

SOCIETA' PER AZIONI AUTOSTRADA DEL BRENNERO - TRENTO

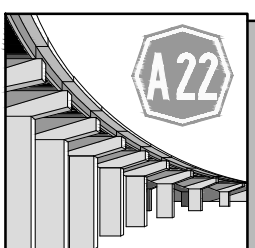

**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A2	LOTTO 2 - dal km 230+717 a Nogarole Rocca (km 246+185)
4.1.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Ponte sul fiume Tartaro (pr. km 236+161) Relazione di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	A. SCANDOLA	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

**INTERVENTO DI CHIUSURA DEL VARCO NELLO SPARTITRAFFICO
IN CORRISPONDENZA DEL PONTE SUL FIUME TARTARO
(OPERA N°316 ALLA PROGR. KM 236+161)**

CALCOLI STATICI

INDICE

1. PREMESSE.....	4
1.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'INTERVENTO.....	4
1.1.1. Struttura esistente.....	4
1.1.2. Intervento in progetto.....	5
1.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
1.3. CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	8
1.4. METODO DI CALCOLO E NORMATIVA.....	8
1.5. COMBINAZIONI DI CARICO.....	9
1.6. UNITÀ DI MISURA.....	9
2. TRAVI ESISTENTI IN C.A.P. – SITUAZIONE ESISTENTE.....	11
2.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE.....	11
2.1.1. Sezione di mezzeria.....	11
2.1.2. Sezione all'appoggio.....	13
2.2. ANALISI DEI CARICHI.....	15
2.2.1. Carichi permanenti.....	15
2.2.2. Carichi mobili.....	15
2.3. SOLLECITAZIONI.....	18
2.4. TENSIONE DI CALCOLO NELL'ACCIAIO PRETESO.....	19
2.5. VERIFICA A FLESSIONE.....	20
2.5.1. Verifica delle tensioni.....	20
2.5.2. Verifica a rottura.....	23
2.6. VERIFICA A TAGLIO.....	24
2.7. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	29
2.7.1. Campata.....	29
2.7.2. Sbalzo.....	30
2.8. VERIFICA DEI TRAVERSI.....	31
2.8.1. Caratteristiche geometriche della sezione.....	31
2.8.2. Sollecitazioni.....	32
2.8.3. Verifica.....	34
3. NUOVE TRAVI IN C.A.P. – SITUAZIONE MODIFICATA.....	35
3.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI.....	37
3.1.1. Sezione di mezzeria con 36 trefoli.....	37
3.1.2. Sezione intermedia con 32 trefoli.....	39
3.1.3. Sezione all'appoggio con 24 trefoli.....	41
3.2. ANALISI DEI CARICHI.....	43
3.2.1. Carichi permanenti.....	43

3.2.2.	Carichi mobili	43
3.3.	SOLLECITAZIONI	46
3.4.	TENSIONE DI CALCOLO NELL'ACCIAIO PRETESO.....	47
3.5.	VERIFICA A FLESSIONE.....	48
3.5.1.	Verifica tensionale	48
3.5.2.	Verifica allo stato limite ultimo.....	52
3.6.	VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO	53
3.7.	STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	56
3.8.	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	57
3.8.1.	Campata.....	58
3.8.2.	Sbalzo	59
3.9.	ANCORAGGIO DELLA BARRIERA DI SICUREZZA.....	60
3.9.1.	Azioni di progetto	60
3.9.2.	Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale	62
3.9.3.	Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante staffe	63
3.9.4.	Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante connettori	64
4.	TRAVI ESISTENTI IN C.A.P. – SITUAZIONE MODIFICATA	66
4.1.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE	66
4.1.1.	Sezione di mezzeria	66
4.1.2.	Sezione all'appoggio.....	67
4.2.	ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI	68
4.2.1.	Carichi permanenti.....	68
4.2.2.	Carichi mobili	68
4.3.	VERIFICA A FLESSIONE.....	69
4.3.1.	Verifica delle tensioni.....	69
4.3.2.	Verifica a rottura	69
4.4.	VERIFICA A TAGLIO	70
4.4.1.	Verifica delle tensioni.....	70
4.4.2.	Verifica allo stato limite ultimo.....	71
4.5.	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	73
4.5.1.	Campata.....	73
4.6.	VERIFICA DEI TRAVERSI.....	75
4.6.1.	Caratteristiche geometriche della sezione	75
4.6.2.	Sollecitazioni.....	76
4.6.3.	Verifica	78
5.	VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE ESISTENTE.....	79
5.1.	APPOGGI ESISTENTI IN NEOPRENE ARMATO 250X250X26 MM	79
6.	VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE MODIFICATA	83
6.1.	NUOVI APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250X500X82 MM.....	83
6.2.	APPOGGI ESISTENTI IN NEOPRENE ARMATO 250X250X26 MM	87
7.	VERIFICA DELLE SPALLE ESISTENTI – SITUAZIONE ESISTENTE	90
7.1.	ANALISI DEI CARICHI	90
7.1.1.	Carichi permanenti.....	90
7.1.2.	Carichi mobili	91
7.1.3.	Spinta del terreno e del sovraccarico	91
7.1.4.	Azione di frenamento.....	92
7.1.5.	Azione del vento	92
7.2.	VERIFICA ALLO SPICCATO DELLA FONDAZIONE	92

7.3.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	93
7.3.1.	Carichi sui pali.....	93
7.3.2.	Verifica del plinto.....	94
7.4.	VERIFICA DEL PARAGHIAIA.....	95
8.	VERIFICA DELLE NUOVE SPALLE – SITUAZIONE MODIFICATA	96
8.1.	ANALISI DEI CARICHI	96
8.1.1.	Carichi permanenti.....	96
8.1.2.	Carichi mobili.....	97
8.1.3.	Spinta del terreno e del sovraccarico.....	98
8.1.4.	Dilatazioni termiche, fluage, ritiro.....	99
8.1.5.	Azione di frenamento.....	99
8.1.6.	Azione del vento.....	99
8.2.	VERIFICA ALLO SPICCATO DELLA FONDAZIONE.....	99
8.3.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	101
8.3.1.	Carichi sui pali.....	101
8.3.2.	Verifica del plinto.....	102
8.3.3.	Verifica della portata dei pali.....	105
8.4.	VERIFICA DEL PARAGHIAIA.....	106
9.	VERIFICA DELLE SPALLE ESISTENTI – SITUAZIONE MODIFICATA.....	108
9.1.	ANALISI DEI CARICHI	108
9.1.1.	Carichi permanenti.....	108
9.1.2.	Carichi mobili.....	108
9.1.3.	Spinta del terreno e del sovraccarico.....	108
9.1.4.	Azione di frenamento.....	108
9.1.5.	Azione del vento.....	108
9.2.	VERIFICA ALLO SPICCATO DELLA FONDAZIONE.....	109
9.3.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	109
9.3.1.	Carichi sui pali.....	109
9.3.2.	Verifica del plinto.....	110
10.	ANALISI SISMICA DEL NUOVO PONTE.....	111
10.1.	AZIONE SISMICA	111
10.2.	ANALISI STRUTTURALE.....	115
10.2.1.	Analisi lineare statica.....	115
10.2.2.	Analisi lineare dinamica.....	116
10.3.	VERIFICA DEGLI APPOGGI.....	119
10.4.	VERIFICA DELLE SPALLE.....	126
10.4.1.	Analisi dei carichi.....	127
10.4.2.	Verifica allo spiccato della fondazione.....	127
10.4.3.	Carichi sui pali.....	129
10.4.4.	Verifica del plinto.....	130
10.4.5.	Verifica della portata dei pali.....	131
10.4.6.	Valutazione degli spostamenti massimi.....	133

1. PREMESSE

1.1. Descrizione della struttura e dell'intervento

1.1.1. Struttura esistente

Il ponte obliquo sul fiume Tartaro (opera n°316 alla progr. km 236+161) è composto da due impalcati affiancati, uno per ciascuna carreggiata, a campata unica di lunghezza pari a 24.75 metri e con un angolo tra l'asse delle travi e l'asse delle spalle di 45°. La distanza tra il filo esterno dei cordoli centrali dei due impalcati è di 10.00 metri.

Ciascun impalcato è largo 12.58 metri ed è costituito da 12 travi prefabbricate in c.a.p. di altezza pari a 1.20 m più una trave in acciaio alta 1.10 m, da una soletta collaborante in c.a. di spessore 14 cm e da 5 traversi in c.a., 2 di testata e 3 intermedi. L'altezza totale dell'impalcato è di 1.33 metri.

Le travi in c.a.p. sono poste ad interasse di 0.94 m ed hanno una luce di calcolo di 23.37 m. Esse presentano sezione a "doppio T" alta 1.20 m e sono precomprese ciascuna mediante 48 trefoli da 7φ2.65 in parte rialzati verso l'appoggio.

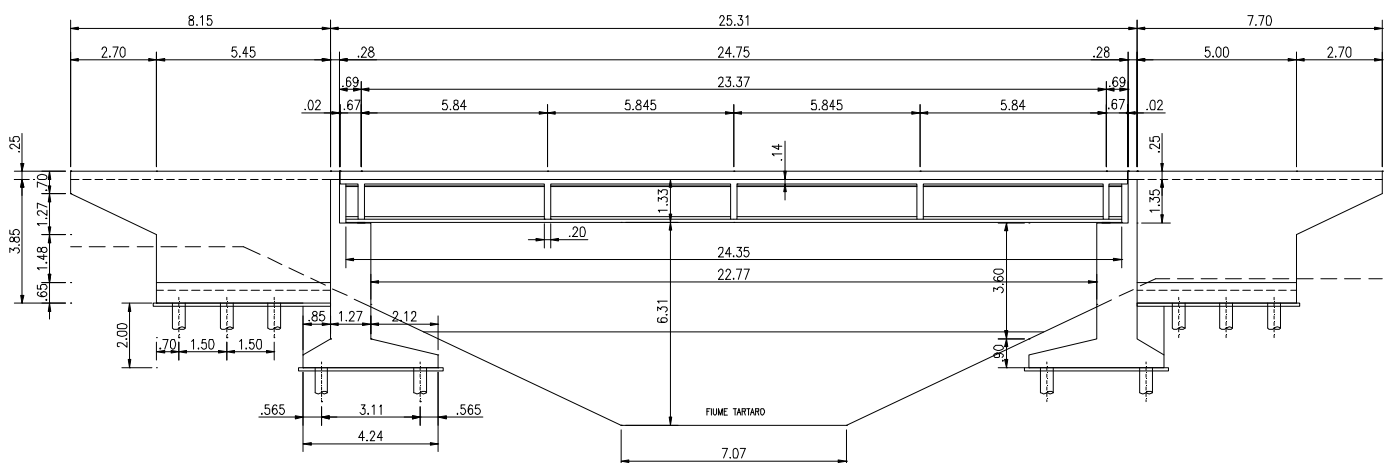
I traversi, di spessore 20 cm ed altezza 1.23 m, sono in c.a. ordinario ed hanno un interasse di 5.84 m.

Gli apparecchi d'appoggio delle travi sono in neoprene armato delle dimensioni di 250x250x26 mm quelli delle travi in c.a.p. e 250x350x46 mm quelli delle travi in acciaio.

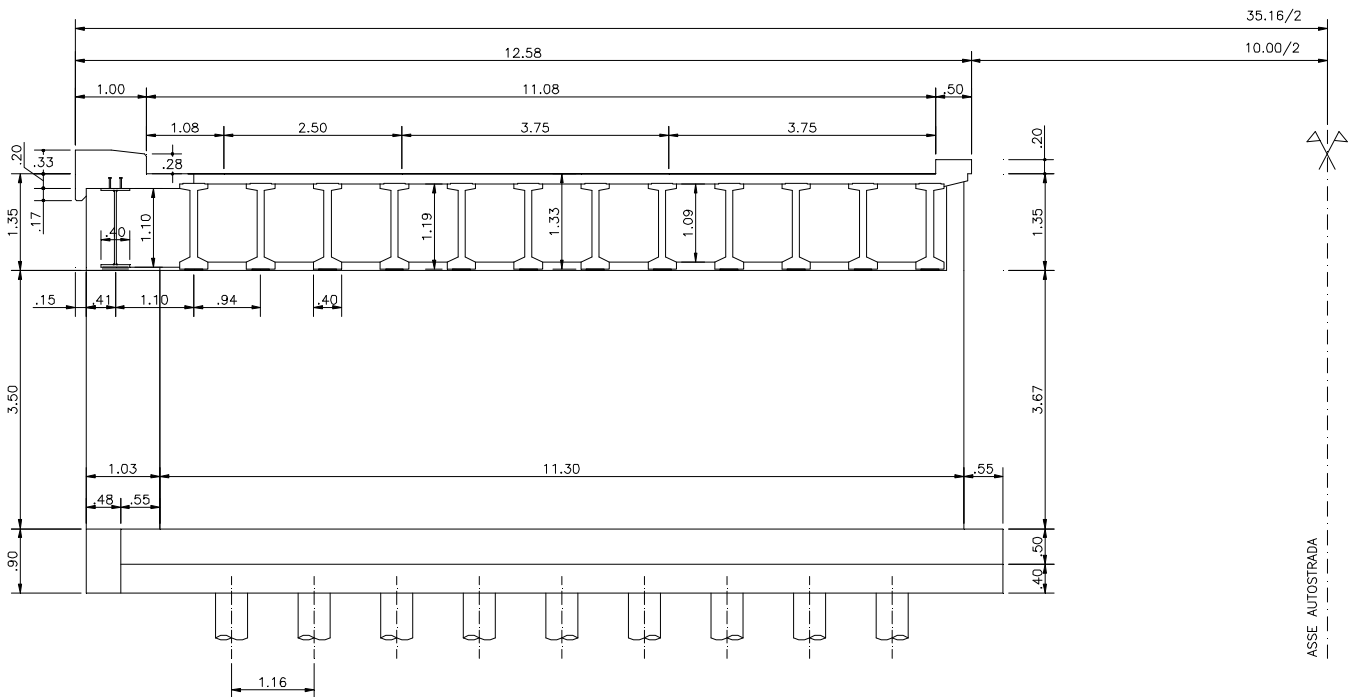
Le spalle, distinte per i due impalcati, sono a parete piena in c.a. ed hanno fondazioni su pali prefabbricati in calcestruzzo infissi nel terreno.

I fianchi del rilevato autostradale sono sostenuti, a tergo delle spalle, da muri di contenimento in c.a. con fondazione su pali.

SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE (IN RETTO)

**1.1.2. Intervento in progetto**

L'intervento in progetto consiste nella chiusura del varco attualmente presente nello spartitraffico tra le due carreggiate e si compone delle seguenti fasi:

- scavo all'interno dello spartitraffico, tra le spalle esistenti, fino al piano d'imposta delle fondazioni delle nuove spalle;
- esecuzione di pali trivellati;
- costruzione delle spalle in c.a. a sostegno del nuovo impalcato;
- demolizione dei cordoli centrali sugli impalcati esistenti e realizzazione del nuovo impalcato;
- realizzazione dei giunti trasversali sulle spalle, dei giunti longitudinali tra il nuovo impalcato e quelli esistenti, della pavimentazione e degli altri lavori di finitura (scarichi, segnaletica, ecc.).

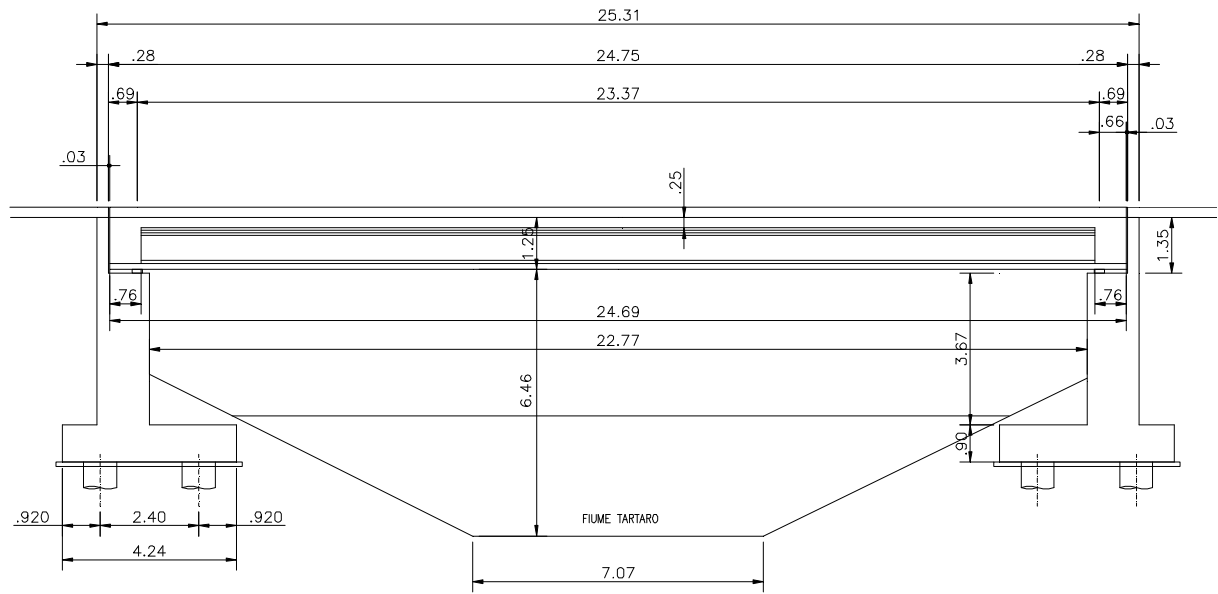
Il nuovo impalcato è largo 10.70 metri ed è costituito da 10 travi prefabbricate in c.a.p. di altezza pari a 1.00 m, da una soletta collaborante in c.a. di spessore 25 cm e da 2 traversi di testata in c.a.. L'altezza totale dell'impalcato è di 1.25 metri.

Le travi sono poste ad interasse di 1.07 m ed hanno una luce di calcolo di 23.37 m, uguale a quella delle travi esistenti. Esse presentano sezione a "T" alta 1.00 m e sono precomprese ciascuna mediante 36 trefoli rettilinei da 0.5" in parte inguainati verso l'appoggio.

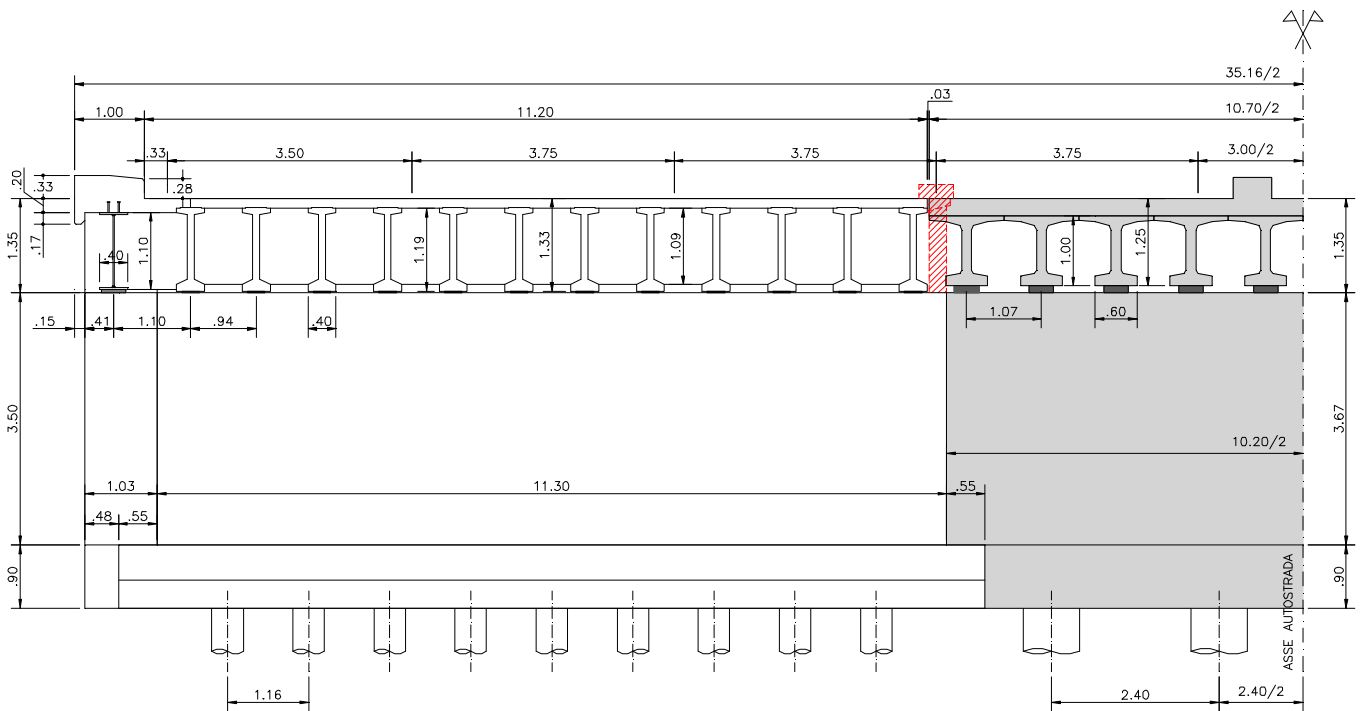
Gli apparecchi d'appoggio delle travi sono in neoprene armato delle dimensioni di 250x500x82 mm.

Le spalle sono a parete piena in c.a. ed hanno fondazioni su pali trivellati in c.a..

SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE (IN RETTO)



1.2. Caratteristiche dei materiali

Per le **strutture esistenti** si adottano i seguenti valori di resistenza derivanti dall'analisi dei documenti di progetto e dai risultati delle ispezioni:

Calcestruzzo

- travi in c.a.p.: $R_{ck} \geq 52.5 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_t = 0.05 \times 52.5 = 2.62 \text{ N/mm}^2$
- soletta e traversi: $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c = 10.0 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{c0} = 0.60 \text{ N/mm}^2$
- spalle, muri, fondazioni: $R_{ck} \geq 22.5 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c = 6.0 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{c0} = 0.40 \text{ N/mm}^2$

Armatatura ordinaria

- impalcato: acciaio A.L.E. (tipo C)
 $f_{tk} \geq 550 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} \geq 440 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 220 \text{ N/mm}^2$
- spalle, muri, fondazioni: acciaio Aq. 50/60 (tipo B)
 $f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 160 \text{ N/mm}^2$

Armatatura di precompressione

- acciaio armonico
 $f_{ptk} \geq 1800 \text{ N/mm}^2$, $f_{p(1)k} \geq 1500 \text{ N/mm}^2$

Acciaio

- carpenteria (Corten B): S355J2G2W ($f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$)

Per le **parti strutturali nuove** si adottano i seguenti valori di resistenza:

Calcestruzzo

- travi in c.a.p.: C45/55 ($R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$, $R_{ckj} \geq 45 \text{ N/mm}^2$)
- soletta e traversi: C35/45 ($R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$)
- spalle, fondazioni: C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$)

Armatatura ordinaria

- acciaio B450C ($f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$)

Armatatura di precompressione

- acciaio armonico
 $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$

Acciaio

- sicurvvia (Corten A): S355J0WP ($f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$)

1.3. Caratteristiche del terreno

La natura e la sequenza stratigrafica del terreno sono state messe in luce da un sondaggio meccanico svolto sulla sponda orografica destra del fiume Tartaro, in corrispondenza dello spartitraffico tra le carreggiate autostradali.

Le unità geotecniche presenti nel sottosuolo ed i relativi parametri vengono riportati nella Tabella seguente.

Unità geotecniche		Profondità da - a (m)	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	c (KPa)
A	Terreno vegetale. Ghiaia di riporto per costruzione rilevato autostradale.	0,0- 2,9;	-	-	-
B	Argilla limosa con resti organici.	3,20-4,80;	18	25,7	19
C	Sabbia medio-fine, debolmente limosa con rari clasti di ghiaia.	2,9-3,20; 4,80-9,00; 10,5-25,00;	18	32,4	-
D	Sabbia media-fine con ghiaia media -fine	9,00-10,5;	19	35,4	-
E	Limo sabbioso color grigio	25,0-30,0;	18	28,1	40

1.4. Metodo di calcolo e normativa

Il calcolo degli impalcati esistenti è svolto secondo il metodo delle tensioni ammissibili mentre per il nuovo impalcato si utilizza il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962: "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali"
- D.M. 14 febbraio 1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 9 gennaio 1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 16 gennaio 1996: "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»"
- D.M. 14 gennaio 2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- CNR 10018: "Apparecchi di appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego"
- D.M. 11 marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

1.5. Combinazioni di carico

I valori di progetto delle azioni per le diverse combinazioni di carico considerate nelle verifiche agli stati limite si ricavano attraverso i coefficienti moltiplicativi riportati nella Tabella seguente.

		Peso proprio degli elementi strutturali (g_1)	Carichi permanenti portati ⁽²⁾ (g_2)	Spinta del terreno (g_3)	Distorsioni e presollecitazioni (ε_1)	Ritiro e viscosità (ε_2)	Variazioni termiche (ε_3)	Azioni variabili da traffico, comprensive di effetti dinamici (q_1+q_2)	Azione di frenamento o di accelerazione (q_3)	Azione di neve, vento (q_5)	Azioni sismiche (q_6)	Urto di veicolo in svio (q_8)
SLU	UI	1.35 (1)	1.5 (0)	1.5 (0)	1 ⁽³⁾ (1)	1.2 (0)	1.2 (0)	0	0	1.5	0	1.5
	UII	1.35 (1)	1.5 (0)	1.5 (0)	1 ⁽³⁾ (1)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.35	0	0.9	0	1.5
	UIII	1.35 (1)	1.5 (0)	1.5 (0)	1 ⁽³⁾ (1)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.35 ⁽⁴⁾	1.5	0.9	0	1.5
SLE ⁽¹⁾	TI	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0
	TII	1	1	1	1	1	1	1	0	0.6	0	1
	TIII	1	1	1	1	1	1	1 ⁽⁴⁾	1	0.6	0	1
FES	QP	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
	FR	1	1	1	1	1	1	1 ⁽⁴⁾	0	0	0	0
SISMA		1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0

(1) escluso stato limite di fessurazione

(2) nel caso in cui i carichi permanenti g_2 siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per i carichi g_1

(3) 1.2 per effetti locali

(4) si dovrà considerare il valore frequente dei carichi mobili (per lo Schema 1 = 0.75 x carico tandem + 0.40 x carico distribuito)

1.6. Unità di misura

Si è adottato il *Sistema Internazionale di unità SI*.

Le forze sono espresse in kN o in MN:

$$1 \text{ kN} = 102 \text{ kg}$$

$$1 \text{ MN} = 1000 \text{ kN} = 102 \text{ tonn}$$

Le tensioni sono espresse in Megapascal o N/mm^2 :

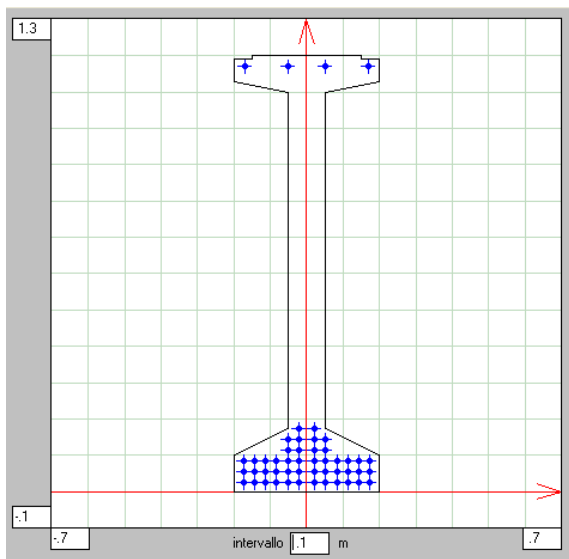
$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.102 \text{ kg/mm}^2$$

2. TRAVI ESISTENTI IN C.A.P. – SITUAZIONE ESISTENTE

2.1. Caratteristiche geometriche della sezione

Le travi sono precomprese mediante 48 trefoli da $7\phi 2.65$ (area di un trefolo = 38.584 mm^2) dei quali 34+4 sono rettilinei e 10 sono rialzati verso l'appoggio (angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale = 5.15°). L'armatura sussidiaria al lembo inferiore è costituita da $2\phi 12$ lungo tutta la trave e da $2\phi 16$ per 3.00 m a cavallo della mezzeria.

