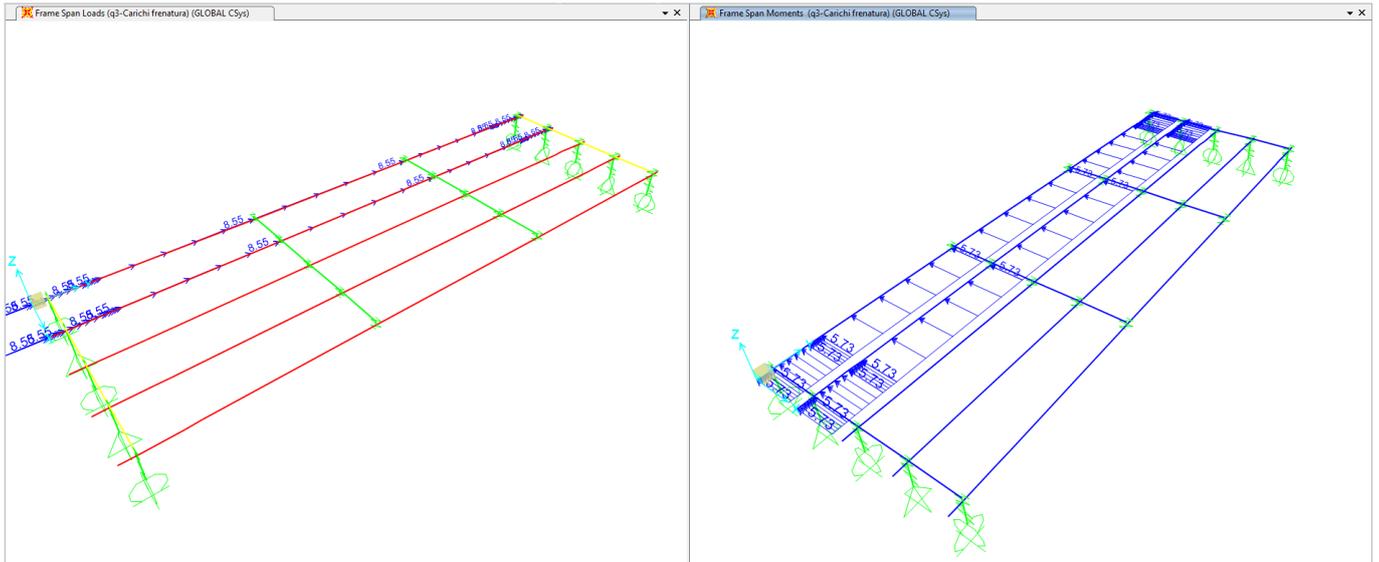


Fig. 22 – Assegnazione carichi $q3_{frenatura}$

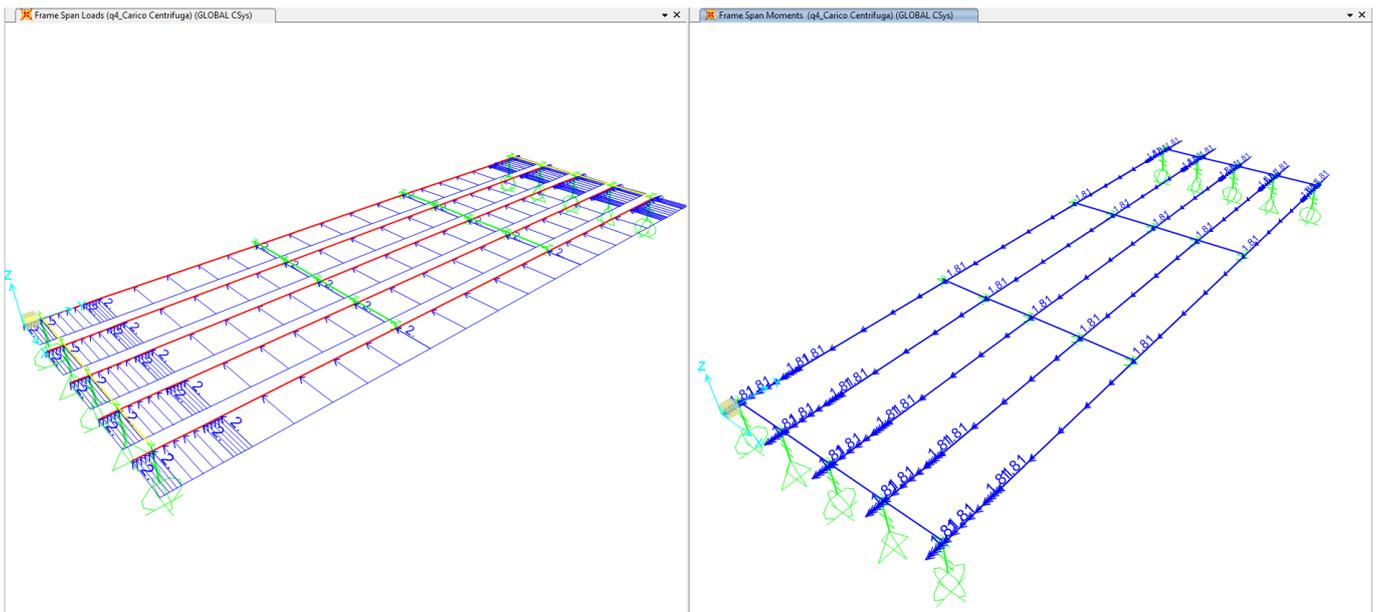


Fig. 23 – Assegnazione carichi $q4_{centrifuga}$

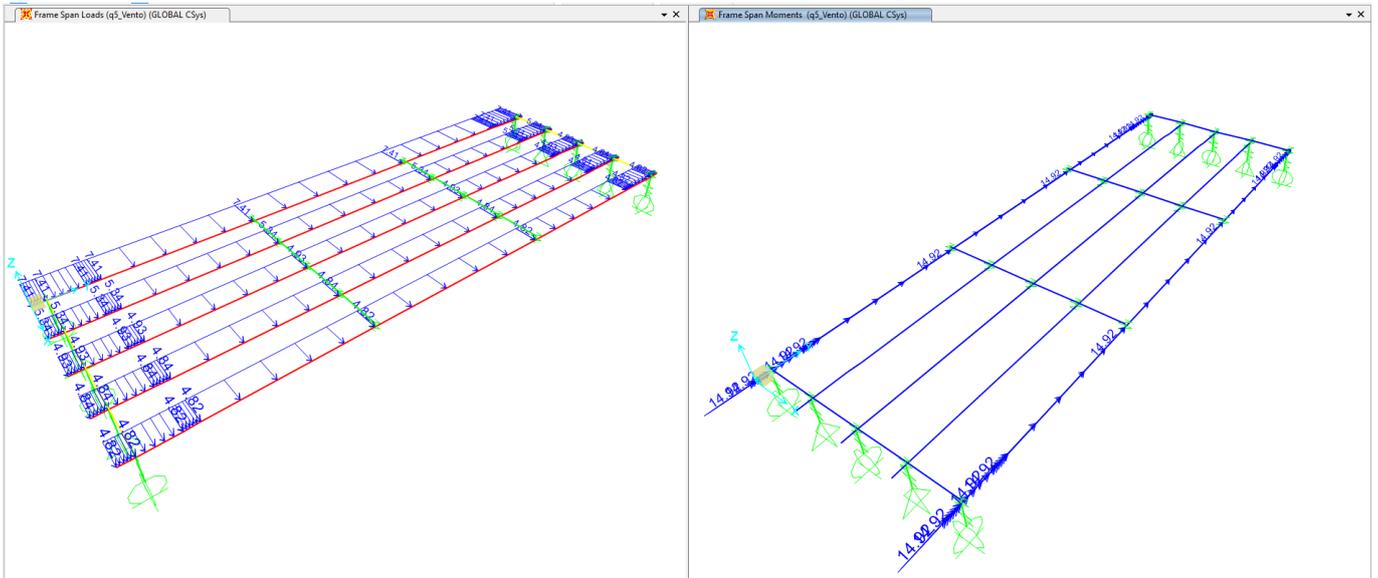


Fig. 24 – Assegnazione carico q_5_{Vento} - forza distribuita e momenti

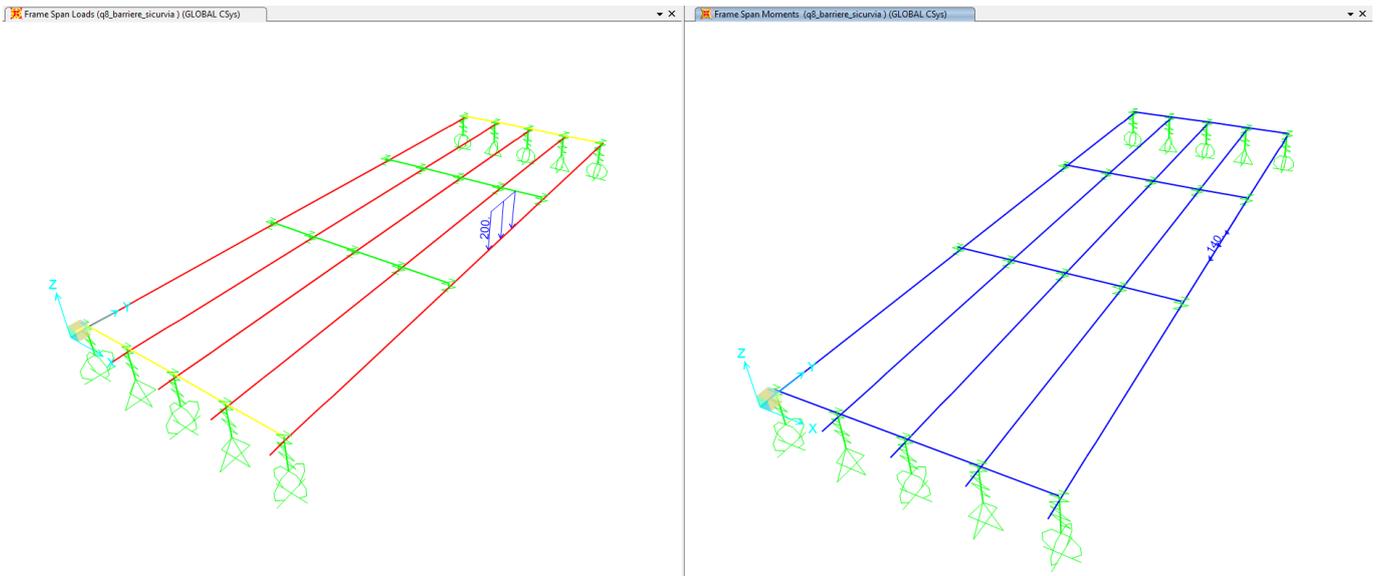


Fig. 25 – Assegnazione carico $q_8_{Barriere_Sicurvia}$ - forza distribuita e momento

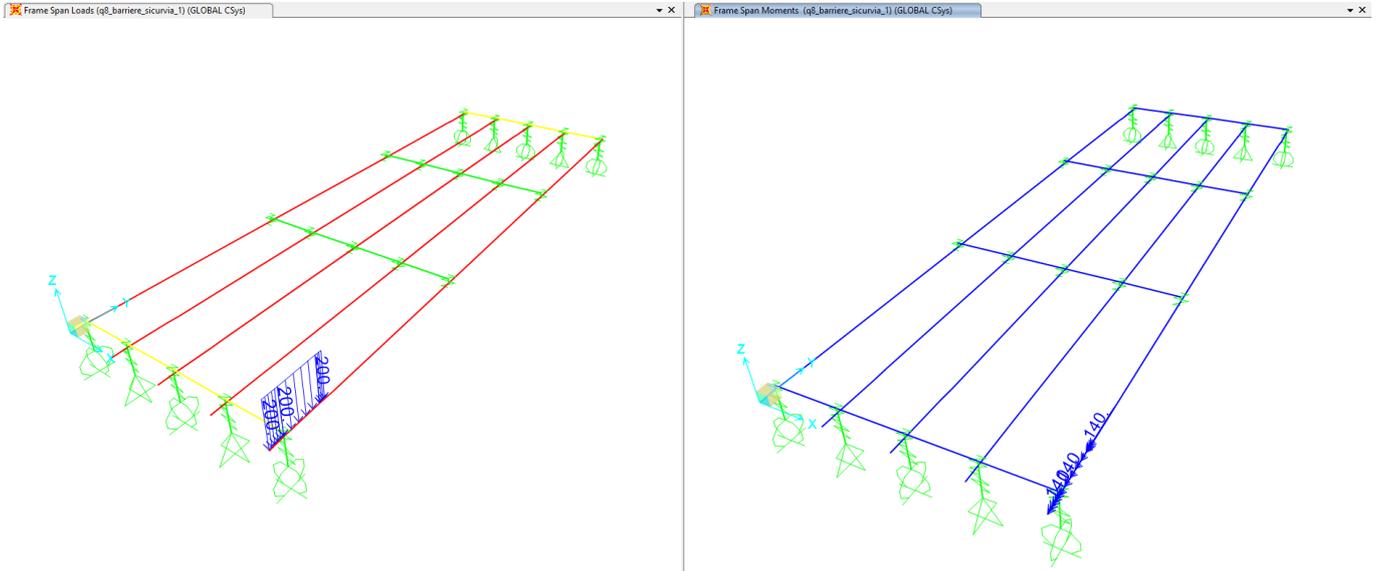


Fig. 26 – Assegnazione carico $q8_Barriera_Sicurvia_1$ - forza distribuita e momento

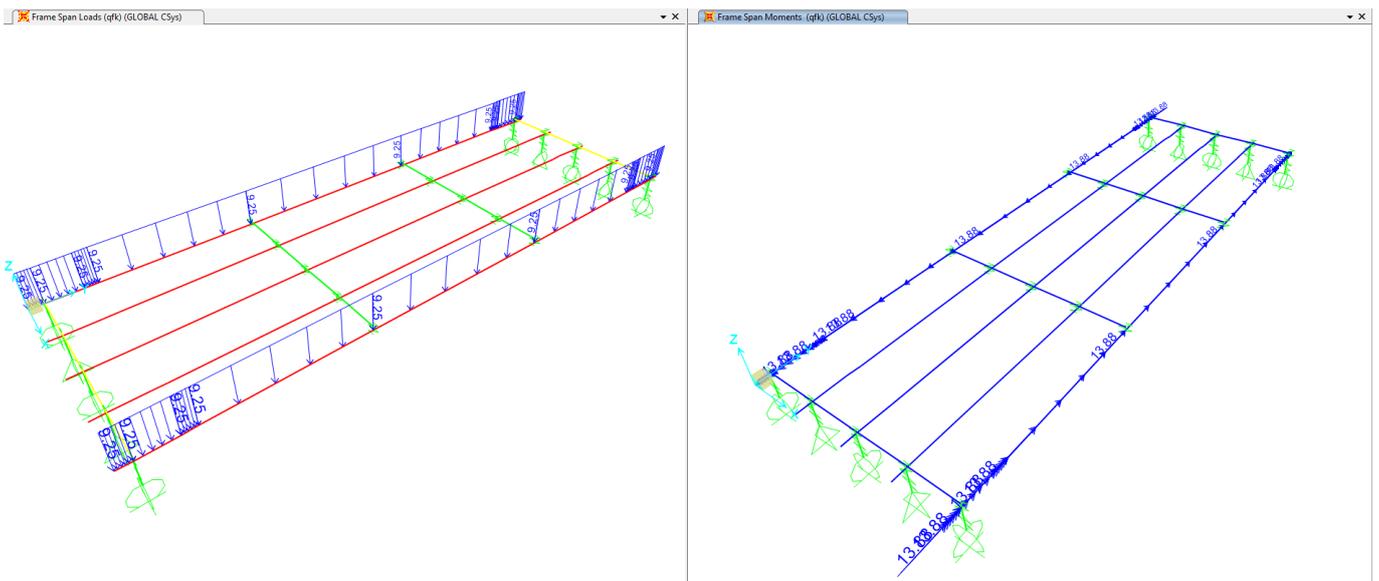


Fig. 27 – Assegnazione carico qfk - forza distribuita e momento

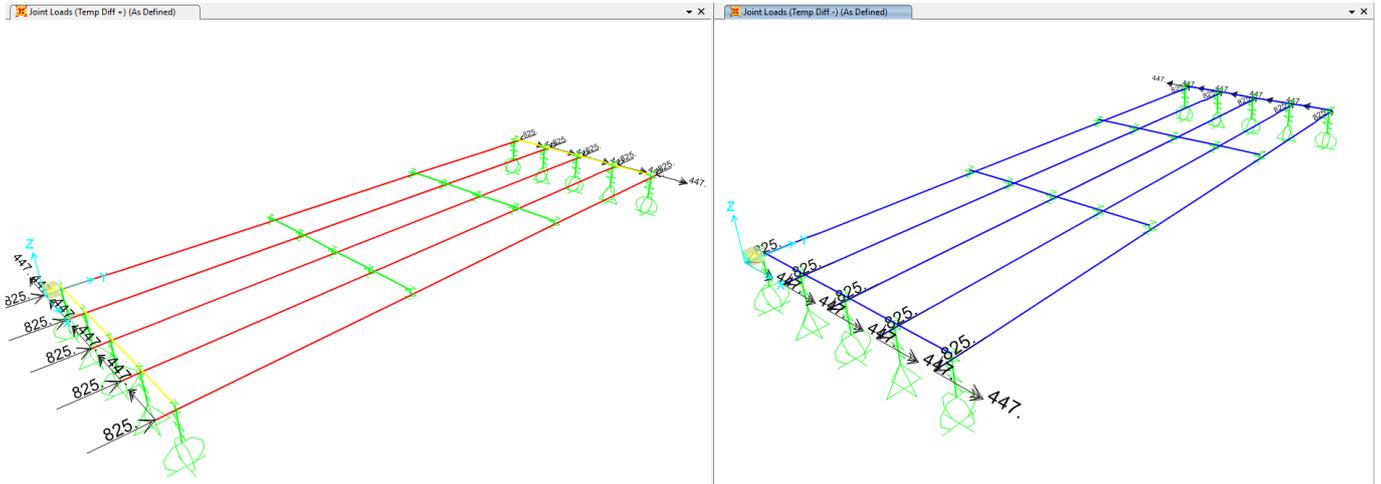


Fig. 28 – Assegnazione carico Differenza di temperature +/- temperature -

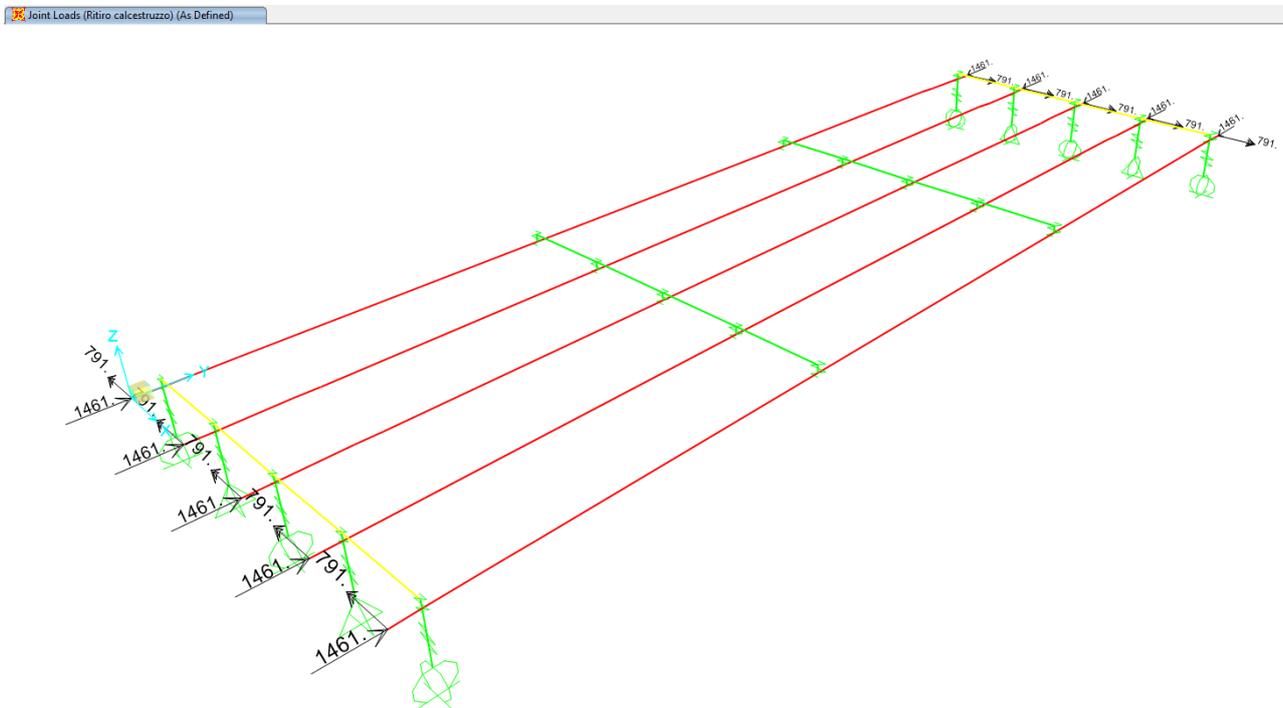


Fig. 29 – Assegnazione carico Ritiro Calcestruzzo

Frame Distributed Loads (Sisma_Y_SLV)

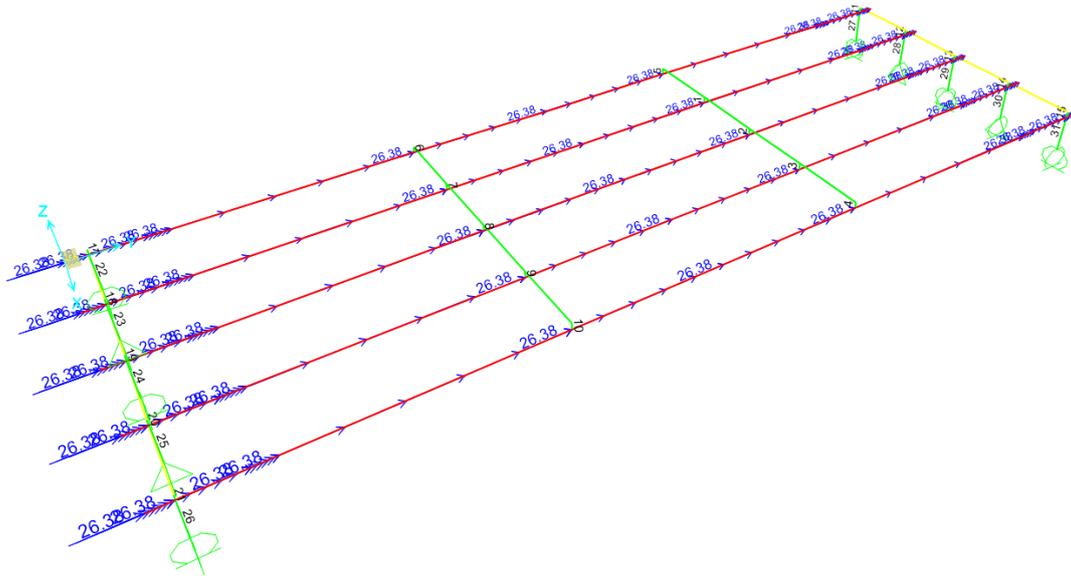


Fig. 30 – Assegnazione carico ‘Sisma longitudinale’

Frame Span Loads (Sisma_X_SLV) (GLOBAL CSys)

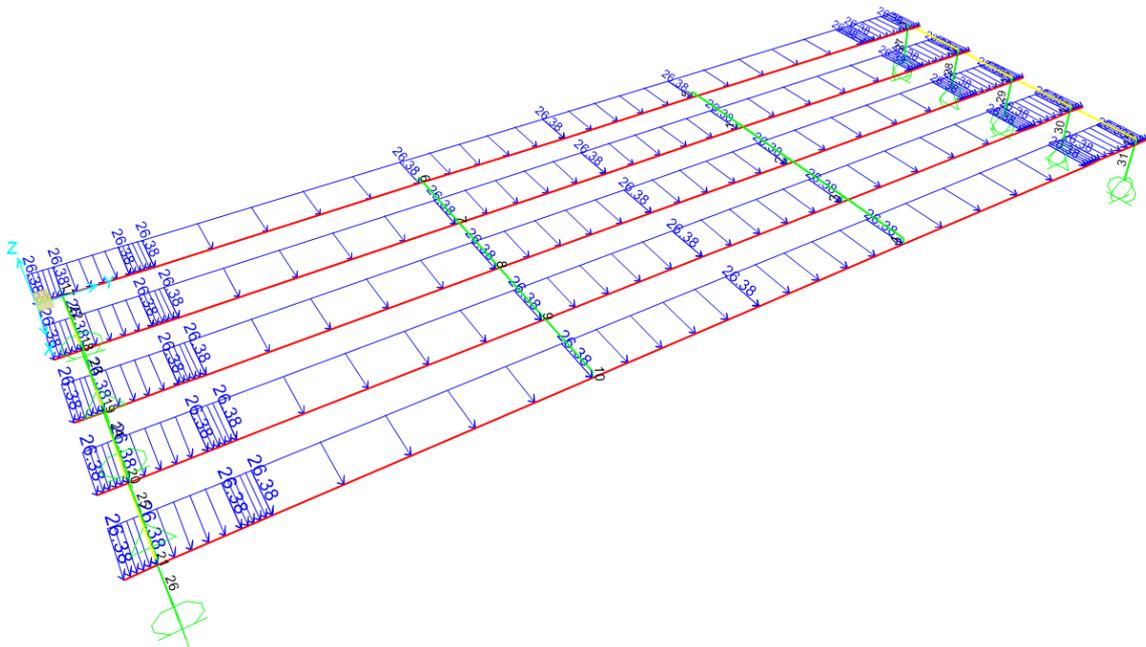


Fig. 31 – Assegnazione carico ‘Sisma trasversale’

Frame Span Loads (Sisma_Z_SUV) (GLOBAL CSys)

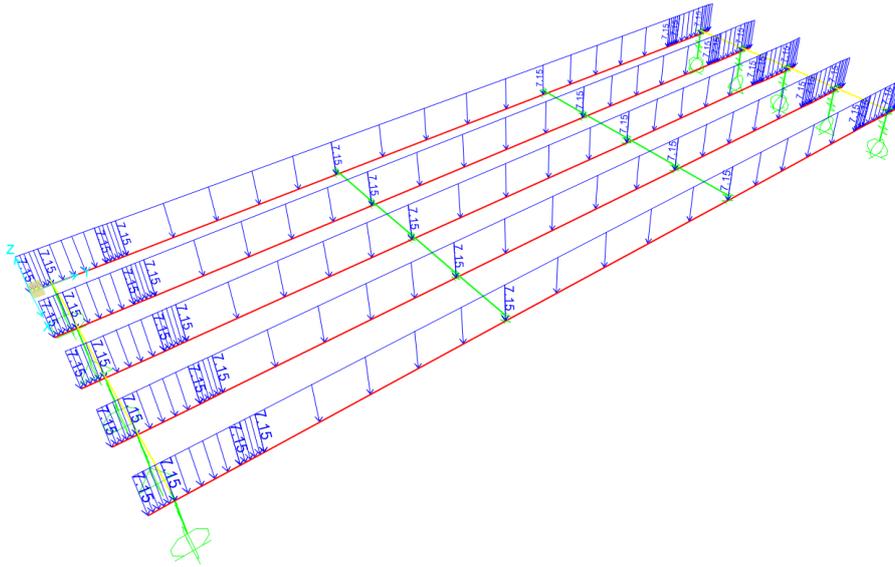


Fig. 32 – Assegnazione carico 'Sisma verticale'

Risultati delle analisi

Moment 3-3 Diagram (STR_ENV)

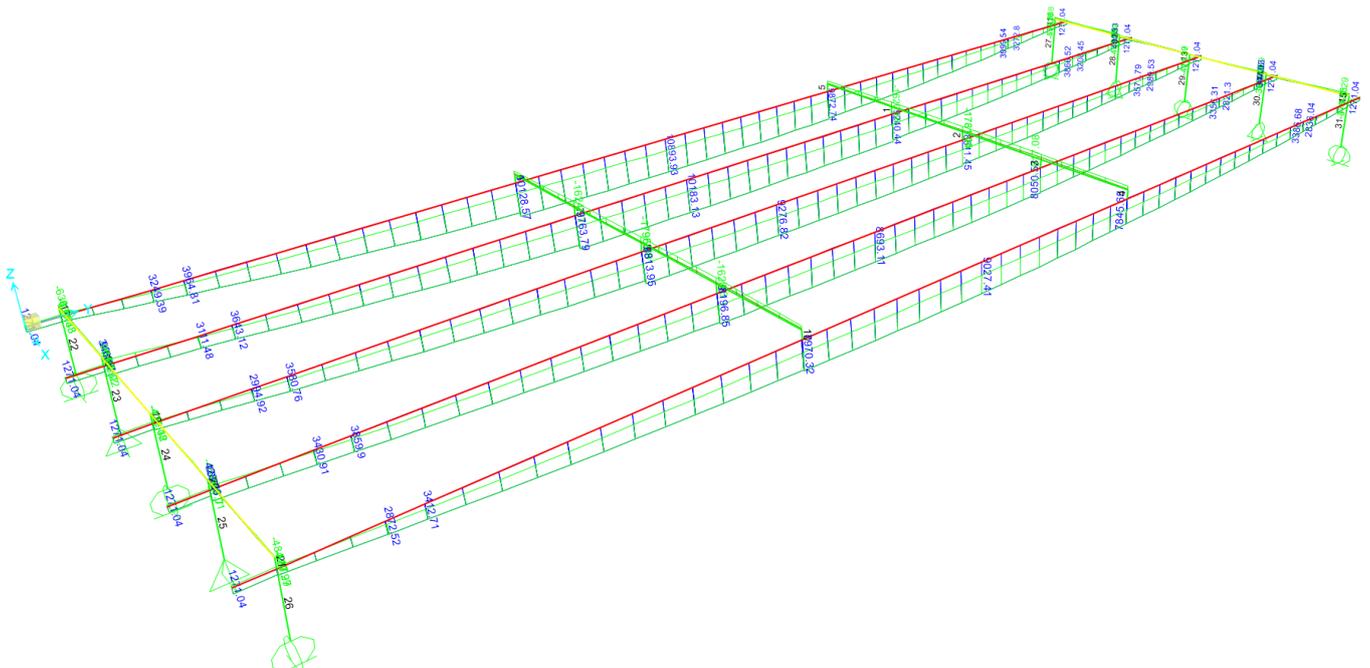


Fig. 33 – Momenti flettenti M3 - Inv SLU

Shear Force 2-2 Diagram (STR_ENV)

