

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n°A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:







Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. E.Loffredo
 Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni



10.CAVALCAVIA
10.01 CAVALCAVIA CIMITERO

Relazione di calcolo dell'impalcato

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00CV01STRRE01B		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00CV01STRRE01	B	-
B	Rev. A seguito istr. ANAS		Set 2023	P.Manni	F.Durastanti N.Granieri
A	Emissione		Ago 2023	P.Manni	F.Durastanti N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

1	INTRODUZIONE	4
2	UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO	5
3	SISTEMA DI RIFERIMENTO	5
4	MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	6
4.1	MODALITÀ DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	6
5	SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO	7
6	METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	8
6.1	CODICE DI CALCOLO	9
7	MATERIALI	10
7.1	CALCESTRUZZO DELLE TRAVI PREFABBRICATE.....	10
7.2	CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA	10
7.2.1	<i>Soletta e traversi</i>	10
7.2.2	<i>Cordoli</i>	11
7.3	ACCIAIO PER C.A.P.....	12
7.4	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA	12
8	DATI IMPALCATO	13
8.1	DATI GEOMETRICI [CM]	13
8.2	TRAVERSI IN TESTATA	14
8.3	TRAVE PREFABBRICATA UH120	14
8.4	GEOMETRIA GETTO IN OPERA	15
8.4.1	<i>Sezione in campata</i>	15
8.5	PARAMETRI DEI MATERIALI	16
9	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	17
9.1	PARAMETRI DI MASSONNET	17
9.2	COEFFICIENTI	17
10	ANALISI DEI CARICHI	18
10.1	VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI	18
10.1.1	<i>Fase 1</i>	18
10.1.2	<i>Fase 2</i>	18
10.2	VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI	19
10.2.1	<i>Carichi da traffico</i>	19
10.2.2	<i>Carico neve</i>	20
10.2.3	<i>Urto da traffico veicolare sull'impalcato</i>	20
10.2.4	<i>Vento</i>	21
10.2.5	<i>Resistenze parassite dei vincoli</i>	22
10.2.6	<i>Azione termica</i>	23
11	APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET	24
11.1	PESO CORDOLI	24
11.2	LINEARI PER TRAVE	24
11.3	CARICHI MOBILI PER MASSIMO EFFETTO SULLA TRAVE 1	24
11.4	CARICHI MOBILI PER CALCOLO M MAX TRASV. SOLETTA (EFFETTO GLOBALE)	25
11.5	CARICHI MOBILI PER CALCOLO M MIN TRASV. SOLETTA (EFFETTO GLOBALE)	26

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

12	METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	27
13	TRAVE 1 - SOLLECITAZIONI	29
13.1	VALORI CARATTERISTICI	29
13.1.1	<i>Prima fase - al taglio trefoli ed in opera</i>	29
13.1.2	<i>Seconda fase - carichi permanenti.....</i>	29
13.1.3	<i>Seconda fase - carichi da traffico.....</i>	31
13.2	VALORI DI COMBINAZIONE	33
13.2.1	<i>Stati Limite Ultimi</i>	34
13.2.2	<i>Stati Limite di Esercizio</i>	37
14	SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA	42
14.1	VALORI CARATTERISTICI MOMENTI FLETTENTI	42
14.1.1	<i>Effetto globale</i>	42
14.1.2	<i>Effetto locale.....</i>	43
14.2	VALORI DI COMBINAZIONE	44
14.2.1	<i>Stati Limite Ultimi</i>	44
14.2.2	<i>Stati Limite di Esercizio</i>	44
14.3	SOLLECITAZIONI DA URTO SU BARRIERA DI UN VEICOLO IN SVIO	46
14.3.1	<i>Verifica locale sezione orizzontale di attacco cordolo</i>	47
15	REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI	50
15.1	VALORI CARATTERISTICI REAZIONI VERTICALI	50
15.1.1	<i>Carichi di 1a fase.....</i>	50
15.1.2	<i>Carichi permanenti di 2a fase</i>	50
15.1.3	<i>Carichi da traffico</i>	50
15.2	VALORI CARATTERISTICI REAZIONI ORIZZONTALI	51
15.2.1	<i>Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione</i>	51
15.3	COMBINAZIONI	51
15.3.1	<i>Combinazioni SLU P/T.....</i>	51
15.3.2	<i>SLE Rare</i>	52
15.3.3	<i>SLE Frequenti</i>	52
15.3.4	<i>SLE Quasi permanenti.....</i>	52
15.4	SCELTA DELLO SCHEMA DI VINCOLO	52
15.5	RIEPILOGO REAZIONI APPARECCHI D'APPOGGIO	53
16	DEFORMAZIONI	55
16.1	ABBASSAMENTI - PRIMA FASE	55
16.2	ABBASSAMENTI - SECONDA FASE	55
16.2.1	<i>Carichi permanenti</i>	55
16.2.2	<i>Carichi da traffico</i>	55
16.2.3	<i>Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase.....</i>	55
16.3	SPOSTAMENTI AGLI APPOGGI	56
16.4	ESCURSIONE MINIMA DEGLI APPOGGI SCORREVOLI E DEI VARCHI SULLA SPALLA MOBILE	57
17	AZIONE SISMICA	58
17.1	PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	58
17.2	SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE	58
17.2.1	<i>Forze orizzontali.....</i>	58
17.2.2	<i>Forze verticali.....</i>	59
17.3	AZIONI SISMICHE SLU	59
17.3.1	<i>Trave 1</i>	59
17.3.2	<i>Soletta in funzione di traverso</i>	62
17.3.3	<i>Appoggi.....</i>	62

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

18	TRAVE N. 1 - VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO	64
18.1	OGGETTO DELLA RELAZIONE	64
18.2	NORMATIVE, CONVENZIONI ED IPOTESI DI BASE	64
18.2.1	<i>Sistema di riferimento.....</i>	64
18.2.2	<i>Unità di misura</i>	64
18.2.3	<i>Modello di calcolo.....</i>	64
18.2.4	<i>Codice di calcolo</i>	65
18.3	DATI DI CALCOLO.....	65
18.3.1	<i>Dati geometrici</i>	65
18.3.2	<i>Armature trave prefabbricata</i>	66
18.3.3	<i>Materiali - resistenze di calcolo</i>	67
18.3.4	<i>Cadute di tensione</i>	69
18.3.5	<i>Sollecitazioni esterne</i>	71
18.4	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	71
18.4.1	<i>Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo.....</i>	71
18.4.2	<i>Stato limite di fessurazione travi prefabbricate.....</i>	72
18.4.3	<i>Stato Limite di deformazione.....</i>	72
18.5	STATI LIMITE ULTIMI.....	73
18.5.1	<i>Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti</i>	73
18.5.2	<i>Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti.....</i>	73
18.5.3	<i>Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti.....</i>	74
18.6	VERIFICA DELLE SEZIONI	76
18.6.1	<i>Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio</i>	76
18.6.2	<i>Verifica sezione X=115.00 - Fine ringrosso.....</i>	80
18.6.3	<i>Verifica sezione X=1320.00 - Sezione di mezzeria.....</i>	86
18.6.4	<i>Riepilogo verifiche - grafici</i>	92
19	VERIFICA DELLA SOLETTA	96
19.1	DATI DEI MATERIALI	96
19.1.1	<i>Sezione: C32/40</i>	96
19.1.2	<i>Armature: B450.....</i>	96
19.2	VERIFICA SEZIONE IN ZONA CENTRALE	97
19.2.1	<i>Dati sezione.....</i>	97
19.2.2	<i>Parametri di sollecitazione.....</i>	98
19.2.3	<i>Verifiche.....</i>	98
19.3	VERIFICA SEZIONE ALLO SPICCATO SBALZO	100
19.3.1	<i>Dati sezione.....</i>	100
19.3.2	<i>Verifiche.....</i>	101
19.3.3	<i>Parametri di sollecitazione.....</i>	102
20	VERIFICA DELLE PREDALLE.....	103
20.1	PREDALLE A SBALZO	103
20.2	PREDALLE A CHIUSURA DELLA TRAVE CENTRALE.....	104

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

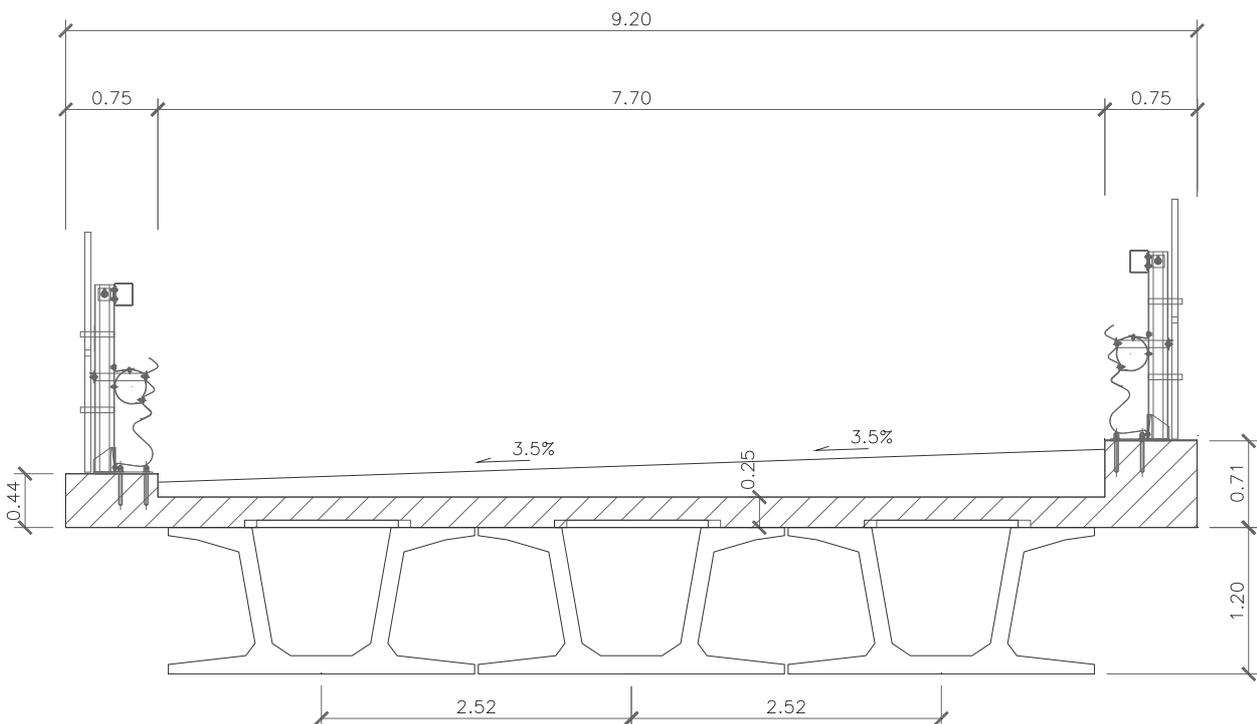
1 INTRODUZIONE

L'opera oggetto di questa relazione fa parte dell'itinerario delle "Tre Valli Umbre" tratto Acquasparta (E45) - Spoleto (SS3bis).

Si tratta di un impalcato realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. lunghe 27.10 m appoggiate su spalle tramite appoggi in acciaio-teflon e getto eseguito in opera di traversi e soletta.

L'impalcato è interessato da una sede stradale in curva; si assume un raggio di curvatura di 150 metri.

La pendenza trasversale necessaria alla curva viene realizzata con un massetto di pavimentazione stradale a spessore variabile, in aumento verso l'esterno curva. La soletta resta perciò a spessore costante di 25 cm.



RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

2 UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

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

lunghezza : cm
forza : daN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione, invece, sono espressi in pollici (1"=25.4 mm).

Le forze corrispondenti ai carichi agenti sull'impalcato sono assunte positive se dirette verso il basso.

Le tensioni di trazione hanno segno positivo: tale convenzione è valida sia per il calcestruzzo sia per l'acciaio.

3 SISTEMA DI RIFERIMENTO

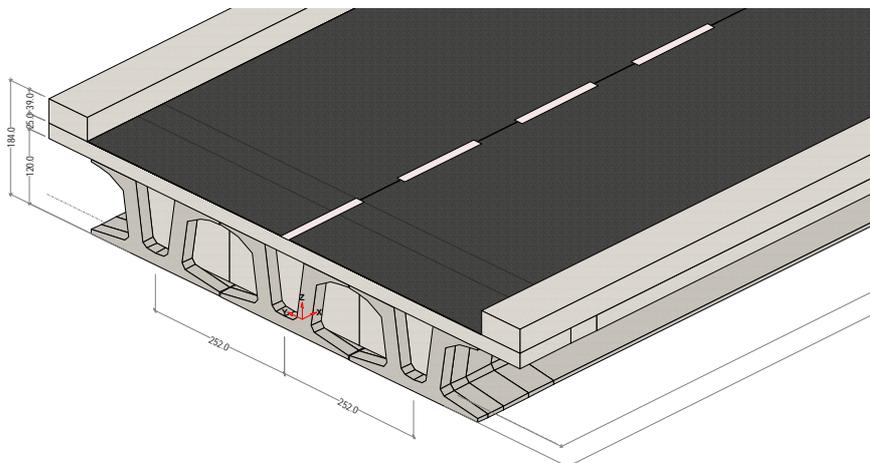
Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è diretto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata in corrispondenza dell'intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e l'asse degli appoggi che fa riferimento alla spalla sinistra: da tale punto le grandezze x sono assunte positive.

Le grandezze y, perciò, rappresentano le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra.

L'asse delle z, ortogonale al piano x,y, ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.



4 Modalità di costruzione dell'impalcato

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

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

SECONDA FASE

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

4.1 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione può essere del tipo a fili aderenti, pretesi, o a cavi postesi.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetta, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ckj} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ckj} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

5 SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO

I calcoli sono svolti con riferimento, ove applicabili, alle seguenti norme:

- N1. Legge n°1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica."
- N2. DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni
- N3. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. :Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- N4. UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- N5. UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici."
- N6. UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- N7. UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- N8. UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- N9. UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."
- N10. UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- N11. UNI EN 1991-2: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."
- N12. UNI EN 1992-1-1: 2005 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."
- N13. UNI EN 1992-2: 2006 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."

6 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso, quindi, si presenta come una lastra appoggiata sui lati opposti caratterizzata da una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi e che si suppone equivalente ad una piastra ortotropica.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropica nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i \quad n = n.\text{travi} , \quad i = \text{interasse travi}$$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e, il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e, il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore)
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

6.1 Codice di calcolo

Elaborazione automatica condotta con software :

- SIGMAC programma calcolo ponti - SIGMAC SOFT -
- proc. SIGMAC70 vers. 7.3 04/2023
- License ENG10/

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

7 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

7.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Classe calcestruzzo		C45/55	
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck28,cub}$	550.00	daN/cm ²
resistenza minima richiesta al taglio dei trefoli	$R_{ckj,cub}$	385.00	daN/cm ²
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	γ_c	1.500	
coefficiente carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	
resistenza di progetto	f_{cd}	258.68	daN/cm ²
modulo elastico	E_c	364161.14	daN/cm ²
peso specifico		0.0025	daN/cm ³
Classe di esposizione		XC4	

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:

a 28gg	f_{ck}	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 550.00 = 456.50$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	= $0.83 \cdot R_{ckj}$	= $0.83 \cdot 385.00 = 319.55$	daN/cm ²

Resistenza di calcolo a compressione:

a 28gg	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 456.50 / 1.5 = 258.68$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 319.55 / 1.5 = 181.08$	daN/cm ²

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

a 28gg	f_{ct}	= $f_{ctm} / 1.2$	= $38.32 / 1.2 = 31.93$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	= $f_{ctm} / 1.2$	= $30.21 / 1.2 = 25.17$

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

al taglio dei trefoli :

σ_{cj}	< $0.70 \cdot f_{ckj}$	= 223.69	daN/cm ²
---------------	------------------------	----------	---------------------

in esercizio :

σ_c	< $0.6 \cdot f_{ck}$	= 273.90	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	< $0.45 \cdot f_{ck}$	= 205.43	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

7.2 Calcestruzzo gettato in opera

7.2.1 Soletta e traversi

Classe calcestruzzo		C32/40	
resistenza caratteristica	$R_{ck,cub}$	400.00	daN/cm ²

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

coefficiente sicurezza del materiale	γ_c	1.5	daN/cm ²
coefficiente carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	
resistenza di progetto	f_{cd}	188.13	daN/cm ²
modulo elastico		336427.78	daN/cm ²
peso specifico		0.0025	daN/cm ³
coeff. di omogeneizzazione con cls travi		0.924	
Classe di esposizione			

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 400.00 = 332.00$	daN/cm ²
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 332.00 / 1.5 = 188.13$	daN/cm ²
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

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

a tempo infinito	f_{ct}	= $f_{ctm} / 1.2$	= $30.99 / 1.2 = 25.82$
------------------	----------	-------------------	-------------------------

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

σ_c	< $0.6 \cdot f_{ck}$	= 199.20	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	< $0.45 \cdot f_{ck}$	= 149.40	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

7.2.2 Cordoli

Il calcestruzzo dei cordoli porta barriere deve avere le seguenti caratteristiche.

Classe calcestruzzo		C35/45	
resistenza caratteristica	$R_{ck,cub}$	450.00	daN/cm ²
coefficiente sicurezza del materiale	γ_c	1.5	daN/cm ²
coefficiente carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	
resistenza di progetto	f_{cd}	211.65	daN/cm ²
modulo elastico		346255	daN/cm ²
peso specifico		0.0025	daN/cm ³
Classe di esposizione		XC4, XD3	

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 450,00 = 373,50$	daN/cm ²
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 373,50 / 1,5 = 211,65$	daN/cm ²
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

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

a tempo infinito	f_{ct}	= $f_{ctm} / 1.2$	= $33,52 / 1.2 = 27,93$
------------------	----------	-------------------	-------------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

rispettare le seguenti limitazioni:

σ_c	$< 0.60 \cdot f_{ck}$	= 224,10	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 168,07	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

7.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740.00
Modulo elastico	1950000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (DM 17/01/2018- 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392.00	daN/cm ²
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

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

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 16740.00 / 1.15 = 14556.52$	daN/cm ²
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

7.4 Acciaio per armatura lenta

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

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	4500.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2100000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

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

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500.00 = 3600.00$	daN/cm ²
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

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

f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 4500.00 / 1.15 = 3913.04$	daN/cm ²
----------	-----------------------	------------------------------	---------------------

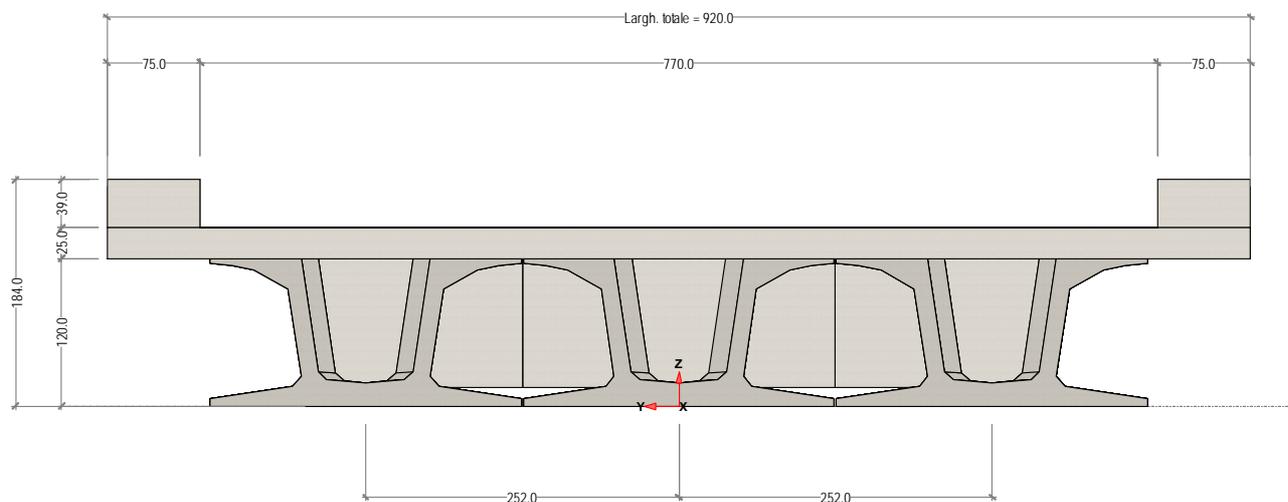
RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

8 DATI IMPALCATO

8.1 Dati geometrici [cm]

Luce di calcolo	2640.0
Larghezza cordolo sinistro	75.0
Larghezza carreggiata	770.0
Larghezza cordolo destro	75.0
Larghezza fuori tutto impalcato	920.0
Numero travi	3
Tipo trave	UH120
Interasse travi	252.0
Larghezza travi	250.0
Lunghezza retrotrave	35.0
Lunghezza ringrosso	100.0
Lunghezza svasatura	50.0
Eccentricità travi-soletta	0.0
Spessore medio soletta	25.0
Spessore minimo soletta	20.0
Luce di calcolo soletta	130.0
Larghezza marciapiede sinistro	0.0
Dist. marciapiede sinistro	0.0
Larghezza marciapiede destro	0.0
Dist. marciapiede destro	0.0
Spessore medio cordoli	39.0

I cordoli laterali e lo spessore della pavimentazione sono variabili linearmente nella larghezza della sezione d'impalcato. Si è assunto per lo spessore dei cordoli e della pavimentazione stradale il valore medio aumentato del 20%.



RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

8.2 Traversi in testata

Altezza sezione traversi	105.0
Spessore sezione traversi	30.0
n.	X [cm]
1	0.0
2	2640.0

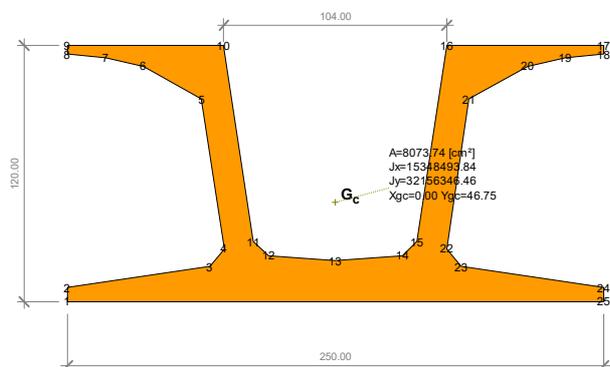
8.3 Trave prefabbricata UH120

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato un sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

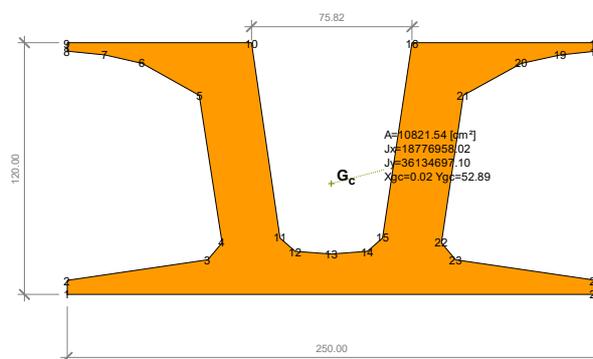
Vertice n.	Sezione in campata		Sezione in testata	
	x	y	x	y
1	-125.0	0.0	-125.0	0.0
2	-125.0	6.5	-125.0	6.5
3	-58.6	16.5	-58.6	16.5
4	-51.9	24.7	-51.9	24.7
5	-62.4	95.0	-62.4	95.0
6	-89.5	110.5	-89.5	110.5
7	-107.1	114.4	-107.1	114.4
8	-125.0	116.0	-125.0	116.0
9	-125.0	120.0	-125.0	120.0
10	-52.0	120.0	-37.9	120.0
11	-38.2	28.1	-24.3	27.0
12	-31.3	21.6	-17.0	20.4
13	0.0	19.0	0.0	19.0
14	31.3	21.6	17.0	20.4
15	38.2	28.1	24.3	27.0
16	52.0	120.0	37.9	120.0
17	125.0	120.0	125.0	120.0
18	125.0	116.0	125.0	116.0
19	107.1	114.4	107.8	114.4
20	89.5	110.5	89.5	110.5
21	62.4	95.0	62.4	95.0
22	51.9	24.7	51.9	24.7
23	58.6	16.5	58.6	16.5
24	125.0	6.5	125.0	6.5
25	125.0	0.0	125.0	0.0

	in campata	in testata	
Altezza della sezione	120.0	120.0	[cm]
Spessore complessivo anime	28.0	55.8	[cm]
Area sezione di calcestruzzo	8073.7	10821.5	[cm ²]
Ordinata y baricentro	46.7	52.9	[cm]
Ascissa x baricentro	0.0	0.0	[cm]
J baricentro	15348493.8	18776958.0	[cm ⁴]
Coefficiente torsionale	11780682.0	11780682.0	[cm ⁴]

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI



sezione in campata



sezione di testata

8.4 Geometria getto in opera

La geometria del volume di calcestruzzo gettato in opera viene descritta nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato.

8.4.1 Sezione in campata

Vertice n.	Sezione in campata		Sezione in testata	
	Y	Z	Y	Z
1	460.0	120.0	460.0	120.0
2	460.0	145.0	460.0	145.0
3	0.0	145.0	0.0	145.0
4	-460.0	145.0	-460.0	145.0
5	-460.0	120.0	-460.0	120.0
6	-89.5	110.5	-89.5	110.5

TRATTO IN CAMPATA			
X iniziale		115.0	[cm]
X finale		2525.0	[cm]
Lunghezza in direz. X		2410.0	[cm]
Altezza della sezione		25.0	[cm]
Area sezione		23000.0	[cm ²]
Z baricentro		132.5	[cm]
J baricentrico		1197916.7	[cm ⁴]
TRATTI ALLE ESTREMITA'			
Lunghezza in direz. X (2 testate)		200.0	[cm]
Altezza della sezione		25.0	[cm]
Area sezione		23000.0	[cm ²]
Z baricentro		132.5	[cm ²]
J baricentrico		1197916.7	[cm ⁴]

8.5 Parametri dei materiali

Di seguito sono riportati i soli parametri dei materiali necessari per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni agenti sugli elementi costitutivi l'impalcato. Per una descrizione completa dei materiali utilizzati e delle loro caratteristiche si rimanda ai capitoli relativi alle verifiche.

Ritiro differenziale trave - soletta	0.00000	[-]
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	1.0	[-]
Modulo elastico trave e soletta (calcolo frecce)	300000.000	[daN/cm ²]
Peso specifico trave prefabbricata	0.0025	[daN/cm ³]
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	0.0025	[daN/cm ³]

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

9 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

9.1 Parametri di Massonnet

Eccentricità trave verificata (n.1)	Y	-252.0	[cm]
Luce di calcolo travi principali	L	2640.0	[cm]
Interasse traversi	L1	1.0	[cm]
Semilarghezza teorica impalcato	B	378.0	[cm]
Interasse travi	B1	252.0	[cm]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	15740.4	[cm ²]
quota baricentro	Dp	88.5	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Jp	44664747.44	[cm ⁴]
coefficiente di torsione	Cp	11780682.00	[cm ⁴]

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	20.0	[cm ²]
quota baricentro da base sezione	De	10.0	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Je	666.67	[cm ⁴]
coefficiente di torsione	Ce	666.67	[cm ⁴]

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1.0 [cm]

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1.0 [-]

Teta = 0.578 Radice alfa = 1.000

9.2 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1 trave che ha una eccentricità Y = 252 [cm] e che risulta essere la più sollecitata:

Y=	378.0	283.5	189.0	94.5	0.0	-94.5	-189.0	-283.5	-378.0
K ₀	-0.732	-0.391	-0.035	0.364	0.835	1.393	2.014	2.619	3.168
K ₁	0.389	0.473	0.581	0.731	0.928	1.168	1.425	1.627	1.750
K _α	0.389	0.473	0.581	0.731	0.928	1.168	1.425	1.627	1.750

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione Y = 0.0 del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	378.0	283.5	189.0	94.5	0.0	-94.5	-189.0	-283.5	-378.0
μ _α	-0.056	-0.040	-0.015	0.031	0.122	0.031	-0.015	-0.040	-0.056

10 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

10.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
2. Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

10.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	2710.0	[cm]
Peso trave (sezione filante)	19.80	[daN/cm]
Peso trave (sezione ringrossata)	26.54	[daN/cm]
Peso totale trave prefabbricata	55345	[daN]
Peso soletta gravante sulla trave	20.48	[daN/cm]
Peso trasverso in testata	1010	[daN]

10.1.2 Fase 2

1.1.1.1 Pavimentazione

Data la necessità di realizzare le pendenze con la pavimentazione, viene tenuto conto di un peso permanente G_2 pari a 6 [kN/m²].

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_α di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

Peso pavimentazione per unità di superficie	0.060	[daN/cm ²]
Carico gravante sulla trave da verificare	15.42	[daN/cm]

10.1.2.1 Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

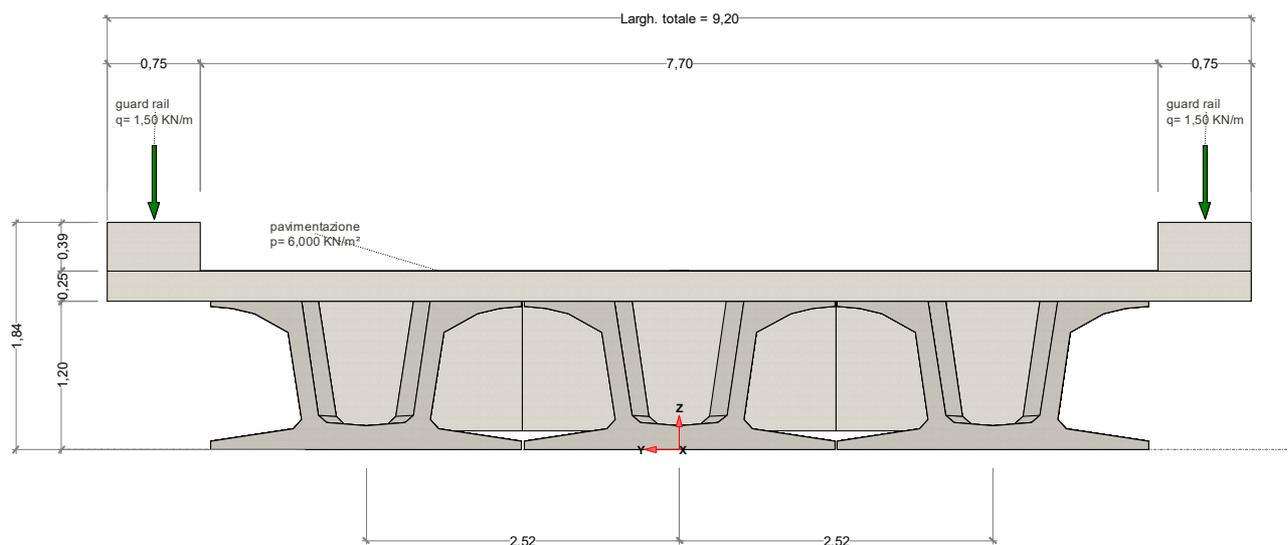
Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato nella sezione trasversale con eccentricità pari alla distanza tra il proprio baricentro e l'asse dell'impalcato.

	peso lineare [daN/cm]	ecc.Y [cm]	peso totale [daN]
cordolo sinistro	7.17	422.5	18938
cordolo destro	7.17	-422.5	18938

1.1.1.2 Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	q [daN/cm]	ecc.Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	guard rail	1.5	422.5	0.0	Appoggio iniziale	0.0	Appoggio finale
2	guard rail	1.5	-422.5	0.0	Appoggio iniziale	0.0	Appoggio finale



10.2 Valori caratteristici delle azioni variabili

10.2.1 Carichi da traffico

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m.

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	Q [N]	p [N/cm ²]	α_Q	α_q
1	NTC2018-colonna 1	300000	0.900	1.00	1.00
2	NTC2018-colonna 2	200000	0.250	1.00	1.00
3	NTC2018-colonna 3	100000	0.250	1.00	1.00
4	NTC2018-colonna >3	0	0.250	1.00	1.00
5	NTC2018-colonna >3	0	0.250	1.00	1.00
6	NTC2018-colonna >3	0	0.250	1.00	1.00
7	NTC2018-colonna >3	0	0.250	1.00	1.00
8	NTC2018-colonna >3	0	0.250	1.00	1.00
9	NTC2018-colonna >3	0	0.250	1.00	1.00
10	NTC2018-colonna >3	0	0.250	1.00	1.00

Carico folla sui marciapiedi = 0.500 [N/cm²]

Coefficiente moltiplicativo in combinazione = 0.500

10.2.2 Carico neve

Come specificato dalle norme al punto 5.1.3.7 per i ponti non coperti l'azione della neve non è da considerarsi concomitante con i carichi da traffico, e per questo motivo non è presente in combinazione con i carichi da traffico.

La combinazione che vede la neve come carico dominante, senza i carichi da traffico per il motivo suddetto, porta a valori di sollecitazione di 2 ordini di grandezza più piccoli, e non viene qui considerata.

10.2.3 Urto da traffico veicolare sull'impalcato

Con riferimento al §3.6.3.3.2 delle NTC2018, in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle sollecitazioni causate da collisioni accidentali di mezzi transitanti sull'impalcato sugli elementi di sicurezza imponendo una forza orizzontale equivalente pari a 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente 100 mm sotto la sommità della barriera o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Occorre pertanto verificare la resistenza della soletta, come elemento a cui sono collegate le barriere di sicurezza, nei confronti dell'azione eccezionale data da urto veicolare, caratterizzate da coefficienti unitari di amplificazione delle azioni.

Come carichi verticali, oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 -

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

LM2 - previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN.

10.2.4 Vento

La struttura in esame non presenta particolari snellezze e conformazioni tali da essere soggetta a fenomeni di risonanza o instabilità per l'azione del vento.

L'azione del vento viene presa in considerazione ai fini della determinazione delle azioni laterali sugli appoggi. Gli effetti flessionali secondari dati dall'azione orizzontale sulla sagoma dei mezzi transitanti sul ponte vengono trascurati in quanto non significativi.

Viene determinato il valore della pressione del vento secondo quanto indicato in:

EUROCODICE EN 1991-1-4

La formula per determinare la pressione del vento di progetto è:

$$V_B = C_{dir} * C_{stagione} * v_{B,0}$$

Si calcola la velocità del vento di base:

C_{dir} = fattore direzionale = 1

C_{season} = fattore stagionale = 1

$v_{B,0}$ = valore fondamentale della velocità del vento di base (Allegato nazionale per EN 1991-1-4)

zona 3 MARCHE

$v_{b,0}$ (m/s) 27

a_0 500

k_0 (1/s) 0.02

per $a_s \leq a_0$ $v_{b,0}$ (m/s) = 27

da cui si ricava:

V_B = velocità del vento di base in m/s

$V_B = C_{dir} * C_{stagione} * V_{B,0} = 27 \text{ m/s}$ valore per TR= 50 anni

se si aggiunge il fattore di probabilità si ottiene:

$n = 1$

$K = 0.138$

TR = 75

$p = 0.013$ annual probability of exceedence

$C_{prob} = 1.037$ probability factor

v_B (75 anni) = 27.99018 m/s

si calcola la velocità media del vento:

Il valore $v_m(z)$ è dato dall'espressione (4.3) $v_m(z) = c_r(z) \cdot v_b$. Per $c_r(z)$ e $k_r(z)$ si adottano le formule 4.4 e 4.5 raccomandate per $c_r(z)$ e $k_r(z)$ insieme alla Tab. 4.1 che definisce i parametri relativi alla rugosità del terreno.

categoria terreno II

$z_0 = 0.05 \text{ m}$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

$z_{min} =$	4 m	$z_{max} =$	200
$z =$	13 m		
$c_0(z) =$	1		
$K_r =$	0.19		
$c_r(z) =$	1.0565		roughness factor
$vm(z) =$	29.57 m/s		mean wind velocity $vm(z)$ at a height z

si calcola la pressione dinamica di base:

$$q_B = 0.5 * \rho_{aria} * V_B^2 = 489.66 \text{ Pa} \quad \text{basic velocity pressure}$$

dove:

q_B è la pressione del vento di progetto in Pa

$$\rho_{aria} = \text{densità dell'aria (1.25 kg / mc)} = 1.25$$

si calcola la pressione di picco:

$k_l =$	1		turbulence factor
$l_v(z) =$	0.18		turbulence intensity
$ce(z) =$	2.521		exposure factor
$qp(z) = ce(z) * q_B =$	1234.64 Pa	=	1.234638 kN/mq peak velocity pressure

azione del vento sull'impalcato:

Si assume $v^{*}b,0 = v_{b,0}$

$$C_{f,x} = \text{coefficiente di forza} = 1.3$$

**valore valido per ponti normali
(realizzati in cls e con luce minore di 40 mt)**
vedi NOTA 2 punto 8.3.1.

$$\text{pressione del vento} = c_s * c_d * c_f * qp(z) = 1.605 \text{ kN/mq} \quad \text{pressione del vento}$$

$$c_s * c_d = \text{structural factor} = 1 \quad \text{valore valido per ponti normali
(realizzati in cls e con luce minore di 40 mt)}$$

$$F_{w,x} = c_s * c_d * c_f * qp(z) * A_{ref} \quad \text{wind force } F_w$$

Il valore fornito dalla norma è di 160.5 [daN/m²]. Per valutare la forza laterale generata da questa azione si assume a favore di sicurezza un valore di pressione pari a 250 [daN/m²] agente orizzontalmente su una superficie alta 3 metri oltre allo spessore della struttura e di lunghezza pari alla lunghezza delle travi.

10.2.5 Resistenze parassite dei vincoli

L'impalcato è costituito da una singola campata in semplice appoggio sulle spalle. I vincoli sono realizzati con appoggi in acciaio-teflon con opportuna configurazione isostatica anche riguardo alle azioni longitudinali, oltre che a quelle verticali.

Le resistenze parassite dei vincoli scorrevoli hanno effetti trascurabili sull'impalcato in quanto consistono in sollecitazioni di ordini di grandezza inferiori a quelle derivanti dai pesi permanenti e

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

da traffico, e non vengono considerate nel calcolo.

10.2.6 Azione termica

La struttura è isostatica, le variazioni termiche non inducono sollecitazioni negli elementi strutturali dell'impalcato.

Lo schema di vincolo consente le dilatazioni longitudinali e trasversali dell'impalcato, concentrandole su una spalla.

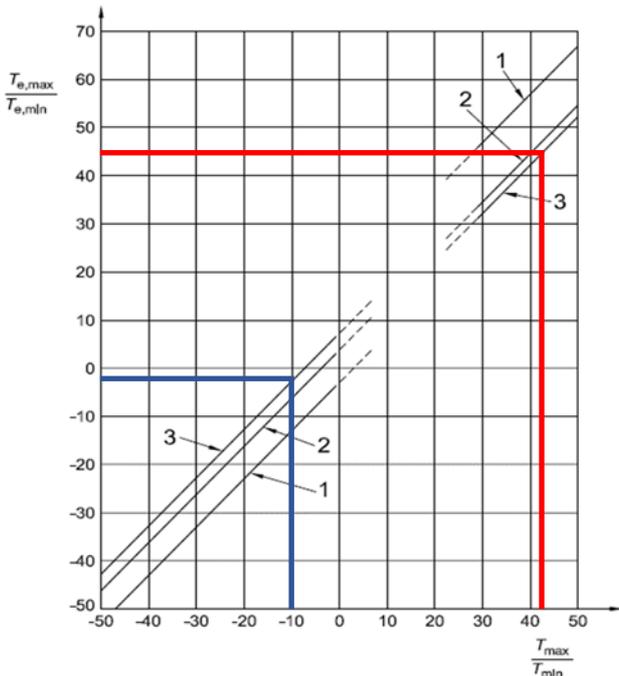
La normativa NTC 2018-3.5.2 richiede di valutare l'azione termica della struttura sulla base delle temperature minima e massima annuali, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Nel caso in esame - Marche, zona III, $a_0=360$ m.s.l.m. – si ha per la temperatura dell'aria esterna:

$$T_{\min} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = 41 \text{ }^\circ\text{C}$$

A partire da questi dati e seguendo le indicazioni fornite in EN 1991-1-5, la correlazione tra le temperature dell'aria e le componenti di temperatura uniforme del ponte può essere dedotta dal diagramma seguente per la tipologia di ponte 3 (ponti in calcestruzzo):



La componente di temperatura uniforme dell'impalcato varia quindi da

$$T_{e,min} = -2 \text{ }^\circ\text{C}$$

a

$$T_{e,max} = 43 \text{ }^\circ\text{C}$$

11 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

11.1 peso cordoli

Descrizione	[daN/cm]	ecc.Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	7.174	422.5	0.352	-0.064
cordolo destro	7.174	-422.5	1.804	-0.064

11.2 Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

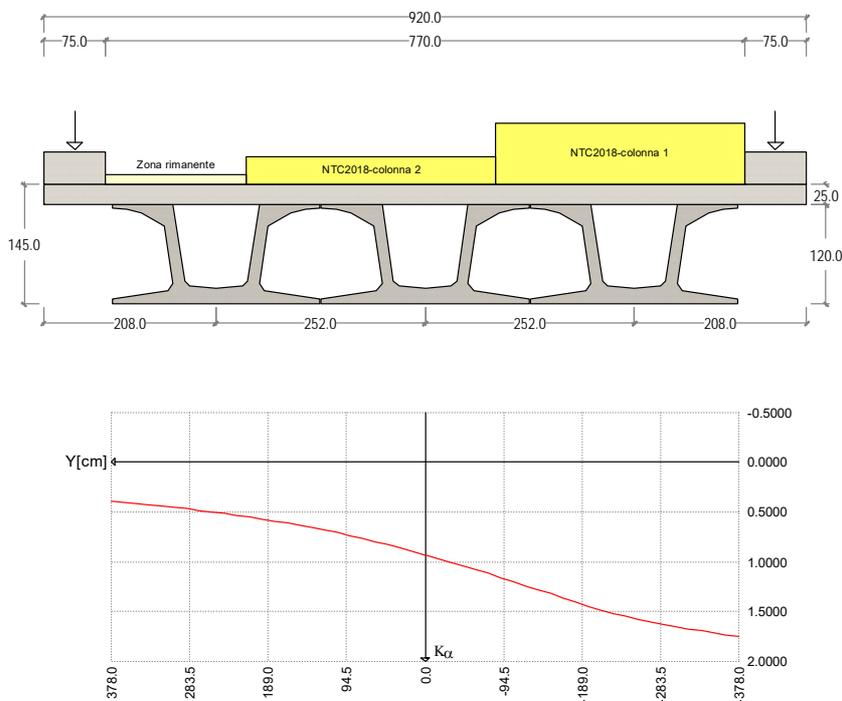
n.	Descrizione	q [daN/cm]	ecc.Y	K Massonnet	μ Massonnet
1	guard rail	1.50	422.5	0.352	-0.064
2	guard rail	1.50	-422.5	1.804	-0.064