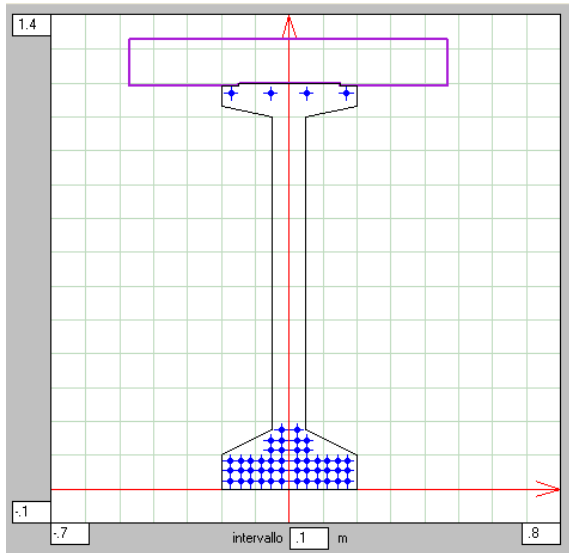
2.1.1. Sezione di mezzeria



		ALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,20		
Area	A	0,18575	0,002078 (1,12%)	0,19614
Ordinata baricentro	Yg	0,55567	0,15126	0,53425
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,6443	1,0487	0,6658
	infer. Yg - Y _{min}	0,5557	0,1513	0,5342
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,03325211	0,00017650	0,03574393
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,20	W _s	0,051608	0,053690
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,059841	0,066905
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}	(b = 0,10) (A _{inf} = 0,104293)	0,037873
	Y = <input type="text" value="0.809"/>	S _x	(b = 0,10) (A _{inf} = 0,131768)	0,034098

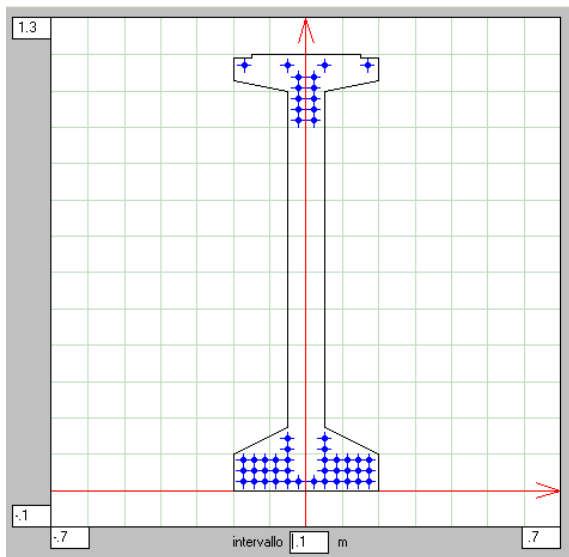
Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{\text{sol}} / E_t = 40300 / 43500 = 0.926$$



PONTE SUL FIUME TARTARO - TRAVE IN C.A.P. L=23.37 M (sezione di mezzeria)				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X				Unità di misura: metro
Sezione completa $n'=1,0799$		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE $n-1 = 5$
Altezza	h	1,33		
Area	A	0,304834	0,002078 (0,68%)	0,315224
Ordinata baricentro	Yg	0,83141	0,15126	0,80899
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y_{max} - Yg	0,4986	1,1787	0,521
	infer. Yg - Y_{min}	0,8314	0,1513	0,809
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,06959138	0,00017650	0,07512204
Moduli di resistenza	Y_{max} = 1,33	W_s	0,139577	0,144186
	Y = 1.2	w	0,188805	0,192125
	Y_{min} = 0,00	w_i	0,083703	0,092859
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S_{xg}	(b = 0,10) (A _{inf} = 0,131768)	0,070301
	Y = 0.5342	S_x	(b = 0,10) (A _{inf} = 0,104288)	0,066525

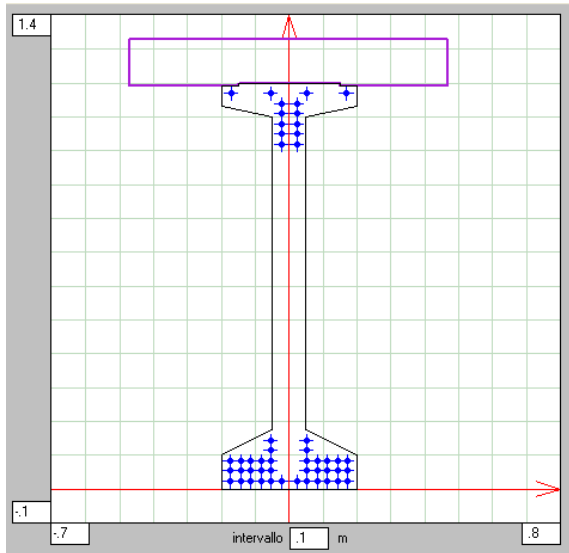
2.1.2. Sezione all'appoggio



		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,20		
Area	A	0,18575	0,002078 (1,12%)	0,19614
Ordinata baricentro	Y_g	0,55567	0,33044	0,54374
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y_{max} - Y_g	0,6443	0,8696	0,6563
	infer. Y_g - Y_{min}	0,5557	0,3304	0,5437
Momento d'inerzia baricentrico	J_x	0,03325211	0,00044209	0,03596176
Moduli di resistenza	Y_{max} = 1,20	W_s	0,051608	0,054798
	Y = 0,8149	W	0,128274	0,132623
	Y_{min} = 0,00	W_i	0,059841	0,066138
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y_g	S_{xg}	(b = 0,10) (A _{inf} = 0,103313)	0,038040
	Y = 0,8149	S_x	(b = 0,10) (A _{inf} = 0,130429)	0,034364

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{\text{sol}} / E_t = 40300 / 43500 = 0.926$$



PONTE SUL FIUME TARTARO - TRAVE IN C.A.P. L=23.37 M (sezione all'appoggio)				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X				Unità di misura: metro
Sezione completa n'=1,0799		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,33		
Area	A	0,304834	0,002078 (0,68%)	0,315224
Ordinata baricentro	Yg	0,83141	0,33044	0,8149
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,4986	0,9996	0,5151
	infer. Yg - Y _{min}	0,8314	0,3304	0,8149
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,06959138	0,00044209	0,07432358
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,33	W _s	0,139577	0,144289
	Y = 1.2	W	0,188805	0,192998
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,083703	0,091206
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,10) (A _{inf} = 0,130429) 0,069730
	Y = 0.5437	S _x		(b = 0,10) (A _{inf} = 0,103309) 0,066053

2.2. Analisi dei carichi

2.2.1. Carichi permanenti

- trave prefabbricata:
sezione corrente $25 \times 0.1857 = 4.6 \text{ kN/m}$
- soletta e traversi:
soletta $25 \times (0.14 \times 0.94 - 0.01 \times 0.30) = 3.2 \text{ kN/m}$
traversi $25 \times 0.20 \times [1.09 \times (0.94 - 0.40) + 2 \times (1.03 + 0.925) \times 0.15 / 2] \times 11 / 12 / \sin(50.00^\circ) = 5.7 \text{ kN}$
- finiture:
pavimentazione $20 \times 0.10 \times 0.94 = 1.9 \text{ kN/m}$
cordoli $25 \times 0.50 \times 0.20 \times 2 / 12 = 0.4 \text{ kN/m}$
sicurvia $0.30 \times 2 / 12 = 0.1 \text{ kN/m}$
totale finiture = 2.4 kN/m

2.2.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi della Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962.

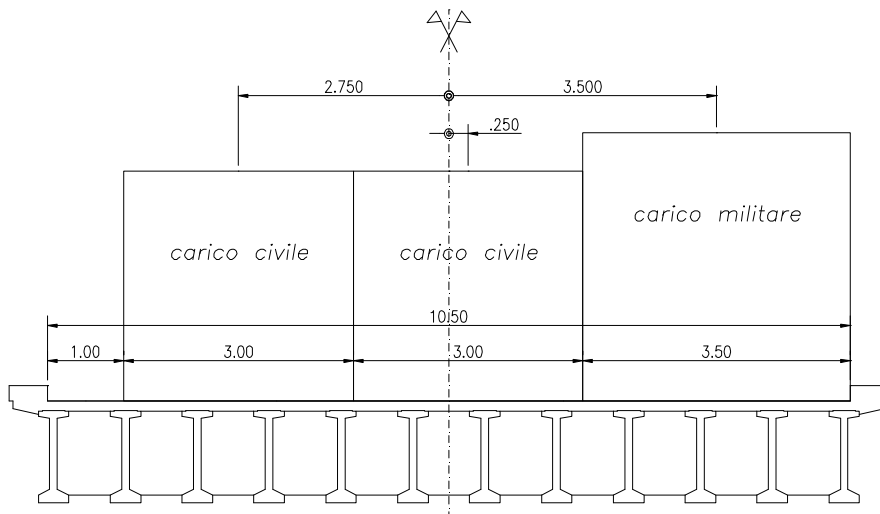
Per una luce di calcolo di 23.37 m si ottiene:

- carichi flettenti:
carico militare (schema 6) $q_m = 44.34 \text{ kN/m}$
carico civile (schema 1) $q_c = 20.28 \text{ kN/m}$
- carichi taglienti:
taglio all'appoggio:
carico militare (schema 6) $q_m = 51.98 \text{ kN/m}$
carico civile (schema 1) $q_c = 23.49 \text{ kN/m}$
taglio in mezzera:
carico militare (schema 6) $q_m = 82.03 \text{ kN/m}$
carico civile (schema 1) $q_c = 27.02 \text{ kN/m}$

Il coefficiente di amplificazione dinamica dei carichi vale:

$$\phi = 1 + \frac{(100 - 23.37)^2}{100(250 - 23.37)} = 1.259$$

Ripartizione trasversale



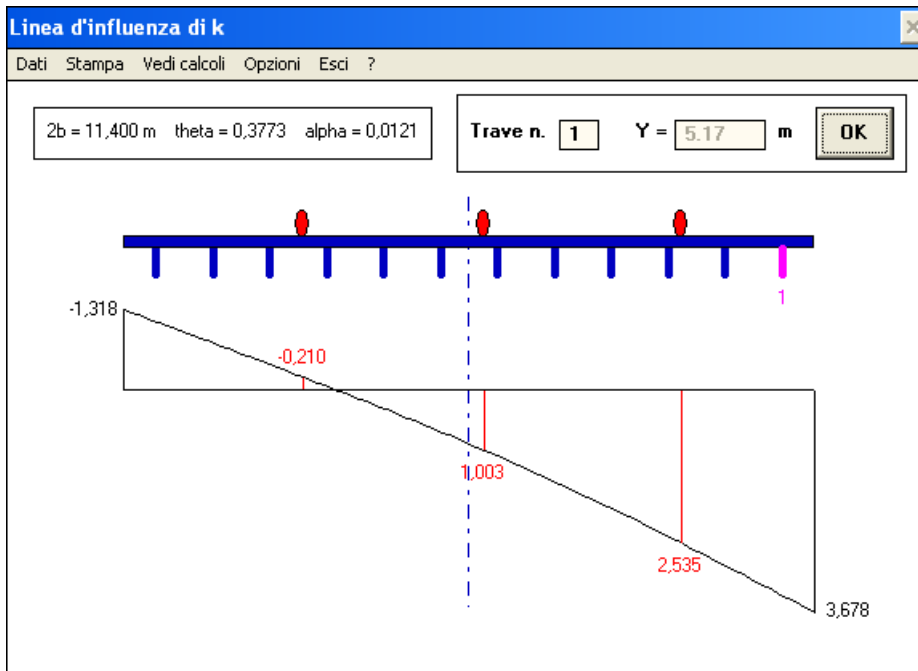
La ripartizione trasversale dei carichi mobili viene eseguita utilizzando il metodo di Massonet.

- travi: momento d'inerzia flessionale $J_f = 0.07512 \text{ m}^4$
 momento d'inerzia torsionale $J_t = 0.00097 \text{ m}^4$
- traversi: momento d'inerzia flessionale $J'_f = 0.926 \times 0.08800 = 0.08149 \text{ m}^4$
 momento d'inerzia torsionale $J'_t = 0.926 \times 0.00519 = 0.00481 \text{ m}^4$

Parametri della piastra ortotropa equivalente:

- dimensioni: $2b = 11.40 \text{ m}$ $b_o = 0.94 \text{ m}$ (interasse travi)
 $2a = 23.37 \text{ m}$ $l_o = 5.84 \text{ m}$ (interasse traversi)
- rigidità flessionali: $\rho_p = J_f / b_o = 0.07991 \text{ m}^3$ $\rho_E = J'_f / l_o = 0.01395 \text{ m}^3$
- rigidità torsionali: $\gamma_p = G/E J_t / b_o = 0.00045 \text{ m}^3$ $\gamma_E = G/E J'_t / l_o = 0.00036 \text{ m}^3$
- parametri adimensionali: $\vartheta = \frac{b}{2a} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0.3773$ $\alpha = \frac{1}{2} \frac{(\gamma_p + \gamma_E)}{\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = 0.0121$

Si riportano i coefficienti di ripartizione ottenuti per la trave di bordo.



carico militare	e = 3.500	k = 2.535
carico civile	0.250	1.003
carico civile	-2.750	-0.210

Carichi ripartiti equivalenti:

- momento flettente massimo:

$$1.259 \times (44.34 \times 2.535 + 20.28 \times 1.003) / 12 = 13.8 \text{ kN/m}$$

$$(\text{carico flettente medio: } 1.259 \times (44.34 + 20.28 \times 2) / 12 = 8.9 \text{ kN/m})$$

- taglio massimo all'appoggio:

$$1.259 \times (51.98 \times 2.535 + 23.49 \times 1.003) / 12 = 16.2 \text{ kN/m}$$

$$(\text{carico tagliante medio: } 1.259 \times (51.98 + 23.49 \times 2) / 12 = 10.4 \text{ kN/m})$$

- taglio massimo in mezzera:

$$1.259 \times (82.03 \times 2.535 + 27.02 \times 1.003) / 12 = 24.5 \text{ kN/m}$$

2.3. Sollecitazioni

- Carichi permanenti

MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA

trave prefabbricata	$4.6 \times 23.37^2 / 8$	= 314.0 kNm
soletta e traversi	$3.2 \times 23.37^2 / 8 + 5.7 \times (2 \times 5.84 / 2 + 23.37 / 4)$	= 285.1 kNm
finiture	$2.4 \times 23.37^2 / 8$	= 163.8 kNm
		totale = 762.9 kNm

TAGLIO ALL'APPOGGIO

trave prefabbricata	$4.6 \times 23.37 / 2$	= 53.8 kN
soletta e traversi	$3.2 \times 23.37 / 2 + 5.7 \times 3 / 2$	= 45.9 kN
finiture	$2.4 \times 23.37 / 2$	= 28.0 kN
		totale = 127.7 kN

- Carichi mobili

MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA	$13.8 \times 23.37^2 / 8$	= 942.1 kNm
TAGLIO ALL'APPOGGIO	$16.2 \times 23.37 / 2$	= 189.3 kN
TAGLIO IN MEZZERIA	$24.5 \times 23.37 / 8$	= 71.6 kN

Nelle Tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni lungo la trave dovute ai carichi permanenti ed ai carichi mobili.