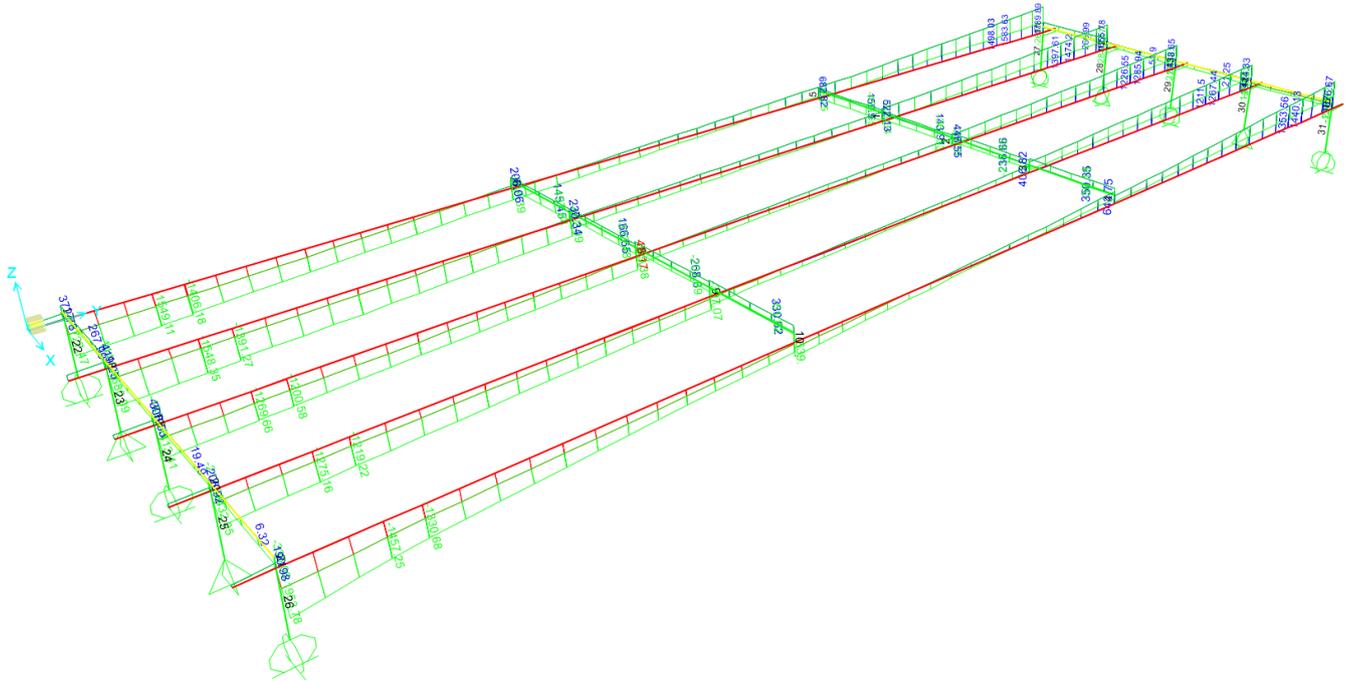


Fig. 34 – Taglio V2 Inv – SLU

Moment 3-3 Diagram (SLE_ENV)

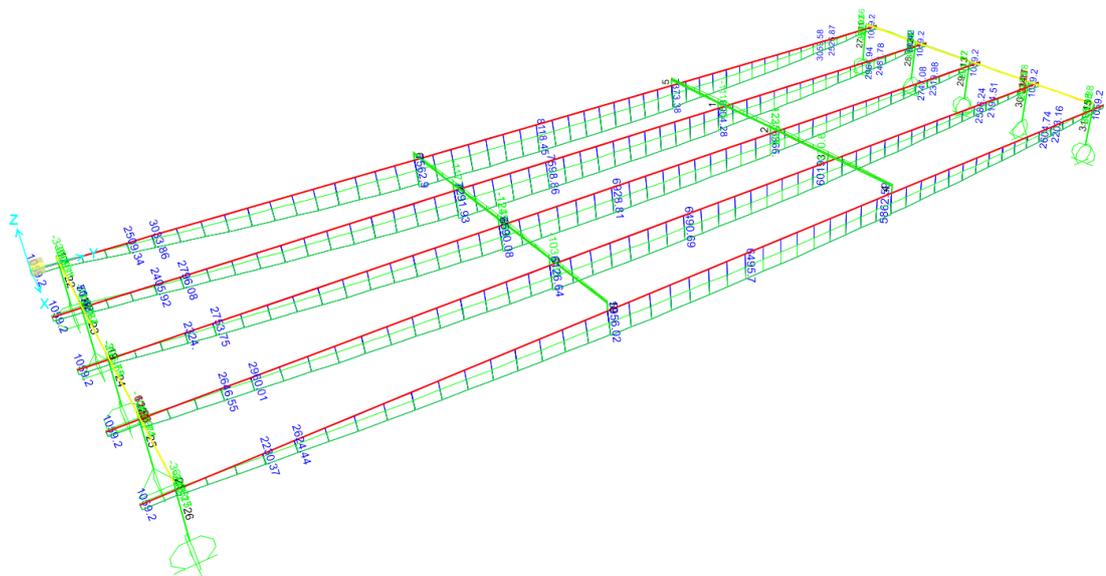


Fig. 35 – Momenti flettenti M3 - Inv Fase 3 SLE

Shear Force 2-2 Diagram (SLE_ENV)

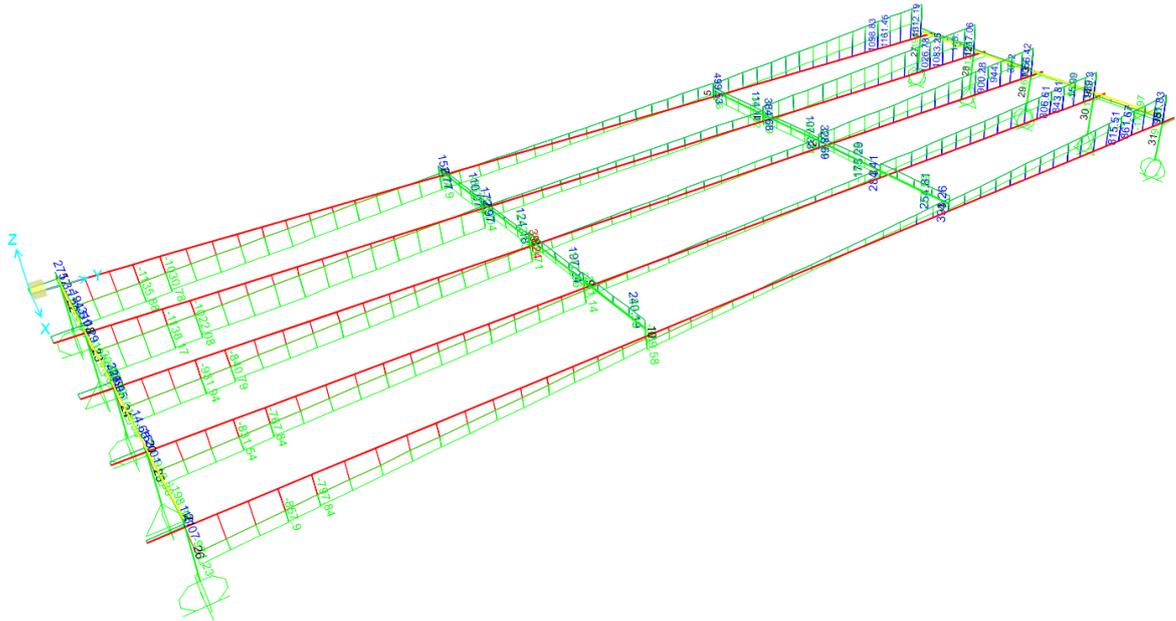


Fig. 36 – Taglio V2 - Inv Fase 3 SLE

	RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0307001	REV. B	FOGLIO 68 di 155

8 **IMPALCATO: ANALISI EFFETTI GLOBALI**

Conformemente alle prescrizioni normative le verifiche di resistenza delle sezioni in esame sono condotte tenendo conto delle seguenti fasi costruttive:

- **Fase 0** condizione a vuoto: peso proprio (G_1) + precompressione iniziale a cadute istantanee avvenute (P) (sezione resistente solo trave in c.a.p. – S_1);
- **Fase 1** getto della soletta su predalles (G_1) gravanti sulle travi in c.a.p. + precompressione a cadute lente avvenute (P) (sezione resistente solo trave in c.a.p. – S_1);
- **Fase 2** sovraccarichi permanenti (G_2) + precompressione a cadute lente avvenute (P), (sezione resistente omogeneizzata composta da trave in c.a.p. + soletta collaborante – S_2);
- **Fase 3** condizione di servizio: carichi mobili (Q) + precompressione finale a cadute lente avvenute (P) + ritiro del calcestruzzo (ϵ_2) (sezione resistente omogeneizzata composta da trave in c.a.p. + soletta collaborante – S_2).

Verifiche tensionali SLE

Per ogni fase sono verificate le tensioni ai lembi superiore ed inferiore della trave e, una volta che la soletta diventa collaborante, anche la tensione al lembo superiore della soletta stessa. I limiti tensionali per l'acciaio da precompressione e per il calcestruzzo nelle varie fasi, sono definiti nel D.M. 17 Gennaio 2018 al §4.1.8.1. Tali verifiche sono state effettuate in corrispondenza della mezzeria e nella sezione a 5 metri dell'appoggio.

8.1 Travi principali

8.1.1 Sezione in mezzeria (M+)

Si riportano le sollecitazioni ricavate dal modello a graticcio

Fase 0

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
62	3.899	Fase_0	LinStatic	-1.1E-11	-0.018	1.55E-12	3.19E-16	-2.6E-12	1203.75
53	3.899	Fase_0	LinStatic	-5E-11	-0.017	2.04E-13	7.67E-16	2.5E-13	1203.75
44	3.899	Fase_0	LinStatic	-1.8E-11	-0.018	-4.9E-13	-4.6E-16	-1E-12	1203.75
35	3.899	Fase_0	LinStatic	-7.1E-11	-0.017	-1.6E-12	4.67E-15	-3.2E-14	1203.75
26	3.9005	Fase_0	LinStatic	-3.6E-12	0.00875	-2.5E-12	-1.3E-15	4.54E-12	1203.75

Fase 1

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
62	3.899	Fase_1	Combination	-16.255	0.589	-1.06	0.0958	6.3761	2126.664
53	3.899	Fase_1	Combination	4.881	-0.161	-3.695	0.0231	4.5224	2068.674
44	3.899	Fase_1	Combination	21.939	-0.82	-0.15	0.000367	-0.1647	2085.399
35	3.899	Fase_1	Combination	6.581	-0.534	3.698	-0.0261	-4.5303	2073.628
26	3.9005	Fase_1	Combination	-17.147	0.839	1.207	-0.0256	-6.0343	2125.239

Fase 2

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
62	3.899	Fase_2	Combination	-4.769	0.061	-0.029	0.0203	2.0046	388.3224
53	3.899	Fase_2	Combination	1.439	0.012	-0.935	0.0061	1.5536	384.5017
44	3.899	Fase_2	Combination	6.477	-0.14	-0.023	0.000505	-0.053	393.3442
35	3.899	Fase_2	Combination	1.835	-0.056	0.941	-0.0067	-1.5511	386.4715
26	3.9005	Fase_2	Combination	-4.983	0.106	0.045	-0.0129	-1.8877	387.6482

Fase 3

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
62	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Max	696.533	111.426	7.206	5.866	32.126	2247.470
62	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	-	-	-	-	-	-
62	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	572.887	100.577	16.357	6.298	79.565	-525.498
53	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Max	670.200	131.574	13.715	5.877	29.378	1857.923
53	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	-	-	-	-	-	-
53	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	558.054	133.926	33.331	6.626	81.894	-296.442
44	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Max	549.788	189.858	17.634	5.708	28.371	2354.998
44	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	-	-	-	-	-	-
44	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	514.410	187.466	45.276	6.565	86.641	-297.414
35	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Max	588.135	262.624	13.674	7.374	29.796	2989.568
35	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	-	-	-	-	-	-
35	3.899	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	685.471	253.064	33.558	7.579	85.272	-339.096
26	3.9005	Fase3_SLE_ENV	Combination	Max	572.331	261.634	6.951	7.939	32.531	3496.796
26	3.9005	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	-	-	-	-	-	-
26	3.9005	Fase3_SLE_ENV	Combination	Min	695.738	246.837	18.145	7.722	87.889	-436.549

8.1.1.1 Verifica SLE- tensionale

Verifica al tiro e in servizio trave in c.a.p a fili aderenti

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo travi		Calcestruzzo soletta	
Tipo di calcestruzzo	C45/55	Tipo di cls	C30/37
R_{ck}	55.00 N/mm ²	R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	45.00 N/mm ²	f_{ck}	30.00 N/mm ²
f_{cm}	53.00 N/mm ²	f_{cm}	38.00 N/mm ²
f_{ctm}	-3.83 N/mm ²	f_{ctm}	-2.94 N/mm ²
E_{cm}	36283 N/mm ²	E_{cm}	32837 N/mm ²

Caratteristiche cls al trasferimento della precompressione

t	14 giorni		momento di trasferimento della precompressione
$f_{cm}(t)$	49.38 N/mm ²		
$f_{ck}(t)$	41.38 N/mm ²		
$0.7 f_{ck}(t)$	28.97 N/mm ²		valore limite della tensione all'atto della precompressione (p. 4.1.8.1.4)
$0.6 f_{ck}(t)$	24.83 N/mm ²		valore limite della tensione di esercizio a cadute avvenute (p. 4.1.8.1.3)
$f_{ctm}(t)$	-3.53 N/mm ²		
k	1.00 N/mm ²		
$f_{ctm}(t) \cdot k$	-3.53 N/mm ²		valore di riduzione della resistenza a trazione del cls per le verifiche del conglomerato

Acciaio

Tipo di cavo	3		Scrivere (1) Barre, (2) Fili, (3) Trefoli, (4) Trefoli a fili sagomati, (5) Treccie p. 11.3.3.2 (Classe 1: Treccie, filo o trefolo ordinario; Classe 2: Treccie, filo o trefolo stabilizzato; Classe 3: barra laminata p.11.3.3.3)
Classe di armatura	classe 2		
f_{ptk}	1860 N/mm ²		
$f_p(1)k$	1670 N/mm ²		
---	---		
f_{pk}	1670 N/mm²		
E_p	195 GPa		

Limiti tensioni massime iniziali all'atto della tesatura

$\sigma_{spi} = 0.9 f_{pk}$	1503.00 N/mm ²	
$\sigma_{spi} = 0.8 f_{ptk}$	1488.00 N/mm ²	Condizione più restrittiva

Predimensionamento

N_{p0}	7889.64 kN	forza di precompressione iniziale
Diametro nominale	0.6"	
A_{nom}	139.00 mm ²	Area nominale
numero minimo di cavi	39	$num. min. cavi = int \left(\frac{N_{p0}}{\sigma_{spi} \cdot A_{nom}} \right) + 1$

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	72 di 155

Sollecitazioni al tiro

$M_{pp, trave}$	1203.75 kNm
Luce trave	23.40 m
Peso proprio trave+trasversali pref	kN/m
γ_{cls}	kN/m ³

momento massimo sollecitante dovuto al peso proprio della trave

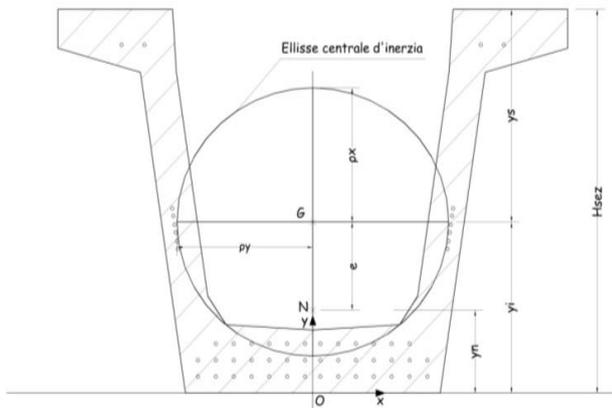
la trave è caricata con $G1$ variabile in testa ed in campata

Riassunto caratteristiche sezione omogeneizzata

coefficiente di omogeneizzazione n	5.37 (acciaio e cls)
A_{cls}	7002.07 cm ²
$A_{resTref}$	1.39 cm ²
numero di trefoli scelto n°	44
A_{tr}	61.16 cm ²
A^*	7330.77 cm ²
H_{sez}	140.01 cm
y_i	62.35 cm
$y_s = H_{sez} - y_i$	77.66 cm
I_g^*	17731876 cm ⁴
$W_s^* = I_g^* / y_s$	228357.51 cm ³
$W_i^* = I_g^* / y_i$	284390.85 cm ³
y_n	11.45 cm
e	50.90 cm

area totale dell'armatura di precompressione

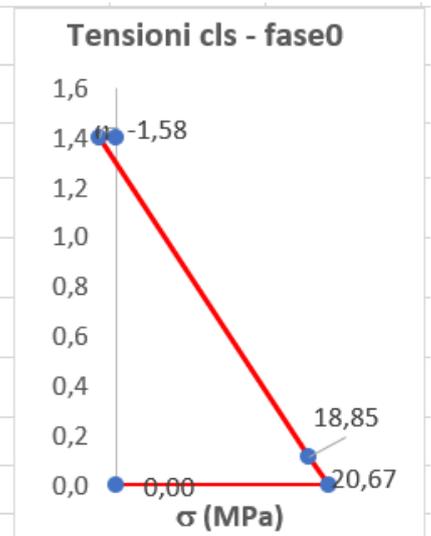
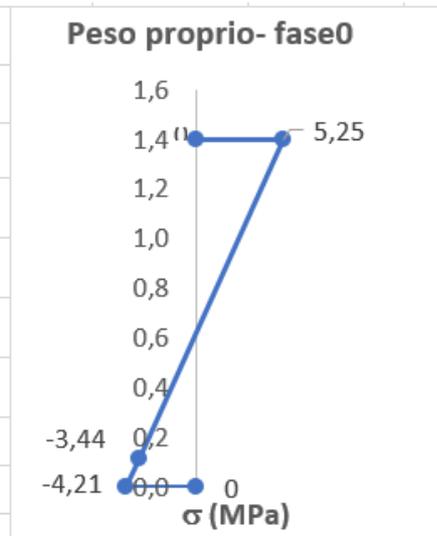
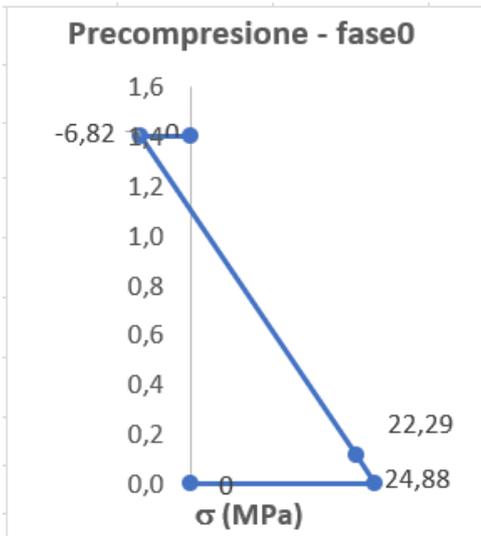
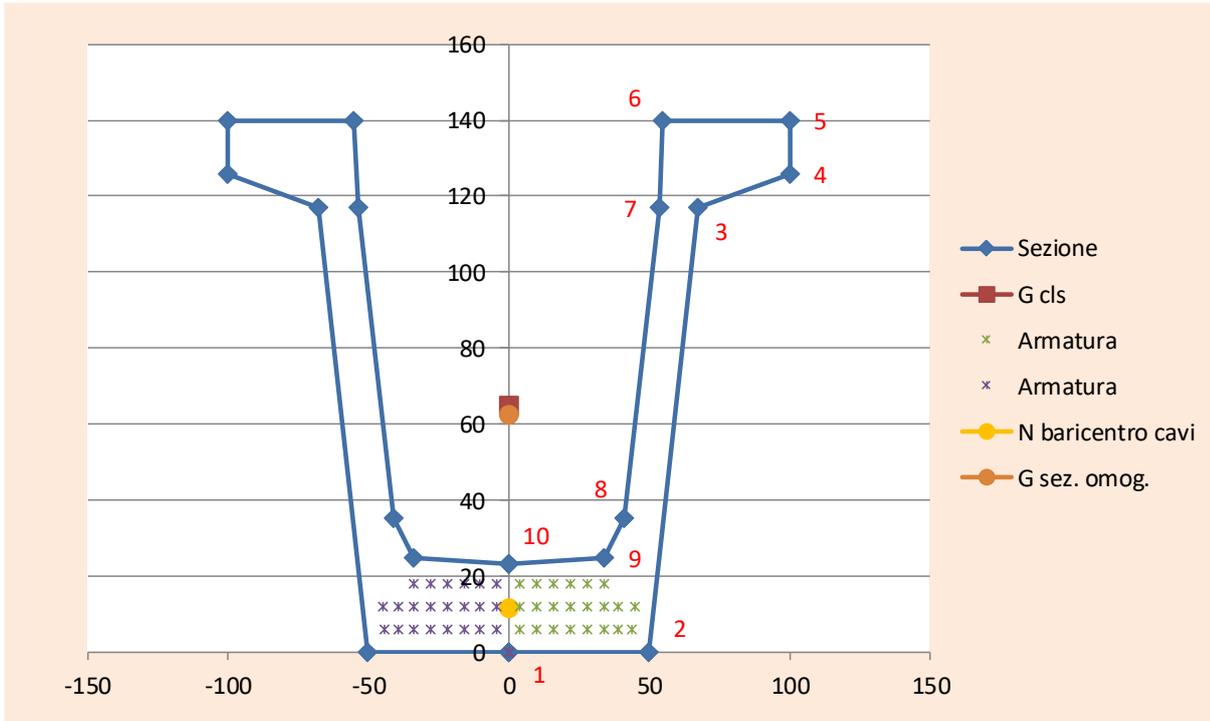
punto di applicazione dello sforzo normale (coincide con il baricentro delle armature eccentricità tra il punto di applicazione del tiro e il baricentro della sezione omogen



TIRO INIZIALE

N_p^0	7890 kN
$\sigma_{pi} = N_p^0 / A_{tr}$	1290.00 N/mm ²

RILASCIO DEL CAVO: fase 0



Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	74 di 155

- Tensione cls a livello del cavo al tiro

$$\sigma_{cc}^j = \frac{N_{p0}^j}{A^*} + \frac{N_{p0}^j \cdot e}{I_i^*} \cdot e \quad 24.88 \text{ MPa} \quad \text{Compressione}$$

Perdite di tensione istantanee

- Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

1190.79 MPa

Precompressione dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

$$N_p^0 = N_{p0} - \Delta N_i \quad \mathbf{7282.87 \text{ kN}}$$

- Tensione cls lembo superiore

$$\sigma_{cs}^s = \frac{N_p^0}{A^*} - \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_s^*} \quad \mathbf{-1.58 \text{ MPa}} \quad \text{Trazione} \quad \text{Verificata} \quad \sigma > k \cdot f_{ctm}(t)$$

$f_{ctm}(t) \cdot k/1,2$ -2.94 MPa
 Coeff. di sicurezza 1.86 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls lembo inferiore

$$\sigma_{ci}^s = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_i^*} \quad \mathbf{20.67 \text{ MPa}} \quad \text{Compressione} \quad \text{Verificata} \quad \text{Verifica: } \sigma < 0.7 f_{ck}(t)$$

$0.7 f_{ck}(t)$ 28.97 MPa
 Coeff. di sicurezza 1.40 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls a livello del cavo

$$\sigma_{cc}^0 = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{I_i^*} \cdot e \quad \mathbf{18.85 \text{ MPa}} \quad \text{Compressione} \quad \text{Verificata} \quad \text{Verifica: } \sigma < 0.7 f_{ck}(t)$$

$0.7 f_{ck}(t)$ 28.97 MPa
 Coeff. di sicurezza 1.54 coefficiente di sicurezza

Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute al peso proprio

$$\sigma_{sp}^0 = \sigma_{sp}^j + n \cdot \frac{M_g}{I_i^*} \cdot e = \quad 1209.36 \text{ MPa}$$

GETTO IN OPERA DELLA SOLETTA : fase 1

(Sezione resistente formata dalla sola trave, soletta considerata solo come carico)

Sollecitazioni al getto della soletta

$$M_{max} = M_{pp,soletta} \quad \mathbf{2126.66 \text{ kNm}}$$

momento massimo sollecitante dovuto al solo peso proprio della soletta

Variazioni di tensione dovute a M_{max}

$\Delta \sigma_{cs}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_s$	9.31 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta \sigma_{ci}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_i$	-7.48 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta \sigma_{cc}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e$	-6.11 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

A favore di sicurezza si è considerato che il getto della soletta avvenga dopo molto tempo rispetto al tiro delle travi in precompresso, in modo da poter considerare in questa fase tutte le perdite di tensione lente riguardo la precompressione.

Ritiro e viscosità a 61 gg (getto soletta)

Perimetro esposto aria trave	u	8271,1	mm
tempo getto soletta	tsol	61	gg
ritiro per essiccamento trave al getto della soletta	ecd,61	-0,0001337	
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0003367	
ritiro autogeno trave al getto della soletta	eca,61	-0,0000347	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	80	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	169,3	mm
kh trave	kh,t	0,9	
	ecd0,t	-0,000374	
	β,61	0,39692	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0004242	
ritiro trave a getto soletta	ecs,t,61	-0,0001684	
umidità ambiente	%	80	
	φ	1,484	
	E	36283	MPa
	E,visc	14610	MPa
	E,visc,61	22836	MPa

Perdita di precompressione totale in fase 1

$$\Delta\sigma_{tot} := \frac{\Delta\sigma_v + \Delta\sigma_{rit} + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_I} \cdot \left(1 + \frac{A_I}{J_I} \cdot e_c^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \Phi)}$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^1 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv 184,7 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 200,8 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNrill 78,3 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 394,3 kN

Perd% 5,00 %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	76 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{prcs}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	0.34 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	-1.24 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prcc}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e^2}{I_G^*}$	-1.11 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

Tensione cls lembo superiore

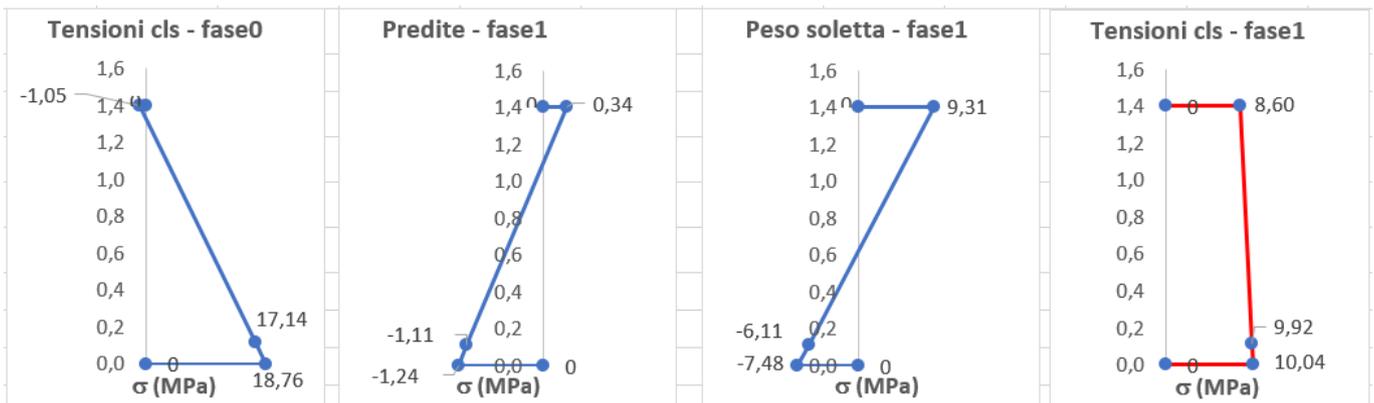
$\sigma_{cs}^1 = \sigma_{cs}^0 + \Delta\sigma_{cs}^1 + \Delta\sigma_{prcs}^1$	8.60 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	3.18			

Tensione cls lembo inferiore

$\sigma_{ci}^1 = \sigma_{ci}^0 + \Delta\sigma_{ci}^1 + \Delta\sigma_{prci}^1$	10.04 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	2.73			

Tensione cls a livello del cavo

$\sigma_{cc}^1 = \sigma_{cc}^0 + \Delta\sigma_{cc}^1 + \Delta\sigma_{prcc}^1$	9.92 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	2.76			



Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 1 e le cadute di tensione dovute al peso della soletta

$$\sigma_{sp}^1 = \sigma_{sp}^0 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc}^1 + n \cdot \Delta\sigma_{cc}^1 = \mathbf{1236.19 \text{ MPa}}$$

AZIONE DEI PERMANENTI PORTATI : fase 2

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Caratteristiche sezione omogeneizzata 2

(si omogeneizza rispetto al cls di CAP)

n_2	1.103	coefficiente omogeneizzazione	(rapporto tra i due moduli elastici, soletta e CAP)
	0.905		
A_{cls}	12002.00	cm ²	
$A_{resTref}$	12002.00	cm ²	
n^o	44.00	numero di trefoli scelto	
A_{tr}	61.16	cm ²	area totale dell'armatura di precompressione
A^*	13439.89	cm ²	
H_{sez1}	11855.81	cm	
Y_{i1}	170.00	cm	
$Y_{s,soletta} = H_{sez1} - Y_{i1}$	98.67	cm	
$Y_{s,trave} = H_{sez} - Y_{i1}$	71.33	cm	
H_{sol}	41.33	cm	
e_1	25.00	cm	(utile per le azioni differenziali soletta - trave)
	58.83		
I_g^*	43298700	cm ⁴	
$W_s^* = I_g^* / y_s$	606988.85	cm ³	
$W_i^* = I_g^* / y_i$	438839.38	cm ³	
y_n	11.45	cm	punto di applicazione dello sforzo normale (coincide con il baricentro delle armature)
e	96.92	cm	eccentricità tra il punto di applicazione del tiro e il baricentro della sezione omogen
	87.22		

Sollecitazioni

$M_{perm,portati} = M_{max}$	388.32 kNm	momento massimo sollecitante dovuto ai permanenti portati (pavimentazione, cordolo, sicur via,barriera antirumore)
------------------------------	-------------------	--

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$\Delta\sigma_{cs,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	-0.64	MPa	limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute
			variazione di tensione nel cls al lembo superiore della soletta
$\Delta\sigma_{ci,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	-0.37	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della soletta
$\Delta\sigma_{cs,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	-0.37	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della trave
$\Delta\sigma_{ci,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	0.88	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della trave
$\Delta\sigma_{cc}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e$	0.78	MPa	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

Perdite di tensione lente a tempo infinito

Deformazione per ritiro nella trave

Ritiro e viscosità a tempo infinito			
Perimetro esposto aria trave	u	11171,3	mm
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0003143	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	75	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	215	mm
kh trave	kh,t	0,84	
	ecd0,t	-0,000374	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0004018	
	ϕ	1,532	
	E	36283	MPa
	E,visc	14328	MPa

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	78 di 155

Deformazione per ritiro nella soletta

Perimetro esposto aria soletta	u	4500	mm
ritiro per essiccamento soletta tinf	ecd,inf	-0,0003092	
ritiro autogeno soletta tinf	eca,inf	-0,0000500	
fck soletta		30	MPa
ho soletta	ho,t	222	mm
kh soletta	kh,t	0,83	
	ecd0,t	-0,000372	
ritiro soletta a tempo infinito	ecs,s, inf	-0,0003592	
differenza ritiro trave soletta	Δecs,s	-0,0001258	

Sollecitazioni dovute al ritiro differenziale

Forza dovuta al ritiro	Frit	-901,0	kN
Momento dovuto al ritiro	Mrit	530,1	kNm
	Δσsup,soletta	-0,16	
	Δσinf,soletta	-0,53	
	Δσsup,trave	1,27	
	Δσinf,trave	-0,45	
	Δσ cavi,trave	-0,33	

Perdita di precompressione totale in fase 2

$$\Delta\sigma_{pr}^2 = \Delta\sigma_{ritiro}^2 + \Delta\sigma_v^2 + \Delta\sigma_r^2$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^2 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv 39,4 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 479,2 kN

caduta di tensione per ritiro differenziale

ΔNrit,d 152,1 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNriII 290,1 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 901,0 kN