11.3 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [daN]	$q \cdot \alpha$ [daN/cm]	ecc.Y	Larghezza	K_α
NTC2018-colonna 1	30000	27.00	-235.0	300.0	1.536
NTC2018-colonna 2	20000	7.50	65.0	300.0	0.787
Zona rimanente	0	4.25	300.0	170.0	0.457

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff. K_α Massonnet



RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

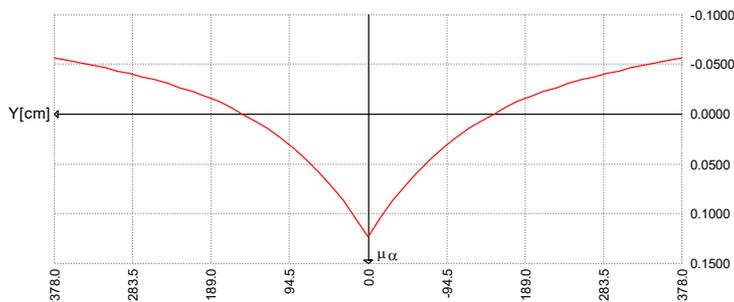
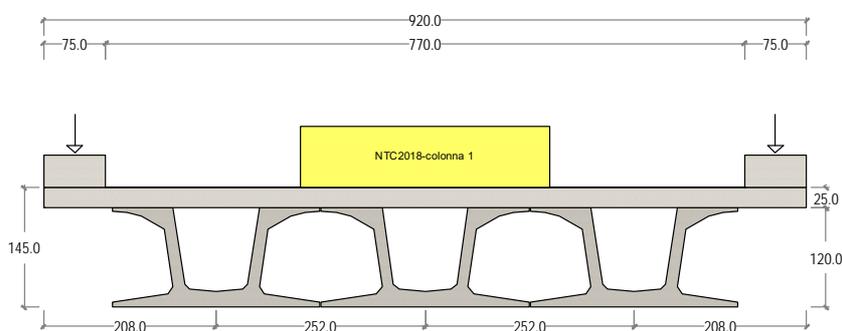
11.4 Carichi mobili per calcolo M max trasv. soletta (effetto globale)

La ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità $Y=0$

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [daN]	$q \cdot \alpha$ [daN/cm]	ecc.Y	Larghezza	μ
NTC2018-colonna 1	30000	27.00	0.0	300.0	0.122

Diagramma coeff. μ di influenza del traverso, configurazione del carico per M max



RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

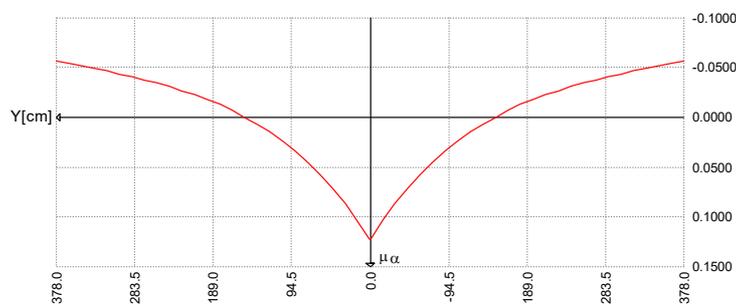
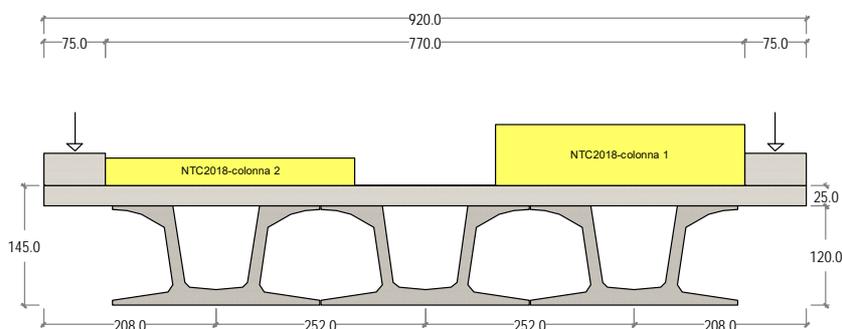
11.5 Carichi mobili per calcolo M min trasv. soletta (effetto globale)

La ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta, e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità $Y=0$

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [daN]	$q \cdot \alpha$ [daN/cm]	ecc.Y	Larghezza	μ
NTC2018-colonna 1	30000	27.00	-235.0	300.0	-0.029
NTC2018-colonna 2	20000	7.50	235.0	300.0	-0.029

Diagramma coeff. μ di influenza del traverso, configurazione del carico per M min



RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

12 METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 5.1.3

I carichi di interesse ai fini del dimensionamento e della verifica dell'impalcato, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- Azioni permanenti:

peso proprio degli elementi strutturali: g_1 ;

carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale; marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili);

altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.);

- Deformazioni impresse:

distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 ;

Effetti reologici - ritiro e viscosità: $\varepsilon_2, \varepsilon_3$;

cedimenti vincolari ε_4 ;

- Azioni variabili:

Traffico veicolare; Q_1

Vento e neve; q_5

Variazioni termiche q_7 ;

- Azioni eccezionali;

- Azioni sismiche.

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (A1 STR) valgono:

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1.35	1.00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1.50	0.00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1.35	0.00
Coeff. sicurezza carichi variabili	1.50	0.00

I coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali da utilizzare nelle combinazioni di carico agli SLE valgono:

Carico	ψ_0	ψ_1	ψ_2
gruppo 1 - Schema 1 - carichi distribuiti	0.40	0.40	0.00
gruppo 1 - Schema 1 - carichi tandem	0.75	0.75	0.00
gruppi 2 - frenatura/centrifuga	0.00	0.00	0.00
gruppo 3 - Schema 5	0.00	0.00	0.00
gruppo 4 - Schema 5 (folla)	0.00	0.75	0.00
gruppo 5 - veicoli speciali	0.00	0.00	0.00
gruppo 1 - Schema 2 (asse singolo)	0.00	0.75	0.00
vento a ponte scarico	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

I coefficienti ψ si riferiscono ai gruppi di azioni 1,2a,2b come specificato dalla tabella 5.1.IV del D.M. 17 gennaio 2018

Ai fini delle verifiche degli stati limite vengono prese in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni:

Verifiche agli stati limite ultimi

situazioni persistenti e transitorie EQU/STR/GEO

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Verifiche agli stati limite di esercizio

combinazione caratteristica (rara):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

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

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

13 TRAVE 1 - SOLLECITAZIONI

13.1 Valori caratteristici

13.1.1 Prima fase - al taglio trefoli ed in opera

X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [daN·cm]	V [daN]	M [daN·cm]	V [daN]
0.0	Appoggio	0	26744	0	27031
100.0		2538421	24195	2597091	24984
115.0	Fine ringrosso	2899479	23863	2969745	24676
200.0		4853512	22177	4990630	22936
300.0		6971044	20197	7180617	20888
400.0		8891758	18217	9167052	18840
500.0		10615655	16237	10949935	16792
600.0		12142734	14257	12529265	14744
700.0		13472560	12277	13904593	12697
800.0		14597730	10296	15068263	10649
900.0		15526082	8316	16028381	8601
1000.0		16257617	6336	16784946	6553
1100.0		16792334	4356	17337959	4505
1200.0		17130234	2376	17687421	2457
1300.0		17273166	396	17835244	410
1320.0	Mezzeria	17278500	0	17840760	0
1400.0		17214709	-1584	17774786	-1638
1500.0		16953882	-3564	17505034	-3686
1600.0		16496237	-5544	17031731	-5734
1700.0		15841775	-7524	16354875	-7782
1800.0		14990494	-9504	15474467	-9830
1900.0		13942397	-11484	14390506	-11877
2000.0		12697481	-13465	13102994	-13925
2100.0		11254442	-15445	11610578	-15973
2200.0		9607617	-17425	9907405	-18021
2300.0		7763976	-19405	8000680	-20069
2400.0		5723516	-21385	5890403	-22117
2500.0		3486232	-23368	3576573	-24164
2600.0		1041147	-25682	1059192	-26212
2640.0	appoggio	0	-26744	0	-27031

13.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	6804	-1171555
100.0		653678	6288	-1159082
115.0	Fine ringrosso	747473	6211	-1155252
200.0		1256123	5773	-1123353
300.0		1807334	5257	-1066242
400.0		2307312	4742	-990592
500.0		2756057	4227	-899929

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
600.0		3153568	3711	-798119
700.0		3499733	3196	-688997
800.0		3792624	2680	-576029
900.0		4034282	2165	-462203
1000.0		4224707	1649	-349340
1100.0		4363898	1134	-238343
1200.0		4451857	619	-129264
1300.0		4489063	103	-21485
1320.0	Mezzeria	4490452	0	0
1400.0		4473846	-412	86030
1500.0		4405951	-928	194478
1600.0		4286822	-1443	304685
1700.0		4116460	-1959	416878
1800.0		3894864	-2474	530482
1900.0		3622036	-2990	644016
2000.0		3297974	-3505	755102
2100.0		2922338	-4020	860524
2200.0		2493656	-4536	956102
2300.0		2013741	-5051	1038119
2400.0		1482592	-5567	1102875
2500.0		900210	-6082	1147238
2600.0		266595	-6598	1168950
2640.0	appoggio	0	-6804	1171555

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	21776	-298795
100.0		2092181	20126	-295583
115.0	Fine ringrosso	2392386	19879	-294597
200.0		4020383	18477	-286385
300.0		5784607	16827	-271691
400.0		7384851	15177	-252243
500.0		8821117	13528	-228964
600.0		10093404	11878	-202863
700.0		11201349	10228	-174937
800.0		12138786	8578	-146091
900.0		12912243	6929	-117095
1000.0		13521722	5279	-88415
1100.0		13967222	3629	-60274
1200.0		14248743	1980	-32671
1300.0		14367827	330	-5429
1320.0	Mezzeria	14372271	0	0
1400.0		14319123	-1320	21740
1500.0		14101815	-2969	49167
1600.0		13720528	-4619	77086
1700.0		13175262	-6269	105569
1800.0		12466018	-7919	134481
1900.0		11592794	-9568	163445
2000.0		10555592	-11218	191848

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
2100.0		9353322	-12868	218856
2200.0		7981270	-14517	243384
2300.0		6445238	-16167	264459
2400.0		4745228	-17817	281115
2500.0		2881238	-19467	292533
2600.0		853270	-21116	298124
2640.0	appoggio	0	-21776	298795

13.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	40281	110068
100.0		3866360	38719	264665
115.0	Fine ringrosso	4420530	38485	286248
200.0		7422345	37158	-559837
300.0		10667954	35597	-982058
400.0		13603187	34036	-1186941
500.0		16228045	32474	-1278197
600.0		18542526	30913	-1293064
700.0		20545946	29352	-1243831
800.0		22226630	27791	-1157963
900.0		23596938	26229	-1054833
1000.0		24656871	24668	-930212
1100.0		25406428	23107	-790234
1200.0		25845609	21545	-647007
1300.0		25977333	9850	-517001
1320.0	Mezzeria	25967009	-19672	-495187
1400.0		25941353	-20921	583487
1500.0		25623712	-22482	735378
1600.0		24995696	-24044	877317
1700.0		24057305	-25605	1004487
1800.0		22808537	-27166	1120895
1900.0		21249395	-28727	1216254
2000.0		19379876	-30289	1272804
2100.0		17197922	-31850	1287698
2200.0		14694605	-33411	1243692
2300.0		11880913	-34972	1085171
2400.0		8756845	-36534	753824
2500.0		5322401	-38095	-319578
2600.0		1577582	-39656	-172192
2640.0	appoggio	0	-40281	-110068

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	21703	-1172413
100.0		2085111	20091	-1162897

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
115.0	Fine ringrosso	2384301	19854	-1161149
200.0		4006797	18541	-1148840
300.0		5765059	17053	-1118865
400.0		7359896	15626	-1075572
500.0		8791308	14262	-1017882
600.0		10059296	12960	-944825
700.0		11163497	11720	-855724
800.0		12097765	10544	-749902
900.0		12868609	9430	-628714
1000.0		13476028	8377	-493686
1100.0		13920023	7387	-347143
1200.0		14200593	6459	-192126
1300.0		14319274	5362	-26194
1320.0	Mezzeria	14323704	4535	36838
1400.0		14270735	-6103	128479
1500.0		14054161	-7007	286065
1600.0		13674163	-7973	436361
1700.0		13130740	-9001	576221
1800.0		12423892	-10091	703038
1900.0		11553619	-11243	814989
2000.0		10519922	-12457	911060
2100.0		9321715	-13732	990897
2200.0		7954299	-15072	1054484
2300.0		6423458	-16474	1103275
2400.0		4729192	-17938	1138339
2500.0		2871502	-19464	1159100
2600.0		850387	-21052	1170446
2640.0	appoggio	0	-21703	1172413

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	0	0
100.0		0	0	0
115.0	Fine ringrosso	0	0	0
200.0		0	0	0
300.0		0	0	0
400.0		0	0	0
500.0		0	0	0
600.0		0	0	0
700.0		0	0	0
800.0		0	0	0
900.0		0	0	0
1000.0		0	0	0
1100.0		0	0	0
1200.0		0	0	0
1300.0		0	0	0
1320.0	Mezzeria	0	0	0
1400.0		0	0	0
1500.0		0	0	0

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1600.0		0	0	0
1700.0		0	0	0
1800.0		0	0	0
1900.0		0	0	0
2000.0		0	0	0
2100.0		0	0	0
2200.0		0	0	0
2300.0		0	0	0
2400.0		0	0	0
2500.0		0	0	0
2600.0		0	0	0
2640.0	appoggio	0	0	0

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	61983	-1062345
100.0		5951471	58810	-898232
115.0	Fine ringrosso	6804831	58339	-968763
200.0		11429142	55699	-1708676
300.0		16433013	52650	-2100923
400.0		20963083	49662	-2262513
500.0		25019353	46737	-2296079
600.0		28601822	43873	-2237889
700.0		31709443	41071	-2099555
800.0		34324395	38334	-1907865
900.0		36465547	35659	-1683547
1000.0		38132899	33045	-1423898
1100.0		39326451	30494	-1137377
1200.0		40046202	28004	-839133
1300.0		40296607	15213	-533707
1320.0	Mezzeria	40290713	-15137	-458349
1400.0		40212088	-27024	711967
1500.0		39677874	-29490	1021442
1600.0		38669859	-32017	1313678
1700.0		37188044	-34606	1580708
1800.0		35232429	-37257	1823934
1900.0		32803014	-39970	2031243
2000.0		29899798	-42745	2183864
2100.0		26519637	-45582	2278595
2200.0		22648904	-48484	2298176
2300.0		18304370	-51447	2188447
2400.0		13486037	-54472	1892163
2500.0		8193903	-57559	1257275
2600.0		2427969	-60708	998253
2640.0	appoggio	0	-61983	1062345

13.2 Valori di combinazione

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

13.2.1 Stati Limite Ultimi

1.1.1.3 Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0.0	Appoggio	0	36104
100.0		3426868	32663
115.0	Fine ringrosso	3914297	32215
200.0		6552241	29939
300.0		9410909	27266
400.0		12003874	24593
500.0		14331134	21920
600.0		16392691	19246
700.0		18187956	16573
800.0		19706935	13900
900.0		20960211	11227
1000.0		21947783	8554
1100.0		22669651	5881
1200.0		23125816	3208
1300.0		23318774	535
1320.0	Mezzeria	23325975	0
1400.0		23239857	-2138
1500.0		22887740	-4812
1600.0		22269920	-7485
1700.0		21386396	-10158
1800.0		20237168	-12831
1900.0		18822236	-15504
2000.0		17141600	-18177
2100.0		15193496	-20850
2200.0		12970284	-23523
2300.0		10481367	-26197
2400.0		7726746	-28870
2500.0		4706413	-31547
2600.0		1405549	-34671
2640.0	appoggio	0	-36104

13.2.1.1 Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0.0	Appoggio	0	72596
100.0		6932942	66391
115.0	Fine ringrosso	7923452	65528
200.0		13289592	60902

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	M [daN-cm]	V [daN]
300.0		19104743	55465
400.0		24379394	50027
500.0		29113546	44589
600.0		33307199	39151
700.0		36959156	33714
800.0		40049090	28276
900.0		42598525	22838
1000.0		44607461	17401
1100.0		46075897	11963
1200.0		47003834	6525
1300.0		47396353	1088
1320.0	Mezzeria	47411002	0
1400.0		47235818	-4350
1500.0		46519537	-9788
1600.0		45262756	-15226
1700.0		43465476	-20663
1800.0		41127697	-26101
1900.0		38249419	-31539
2000.0		34830641	-36976
2100.0		30867777	-42414
2200.0		26345281	-47852
2300.0		21282285	-53289
2400.0		15678790	-58727
2500.0		9534787	-64169
2600.0		2835458	-70057
2640.0	appoggio	0	-72596

13.2.1.2 Seconda fase - Persistenti Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

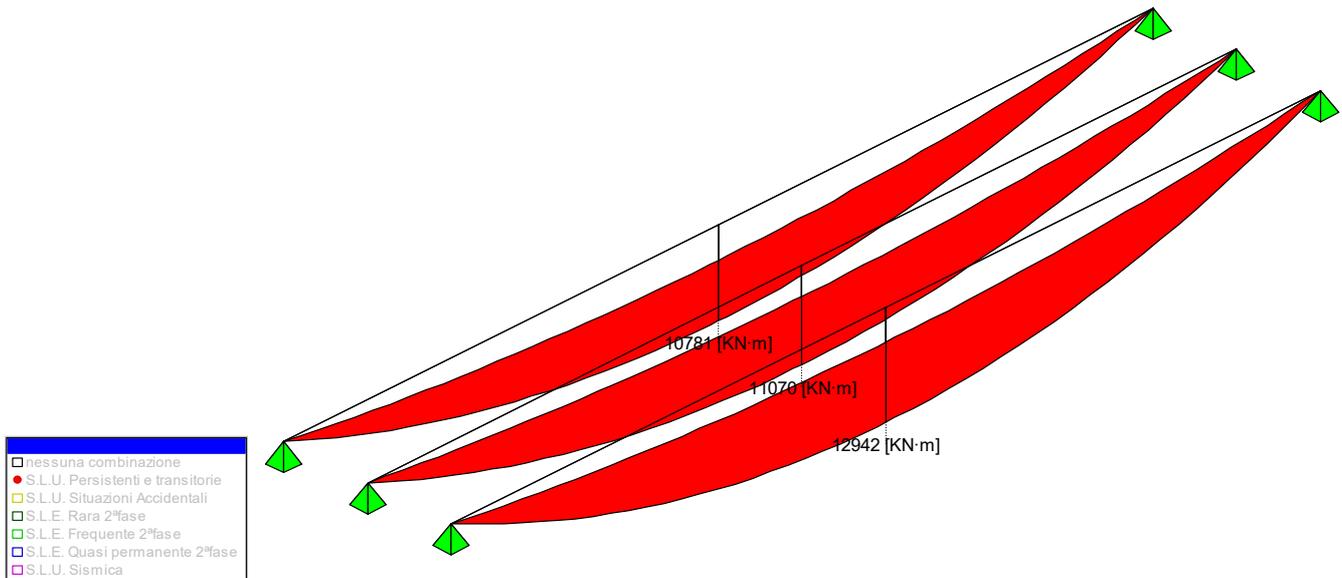
$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN-cm]	V [daN]	T [daN-cm]
0.0	Appoggio	0	198123	-3463957
100.0		18988164	184464	-3220748
115.0	Fine ringrosso	21707642	182490	-3309315
200.0		36445274	171604	-4252816
300.0		52406120	158879	-4683208
400.0		66871704	146238	-4770056
500.0		79842024	133681	-4658057
600.0		91317082	121207	-4402905
700.0		101293568	108817	-4026950
800.0		109715246	96513	-3572393
900.0		116641660	84293	-3072405
1000.0		122072812	72157	-2526493