CARICO	MOMENTO FLETTENTE (kNm)					
	0,00	1,00	3,00	6,00	10,185	11,685
distanza dall'appoggio (m)	0,00	1,00	3,00	6,00	10,185	11,685
trave prefabbricata	0,0	51,4	140,5	239,7	308,8	314,0
soletta	0,0	46,7	127,6	217,6	280,4	285,1
finiture	0,0	26,8	73,3	125,0	161,1	163,8
totale permanenti	0,0	125,0	341,4	582,3	750,3	762,9
carichi mobili	0,0	175,9	473,3	783,0	942,1	942,1

CARICO	TAGLIO (kN)					
	0,00	1,00	3,00	6,00	10,185	11,685
distanza dall'appoggio (m)	0,00	1,00	3,00	6,00	10,185	11,685
trave prefabbricata	53,8	49,2	40,0	26,2	6,9	0,0
soletta	45,9	42,0	34,1	22,3	5,9	0,0
finiture	28,0	25,6	20,8	13,6	3,6	0,0
totale permanenti	127,7	116,8	94,9	62,1	16,4	0,0
carichi mobili	189,3	179,2	159,1	128,9	86,7	71,6

2.4. Tensione di calcolo nell'acciaio preteso

Si impiegano per ogni trave 48 trefoli da $7\phi 2.65$ pretesi alla tensione iniziale di 1300 N/mm^2 .

Caratteristiche dell'acciaio:		$f_{ptk} = 1800$	N/mm^2		
		$f_{p(1)k} = 1500$	N/mm^2		
		$E_s = 210000$	N/mm^2		
		$A_{ap} = 18,52$	cm^2		
		$y_{ap} = 16,67$	cm		
Tensioni iniziali:	al tiro	$\sigma_{spi} = 1300$	N/mm^2	< 1350	$= 0.9 f_{p(1)k}$
	al taglio	1300	N/mm^2		

CADUTE DI TENSIONE

ritiro del cls =	52,5	N/mm^2	($\varepsilon_{rit} = 0,00025$)
fluage del cls =	217,8	N/mm^2	($\varphi = 2,00$ $E_s/E_c = 6,00$ $\sigma_{c,ap} = 18,15 \text{ N/mm}^2$ (1))
rilassamento dell'acc. =	92,2	N/mm^2	($\Delta\sigma_{r0} = 0,0 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_{r\infty} / \sigma_{spi} = 0,18$ per $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$ $\Delta\sigma_{r\infty} = 192,0 \text{ N/mm}^2$ $\Delta'\sigma_{r\infty} = 92,2 \text{ N/mm}^2$)
TOTALE CADUTE =	362,5	N/mm^2	

Tensione finale di calcolo:	$\sigma_{spf} = 937,5$	N/mm^2	
Totale cadute/Tensione al taglio =	27,9%		
Caduta per deformazione elastica =	47,0	N/mm^2	($\sigma_{c,ap} = 7,83 \text{ N/mm}^2$ (2))
Tensione di esercizio:	$\sigma_{spe} = 890,5$	N/mm^2	$< 1080 = 0.6 f_{ptk}$

(1) tensione nel calcestruzzo (precompressione + peso proprio + % cadute) nel baricentro dell'a.p.

(2) tensione nel calcestruzzo (in esercizio, a ponte scarico) nel baricentro dell'a.p.

2.5. Verifica a flessione

2.5.1. Verifica delle tensioni

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti.

Le massime tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, devono rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c \leq 0.32 R_{ck} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.05 R_{ck} = 0.05 \times 52.5 = 2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ sol}} \leq 10.0 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore viene calcolata con la relazione:

$$A_s = A_t \sigma_G / \sigma_{s,adm}$$

con: A_t = area della zona tesa

σ_G = tensione nel baricentro della zona tesa

$\sigma_{s,adm}$ = tensione di calcolo per l'armatura sussidiaria (=175 N/mm²)

Sezione di mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	$\sigma_{c \text{ sup}}$ (N/mm ²)	$\sigma_{c \text{ inf}}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sol \text{ sup}}$ (N/mm ²)
precompressione	2407,6	0,1961	-884,8	0,0537	0,0669		-4,21	25,50	
trave prefabbricata			314,0	0,0537	0,0669		5,85	-4,69	
AL TAGLIO			314,0				1,64	20,81	
cadute	-671,4	0,1961	246,7	0,0537	0,0669		1,17	-7,11	
soletta e traversi			285,1	0,0537	0,0669		5,31	-4,26	
finiture			163,8	0,1921	0,0929	0,1442	0,85	-1,76	1,14
PONTE SCARICO			762,9				8,98	7,67	1,14
carichi mobili (Circ. 14/02/62)			942,1	0,1921	0,0929	0,1442	4,90	-10,15	6,53
PONTE CARICO			1705,0				13,88	-2,47	7,67

Tensioni massime di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 13.88 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \quad \sigma_{c \text{ inf}} = -2.47 \text{ N/mm}^2 > -2.62$$

$$\sigma_{sol \text{ sup}} = 7.67 \text{ N/mm}^2 < 10.0$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore è pari a:

$$A_s = 4.84 \text{ cm}^2 < 2\phi 12 + 2\phi 16 = 6.28 \text{ cm}^2 \quad (A_t = 595 \text{ cm}^2, \sigma_G = -1.42 \text{ N/mm}^2)$$

Sezione a 1.50 metri dalla mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 1.50 metri dalla mezzeria.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	2407,6	0,1961	-884,8	0,0537	0,0669		-4,21	25,50	
trave prefabbricata			308,8	0,0537	0,0669		5,75	-4,62	
AL TAGLIO			308,8				1,55	20,89	
cadute	-671,4	0,1961	246,7	0,0537	0,0669		1,17	-7,11	
soletta e traversi			280,4	0,0537	0,0669		5,22	-4,19	
finiture			161,1	0,1921	0,0929	0,1442	0,84	-1,73	1,12
PONTE SCARICO			750,3				8,78	7,85	1,12
carichi mobili (Circ. 14/02/62)			942,1	0,1921	0,0929	0,1442	4,90	-10,15	6,53
PONTE CARICO			1692,4				13,69	-2,30	7,65

Tensioni massime di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 13.69 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \quad \sigma_{c \text{ inf}} = -2.30 \text{ N/mm}^2 > -2.62$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 7.65 \text{ N/mm}^2 < 10.0$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore è pari a:

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2 < 2\phi 12 + 2\phi 16 = 6.28 \text{ cm}^2 \quad (A_t = 585 \text{ cm}^2, \sigma_G = -1.29 \text{ N/mm}^2)$$

Sezione a 6.00 metri dall'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 6.00 metri dall'appoggio.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	2407,6	0,1961	-704,9	0,0535	0,0658		-0,90	22,99	
trave prefabbricata			239,7	0,0535	0,0658		4,48	-3,64	
AL TAGLIO			239,7				3,58	19,35	
cadute	-671,4	0,1961	196,6	0,0535	0,0658		0,25	-6,41	
soletta e traversi			217,6	0,0535	0,0658		4,07	-3,31	
finiture			125,0	0,1914	0,0917	0,1434	0,65	-1,36	0,87
PONTE SCARICO			582,3				8,55	8,27	0,87
carichi mobili (Circ. 14/02/62)			783,0	0,1914	0,0917	0,1434	4,09	-8,54	5,46
PONTE CARICO			1365,3				12,64	-0,27	6,33

Tensioni massime di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 12.64 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \quad \sigma_{c \text{ inf}} = -0.27 \text{ N/mm}^2 > -2.62$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 6.33 \text{ N/mm}^2 < 10.0$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore è pari a:

$$A_s = 0.08 \text{ cm}^2 < 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2 \quad (A_t = 104 \text{ cm}^2, \sigma_G = -0.13 \text{ N/mm}^2)$$

Sezione a 3.00 metri dall'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 3.00 metri dall'appoggio.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	2407,6	0,1961	-574,9	0,0538	0,0657		1,60	21,03	
trave prefabbricata			140,5	0,0538	0,0657		2,61	-2,14	
AL TAGLIO			140,5				4,21	18,89	
cadute	-671,4	0,1961	160,3	0,0538	0,0657		-0,45	-5,86	
soletta e traversi			127,6	0,0538	0,0657		2,37	-1,94	
finiture			73,3	0,1917	0,0913	0,1435	0,38	-0,80	0,51
PONTE SCARICO			341,4				6,51	10,28	0,51
carichi mobili (Circ. 14/02/62)			473,3	0,1917	0,0913	0,1435	2,47	-5,19	3,30
PONTE CARICO			814,7				8,98	5,10	3,81

Tensioni massime di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 10.28 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 3.81 \text{ N/mm}^2 < 10.0$$

Sezione a 1.00 metro dall'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 1.00 metro dall'appoggio.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	2407,6	0,1961	-488,3	0,0543	0,0658		3,29	19,69	
trave prefabbricata			51,4	0,0543	0,0658		0,95	-0,78	
AL TAGLIO			51,4				4,23	18,91	
cadute	-671,4	0,1961	136,1	0,0543	0,0658		-0,92	-5,49	
soletta e traversi			46,7	0,0543	0,0658		0,86	-0,71	
finiture			26,8	0,1923	0,0912	0,1439	0,14	-0,29	0,19
PONTE SCARICO			124,9				4,32	12,42	0,19
carichi mobili (Circ. 14/02/62)			175,9	0,1923	0,0912	0,1439	0,91	-1,93	1,22
PONTE CARICO			300,8				5,23	10,49	1,41

Tensioni massime di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 12.42 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 1.41 \text{ N/mm}^2 < 10.0$$

Sezione all'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione all'appoggio.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	2407,6	0,1961	-423,7	0,0548	0,0661		4,54	18,68	
trave prefabbricata			0,0	0,0548	0,0661		0,00	0,00	
AL TAGLIO			0,0				4,54	18,68	
cadute	-671,4	0,1961	118,2	0,0548	0,0661		-1,27	-5,21	
soletta e traversi			0,0	0,0548	0,0661		0,00	0,00	
finiture			0,0	0,1930	0,0912	0,1443	0,00	0,00	0,00
PONTE SCARICO			0,0				3,28	13,47	0,00
carichi mobili (Circ. 14/02/62)			0,0	0,1930	0,0912	0,1443	0,00	0,00	0,00
PONTE CARICO			0,0				3,28	13,47	0,00

Tensioni massime di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 13.47 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

2.5.2. Verifica a rottura

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$$0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.6 = 19.8 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compress. del cls (} R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/1.3 = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio A.L.E. (} f_{yk}=440 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità dell'acciaio}$$

$$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione caratteristica di rottura dell'acciaio di precompressione}$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità dell'acciaio}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{coefficiente di sicurezza dell'acciaio}$$

Sezione di mezzzeria

Il momento flettente massimo vale:

$$M_{perm} = 762.9 \text{ kNm}$$

$$M_{accid} = 942.1 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 1705.0 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 0.94 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.33 \text{ m}$

- armatura ordinaria

$$A_s = 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.305 \text{ m dal bordo superiore}$$

- armatura di precompressione

$$A_s = 10 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 3.86 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.305 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 12 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 4.63 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.275 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 12 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 4.63 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.245 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 4 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.215 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 4 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.185 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.155 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 4 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ a } 0.160 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$\sigma_{spf} = 937 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione di tiro finale)}$$

risulta un momento ultimo resistente: $M_{ur} = 3001 \text{ kNm}$

il coefficiente di sicurezza vale quindi: $c.s. = M_{ur}/M_{tot} = 1.76 > 1.5$

Sezione a 6.00 metri dall'appoggio

Il momento flettente massimo vale:

$$\begin{aligned} M_{\text{perm}} &= 582.3 \text{ kNm} \\ M_{\text{accid}} &= 783.0 \text{ kNm} \\ M_{\text{tot}} &= 1365.3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 0.94 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.33 \text{ m}$

- armatura ordinaria

$$A_s = 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.305 \text{ m dal bordo superiore}$$

- armatura di precompressione

$$A_s = 10 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 3.86 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.305 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 10 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 3.86 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.275 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 10 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 3.86 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.245 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.215 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 1.185 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 0.898 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 0.868 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 0.838 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 0.808 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ a } 0.778 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 4 \text{ tref. } 7\phi 2.65 = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ a } 0.160 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$\sigma_{\text{spf}} = 937 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione di tiro finale)}$$

risulta un momento ultimo resistente: $M_{\text{ur}} = 2785 \text{ kNm}$

il coefficiente di sicurezza vale quindi: $c.s. = M_{\text{ur}}/M_{\text{tot}} = 2.04 > 1.5$

2.6. Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti.