Perd% 11,42 %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	79 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{prcs,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	0.301 MPa	Compressione	variazione di tensione nella soletta al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	-0.005 MPa	Trazione	variazione di tensione nella soletta al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prcs,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	-0.005 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	-1.434 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prc,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*}$	-1.318 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{cs,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdcs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prcs,soletta}^2 \quad \mathbf{0.77 \text{ MPa}}$$

Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$

0,6xfck 18.43 MPa
Coeff. di sicurezza 23.93

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{ci,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prci,soletta}^2 \quad \mathbf{-0.17 \text{ MPa}}$$

Trazione **Verificata** $\sigma > k f_{ctm}(t)$

fctm/1,2 -2.45 MPa
Coeff. di sicurezza 14.41

Tensione cls lembo superiore trave

$$\sigma_{cs,trave}^2 = \sigma_{cs,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcs,trave}^2 \quad \mathbf{10.23 \text{ MPa}}$$

Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 2.68

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci,trave}^2 = \sigma_{ci,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdci,trave}^2 + \Delta\sigma_{ci,trave}^2 + \Delta\sigma_{prci,trave}^2 \quad \mathbf{7.27 \text{ MPa}}$$

Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$

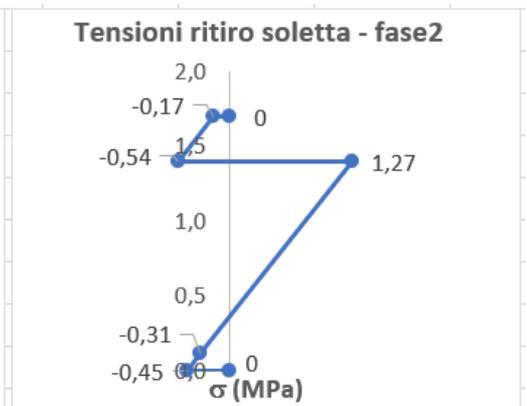
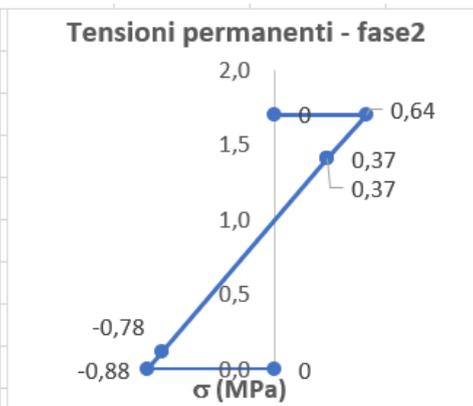
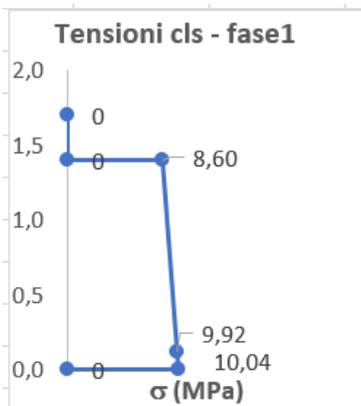
0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 3.77

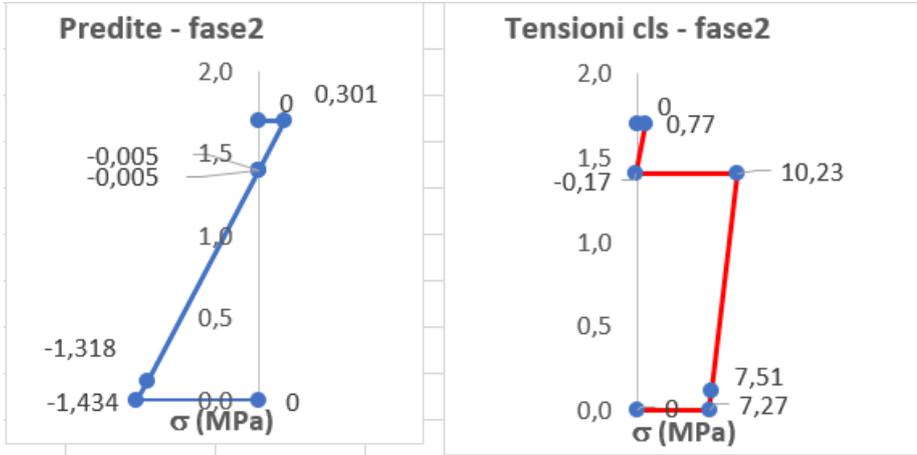
Tensione cls a livello del cavo

$$\sigma_{cc,trave}^2 = \sigma_{cc,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcc,trave}^2 + \Delta\sigma_{cc,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcc,trave}^2 \quad \mathbf{7.51 \text{ MPa}}$$

Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 3.65





Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 2 e le cadute di tensione dovute a permanenti e ritiro differenziale

$$\sigma_{sp}^2 = \sigma_{sp}^1 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc,trave}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{rdcc,trave}^2 = \mathbf{1234.96 \text{ MPa}}$$

ESERCIZIO: fase 3

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Sollecitazioni

M_{max} **3496.80 kNm** momento massimo sollecitante dovuto ai variabili da traffico

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$\Delta\sigma_{cs,soletta}^3 = \frac{M_{max}}{nI_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	5.76 MPa	limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute variazione di tensione nel cls al lembo superiore della soletta
$\Delta\sigma_{ci,soletta}^3 = \frac{M_{max}}{nI_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	3.34 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della soletta
$\Delta\sigma_{cs,trave}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	3.34 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della trave
$\Delta\sigma_{ci,trave}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	-7.97 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della trave
$\Delta\sigma_{cc}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e$	-7.04 MPa	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	81 di 155

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{cs,soletta}^3 = \sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^3$$

6.53 MPa *Compressione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,6xfck 18.43 MPa
Coeff. di sicurezza 2.82

Tensione cls lembo inferiore soletta

$$\sigma_{ci,soletta}^3 = \sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^3$$

3.17 MPa *Compressione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,6xfck 18.43 MPa
Coeff. di sicurezza 5.81

Tensione cls lembo superiore trave

$$\sigma_{cs,trave}^3 = \sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^3$$

13.57 MPa *Compressione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 2.02

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci,trave}^3 = \sigma_{ci,trave}^2 + \Delta\sigma_{ci,trave}^3$$

-0.70 MPa *Trazione* **Verificata** *$\sigma > k f_{ctm}(t)$*

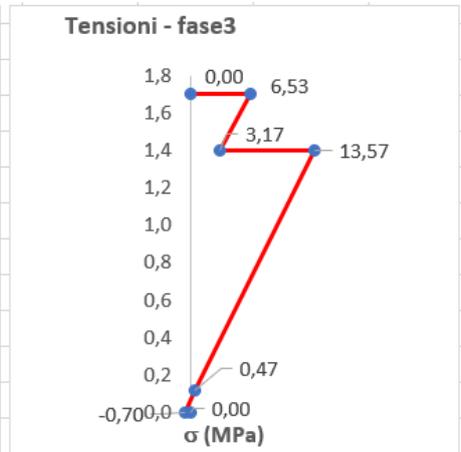
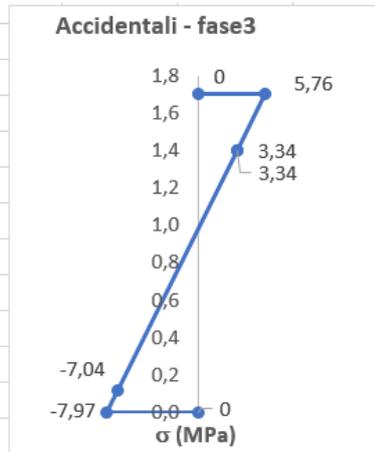
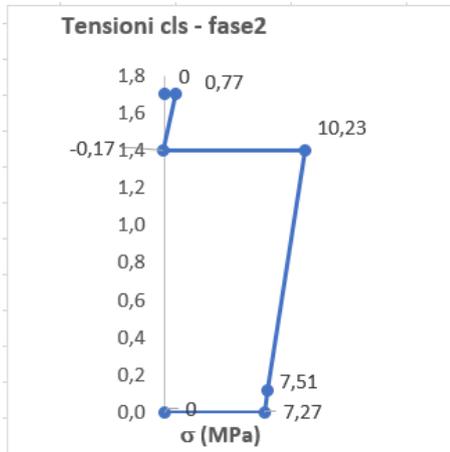
0,35x0,7xfctm -0.94 MPa
Coeff. di sicurezza 1.34

Tensione cls a livello del cavo

$$\sigma_{cc}^3 = \sigma_{cc}^2 + \Delta\sigma_{cc}^3$$

0.47 MPa *Compressione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 58.28



Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute agli accidentali

$$\sigma_{sp}^3 = \sigma_{sp}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc}^3 = 1272.82 \text{ MPa}$$

8.1.1.2 Verifica SLU-STR

$$M_{3-3,Ed} = 10893.927 \text{ kNm}$$

$$M_{2-2,Ed} = -365.544 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 705.515 \text{ kN}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Beam+Slab_SLU_Mezzeria

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

TITOLO: Sezioni in mezzeria

N° Vertici: 28 Zoom N° barre: 0 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	125.82
2	32.36	117
3	50	0
4	150	0
5	167.64	117
6	200	125.82

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-705.515	0	kN
M _{xEd}	10893.927	0	kNm
M _{yEd}	-365.544	0	

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd}: 11 832 kN m

σ_c: -25.5 N/mm²

σ_s: N/mm²

ε_c: 3.5 ‰

ε_s: ‰

d: 170 cm

x: 19.14 x/d: 0.1126

δ: 0.7

Calcola MRd Dominio M-N L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura Precompressione: N° cavi: 1 Zoom

N°	As [cm]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	61.16	100	11.45	0

Tipo cavo: Trefoli

ε_{su}: 67.5 ‰

f_{yd}: 1 409 N/mm l

E_s/E_c: 6

ε_{syd}: 7.045 ‰

σ_{s,adm}: 1080 N/mm l

σ_{sp}: 1 409 N/mm²

ε_{sp}: 25.5 ‰ compressa pref.

Materiali: Trefoli C45/55

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰

f_{yd}: 0 N/mm l ε_{cu}: 3.5 ‰

E_s: 200 000 N/mm l f_{cd}: 25.5

E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8

ε_{syd}: 0 ‰ σ_{c,adm}: 16

σ_{s,adm}: 16 N/mm l τ_{co}: 0.9333

τ_{c1}: 2.543

8.1.1.3 Verifica fessurazione

Le combinazioni SLE Frequenti presentano sollecitazioni inferiori a quelle delle combinazioni Rare analizzate nelle verifiche tensionali sopra riportate.

Secondo il §4.1.2.2.4.1 delle [1] lo stato limite di formazione delle fessure si ha quando la tensione massima di trazione della sezione supera

$$\frac{f_{ctm}}{1.2} = 3.16 \text{ MPa}$$

Si ha quindi che le combinazioni frequenti non portano mai alla formazione di fessure in quanto già nelle combinazioni RARE la tensione massima non supera il valore sopra riportato.

8.1.2 **Sezione a 5 metri dall'appoggio**

Si riportano le sollecitazioni ricavate dal modello a graticcio

Fase 0

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
27	2.7	Fase_0	LinStatic	-3.64E-12	115.5	-2.53E-12	-1.35E-15	2.12E-11	822.0754

Fase 1

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
27	2.7	Fase_1	Combination	-35.785	176.704	12.741	-61.304	-17.278	1466.6

Fase 2

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
25	2.7	Fase_2	Combination	2.861	-38.667	4.662	4.007	2.412	243.465
34	2.7	Fase_2	Combination	-2.054	-41.908	0.666	-0.320	-4.160	237.844
43	2.7	Fase_2	Combination	-2.964	-43.557	-0.439	-0.052	-0.362	241.651
52	2.7	Fase_2	Combination	0.325	-41.512	-0.759	0.341	4.285	236.557
61	2.7	Fase_2	Combination	1.833	-38.836	-4.129	-3.864	-1.528	243.000

Fase 3

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
61	2.7	Fase3_SLE_ENV	Max	663.436	81.201	20.711	14.885	24.481	1197.276
61	2.7	Fase3_SLE_ENV	Min	-548.552	-197.902	-13.103	-41.906	-49.893	-399.294
52	2.7	Fase3_SLE_ENV	Max	920.186	138.420	40.970	20.161	34.718	1489.283
52	2.7	Fase3_SLE_ENV	Min	-653.752	-231.321	-36.930	-35.637	-66.626	-310.977
43	2.7	Fase3_SLE_ENV	Max	555.588	133.263	57.994	19.812	42.427	1672.079
43	2.7	Fase3_SLE_ENV	Min	-519.175	-316.826	-68.067	-35.719	-83.953	-318.324
34	2.7	Fase3_SLE_ENV	Max	726.854	187.505	39.809	19.699	35.556	1887.654
34	2.7	Fase3_SLE_ENV	Min	-921.754	-507.259	-36.711	-37.202	-67.513	-326.189
25	2.7	Fase3_SLE_ENV	Max	546.372	147.679	20.441	16.609	26.123	2369.154
25	2.7	Fase3_SLE_ENV	Min	-673.691	-446.130	-15.306	-40.082	-60.855	-391.776

8.1.2.1 Verifiche SLE – tensionali

Verifica al tiro e in servizio trave in c.a.p a fili aderenti

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo travi			Calcestruzzo soletta		
Tipo di calcestruzzo			Tipo di cls		
		C45/55			C30/37
R_{ck}		55.00 N/mm ²	R_{ck}		37 N/mm ²
f_{ck}		45.00 N/mm ²	f_{ck}		30.00 N/mm ²
f_{cm}		53.00 N/mm ²	f_{cm}		38.00 N/mm ²
f_{ctm}		-3.83 N/mm ²	f_{ctm}		-2.94 N/mm ²
E_{cm}		36283 N/mm ²	E_{cm}		32837 N/mm ²
Caratteristiche cls al trasferimento della precompressione					
t		14 giorni	momento di trasferimento della precompressione		
$f_{cm}(t)$		49.38 N/mm ²	valore limite della tensione all'atto della precompressione (p. 4.1.8.1.4)		
$f_{ck}(t)$		41.38 N/mm ²	valore limite della tensione di esercizio a cadute avvenute (p. 4.1.8.1.3)		
$0.7 f_{ck}(t)$		28.97 N/mm ²			
$0.6 f_{ck}(t)$		24.83 N/mm ²			
$f_{ctm}(t)$		-3.53 N/mm ²			
k		1.00 N/mm ²	valore di riduzione della resistenza a trazione del cls per le verifiche del conglomerato		
$f_{ctm}(t) \cdot k$		-3.53 N/mm ²			

Acciaio	
Tipo di cavo	3
Classe di armatura	classe 2
f_{ptk}	1860 N/mm ²
$f_p(1)k$	1670 N/mm ²
---	---
---	---
f_{pk}	1670 N/mm ²
E_p	195 GPa

Scrivere (1) Barre, (2) Fili, (3) Trefoli, (4) Trefoli a fili sagomati, (5) Trecce p. 11.3.3.2
(Classe 1: Trecce, filo o trefolo ordinario; Classe 2: Trecce, filo o trefolo stabilizzato;
Classe 3: barra laminata p.11.3.3.3)

Limiti tensioni massime iniziali all'atto della tesatura		
$\sigma_{spi} = 0.9 f_{pk}$	1503.00 N/mm ²	Condizione più restrittiva
$\sigma_{spi} = 0.8 f_{ptk}$	1488.00 N/mm ²	

Predimensionamento		
N_{p0}	5379.30 kN	forza di precompressione iniziale
Diametro nominale	0.6"	
A_{nom}	139.00 mm ²	Area nominale
numero minimo di cavi	27	$num. min. cavi = int \left(\frac{N_{p0}}{\sigma_{spi} \cdot A_{nom}} \right) + 1$

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	86 di 155

Sollecitazioni al tiro

$M_{pp, trave}$	822.08 kNm
Luce trave	23.40 m
Peso proprio trave+trasversi pref	kN/m
γ_{cls}	kN/m ³

momento massimo sollecitante dovuto al peso proprio della trave

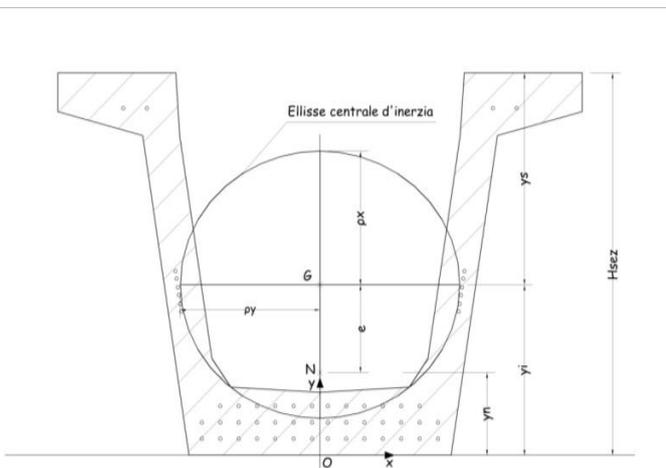
la trave è caricata con G_1 variabile in testa ed in campata

Riassunto caratteristiche sezione omogeneizzata

coefficiente di omogeneizzazione n	5.37 (acciaio e cls)
A_{cls}	7002.07 cm ²
$A_{resTref}$	1.39 cm ²
numero di trefoli scelto n^o	30
A_{tr}	41.70 cm ²
A^*	7330.77 cm ²
H_{sez}	140.01 cm
y_i	62.13 cm
$y_s = H_{sez} - y_i$	77.88 cm
I_g^*	17506946 cm ⁴
$W_s^* = I_g^* / y_s$	224821.72 cm ³
$W_i^* = I_g^* / y_i$	281780.87 cm ³
y_n	9.57 cm
e	52.56 cm

area totale dell'armatura di precompressione

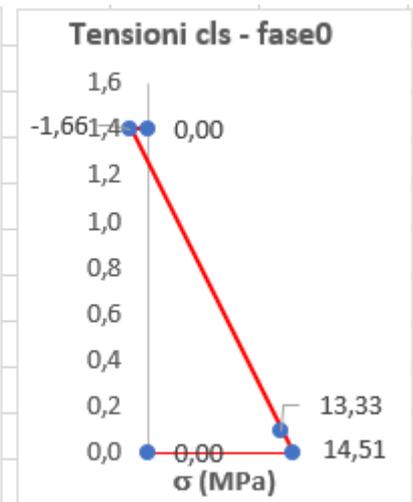
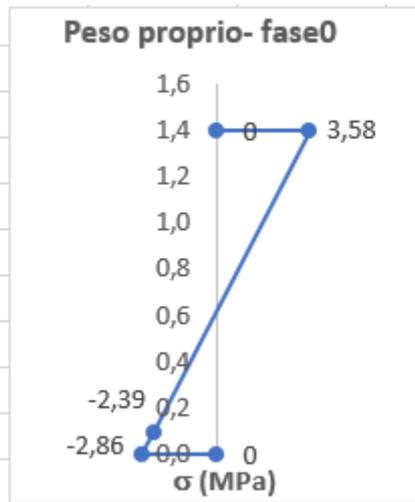
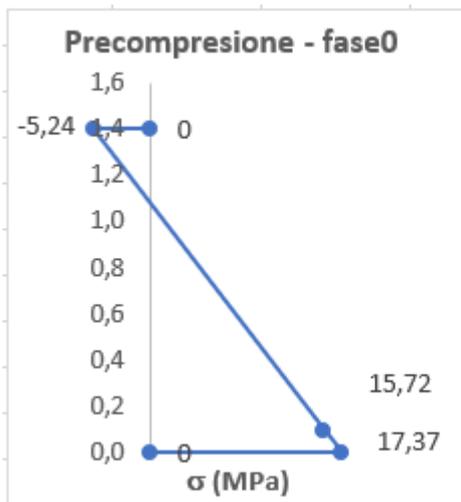
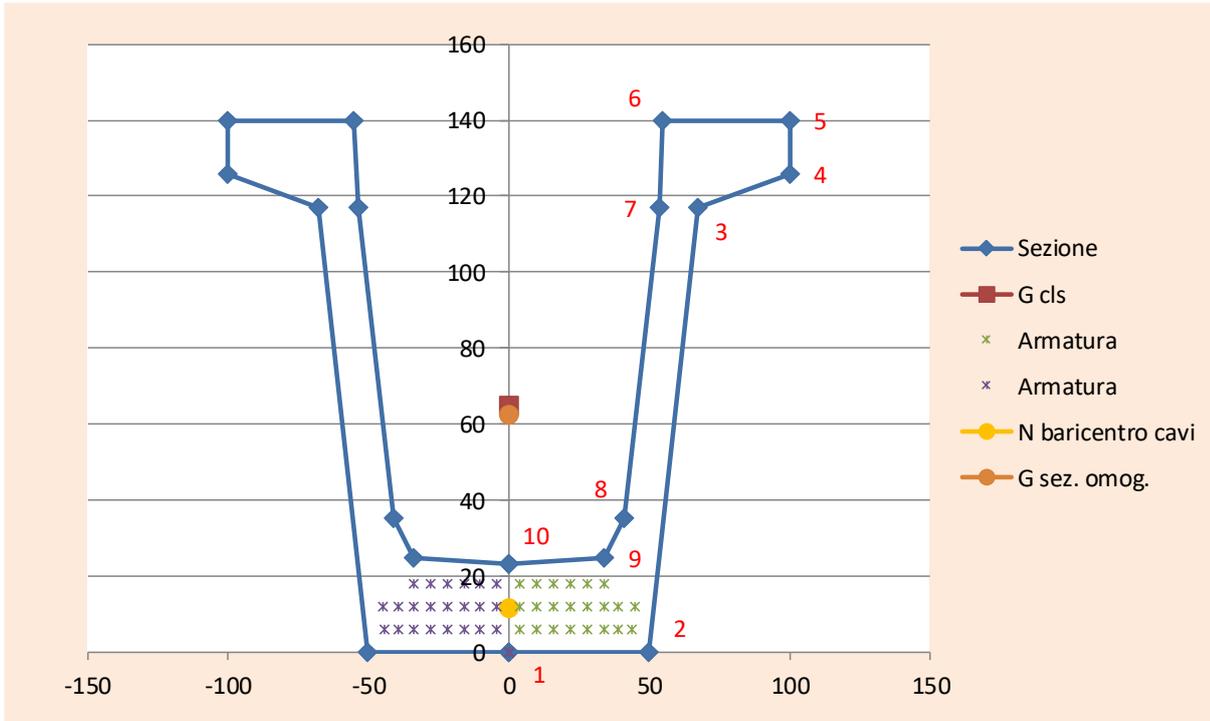
punto di applicazione dello sforzo normale (coincide con il baricentro delle armature eccentricità tra il punto di applicazione del tiro e il baricentro della sezione omogen



TIRO INIZIALE

N_p^0	5379 kN
$\sigma_{pi} = N_p^0 / A_{tr}$	1290.00 N/mm ²

RILASCIO DEL CAVO: fase 0



Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	88 di 155

- Tensione cls a livello del cavo al tiro

$$\sigma_{cc}^j = \frac{N_{p0}^j}{A^*} + \frac{N_{p0}^j \cdot e}{I_i^*} \cdot e \quad 16.78 \text{ MPa} \quad \text{Compressione}$$

Perdite di tensione istantanee

- Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

1144.49 MPa

Precompressione dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

$$N_p^0 = N_{p0} - \Delta N_i \quad 4772.53 \text{ kN}$$

- Tensione cls lembo superiore

$$\sigma_{cs}^s = \frac{N_p^0}{A^*} - \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_s^*} \quad -1.66 \text{ MPa} \quad \text{Trazione} \quad \text{Verificata} \quad \sigma > k \cdot f_{ctm}(t)$$

$f_{ctm}(t) \cdot k/1,2$ -2.94 MPa
 Coeff. di sicurezza 1.77 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls lembo inferiore

$$\sigma_{ci}^s = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_i^*} \quad 14.06 \text{ MPa} \quad \text{Compressione} \quad \text{Verificata} \quad \text{Verifica: } \sigma < 0.7 f_{ck}(t)$$

$0.7 f_{ck}(t)$ 28.97 MPa
 Coeff. di sicurezza 2.06 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls a livello del cavo

$$\sigma_{cc}^0 = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{I_i^*} \cdot e \quad 13.16 \text{ MPa} \quad \text{Compressione} \quad \text{Verificata} \quad \text{Verifica: } \sigma < 0.7 f_{ck}(t)$$

$0.7 f_{ck}(t)$ 28.97 MPa
 Coeff. di sicurezza 2.20 coefficiente di sicurezza

Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute al peso proprio

$$\sigma_{sp}^0 = \sigma_{sp}^j + n \cdot \frac{M_g}{I_i^*} \cdot e = \quad 1157.76 \text{ MPa}$$

GETTO IN OPERA DELLA SOLETTA : fase 1

(Sezione resistente formata dalla sola trave, soletta considerata solo come carico)

Sollecitazioni al getto della soletta

$$M_{max} = M_{pp,soletta} \quad 1466.60 \text{ kNm}$$

momento massimo sollecitante dovuto al solo peso proprio della soletta

Variazioni di tensione dovute a M_{max}

$\Delta \sigma_{cs}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_s$	6.52 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta \sigma_{ci}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_i$	-4.35 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta \sigma_{cc}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e$	-5.20 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

A favore di sicurezza si è considerato che il getto della soletta avvenga dopo molto tempo rispetto al tiro delle travi in precompresso, in modo da poter considerare in questa fase tutte le perdite di tensione lente riguardo la precompressione.

Ritiro e viscosità a 61 gg (getto soletta)

Perimetro esposto aria trave	u	8271,1	mm
tempo getto soletta	tsol	61	gg
ritiro per essiccamento trave al getto della soletta	ecd,61	-0,0001337	
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0003367	
ritiro autogeno trave al getto della soletta	eca,61	-0,0000347	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	80	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	169,3	mm
kh trave	kh,t	0,9	
	ecd0,t	-0,000374	
	β,61	0,39692	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0004242	
ritiro trave a getto soletta	ecs,t,61	-0,0001684	
umidità ambiente	%	80	
	φ	1,484	
	E	36283	MPa
	E,visc	14610	MPa
	E,visc,61	22836	MPa

Perdita di precompressione totale in fase 1

$$\Delta\sigma_{tot} := \frac{\Delta\sigma_v + \Delta\sigma_{rit} + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_I} \cdot \left(1 + \frac{A_I}{J_I} \cdot e_c^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \Phi)}$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^1 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv 88,9 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 136,9 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNrill 53,4 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 244,7 kN

Perd% 4,55 %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	90 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{pres}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	1.4881 MPa 0.24	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{preci}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	-0.72 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prec}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e^2}{I_G^*}$	-0.79 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

Tensione cls lembo superiore

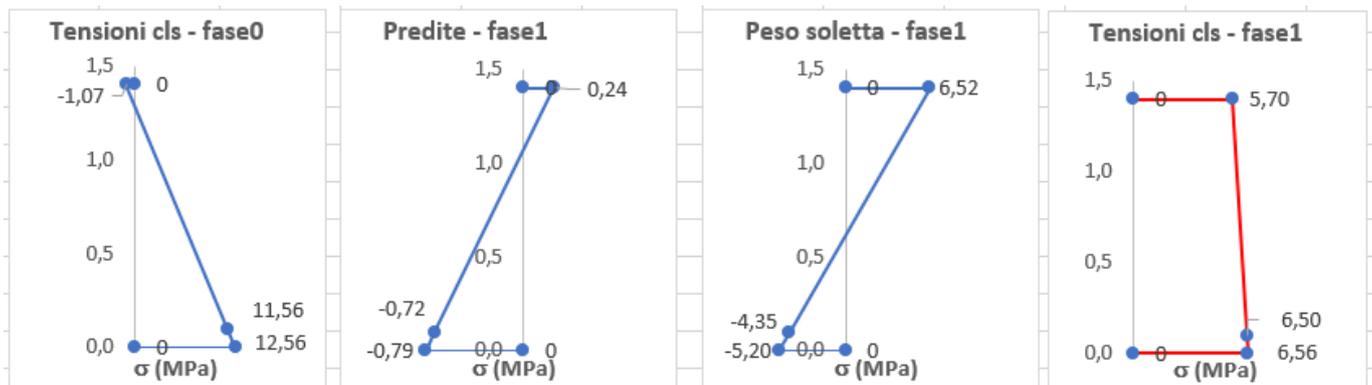
$\sigma_{cs}^1 = \sigma_{cs}^0 + \Delta\sigma_{cs}^1 + \Delta\sigma_{preci}^1$	9.03 MPa 5.70	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	3.03 4.81			

Tensione cls lembo inferiore

$\sigma_{ci}^1 = \sigma_{ci}^0 + \Delta\sigma_{ci}^1 + \Delta\sigma_{preci}^1$	6.56 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	4.17			

Tensione cls a livello del cavo

$\sigma_{cc}^1 = \sigma_{cc}^0 + \Delta\sigma_{cc}^1 + \Delta\sigma_{prec}^1$	6.50 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	4.21			



Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 1 e le cadute di tensione dovute al peso della soletta

$$\sigma_{sp}^1 = \sigma_{sp}^0 - n \cdot \Delta\sigma_{prec}^1 + n \cdot \Delta\sigma_{cc}^1 = \mathbf{1177.28 \text{ MPa}}$$

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	91 di 155

AZIONE DEI PERMANENTI PORTATI : fase 2

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Caratteristiche sezione omogeneizzata 2

(si omogeneizza rispetto al cls di CAP)

n_2	1.103	coefficiente omogeneizzazione	(rapporto tra i due moduli elastici, soletta e CAP)
	0.905		
A_{cls}		cm ²	
$A_{resTref}$	12002.00	cm ²	
n^o	30.00	numero di trefoli scelto	
A_{tr}	41.70	cm ²	area totale dell'armatura di precompressione
A^*	13367.25	cm ²	
H_{sez1}	11855.81	cm	
Y_{i1}	170.00	cm	
$Y_{s,soletta} = H_{sez1} - Y_{i1}$	98.53	cm	
$Y_{s,trave} = H_{sez} - Y_{i1}$	71.47	cm	
H_{sol}	41.47	cm	
e_1	25.00	cm	(utile per le azioni differenziali soletta - trave)
	58.97		
I_g^*		cm ⁴	
$W_s^* = I_g^* / y_s$	43298987	cm ³	
$W_i^* = I_g^* / y_i$	606992.86	cm ³	
	438842.28		
y_n	9.00	cm	punto di applicazione dello sforzo normale (coincide con il baricentro delle armature)
e	9.57	cm	eccentricità tra il punto di applicazione del tiro e il baricentro della sezione omogen
	88.96		

Sollecitazioni

$$M_{perm,portati} = M_{max} \quad 243.47 \text{ kNm}$$

momento massimo sollecitante dovuto ai permanenti portati (pavimentazione, cordolo, sicur via,barriera antirumore)

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$\Delta\sigma_{cs,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	0.64	MPa	limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute
			variazione di tensione nel cls al lembo superiore della soletta
$\Delta\sigma_{ci,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	0.37	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della soletta
$\Delta\sigma_{cs,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	0.37	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della trave
$\Delta\sigma_{ci,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	-0.78	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della trave
$\Delta\sigma_{cc}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e$	-0.88	MPa	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi
	-0.04	MPa	

Perdite di tensione lente a tempo infinito

Deformazione per ritiro nella trave

Ritiro e viscosità a tempo infinito			
Perimetro esposto aria trave	u	11171,3	mm
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0003143	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	75	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	215	mm
kh trave	kh,t	0,84	
	ecd0,t	-0,000374	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0004018	
	ϕ	1,532	
	E	36283	MPa
	E,visc	14328	MPa