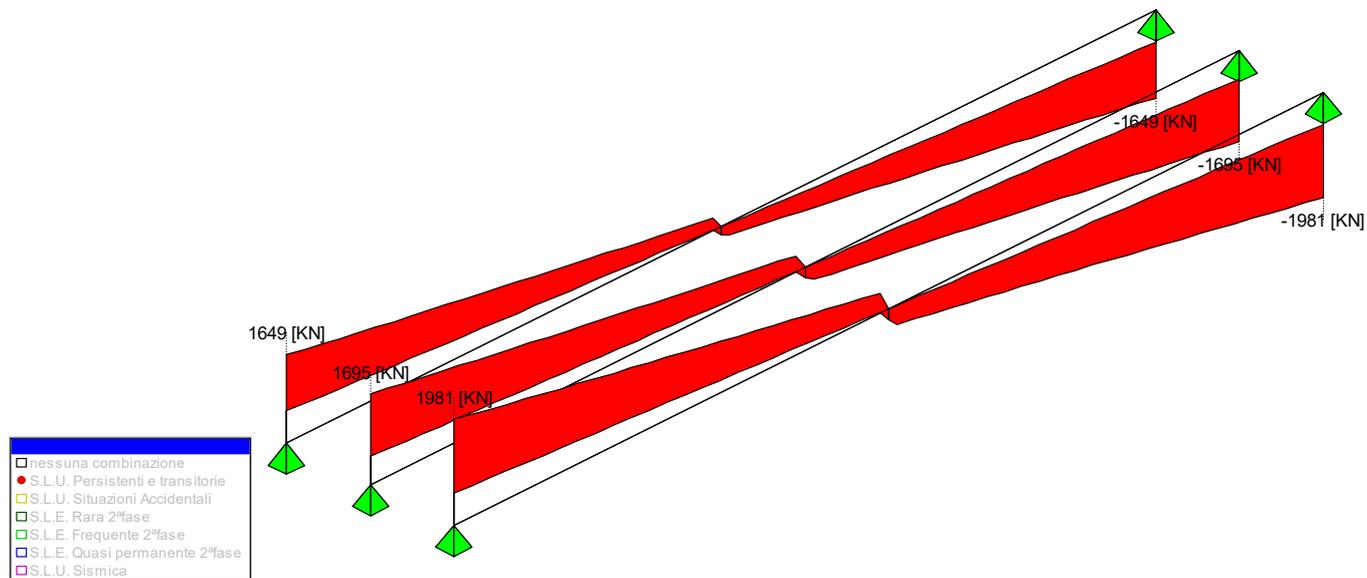
RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1100.0		126008701	60105	-1947633
1200.0		128449327	48135	-1356344
1300.0		129408749	22259	-757651
1320.0	Mezzeria	129423981	-20435	-618771
1400.0		129040514	-43369	1109906
1500.0		127185422	-55306	1715243
1600.0		123835068	-67326	2300419
1700.0		118989450	-79429	2855094
1800.0		112648570	-91616	3380182
1900.0		104812427	-103887	3856767
2000.0		95481021	-116241	4255376
2100.0		84644427	-128679	4566095
2200.0		72259641	-141204	4758351
2300.0		58379592	-153813	4752552
2400.0		43004281	-166505	4464974
2500.0		26133697	-179284	3684892
2600.0		7753023	-192594	3372910
2640.0	appoggio	0	-198123	3463957



Inviluppo momento flettente sulle travi - carichi di 2° fase - situazioni SLU P/T

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI



Inviluppo taglio sulle travi - carichi di 2° fase - situazioni SLU P/T

13.2.2 Stati Limite di Esercizio

13.2.2.1 Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0.0	Appoggio	0	26744
100.0		2538421	24195
115.0	Fine ringrosso	2899479	23863
200.0		4853512	22177
300.0		6971044	20197
400.0		8891758	18217
500.0		10615655	16237
600.0		12142734	14257
700.0		13472560	12277
800.0		14597730	10296
900.0		15526082	8316
1000.0		16257617	6336
1100.0		16792334	4356
1200.0		17130234	2376
1300.0		17273166	396
1320.0	Mezzeria	17278500	0
1400.0		17214709	-1584
1500.0		16953882	-3564
1600.0		16496237	-5544
1700.0		15841775	-7524
1800.0		14990494	-9504
1900.0		13942397	-11484
2000.0		12697481	-13465

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
2100.0		11254442	-15445
2200.0		9607617	-17425
2300.0		7763976	-19405
2400.0		5723516	-21385
2500.0		3486232	-23368
2600.0		1041147	-25682
2640.0	appoggio	0	-26744

13.2.2.2 Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0.0	Appoggio	0	53775
100.0		5135512	49179
115.0	Fine ringrosso	5869224	48540
200.0		9844142	45113
300.0		14151661	41085
400.0		18058810	37057
500.0		21565590	33029
600.0		24671999	29001
700.0		27377153	24973
800.0		29665993	20945
900.0		31554463	16917
1000.0		33042563	12889
1100.0		34130294	8861
1200.0		34817655	4834
1300.0		35108410	806
1320.0	Mezzeria	35119261	0
1400.0		34989495	-3222
1500.0		34458916	-7250
1600.0		33527968	-11278
1700.0		32196649	-15306
1800.0		30464961	-19334
1900.0		28332903	-23362
2000.0		25800475	-27390
2100.0		22865020	-31418
2200.0		19515023	-35446
2300.0		15764656	-39474
2400.0		11613919	-43502
2500.0		7062805	-47532
2600.0		2100339	-51894
2640.0	appoggio	0	-53775

13.2.2.3 Seconda fase - combinazione Caratteristica (Rara)

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	90563	-1470350
100.0		8697330	85225	-1454664
115.0	Fine ringrosso	9944690	84429	-1449849
200.0		16705648	79948	-1409737
300.0		24024953	74734	-1337932
400.0		30655246	69581	-1242835
500.0		36596526	64491	-1128893
600.0		41848794	59462	-1000982
700.0		46410525	54495	-863934
800.0		50255805	49593	-722120
900.0		53412073	44752	-579298
1000.0		55879328	39974	-437755
1100.0		57657571	35257	-298617
1200.0		58746801	30602	-161935
1300.0		59153498	15646	-26913
1320.0	Mezzeria	59153436	-15137	0
1400.0		59005057	-28756	819737
1500.0		58185639	-33387	1265088
1600.0		56677209	-38079	1695449
1700.0		54479766	-42834	2103155
1800.0		51593311	-47650	2488896
1900.0		48017843	-52528	2838704
2000.0		43753363	-57468	3130814
2100.0		38795298	-62470	3357975
2200.0		33123830	-67537	3497662
2300.0		26763349	-72665	3491025
2400.0		19713856	-77855	3276153
2500.0		11975351	-83108	2697046
2600.0		3547833	-88422	2465327
2640.0	appoggio	0	-90563	2532695

13.2.2.4 Seconda fase - combinazione Frequente

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^{a_{fase}}} + \sum G2_{k,2^{a_{fase}}} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	67471	-1470350
100.0		6479674	63491	-1454664
115.0	Fine ringrosso	7408977	62896	-1449849
200.0		12445983	59535	-1409737
300.0		17898929	55603	-1337932
400.0		22838512	51697	-1242835
500.0		27264730	47815	-1128893
600.0		31177585	43958	-1000982
700.0		34575941	40126	-863934
800.0		37440489	36319	-722120
900.0		39791673	32537	-579298
1000.0		41629493	28780	-437755
1100.0		42953950	25048	-298617

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1200.0		43765043	21341	-161935
1300.0		44067600	9966	-26913
1320.0	Mezzeria	44067461	-12940	0
1400.0		43957278	-19864	596777
1500.0		43347215	-23562	909604
1600.0		42223787	-27284	1214303
1700.0		40586996	-31032	1506300
1800.0		38436842	-34804	1786849
1900.0		35773323	-38600	2045647
2000.0		32596441	-42422	2265977
2100.0		28902788	-46268	2441512
2200.0		24677599	-50141	2554048
2300.0		19939046	-54037	2557767
2400.0		14687130	-57959	2404694
2500.0		8921850	-61905	1977042
2600.0		2643206	-65877	1806108
2640.0	appoggio	0	-67471	1856764

13.2.2.5 Seconda fase - combinazione Quasi Permanente

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0.0	Appoggio	0	28580	-1470350
100.0		2745859	26415	-1454664
115.0	Fine ringrosso	3139859	26090	-1449849
200.0		5276506	24250	-1409737
300.0		7591941	22084	-1337932
400.0		9692163	19919	-1242835
500.0		11577174	17754	-1128893
600.0		13246972	15589	-1000982
700.0		14701082	13424	-863934
800.0		15931410	11259	-722120
900.0		16946526	9094	-579298
1000.0		17746429	6928	-437755
1100.0		18331120	4763	-298617
1200.0		18700600	2598	-161935
1300.0		18856890	433	-26913
1320.0	Mezzeria	18862723	0	0
1400.0		18792969	-1732	107770
1500.0		18507766	-3897	243645
1600.0		18007350	-6062	381771
1700.0		17291722	-8228	522447
1800.0		16360882	-10393	664962
1900.0		15214830	-12558	807461
2000.0		13853566	-14723	946950
2100.0		12275661	-16888	1079380
2200.0		10474926	-19053	1199486
2300.0		8458979	-21218	1302578

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
2400.0		6227820	-23384	1383990
2500.0		3781448	-25549	1439771
2600.0		1119865	-27714	1467074
2640.0	appoggio	0	-28580	1470350

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

14 SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA

L'impalcato del ponte oggetto di studio è completato in opera con una soletta collaborante. La soletta ha il compito di sopportare localmente i carichi sia permanenti sia accidentali, trasferirli alle strutture principali e collaborare con le travi stesse per riportare i carichi sugli appoggi. La soletta, inoltre, funge da traverso: ne segue che bisognerà tenere conto anche dei momenti indotti dalla ripartizione trasversale di tutti i carichi eccentrici ed in particolare di quelli mobili. La verifica verrà condotta considerando la somma del momento dovuto agli effetti locali e il momento dovuto agli effetti di ripartizione.

14.1 Valori caratteristici momenti flettenti

14.1.1 Effetto globale

1.1.1.4 Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli [daN·cm/cm]	Perm Portati [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	-447	-81
-300.0		-466	-99
-200.0		-467	-112
-100.0		-449	-113
0.0	asse travi	-440	-113
100.0		-449	-115
200.0		-467	-117
300.0		-466	-110
378.0	estremità sx	-413	-86

14.1.1.1 Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	148	-90
-300.0		675	-295
-200.0		227	-478
-100.0		428	-529
0.0	asse travi	474	-599
100.0		428	-529
200.0		227	-478
300.0		675	-295
378.0	estremità sx	0	0

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	62	-60

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-300.0		303	-267
-200.0		1456	-396
-100.0		1564	-522
0.0	asse travi	1590	-496
100.0		1564	-516
200.0		1456	-383
300.0		303	-235
378.0	estremità sx	0	0

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	210	-152
-300.0		977	-535
-200.0		1683	-871
-100.0		1993	-1047
0.0	asse travi	2064	-1080
100.0		1993	-1047
200.0		1683	-871
300.0		977	-535
378.0	estremità sx	0	0

14.1.2 Effetto locale

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 35.0x60.0 [cm]) poste ad un interasse di 200.0 [cm] :il carico totale asse è pari a 40000 [daN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

trave perfettamente incastrata.

Luce Soletta	130.0
Carico per ruota - schema 2	20000
Interasse ruote	200.0
Dimensioni impronta ruota LX x BY	35.0x60.0
Larghezza impronta a metà spessore soletta	80.0
Lunghezza influenza	200.0

Momento flettente trasversale [daN·cm/cm] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	130	-86
effetto locale permanenti non strutturali	127	-85
effetto locale LM2	1540	-1420

14.2 Valori di combinazione

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

Nei grafici sono riportati solo gli effetti globali.

14.2.1 Stati Limite Ultimi

1.1.1.5 Persistenti/Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	1735	-2856
-300.0		3062	-3660
-200.0		4013	-4133
-100.0		4450	-4348
0.0	asse travi	4555	-4380
100.0		4450	-4352
200.0		4013	-4141
300.0		3062	-3675
378.0	estremità sx	1796	-2847

14.2.2 Stati Limite di Esercizio

14.2.2.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,2^{a_{fase}}} + \sum G_{2k,2^{a_{fase}}} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	1267	-2099
-300.0		2209	-2691
-200.0		2901	-3040
-100.0		3228	-3199
0.0	asse travi	3308	-3223
100.0		3226	-3201
200.0		2896	-3045
300.0		2198	-2701
378.0	estremità sx	1297	-2090

14.2.2.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a_{fase}} + \sum G2_{k,2^a_{fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	899	-1736
-300.0		1473	-2118
-200.0		1585	-2330
-100.0		1797	-2401
0.0	asse travi	1850	-2430
100.0		1795	-2403
200.0		1580	-2335
300.0		1463	-2128
378.0	estremità sx	912	-1735

14.2.2.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a_{fase}} + \sum G2_{k,2^a_{fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-378.0	estremità dx	-230	-657
-300.0		-309	-736
-200.0		-322	-749
-100.0		-305	-732
0.0	asse travi	-296	-724
100.0		-307	-734
200.0		-327	-754
300.0		-319	-746
378.0	estremità sx	-243	-670

14.3 Sollecitazioni da urto su barriera di un veicolo in svio

L'azione dell'urto utilizzata è quella indicata dalla normativa NTC 2018 al §3.6.3.3.2.

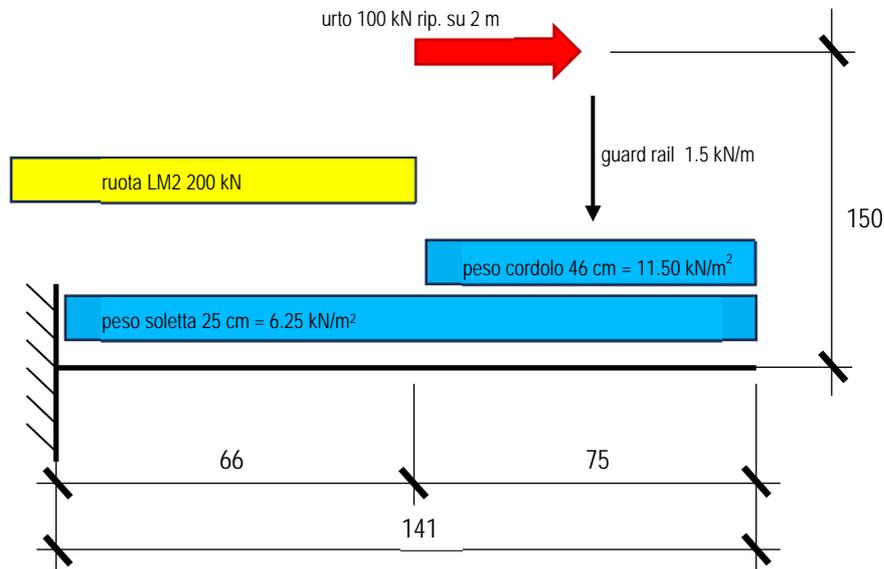
L'urto viene assorbito dalla barriera, la quale trasferisce la forza alla soletta attraverso i montanti. Viene qui ipotizzato che un solo montante assorba completamente l'urto, indipendentemente dall'interasse dei montanti stessi, costituendo una coppia concentrata sulla soletta pari a

$$M = 100 \cdot 1.50 = 150 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

dove è stato considerato il punto di applicazione dell'urto a una altezza di 150 cm dall'asse baricentrico della soletta.

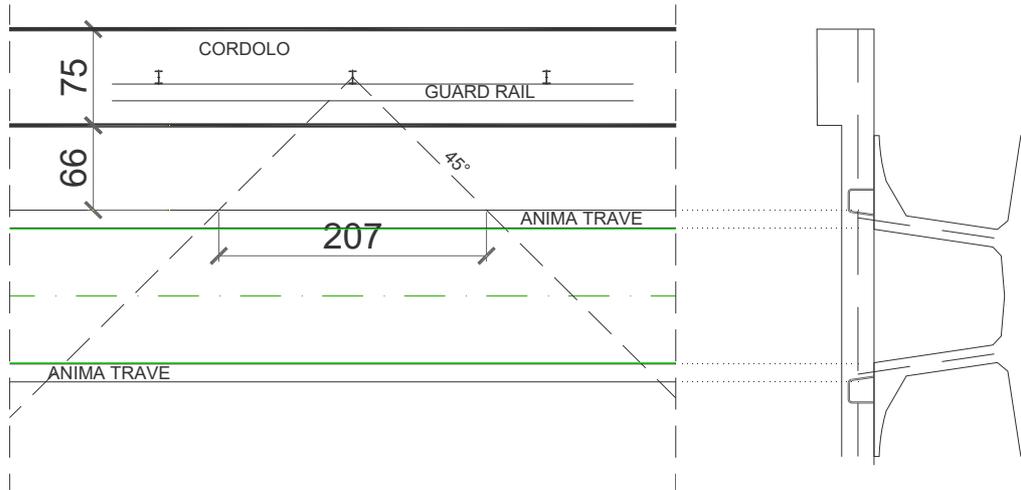
Nel trasferimento di questa forza alla soletta entra in gioco la rigidità torsionale del cordolo, che ripartisce in senso longitudinale la sollecitazione. Si assume che la flessione in soletta data dall'urto sia interamente assorbita da una sezione di 200 cm di lunghezza. Viene verificata la sezione di incastro della mensola, trovata dall'intersezione del piano baricentrico della soletta con l'asse dell'anima della trave di bordo.

In concomitanza con l'urto si considera la presenza di una ruota del modello LM2 a contatto con il cordolo. L'impronta viene ripartita a 45° nello spessore della pavimentazione e nel semispessore della soletta per un totale di 20 cm: ne risulta un'impronta larga 80 cm.



Per rendere più chiare le assunzioni si riporta il criterio di diffusione della azione d'urto in pianta:

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI



In queste ipotesi si procede alla verifica di una sezione larga 100 cm, in situazione SLU Eccezionale, con un momento flettente pari a

$$M_{SLU, Eccez.} = 6.25 \cdot 1.41^2 / 2 + 11.5 \cdot 0.75 \cdot 1.03 + 1.5 \cdot 1.03 + 200 \cdot 0.66 / 0.80 \cdot 0.33 + 150 / 2.0$$

$$= 6.21 + 8.88 + 1.55 + 54.45 + 75 = 146.09 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

14.3.1 Verifica locale sezione orizzontale di attacco cordolo

Si effettua la verifica della sezione orizzontale di attacco del cordolo sulla soletta, soggetta alle azioni localizzate indotte dalla barriera di ritenuta bordo ponte.

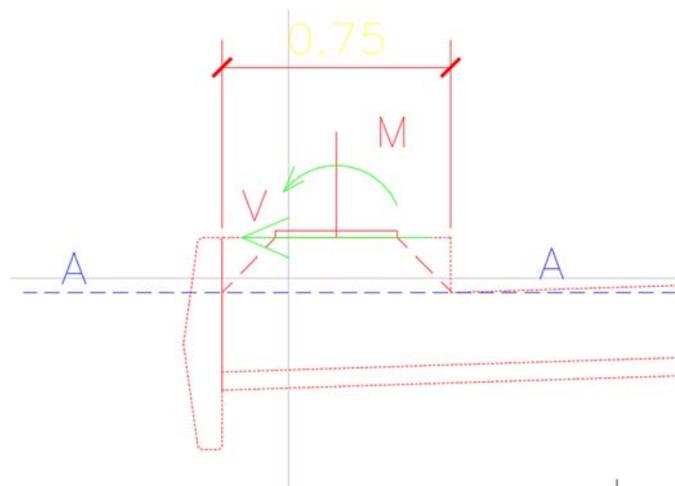


Figura 14-1 Sezione verificata

In mancanza dei dati effettivi dell'ancoraggio, la verifica viene effettuata ipotizzando una dimensione della piastra di base pari a 400 x 250 mm.

Le sollecitazioni concentrate indotte dalla piastra vengono diffuse con ampiezza 45 ° fino alla sezione di attacco sulla soletta.

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Assumendo uno spessore di calcolo della parte in aggetto del cordolo pari a circa 20 cm, la sezione resistente considerata, effettuata la diffusione lungo lo spessore, risulterà avere dimensioni pari a:

$$b \times h = 750 \times 650 \text{ mm}$$

La sezione risulta armata mediante 2 staffe F14 a due braccia, poste a passo longitudinale 200 mm; pertanto, considerando l'effettiva larghezza della sezione di verifica, da 650 mm, le "barre equivalenti" di armatura su ciascuno strato presentano un'area pari a:

$$A_{si} = 5 \times 154 \times 650 / 1000 = 500.3 \text{ mm}^2$$

L'unica condizione di carico significativa insistente sul montante dell'elemento di ritenuta è rappresentata dall'urto, che viene valutato in condizioni "eccezionali".