Le massime tensioni principali di trazione e di compressione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, devono rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_I \leq 0.05 R_{\text{ck}} = 0.05 \times 52.5 = 2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{II} \leq 0.32 R_{\text{ck}} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

Non è richiesto il calcolo delle armature resistenti a taglio quando:

$$\sigma_I \leq 0.02 R_{\text{ck}} = 0.02 \times 52.5 = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura trasversale necessaria per assorbire la tensione principale di trazione viene calcolata con la relazione:

$$A_s = b \sigma_1' / \sigma_{s,adm}$$

con: b = larghezza della sezione trasv. in corrispondenza della fibra in cui si calcola σ_1'
 σ_1' = tensione principale di trazione calcolata assumendo lo sforzo di precompress. intero o ridotto a 2/3, in modo da individuare la condizione più gravosa
 $\sigma_{s,adm}$ = tensione di calcolo per l'armatura trasversale (=220 N/mm²)

Sezione all'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione all'appoggio.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_1 N/mm ²	σ_{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_1 N/mm ²	σ_{II} N/mm ²
precompressione	-45,0	10,5673	-0,48	12,28			9,5662	-0,43	9,08		
trave prefabbricata	53,8	10,5673	0,57	0,00			9,5662	0,51	0,00		
AL TAGLIO	8,8		0,09	12,28	0,00	12,28		0,08	9,08	0,00	9,08
cadute	12,6	10,5673	0,13	-3,42			9,5662	0,12	-2,53		
soletta	45,9	10,5673	0,49	0,00			9,5662	0,44	0,00		
finiture	28,0	8,8872	0,25	0,00			9,3784	0,26	0,00		
PONTE SCARICO	95,2		0,96	8,85	-0,10	8,96		0,91	6,55	-0,12	6,67
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	189,3	8,8872	1,68	0,00			9,3784	1,78	0,00		
PONTE CARICO	284,5		2,64	8,85	-0,73	9,58		2,68	6,55	-0,96	7,51

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_1 = -0.96 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 9.58 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

Nonostante le tensioni principali di trazione σ_1 siano minori di $0.02 R_{ck}$, si svolge comunque il calcolo delle armature resistenti a taglio:

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{st. } \phi 10 / 10 \text{ cm} = 15.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (b = 10 \text{ cm}, \sigma_1' = -1.36 \text{ N/mm}^2)$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta:

	V (kN)	ATTACCO TRAVE-SOLETTA	
		S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
finiture	28,0	2,3861	0,07
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	189,3	2,3861	0,45
PONTE CARICO	217,3		0,52

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.52 \times 30 \times 100 / 220 = 7.07 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 10 / 10 \text{ cm} + \text{st. } \phi 6 / 20 \text{ cm} = 15.7 + 2.82 = 18.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sezione a 1.00 metro dall'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 1.00 metro dall'appoggio.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²
precompressione	-45,0	10,6133	-0,48	12,28			9,5771	-0,43	8,56		
trave prefabbricata	49,2	10,6133	0,52	0,00			9,5771	0,47	0,39		
AL TAGLIO	4,2		0,04	12,28	0,00	12,28		0,04	8,95	0,00	8,95
cadute	12,6	10,6133	0,13	-3,42			9,5771	0,12	-2,39		
soletta	42,0	10,6133	0,45	0,00			9,5771	0,40	0,36		
finiture	25,6	8,8790	0,23	-0,10			9,3775	0,24	0,00		
PONTE SCARICO	84,3		0,85	8,76	-0,08	8,84		0,80	6,92	-0,09	7,01
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	179,2	8,8790	1,59	-0,64			9,3775	1,68	0,00		
PONTE CARICO	263,5		2,44	8,11	-0,68	8,79		2,48	6,92	-0,80	7,72

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_I = -0.80 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 8.84 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

Nonostante le tensioni principali di trazione σ_I siano minori di $0.02 R_{ck}$, si svolge comunque il calcolo delle armature resistenti a taglio:

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{st. } \phi 10 / 20 \text{ cm} = 7.85 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (b = 10 \text{ cm}, \sigma_I' = -1.12 \text{ N/mm}^2)$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta:

	V (kN)	ATTACCO TRAVE-SOLETTA	
		S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
finiture	25,6	2,3938	0,06
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	179,2	2,3938	0,43
PONTE CARICO	204,8		0,49

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.49 \times 30 \times 100 / 220 = 6.69 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 10 / 20 \text{ cm} + \text{st. } \phi 6 / 20 \text{ cm} = 7.86 + 2.82 = 10.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sezione a 3.00 metri dall'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 3.00 metri dall'appoggio.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²
precompressione	-45,0	10,6197	-0,48	12,28			9,4930	-0,43	7,87		
trave prefabbricata	40,0	10,6197	0,42	0,00			9,4930	0,38	1,08		
AL TAGLIO	-5,0		-0,05	12,28	0,00	12,28		-0,05	8,94	0,00	8,94
cadute	12,6	10,6197	0,13	-3,42			9,4930	0,12	-2,19		
soletta	34,1	10,6197	0,36	0,00			9,4930	0,32	0,98		
finiture	20,8	8,8691	0,18	-0,27			9,3813	0,20	0,00		
PONTE SCARICO	62,4		0,63	8,58	-0,05	8,63		0,59	7,73	-0,04	7,77
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	159,1	8,8691	1,41	-1,74			9,3813	1,49	0,00		
PONTE CARICO	221,5		2,04	6,85	-0,56	7,41		2,08	7,73	-0,53	8,26

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_1 = -0.56 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 8.63 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

Nonostante le tensioni principali di trazione σ_1 siano minori di $0.02 R_{ck}$, si svolge comunque il calcolo delle armature resistenti a taglio:

$$A_s = 4.34 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{st. } \phi 10 / 25 \text{ cm} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (b = 10 \text{ cm}, \sigma_1' = -0.96 \text{ N/mm}^2)$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta:

	ATTACCO TRAVE-SOLETTA		
	V (kN)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
finiture	20,8	2,3992	0,05
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	159,1	2,3992	0,38
PONTE CARICO	179,9		0,43

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.43 \times 30 \times 100 / 220 = 5.89 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 10 / 25 \text{ cm} + \text{st. } \phi 6 / 25 \text{ cm} = 6.28 + 2.26 = 8.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sezione a 6.00 metri dall'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 6.00 metri dall'appoggio.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_1 N/mm ²	σ_{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_1 N/mm ²	σ_{II} N/mm ²
precompressione	-45,0	10,5902	-0,48	12,28			9,5453	-0,43	6,84		
trave prefabbricata	26,2	10,5902	0,28	0,00			9,5453	0,25	1,85		
AL TAGLIO	-18,8		-0,20	12,28	0,00	12,28		-0,18	8,69	0,00	8,69
cadute	12,6	10,5902	0,13	-3,42			9,5453	0,12	-1,91		
soletta	22,3	10,5902	0,24	0,00			9,5453	0,21	1,68		
finiture	13,6	8,8722	0,12	-0,46			9,3964	0,13	0,00		
PONTE SCARICO	29,6		0,29	8,39	-0,01	8,40		0,28	8,46	-0,01	8,47
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	128,9	8,8722	1,14	-2,88			9,3964	1,21	0,00		
PONTE CARICO	158,5		1,43	5,52	-0,35	5,87		1,49	8,46	-0,26	8,72

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_1 = -0.35 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 8.72 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

Nonostante le tensioni principali di trazione σ_1 siano minori di $0.02 R_{ck}$, si svolge comunque il calcolo delle armature resistenti a taglio:

$$A_s = 3.31 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{st. } \phi 10 / 33 \text{ cm} = 4.76 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (b = 10 \text{ cm}, \sigma_1' = -0.73 \text{ N/mm}^2)$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta:

ATTACCO TRAVE-SOLETTA			
	V (kN)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
finiture	13,6	2,4018	0,03
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	128,9	2,4018	0,31
PONTE CARICO	142,5		0,34

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.34 \times 30 \times 100 / 220 = 4.67 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 10 / 33 \text{ cm} + \text{st. } \phi 6 / 33 \text{ cm} = 4.76 + 1.72 = 6.48 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Sezione a 1.50 metri dalla mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 1.50 metri dalla mezzeria.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²
precompressione	0,0	10,6044	0,00	12,28			9,5411	0,00	5,47		
trave prefabbricata	6,9	10,6044	0,07	0,00			9,5411	0,07	2,37		
AL TAGLIO	6,9		0,07	12,28	0,00	12,28		0,07	7,85	0,00	7,85
cadute	0,0	10,6044	0,00	-3,42			9,5411	0,00	-1,53		
soletta	5,9	10,6044	0,06	0,00			9,5411	0,06	2,16		
finiture	3,6	8,8525	0,03	-0,59			9,3584	0,03	0,00		
PONTE SCARICO	16,4		0,17	8,26	0,00	8,27		0,16	8,48	0,00	8,48
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	86,7	8,8525	0,77	-3,45			9,3584	0,81	0,00		
PONTE CARICO	103,1		0,94	4,82	-0,18	4,99		0,97	8,48	-0,11	8,59

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_I = -0.18 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 8.59 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

Sezione di mezzeria

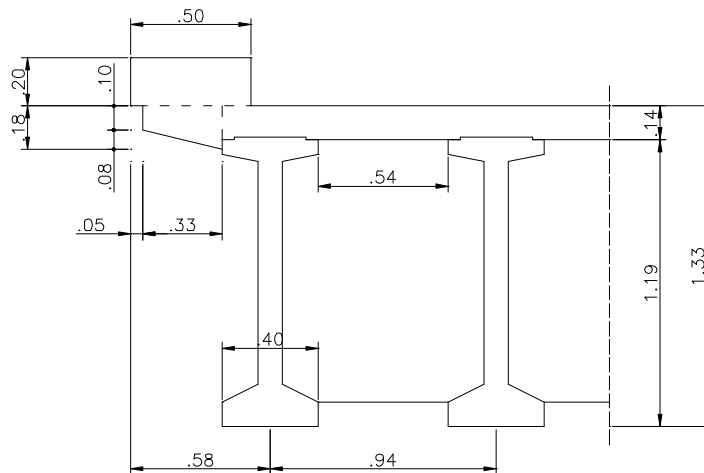
Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ _I N/mm ²	σ _{II} N/mm ²
precompressione	0,0	10,6044	0,00	12,28			9,5411	0,00	5,47		
trave prefabbricata	0,0	10,6044	0,00	0,00			9,5411	0,00	2,41		
AL TAGLIO	0,0		0,00	12,28	0,00	12,28		0,00	7,89	0,00	7,89
cadute	0,0	10,6044	0,00	-3,42			9,5411	0,00	-1,53		
soletta	0,0	10,6044	0,00	0,00			9,5411	0,00	2,19		
finiture	0,0	8,8525	0,00	-0,60			9,3584	0,00	0,00		
PONTE SCARICO	0,0		0,00	8,25	0,00	8,25		0,00	8,55	0,00	8,55
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	71,6	8,8525	0,63	-3,45			9,3584	0,67	0,00		
PONTE CARICO	71,6		0,63	4,81	-0,08	4,89		0,67	8,55	-0,05	8,61

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_I = -0.08 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 8.61 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

2.7. Verifica della soletta



Luce di calcolo	$L = 1.05 \times 0.54 = 0.57 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0.14 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0.10 \text{ m}$

2.7.1. Campata

Si risolve la soletta come una piastra di lunghezza infinita, incastrata ai bordi per il calcolo dei momenti negativi e semi-incastrata per i momenti positivi.

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$25 \times 0.14 = 3.50 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$20 \times 0.10 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
totale	$= 5.50 \text{ kN/m}^2$

$$M_{\text{perm}}^+ = M_{\text{perm}}^- = 5.50 \times 0.57^2 / 12 = 0.15 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{perm}} = 5.50 \times 0.57 / 2 = 1.57 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

Si adottano i carichi della Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962.

- coefficiente dinamico:
$$\phi = 1 + \frac{(100 - 0.57)^2}{100 (250 - 0.57)} = 1.396$$

- 1 ruota da 6 t del rullo dello schema 2:

$$A = 0.50 + 2 \times 0.10 + 0.14 = 0.84 \text{ m}$$

$$B = 0.10 + 2 \times 0.10 + 0.14 + 0.57 / 2 = 0.73 \text{ m}$$

$$Q = 60 / (0.84 \times 0.73) = 97.8 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{cm}^+ = M_{cm}^- = 1.396 \times 97.8 \times 0.57^2 / 12 = 1.396 \times 2.65 = 3.70 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm} = 1.396 \times 97.8 \times 0.57 / 2 = 1.396 \times 27.87 = 38.91 \text{ kN/m}$$

Verifica

$$M^+ = M^- = 0.15 + 3.70 = 3.85 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$, $d = 12.5 \text{ cm}$, $d' = 1.5 \text{ cm}$, $A_s = A'_s = 6\phi 6/m = 1.70 \text{ cm}^2/m$ ($n=10$)

risulta: $x = 1.9 \text{ cm}$ $\sigma_c = 3.36 \text{ N/mm}^2 < 10.0$ $\sigma_s = 191 \text{ N/mm}^2 < 220$

$$V = 1.57 + 38.91 = 40.48 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 40.48 / (1.00 \times 0.9 \times 0.125) / 1000 = 0.36 \text{ N/mm}^2 < 0.60$$

2.7.2. Sbalzo

Carichi permanenti

peso proprio e sicurvia:

$$M = 25 \times (0.14 \times 0.33 \times 0.149 + 0.20 \times 0.38^2 / 2) + 0.3 \times 0.20 = 0.59 \text{ kNm/m}$$

$$V = 25 \times (0.14 \times 0.33 + 0.20 \times 0.38) + 0.3 = 3.36 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

Si assume un asse da 5 t per svio.

$$M = 50 \times 0.50 = 25.0 \text{ kNm}$$

Verifica

$$M = 0.59 + 25.00 = 25.59 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$, $d = 16.5 \text{ cm}$, $A_s = (6\phi 6 + 6\phi 12) / m = 8.49 \text{ cm}^2/m$ ($n=10$)

risulta: $x = 4.5 \text{ cm}$ $\sigma_c = 7.56 \text{ N/mm}^2 < 10.0$ $\sigma_s = 201 \text{ N/mm}^2 < 220$

$$V = 3.36 + 50.00 = 53.36 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 53.36 / (1.00 \times 0.9 \times 0.165) / 1000 = 0.04 \text{ N/mm}^2 < 0.60$$

2.8. Verifica dei traversi

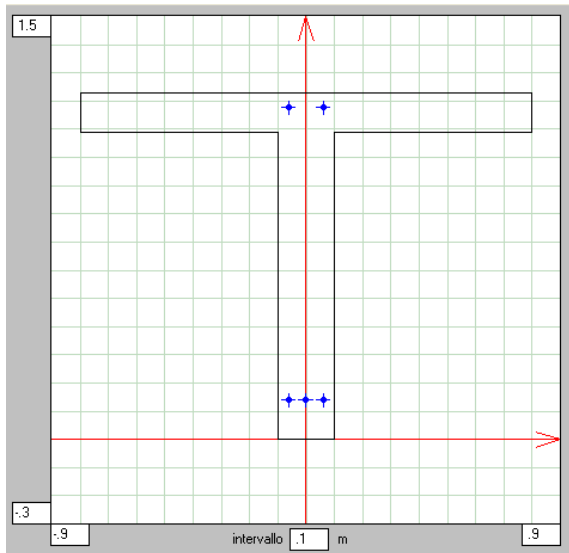
I cinque traversi di collegamento delle travi, disposti agli appoggi, ai quarti ed in mezzeria, sono realizzati in cemento armato ordinario.