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	92 di 155

Deformazione per ritiro nella soletta

Perimetro esposto aria soletta	u	4500	mm
ritiro per essiccamento soletta	tin f ecd,inf	-0,0003092	
ritiro autogeno soletta	tin f eca,inf	-0,0000500	
fck soletta		30	MPa
ho soletta	ho,t	222	mm
kh soletta	kh,t	0,83	
	ecd0,t	-0,000372	
ritiro soletta a tempo infinito	ecs,s, inf	-0,0003592	
differenza ritiro trave soletta	Δecs,s	-0,0001258	

Sollecitazioni dovute al ritiro differenziale

Forza dovuta al ritiro	Frit	-901,0	kN
Momento dovuto al ritiro	Mrit	530,1	kNm
	Δσsup,soletta	-0,17	
	Δσinf,soletta	-0,54	
	Δσsup,trave	1,27	
	Δσinf,trave	-0,45	
	Δσ cavi,trave	-0,31	

Perdita di precompressione totale in fase 2

$$\Delta\sigma_{pr}^2 = \Delta\sigma_{ritiro}^2 + \Delta\sigma_v^2 + \Delta\sigma_r^2$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^2 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv 16,8 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 326,7 kN

caduta di tensione per ritiro differenziale

ΔNrit,d 104,9 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNriII 197,8 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 610,5 kN

Perd% 11,35 %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	93 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{prcs,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	0.219 MPa	Compressione	variazione di tensione nella soletta al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	-0.003 MPa	Trazione	variazione di tensione nella soletta al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prcs,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	-0.003 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	-1.035 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prc,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*}$	-0.963 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{cs,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdcs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prcs,soletta}^2$$

0,6xfck 18.43 MPa
Coeff. di sicurezza 40.07

0.46 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{ci,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prci,soletta}^2$$

fctm/1,2 -2.45 MPa
Coeff. di sicurezza 8.17

-0.30 MPa Trazione **Verificata** $\sigma > k fctm(t)$

Tensione cls lembo superiore trave

$$\sigma_{cs,trave}^2 = \sigma_{cs,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcs,trave}^2$$

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 3.80

7.20 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci,trave}^2 = \sigma_{ci,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdci,trave}^2 + \Delta\sigma_{ci,trave}^2 + \Delta\sigma_{prci,trave}^2$$

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 6.06

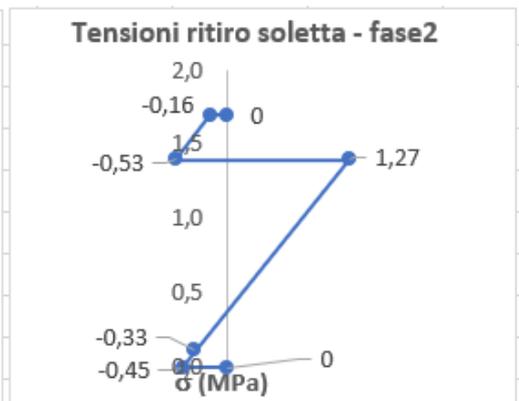
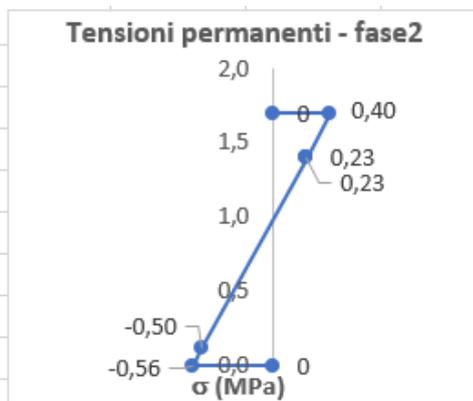
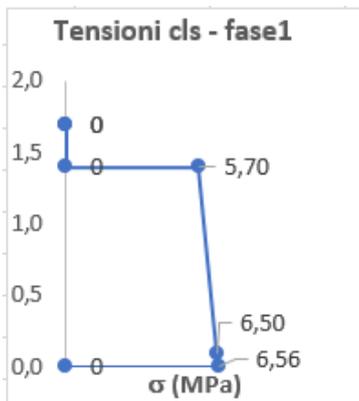
4.52 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

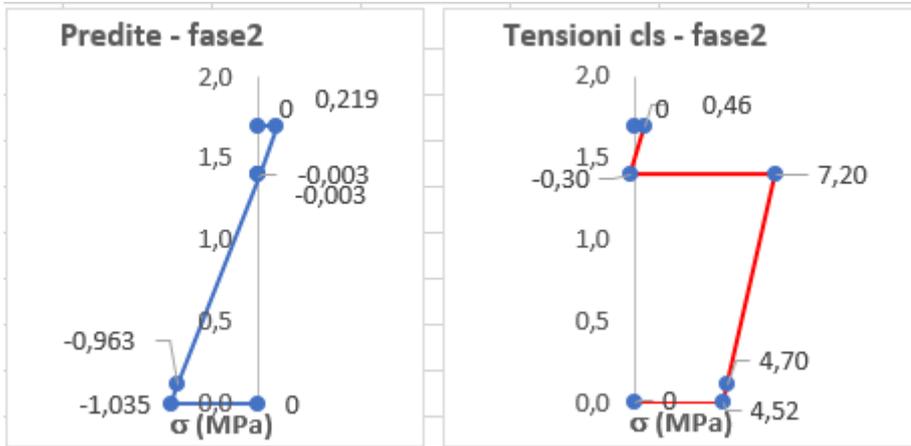
Tensione cls a livello del cavo

$$\sigma_{cc,trave}^2 = \sigma_{cc,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcc,trave}^2 + \Delta\sigma_{cc,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcc,trave}^2$$

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 5.83

4.70 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$





Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 2 e le cadute di tensione dovute a permanenti e ritiro differenziale

$$\sigma_{sp}^2 = \sigma_{sp}^1 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc,trave}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{rdcc,trave}^2 = \mathbf{1176.56 \text{ MPa}}$$

ESERCIZIO: fase 3

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Sollecitazioni

M_{max} **2369.15** kNm momento massimo sollecitante dovuto ai variabili da traffico

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$\Delta\sigma_{cs,soletta}^3 = \frac{M_{max}}{nI_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	3.92 MPa	limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute variazione di tensione nel cls al lembo superiore della soletta
$\Delta\sigma_{ci,soletta}^3 = \frac{M_{max}}{nI_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	2.27 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della soletta
$\Delta\sigma_{cs,trave}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	2.27 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della trave
$\Delta\sigma_{ci,trave}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	5.40 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della trave
$\Delta\sigma_{cc}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e$	4.87 MPa	variazione di tensione nel cls al livello del baricentro dei cavi

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	95 di 155

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{cs,soletta}^3 = \sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^3$$

4.38 MPa *Compressione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,6xfck 18.43 MPa
Coeff. di sicurezza 4.21

Tensione cls lembo inferiore soletta

$$\sigma_{ci,soletta}^3 = \sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^3$$

1.97 MPa *Compressione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,6xfck 18.43 MPa
Coeff. di sicurezza 9.36

Tensione cls lembo superiore trave

$$\sigma_{cs,trave}^3 = \sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^3$$

9.47 MPa *Compressione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,6xfck 27.39 MPa
Coeff. di sicurezza 2.89

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci,trave}^3 = \sigma_{ci,trave}^2 + \Delta\sigma_{ci,trave}^3$$

-0.88 MPa *Trazione* **Verificata** *$\sigma > k f_{ctm}(t)$*

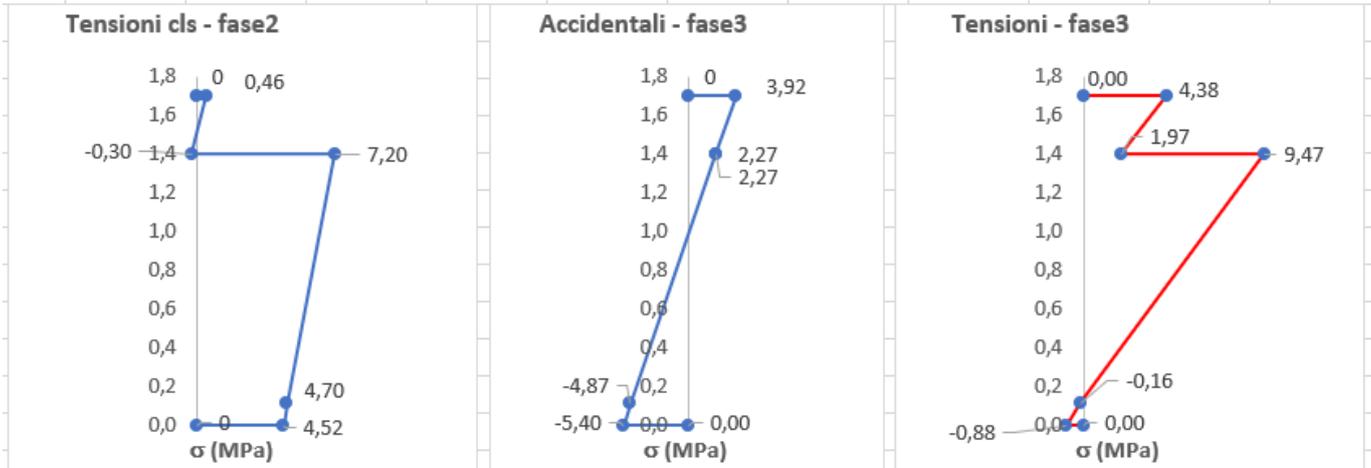
0,35x0,7xfctm -0.94 MPa
Coeff. di sicurezza 1.07

Tensione cls a livello del cavo

$$\sigma_{cc}^3 = \sigma_{cc}^2 + \Delta\sigma_{cc}^3$$

-0.16 MPa *Trazione* **Verificata** *Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$*

0,35x0,7fctm -0.94 MPa
Coeff. di sicurezza 5.87



Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute agli accidentali

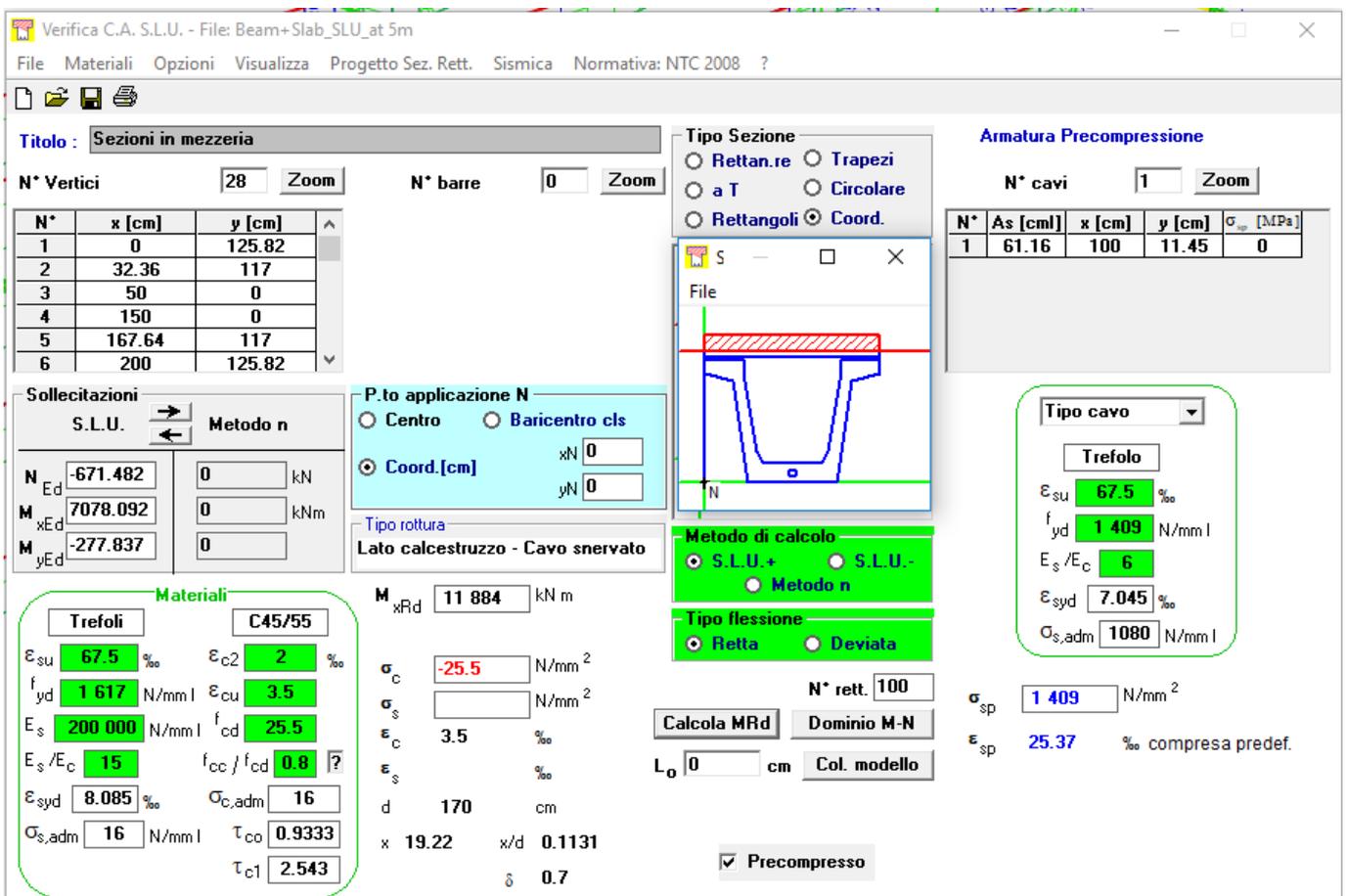
$$\sigma_{sp}^3 = \sigma_{sp}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc}^3 = 1202.72 \text{ MPa}$$

8.1.2.2 Verifiche SLU-STR

$$M_{3-3,Ed} = 7078.092 \text{ kNm}$$

$$M_{2-2,Ed} = -277.837 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 671.482 \text{ kN}$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: Beam+Slab_SLU_at 5m

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

Titolo: Sezioni in mezzeria

N° Vertici: 28 **N° barre:** 0

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	125.82
2	32.36	117
3	50	0
4	150	0
5	167.64	117
6	200	125.82

Armatura Precompressione

N° cavi: 1

N°	As [cm]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	61.16	100	11.45	0

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

Tipologia Cavo: Trefolo

Proprietà del Cavo:
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1409 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 7.045 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

Proprietà del Materiale: C45/55
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1617 N/mm²
 E_s 200000 N/mm²
 ϵ_{s}/E_c 15 ‰
 ϵ_{syd} 8.085 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 16 N/mm²
 ϵ_{c2} 2 ‰
 ϵ_{cu} 3.5 ‰
 f_{cd} 25.5 N/mm²
 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

Carichi e Sollecitazioni:
 N_{Ed} -671.482 kN
 M_{xEd} 7078.092 kNm
 M_{yEd} -277.837 kNm

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selezionato), S.L.U.-, Metodo n

Tipologia flessione: Retta (selezionato), Deviata

Parametri di Progetto:
 M_{xRd} 11884 kNm
 σ_c -25.5 N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s ‰
 d 170 cm
 x 19.22 cm
 x/d 0.1131
 δ 0.7

Calcoli e Verifiche:
 Calcola MRd, Dominio M-N, L_0 0 cm, Col. modello
 σ_{sp} 1409 N/mm²
 ϵ_{sp} 25.37 ‰ compresa predef.

Precompresso

8.1.3 Sezione all'appoggio: verifica a taglio

Le sollecitazioni massime taglianti dovute ai carichi esterni si verificano in corrispondenza degli appoggi. Essendo i cavi da precompressione pre-tesi, non è presente la componente tagliante del sistema dei carichi equivalenti alla precompressione. In corrispondenza degli appoggi la sezione risulta essere piena mentre in prossimità degli appoggi le anime delle travi risultano avere uno spessore maggiore ($b_w=0.24$ m) rispetto a quello relativo alla sezione ordinaria ($b_w=0.14$ m). A favore di sicurezza la verifica a taglio è stata condotta considerando le sollecitazioni massime sugli appoggi applicate alla sezione con ringrosso.

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	97 di 155

Gli elementi più sollecitati risultano essere i frame di estremità relativi alla trave 1, in corrispondenza dell'appoggio.

Si riporta di seguito il riepilogo delle combinazioni allo SLU che massimizzano il taglio

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
23	0	STR_ENV	Max	721.134	-692.261	216.785	-222.778	539.258	379.407
23	1.3	STR_ENV	Max	706.128	-592.395	189.342	-147.001	275.276	2300.195
23	0	STR_ENV	Min	-830.616	-1727.466	-19.371	-558.353	-51.883	-604.329
23	1.3	STR_ENV	Min	-830.616	-1549.109	-15.861	-377.824	-40.328	696.595
59	0	STR_ENV	Max	819.575	-768.441	222.943	438.440	568.849	448.492
59	1.3	STR_ENV	Max	819.575	-627.114	195.500	373.028	296.862	2089.289
59	0	STR_ENV	Min	-661.134	-1953.785	-40.256	47.108	-134.196	-487.992
59	1.3	STR_ENV	Min	-661.134	-1457.247	-36.746	153.331	-85.186	752.683

Le sollecitazioni di progetto valgono:

$$V_{\max} = 1954 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera il solo contributo delle due anime del cassone per cui la verifica viene condotta su una sezione di dimensioni pari a 14 x 140 [cm], sottoposta ad un taglio di calcolo pari a $V_d = V_{\max} / 2 = 977 \text{ kN}$.

Si adottano staffe a 2 braccia $\phi 16/150\text{mm}$

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 140$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 1400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 40$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 45$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1,50$	coeff. sicurezza	$A_{s1,1} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0,85$	coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 1360$ mm	altezza utile	$A_{s1,3} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 25,50$ MPa	resist. di calcolo		$0,00 \text{ cm}^2$

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0,0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 977,0 \text{ kN}$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1,2} < 2$ $k = 1,383$ < 2
 $v_{\min} = 0,035 \text{ k}^2 \cdot f_{ck}^{1,2}$ $v_{\min} = 0,382$
 $\rho_1 = A_{st}/(b_w \cdot d) < 0,02$ $\rho_1 = 0,000$ $< 0,02$
 $\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0,00$ MPa $< 0,2 f_{cd}$

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

$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}$; (con $(v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 72,7 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 72,7 \text{ kN}$ assunto pari alla resistenza minima

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45,0^\circ$ inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90,0^\circ$ inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 16 \text{ mm con } n^2 \text{ bracci (trasv. } 2 \text{ passo } 15 \text{ cm} = 0,268 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$V_{Rd} = 0,90 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$ $V_{Rd} = 1284,1 \text{ kN}$

$f_{cd} = 12,75$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1,000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot (1 + \cot^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 1092,5 \text{ kN}$

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 1092,5 > 977,0 \text{ kN}$ c.s. = 1,1

la sezione armata a taglio risulta verificata.

8.2 Traversi

8.2.1 Momento positivo

8.2.1.1 Verifica SLE- tensionale

Verifica al tiro e in servizio trave in c.a.p a fili aderenti

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo travi		Calcestruzzo soletta	
<i>Tipo di calcestruzzo</i>		<i>Tipo di cls</i>	
	C45/55		C30/37
R_{ck}	55.00 N/mm ²	R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	45.00 N/mm ²	f_{ck}	30.00 N/mm ²
f_{cm}	53.00 N/mm ²	f_{cm}	38.00 N/mm ²
f_{ctm}	-3.83 N/mm ²	f_{ctm}	-2.94 N/mm ²
E_{cm}	36283 N/mm ²	E_{cm}	32837 N/mm ²

Caratteristiche cls al trasferimento della precompressione

t	100 giorni	momento di trasferimento della precompressione
$f_{cm}(t)$	53.45 N/mm ²	
$f_{ck}(t)$	45.45 N/mm ²	
$0.7 f_{ck}(t)$	31.82 N/mm ²	valore limite della tensione all'atto della precompressione (p. 4.1.8.1.4)
$0.6 f_{ck}(t)$	27.27 N/mm ²	valore limite della tensione di esercizio a cadute avvenute (p. 4.1.8.1.3)
$f_{ctm}(t)$	-3.82 N/mm ²	
k	1.00 N/mm ²	valore di riduzione della resistenza a trazione del cls per le verifiche del con-
$f_{ctm}(t) \cdot k$	-3.82 N/mm ²	

Acciaio

<i>Tipo di cavo</i>	3
<i>Classe di armatura</i>	classe 2
f_{ptk}	1860 N/mm ²
$f_p(1)k$	1670 N/mm ²
---	---
---	---
f_{pk}	1670 N/mm²
E_p	195 GPa

Scrivere (1) Barre, (2) Fili, (3) Trefoli, (4) Trefoli a fili sagomati, (5) Treccie
(Classe 1: Treccie, filo o trefolo ordinario; Classe 2: Treccie, filo o trefolo stat
Classe 3: barra laminata p.11.3.3.3)

Limiti tensioni massime iniziali all'atto della tesatura

$\sigma_{spi} = 0.9 f_{pk}$	1503.00 N/mm ²	
$\sigma_{spi} = 0.8 f_{ptk}$	1488.00 N/mm ²	Condizione più restrittiva

Predimensionamento

N_{p0}	2510.34 kN	forza di precompressione iniziale
Diametro nominale	0.6"	
A_{nom}	139.00 mm ²	Area nominale
numero minimo di cavi	13	$num.min.cavi = int\left(\frac{N_{p0}}{\sigma_{spi} \cdot A_{nom}}\right) + 1$

Sollecitazioni al tiro

$M_{pp,trave}$	0.00 kNm	momento massimo sollecitante dovuto al peso proprio d
----------------	-----------------	---

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	99 di 155

Riassunto caratteristiche sezione omogeneizzata

coefficiente di omogeneizzazione n	5.37 (acciaio e cls)
A_{cls}	5240.00 cm ²
$A_{resTref}$	1.39 cm ²
numero di trefoli scelto n°	14
A_{tr}	19.46 cm ²
A^*	5344.59 cm ²
H_{sez}	131.00 cm
y_i	65.37 cm
$y_s = H_{sez} - y_i$	65.63 cm
I_a^*	7497922 cm ⁴
$W_s^* = I_a^* / y_s$	114251.94 cm ³
$W_i^* = I_a^* / y_i$	114693.11 cm ³
y_n	59.05 cm
e	6.32 cm
e_2	47.07 cm
e_3	34.43 cm

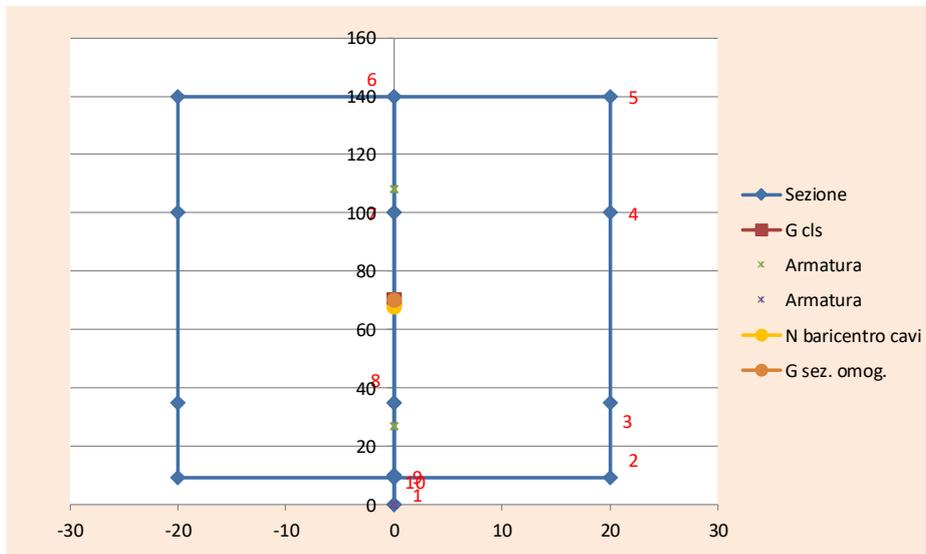
area totale dell'armatura di precompressione

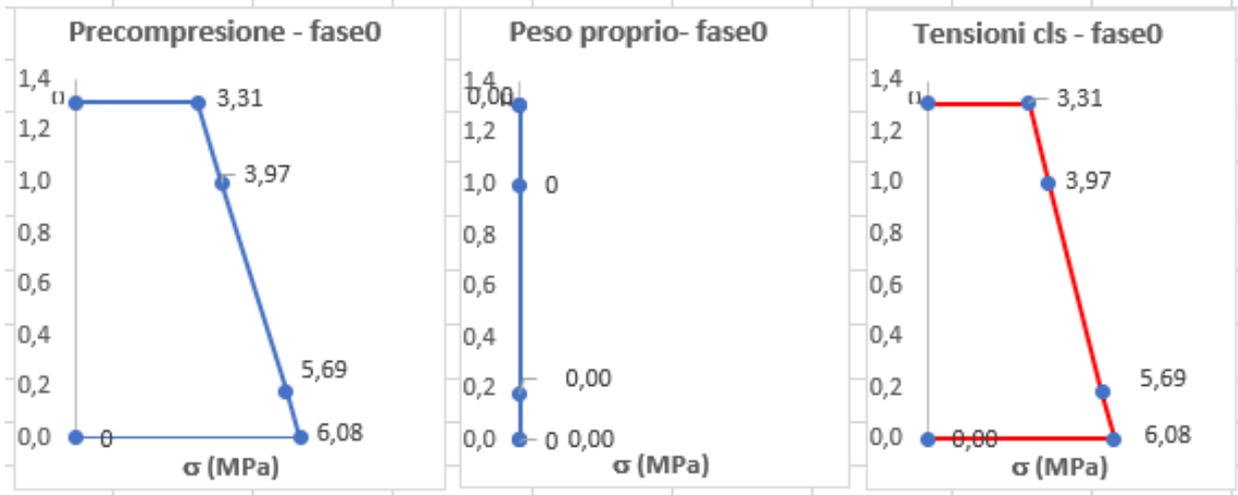
punto di applicazione dello sforzo normale (coincide con il baricentro delle a eccentricità tra il punto di applicazione del tiro e il baricentro della sezione c eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata e i cavi inferiori eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata e i cavi superiori

TIRO INIZIALE

$$\sigma_{pi} = \frac{N_{p0}}{A_{tr}} = \frac{2510 \text{ kN}}{1290.00 \text{ N/mm}^2}$$

RILASCIO DEL CAVO: fase 0





- Tensione cls a livello del cavo al tiro

$$\sigma_{cc}^j = \frac{N_{p0}}{A^*} + \frac{N_{p0} \cdot e}{I_i^*} \cdot e$$

6.08 MPa Compressione

Perdite di tensione istantanee

- Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

1251.00 MPa

Precompressione dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

$$N_p^0 = N_{p0} - \Delta N_i$$

2434.45 kN

- Tensione cls lembo superiore

$$\sigma_{cls}^s = \frac{N_p^0}{A^*} - \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_s^*}$$

3.31 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 f_{ck}(t) 31.82 MPa

Coeff. di sicurezza: 2.20 9.61 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls lembo inferiore

$$\sigma_{cls}^i = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_i^*}$$

6.08 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 f_{ck}(t) 31.82 MPa

Coeff. di sicurezza 5.23 coefficiente di sicurezza

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	101 di 155

- Tensione cls a livello dei cavi superiori

$$\sigma_{cc-sup}^0 = \frac{N_p^0}{A^*} - \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{I_i^*} \cdot e_3$$

3.97 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 fck(t) 31.82 MPa
Coeff. di sicurezza 8.02 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$$\sigma_{cc-inf}^0 = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{I_i^*} \cdot e_2$$

5.69 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 fck(t) 31.82 MPa
Coeff. di sicurezza 5.59 coefficiente di sicurezza

Tensione nei cavi superiori

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute al peso proprio

$$\sigma_{sp-sup}^0 = \sigma_{sp-sup}^t - n \cdot \frac{M_g}{I_i^*} \cdot e_3 = 1251.00 \text{ MPa}$$

Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute al peso proprio

$$\sigma_{sp-inf}^0 = \sigma_{sp-inf}^t - n \cdot \frac{M_g}{I_i^*} \cdot e_2 = 1251.00 \text{ MPa}$$

GETTO IN OPERA DELLA SOLETTA : fase 1

(Sezione resistente formata dalla sola trave, soletta considerata solo come carico)

Sollecitazioni al getto della soletta

$$M_{max} = M_{pp,soletta} \quad \mathbf{1.67 \text{ kNm}}$$

momento massimo sollecitante dovuto al solo peso proprio della s

Variazioni di tensione dovute a M_{max}

$\Delta\sigma_{cs}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_s$	0.015 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{ci}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_i$	-0.015 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{cc-sup}^1 = \frac{M_{max}}{I_i^*} \cdot e_3$	0.008 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi sup
$\Delta\sigma_{cc-inf}^1 = \frac{M_{max}}{I_i^*} \cdot e_2$	-0.010 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi infe

A favore di sicurezza si è considerato che il getto della soletta avvenga dopo molto tempo rispetto al tiro delle travi in precompresso, in modo da poter considerare in questa fase tutte le perdite di tensione lente riguardo la precompressione.