Verifica condizione eccezionale (urto):

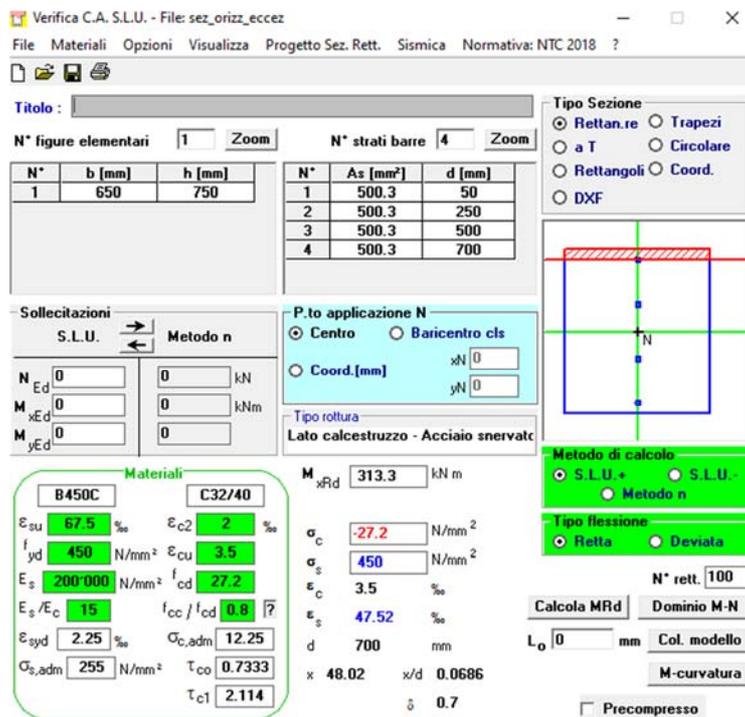
Le sollecitazioni di progetto a quota sezione di verifica risultano:

$$V = 100 \text{ kN}$$

$$M = 100 \times 1.2 = 120 \text{ kNm}$$

Al fini del calcolo di M_{Rd} , si considerano gm unitari.

Qui di seguito la verifica S.L.U.



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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: []

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	650	750	1	500.3	50
			2	500.3	250
			3	500.3	500
			4	500.3	700

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

Tipologia rottura:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN [] yN []

Tipologia calcestruzzo - Acciaio snervato:
 Lato calcestruzzo Acciaio snervato

Materiali:
 B450C C32/40
 ϵ_{cu} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 27.2 ‰
 E_s / E_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

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

Metodo di flessione:
 Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o [] mm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

M_{xRd} 313.3 kNm
 σ_c -27.2 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 47.52 ‰
 d 700 mm
 x 48.02 x/d 0.0686
 δ 0.7

Figura 14-2 Verifica S.L.U. sezione attacco cordolo

Risulta:

$$\eta = M_{Ed} / M_{Rd} = 120 / 313 = 0.38$$

La verifica a taglio viene condotta con i medesimi criteri visti poco sopra, assumendo γ_M unitari.:

$$V_{Rd} = 450 \times 0.7 \times 2001 = 630 \text{ kN} > V_{Ed}$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

$$\eta = V_{Ed}/V_{Rd} = 100 / 630 = 0.16$$

Anche in questo caso, la verifica appare ampiamente soddisfatta

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

15 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

Il calcolo delle reazioni degli appoggi è condotto secondo quanto indicato in DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni e la relativa Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

I valori delle reazioni degli appoggi qui riportate sono da intendersi come valori caratteristici.

15.1 Valori caratteristici reazioni verticali

15.1.1 Carichi di 1a fase

Trave	peso trave [daN]	peso soletta+traversi [daN]
1	27673	28759
2	27673	21946
3	27673	28759

15.1.2 Carichi permanenti di 2a fase

Trave	peso cordoli [daN]	permanentemente portati [daN]+extra2
1	6984	22316
2	4949	21803
3	6984	22316

15.1.3 Carichi da traffico

Di seguito vengono riportate le reazioni degli appoggi con la disposizione dei carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1.

Trave	Tandem-TS [daN]	Distribuito-UDL [daN]	Folla marciapiedi [daN]
1	40827	22282	0
2	33799	17091	0
3	24777	13258	0

Riepilogo pesi complessivi impalcato [daN] :

Peso totale travi	166035
Peso totale traversi	6063
Peso totale soletta	152864
Peso totale cordoli	37835
Peso totale pavimentazione	125162
Peso totale baraccature	7707

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Peso strutturale complessivo impalcato - $G_1 = 362797$ [daN]

Peso non strutturale complessivo impalcato - $G_2 = 132869$ [daN]

15.2 Valori caratteristici reazioni orizzontali

15.2.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq 0,60 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (\text{ponti di } 1^{\text{a}} \text{ categoria})$$

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

Trattandosi di un ponte di 1^a categoria la forza vale [daN] :

limitazione inferiore frenatura	18000
limitazione superiore frenatura	90000
Azione di Frenamento - valore di confronto	43128

Azione longitudinale totale di frenamento = 43128 [daN]

Azione del vento :		
Altezza barriera	300.0	[cm]
Pressione cinetica	0.025	[daN/cm ²]
Forza totale sull'impalcato F_{yw}	32791	[daN]
Azione longitudinale di frenamento q_3 :		
Forza totale sull'impalcato F_{xq}	43128	[daN]
Azione centrifuga: (q_4 - D.M. 17 gennaio 2018 - 5.1.3.6)		
Raggio di curvatura	15000	[cm]
Forza totale sull'impalcato F_{yq}	24000	[daN]

15.3 Combinazioni

15.3.1 Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Trave	Rz max [daN]	Rz min [daN]
1	204282	119084
2	175073	106371
3	170432	119084

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Reazione laterale su spalla $R_y = 47156$
Reazione longitudinale totale $R_x = 58223$

15.3.2 SLE Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + W_k + \psi_{0,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [daN]	Rz min [daN]
1	148840	85731
2	127261	76371
3	123767	85731

Reazione laterale su spalla $R_y = 33837$
Reazione longitudinale totale $R_x = 43128$

15.3.3 SLE Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{1,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_{2,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{1,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [daN]	Rz min [daN]
1	125264	85731
2	108557	76371
3	109617	85731

Reazione laterale su spalla $R_y = 3279$
Reazione longitudinale totale $R_x = 0$

15.3.4 SLE Quasi permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{2,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{2,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [daN]	Rz min [daN]
1	85731	85731
2	76371	76371
3	85731	85731

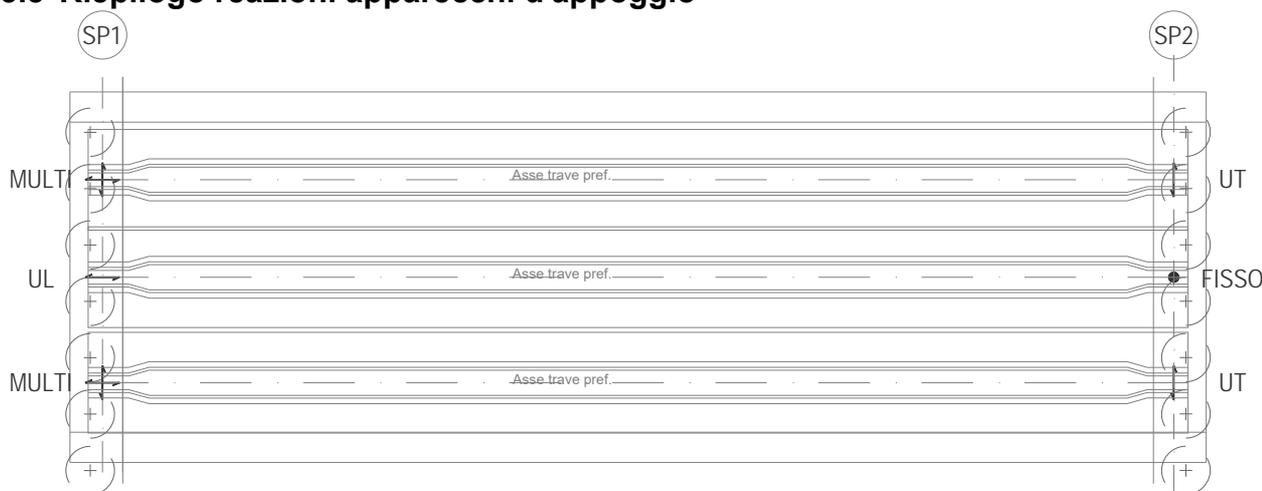
Reazione laterale su spalla $R_y = 0$
Reazione longitudinale totale $R_x = 0$

15.4 Scelta dello schema di vincolo

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

L'opera d'arte qui verificata è costituita da una campata che appoggia su spalle tozze che a loro volta appoggiano su palificata. Tale schema strutturale, così a contatto con il terreno, in situazione sismica è poco incline a stabilire un modo di vibrare proprio, ma piuttosto a seguire le accelerazioni del terreno. In questa situazione la scelta di vincolo più appropriata appare essere quella ad appoggi tipo acciaio-teflon con punto fisso su una delle due spalle e dilatazione e spostamenti concentrati sulla spalla opposta, in luogo della scelta di isolatori sismici.

15.5 Riepilogo reazioni apparecchi d'appoggio



La tabella riportata qui di seguito riporta anche i valori dell'azione sismica esposti al capitolo "Azione sismica".

		FISSO		
		STATICO SLU	STATICO SLE	SISMICO
CARICO VERTICALE	N [kN]	1791	1302	1305
CARICO ORIZZONTALE LONGITUDINALE	HL [kN]	194	144	853
CARICO ORIZZONTALE TRASVERSALE	HT [kN]	472	338	1312

		UT - UNIDIREZIONALE TRASVERSALE		
		STATICO SLU	STATICO SLE	SISMICO
CARICO VERTICALE	N [kN]	2043	1488	1473
CARICO ORIZZONTALE LONGITUDINALE	HL [kN]	194	144	853

		UL - UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE		
		STATICO SLU	STATICO SLE	SISMICO
CARICO VERTICALE	N [kN]	1791	1302	1305

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

CARICO ORIZZONTALE TRASVERSALE	HT [kN]	472	338	1312
-----------------------------------	---------	-----	-----	------

		MULTI - MULTIDIREZIONALE		
		STATICO SLU	STATICO SLE	SISMICO
CARICO VERTICALE	N [kN]	2043	1488	1473

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

16 DEFORMAZIONI

Si calcolano gli abbassamenti in mezzeria delle travi e le rotazioni in asse appoggi per effetto del peso proprio e dei carichi; i valori sono concordi all'asse Z, cioè valori negativi indicano abbassamenti.

I carichi mobili sono disposti come riportato al paragrafo *Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1*.

Le deformazioni sono calcolate in base a:

E calcestruzzo trave 1a fase	350000.00	[daN/cm ²]
J sezione sola trave	15348493.84	[cm ⁴]
E calcestruzzo trave + getto in opera	300000.00	[daN/cm ²]
J sezione trave + getto in opera	44664747.44	[cm ⁴]

I carichi permanenti portati di seconda fase comprendono:

- pavimentazione stradale;
- lineare di 2a fase: guard rail;
- lineare di 2a fase: guard rail;

16.1 Abbassamenti - Prima fase

Trave	peso trave	peso soletta+traversi	carichi aggiuntivi
1	-2.3313	-2.4111	0.0000
2	-2.3313	-1.8192	0.0000
3	-2.3313	-2.4111	0.0000

16.2 Abbassamenti - Seconda fase

16.2.1 Carichi permanenti

Trave	peso cordoli	permanenti portati
1	-0.2433	-0.7787
2	-0.1724	-0.7753
3	-0.2433	-0.7787

16.2.2 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla marciapiedi	gruppo 1 (tab.5.1.IV)
1	-1.1721	-0.7761	0.0000	-1.9481
2	-0.9703	-0.5953	0.0000	-1.5656
3	-0.7113	-0.4618	0.0000	-1.1731

16.2.3 Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2k,2^a \text{ fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Trave	F max	F min
1	-1.0220	-2.9701
2	-0.9477	-2.5133
3	-1.0220	-2.1951

Freccia massima dovuta ai carichi da traffico $F_{\max,gr1} = -1.9481$ [cm] (= L/1355)

16.3 Spostamenti agli appoggi

Vengono calcolate le rotazioni degli appoggi della trave n. 1

Le rotazioni positive sono orarie, gli spostamenti positivi sono verso l'esterno campata.

	carico	rotazione X=0 [rad]	rotazione X=L [rad]
1a fase	peso trave	0.002823	-0.002823
	peso soletta+traversi	0.002919	-0.002919
2a fase	peso cordoli	0.000295	-0.000295
	permanententi portati	0.000928	-0.000928
	Traffico: tandem TS	0.001314	-0.001314
	Traffico: distribuito UDL	0.000706	-0.000706
	Traffico: folla in carreggiata	0.000551	-0.000551
	Traffico: folla sui marciapiedi	0.000000	0.000000
	Traffico: gruppo 1	0.002020	-0.002020
	Traffico: gruppo 2	0.001268	-0.001268
	Traffico: gruppo 3	0.000000	0.000000
	Traffico: gruppo 4	0.000551	-0.000551
	Delta T	0.000000	0.000000

Lo spostamento totale degli appoggi lato spalla mobile è dato dalla somma degli affetti reologici del calcestruzzo, effetti elastici ed effetti termici.

Lo spostamento dovuto ai fenomeni reologici del calcestruzzo sono molto piccoli in quanto le travi prefabbricate quando vengono poste in opera hanno già scontato gran parte di queste deformazioni, che si esauriscono asintoticamente nel tempo. A questo proposito si vedano gli accorciamenti delle travi esposti al par.18.4.3.1:

$$\begin{aligned} \Delta L \text{ trave al momento della posa in opera} &= -12.227 \text{ [mm]} \\ \Delta L \text{ trave a tempo infinito} &= -12.265 \\ \Delta L_{\text{reol,appoggi}} &= -0.038 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

La quota del baricentro della trave è a 46.75 cm dal fondo trave, la quota del baricentro della sezione trave+soletta è a 88.65 cm.

Adottando i valori riportati nella tabella delle rotazioni e approssimando la tangente con l'angolo, lo spostamento max per comportamento elastico dal momento della posa in opera è dato da:

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

$$\begin{aligned}\Delta L_{\text{elastica, appoggi}} &= 0.002919 \cdot 467.5 + (0.000295 + 0.000928 + 0.001314 + 0.002020) 886.5 = \\ &= 1.36 + 4.04 = 5.40 \text{ [mm]}\end{aligned}$$

Tale valore di spostamento si sviluppa solamente verso l'esterno della campata.

Spostamenti dovuti agli effetti termici.

Adottando i criteri esposti in N3-C5.1.4.5 e ipotizzando una installazione senza alcuna preregolazione degli appoggi e dei varchi per effetti termici, si ha:

$T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$	temperatura del calcestruzzo al momento del montaggio (N2-3.5.4)
$T_{e, \text{max}} = 43 \text{ }^\circ\text{C}$	temperatura massima uniforme del calcestruzzo
$T_{e, \text{min}} = -2 \text{ }^\circ\text{C}$	temperatura minima uniforme del calcestruzzo

$$\Delta T_{\text{exp}} = 43 - 15 = 28 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{con}} = 2 + 15 = 17 \text{ }^\circ\text{C}$$

Tenendo conto di un'installazione delle travi e, in un momento successivo, del giunto di dilatazione della campata senza alcuna preregolazione per effetti termici, per cui si assume

$$\Delta T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

si ottengono i valori di progetto agli SLU delle escursioni termiche (installazione senza alcuna preregolazione):

$$\Delta T_{\text{exp, d}} = 28 + 20 = 48 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{con, d}} = 17 + 20 = 37 \text{ }^\circ\text{C}$$

e i valori di spostamento per variazione termica valgono:

$$\Delta L_{\text{termica+, appoggi}} = 48 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 27100 = 15.6 \text{ [mm]} \quad \text{verso esterno campata}$$

$$\Delta L_{\text{termica-, appoggi}} = 37 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 27100 = 12.0 \text{ [mm]} \quad \text{verso interno campata}$$

In assoluto la variazione massima in lunghezza dell'impalcato per effetto termico è pari a

$$\Delta L_{\text{termica, impalcato}} = 15.6 + 12.0 = 27.6 \text{ [mm]}$$

16.4 Escursione minima degli appoggi scorrevoli e dei varchi sulla spalla mobile

Sommando gli effetti deformativi per temperatura uniforme dell'impalcato si ottiene la minima prestazione di spostamento che viene richiesta agli appoggi e al varco su spalla mobile:

$$\Delta L_{\text{tot}} = \pm(5.4 + \max(15.6, 12.0)) = \pm 21.0 \text{ [mm]}$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

17 AZIONE SISMICA

17.1 Parametri per la determinazione dell'azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento V_R in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV (rif. NTC2018 tab. 2.4.2), con coefficiente d'uso $C_u=2.0$.

Il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale quindi:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Viene preso in esame lo stato limite di collasso della struttura (SLC).

Categoria di sottosuolo C

Categoria topografica T2

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0.0$

q Coefficiente di struttura

η 1/q

a_g Accelerazione orizzontale massima al sito

T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Forze orizzontali :

	η	a_g/g	T_c^*	F_0
SLU	1.00	0.346	0.345	2.406

Forze verticali :

	η
SLU	1.00

Coefficiente di struttura $q = 1.00$

17.2 Spettro di risposta in accelerazione

L'accelerazione orizzontale degli elementi della struttura soggetti all'azione sismica viene assunta pari a quella al suolo nel sito.

Valore max coeff. amplificazione topografica $S_t = 1.00$ (Tab. 3.2.VI)

Accelerazione spettrale $S_e(T) = a_g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \eta \cdot F_0 \cdot f(T)$

17.2.1 Forze orizzontali

Valori per SLU :

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

S_s	C_c	T_B	T_C	T_D
1,500	1,786	0,119	0,357	1,600

Componente trasversale SLU

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{e\ SLU,y} = 0.4985$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi $F_{E\ SLU,y} = \pm 2477$ [kN]

Componente longitudinale SLU

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{e\ SLU,x} = 0.4985$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi $F_{E\ SLU,x} = \pm 2477$ [kN]

17.2.2 Forze verticali

$T_B = 0.050$

$T_C = 0.150$

$T_D = 1.000$

Valori per SLU

$S_s = 1.000$

Fattore di amplificazione spettrale massima $F_v = 1.911$

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{ve} = 0.5970$

17.3 Azioni sismiche SLU

17.3.1 Trave 1

17.3.1.1 Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.0	Appoggio	0	49163	-877743
100.0		4704880	45126	-868380
115.0	Fine ringrosso	5378081	44551	-865505
200.0		9026454	41407	-841560
300.0		12980107	37710	-798695
400.0		16566280	34013	-741926
500.0		19784975	30316	-673907
600.0		22636190	26619	-597548
700.0		25119113	22922	-515736
800.0		27219923	19225	-431078
900.0		28953254	15528	-345819
1000.0		30319105	11830	-261323
1100.0		31317478	8133	-178263
1200.0		31948371	4436	-96669
1300.0		32215241	739	-16066
1320.0	Mezzeria	32225200	0	0

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
1400.0		32106094	-2958	64335
1500.0		31619103	-6655	145447
1600.0		30764633	-10352	227903
1700.0		29542684	-14049	311881
1800.0		27953255	-17746	396957
1900.0		25996347	-21443	482024
2000.0		23671961	-25140	565293
2100.0		20977656	-28837	644349
2200.0		17902864	-32534	716048
2300.0		14460593	-36231	777590
2400.0		10650842	-39928	826190
2500.0		6473609	-43627	859489
2600.0		1922340	-47523	875787
2640.0	appoggio	0	-49163	877743

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.0	Appoggio	0	-49163	877743
100.0		-4704880	-45126	868380
115.0	Fine ringrosso	-5378081	-44551	865505
200.0		-9026454	-41407	841560
300.0		-12980107	-37710	798695
400.0		-16566280	-34013	741926
500.0		-19784975	-30316	673907
600.0		-22636190	-26619	597548
700.0		-25119113	-22922	515736
800.0		-27219923	-19225	431078
900.0		-28953254	-15528	345819
1000.0		-30319105	-11830	261323
1100.0		-31317478	-8133	178263
1200.0		-31948371	-4436	96669
1300.0		-32215241	-739	16066
1320.0	Mezzeria	-32225200	0	0
1400.0		-32106094	2958	-64335
1500.0		-31619103	6655	-145447
1600.0		-30764633	10352	-227903
1700.0		-29542684	14049	-311881
1800.0		-27953255	17746	-396957
1900.0		-25996347	21443	-482024
2000.0		-23671961	25140	-565293
2100.0		-20977656	28837	-644349
2200.0		-17902864	32534	-716048
2300.0		-14460593	36231	-777590
2400.0		-10650842	39928	-826190
2500.0		-6473609	43627	-859489
2600.0		-1922340	47523	-875787
2640.0	appoggio	0	49163	-877743

17.3.1.2 Combinazione sismica

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E_{SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.0	Appoggio	0	131518	-2348093
100.0		12586251	120720	-2323044
115.0	Fine ringrosso	14387165	119180	-2315353
200.0		24147103	110769	-2251297
300.0		34723709	100879	-2136627
400.0		44317254	90989	-1984761
500.0		52927738	81099	-1802800
600.0		60555161	71209	-1598530
700.0		67197348	61319	-1379669
800.0		72817326	51428	-1153198
900.0		77454242	41538	-925116
1000.0		81108098	31648	-699078
1100.0		83778892	21758	-476880
1200.0		85466625	11868	-258605
1300.0		86180541	1978	-42980
1320.0	Mezzeria	86207183	0	0
1400.0		85888558	-7912	172105
1500.0		84585785	-17802	389092
1600.0		82299951	-27692	609674
1700.0		79031055	-37582	834328
1800.0		74779098	-47472	1061920
1900.0		69544080	-57363	1289485
2000.0		63326002	-67253	1512243
2100.0		56118337	-77143	1723728
2200.0		47892813	-87033	1915533
2300.0		38684227	-96923	2080168
2400.0		28492581	-106813	2210180
2500.0		17317862	-116708	2299260
2600.0		5142544	-127131	2342861
2640.0	appoggio	0	-131518	2348093

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.0	Appoggio	0	33192	-592607
100.0		3176491	30467	-586285
115.0	Fine ringrosso	3631002	30079	-584344
200.0		6094194	27956	-568178
300.0		8763495	25460	-539237
400.0		11184693	22964	-500910
500.0		13357789	20468	-454987
600.0		15282781	17971	-403434
700.0		16959122	15475	-348198
800.0		18377480	12979	-291042
900.0		19547735	10483	-233479
1000.0		20469887	7987	-176432
1100.0		21143937	5491	-120354
1200.0		21569883	2995	-65266
1300.0		21750060	499	-10847

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
1320.0	Mezzeria	21756784	0	0
1400.0		21676370	-1997	43435
1500.0		21347579	-4493	98198
1600.0		20770685	-6989	153868
1700.0		19945688	-9485	210566
1800.0		18872588	-11981	268005
1900.0		17551386	-14477	325437
2000.0		15982080	-16973	381657
2100.0		14163025	-19469	435031
2200.0		12087085	-21965	483438
2300.0		9763042	-24461	524988
2400.0		7190896	-26957	557801
2500.0		4370645	-29454	580282
2600.0		1297864	-32085	591286
2640.0	appoggio	0	-33192	592607

17.3.2 Soletta in funzione di traverso

17.3.2.1 Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-378.0	estremità dx	-315	-315
-300.0		-337	-337
-200.0		-345	-345
-100.0		-335	-335
0.0	mezzeria	-330	-330
100.0		-336	-336
200.0		-348	-348
300.0		-343	-343
378.0	estremità sx	-298	-298

17.3.2.2 Combinazione sismica

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E_{SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-378.0	estremità dx	-230	-230
-300.0		-309	-309
-200.0		-322	-322
-100.0		-305	-305
0.0	mezzeria	-296	-296
100.0		-307	-307
200.0		-327	-327
300.0		-319	-319
378.0	estremità sx	-243	-243

17.3.3 Appoggi

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Le forze riportate in questo paragrafo devono essere intese come reazioni degli appoggi e non come azione sismica sugli stessi.