La sezione a T ha un'altezza totale $h = 123$ cm, compresa la soletta di spessore $s = 14$ cm, ed una larghezza della membratura $b_0 = 20$ cm. Nei calcoli seguenti si considererà una larghezza collaborante della soletta pari a: $b = b_0 + 2 \times 5 \times s = 160$ cm.

Dal momento che tutti i traversi hanno le stesse caratteristiche geometriche, si eseguirà solamente la verifica del traverso di mezzeria, essendo quello maggiormente sollecitato.

2.8.1. Caratteristiche geometriche della sezione

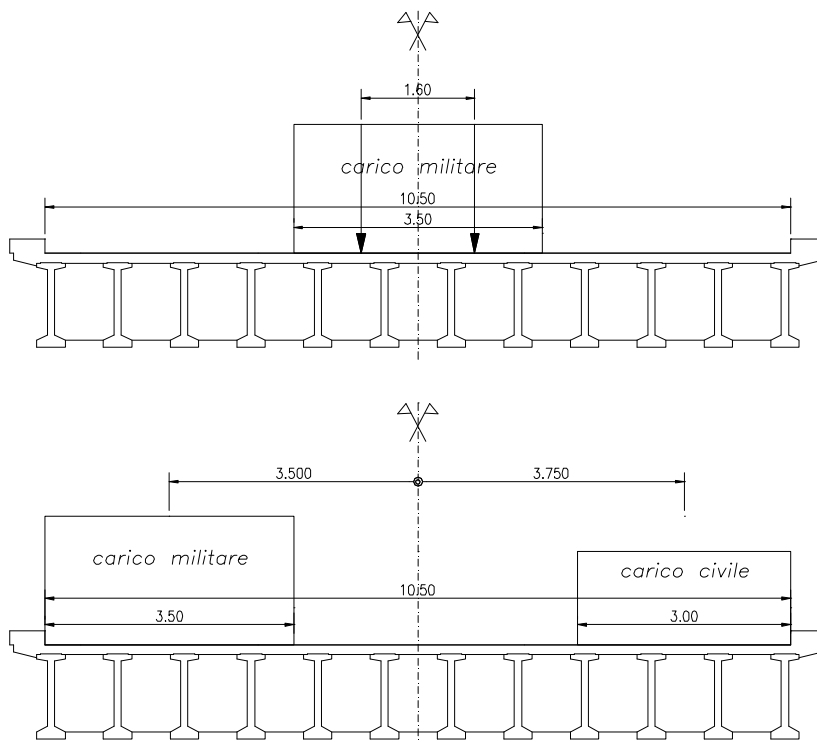
L'armatura dei traversi è costituita da $3\phi 26$ al lembo inferiore e da $2\phi 24$ al lembo superiore.



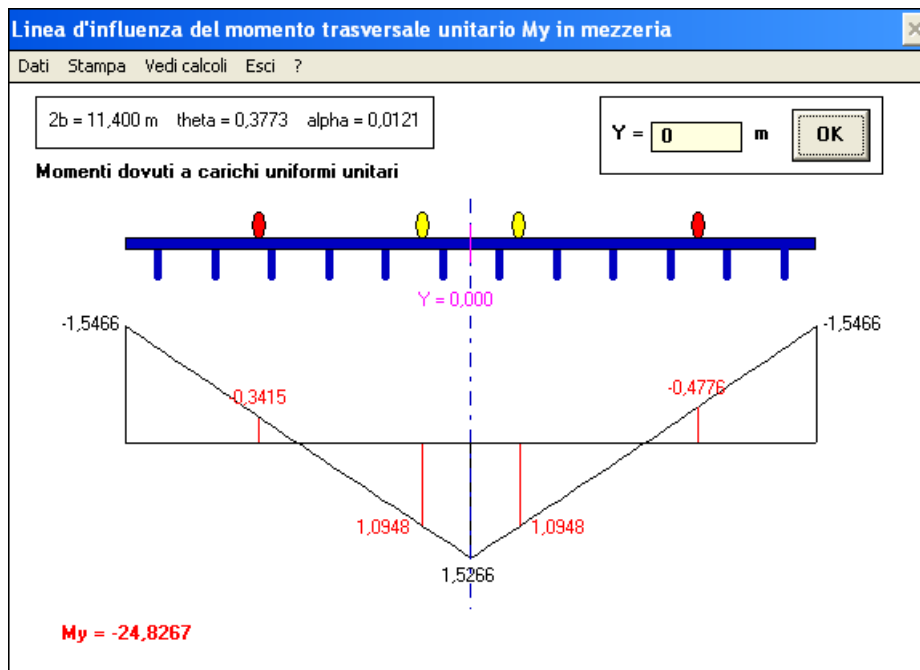
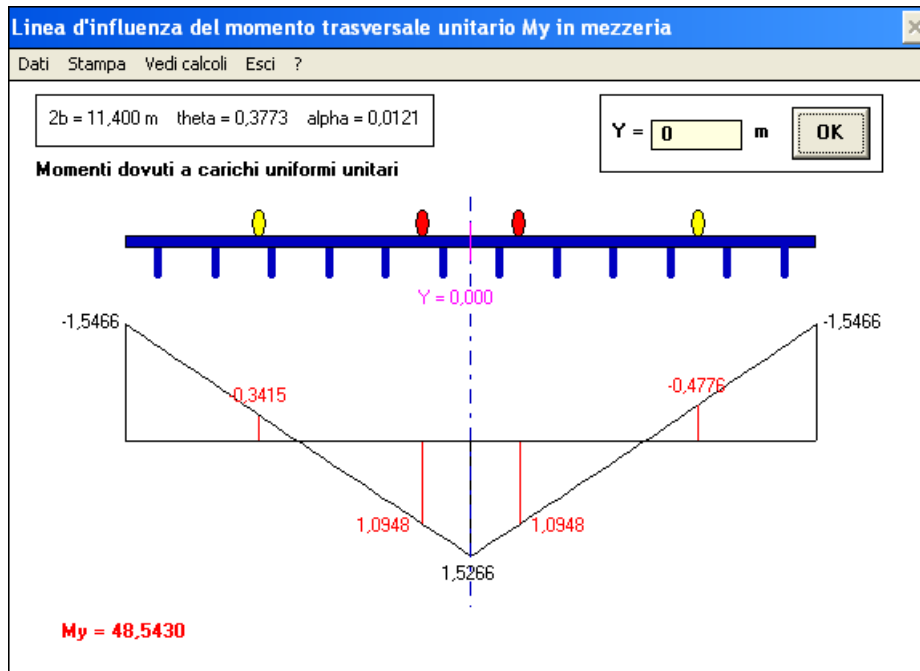
		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n = 10
Altezza	h	1,23		
Area	A	0,4420	0,002497 (0,56%)	0,46697
Ordinata baricentro	Yg	0,85667	0,51652	0,83849
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,3733	0,7135	0,3915
	infer. Yg - Y _{min}	0,8567	0,5165	0,8385
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,06373584	0,00062378	0,07270839
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,23	W _s	0,170724	0,185710
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,074399	0,086714
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,20) (A _{inf} = 0,183627)
	Y = <input type="text"/>	S _x		0,081433

2.8.2. Sollecitazioni

Per valutare l'effetto dei carichi mobili sul traverso si utilizza il metodo di Massonet e si calcolano i relativi momenti. Si considerano gli schemi di carico che producono i massimi valori (assoluti) di momento flettente positivo e negativo nel traverso.



Applicando il metodo di Massonet (per i parametri della piastra ortotropa equivalente vedi Paragrafo 2.2.2) si ottiene:



carico militare	$e = \pm 0,800$	$q = 22,17 \text{ kN/m}$	$k_{\mu} = 1,0948 \text{ m}$
carico militare	$-3,500$	$44,34 \text{ kN/m}$	$-0,3415 \text{ m}$
carico civile	$3,750$	$20,28 \text{ kN/m}$	$-0,4776 \text{ m}$

Momenti flettenti massimi:

- momento flettente positivo:

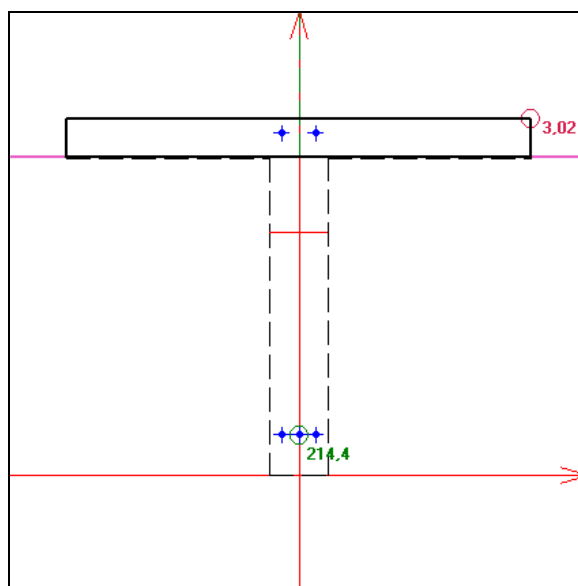
$$M^+ = 1.259 \times 48.5430 \times 5.84 = 356.9 \text{ kNm}$$

- momento flettente negativo:

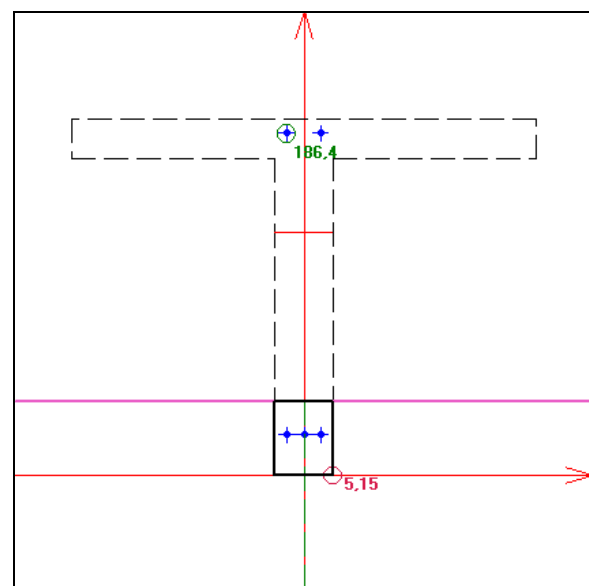
$$M^- = -1.259 \times 24.8267 \times 5.84 = -182.5 \text{ kNm}$$

2.8.3. Verifica

Si esegue la verifica a flessione della sezione del traverso.



Momento flettente positivo



Momento flettente negativo

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_c = 5.15 \text{ N/mm}^2 < 10.0$$

$$\sigma_s = 214 \text{ N/mm}^2 < 220$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{ur}^+ = 575 \text{ kNm}$$

$$M_{ur}^- = -344 \text{ kNm}$$

il coefficiente di sicurezza vale quindi:

$$c.s. = M_{ur}^+ / M^+ = 1.61 > 1.5$$

$$c.s. = M_{ur}^- / M^- = 1.88 > 1.5$$

3. NUOVE TRAVI IN C.A.P. – SITUAZIONE MODIFICATA

Le sezioni delle nuove travi in corrispondenza delle quali saranno eseguite le verifiche a flessione sono (x = distanza dalla mezzeria):

- 1) **sezione di mezzeria** (36 trefoli)

$$x = 0.00 \text{ m}$$

- 2) **sezione a 4.00 metri dalla mezzeria** (36 trefoli)

$$x = 24.70/2 - 7.50 - 0.76 = 4.09 \text{ m} \approx 4.00 \text{ m}$$

7.50 = lunghezza guaine dalla testata della trave (4 guaine)

0.76 = 70 ϕ equivalente per trefoli da 0.5"

- 3) **sezione a 4.85 metri dalla mezzeria** (32 trefoli)

$$x = 24.70/2 - 7.50 = 4.85 \text{ m}$$

- 4) **sezione a 9.00 metri dalla mezzeria** (32 trefoli)

$$x = 24.70/2 - 2.50 - 0.76 = 9.09 \text{ m} \approx 9.00 \text{ m}$$

2.50 = lunghezza guaine dalla testata della trave (8 guaine)

0.76 = 70 ϕ equivalente per trefoli da 0.5"

- 5) **sezione a 9.85 metri dalla mezzeria** (24 trefoli)

$$x = 24.70/2 - 2.50 = 9.85 \text{ m}$$

- 6) **sezione all'appoggio** (24 trefoli)

$$x = 23.37/2 = 11.685 \text{ m}$$

Le verifiche a taglio invece saranno svolte nelle seguenti sezioni:

- 6) **sezione all'appoggio** (staffe $\phi 12/10$ cm)

$$x = 23.37/2 = 11.685 \text{ m}$$

- 7) **sezione a 3.00 metri dall'appoggio** (staffe $\phi 12/15$ cm)

$$x = 23.37/2 - 3.00 = 8.685 \text{ m}$$

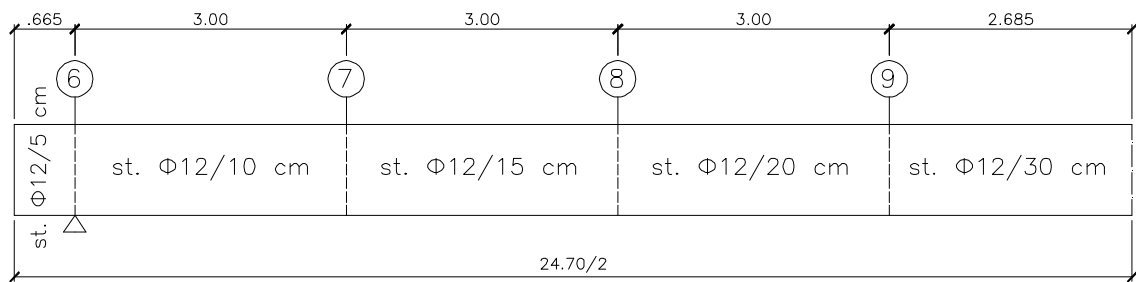
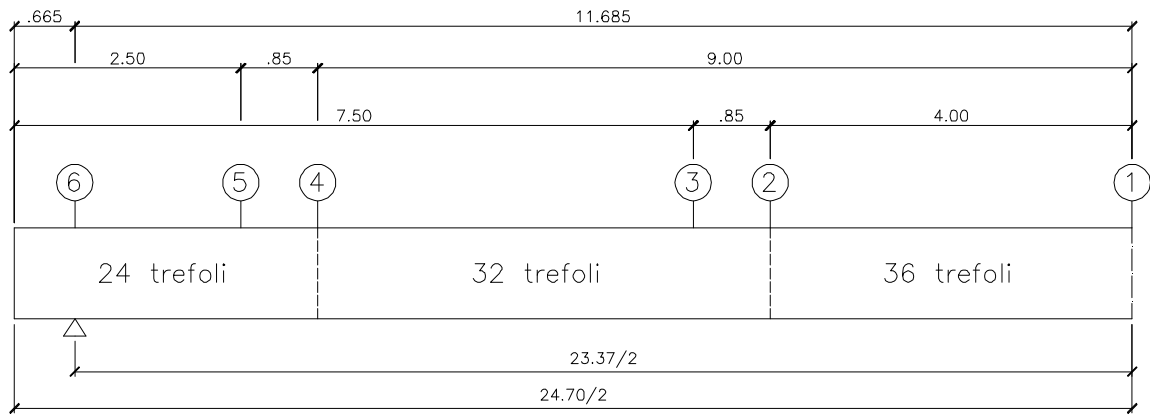
- 8) **sezione a 6.00 metri dall'appoggio** (staffe $\phi 12/20$ cm)

$$x = 23.37/2 - 6.00 = 5.685 \text{ m}$$

- 9) **sezione a 9.00 metri dall'appoggio** (staffe $\phi 12/30$ cm)

$$x = 23.37/2 - 9.00 = 2.685 \text{ m}$$

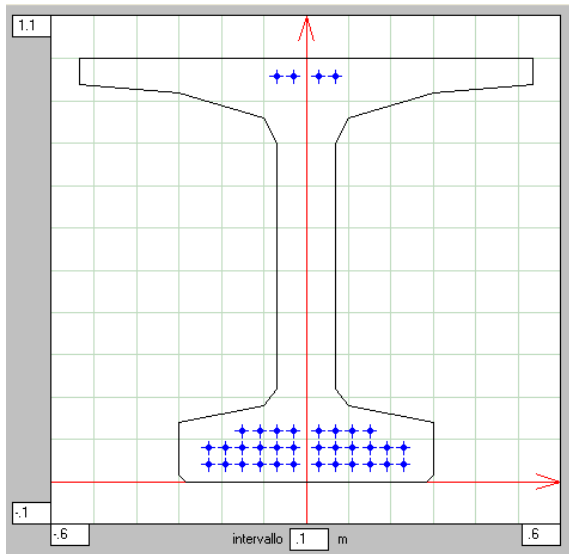
Si riporta uno schema della trave in cui sono indicate le sezioni di verifica.



3.1. Caratteristiche geometriche delle sezioni

Le travi sono precomprese mediante 36 trefoli rettilinei da 0.5" (area di un trefolo = 93 mm²) dei quali 8+4 sono inguainati verso l'appoggio. L'armatura sussidiaria al lembo inferiore è costituita da 2 ϕ 12.

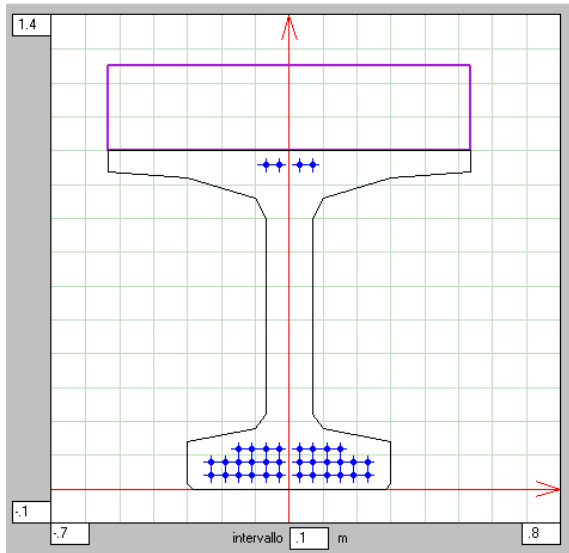
3.1.1. Sezione di mezzeria con 36 trefoli



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X					Unità di misura: metro
			CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h		1,00		
Area	A		0,303345	0,003348 (1,10%)	0,320085
Ordinata baricentro	Yg		0,52538	0,17333	0,50697
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg		0,4746	0,8267	0,493
	infer. Yg - Y _{min}		0,5254	0,1733	0,507
Momento d'inerzia baricentrico	Jx		0,04247616	0,00026189	0,04575184
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,00	W _s	0,089496		0,092798
	Y = <input type="text"/>	W			
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,080848		0,090245
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,14) (A _{inf} = 0,161631)	0,056485
	Y = <input type="text" value="0.784"/>	S _x		(b = 0,14) (A _{inf} = 0,200415)	0,051113

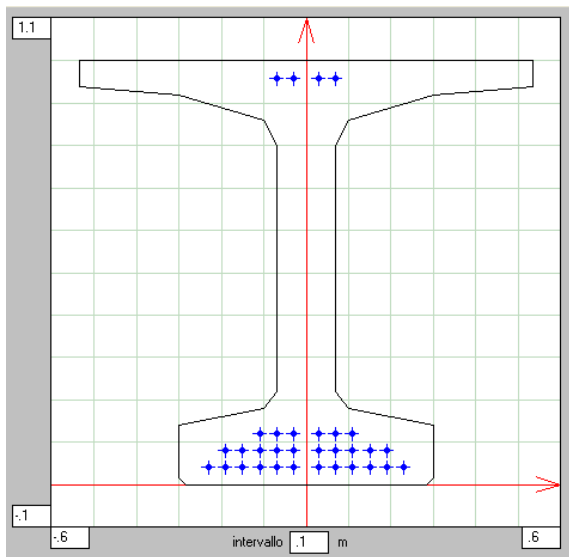
Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{\text{sol}} / E_t = 35000/36000 = 0.972$$



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X					Unità di misura: metro
Sezione completa $n'=1,0286$		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE $n-1 = 5$	
Altezza	h	1,25			
Area	A	0,563407	0,003348 (0,59%)	0,580147	
Ordinata baricentro	Y_g	0,80216	0,17333	0,78402	
Distanze baricentro dai lembi	sup. $Y_{\text{max}} - Y_g$	0,4478	1,0767	0,466	
	infer. $Y_g - Y_{\text{min}}$	0,8022	0,1733	0,784	
Momento d'inerzia baricentrico	J_x	0,09417356	0,00026189	0,10191138	
Moduli di resistenza	$Y_{\text{max}} = 1,25$	W_s	0,210284		0,218701
	$Y = 1$	W	0,476008		0,471845
	$Y_{\text{min}} = 0,00$	W_i	0,117400		0,129987
Momenti statici rispetto asse baricentrico	$Y = Y_g$	S_{xg}		($b = 0,14$) ($A_{\text{inf}} = 0,200417$)	0,106637
	$Y = 0,507$	S_x		($b = 0,14$) ($A_{\text{inf}} = 0,161635$)	0,101265

3.1.2. Sezione intermedia con 32 trefoli



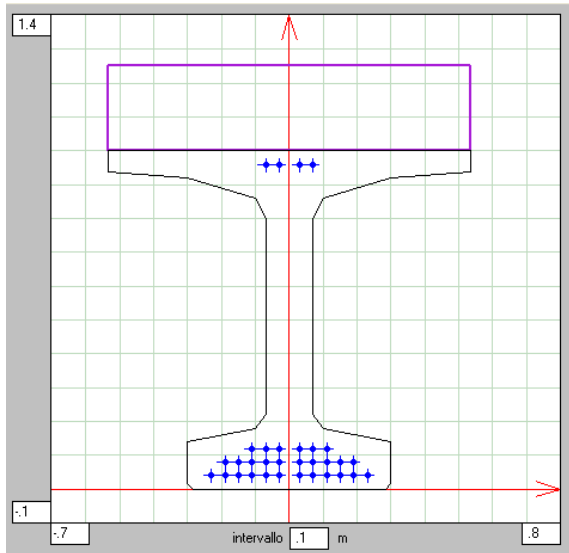
PONTE SUL FIUME TARTARO - NUOVA TRAVE IN C.A.P. T100/107 (sez. intermedia con 32 trefoli)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,00		
Area	A	0,303345	0,002976 (0,98%)	0,318225
Ordinata baricentro	Yg	0,52538	0,1825	0,50935
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,4746	0,8175	0,4906
	infer. Yg - Y _{min}	0,5254	0,1825	0,5094
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,04247616	0,00025949	0,04544123
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,00	W _s	0,089496	0,092614
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,080848	0,089214
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,14) (A _{inf} = 0,160104) 0,056109
	Y = <input type="text" value="0.7862"/>	S _x		(b = 0,14) (A _{inf} = 0,198863) 0,050744

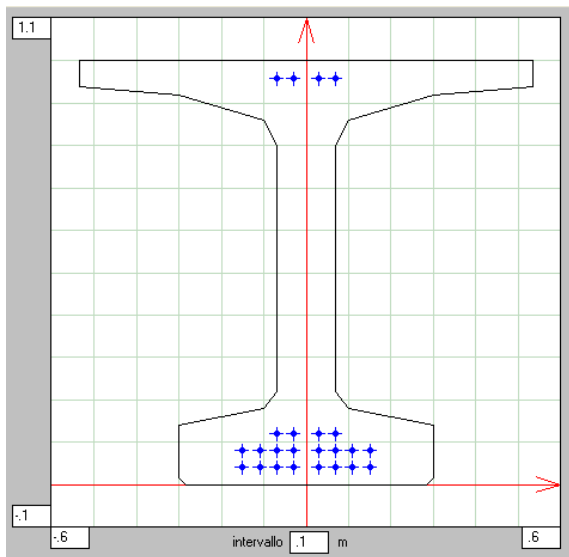
Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{\text{sol}} / E_t = 35000/36000 = 0.972$$



PONTE SUL FIUME TARTARO - NUOVA TRAVE IN C.A.P. T100/107 (sez. intermedia con 32 trefoli)				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X				Unità di misura: metro
Sezione completa $n'=1,0286$		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE $n-1 = 5$
Altezza	h	1,25		
Area	A	0,563407	0,002976 (0,53%)	0,578287
Ordinata baricentro	Y_g	0,80216	0,1825	0,78622
Distanze baricentro dai lembi	sup. $Y_{\text{max}} - Y_g$	0,4478	1,0675	0,4638
	infer. $Y_g - Y_{\text{min}}$	0,8022	0,1825	0,7862
Momento d'inerzia baricentrico	J_x	0,09417356	0,00025949	0,10103758
Moduli di resistenza	$Y_{\text{max}} = 1,25$	W_s	0,210284	0,217854
	$Y = 1$	W	0,476008	0,472613
	$Y_{\text{min}} = 0,00$	W_i	0,117400	0,128511
Momenti statici rispetto asse baricentrico	$Y = Y_g$	S_{xg}		($b = 0,14$) ($A_{\text{inf}} = 0,198865$) 0,105802
	$Y = 0,5094$	S_x		($b = 0,14$) ($A_{\text{inf}} = 0,160111$) 0,100438

3.1.3. Sezione all'appoggio con 24 trefoli



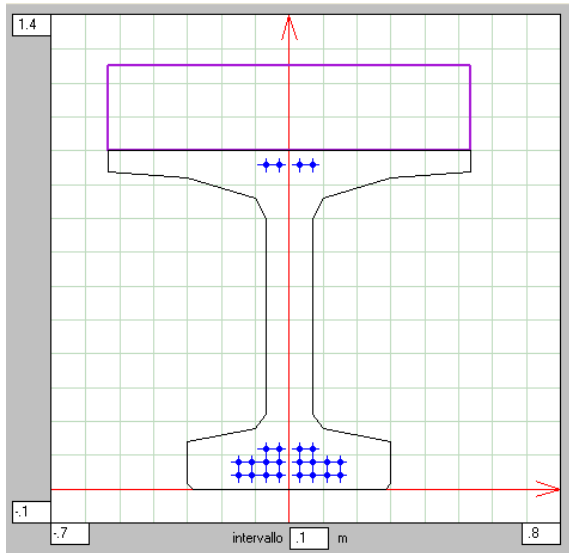
PONTE SUL FIUME TARTARO - NUOVA TRAVE IN C.A.P. T100/107 (sez. all'appoggio con 24 trefoli) ✕

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,00		
Area	A	0,303345	0,002232 (0,74%)	0,314505
Ordinata baricentro	Y_g	0,52538	0,2200	0,51455
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y_{max} - Y_g	0,4746	0,78	0,4855
	infer. Y_g - Y_{min}	0,5254	0,22	0,5145
Momento d'inerzia baricentrico	J_x	0,04247616	0,00024612	0,04471057
Moduli di resistenza	Y_{max} = 1,00	W_s	0,089496	0,092101
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y_{min} = 0,00	W_i	0,080848	0,086893
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y_g	S_{xg}	(b = 0,14) (A _{inf} = 0,157112)	0,055289
	Y = <input type="text" value="0.7909"/>	S_x	(b = 0,14) (A _{inf} = 0,195801)	0,049943

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{\text{sol}} / E_t = 35000/36000 = 0.972$$



PONTE SUL FIUME TARTARO - NUOVA TRAVE IN C.A.P. T100/107 (sez. all'appoggio con 24 trefoli)				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X				Unità di misura: metro
Sezione completa $n'=1,0286$		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE $n-1 = 5$
Altezza	h	1,25		
Area	A	0,563407	0,002232 (0,40%)	0,574567
Ordinata baricentro	Y_g	0,80216	0,2200	0,79085
Distanze baricentro dai lembi	sup. $Y_{\text{max}} - Y_g$	0,4478	1,03	0,4591
	infer. $Y_g - Y_{\text{min}}$	0,8022	0,22	0,7909
Momento d'inerzia baricentrico	J_x	0,09417356	0,00024612	0,09911291
Moduli di resistenza	$Y_{\text{max}} = 1,25$	W_s	0,210284	0,215863
	$Y = 1$	W	0,476008	0,473889
	$Y_{\text{min}} = 0,00$	W_i	0,117400	0,125324
Momenti statici rispetto asse baricentrico	$Y = Y_g$	S_{xg}		($b = 0,14$) ($A_{\text{inf}} = 0,195794$) 0,104044
	$Y = 0,5145$	S_x		($b = 0,14$) ($A_{\text{inf}} = 0,157105$) 0,098698