Ritiro e viscosità a 61 gg (getto soletta)

Perimetro esposto aria trave	u	3420	mm
tempo getto soletta	tsol	61	gg
ritiro per essiccamento trave al getto della soletta	ecd,61	-0,0000597	
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0002806	
ritiro autogeno trave al getto della soletta	eca,61	-0,0000186	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	80	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	306,4	mm
kh trave	kh,t	0,75	
	ecd0,t	-0,000374	
	β,61	0,21279	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0003681	
ritiro trave a getto soletta	ecs,t,61	-0,0000783	
umidità ambiente	%	80	
	φ	1,425	
	E	36283	MPa
	E,visc	14962	MPa
	E,visc,61	27841	MPa

Perdita di precompressione totale in fase 1

$$\Delta\sigma_{tot} := \frac{\Delta\sigma_v + \Delta\sigma_{rit} + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_I} \cdot \left(1 + \frac{A_I}{J_I} \cdot e_c^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \Phi)}$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^1 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv 0,0 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 29,7 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNrill 24,9 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 48,4 kN

Perd% 1,93 %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	103 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{prcs}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	-0.1166 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	-0.12 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prcc-sup}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_G^*} e_3$	-0.08 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi sup
$\Delta\sigma_{prcc-inf}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_G^*} e_2$	-0.11 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi infe

Tensione cls lembo superiore

$\sigma_{cs}^1 = \sigma_{cs}^0 + \Delta\sigma_{cs}^1 + \Delta\sigma_{prcs}^1$	3.58 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
	3.16			
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	8.67			

Tensione cls lembo inferiore

$\sigma_{ci}^1 = \sigma_{ci}^0 + \Delta\sigma_{ci}^1 + \Delta\sigma_{prci}^1$	4.25 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
	5.76			
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	4.76			

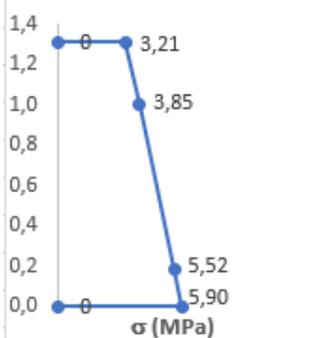
Tensione cls a livello dei cavi superiori

$\sigma_{cc-sup}^1 = \sigma_{cc-sup}^0 + \Delta\sigma_{cc-sup}^1 + \Delta\sigma_{prcc-sup}^1$	3.78 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
	3.73			
0,6xfck	27.25 MPa			
Coeff. di sicurezza	7.34			

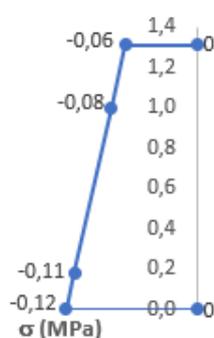
Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$\sigma_{cc-inf}^1 = \sigma_{cc-inf}^0 + \Delta\sigma_{cc-inf}^1 + \Delta\sigma_{prcc-inf}^1$	5.40 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
	4.12			
0,6xfck	27.07 MPa			
Coeff. di sicurezza	6.64			

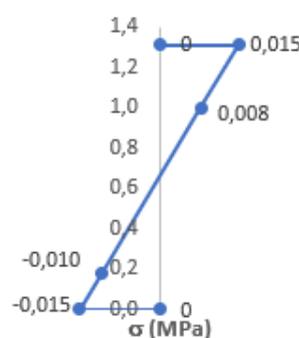
Tensioni cls - fase0



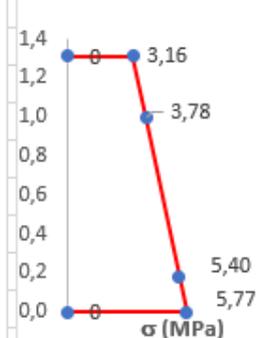
Predite - fase1



Peso soletta - fase1



Tensioni cls - fase1



Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	104 di 155

Tensione nei cavi superiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 1 e le cadute di tensione dovute al peso della soletta

$$\sigma_{sp-sup}^1 = \sigma_{sp-sup}^0 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-sup}^1 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-sup}^1 = 1250.55 \text{ MPa}$$

Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 1 e le cadute di tensione dovute al peso della soletta

$$\sigma_{sp-inf}^1 = \sigma_{sp-inf}^0 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-inf}^1 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-inf}^1 = 1250.47 \text{ MPa}$$

AZIONE DEI PERMANENTI PORTATI : fase 2

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Caratteristiche sezione omogeneizzata 2

(si omogeneizza rispetto al cls di CAP)

	0.905	
n_2		coefficiente omogeneizzazione (rapporto tra i due moduli elastici, soletta e CAP)
A_{cls}	12290	
	10967.50	cm ²
$A_{resTref}$	1.39	cm ²
n^o	14.00	numero di trefoli scelto
A_{tr}	19.46	cm ² area totale dell'armatura di precompressione
	11724.89	
A^*	161.00	cm ²
H_{sez1}	109.25	cm
y_{i1}	51.75	cm
$y_{s,soletta} = H_{sez1} - y_{i1}$	21.75	cm
$y_{s,trave} = H_{sez} - y_{i1}$	30.00	cm
H_{sol}	36.75	cm
e_1		cm (utile per le azioni differenziali soletta - trave)
	26882427	
I_g^*	519446.66	cm ⁴
$W_s^* = I_g^* / y_s$	246068.02	cm ³
$W_i^* = I_g^* / y_i$		cm ³
	59.05	
y_n	50.02	cm punto di applicazione dello sforzo normale (coincide con il baricentro delle a
e	90.95	cm eccentricità tra il punto di applicazione del tiro e il baricentro della sezione c
e_2	9.45	cm eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata e i cavi inferiori
e_3	6.30	cm eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata e i cavi superiori

Sollecitazioni

$$M_{perm,portati} = M_{max}$$

0.06 kNm

momento massimo sollecitante dovuto ai permanenti portati (pavimentazione, cordolo, sicur via,barriera antirumore)

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$$\Delta\sigma_{cs,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta} \quad 0.00 \text{ MPa}$$

limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute

variazione di tensione nel cls al lembo superiore della so

$$\Delta\sigma_{ci,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta} \quad 0.00 \text{ MPa}$$

variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della soli

$$\Delta\sigma_{cs,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave} \quad 0.00 \text{ MPa}$$

variazione di tensione nel cls al lembo superiore della tra

$$\Delta\sigma_{ci,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave} \quad 0.00 \text{ MPa}$$

variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della tra

$$\Delta\sigma_{cc-sup}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e_3 \quad 0.00 \text{ MPa}$$

variazione di tensione nel cls al dei cavi superiori

$$\Delta\sigma_{cc-inf}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e_2 \quad 0.00 \text{ MPa}$$

variazione di tensione nel cls al dei cavi inferiori

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	105 di 155

Perdite di tensione lente a tempo infinito
Deformazione per ritiro nella trave

Ritiro e viscosità a tempo infinito			
Perimetro esposto aria trave	u	7920	mm
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0002806	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	75	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	310	mm
kh trave	kh,t	0,75	
	ecd0,t	-0,000374	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0003681	
	φ	1,495	
	E	36283	MPa
	E,visc	14540	MPa

Deformazione per ritiro nella soletta

Perimetro esposto aria soletta	u	4500	mm
ritiro per essiccamento soletta tinf	ecd,inf	-0,0003310	
ritiro autogeno soletta tinf	eca,inf	-0,0000500	
fck soletta		30	MPa
ho soletta	ho,t	313	mm
kh soletta	kh,t	0,75	
	ecd0,t	-0,000441	
ritiro soletta a tempo infinito	ecs,s, inf	-0,0003810	
differenza ritiro trave soletta	Δecs,s	-0,0000912	

Sollecitazioni dovute al ritiro differenziale			
Forza dovuta al ritiro	Frit	-934,7	kN
Momento dovuto al ritiro	Mrit	343,5	kNm
	Δσsup,soletta	0,13	
	Δσinf,soletta	-0,25	
	Δσsup,trave	1,08	
	Δσinf,trave	-0,60	
	Δσ cavi,trave	-0,36	

Perdita di precompressione totale in fase 2

$$\Delta\sigma_{pr}^2 = \Delta\sigma_{ritiro}^2 + \Delta\sigma_v^2 + \Delta\sigma_r^2$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^2 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv 0,0 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 0,0 kN

caduta di tensione per ritiro differenziale

ΔNrit,d 139,7 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNrill 51,1 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 92,3 kN
Perd% %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	106 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{prcs,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	0.0003 MPa 0.023	Compressione	variazione di tensione nella soletta al lembo super
$\Delta\sigma_{prci,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	0.092 MPa	Compressione	variazione di tensione nella soletta al lembo inferic
$\Delta\sigma_{prcs,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	0.092 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	0.211 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prcc-suptrave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot e_3$	0.523 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi sup
$\Delta\sigma_{prcc-inftrave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot e_2$	0.593 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi infe

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{cs,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdcs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prcs,soletta}^2$$

fctm/1,2
Coeff. di sicurezza

0.16
-0.23 MPa Trazione **Verificat** $\sigma > k fctm(t)$

14.75 MPa
10.36

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{ci,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prci,soletta}^2$$

fctm/1,2
Coeff. di sicurezza

-0.34
-1.78 MPa Trazione **Verificat** $\sigma > k fctm(t)$

6.94 MPa
1.33

Tensione cls lembo superiore trave

$$\sigma_{cs,trave}^2 = \sigma_{cs,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcs,trave}^2$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

4.14
8.75 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

6.62 MPa
3.13

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci,trave}^2 = \sigma_{ci,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdci,trave}^2 + \Delta\sigma_{ci,trave}^2 + \Delta\sigma_{prci,trave}^2$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

4.57
1.31 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

5.99 MPa
20.85

Tensione cls a livello dei cavi superiori

$$\sigma_{cc-sup,trave}^2 = \sigma_{cc-sup,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcc-sup,trave}^2 + \Delta\sigma_{cc-sup,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcc-sup,trave}^2$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

4.24
7.05 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

6.46 MPa
3.89

Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$$\sigma_{cc-inf,trave}^2 = \sigma_{cc-inf,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcc-inf,trave}^2 + \Delta\sigma_{cc-inf,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcc-inf,trave}^2$$

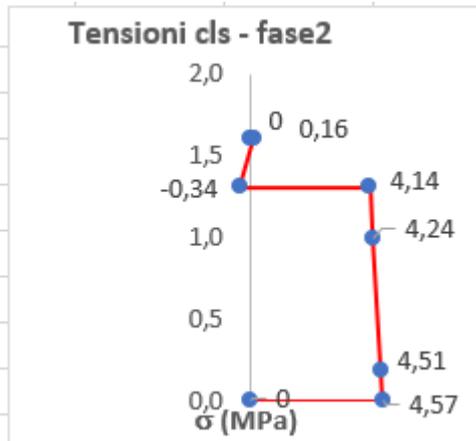
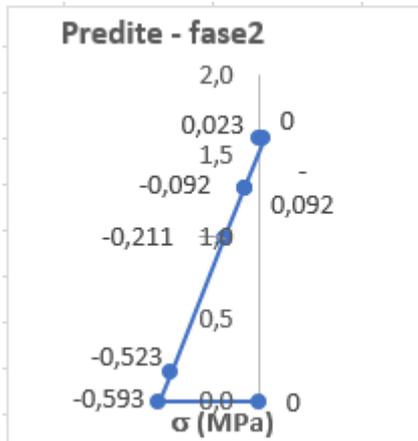
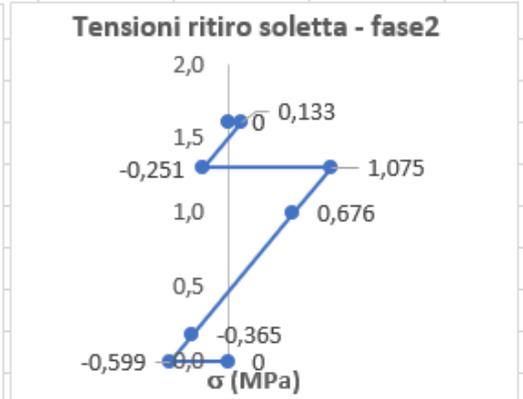
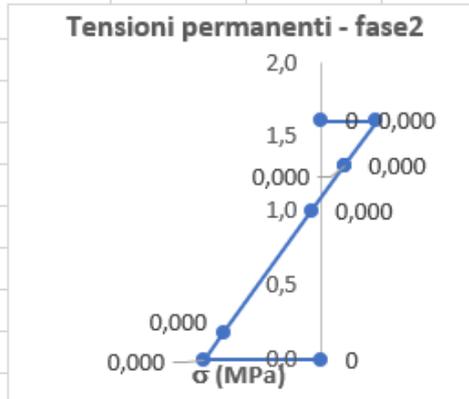
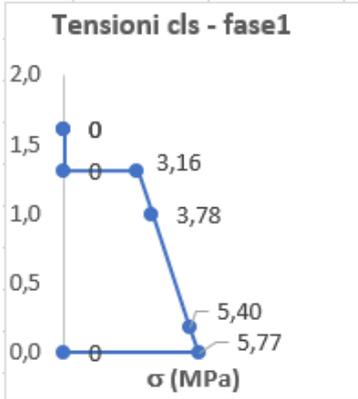
0,6xfck
Coeff. di sicurezza

4.51
2.75 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

6.07 MPa
9.97

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	107 di 155



Tensione nei cavi superiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 2 e le cadute di tensione dovute a permanenti e ritiro differenziale

$$\sigma_{sp-sup}^2 = \sigma_{sp-sup}^1 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-suptrave}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-sup}^2 - n \cdot \Delta\sigma_{rdcc-suptrave}^2 = 1245.78 \text{ MPa}$$

Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 2 e le cadute di tensione dovute a permanenti e ritiro differenziale

$$\sigma_{sp-inf}^2 = \sigma_{sp-inf}^1 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-inftrave}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-inf}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{rdcc-inftrave}^2 = 1249.62 \text{ MPa}$$

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	108 di 155

ESERCIZIO: fase 3

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Sollecitazioni

M_{max} **120.01** kNm momento massimo sollecitante dovuto ai variabili da tra

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$\Delta\sigma_{cs,soletta}^3 = \frac{M_{max}}{nI_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	~ 0.23 MPa	limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute variazione di tensione nel cls al lembo superiore della so
$\Delta\sigma_{ci,soletta}^3 = \frac{M_{max}}{nI_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	0.10 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della sol
$\Delta\sigma_{cs,trave}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	0.10 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della tra
$\Delta\sigma_{ci,trave}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	-0.49 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della tra
$\Delta\sigma_{cc-sup}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e_3$	-0.04 MPa	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi superiori
$\Delta\sigma_{cc-inf}^3 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e_2$	-0.41 MPa	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi inferiori

Tensione cls lembo superiore soletta

$\sigma_{cs,soletta}^3 = \sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^3$	0.39 -0.16 MPa	Trazione Verificata $\sigma > k fctm(t)$
fctm/1,2	6.05 MPa	
Coeff. di sicurezza	14.80	

Tensione cls lembo inferiore soletta

$\sigma_{ci,soletta}^3 = \sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^3$	-0.25 -1.75 MPa	Trazione Verificata $\sigma > k fctm(t)$
fctm/1,2	9.44 MPa	
Coeff. di sicurezza	1.35	

Tensione cls lembo superiore trave

$\sigma_{cs,trave}^3 = \sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^3$	4.24 8.78 MPa	Compressione Verificata Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$
0,6xfck	6.46 MPa	
Coeff. di sicurezza	3.12	

4.09

6.70

4.09

4.11

6.66

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	109 di 155

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci, trave}^3 = \sigma_{ci, trave}^2 + \Delta \sigma_{ci, trave}^3 \quad \mathbf{1.17 \text{ MPa}} \quad \text{Compressione} \quad \mathbf{Verificata} \quad \text{Verifica: } \sigma < 0.6 f_{ck}(t)$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

27.39 MPa
23.36

Tensione cls a livello dei cavi superiori

$$\sigma_{cc-sup}^3 = \sigma_{cc-sup}^2 + \Delta \sigma_{cc-sup}^3 \quad \mathbf{7.04 \text{ MPa}} \quad \text{Compressione} \quad \mathbf{Verificata} \quad \text{Verifica: } \sigma < 0.6 f_{ck}(t)$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

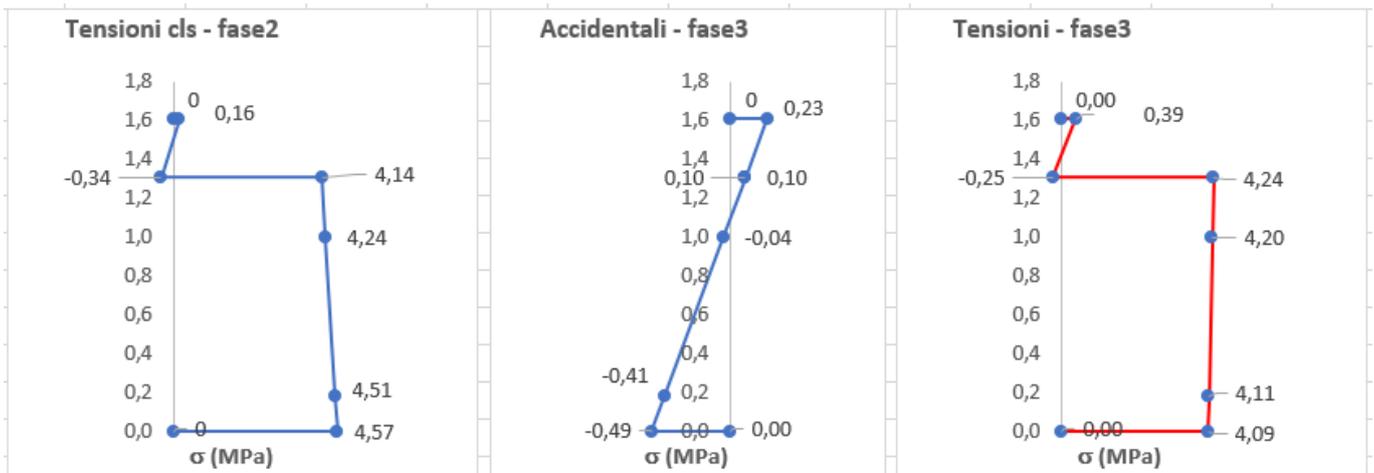
~~4.20~~
27.39 MPa
10.38

Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$$\sigma_{cc-inf}^3 = \sigma_{cc-inf}^2 + \Delta \sigma_{cc-inf}^3 \quad \mathbf{2.64 \text{ MPa}} \quad \text{Compressione} \quad \mathbf{Verificata} \quad \text{Verifica: } \sigma < 0.6 f_{ck}(t)$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

27.39 MPa
10.38



Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute agli accidentali

$$\sigma_{sp-sup}^3 = \sigma_{sp-sup}^2 + n \cdot \Delta \sigma_{cc-sup}^3 = \frac{1246.00}{1267.52} \text{ MPa}$$

Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute agli accidentali

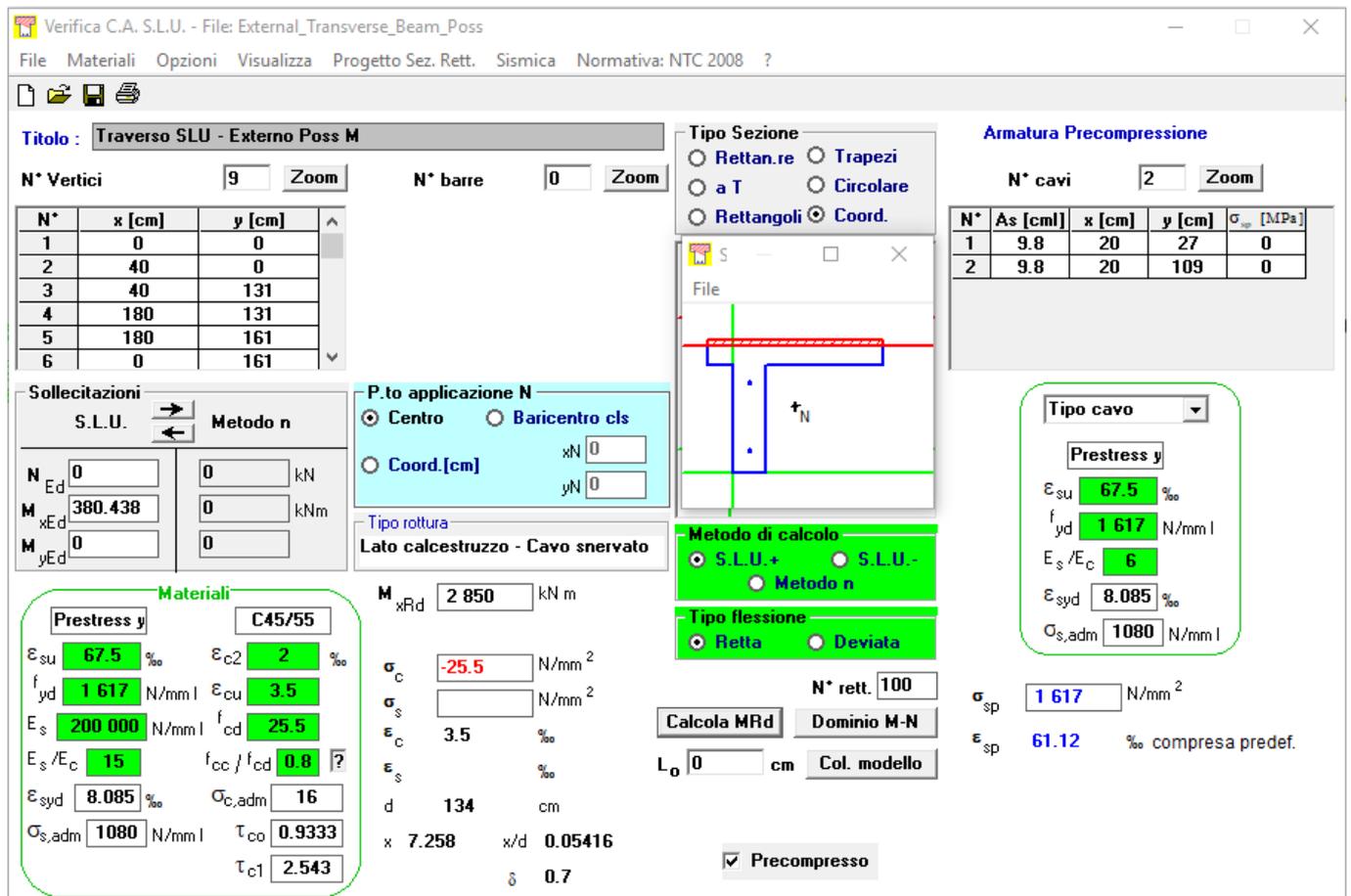
$$\sigma_{sp-inf}^3 = \sigma_{sp-inf}^2 + n \cdot \Delta \sigma_{cc-inf}^3 = \frac{1251.80}{1296.96} \text{ MPa}$$

8.2.1.2 Verifica SLU-STR

Si riportano le verifiche nei confronti della flessione allo stato limite ultimo del traverso di bordo

La verifica viene eseguita con l'ausilio del programma di calcolo per le verifiche SLU VCA S.L.U.

Traverso di bordo : Med = 380.438 KNm



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: External_Transverse_Beam_Poss'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The interface is divided into several panels:

- Titolo:** Traverso SLU - Esterno Poss M
- N° Vertici:** 9 (Zoom)
- N° barre:** 0 (Zoom)
- Table of Vertices:**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	131
4	180	131
5	180	161
6	0	161
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N_{Ed} 0, M_{xEd} 380.438, M_{yEd} 0.
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm] (xN 0, yN 0).
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Cavo snervato.
- Materiali:** Prestress y C45/55. Properties: ε_{su} 67.5‰, f_{yd} 1617 N/mm², E_s 200000 N/mm², E_s/E_c 15, ε_{syd} 8.085‰, σ_{s,adm} 1080 N/mm², τ_{co} 0.9333, τ_{c1} 2.543.
- Tipo Sezione:** Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord. (selected).
- Armatura Precompressione:** N° cavi 2. Table:

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	9.8	20	27	0
2	9.8	20	109	0
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata.
- Calcoli:** M_{xRd} 2850 kN m, σ_c -25.5 N/mm², σ_s N/mm², ε_c 3.5‰, ε_s‰, d 134 cm, x 7.258, x/d 0.05416, δ 0.7, N° rett. 100, L₀ 0 cm, Col. modello.
- Stress Results:** σ_{sp} 1617 N/mm², ε_{sp} 61.12‰ compressa pref.
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello, Precompresso (checked).

8.2.2 Momento negativo

8.2.2.1 Verifica SLE -tensionale

Verifica al tiro e in servizio trave in c.a.p a fili aderenti

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo travi		Calcestruzzo soletta	
<i>Tipo di calcestruzzo</i>		<i>Tipo di cls</i>	
	C45/55		C30/37
R_{ck}	55.00 N/mm ²	R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	45.00 N/mm ²	f_{ck}	30.00 N/mm ²
f_{cm}	53.00 N/mm ²	f_{cm}	38.00 N/mm ²
f_{ctm}	-3.83 N/mm ²	f_{ctm}	-2.94 N/mm ²
E_{cm}	36283 N/mm ²	E_{cm}	32837 N/mm ²
Caratteristiche cls al trasferimento della precompressione			
t	100 giorni	momento di trasferimento della precompressione	
$f_{cm}(t)$	53.45 N/mm ²		
$f_{ck}(t)$	45.45 N/mm ²		
$0.7 f_{ck}(t)$	31.82 N/mm ²	valore limite della tensione all'atto della precompressione (p. 4.1.8.1.4)	
$0.6 f_{ck}(t)$	27.27 N/mm ²	valore limite della tensione di esercizio a cadute avvenute (p. 4.1.8.1.3)	
$f_{ctm}(t)$	-3.82 N/mm ²		
k	1.00 N/mm ²	valore di riduzione della resistenza a trazione del cls per le verifiche del con	
$f_{ctm}(t) \cdot k$	-3.82 N/mm ²		

Acciaio		
Tipo di cavo	3	Scrivere (1) Barre, (2) Fili, (3) Trefoli, (4) Trefoli a fili sagomati, (5) Treccie (Classe 1: Treccie, filo o trefolo ordinario; Classe 2: Treccie, filo o trefolo stat Classe 3: barra laminata p.11.3.3.3)
Classe di armatura	classe 2	
f_{ptk}	1860 N/mm ²	
$f_{p(1)k}$	1670 N/mm ²	
---	---	
f_{pk}	1670 N/mm²	
E_p	195 GPa	

Limiti tensioni massime iniziali all'atto della tesatura		
$\sigma_{spi} = 0.9 f_{pk}$	1503.00 N/mm ²	Condizione più restrittiva
$\sigma_{spi} = 0.8 f_{ptk}$	1488.00 N/mm ²	

Predimensionamento		
N_{p0}	2510.34 kN	forza di precompressione iniziale
Diametro nominale	0.6"	
A_{nom}	139.00 mm ²	Area nominale
numero minimo di cavi	13	$num.min.cavi = int\left(\frac{N_{p0}}{\sigma_{spi} \cdot A_{nom}}\right) + 1$

Sollecitazioni al tiro		
$M_{pp,trave}$	0.00 kNm	momento massimo sollecitante dovuto al peso proprio d

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	112 di 155

Riassunto caratteristiche sezione omogeneizzata

coefficiente di omogeneizzazione n	5.37 (acciaio e cls)
A_{cls}	5240.00 cm ²
$A_{resTref}$	1.39 cm ²
numero di trefoli scelto n°	14
A_{tr}	19.46 cm ²
A^*	5344.59 cm ²
H_{sez}	131.00 cm
y_i	65.37 cm
$y_s = H_{sez} - y_i$	65.63 cm
I_a^*	7497922 cm ⁴
$W_s^* = I_a^* / y_s$	114251.94 cm ³
$W_i^* = I_a^* / y_i$	114693.11 cm ³
y_n	59.05 cm
e	6.32 cm
e_2	47.07 cm
e_3	34.43 cm

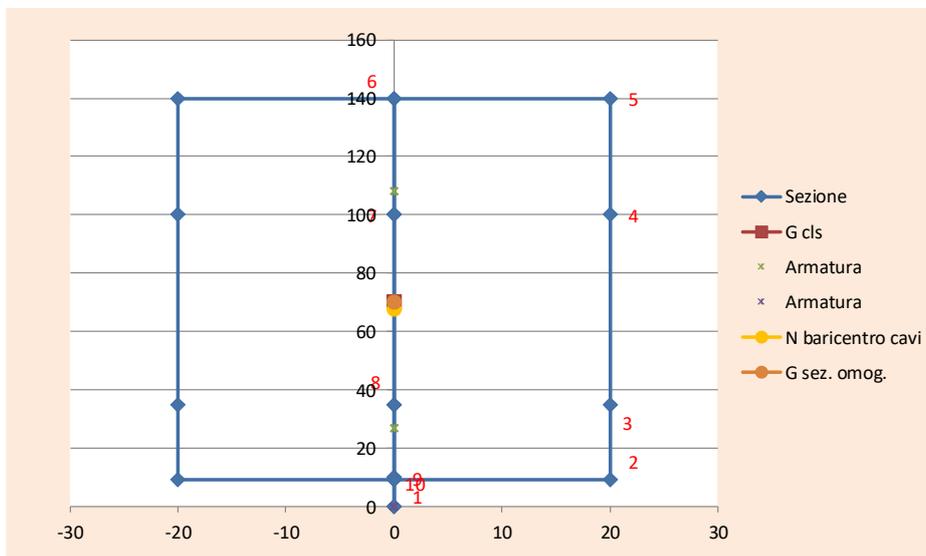
area totale dell'armatura di precompressione

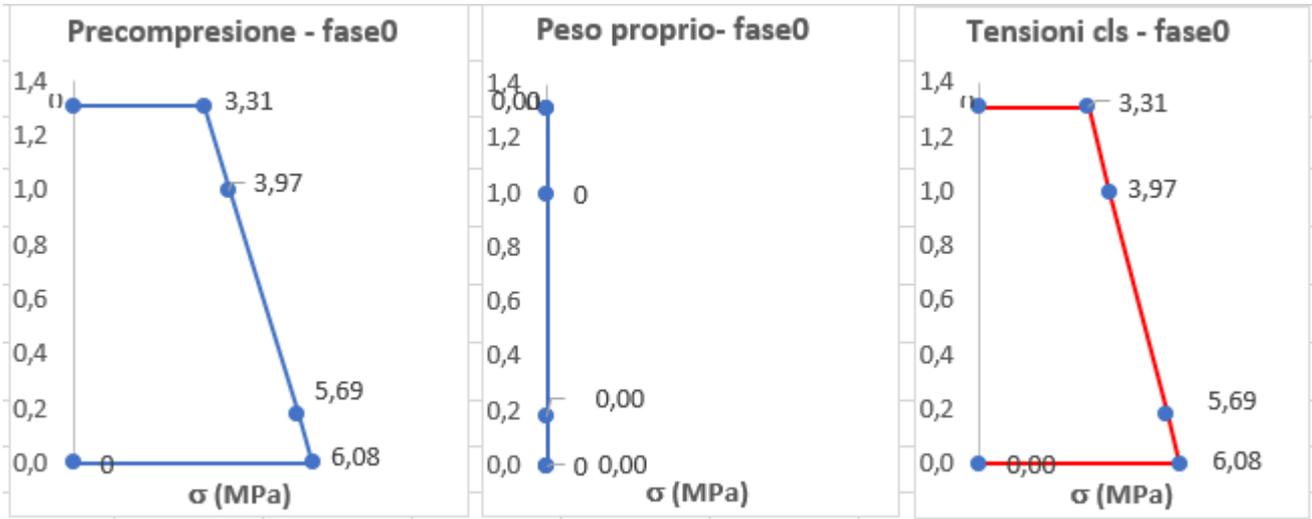
punto di applicazione dello sforzo normale (coincide con il baricentro delle a eccentricità tra il punto di applicazione del tiro e il baricentro della sezione c eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata e i cavi inferiori eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata e i cavi superiori

TIRO INIZIALE

$$\sigma_{pi} = \frac{N_{p0}}{A_{tr}} = \frac{2510 \text{ kN}}{1290.00 \text{ N/mm}^2}$$

RILASCIO DEL CAVO: fase 0





- Tensione cls a livello del cavo al tiro

$$\sigma'_{cc} = \frac{N_{p0}}{A^*} + \frac{N_{p0} \cdot e}{I_i^*} \cdot e$$

6,08 MPa Compressione

Perdite di tensione istantanee

- Tensione nel cavo

Tensione nel cavo dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

1251.00 MPa

Precompressione dopo le perdite di tensione dovute alla deformazione istantanea del cls

$$N_p^0 = N_{p0} - \Delta N_i$$

2434.45 kN

- Tensione cls lembo superiore

$$\sigma_{cs}^s = \frac{N_p^0}{A^*} - \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_s^*}$$

3.31 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 f_{ck}(t) 31.82 MPa

Coeff. di sicurezza: 2.20 9.61 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls lembo inferiore

$$\sigma_{ci}^s = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{W_i^*}$$

6.08 MPa Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 f_{ck}(t) 31.82 MPa

Coeff. di sicurezza 5.23 coefficiente di sicurezza

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	114 di 155

- Tensione cls a livello dei cavi superiori

$$\sigma_{cc-sup}^0 = \frac{N_p^0}{A^*} - \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{I_i^*} \cdot e_3 = \mathbf{3.97 \text{ MPa}}$$

Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 fck(t) 31.82 MPa
Coeff. di sicurezza 8.02 coefficiente di sicurezza

- Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$$\sigma_{cc-inf}^0 = \frac{N_p^0}{A^*} + \frac{N_p^0 \cdot e - M_g}{I_i^*} \cdot e_2 = \mathbf{5.69 \text{ MPa}}$$

Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.7 f_{ck}(t)$

0.7 fck(t) 31.82 MPa
Coeff. di sicurezza 5.59 coefficiente di sicurezza

Tensione nei cavi superiori

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute al peso proprio

$$\sigma_{sp-sup}^0 = \sigma_{sp-sup}^t - n \cdot \frac{M_g}{I_i^*} \cdot e_3 = \mathbf{1251.00 \text{ MPa}}$$

Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute al peso proprio

$$\sigma_{sp-inf}^0 = \sigma_{sp-inf}^t - n \cdot \frac{M_g}{I_i^*} \cdot e_2 = \mathbf{1251.00 \text{ MPa}}$$

GETTO IN OPERA DELLA SOLETTA : fase 1

(Sezione resistente formata dalla sola trave, soletta considerata solo come carico)

Sollecitazioni al getto della soletta

$$M_{max} = M_{pp,soletta} = \mathbf{-231.60 \text{ kNm}}$$

momento massimo sollecitante dovuto al solo peso proprio della s

Variazioni di tensione dovute a M_{max}

$\Delta\sigma_{cs}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_s$	-2.03 MPa	<i>Trazione</i>	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{ci}^1 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_i$	2.02 MPa	<i>Compressione</i>	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{cc-sup}^1 = \frac{M_{max}}{I_i^*} \cdot e_3$	-1.06 MPa	<i>Trazione</i>	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi sup
$\Delta\sigma_{cc-inf}^1 = \frac{M_{max}}{I_i^*} \cdot e_2$	1.45 MPa	<i>Compressione</i>	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi infe

A favore di sicurezza si è considerato che il getto della soletta avvenga dopo molto tempo rispetto al tiro delle travi in precompresso, in modo da poter considerare in questa fase tutte le perdite di tensione lente riguardo la precompressione.