17.3.3.1 Azione sismica caratteristica

Azione verticale [daN]

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\psi_E=0,00$	Permanenti	Traff. $\psi_E=0,00$
1	51178	0	-51178	0
2	45590	0	-45590	0
3	51178	0	-51178	0

Azione orizzontale [daN]

Trave	trasversale su ogni spalla		longitudinale intero impalcato	
	Permanenti	Traff. $\psi_E=0,00$	Permanenti	Traff. $\psi_E=0,00$
	123534	0	247068	0

17.3.3.2 Combinazione sismica

Azione verticale [daN]

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	136909	34553
2	121961	30780
3	136909	34553

Azione orizzontale [daN]

	reazioni massime	reazioni minime
Reazione longitudinale totale	247068	-247068
Reazione trasversale su ogni pila	123534	-123534

18 TRAVE N. 1 - VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO

Viene verificata la trave di bordo che risulta essere la più sollecitata.

18.1 Oggetto della relazione

La presente relazione espone la verifica di una struttura lineare continua soggetta a forze esterne contenute nel piano verticale longitudinale alla struttura stessa e vincolata nel medesimo piano. La struttura è in calcestruzzo armato precompresso, realizzata per fasi utilizzando travi prefabbricate in c.a.p. e getto successivo eseguito in opera per realizzare traversi di collegamento e soletta collaborante.

18.2 Normative, convenzioni ed ipotesi di base

18.2.1 Sistema di riferimento

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

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

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

18.2.2 Unità di misura

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

lunghezza	[cm]
forza	[daN]
angolo	[rad]

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

18.2.3 Modello di calcolo

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

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

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

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

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

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

18.2.4 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

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

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

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

Procedura di calcolo ampiezza fessure: NPREFess 5.0 - SIGMAcSOFT

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

18.3 Dati di calcolo

18.3.1 Dati geometrici

18.3.1.1 *Schemi statici*

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

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

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

Prima fase

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

Al taglio trefoli e in stoccaggio:

Sbalzo sinistro = 30.00 luce = 2650.00 Sbalzo destro = 30.00

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 35.00 Sbalzo destro = 35.00

peso trave = 55361.44 [daN]

Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Spalla iniziale	0.00	

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

appoggio	descrizione	X	luce campata
2	Spalla finale	2640.00	2640.00

18.3.2 Armature trave prefabbricata

18.3.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm ²]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	14250.00	[daN/cm ²]
area totale A _p =	80.620	[cm ²]
precompressione totale N _p =	1148835.00	[daN]
quota baricentro Z _{g,p} =	14.43	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
115.00	2		
105.00			
99.00			
80.00			
60.00	2		
43.50			
37.50			
31.50			
25.50			
20.50			
15.50	8	4	100.00
10.50	22	8	200.00
5.50	24	8	300.00
N. trefoli=	58	L tot guaine=	4400.00

18.3.2.2 Armatura lenta

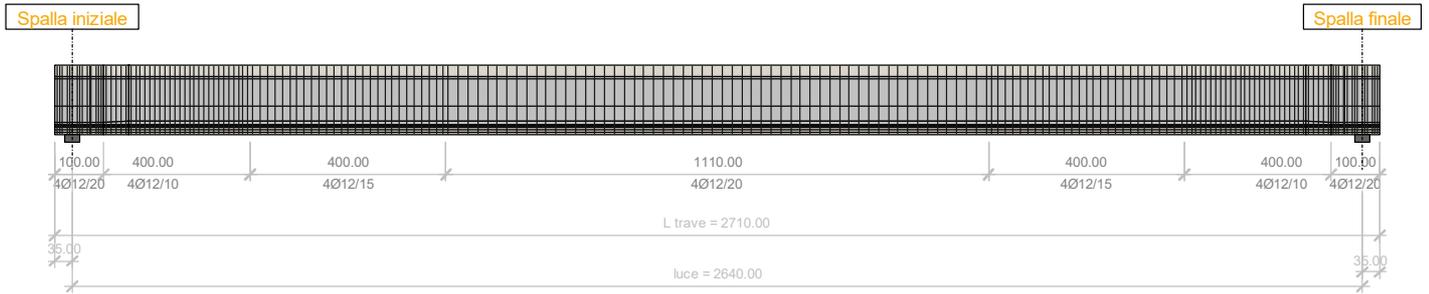
Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø12/10.00	0.00	400.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		2310.00	2710.00	
P1-S2		4Ø12/15.00	400.00	800.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		1910.00	2310.00	
P1-S3		4Ø12/20.00	800.00	1910.00	trave+colleg. con soletta
P1-S4		4Ø12/20.00	0.00	100.00	trave+colleg. con soletta
P1-S4	(simmetrica)		2610.00	2710.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
10	16	192.00	7.00

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI



18.3.3 Materiali - resistenze di calcolo

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

18.3.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

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

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

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

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	550.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	385.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	364161.14
peso specifico	0.0025

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 550.00 = 456.50$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 385.00 = 319.55$	daN/cm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456.50 / 1.5 = 258.68$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 319.55 / 1.5 = 181.08$	daN/cm ²

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

$$f_{cd} = 258.68 \text{ daN/cm}^2$$

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

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 38.32 / 1.2 = 31.93$
------------------	----------	-------------------	-------------------------

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctm}/1.2$	$= 30.21/1.2 = 25.17$
-----------------------	-----------	-----------------	-----------------------

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

al taglio dei trefoli :

σ_{cj}	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 223.69$	daN/cm ²
---------------	------------------------	------------	---------------------

in esercizio :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 273.90$	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 205.43$	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

18.3.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	400.00
coefficiente sicurezza del materiale	1.5
modulo elastico	336427.78
peso specifico	0.0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.924

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 400.00 = 332.00$	daN/cm ²
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 332.00 / 1.5 = 188.13$	daN/cm ²
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

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

$$f_{cd} = 188.13$$

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

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm}/1.2$	$= 30.99/1.2 = 25.82$
------------------	----------	-----------------	-----------------------

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

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 199.20$	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 149.40$	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

18.3.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740.00
Modulo elastico	1950000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

% rilassam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

In base al punto 4.1.8.1.5 DM 17/01/2018 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 18414.00 = 14731.20$	daN/cm ²
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 16740.00 = 15066.00$	daN/cm ²

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

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (DM 17/01/2018- 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392.00	daN/cm ²
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

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

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 16740.00 / 1.15 = 14556.52$	daN/cm ²
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

18.3.3.4 Acciaio per armatura lenta

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

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	4500.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2100000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

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

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500.00 = 3600.00$	daN/cm ²
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

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

f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 4500.00 / 1.15 = 3913.04$	daN/cm ²
----------	-----------------------	------------------------------	---------------------

18.3.4 Cadute di tensione

18.3.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa DM 17/01/2018-11.3.3.3 e con i dati forniti dal produttore.

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

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

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

dove:

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

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

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

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0.774	0.054	5.42%

18.3.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a:

prefabbricati $\epsilon_{cs1} = -0.00030$
 getto in opera $\epsilon_{cs2} = -0.00030$

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

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0.00030 \cdot 1950000.00 =$	-585.00	4.11%
% ritiro prima del taglio trefoli			25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta			25.5%

18.3.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (DM 17/01/2018- 11.2.10.7), pari a :

$\phi_{inf,1} = 2.3$ (cavi pretesi nei prefabbricati)

% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

18.3.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

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

18.3.4.5 Cadute totali

Caduta totale per ritiro = -585.00 [daN/cm²]

Caduta totale per rilassamento = -771.67 [daN/cm²]

Caduta totale per viscosità = -1702.66 [daN/cm²]

Caduta percentuale totale: 21.5 %

18.3.5 Sollecitazioni esterne

<nessun carico applicato in prima fase>

18.4 Stati limite di esercizio

18.4.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

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

PRIMA FASE

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

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

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

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

dove:

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Q = azioni variabili

18.4.1.1 Sollecitazioni durante la fase di getto in opera

Reazioni verticali dei vincoli [daN] :

n.	Trave	Appoggio sx	Appoggio dx
1	UH120	55428.92	55428.92

18.4.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

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

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

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

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

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

18.4.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi. La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 364161.14$$

$$E_{soletta} = 336427.78$$

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

$$\varphi_{inf} = 2.3$$

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

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

18.4.3.1 Prima fase

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

UH120 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	freccia in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.8009	0.00478	-0.00478	3.2399
prima del getto in opera	-1.2227	0.00575	-0.00575	4.0354
al getto soletta	-1.2227	0.00295	-0.00295	1.6883
dopo maturazione	-1.2265	0.00295	-0.00295	1.6902

18.4.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.0000	0.0000	0.0000
Spalla finale	0.0000	0.0000	-0.3804

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.00000	0.00000	0.00333
Spalla finale	0.00000	0.00000	-0.00333

Frecce in mezzeria [cm] :

camp.	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. impalcato scarico	t=inf. rara max	t=inf. rara min
1	1320.00	1.6902	1.6902	2.4710	2.4710	-0.4992

18.5 Stati limite ultimi

18.5.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

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

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

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

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

18.5.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

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

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

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

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

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

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

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

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

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

s: passo staffe

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

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

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

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

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

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

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

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

18.5.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto S_{Edi} tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia S_{Rdi} , utilizzando le indicazioni della normativa EN1992-1-1-6.2.5

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

in cui:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale di 2^a fase
- z è il braccio della coppia interna della sezione composta

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

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

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	b_i/b_w	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	14.46	[daN/cm ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	μ	0.600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	σ_n	1.40	[daN/cm ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile>	[cm ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	188.13	[daN/cm ²]

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

18.6 Verifica delle sezioni

18.6.1 Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio

18.6.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-89.50	110.50	
7	-107.08	114.37	
8	-125.00	115.98	
9	-125.00	120.00	
10	-37.91	120.00	
11	-24.25	27.00	
12	-17.00	20.41	
13	0.00	19.00	
14	17.00	20.41	
15	24.25	27.00	
16	37.91	120.00	
17	125.00	120.00	
18	125.00	115.98	
19	107.80	114.37	
20	89.50	110.50	
21	62.40	95.00	
22	51.90	24.70	
23	58.60	16.50	
24	125.00	6.50	
25	125.00	0.00	fine prefabb.

Sezione di calcestruzzo	A	J _f	Z _g
prefabb.:	10821.539	18776958.0238	52.89

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	20.106	armatura longit. appoggio 10Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	11123.132	19394762.2957	51.64

Sollecitazioni	Mesterno
dopo getto 2a fase	0.00

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
dopo getto 2a fase	0.00	0.00

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

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Armatura a staffe presente nella sezione 0.679 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 100.00%

Percentuale staffe dedicate a torsione 0.00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0.785	55.80		0.679

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
113.00	1.421	20.10619	0.0032	0.00	1.000

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	26247.22	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	270046.93	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	366997.93	[daN]

$$V_{Ed,max} = 72596.37 < 270046.93$$

1.1.1.6 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

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

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-89.50	110.50	
7	-107.08	114.37	
8	-125.00	115.98	
9	-125.00	120.00	
10	-37.91	120.00	
11	-24.25	27.00	
12	-17.00	20.41	
13	0.00	19.00	
14	17.00	20.41	
15	24.25	27.00	
16	37.91	120.00	
17	125.00	120.00	
18	125.00	115.98	
19	107.80	114.37	
20	89.50	110.50	
21	62.40	95.00	
22	51.90	24.70	
23	58.60	16.50	
24	125.00	6.50	
25	125.00	0.00	fine prefabb.
26	-125.00	0.00	
27	-208.00	145.00	getto in opera
28	126.00	145.00	(m=0.924)
29	126.00	120.00	non reag.trazione
30	-208.00	120.00	
31	-208.00	145.00	

Sezione di calcestruzzo	A	J _f	Z _g
prefabb.:	18535.629	47724453.4494	86.02

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	20.106	armatura longit. appoggio 10Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	18837.222	49577482.6505	84.75

N precomp t=inf.=0.00

Tensioni sul cls - UH120 :

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

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

Tensioni sul cls - getto in opera :

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

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.
<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica rottura per taglio t=inf.

Armatura a staffe presente nella sezione 0.679 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 83.48%

Percentuale staffe dedicate a torsione 16.52%

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A_{sw}
	0.785	55.80		0.566

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
138.00	1.381	20.10619	0.0026	0.00	1.000

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	29542.53	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	275297.15	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	448192.16	[daN]

$V_{Ed,max} = 198123.09 < 275297.15$

Trazione longitudinale per taglio ($V=198123.09$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 99061.54$ [daN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0.339 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 83.48%

Percentuale staffe dedicate a torsione 16.52%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.785	129.34		0.05606

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

A_k	t_{min}	U_k	σ_{cp}	α_c
10970.000	27.90	427.00	0.00	1.000

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	4813258.10	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	39586698.53	

$$T_{Ed,max} = 3463957.26 < 4813258.10$$

$$\text{Trazione per torsione (T=4813258.10)} = 93676.45 \text{ [daN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=3463957.26)} = 67416.12 \text{ [daN]}$$

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

$$\text{armatura longitudinale minima (T=T}_{Ed,max}=3463957.26) = 17.229 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Verifica a taglio/torsione t=inf.

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

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

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-3463957.26/4813258.10| + |198123.09/275297.15| = 0.530$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 55.800 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	1168.57	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-258.07	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±329.31	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.6786	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1922.51	[daN/cm]

18.6.2 Verifica sezione X=115.00 - Fine ringrosso

18.6.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-89.50	110.50	

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

n.	Y	Z	
7	-107.08	114.37	
8	-125.00	115.98	
9	-125.00	120.00	
10	-52.00	120.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	52.00	120.00	
17	125.00	120.00	
18	125.00	115.98	
19	107.08	114.37	
20	89.50	110.50	
21	62.40	95.00	
22	51.90	24.70	
23	58.60	16.50	
24	125.00	6.50	
25	125.00	0.00	fine prefabb.

Sezione di calcestruzzo	A	J _f	Z _g
prefabb.:	8073.743	15348493.8366	46.75

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	60.00	2.780
3	15.50	5.560
4	10.50	19.460
5	5.50	22.240

Z _{g,p}	A _p
17.03	52.820

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	8390.663	15831574.0898	45.63

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	Δσ _{sp}	Δσ _{sp} /σ _{spi}
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	2899479.29	-727931.20	-22189762.31
dopo getto 2a fase	5869224.06	-681149.38	-20763708.19

Tensioni nei materiali in prima fase

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-0.32	-136.19
dopo getto 2a fase	-14.53	-118.46

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	13079.86	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12277.58	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	32.3%	532.44	3.7%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	2.70	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\varepsilon_{sp,z=17.03}=0.00662$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	$Z_{\varepsilon_{sup}}$	ε_{inf}	$Z_{\varepsilon_{inf}}$
(+)	57.51	65710403.81	-0.00350	120.00	0.00293	5.50
(-)	17.58	-8333952.51	0.01000	115.00	-0.00180	0.00

$M_{d,max} = 7923452.49 < 65710403.81 \quad K_r=8.293$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Armatura a staffe presente nella sezione 0.452 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 100.00%

Percentuale staffe dedicate a torsione 0.00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0.381	31.45		0.452

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
115.00	1.417	52.82000	0.0146	-81.01	1.250

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	68846.80 [daN]
---------------------------------	------------	----------------

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	458043.38	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	181465.87	[daN]

$$V_{Ed,max} = 65528.37 < 181465.87$$

1.1.1.7 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-14.54	-118.42	
getto in opera	0.00	0.00	

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

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	67.5%	1113.86	7.8%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-89.50	110.50	
7	-107.08	114.37	
8	-125.00	115.98	
9	-125.00	120.00	
10	-52.00	120.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	52.00	120.00	
17	125.00	120.00	
18	125.00	115.98	
19	107.08	114.37	
20	89.50	110.50	
21	62.40	95.00	
22	51.90	24.70	
23	58.60	16.50	
24	125.00	6.50	
25	125.00	0.00	fine prefabb.

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

n.	Y	Z	
26	-125.00	0.00	
27	-208.00	145.00	getto in opera
28	126.00	145.00	(m=0.924)
29	126.00	120.00	non reag.trazione
30	-208.00	120.00	
31	-208.00	145.00	

Sezione di calcestruzzo	A	J _f	Z _g
prefabb.:	15787.834	44758690.5970	88.65

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	60.00	2.780
3	15.50	5.560
4	10.50	19.460
5	5.50	22.240

Z _{g,p}	A _p
17.03	52.820

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	16104.754	46566055.0776	87.24

N precomp t=inf.=-593926.11

Tensioni sul cls - UH120 :

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-13.11	-13.11	-101.82	-101.82
t=inf.-SLE Rare	-13.11	-20.34	-83.18	-101.82
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-13.11	-15.55	-95.93	-101.82

Tensioni sul cls - getto in opera :

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-1.60	-1.60	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-1.60	-13.26	0.00	-5.36
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1.60	-5.46	0.00	-0.94

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{sl,max}	pos.	σ _{sl,min}	pos.
t=inf.-senza carichi	10937.95	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	11027.81	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	10966.25	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.
presollecitazione nelle armature di precompressione :

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	17.03	0.00556

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Zϵ_{sup}	ϵ_{inf}	Zϵ_{inf}
(+)	124.93	92621941.22	-0.00168	145.00	0.01000	5.50
(-)	15.34	-8365826.54	0.01000	115.00	-0.00154	0.00

$$M_{d,max} = 21707641.61 < 92621941.22 \quad K_r=4.267$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Armatura a staffe presente nella sezione 0.452 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 84.76%

Percentuale staffe dedicate a torsione 15.24%

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A_{sw}
	0.665	28.00		0.383

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
139.50	1.379	52.82000	0.0135	-37.62	1.145

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	47579.91	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	240219.84	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	252895.88	[daN]

$$V_{Ed,max} = 182489.75 < 240219.84$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=182489.75$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 116355.18$ [daN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0.226 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 84.76%

Percentuale staffe dedicate a torsione 15.24%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.665	129.34		0.03447

A_k	t_{min}	U_k	σ_{cp}	α_c
12662.000	14.00	454.00	-37.62	1.145

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	4356206.71	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	25505117.53	

$$T_{Ed,max} = 3309314.90 < 4356206.71$$

Trazione per torsione ($T=4356206.71$) = 99588.51 [daN]

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Trazione per torsione ($T=3309314.90$) = 75655.21 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -593926.11 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione $t=inf.$

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

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

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-3309314.90/4356206.71| + |182489.75/240219.84| = 0.851$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=115.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	1062.27	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-218.97	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±165.24	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.4524	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1227.38	[daN/cm]

18.6.3 Verifica sezione X=1320.00 - Sezione di mezzeria

18.6.3.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-89.50	110.50	
7	-107.08	114.37	
8	-125.00	115.98	
9	-125.00	120.00	
10	-52.00	120.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	52.00	120.00	
17	125.00	120.00	
18	125.00	115.98	

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

n.	Y	Z	
19	107.08	114.37	
20	89.50	110.50	
21	62.40	95.00	
22	51.90	24.70	
23	58.60	16.50	
24	125.00	6.50	
25	125.00	0.00	fine prefabb.

Sezione di calcestruzzo	A	J _f	Z _g
prefabb.:	8073.743	15348493.8366	46.75

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	60.00	2.780
3	15.50	11.120
4	10.50	30.580
5	5.50	33.360

Z _{g,p}	A _p
14.43	80.620

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	8557.463	16047349.4020	44.92

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	Δσ _{sp}	Δσ _{sp} /σ _{spl}
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	17278500.27	-1111052.89	-35906027.06
dopo getto 2a fase	35119260.57	-1023310.00	-33070429.93

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ _{e,max}	σ _{i,max}
t=0 dopo taglio trefoli	-52.18	-176.30
dopo getto 2a fase	-137.90	-108.69

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{long,max}	pos.	σ _{long,min}	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	12813.13	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12024.24	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	39.7%	734.88	5.2%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	2.92	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\varepsilon_{sp,z}=14.43=0.00651$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z $_{\varepsilon_{sup}}$	ε_{inf}	Z $_{\varepsilon_{inf}}$
(+)	7.32	74152236.03	-0.00350	120.00	0.00006	5.50
(-)	23.23	-7816750.24	0.01000	115.00	-0.00253	0.00

$M_{d,max} = 47411001.77 < 74152236.03$ $K_r=1.564$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Armatura a staffe presente nella sezione 0.226 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 100.00%

Percentuale staffe dedicate a torsione 0.00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0.381	28.00		0.226

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
115.00	1.417	77.84000	0.0200	-126.79	1.250

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	85894.48	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	229021.69	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	161565.79	[daN]

$V_{Ed,max} = 0.00 < 161565.79$

18.6.3.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-137.91	-108.61
getto in opera	0.00	0.00

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

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

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	60.2%	1113.86	7.8%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-89.50	110.50	
7	-107.08	114.37	
8	-125.00	115.98	
9	-125.00	120.00	
10	-52.00	120.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	52.00	120.00	
17	125.00	120.00	
18	125.00	115.98	
19	107.08	114.37	
20	89.50	110.50	
21	62.40	95.00	
22	51.90	24.70	
23	58.60	16.50	
24	125.00	6.50	
25	125.00	0.00	fine prefabb.
26	-125.00	0.00	
27	-208.00	145.00	getto in opera
28	126.00	145.00	(m=0.924)
29	126.00	120.00	non reag.trazione
30	-208.00	120.00	
31	-208.00	145.00	

Sezione di calcestruzzo	A	J _f	Z _g
prefabb.:	15787.834	44758690.5970	88.65

Armature di precompressione :

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	60.00	2.780
3	15.50	11.120
4	10.50	30.580
5	5.50	33.360

Z _{g,p}	A _p
14.43	80.620

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	16271.554	47566060.8531	86.44

N precomp t=inf.=-890179.76

Tensioni sul cls - UH120 :

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-136.11	-136.11	-83.43	-83.43
t=inf.-SLE Rare	-136.11	-178.09	24.08	-83.43
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-136.11	-149.66	-49.14	-83.43

Tensioni sul cls - getto in opera :

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-2.83	-2.83	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-2.83	-70.39	0.00	-37.12
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-2.83	-24.56	0.00	-10.85

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{sl,max}	pos.	σ _{sl,min}	pos.
t=inf.-senza carichi	10761.46	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	11298.67	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	10932.70	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	Δε _{sp}
Armature pretese	14.43	0.00545

fless.	Z asse neutro	Mr	ε _{sup}	Z _{εsup}	ε _{inf}	Z _{εinf}
(+)	118.88	141279676.92	-0.00230	145.00	0.01000	5.50
(-)	19.13	-8456082.77	0.01000	115.00	-0.00200	0.00

M_{d,max} = 129423980.77 < 141279676.92 K_r=1.092

Verifica rottura per taglio t=inf.

Armatura a staffe presente nella sezione 0.226 [cm²/cm]

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Percentuale staffe dedicate a taglio 76.91%

Percentuale staffe dedicate a torsione 23.09%

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0.381	28.00		0.174

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
139.50	1.379	80.62000	0.0200	-56.38	1.218

rottura senza armatura a taglio	V _{Rd} =	62132.79	[daN]
rottura delle staffe	V _{Rsd} =	213662.65	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	V _{Rcd} =	190963.34	[daN]

$$V_{Ed,max} = 20434.72 < 190963.34$$

Trazione longitudinale per taglio (V=20434.72) al lembo teso $\Delta F_{td} = 25543.40$ [daN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0.113 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 76.91%

Percentuale staffe dedicate a torsione 23.09%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f' _{cd}	Staffe parete:	A _{sw}
	0.381	129.34		0.02612

A _k	t _{min}	U _k	σ_{cp}	α_c
12662.000	14.00	454.00	-56.38	1.218

rottura delle staffe	T _{Rsd} =	6469784.54	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	T _{Rcd} =	19259082.63	

$$T_{Ed,max} = 618770.81 < 6469784.54$$

Trazione per torsione (T=6469784.54) = 289970.20 [daN]

Trazione per torsione (T=618770.81) = 27732.78 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -890179.76 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione t=inf.

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

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

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-618770.81/6469784.54| + |-20434.72/190963.34| = 0.139$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

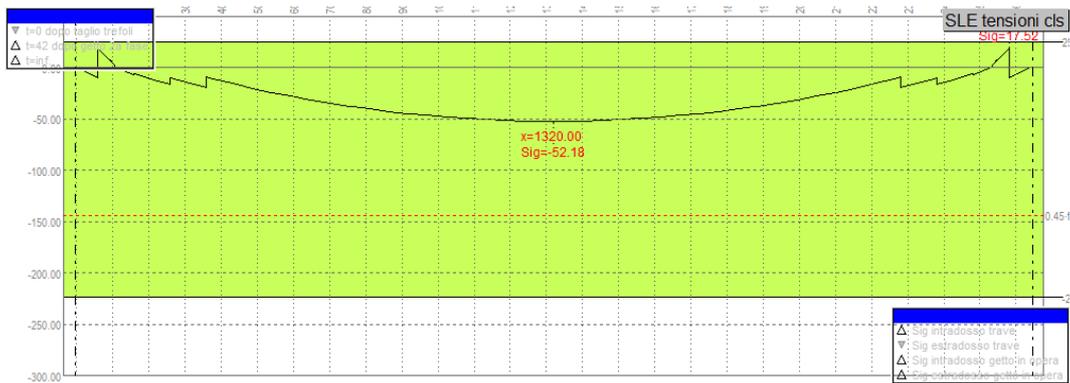
Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1320.00 risultano:

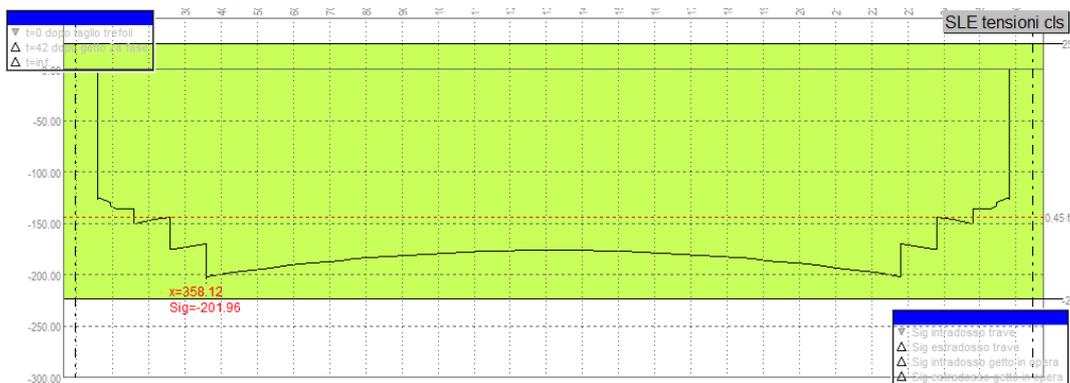
max valore di progetto scorrimento interfaccia	24.43	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-187.20	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±165.24	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.2262	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±696.31	[daN/cm]

18.6.4 Riepilogo verifiche - grafici

18.6.4.1 Prima fase: sola trave

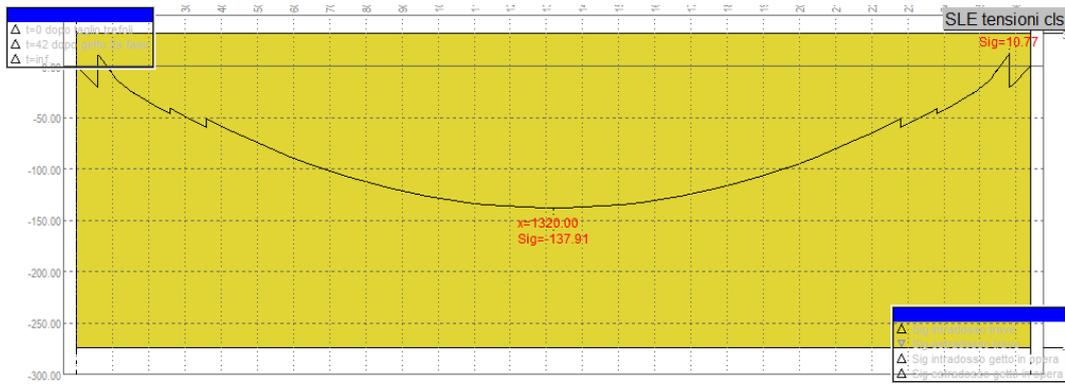


tensioni a t=0 - lembo superiore travi

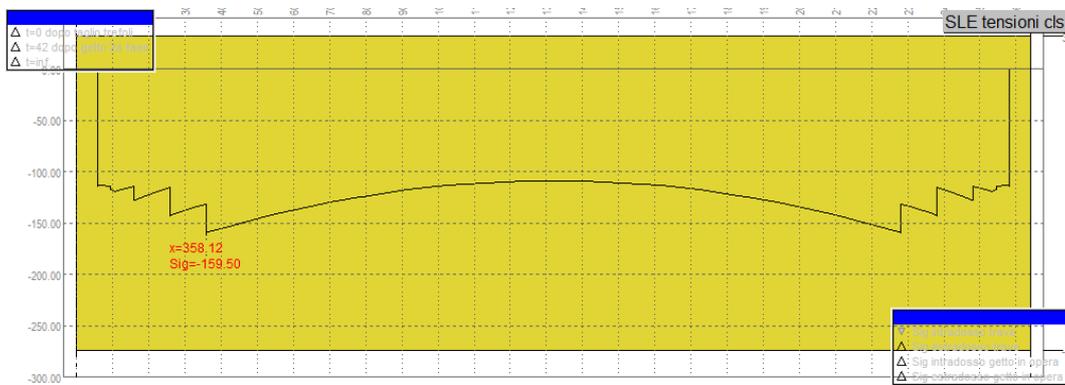


tensioni a t=0 - lembo inferiore travi

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

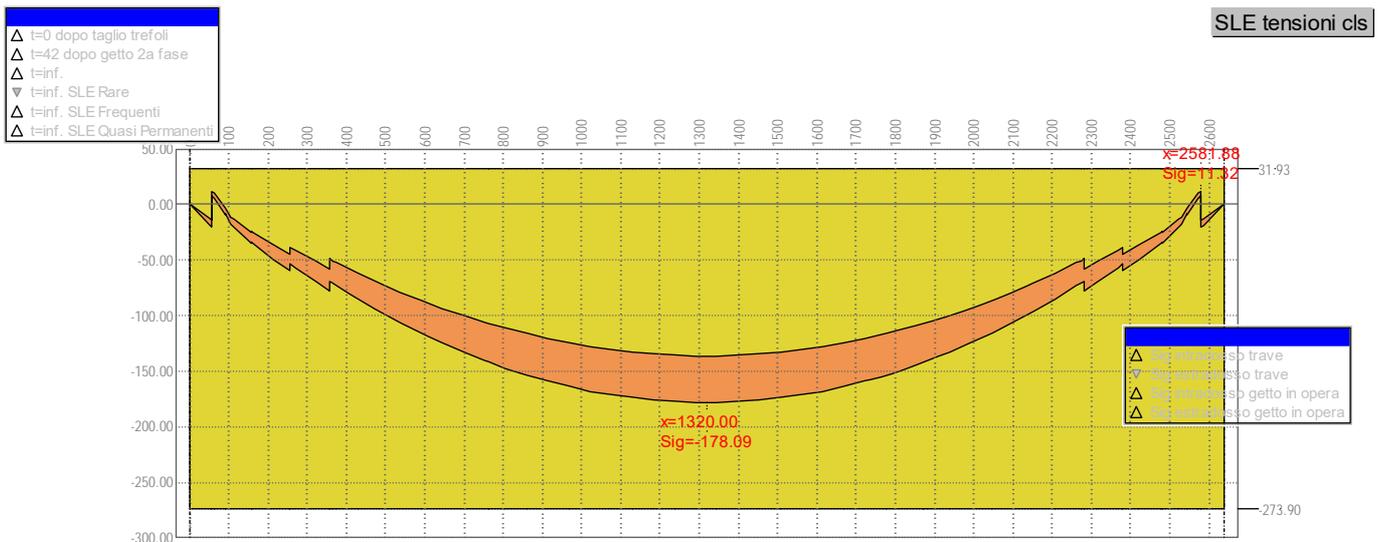


tensioni a 70 gg - estradosso trave



tensioni a 70 gg - intradosso trave

18.6.4.2 Seconda fase: trave + getto in opera

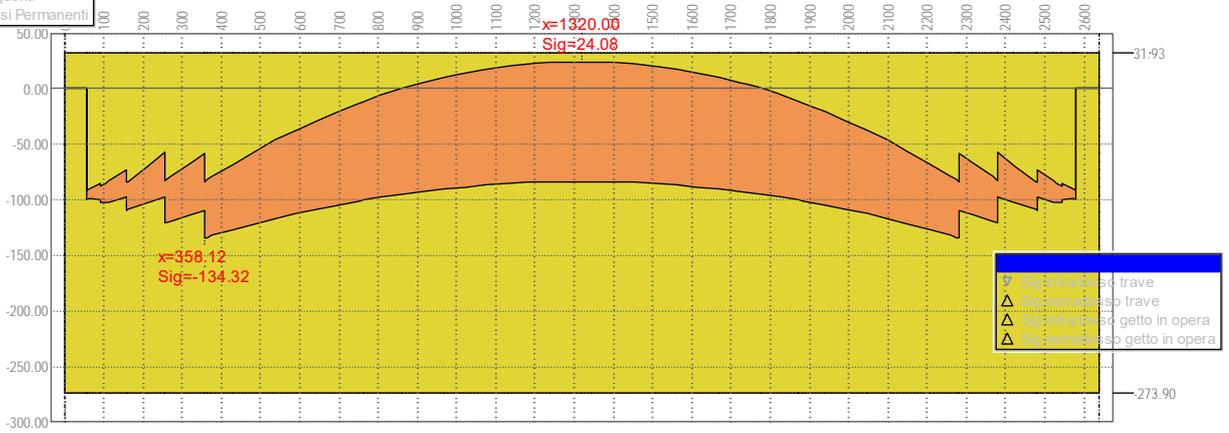


inviluppo tensioni in esercizio SLE Rare - estradosso trave

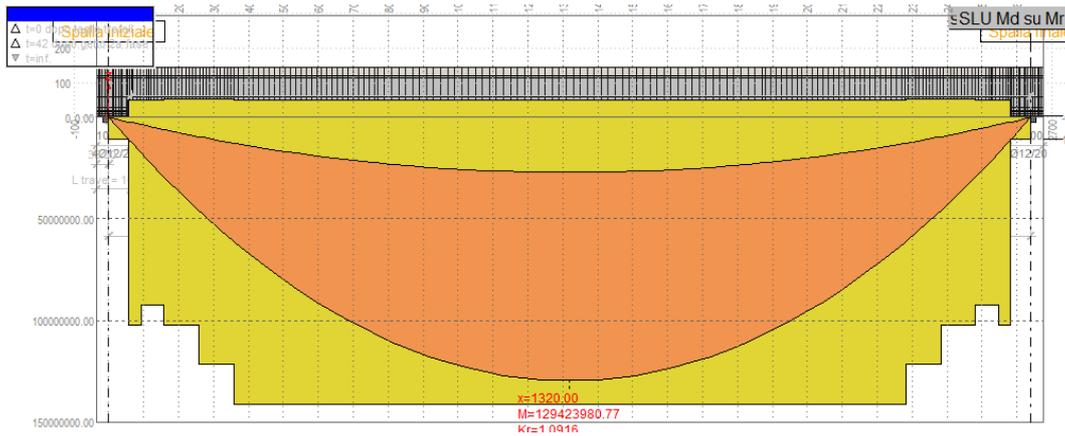
RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

- △ t=0 dopo taglio trefoli
- △ t=42 dopo getto 2a fase
- △ t=inf.
- ▽ t=inf. SLE Rare
- △ t=inf. SLE Frequenti
- △ t=inf. SLE Quasi Permanenti

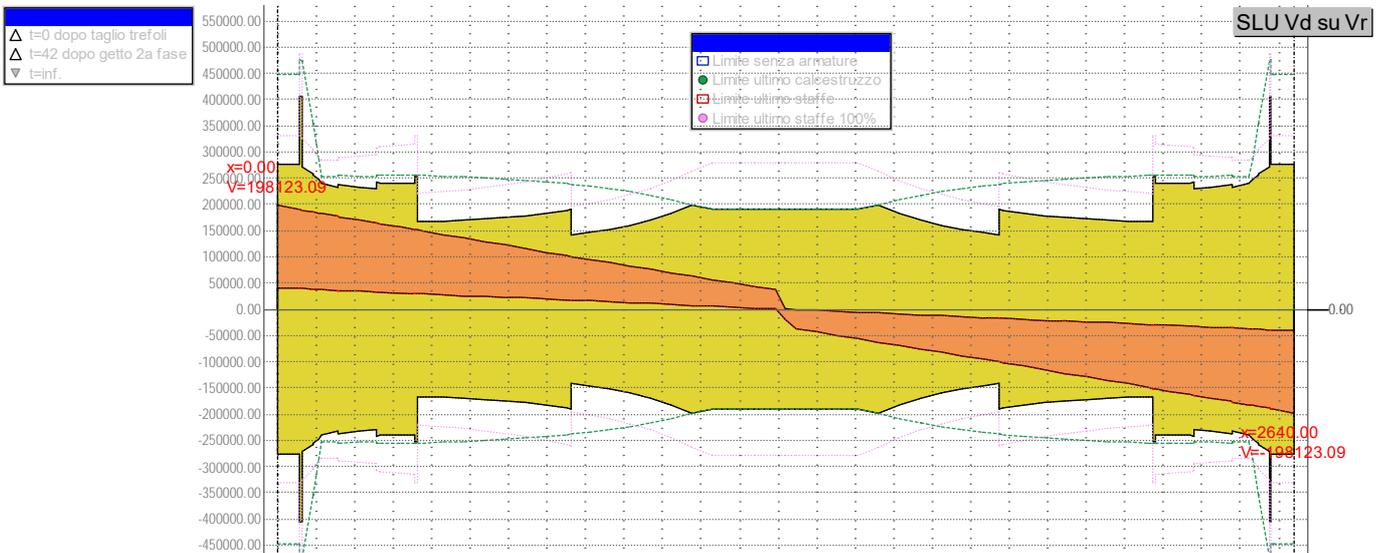
SLE tensioni cls



involuppo tensioni in esercizio SLE Rare - intradosso trave

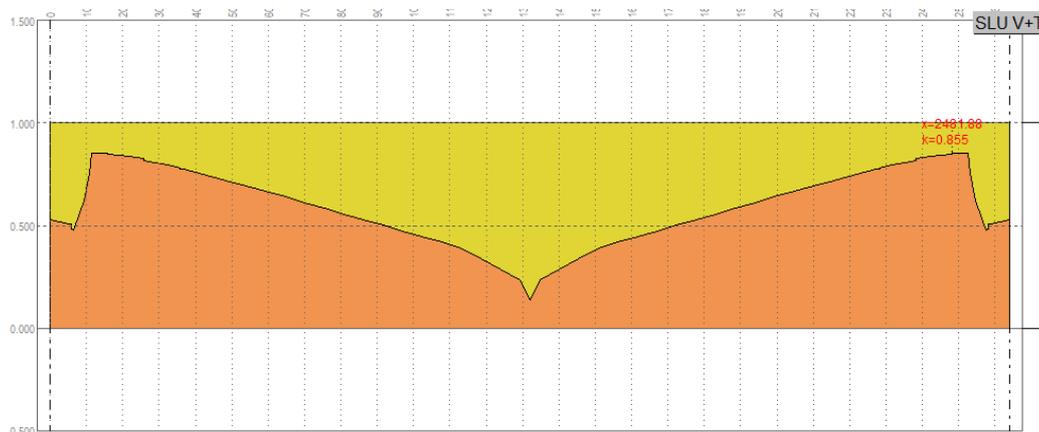


Md/Mr situazioni SLU

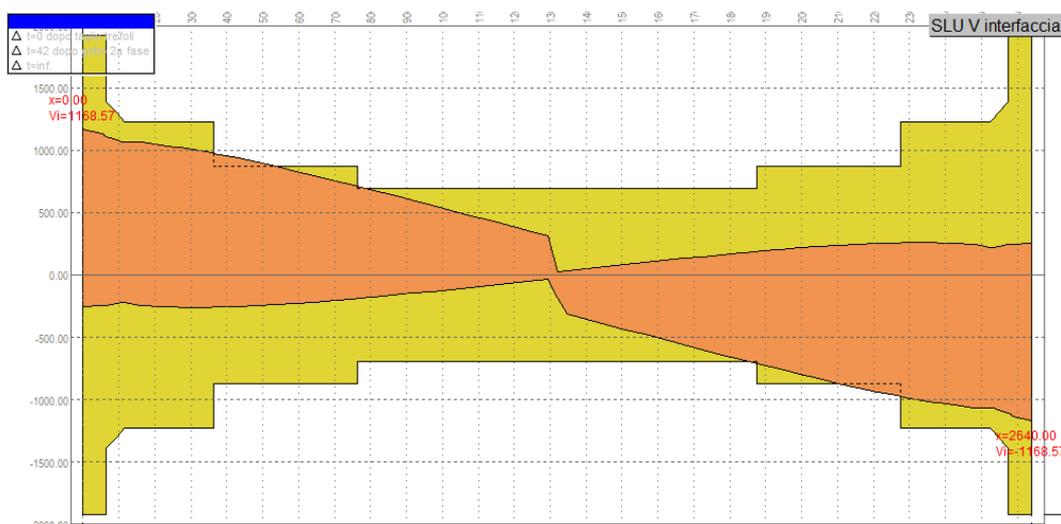


Vd/Vr situazioni SLU

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI



V + T situazioni SLU



Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Nota: nella verifica allo Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti la resistenza nel grafico va intesa come confronto tra aree sollecitanti e resistenti, per cui le aree non coperte vengono riassorbite dalle zone in abbondanza.