Ritiro e viscosità a 61 gg (getto soletta)

Perimetro esposto aria trave	u	3420	mm
tempo getto soletta	tsol	61	gg
ritiro per essiccamento trave al getto della soletta	ecd,61	-0,0000597	
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0002806	
ritiro autogeno trave al getto della soletta	eca,61	-0,0000186	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	80	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	306,4	mm
kh trave	kh,t	0,75	
	ecd0,t	-0,000374	
	β,61	0,21279	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0003681	
ritiro trave a getto soletta	ecs,t,61	-0,0000783	
umidità ambiente	%	80	
	φ	1,425	
	E	36283	MPa
	E,visc	14962	MPa
	E,visc,61	27841	MPa

Perdita di precompressione totale in fase 1

$$\Delta\sigma_{tot} := \frac{\Delta\sigma_v + \Delta\sigma_{rit} + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_I} \cdot \left(1 + \frac{A_I}{J_I} \cdot e_c^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \Phi)}$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^1 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv -0,6 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 29,7 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNrill 24,9 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 47,8 kN

Perd% 1,91 %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	116 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{prcs}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	-0.11 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{W_s^*}$	-0.12 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prcc-sup}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_G^*} e_3$	-0.08 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi sup
$\Delta\sigma_{prcc-inf}^1 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_G^*} e_2$	-0.11 MPa	Trazione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi infe

Tensione cls lembo superiore

$\sigma_{cs}^1 = \sigma_{cs}^0 + \Delta\sigma_{cs}^1 + \Delta\sigma_{prcs}^1$	7.58 1.12 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	$\frac{27.39}{1.12} = 24.46$			

Tensione cls lembo inferiore

$\sigma_{ci}^1 = \sigma_{ci}^0 + \Delta\sigma_{ci}^1 + \Delta\sigma_{prci}^1$	4.25 7.80 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
0,6xfck	27.39 MPa			
Coeff. di sicurezza	$\frac{27.39}{7.80} = 3.51$			

Tensione cls a livello dei cavi superiori

$\sigma_{cc-sup}^1 = \sigma_{cc-sup}^0 + \Delta\sigma_{cc-sup}^1 + \Delta\sigma_{prcc-sup}^1$	2.71 3.73 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
0,6xfck	10.11 MPa			
Coeff. di sicurezza	$\frac{10.11}{3.73} = 2.71$			

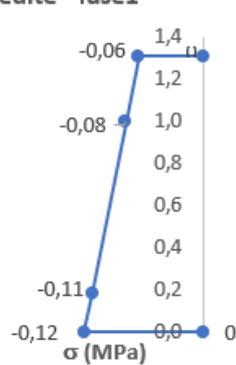
Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$\sigma_{cc-inf}^1 = \sigma_{cc-inf}^0 + \Delta\sigma_{cc-inf}^1 + \Delta\sigma_{prcc-inf}^1$	6.87 4.12 MPa	Compressione	Verificata	Verifica: $\sigma < 0.6 f_{ck}(t)$
0,6xfck	6.99 MPa			
Coeff. di sicurezza	$\frac{6.99}{4.12} = 1.69$			

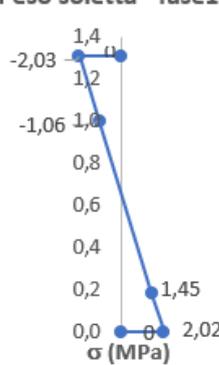
Tensioni cls - fase0



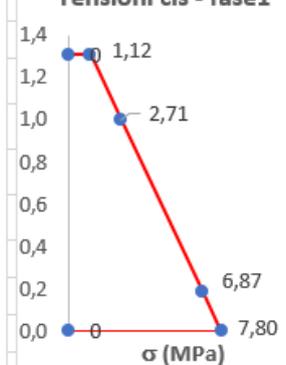
Predite - fase1



Peso soletta - fase1



Tensioni cls - fase1



Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	117 di 155

Tensione nei cavi superiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 1 e le cadute di tensione dovute al peso della soletta

$$\sigma_{sp-sup}^1 = \sigma_{sp-sup}^0 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-sup}^1 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-sup}^1 = 1256.61 \text{ MPa}$$

Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 1 e le cadute di tensione dovute al peso della soletta

$$\sigma_{sp-inf}^1 = \sigma_{sp-inf}^0 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-inf}^1 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-inf}^1 = 1242.60 \text{ MPa}$$

AZIONE DEI PERMANENTI PORTATI : fase 2

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Caratteristiche sezione omogeneizzata 2

(si omogeneizza rispetto al cls di CAP)

n₂	0.905	coefficiente omogeneizzazione (rapporto tra i due moduli elastici, soletta e CAP)
A _{cls}	12290	cm ²
A _{resTref}	1.39	cm ²
n°	14.00	numero di trefoli scelto
A _{tr}	19.46	cm ² area totale dell'armatura di precompressione
A* =	11724.89	cm ²
H _{sez1} =	161.00	cm
y _{i1} =	109.25	cm
y _{s,soletta} = H _{sez1} - y _{i1} =	51.75	cm
y _{s,trave} = H _{sez} - y _{i1} =	21.75	cm
H _{sol} =	30.00	cm
e ₁ =	36.75	cm (utile per le azioni differenziali soletta - trave)
I _g * =	26882427	cm ⁴
W _s * = I _g * / y _s =	519446.66	cm ³
W _i * = I _g * / y _i =	246068.02	cm ³
Y _n	59.05	cm
e =	50.02	cm
e ₂ =	90.95	cm
e ₃ =	9.45	cm
	6.30	cm

Sollecitazioni

M _{perm,portati} = M _{max}	-29.84	kNm	momento massimo sollecitante dovuto ai permanenti portati (pavimentazione, cordolo, sicur via,barriera antirumore)
--	--------	-----	--

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$\Delta\sigma_{cs,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	-0.06	MPa	limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute
$\Delta\sigma_{ci,soletta}^2 = \frac{M_{max}}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	-0.02	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della so
$\Delta\sigma_{cs,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	-0.02	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della soli
$\Delta\sigma_{ci,trave}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	0.12	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della tra
$\Delta\sigma_{cc-sup}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e_3$	0.01	MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della tra
$\Delta\sigma_{cc-inf}^2 = \frac{M_{max}}{I_g^*} \cdot e_2$	0.10	MPa	variazione di tensione nel cls al dei cavi superiori
			variazione di tensione nel cls al dei cavi inferiori

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	118 di 155

Perdite di tensione lente a tempo infinito
Deformazione per ritiro nella trave

Ritiro e viscosità a tempo infinito			
Perimetro esposto aria trave	u	7920	mm
ritiro per essiccamento trave tinf	ecd,inf	-0,0002806	
ritiro autogeno trave tinf	eca,inf	-0,0000875	
umidità ambiente	%	75	
fck trave		45	MPa
ho trave	ho,t	310	mm
kh trave	kh,t	0,75	
	ecd0,t	-0,000374	
ritiro trave tempo infinito	ecs,t, inf	-0,0003681	
	φ	1,495	
	E	36283	MPa
	E,visc	14540	MPa

Deformazione per ritiro nella soletta

Perimetro esposto aria soletta	u	4500	mm
ritiro per essiccamento soletta tinf	ecd,inf	-0,0003310	
ritiro autogeno soletta tinf	eca,inf	-0,0000500	
fck soletta		30	MPa
ho soletta	ho,t	313	mm
kh soletta	kh,t	0,75	
	ecd0,t	-0,000441	
ritiro soletta a tempo infinito	ecs,s, inf	-0,0003810	
differenza ritiro trave soletta	Δecs,s	-0,0000912	

Sollecitazioni dovute al ritiro differenziale			
Forza dovuta al ritiro	Frit	-934,7	kN
Momento dovuto al ritiro	Mrit	343,5	kNm
	Δσsup,soletta	0,13	
	Δσinf,soletta	-0,25	
	Δσsup,trave	1,08	
	Δσinf,trave	-0,60	
	Δσ cavi,trave	-0,36	

Perdita di precompressione totale in fase 2

$$\Delta\sigma_{pr}^2 = \Delta\sigma_{ritiro}^2 + \Delta\sigma_v^2 + \Delta\sigma_r^2$$

$$\Delta N_i = \Delta\sigma_{pr}^2 \cdot A_{tr}$$

caduta di tensione per viscosità e carichi perm

ΔNv -1,6 kN

caduta di tensione per ritiro

ΔNrit 139,7 kN

caduta di tensione per ritiro differenziale

ΔNrit,d 51,1 kN

caduta di tensione per rilassamento acciaio

ΔNrill 92,3 kN

Caduta di tensione combinata secondo EC2 5.46

ΔNtot 250,5 kN

Perd% 9,98 %

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	119 di 155

Variazioni di tensione dovute alle perdite di precompressione

$\Delta\sigma_{prcs,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	0.0003 MPa 0.023	Compressione	variazione di tensione nella soletta al lembo super
$\Delta\sigma_{prci,soletta}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^* n} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{n I_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	-0.091 MPa	Compressione	variazione di tensione nella soletta al lembo inferi
$\Delta\sigma_{prcs,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} + \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	-0.091 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo superiore
$\Delta\sigma_{prci,trave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	-0.586 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore
$\Delta\sigma_{prcc-suptrave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot e_3$	-0.209 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi sup
$\Delta\sigma_{prcc-inftrave}^2 = -\frac{\Delta N_l}{A^*} - \frac{\Delta N_l \cdot e}{I_g^*} \cdot e_2$	-0.517 MPa	Compressione	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi infe

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{cs,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdcs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prcs,soletta}^2$$

fctm/1,2
Coeff. di sicurezza

0.10
-0.23 MPa Trazione **Verificat** $\sigma > k_{fctm}(t)$

23.6 MPa
10.36

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{ci,soletta}^2 = \Delta\sigma_{rdci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{prci,soletta}^2$$

fctm/1,2
Coeff. di sicurezza

-0.37
-1.78 MPa Trazione **Verificat** $\sigma > k_{fctm}(t)$

6.38 MPa
1.33

Tensione cls lembo superiore trave

$$\sigma_{cs,trave}^2 = \sigma_{cs,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcs,trave}^2$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

2.08
8.75 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

13.17 MPa
3.13

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci,trave}^2 = \sigma_{ci,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdci,trave}^2 + \Delta\sigma_{ci,trave}^2 + \Delta\sigma_{prci,trave}^2$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

6.74
1.31 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

4.06 MPa
20.85

Tensione cls a livello dei cavi superiori

$$\sigma_{cc-sup,trave}^2 = \sigma_{cc-sup,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcc-sup,trave}^2 + \Delta\sigma_{cc-sup,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcc-sup,trave}^2$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

3.19
7.05 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

8.59 MPa
3.89

Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$$\sigma_{cc-inf,trave}^2 = \sigma_{cc-inf,trave}^1 + \Delta\sigma_{rdcc-inf,trave}^2 + \Delta\sigma_{cc-inf,trave}^2 + \Delta\sigma_{prcc-inf,trave}^2$$

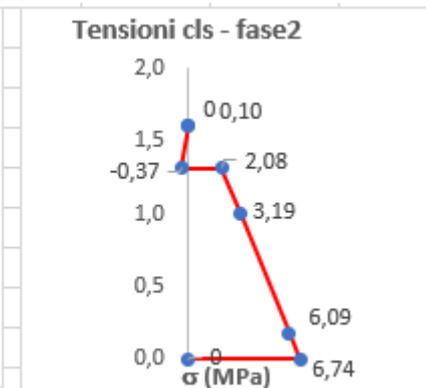
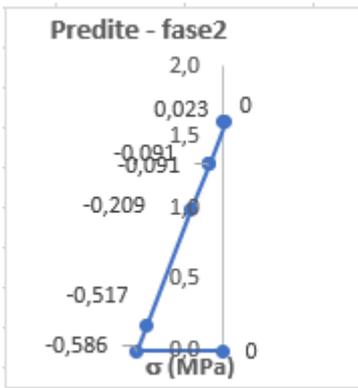
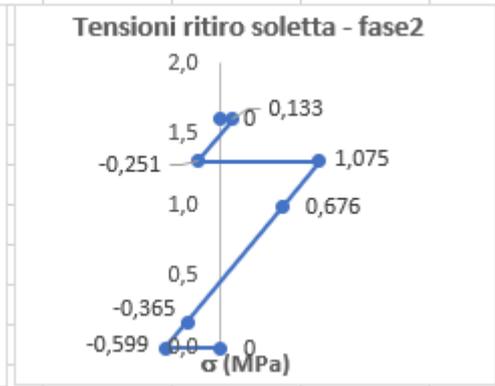
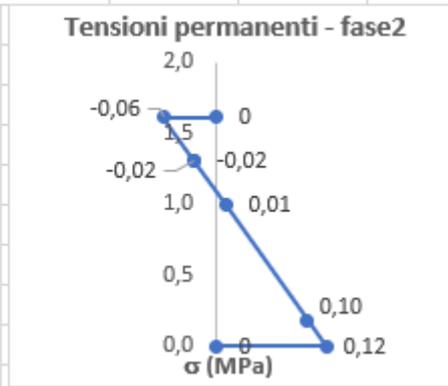
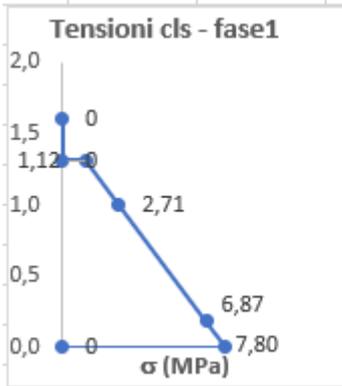
0,6xfck
Coeff. di sicurezza

6.09
2.75 MPa Compressione **Verificat** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

4.50 MPa
9.97

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	120 di 155



Tensione nei cavi superiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 2 e le cadute di tensione dovute a permanenti e ritiro differenziale

$$\sigma_{sp-sup}^2 = \sigma_{sp-sup}^1 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-suptrave}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-sup}^2 - n \cdot \Delta\sigma_{rdcc-suptrave}^2 = 1251.50 \text{ MPa}$$

Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le perdite in fase 2 e le cadute di tensione dovute a permanenti e ritiro differenziale

$$\sigma_{sp-inf}^2 = \sigma_{sp-inf}^1 - n \cdot \Delta\sigma_{prcc-inftrave}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{cc-inf}^2 + n \cdot \Delta\sigma_{rdcc-inftrave}^2 = 1241.24 \text{ MPa}$$

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	121 di 155

ESERCIZIO: fase 3

(Soletta indurita e collaborante con le travi)

Sollecitazioni

$$M_{\max} = -125,98 \text{ kNm}$$

momento massimo sollecitante dovuto ai variabili da tra

Variazioni di tensione dovute a Mmax

$\Delta\sigma_{cs,soletta}^3 = \frac{M_{\max}}{nI_g^*} \cdot y_{s,soletta}$	-0.24 MPa	limite compr cls 0.6fck no 0.7 fck a cadute avvenute
$\Delta\sigma_{ci,soletta}^3 = \frac{M_{\max}}{nI_g^*} \cdot y_{i,soletta}$	-0.10 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della so
$\Delta\sigma_{cs,trave}^3 = \frac{M_{\max}}{I_g^*} \cdot y_{s,trave}$	-0.10 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della sol
$\Delta\sigma_{ci,trave}^3 = \frac{M_{\max}}{I_g^*} \cdot y_{i,trave}$	0.51 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo superiore della tra
$\Delta\sigma_{cc-sup}^3 = \frac{M_{\max}}{I_g^*} \cdot e_3$	0.044 MPa	variazione di tensione nel cls al lembo inferiore della tra
$\Delta\sigma_{cc-inf}^3 = \frac{M_{\max}}{I_g^*} \cdot e_2$	0.43 MPa	variazione di tensione nel cls al livello dei cavi superiori
		variazione di tensione nel cls al livello dei cavi inferiori

Tensione cls lembo superiore soletta

$$\sigma_{cs,soletta}^3 = \sigma_{cs,soletta}^2 + \Delta\sigma_{cs,soletta}^3$$

fctm/1,2
Coeff. di sicurezza

-0.14
-0.16 MPa

16.86 MPa
14.80 MPa

Trazione **Verificata** $\sigma > k fctm(t)$

Tensione cls lembo inferiore soletta

$$\sigma_{ci,soletta}^3 = \sigma_{ci,soletta}^2 + \Delta\sigma_{ci,soletta}^3$$

fctm/1,2
Coeff. di sicurezza

-0.47
-1.75 MPa

5.02 MPa
1.35 MPa

Trazione **Verificata** $\sigma > k fctm(t)$

Tensione cls lembo superiore trave

$$\sigma_{cs,trave}^3 = \sigma_{cs,trave}^2 + \Delta\sigma_{cs,trave}^3$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

1.98
8.78 MPa

13.83 MPa
3.12 MPa

Compressione **Verificata** Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	122 di 155

Tensione cls lembo inferiore trave

$$\sigma_{ci, trave}^3 = \sigma_{ci, trave}^2 + \Delta \sigma_{ci, trave}^3$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

1,17 MPa
7,25

Compressione **Verificata**

Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

27,39 MPa
 $\frac{27,39}{7,25} = 3,78$

Tensione cls a livello dei cavi superiori

$$\sigma_{cc-sup}^3 = \sigma_{cc-sup}^2 + \Delta \sigma_{cc-sup}^3$$

0,6xfck
Coeff. di sicurezza

7,04 MPa
3,23

Compressione **Verificata**

Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

27,39 MPa
 $\frac{27,39}{7,04} = 8,48$

Tensione cls a livello dei cavi inferiori

$$\sigma_{cc-inf}^3 = \sigma_{cc-inf}^2 + \Delta \sigma_{cc-inf}^3$$

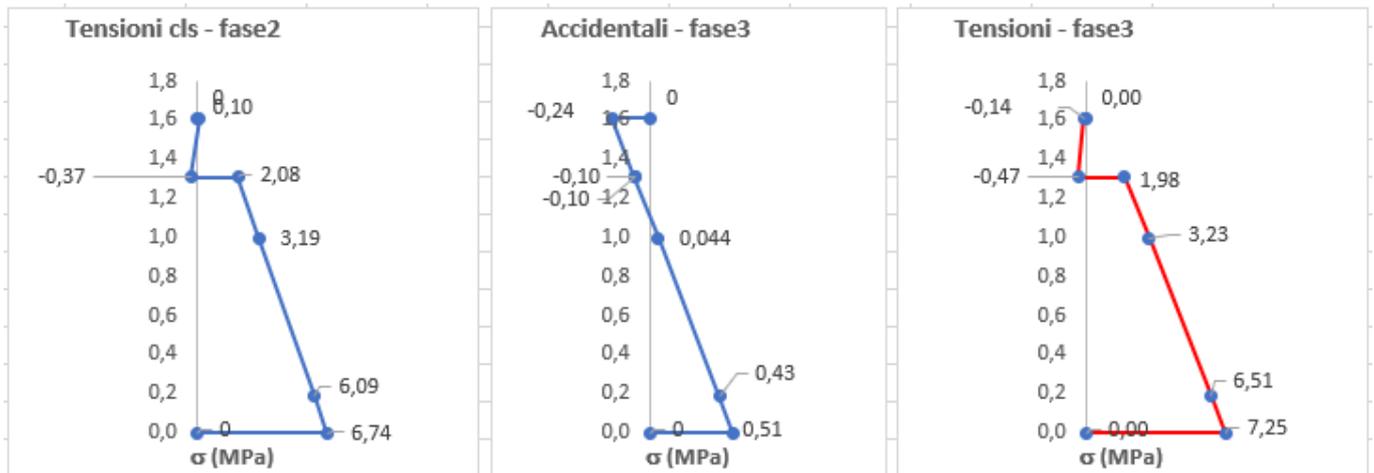
0,6xfck
Coeff. di sicurezza

2,54 MPa
6,51

Compressione **Verificata**

Verifica: $\sigma < 0.6 fck(t)$

27,39 MPa
 $\frac{27,39}{2,54} = 4,21$



Tensione nei cavi inferiori

Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute agli accidentali

$$\sigma_{sp-sup}^3 = \sigma_{sp-sup}^2 + n \cdot \Delta \sigma_{cc-sup}^3 = \frac{1251,26}{1,207,52} \text{ MPa}$$

Tensione nei cavi inferiori

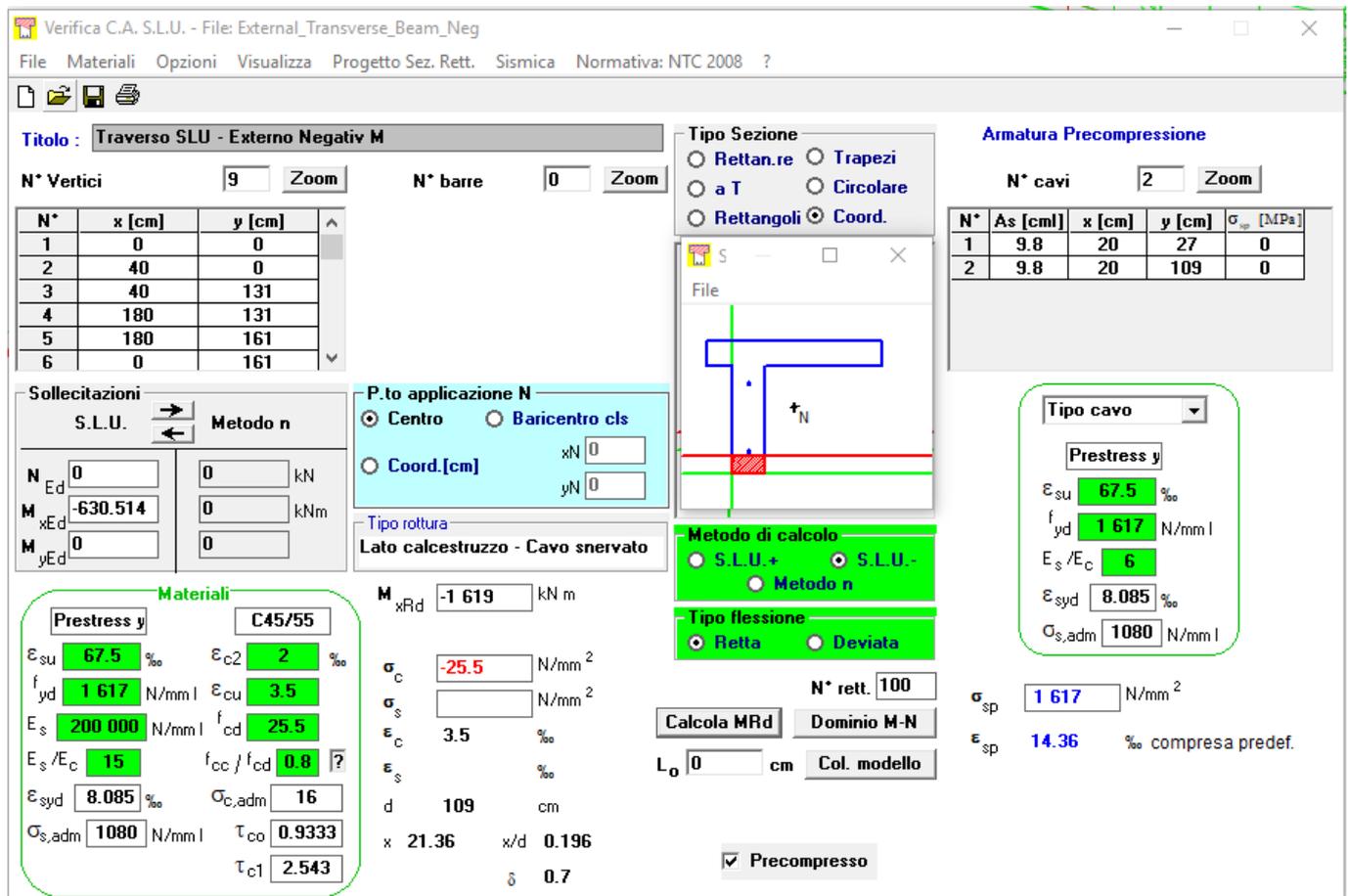
Tensione nel cavo dopo le cadute di tensione dovute agli accidentali

$$\sigma_{sp-inf}^3 = \sigma_{sp-inf}^2 + n \cdot \Delta \sigma_{cc-inf}^3 = \frac{1238,95}{1,290,90} \text{ MPa}$$

8.2.2.2 Verifica SLU STR

Si riportano le verifiche per il momento ultimo del trasverso di bordo e di campata:

Traverso di bordo : $M_{ed} = - 630.514 \text{ kNm}$



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

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

TITOLO : Traverso SLU - Esterno Negativ M

N° Vertici: 9 Zoom N° barre: 0 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	131
4	180	131
5	180	161
6	0	161

Armadura Precompressione

N° cavi: 2 Zoom

N°	As [cm]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	9.8	20	27	0
2	9.8	20	109	0

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: -630.514 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali

Prestress y: C45/55

ϵ_{su} : 67.5 ‰
 f_{yd} : 1 617 N/mm²
 E_s : 200 000 N/mm²
 ϵ_{syd} : 8.085 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 1080 N/mm²

ϵ_{c2} : 2 ‰
 ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 f_{cd} : 25.5 N/mm²
 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 $\sigma_{c,adm}$: 16 N/mm²
 τ_{co} : 0.9333
 τ_{c1} : 2.543

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Cavo 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 (continued)

M_{xRd} : -1 619 kNm
 σ_c : -25.5 N/mm²
 σ_s : N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : ‰
d: 109 cm
x: 21.36 x/d: 0.196
 δ : 0.7

Armadura Precompressione (continued)

Tipo cavo: Prestress y
 ϵ_{su} : 67.5 ‰
 f_{yd} : 1 617 N/mm²
 E_s/E_c : 6
 ϵ_{syd} : 8.085 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 1080 N/mm²

σ_{sp} : 1 617 N/mm²
 ϵ_{sp} : 14.36 ‰ compressa pref.

Traverso di campata : $M_{ed} = -1796 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Internal_Transverse_Beam_rev1

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

Titolo: Traverso SLU - Interno

N° Vertici: 9 Zoom N° barre: 0 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
4	137.5	131
5	137.5	161
6	0	161
7	-97.40	161
8	-97.40	131
9	0	131

Armatura Precompressione

N° cavi: 2 Zoom

N°	As [cm]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	9.8	20	27	0
2	9.8	20	120	0

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

Tipologia Cavo:
 Retta Deviato

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

Tipologia Flessione:
 Retta Deviato

Tipologia Rottura:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia Rottura:
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} : 0 kN
 M_{xEd} : -1796 kNm
 M_{yEd} : 0 kNm

Materiali:
 Prestress y: C45/55
 ϵ_{su} : 67.5 ‰
 f_{yd} : 1620 N/mm²
 E_s : 200 000 N/mm²
 ϵ_{s/E_c} : 15 ‰
 ϵ_{syd} : 8.1 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 1080 N/mm²
 ϵ_{c2} : 2 ‰
 ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 f_{cd} : 25.5 N/mm²
 τ_{co} : 0.9333
 τ_{c1} : 2.543

Parametri:
 M_{xRd} : -1796 kNm
 σ_c : -25.5 N/mm²
 σ_s : N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : ‰
 d : 120 cm
 x : 21.39 cm
 x/d : 0.1782
 δ : 0.7

Calcoli:
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 : 0 cm Col. modello

Precompressione:
 Tipo cavo: Prestress y
 ϵ_{su} : 67.5 ‰
 f_{yd} : 1620 N/mm²
 E_s/E_c : 6 ‰
 ϵ_{syd} : 8.1 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 1080 N/mm²
 σ_{sp} : 1620 N/mm²
 ϵ_{sp} : 16.14 ‰ compressa pref.

Precompresso

8.3 Apparecchi di appoggio

8.3.1 Scarichi sugli apparecchi di appoggio

Si riportano le azioni massime in termini di scarichi sui 5 appoggi

In ottemperanza con il paragrafo §2.8.1.2.1 si riassumono i valori massimi delle forze agli appoggi agli stati limite ultimi (ULS) e agli stati limite di servizio (SLS).