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

19 VERIFICA DELLA SOLETTA

19.1 Dati dei materiali

19.1.1 Sezione: C32/40

Caratteristiche meccaniche		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	400.00
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cil}$	332.00
Coeff. carichi lunga durata	α_{cc}	0.85
Fattore di sicurezza parziale	γ	1.5
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	188.13
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	30.99
Resist. a trazione per fessurazione	$f_{ct,eff}$	30.99
Tensione di formazione delle fessure	σ_t	25.82
Modulo elastico secante (fessur.)	E_{cm}	336427.78
Sezione reagente a trazione		NO

Valori limite di deformazione		
Compressione	ϵ_{inf}	-0.0035
Trazione	ϵ_{sup}	1

Limitazione tensioni		
Situazioni rare	$\sigma_c \leq$	199.20
Situazioni quasi permanenti	$\sigma_c \leq$	149.40

Parametri per fessurazione		
Fattore di durata del carico	k_t	0.60
Coeff. di aderenza delle armature	k_1	0.80

19.1.2 Armature: B450

Caratteristiche meccaniche		
Valore caratt. tensione snervamento	f_{yk}	4500.00
Fattore di sicurezza parziale	γ	1.15
Valore di calcolo tens. snervamento	f_{yd}	3913.04
Modulo elastico (fessurazione)	E_s	2000000.00

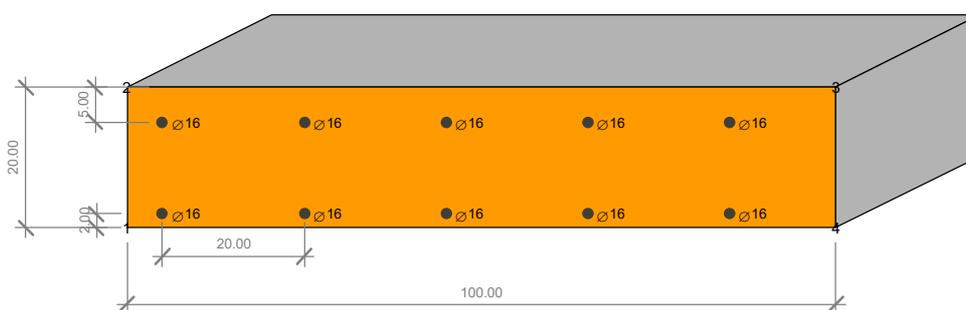
Valori limite di deformazione		
Compressione	$\epsilon_{s,inf}$	-0.01
Trazione	$\epsilon_{s,sup}$	0.01

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Limitazione tensioni		
Situazioni rare	$\sigma_s \leq$	3600.00
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15.00

19.2 Verifica sezione in zona centrale

La soletta viene armata trasversalmente con barre $\varnothing 16$ a passo 20 inferiori e superiori su tutta la larghezza dell'impalcato.



Nel calcolo viene epurato lo spessore di 5 cm della predalla utilizzata come cassero per il getto della soletta.

19.2.1 Dati sezione

19.2.1.1 Geometria

Sezione C32/40

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50.00	5.00
2	-50.00	25.00
3	50.00	25.00
4	50.00	5.00

Armature longitudinali - B450

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-45.00	7.00	2.01	16
2	-25.00	7.00	2.01	16
3	-5.00	7.00	2.01	16
4	15.00	7.00	2.01	16
5	35.00	7.00	2.01	16
6	-45.00	20.00	2.01	16
7	-25.00	20.00	2.01	16
8	-5.00	20.00	2.01	16
9	15.00	20.00	2.01	16
10	35.00	20.00	2.01	16

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

19.2.1.2 Parametri geometrici

Sezione di calcestruzzo

	Area	Xg	Yg	Jxx	Jyy	n
C32/40	2000.000	0.00	15.00	66666.6667	1666666.6667	1

Armature

	Area	Xg	Yg	n
A	B450	20.106	-5.00	15

Sezione di c.a. (n=15)

Area= 2301.593

Coordinate baricentro: x= -0.66 y= 14.80

J_{xx} = 79998.6311

J_{yy} = 1914492.8122

19.2.2 Parametri di sollecitazione

19.2.2.1 Stati Limite Ultimi

Comb	Descrizione	N	ecc. X	ecc. Y	Mx	My
1	Mmax SLU P/T y=0.0	0	0.00	0.00	-455484	0
2	Mmin SLU P/T y=0.3	0	0.00	0.00	441760	0
3	Mmax SLU sismica y=378	0	0.00	0.00	24268	0
4	Mmax SLU sismica y=242	0	0.00	0.00	33071	0

19.2.2.2 Stati Limite di Esercizio

Combinazioni caratteristiche (rare)

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Mmax y=0.0	0	0.00	0.00	-330764	0
2	Mmin y=0.3	0	0.00	0.00	325036	0

Combinazioni frequenti

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Mmax y=0.0	0	0.00	0.00	-185009	0
2	Mmin y=0.2	0	0.00	0.00	244311	0

Combinazioni quasi permanenti

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Mmax y=3.8	0	0.00	0.00	24268	0
2	Mmin y=2.4	0	0.00	0.00	75783	0

19.2.3 Verifiche

19.2.3.1 Stati Limite Ultimi

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

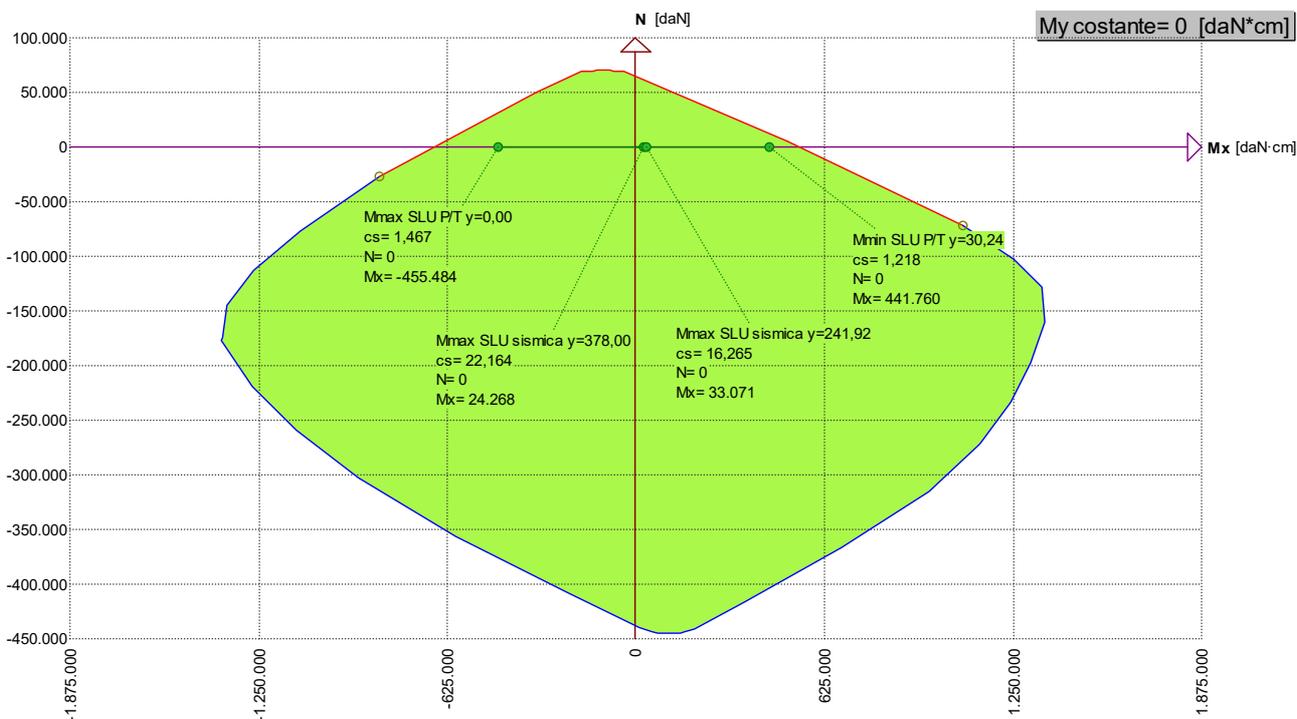
Rottura per flessione

Sollecitazioni Resistenti :

	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-438552	-0.0035 (sez)	64309	0.01 (arm)
Mx	-675918	-0.0035 (sez)	537858	-0.0035 (sez)
My	-3422694	-0.0035 (sez)	2853525	0.01 (arm)

Verifica a rottura per flessione

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza
1	Mmax SLU P/T y=0.0	1.4840
2	Mmin SLU P/T y=0.3	1.2233
3	Mmax SLU sismica y=378	22.2677
4	Mmax SLU sismica y=242	16.3403



19.2.3.2 Stati Limite di Esercizio

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazioni caratteristiche (rare)

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Mmax y=0.0	-73.14	0.00	2158.74	-229.96
2	Mmin y=0.3	-82.01	0.00	2514.77	-744.15

Combinazioni quasi permanenti

Tensioni massime nei materiali

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Mmax y=3.8	-6.12	0.00	187.76	-55.56
2	Mmin y=2.4	-19.12	0.00	586.33	-173.50

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

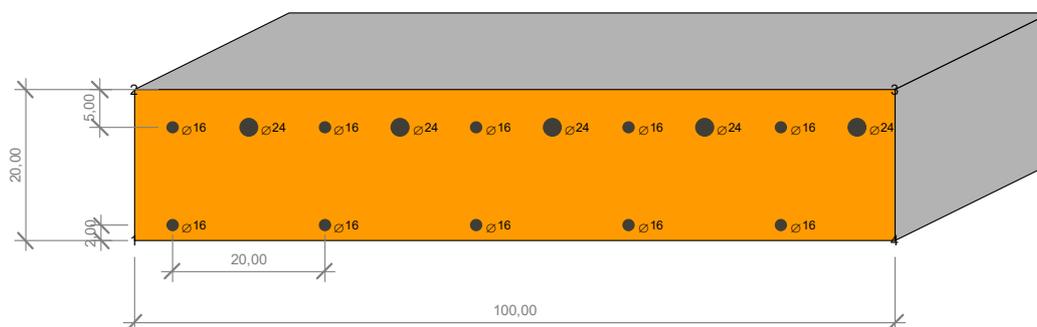
comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	10.05	423.63	0.0237	1162.65	1.20	16.0	0.349	0.50	15.54	0.0054	(<0.03)
2	10.05	465.26	0.0216	1827.07	4.20	16.0	0.548	0.50	26.87	0.0147	(<0.03)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	10.05	465.26	0.0216	181.49	4.20	16.0	0.054	0.50	26.87	0.0015	(<0.02)
2	10.05	465.26	0.0216	566.74	4.20	16.0	0.170	0.50	26.87	0.0046	(<0.02)

19.3 Verifica sezione allo spiccato sbalzo

La soletta è armata trasversalmente con barre $\varnothing 16$ a passo 20 inferiori e superiori e sono inserite barre $\varnothing 24$ superiori a passo 20 cm.



19.3.1 Dati sezione

19.3.1.1 Geometria

Sezione C32/40

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50,00	5,00
2	-50,00	25,00
3	50,00	25,00
4	50,00	5,00

Armature longitudinali - B450

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-45,00	7,00	2,01	16
2	-25,00	7,00	2,01	16
3	-5,00	7,00	2,01	16
4	15,00	7,00	2,01	16
5	35,00	7,00	2,01	16
6	-45,00	20,00	2,01	16
7	-25,00	20,00	2,01	16
8	-5,00	20,00	2,01	16
9	15,00	20,00	2,01	16
10	35,00	20,00	2,01	16
11	-35,00	20,00	4,52	24
12	-15,00	20,00	4,52	24
13	5,00	20,00	4,52	24
14	25,00	20,00	4,52	24
15	45,00	20,00	4,52	24

19.3.1.2 Parametri geometrici

Sezione di calcestruzzo

	Area	Xg	Yg	Jxx	Jyy	n
C32/40	2000,000	0,00	15,00	66666,6667	1666666,6667	1

Armature

	Area	Xg	Yg	n
A	B450	42,726	0,29	15

Sezione di c.a. (n=15)

Area= 2640,885

Coordinate baricentro: $x= 0,07$ $y= 15,47$

$J_{xx} = 87983,7926$

$J_{yy} = 2195383,2562$

19.3.2 Verifiche

19.3.2.1 Stati Limite Ultimi

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Rottura per flessione

Sollecitazioni Resistenti :

	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-488288	-0,0035 (sez)	119168	0,01 (arm)
Mx	-705952	0,01 (arm)	1562821	-0,0035 (sez)
My	-6000324	-0,0035 (sez)	5830410	-0,0035 (sez)

19.3.3 Parametri di sollecitazione

19.3.3.1 Stati Limite Ultimi

Comb	Descrizione	N	ecc. X	ecc. Y	Mx	My
1	M sbalzo SLU Eccez.	0	0,00	0,00	1460900	0

Verifica a rottura per flessione

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza
1	M sbalzo SLU Eccez.	1,0705

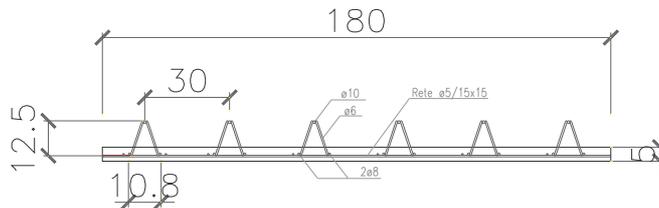
RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

20 VERIFICA DELLE PREDALLE

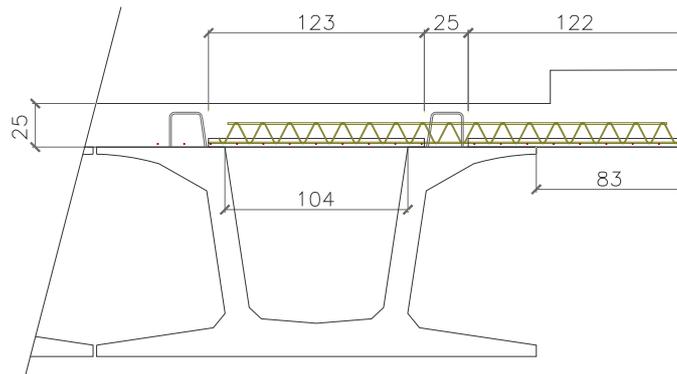
La casseratura del getto della soletta viene realizzata con lastre in c.a. di 5 cm di spessore tralicciate. I tralicci utilizzati sono alti 12.5 cm.

20.1 Predalle a sbalzo

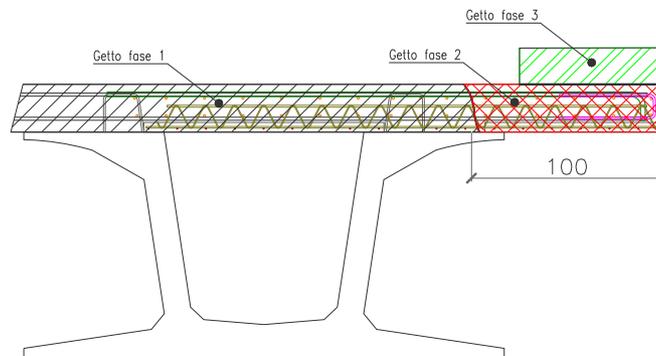
Nelle predalle a sbalzo i tralicci sono posti a interasse di 30 cm.



La sezione più sollecitata si trova allo spiccato dello sbalzo, che si estende 83 cm oltre l'ala della trave.



Si assume la sezione di verifica a 1 m dal bordo impalcato, ipotizzando che sia tutto sbalzo. Un'ulteriore ipotesi consiste nell'assumere che la realizzazione del bordo impalcato avvenga in 3 fasi, illustrate nella figura seguente.



La predalla verrà sollecitata nella sezione a 1 metro dal bordo impalcato dal peso proprio e del getto dello spessore della soletta.

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

Essendo questa una condizione provvisoria, viene qui condotta una verifica dello stato tensionale dell'armatura superiore del traliccio, garantendo ciò la resistenza dell'elemento e la compatibilità delle deformazioni.

In queste ipotesi il momento nella sezione risulta

$$M = A \cdot \gamma \cdot b = 0.25 \cdot 25 \cdot 0.5 = 3.125 \text{ [kN}\cdot\text{m/m]}$$

essendo b il braccio della forza peso.

La trazione nelle barre superiori $\varnothing 10$ dei tralicci vale

$$T = M / (0.9 \cdot d) = 31250 / (0.9 \cdot 15.0) = 2315 \text{ [daN]}$$

La tensione nelle barre superiori $\varnothing 10$ dei tralicci risulta (passo tralicci 0.3 m):

$$\sigma_s = 2315 \cdot 0.3 / 0.79 = 879 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

Tale tensione garantisce la resistenza della barra (B450A) e assicura contenute deformazioni dello sbalzo.

20.2 Predalle a chiusura della trave centrale

Per la predalla che chiude la trave centrale il momento flettente massimo è:

$$M_2 = 1/8 \cdot (0.25 \cdot 1.0 \cdot 25) \cdot 1.10^2 = 0.9453 \text{ [kN}\cdot\text{m/m]}$$

e lo sforzo di compressione sulle barre superiori $\varnothing 10$ dei tralicci posti a interasse di 40 cm risulta

$$N_{2,Ed} = 0.9453 \cdot 0.4 / 0.12 = 3.15 \text{ [kN]}$$

La verifica richiede che (NTC2018- 4.2.4.1.3.1):

$$N_{2,Ed} / N_{b,Rd} \leq 1.0$$

Per il calcolo della resistenza di progetto all'instabilità nella barra compressa si assume una lunghezza libera d'inflexione della barra $\varnothing 10$ vincolata dalle staffe del traliccio pari a

$$l_0 = 0.8 \cdot 20 = 16 \text{ [cm]}$$

e la snellezza vale

$$\lambda = 45.25$$

Il carico critico euleriano vale

$$N_{cr} = 1022 \text{ [daN]}$$

RELAZIONE INDAGINI STRUTTURALI

La snellezza normalizzata risulta:

$$\lambda_N = 1.739$$

e

$$\Phi = 2.389$$

$$\chi = 0.248$$

da cui

$$N_{b,Rd} = (0.248 \cdot 0.79 \cdot 3913) / 1.10 = 697 \text{ [daN]} \rightarrow 6.97 \text{ [kN]}$$

La verifica è soddisfatta essendo

$$3.15 / 6.97 = 0.45 \leq 1.0$$

***** FINE RELAZIONE *****