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN- m	KN- m	KN- m
47	STR_ENV	Combination	Max	0	0	2079.8	0	0	0
47	STR_ENV	Combination	Min	0	0	690.506	0	0	0
47	SLE_ENV	Combination	Max	0	0	1522.147	0	0	0
47	SLE_ENV	Combination	Min	0	0	755.236	0	0	0
48	STR_ENV	Combination	Max	102.559	1004.158	1594.741	0	0	0
48	STR_ENV	Combination	Min	-824.123	-1616.919	515.264	0	0	0
48	SLE_ENV	Combination	Max	76.488	743.821	1173.819	0	0	0
48	SLE_ENV	Combination	Min	-156.077	-461.85	498.504	0	0	0
73	STR_ENV	Combination	Max	0	0	1457.1	0	0	0
73	STR_ENV	Combination	Min	0	0	615.025	0	0	0
73	SLE_ENV	Combination	Max	0	0	1070.455	0	0	0
73	SLE_ENV	Combination	Min	0	0	593.503	0	0	0
74	STR_ENV	Combination	Max	162.067	462.361	1361.491	0	0	0
74	STR_ENV	Combination	Min	-789.467	-1601.441	492.055	0	0	0
74	SLE_ENV	Combination	Max	119.531	336.867	838.65	0	0	0
74	SLE_ENV	Combination	Min	-109.515	-743.821	501.685	0	0	0
75	STR_ENV	Combination	Max	0	0	2287.524	0	0	0
75	STR_ENV	Combination	Min	0	0	960.826	0	0	0
75	SLE_ENV	Combination	Max	0	0	1204.738	0	0	0
75	SLE_ENV	Combination	Min	0	0	758.36	0	0	0
76	STR_ENV	Combination	Max	0	0	2045.283	0	0	0
76	STR_ENV	Combination	Min	0	0	746.269	0	0	0
76	SLE_ENV	Combination	Max	0	0	1496.412	0	0	0
76	SLE_ENV	Combination	Min	0	0	784.737	0	0	0
77	STR_ENV	Combination	Max	64.626	0	1540.32	0	0	0
77	STR_ENV	Combination	Min	-827.022	0	526.082	0	0	0
77	SLE_ENV	Combination	Max	48.439	0	1134.7	0	0	0
77	SLE_ENV	Combination	Min	-189.256	0	521.658	0	0	0
78	STR_ENV	Combination	Max	0	0	1446.635	0	0	0
78	STR_ENV	Combination	Min	0	0	601.612	0	0	0
78	SLE_ENV	Combination	Max	0	0	1062.805	0	0	0

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	126 di 155

78	SLE_ENV	Combination	Min	0	0	596.108	0	0	0
79	STR_ENV	Combination	Max	130.57	0	1242.128	0	0	0
79	STR_ENV	Combination	Min	-777.748	0	526.381	0	0	0
79	SLE_ENV	Combination	Max	96.151	0	860.438	0	0	0
79	SLE_ENV	Combination	Min	-137.407	0	514.017	0	0	0
80	STR_ENV	Combination	Max	0	0	2034.823	0	0	0
80	STR_ENV	Combination	Min	0	0	860.402	0	0	0
80	SLE_ENV	Combination	Max	0	0	1191.94	0	0	0
80	SLE_ENV	Combination	Min	0	0	803.804	0	0	0

8.3.2 Verifica varchi e spostamenti apparecchi di appoggio

Per valutare l'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio si fa riferimento alla seguente espressione:

$$E_L = k_1 \times k_2 \times (E_1 + E_2 + E_3) \quad \text{direzione longitudinale}$$

$$E_L \geq E_i \text{ con } i=1,2,3 ; E_L = \max (E_L, E_1, E_2, E_3)$$

$$E_T = k_1 \times k_2 \times (E_{2,trasv} + E_{3,trasv}) \quad \text{direzione trasversale}$$

$$E_T \geq E_i \text{ con } i=2,3 ; E_T = \max (E_L, E_{2,trasv}, E_{3,trasv})$$

con:

- $E_1 = 2 \times D_t$, spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- $E_2 = 2 \times D_e$ spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica in direzione longitudinale; $E_{2,trasv}$ = spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica in direzione trasversale;
- $E_3 = D_{RL}$ spostamento fra le fondazioni di strutture non collegate dovuto all'azione sismica in direzione longitudinale (in caso di ponte spalla spalla questo valore è nullo in quanto si considerano infinitamente rigide);
- $E_{3,trasv} = D_{RT}$ spostamento fra le fondazioni di strutture non collegate dovuto all'azione sismica in direzione trasversale;
- $k_1 = 0.7$ – coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 = 0.65$ – coefficiente che tiene conto della effettiva probabilità che si verifichi il moto in opposizione di fase dei due elementi indipendenti;

- $D_t = L \times \alpha \times \Delta T$ dilatazione termica in direzione longitudinale

La corsa degli apparecchi d'appoggio non deve essere inferiore a $\pm E_L/2$, inoltre, al fine di scongiurare la caduta dell'impalcato, deve essere garantito un ulteriore franco di corsa pari a $E_L/8$.

In direzione trasversale si assume un valore di corsa degli apparecchi d'appoggio non inferiore a $\pm E_T/2$.

Il varco da prevedere fra le testate delle travi, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a: $V \geq E_L/2 + V_0$

Con $V_0 = 20$ mm

I dispositivi di fine corsa longitudinale dovranno essere posti ad una distanza dal bordo della trave supportata dal vincolo mobile pari a:

$$d = V - V_0/2$$

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa dei valori di escursione dei giunti, del varco fra le testate delle travi e di distanza dalla testata delle travi ai dispositivi di fine corsa:

Caratteristiche sismiche

Categoria di sottosuolo è "C" e la categoria topografica è "T1".

ag= 0.09

S= 1.5

T_c= 0.41

T₀= 1.96

dEe= 0.005943

m

- è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento dE prodotto dall'azione sismica di progetto

d_h= 0.00271215

m

- spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo

ε_s= 1.3561E-05

d_{sig}= 0.00101706

≤ 2*dg

OK!

- è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il paragrafo 3.2.3.3 del DM 14.1.2008 che di seguito si riporta;

Escursione Appoggi

Lg= 400

m

L_{pona}= 75

m

- la lunghezza del ponte (m).

ΔT= 15

°C

- Termica uniforme

α= 0.00001

- Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente

Dt= 0.01125

mm

- Deformazione dovuta alla termica uniforme

k1= 0.45

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

k2= 0.55

- coefficiente legato alla probabilità di moto in contropase di due pile adiacenti;

q= 1

μ₀= 1

V₀= 20

mm

E1= 0.0225

- Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

E2= 0.0130746

- Spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

E3= 0.00203411

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

E_t= 16.9239206

mm

- Spostamenti in direzione longitudinale;

E_{giun}= ±

18.46196

mm

- Escursione dei giunti;

E_{appog,min}= ±

23.46196

mm

- Apparecchi d'appoggio;

Vz= 28.4619603

mm

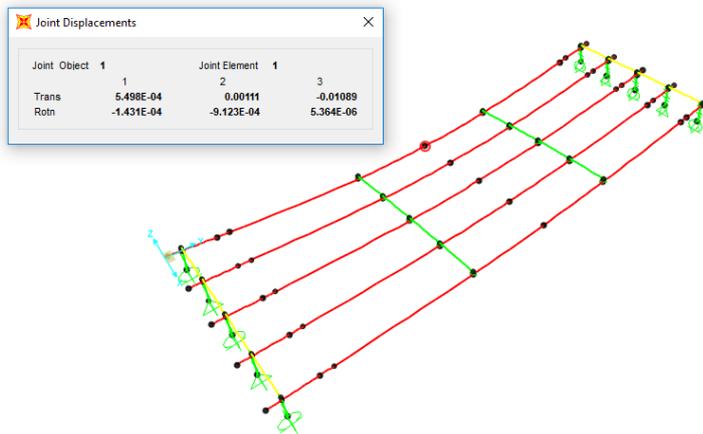
- Ampiezza dei varchi;

8.4 Verifica deformabilità impalcato

La freccia massima in mezzeria, dovuta ai carichi accidentali incrementati dinamicamente, risulta pari a:

$$f = 0,01089 \text{ m} = 1.089 \text{ cm}$$

Deformed Shape (traffico)



La freccia così calcolata risulta inferiore a $L/700 = 3,35 \text{ cm}$; la deformata indotta dai carichi accidentali si ritiene quindi accettabile.

9 IMPALCATO: ANALISI EFFETTI LOCALI

9.1 Descrizione del modello di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni, si è ricorso all'impiego di modelli agli elementi finiti, messi a punto e risolti con software SAP2000 della Computers and Structures. Il modello è composto da 19 elementi frames, da 30 nodi e 4 links; lo stesso discretizza con grande fedeltà geometrica la sezione trasversale tipo del viadotto. Nelle pagine che seguono viene riportato il modello con l'ubicazione dei nodi e delle aste.

9.1.1 Caratteristiche geometriche dei frames

Per le aste discretizzanti la soletta superiore si assume:

$E_c = 33019 \text{ N/mm}^2$; Modulo Elastico del calcestruzzo ($R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$).

Le restanti aste del reticolo discretizzano i cassoni prefabbricati; per le stesse si assume:

$E_c = 36416 \text{ N/mm}^2$; Modulo Elastico del calcestruzzo ($R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$).

Sezione corrente, con le nervature di spessore 0.14 m e bulbo inferiore di spessore medio 0.23 m.

Di seguito si illustra il modello trasversale dell'impalcato con l'indicazione dei nodi e dei frames:

X-Z Plane @ Y=0

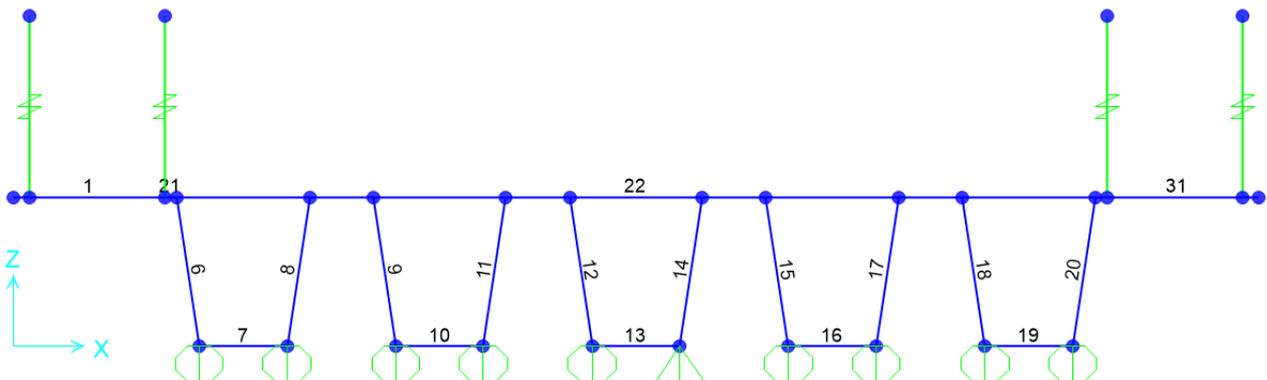


Fig. 37 – Modello trasversale con l'indicazione dei frames

X-Z Plane @ Y=0

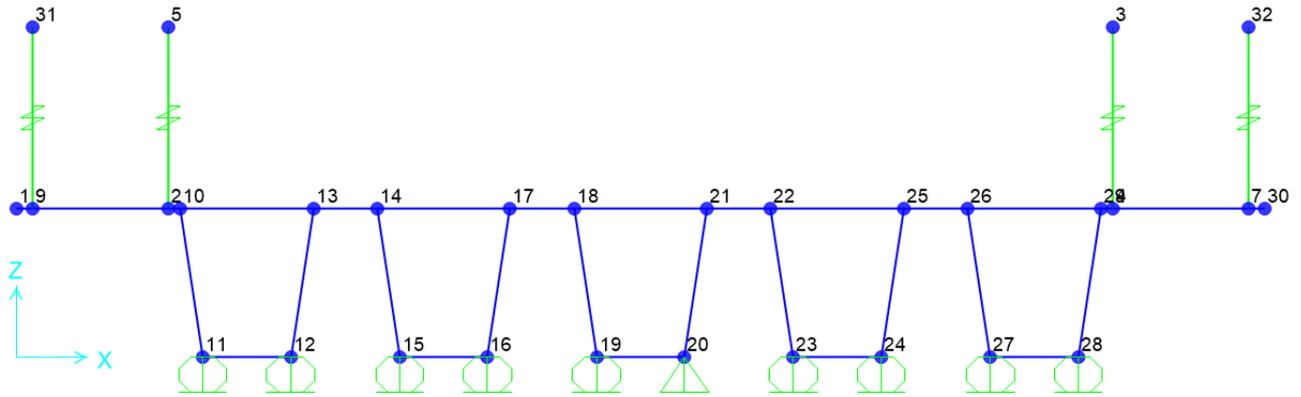


Fig. 38 – Modello trasversale con l'indicazione dei nodi

9.1.2 Condizioni di vincolo del modello

I vincoli del modello sono costituiti da carrelli in corrispondenza degli appoggi dei cassoni, con una cerniera in corrispondenza di uno di essi.

9.1.3 Descrizione delle condizioni di carico

Sono state esaminate varie condizioni di carico elementari da cui è possibile desumere le sollecitazioni di verifica più significative agli effetti dei massimi momenti trasversali d'esercizio nella soletta superiore dell'impalcato. Le condizioni di carico vengono di seguito illustrate in dettaglio.

9.1.3.1 Carichi strutturali e carichi permanenti

Il peso proprio degli elementi strutturali componenti il modello di calcolo, è calcolato in automatico dal modello di calcolo avendo considerato un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

Si è considerato uno spessore medio della soletta.

Si riporta di seguito il peso della pavimentazione

- Peso pavimentazione: $p = 20.00 \times 0.12 = 2.40 \text{ kN/m}$

Frame Span Loads (G2_Pavimentazione) (GLOBAL CSys)

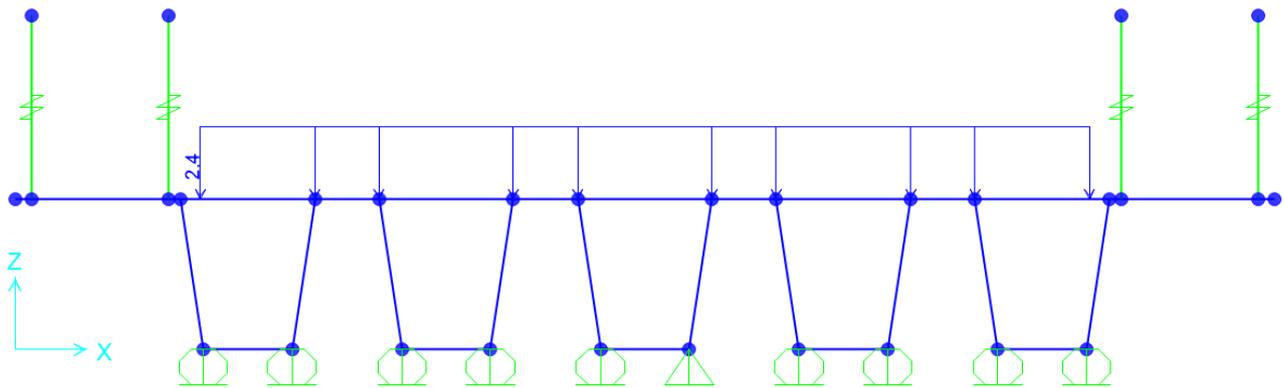


Fig. 39 – Peso pavimentazione

- Peso veletta destra e sinistra 2.50 kN/m come carico verticale:

Joint Loads (G2_Veletta) (As Defined)

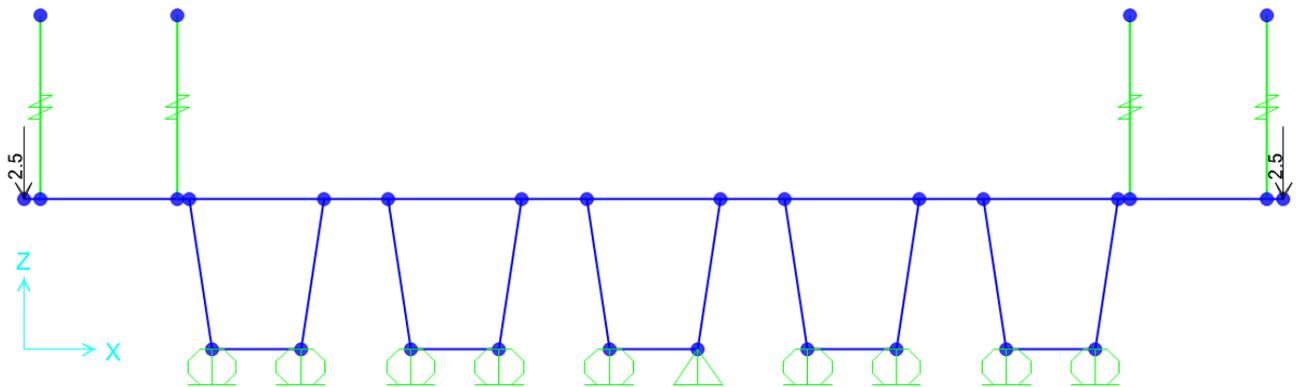


Fig. 40 – Peso velette

- Peso parapetto lato destro e sinistro: $F_v = 1.00 \text{ kN/m}$

Joint Loads (G2_Parapetti) (As Defined)

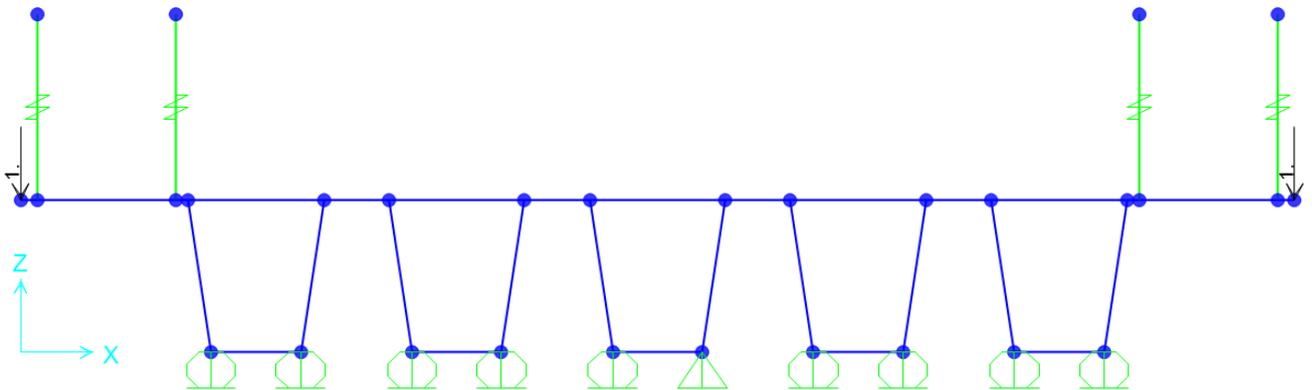


Fig. 41 – Peso parapetto

- Peso sicurvia destro e sinistro: $F_v = 1.40 \text{ kN/m}$

Joint Loads (G2_Sicurvia) (As Defined)

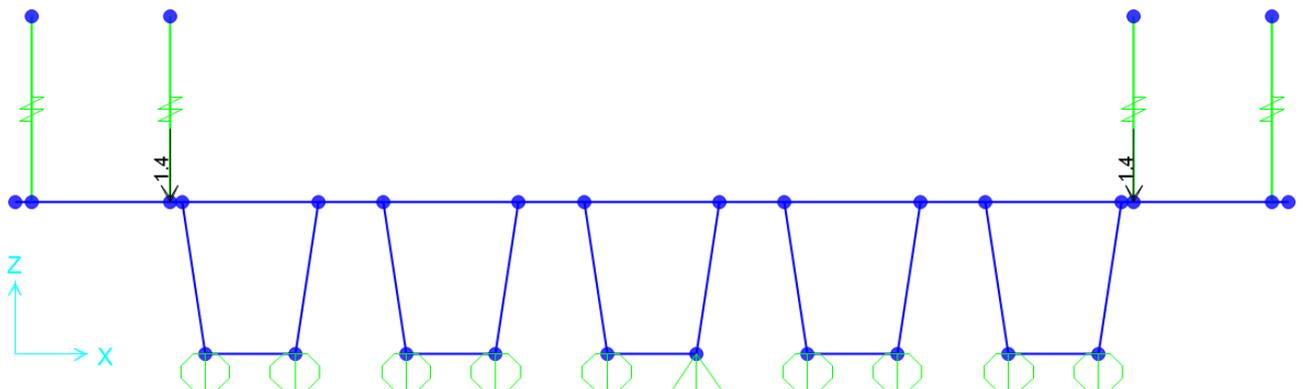


Fig. 42 – Peso sicurvia

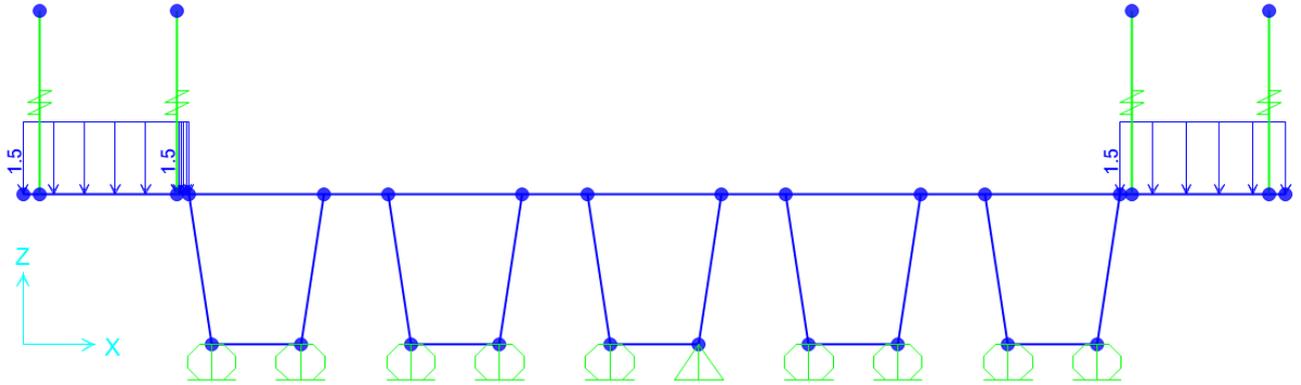


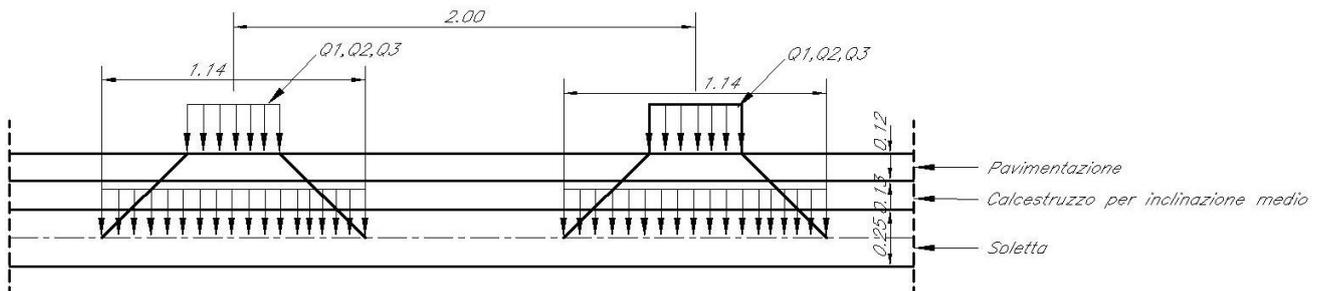
Fig. 43 – Peso impianti

9.1.3.2 Carichi mobili q1

Sono stati considerati i carichi da traffico stradale indicati nella normativa vigente [D.M. 17.01.2018] con diverse configurazioni, al fine di trovare le massime sollecitazioni nelle sezioni di interesse per la verifica della soletta.

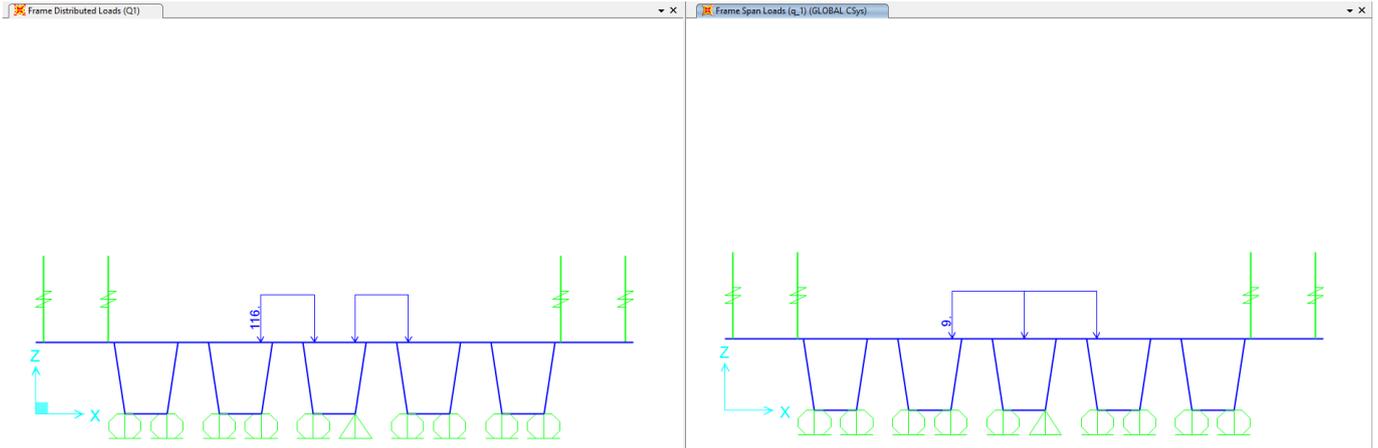
Si riportano in maniera non esaustiva degli esempi di assegnazione dei carichi

Schema di ripartizione azioni sulla soletta

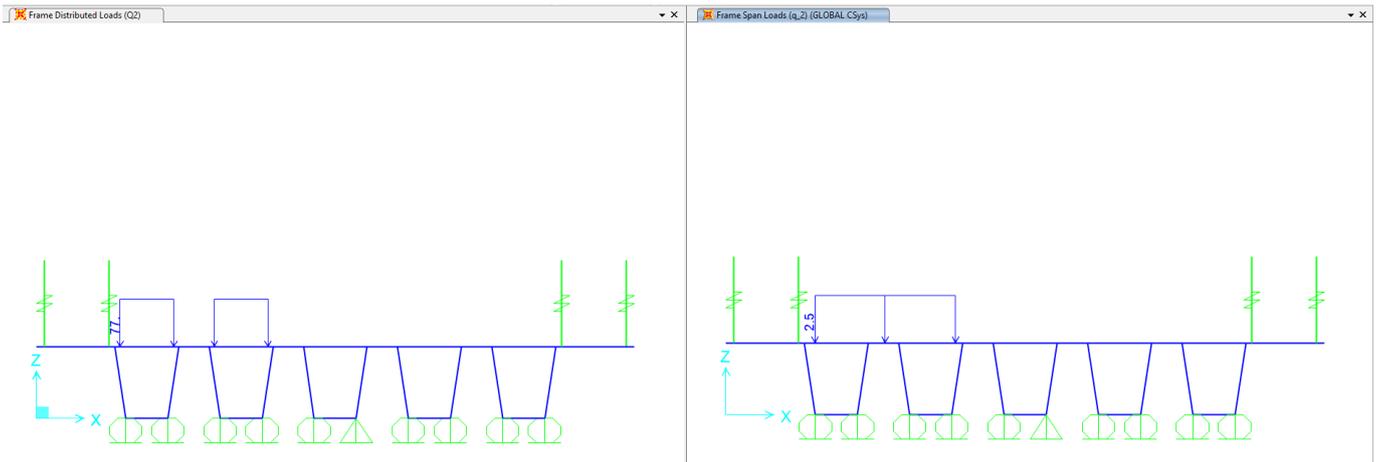


9.1.3.3 Carichi Schema 1:

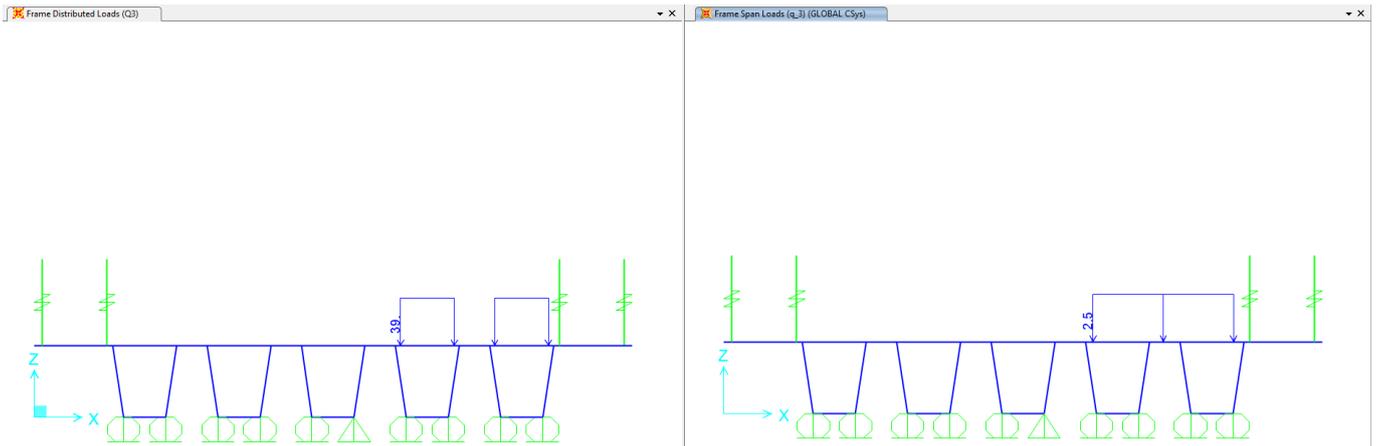
$$Q1=150/1.14^2=116 \text{ kN/m}^2$$



$$Q2=100/1.14^2=77 \text{ kN/m}^2$$

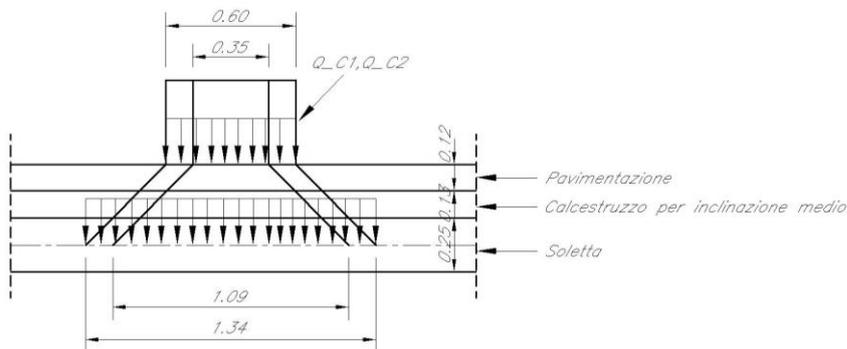


$$Q_3 = 50 / 1.14^2 = 39 \text{ kN/m}^2$$

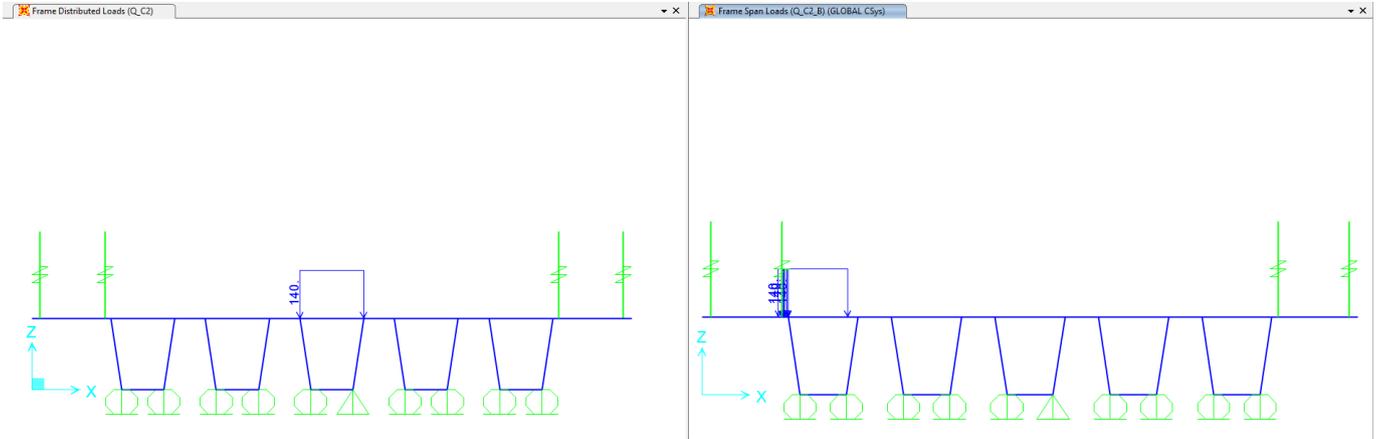


9.1.3.4 Carichi Schema 2:

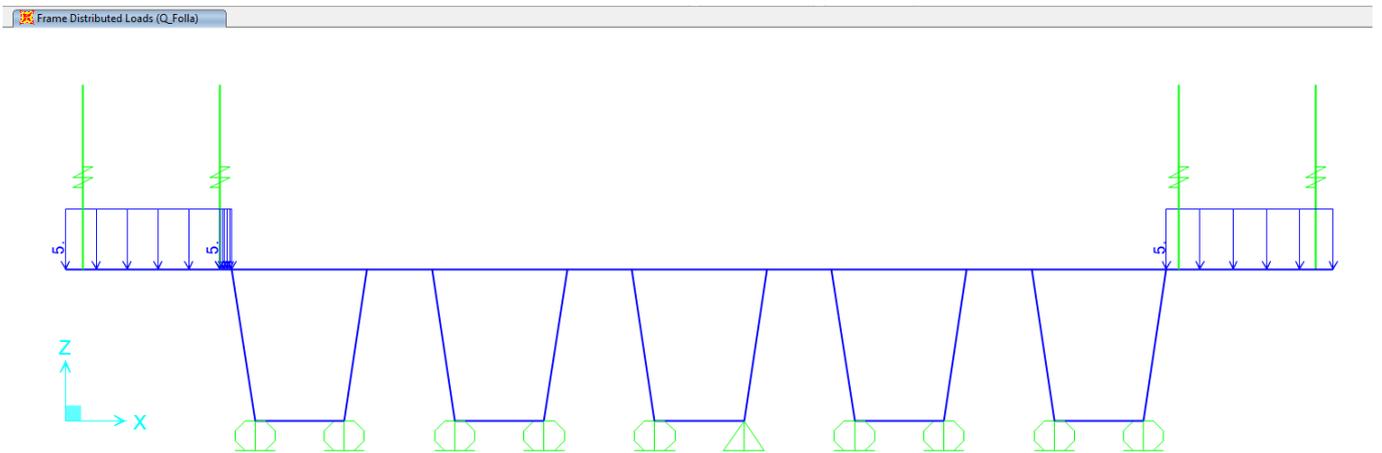
Al fine di ottenere le condizioni di carico più gravose, si è considerata pure la condizione di carico rappresentata dalla presenza del veicolo con ruota in mezzzeria della porzione di soletta compresa tra le due nervature del cassone e nella posizione più vicina allo sbalzo laterale:



$$Q_{C1} = Q_{C1_B} = 200 / (1.34 \times 1.09) = 140 \text{ kN/m}^2$$



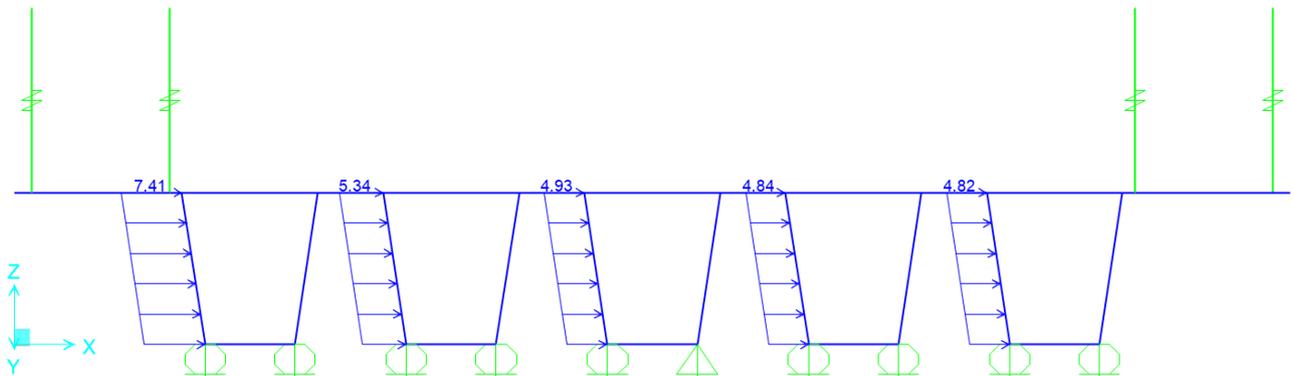
Il carico folla è uniformemente distribuito ripartito in superficie è pari a 5.00 kN/m² su una larghezza di 1.85 m:



9.1.3.5 Azione del vento q_5

Gli effetti indotti dal vento vengono esaminati attraverso lo schema di seguito illustrato:

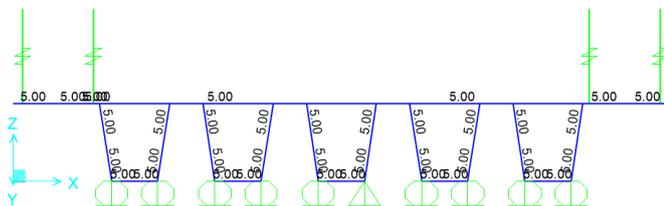
Frame Distributed Loads (Q_Vento_Elementi)



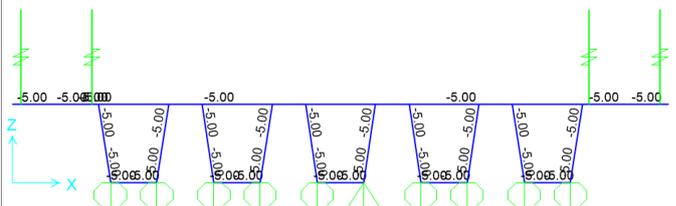
9.1.3.6 Salto termico ϵ_3

Si ipotizza che fra l'interno e l'esterno dei cassoni si possa instaurare un salto termico di 5 gradi centigradi.

Frame Temp Gradients 2-2 (Q_bt_+)



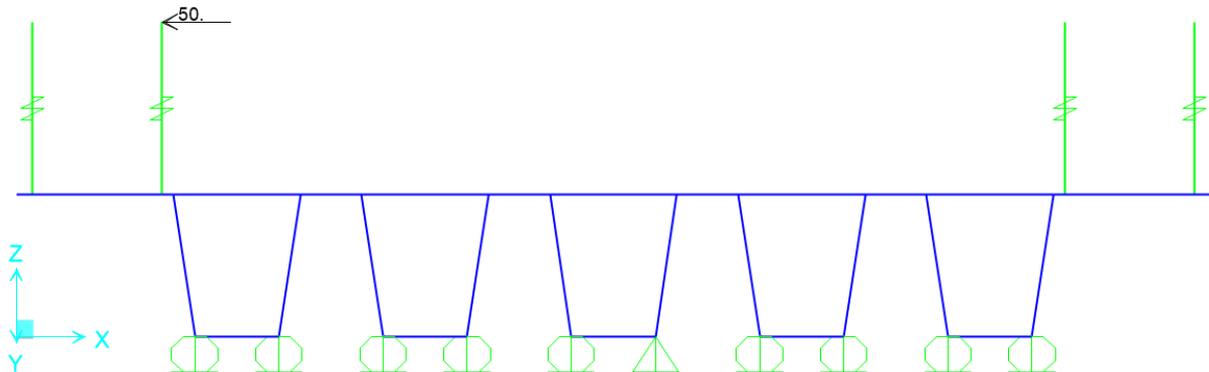
Frame Temp Gradients 2-2 (Q_bt_-)



9.1.3.7 Urto dei veicoli in svio

I sicurvia e gli elementi strutturali a cui sono collegati devono essere dimensionati per una forza orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN. Si ipotizza questa forza ripartita su 3 montanti del sicurvia posti ad una distanza di 1.5m e con una ripartizione 25 – 50 – 25. Quindi si applica una forza di 50 kN.

Joint Loads (Q_Svio) (As Defined)



9.1.4 *Analisi dei risultati*

Di seguito si illustrano le sollecitazioni da involuppo SLU :

Moment 3-3 Diagram (STR_ENW)

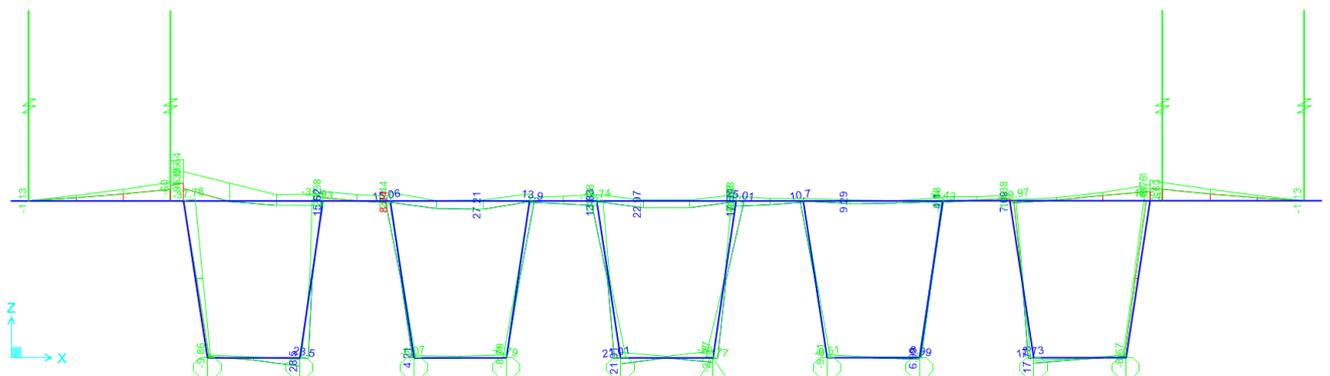


Fig. 44 – Momento flettente M3 modello sezione corrente involuppo SLU_STR

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Slab_Check.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\01 Cavalcaferrovia\IV03\Report Superstructure\Calculations\Slab_Check.secEC)

Section description:
Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class: XC3 - Carbonation (Moderate humidity)
Structural member of belonging: Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type: Predefined section
Cross-section shape: Rectangular
Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C30/37
Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
Shear reduced compressive strength v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
Coeff. Crd,c:	0.1200 § 6.2.2(1) EC2
Coeff. K1:	0.1500 § 6.2.2(1) EC2
Coeff. v min:	0.0111 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
Strain at max strength ec2:	0.0020
Ultimate strain ecu:	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.400 mm
Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.300 mm

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
Tensile strength ftk:	540.0 MPa
Design yield stress fyd:	391.3 MPa
Design strength ftd:	391.3 MPa
Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	25.0	cm
Bottom bars:	7W16	(14.1 cm?)
Top bars:	7W20	(22.0 cm?)
Low Cover (from centroid of bar):	4.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	4.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx Design moment force [kNm] around the x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	142 di 155

VY Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-133.64	57.93	0.00
2	0.00	-20.84	135.03	0.00
3	0.00	27.13	52.40	0.00
4	0.00	27.13	2.23	0.00
5	0.00	-95.86	-151.49	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-45.60
2	0.00	21.00
3	0.00	-16.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-44.00
2	0.00	15.00
3	0.00	-11.40

SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-41.00
2	0.00	3.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	13.3	cm
Min edge cover of strirrups:	3.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	143 di 155

S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

1	OK	0.00	-133.64	0.25	-159.51	1.194	4.9	-153.82	---	---	---
2	OK	0.00	-20.84	0.25	-159.51	7.654	4.9	-153.82	---	---	---
3	OK	0.00	27.13	0.22	106.49	3.925	21.0	100.73	---	---	---
4	OK	0.00	27.13	0.22	106.49	3.925	21.0	100.73	---	---	---
5	OK	0.00	-95.86	0.25	-159.51	1.664	4.9	-153.82	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00413	0.0	0.00065	4.0	-0.01145	21.0
2	0.00350	-0.00413	0.0	0.00065	4.0	-0.01145	21.0
3	0.00350	-0.00588	25.0	0.00000	21.0	-0.01488	4.0
4	0.00350	-0.00588	25.0	0.00000	21.0	-0.01488	4.0
5	0.00350	-0.00413	0.0	0.00065	4.0	-0.01145	21.0

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing $> 5(c+O/2)$ and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	4.91	0.0	0.00	8.2	-115.2	4.0	5.6	561	22.0	15.3
2	OK	2.49	25.0	0.00	18.4	-81.6	21.0	6.1	613	14.1	15.3
3	OK	1.72	0.0	0.00	8.2	-40.4	4.0	5.6	561	22.0	15.3

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	144 di 155

e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= (e1 + e2)/(2*e1) [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
W c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	W c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00076	0	-0.00050	0.833	20 3.0	0.039	0.000345 (0.00035)	246	0.085	-40.22
2	OK	-0.00052	0	-0.00035	0.833	16 3.2	0.023	0.000245 (0.00024)	306	0.075	38.14
3	OK	-0.00027	0	-0.00018	0.833	20 3.0	0.039	0.000121 (0.00012)	246	0.030	-40.22

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	4.73	0.0	0.00	8.2	-111.1	4.0	5.6	561	22.0	15.3
2	OK	1.79	25.0	0.00	18.4	-58.3	21.0	6.1	613	14.1	15.3
3	OK	1.23	0.0	0.00	8.2	-28.8	4.0	5.6	561	22.0	15.3

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	W c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00073	0	-0.00049	0.833	20 3.0	0.039	0.000333 (0.00033)	246	0.082 (0.40)	-40.22
2	OK	-0.00037	0	-0.00025	0.833	16 3.2	0.023	0.000175 (0.00017)	306	0.054 (0.40)	38.14
3	OK	-0.00019	0	-0.00013	0.833	20 3.0	0.039	0.000086 (0.00009)	246	0.021 (0.40)	-40.22

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	4.41	0.0	0.00	8.2	-103.5	4.0	5.6	561	22.0	15.3
2	OK	0.36	25.0	0.00	18.4	-11.7	21.0	6.1	613	14.1	15.3

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	W c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00068	0	-0.00045	0.833	20 3.0	0.039	0.000335 (0.00031)	246	0.082 (0.30)	-40.22
2	OK	-0.00007	0	-0.00005	0.833	16 3.2	0.023	0.000035 (0.00003)	306	0.011 (0.30)	38.14

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	145 di 155

Frc	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.39	1200	---	---	---	-176.19	22.0	3.0
2	Frequent	Web	1.00	0.42	1300	---	---	---	-185.80	14.1	3.5
3	Frequent	Web	1.00	0.39	1200	---	---	---	-176.19	22.0	3.0
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.39	1200	---	---	---	-176.19	22.0	3.0
2	Quasi-perm.	Web	1.00	0.42	1300	---	---	---	-185.80	14.1	3.5

9.2.1.2 Verifica a taglio

Si riporta la verifica a taglio. La soletta viene verificata a taglio con le armature longitudinali (trasversali per l'impalcato)

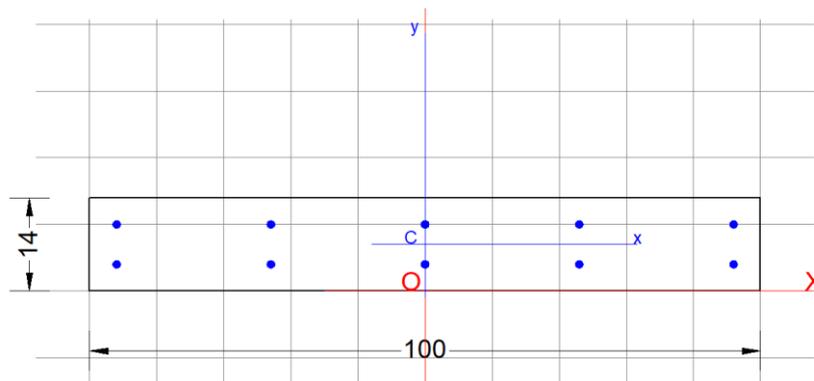
ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS WITH NO TRANSVERSE REINFORCEMENT (§ 6.2.2 EC2)

Check	Result of check
Ved	Design value [daN] of applied shear force V_y (uniaxial shear)
Vwct	Design shear resistance [kN] without shear reinforcement [eq.(6.2)EC2]
d	Effective depth of section [cm]
bw	Effective min width of the cross-section [cm]
Ro	Geometrical ratio of longitudinal tension longitudinal reinforcement = $A_{sl}/(b_w d) < 0.02$
Scp	Mean compression stress (N_{Ed}/A_c) [Mpa] $< 0.2 f_{cd}$
k	Coeff. k in the equation (6.2.a) EC2

Comb.N.	Check	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp	k
1	OK	57.93	157.11	21.0	100.0	0.0000	0.00	1.976
2	OK	135.03	157.11	21.0	100.0	0.0000	0.00	1.976
3	OK	52.40	135.40	21.0	100.0	0.0000	0.00	1.976
4	OK	2.23	135.40	21.0	100.0	0.0000	0.00	1.976
5	OK	-151.49	157.11	21.0	100.0	0.0000	0.00	1.976

9.2.2 Verifica nervature travi CAP

Calcolata l'armatura delle nervature nei confronti delle azioni di taglio dovute a comportamento globale dell'impalcato, si rende necessaria una ulteriore armatura per nei confronti delle azioni locali



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: girder_shear_rev1.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\01 Cavalcaferrovia\NV01\Report Superstructure\Calculations\girder_shear_rev1.secEC)

Section description:
 Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
 Exposure Class: XC3 - Carbonation (Moderate humidity)
 Structural member of belonging: Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
 Section type: Predefined section
 Cross-section shape: Rectangular
 Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C45/55
	Design compressive strength f_{cd} :	25.5 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 f_{cd}$:	12.8 MPa (6.9)EC2
	Coeff. α_{ct} :	0.1200 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. k_1 :	0.1500 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. α_{s1} :	0.0136 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	36283.2 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	3.8 MPa
	E_s/E_c in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	27.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	27.0 MPa
	$w_{k \lim} = \text{limit crack width Frequent SLS}$:	0.400 mm
	Coeff. k_3 :	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k_4 :	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	20.3 MPa
	$w_{k \lim} = \text{limit crack-width Quasi-Permanent SLS}$:	0.300 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	147 di 155

Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0	MPa
Tensile strength f_{tk} :	540.0	MPa
Design yield stress f_{yd} :	391.3	MPa
Design strength f_{td} :	391.3	MPa
Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068	
Mean elastic modulus E_s :	200000.0	MPa
SLS Charact. - S_s Limit:	360.00	MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	14.0	cm
Bottom bars:	5 $\bar{\text{U}}$ 12	(5.7 cm?)
Top bars:	5 $\bar{\text{U}}$ 12	(5.7 cm?)
Low Cover (from centroid of bar):	4.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	4.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
M _x	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
V _Y	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	M _x	V _y	MT
1	152.00	-17.01	-30.52	0.00
2	40.69	21.02	-30.52	0.00
3	32.52	-17.21	22.14	0.00
4	148.37	1.99	-1.43	0.00
5	122.18	-16.76	-26.69	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
M _x	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	M _x
1	111.58	5.87
2	27.81	14.15
3	101.34	-3.82
4	108.46	2.33
5	91.18	-11.63
6	-5.69	-14.02

SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
M _x	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	M _x
1	82.07	1.04
2	72.64	9.30
3	78.56	-2.97

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	148 di 155

4	79.40	4.88
5	75.08	-5.57
6	75.08	-5.57

SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	8.76	0.45
2	11.20	-0.83

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.4 cm
Min edge distance between longitudinal bars:	4.8 cm
Min edge cover of strirrups:	3.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm?] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm?] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

1	OK	152.00	-17.01	151.92	-33.88	1.992	2.7	-28.59	---	---	---
2	OK	40.69	21.02	40.50	29.08	1.384	11.7	23.01	---	---	---
3	OK	32.52	-17.21	32.65	-28.69	1.667	2.3	-22.59	---	---	---
4	OK	148.37	1.99	148.18	33.74	16.973	11.3	28.40	---	---	---
5	OK	122.18	-16.76	122.24	-32.76	1.955	2.6	-27.13	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00420	0.0	-0.00163	4.0	-0.00934	10.0

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	149 di 155

2	0.00350	-0.00547	14.0	-0.00248	10.0	-0.01144	4.0
3	0.00350	-0.00558	0.0	-0.00255	4.0	-0.01163	10.0
4	0.00350	-0.00423	14.0	-0.00165	10.0	-0.00939	4.0
5	0.00350	-0.00444	0.0	-0.00179	4.0	-0.00973	10.0

ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS WITH NO TRANSVERSE REINFORCEMENT (§ 6.2.2 EC2)

Check	Result of check
Ved	Design value [daN] of applied shear force V_y (uniaxial shear)
Vwct	Design shear resistance [kN] without shear reinforcement [eq.(6.2)EC2]
d	Effective depth of section [cm]
bw	Effective min width of the cross-section [cm]
Ro	Geometrical ratio of longitudinal tension longitudinal reinforcement = $A_{sl}/(bw d) < 0.02$
Scp	Mean compression stress (NEd/Ac)[Mpa] $< 0.2 f_{cd}$
k	Coeff. k in the equation (6.2.a) EC2

Comb.N.	Check	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp	k
1	OK	-30.52	86.88	10.0	100.0	0.0000	0.11	2.000
2	OK	-30.52	74.95	10.0	100.0	0.0000	0.03	2.000
3	OK	22.14	74.08	10.0	100.0	0.0000	0.02	2.000
4	OK	-1.43	86.49	10.0	100.0	0.0000	0.11	2.000
5	OK	-26.69	83.68	10.0	100.0	0.0000	0.09	2.000

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION (§ 7.2 EC2)

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing $> 5(c+O/2)$ and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.17	14.0	0.00	7.0	-20.0	10.0	2.3	232	5.7	0.0
2	OK	9.59	14.0	0.00	10.3	-248.6	10.0	3.4	344	5.7	0.0
3	OK	1.92	0.0	0.00	9.6	-1.2	4.0	1.5	146	5.7	0.0
4	OK	1.36	14.0	0.02	0.0	6.1	10.0	0.0	0	0.0	0.0
5	OK	7.42	0.0	0.00	4.4	-140.0	4.0	3.2	319	5.7	0.0
6	OK	9.68	0.0	0.00	3.4	-278.6	4.0	3.5	353	5.7	0.0

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH (§ 7.3.4 EC2)

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	150 di 155

λc	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $A_s \text{ eff} / A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{\text{max}} / E_s$
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr \text{ max} * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	λc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00024	0	-0.00016	0.833	12 3.4	0.024	0.000060 (0.00006)	91	0.005	22.88
2	OK	-0.00203	0	-0.00135	0.833	12 3.4	0.016	0.000746 (0.00075)	134	0.100	13.83
3	OK	-0.00007	0	-0.00004	0.833	12 3.4	0.039	0.000004 (0.00000)	57	0.000	-32.20
4	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	---	---	0.00
5	OK	-0.00120	0	-0.00080	0.833	12 3.4	0.018	0.000420 (0.00042)	124	0.052	-16.01
6	OK	-0.00224	0	-0.00149	0.833	12 3.4	0.016	0.000836 (0.00084)	137	0.115	-13.11

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.82	14.0	0.23	0.0	5.9	10.0	0.0	319	0.0	0.0
2	OK	5.93	14.0	0.00	9.6	-112.2	10.0	3.2	319	5.7	0.0
3	OK	1.50	0.0	0.00	9.6	-1.0	4.0	1.5	148	5.7	0.0
4	OK	2.75	14.0	0.00	7.8	-25.2	10.0	2.6	260	5.7	0.0
5	OK	3.27	0.0	0.00	5.6	-40.1	4.0	2.8	283	5.7	0.0
6	OK	3.27	0.0	0.00	5.6	-40.1	4.0	2.8	283	5.7	0.0

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	λc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	0.00002	0	---	---	---	---	---	---	---	0.00
2	OK	-0.00096	0	-0.00064	0.833	12 3.4	0.018	0.000336 (0.00034)	124	0.042 (0.40)	16.00
3	OK	-0.00005	0	-0.00003	0.833	12 3.4	0.038	0.000003 (0.00000)	58	0.000 (0.40)	-32.00
4	OK	-0.00026	0	-0.00017	0.833	12 3.4	0.022	0.000076 (0.00008)	101	0.008 (0.40)	20.70
5	OK	-0.00038	0	-0.00025	0.833	12 3.4	0.020	0.000120 (0.00012)	110	0.013 (0.40)	-18.88
6	OK	-0.00038	0	-0.00025	0.833	12 3.4	0.020	0.000120 (0.00012)	110	0.013 (0.40)	-18.88

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.24	14.0	0.00	6.8	-1.5	10.0	2.3	229	5.7	0.0
2	OK	0.48	0.0	0.00	5.6	-5.9	4.0	2.8	282	5.7	0.0

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	λc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00002	0	-0.00001	0.833	12 3.4	0.025	0.000004 (0.00000)	89	0.000 (0.30)	23.17
2	OK	-0.00006	0	-0.00004	0.833	12 3.4	0.020	0.000018 (0.00002)	110	0.002 (0.30)	-18.93

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	151 di 155

Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

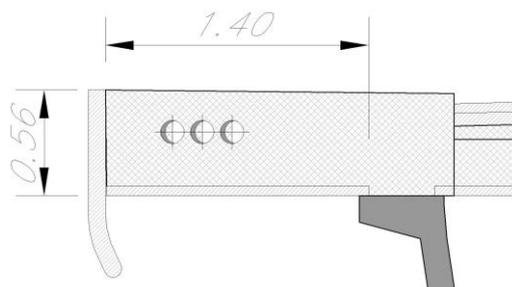
Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.34	0	---	---	---	0.00	0.0	0.0
2	Frequent	Web	1.00	0.34	600	---	---	---	-109.65	5.7	1.7
3	Frequent	Web	1.00	0.02	300	---	---	---	-54.83	5.7	0.1
4	Frequent	Web	1.00	0.25	450	---	---	---	-84.89	5.7	0.9
5	Frequent	Web	1.00	0.29	500	---	---	---	-93.02	5.7	1.2
6	Frequent	Web	1.00	0.29	500	---	---	---	-93.02	5.7	1.2
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.20	400	---	---	---	-75.82	5.7	0.7
2	Quasi-perm.	Web	1.00	0.28	500	---	---	---	-92.74	5.7	1.2

L'incremento di armatura necessario nei confronti delle azioni locali nelle nervature è pari a 1130 mmq/m.

Dalle analisi locali si rendono necessari ferri $\Phi 12/250$ mm.

9.2.3 Verifica predalles in fase di getto

Si riportano le verifiche delle predalles in fase di getto. In particolare si analizza l'elemento in corrispondenza dello sbalzo laterale, che lavorando a mensola risulta essere il più sollecitato avendo anche la luce maggiore.



I dati geometrici impiegati sono i seguenti:

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	152 di 155

Getto soletta a sbalzo

L	1.4 m	Luce sbalzo
P _{veletta}	2.5 kN/veletta	
S _{marciapiede}	0.56 m	spessore sbalzo
γ _{calc.}	25 kN/	Peso proprio calcestruzzo
Q _{acc}	1 kN/	carico operai e macchine
M _{max}	24.72 kNm	momento massimo per m
V _{max}	31.94 kN/	Taglio massimo

Quindi le verifiche sul traliccio a filo della fine della predalla in CA.

Dati della sezione della predalla:

R _{ck}		37 N/mm ²
s _i	5 cm	spessore lastra
i _{tr}	30 cm	interasse tralici
h _{tr}	14 cm	h traliccio (interasse correnti)
b _{tr}	11 cm	distanza correnti inf. Singolo traliccio
p _d	20 cm	passo diagonali traliccio
L _{predalla}	120 cm	larghezza predalla
φ	n°	p.(cm) A _s [mm ²]
	12	2 30 226 correnti inferiori
	14	1 30 154 corrente superiore
	8	1 20 50 diagonale traliccio
	14	1 40 154 Armatura aggiuntiva

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	153 di 155

Verifica in fase di getto

$$M_{ed} = 29.66 \text{ kNm} \Rightarrow M^* = 7.42 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 38.32 \text{ kN} \Rightarrow V^* = 9.58 \text{ kN}$$

Verifica di stabilità dei correnti inferiori compressi

$$N_s = M^*/h_{tr} = 52.97 \text{ kN}$$

$$\beta = 1$$

$$l = \phi/4 = 0.35 \text{ cm}$$

$$L_0 = \rho_d = 20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \beta L_0 / i = 57$$

$$\omega(\lambda) = 1.41 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma_s = \omega N_s / A_s = 330.16 \text{ N/mm}^2 < 373.9 \text{ N/mm}^2$$

Verifica di resistenza del corrente superiore teso

$$N_i = M^*/h_{tr} = 52.97 \text{ kN}$$

$$\sigma_i = N_i / A_i = 344.07 \text{ N/mm}^2 < 373.9 \text{ N/mm}^2$$

Verifica di stabilità della diagonale compressa

$$L_d = [h_{tr}^2 + (b_{tr}/2)^2 + (\rho_d/2)^2]^{1/2} = 18.06 \text{ cm}$$

$$\cos \alpha = h_{tr} / L_d = 0.775 \text{ rad}$$

$$N_d = V / (2 \cos \alpha) = 6.18 \text{ kN/m}$$

$$L_0 = L_d = 18.06 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

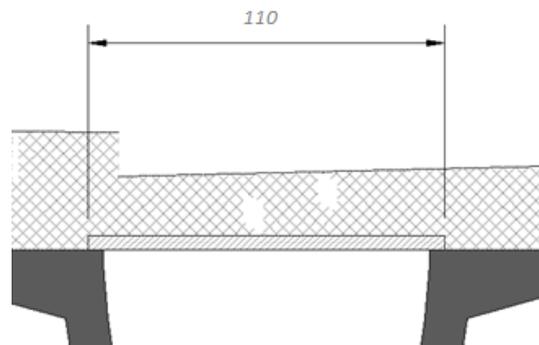
$$l = \phi/4 = 0.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \beta L_0 / i = 90$$

$$\omega(\lambda) = 2.53 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma_d = \omega N_d / A_d = 311.07 \text{ N/mm}^2 < 373.9 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica degli elementi compresse tra le nervature dei cassoncini



Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IV0307001	B	154 di 155

Getto tra i cassoncini

L	1.1	m	luce sbalzo
$I_{predalles}$	1.2	m	larghezza veletta
$S_{soletta}$	0.48	m	spessore sbalzo
Q_{acc}	1	kN/mq	carico operai e macchine

M_{max}	2.36	kNm	momento massimo
V_{max}	8.58	kN	Taglio massimo

Dati della sezione della predalla:

$R_{ck} =$	37.0	N/mm ²	
$s_l =$	5.0	cm	spessore lastra
$i_{tr} =$	40.0	cm	interasse tralicci
$h_{tr} =$	14.0	cm	h traliccio (interasse correnti)
$b_{tr} =$	11.0	cm	distanza correnti inf. singolo traliccio
$p_d =$	20.0	cm	passo diagonali traliccio
$L_{predalla} =$	120.0	cm	larghezza predalla
ϕ	n°	p.(cm)	A_s (mm ²)
8	2	40.00	101 correnti inferiori
12	1	40.00	113 corrente superiore
6	1	20.00	28 diagonale traliccio
0	0	40.00	0 Armatura aggiuntiva
$c =$	2.0	cm	copriferro al lembo inferiore

Verifica in fase di getto

M =	2.36	kNm/m	M* =	0.79	kNm/tr
-----	-------------	-------	------	------	--------

Verifica di stabilità del corrente superiore compresso

$N_s = M^*/h_{tr} =$	5.62	KN	
$\beta =$	1.00		$\lambda = \beta L_0/i = 67$
$i = \phi/4 =$	0.30	cm	
$L_0 = p_d =$	20.00	cm	$\omega(\lambda) =$ 1.58 DIN 4114
$\sigma_s = \omega N_s/A_s =$	78.48	N/mm ²	< 373.9 N/mm ²

Verifica di resistenza dei correnti inferiori tesi

$$N_i = M^*/h_{tr} = 5.62 \text{ KN/tr}$$

$$\sigma_i = N_i/A_i = 55.88 \text{ N/mm}^2 < 373.9 \text{ N/mm}^2$$

10 INCIDENZE

Si riepilogano le armature degli elementi strutturali : travi c.a.p. , trasversi c.a.p. e soletta in cls e le relative incidenze:

Incidenze elementi strutturali				
	Armatura da precompressione	Incidenza [kg/m3]	Armatura lenta	Incidenza [kg/m3]
Travi in c.a.p.	44/32 trefoli 0.6"	60	40 ϕ 10/20 long ϕ 16/15 staffe ϕ 12/25 staffe	165
Traversi in c.a.p	7 + 7 trefoli 0.6"	30		165
Soletta cls	-	-	7 ϕ 20 7 ϕ 16	95