3.2. Analisi dei carichi

3.2.1. Carichi permanenti

- trave prefabbricata:
sezione corrente $25 \times 0.3033 = 7.6 \text{ kN/m}$
- soletta e traversi:
soletta $25 \times 0.25 \times 1.07 = 6.7 \text{ kN/m}$
traversi di testata $25 \times 0.54 \times 0.80 \times (1.07 - 0.14) \times 9/10 / \sin(50.00^\circ) = 12.8 \text{ kN}$
- finiture:
pavimentazione $22 \times 0.20 \times 1.07 = 4.7 \text{ kN/m}$
cordoli $25 \times 0.55 \times 0.30 \times 2/10 = 0.8 \text{ kN/m}$
sicurvia $0.75 \times 2/10 = 0.1 \text{ kN/m}$
totale finiture = 5.6 kN/m

3.2.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

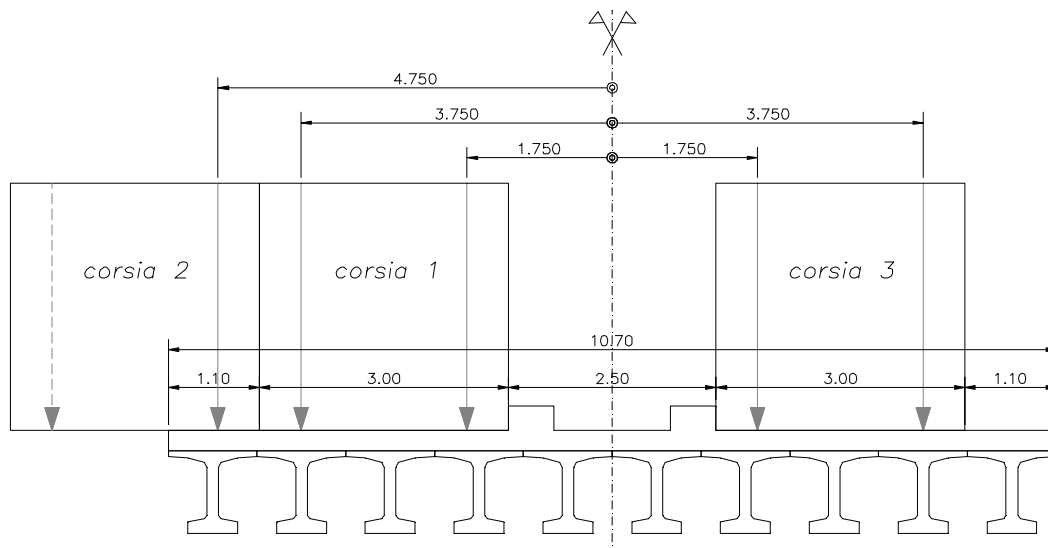
Per una luce di calcolo di 23.37 m si ottengono le seguenti sollecitazioni massime dovute alle corsie convenzionali di carico $Q_{ik} + q_{ik}$:

CARICO	MOMENTO FLETTENTE (kNm)					
	0,000	4,000	4,850	9,000	9,850	11,685
<i>distanza dalla mezzeria (m)</i>						
Q1k	3325,5	2976,3	2796,3	1384,5	986,4	0,0
q1k	1843,3	1627,3	1525,7	749,8	533,5	0,0
corsia 1	5168,8	4603,6	4322,0	2134,3	1519,9	0,0
Q2k	2217,0	1984,2	1864,2	923,0	657,6	0,0
q2k	512,0	452,0	423,8	208,3	148,2	0,0
corsia 2	2729,0	2436,2	2288,0	1131,3	805,8	0,0
Q3k	1108,5	992,1	932,1	461,5	328,8	0,0
q3k	512,0	452,0	423,8	208,3	148,2	0,0
corsia 3	1620,5	1444,1	1355,9	669,8	477,0	0,0

CARICO	TAGLIO (kN)				
	distanza dalla mezzeria (m)	0,000	2,685	5,685	8,685
Q1k	284,7	353,4	430,5	507,6	584,7
q1k	78,9	78,9	153,5	234,5	315,5
corsia 1	363,6	432,3	584,0	742,1	900,2
Q2k	189,8	235,6	287,0	338,4	389,8
q2k	21,9	21,9	42,6	65,1	87,6
corsia 2	211,7	257,5	329,6	403,5	477,4
Q3k	94,9	117,8	143,5	169,2	194,9
q3k	21,9	21,9	42,6	65,1	87,6
corsia 3	116,8	139,7	186,1	234,3	282,5

N.B. I carichi mobili includono già gli effetti dinamici.

Ripartizione trasversale



La ripartizione trasversale dei carichi mobili viene eseguita utilizzando il metodo di Massonet.

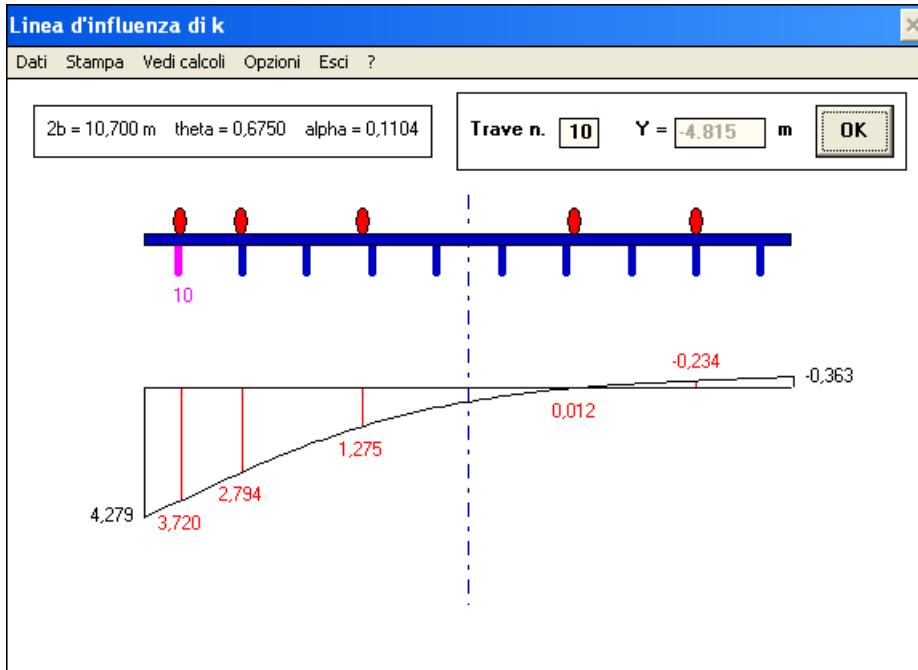
- travi: momento d'inerzia flessionale $J_f = 0.10191 \text{ m}^4$
momento d'inerzia torsionale $J_t = 0.00367 \text{ m}^4$
- traversi: momento d'inerzia flessionale $J'_f = 0.972 \times 0.00130 = 0.00126 \text{ m}^4/\text{m}$
momento d'inerzia torsionale $J'_t = 0.972 \times 0.00219 = 0.00213 \text{ m}^4/\text{m}$

Parametri della piastra ortotropa equivalente:

- dimensioni: $2b = 10.70 \text{ m}$ $b_o = 1.07 \text{ m}$ (interasse travi)
 $2a = 23.37 \text{ m}$ $l_o = 1.00 \text{ m}$ (interasse traversi)
- rigidità flessionali: $\rho_p = J_f / b_o = 0.09524 \text{ m}^3$ $\rho_E = J'_f / l_o = 0.00126 \text{ m}^3$
- rigidità torsionali: $\gamma_p = G/E J_t / b_o = 0.00149 \text{ m}^3$ $\gamma_E = G/E J'_t / l_o = 0.00093 \text{ m}^3$

- parametri adimensionali: $\vartheta = \frac{b}{2a} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0.6750$ $\alpha = \frac{1}{2} \frac{(\gamma_p + \gamma_E)}{\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = 0.1104$

Si riportano i coefficienti di ripartizione ottenuti per la trave di bordo.



corsia 1	e = -3.750	k = 2.794
	-1.750	1.275
corsia 2	-4.750	3.720
corsia 3	1.750	0.012
	3.750	-0.234

Momento flettente massimo sulla trave di bordo:

$$M_{\max, \text{mez}} = (5168.8/2 \times (2.794 + 1.275) + 2729.0/2 \times 3.720 + 1620.5/2 \times 0.012) / 10 = 1560.2 \text{ kNm}$$

Sforzo tagliante massimo sulla trave di bordo:

$$V_{\max, \text{app}} = (900.2/2 \times (2.794 + 1.275) + 477.4/2 \times 3.720 + 282.5/2 \times 0.012) / 10 = 272.1 \text{ kN}$$

$$V_{\max, \text{mez}} = (363.6/2 \times (2.794 + 1.275) + 211.7/2 \times 3.720 + 116.8/2 \times 0.012) / 10 = 113.4 \text{ kN}$$

3.3. Sollecitazioni

Nelle Tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni lungo la trave dovute ai carichi permanenti.

CARICO	MOMENTO FLETTENTE (kNm)					
	0,000	4,000	4,850	9,000	9,850	11,685
<i>distanza dalla mezzeria (m)</i>	0,000	4,000	4,850	9,000	9,850	11,685
<i>trave prefabbricata</i>	518,8	458,0	429,5	211,0	150,2	0,0
<i>soletta</i>	457,4	403,8	378,6	186,1	132,4	0,0
<i>finiture</i>	382,3	337,5	316,4	155,5	110,6	0,0
<i>totale permanenti</i>	1358,6	1199,4	1124,5	552,6	393,2	0,0

CARICO	TAGLIO (kN)				
	0,000	2,685	5,685	8,685	11,685
<i>distanza dalla mezzeria (m)</i>	0,000	2,685	5,685	8,685	11,685
<i>trave prefabbricata</i>	0,0	20,4	43,2	66,0	88,8
<i>soletta</i>	0,0	18,0	38,1	58,2	78,3
<i>finiture</i>	0,0	15,0	31,8	48,6	65,4
<i>totale permanenti</i>	0,0	53,4	113,1	172,8	232,5

Nelle Tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni lungo la trave dovute ai carichi mobili.

CARICO	MOMENTO FLETTENTE (kNm)					
	0,000	4,000	4,850	9,000	9,850	11,685
<i>distanza dalla mezzeria (m)</i>	0,000	4,000	4,850	9,000	9,850	11,685
<i>corsia 1</i>	1051,6	936,6	879,3	434,2	309,2	0,0
<i>corsia 2</i>	507,6	453,1	425,6	210,4	149,9	0,0
<i>corsia 3</i>	1,0	0,9	0,8	0,4	0,3	0,0
<i>totale carichi mobili</i>	1560,2	1390,6	1305,7	645,0	459,4	0,0

CARICO	TAGLIO (kN)				
	0,000	2,685	5,685	8,685	11,685
<i>distanza dalla mezzeria (m)</i>	0,000	2,685	5,685	8,685	11,685
<i>corsia 1</i>	74,0	87,9	118,8	151,0	183,1
<i>corsia 2</i>	39,4	47,9	61,3	75,1	88,8
<i>corsia 3</i>	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2
<i>totale carichi mobili</i>	113,4	135,9	180,2	226,2	272,1

3.4. Tensione di calcolo nell'acciaio preteso

Si impiegano per ogni trave 36 trefoli stabilizzati da 0.5", pretesi alla tensione iniziale di 1380 N/mm². Considerando la frazione di caduta per rilassamento prima del taglio, pari circa all'1.5% della tensione iniziale, la tensione nell'acciaio al momento del taglio è di 1360 N/mm².

Di seguito si riporta il calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio nella sezione di mezzeria.

Caratteristiche dell'acciaio:	$f_{ptk} = 1860$	N/mm ²		
	$f_p(1)k = 1670$	N/mm ²		
	$E_s = 196000$	N/mm ²		
	$A_{ap} = 33,48$	cm ²		
	$y_{ap} = 17,33$	cm		
Tensioni iniziali:	al tiro	$\sigma_{spi} = 1380$	N/mm ²	< 1488 = 0.8 f _{ptk}
	al taglio	1360	N/mm ²	
Perdita per accorciamento el. del cls =	137,8	N/mm ²		
Tensione iniziale dopo il taglio =	1222,2	N/mm ²		
<u>CADUTE DI TENSIONE</u>				
ritiro del cls =	49,0	N/mm ²	($\varepsilon_{rit} = 0,00025$)	
fluage del cls =	181,2	N/mm ²	($\varphi = 2,00$)	
			$E_s / E_c = 5,44$	
			$\sigma_{c,ap} = 16,64$	N/mm ² (1)
rilassamento dell'acc. =	32,3	N/mm ²	($\Delta\sigma_{r0} = 20,0$)	N/mm ²
			$\Delta\sigma_{r\infty} / \sigma_{spi} = 0,05$	con $\sigma_{spi} / f_{ptk} = 0,74$
			$\Delta\sigma_{r\infty} = 64,9$	N/mm ²
			$\Delta^1\sigma_{r\infty} = 25,9$	N/mm ²)
TOTALE CADUTE =	262,5	N/mm ²		
Tensione finale di calcolo:	$\sigma_{spf} = 959,7$	N/mm ²		
Totale cadute/Tensione al taglio =	19,3%			
Caduta per deformazione elastica =	60,0	N/mm ²	($\sigma_{c,ap} = 11,01$)	N/mm ² (2)
Tensione di esercizio:	$\sigma_{spe} = 1037,5$	N/mm ²	< 1336	= 0.8 f _{p(1)k}

(1) tensione nel calcestruzzo (precompressione + peso proprio + % cadute) nel baricentro dell'a.p.

(2) tensione nel calcestruzzo (in esercizio, a ponte scarico) nel baricentro dell'a.p.

Nella Tabella seguente sono riportate le tensioni iniziali e finali nell'acciaio preteso in corrispondenza delle sezioni della trave individuate per le verifiche. Le cadute di tensione vengono calcolate in maniera analoga a quanto fatto precedentemente per la sezione di mezzeria.

FASE	TENSIONE NELL'ACCIAIO PRETESO (N/mm ²)					
	0,000	4,000	4,850	9,000	9,850	11,685
distanza dalla mezzeria (m)	0,000	4,000	4,850	9,000	9,850	11,685
<i>tensione iniziale al taglio</i>	1360	1360	1360	1360	1360	1360
<i>perdita per accorc. el. del cls</i>	137,8	137,8	121,1	121,1	84,6	84,6
tensione iniziale dopo il taglio	1222,2	1222,2	1238,9	1238,9	1275,4	1275,4
<i>totale cadute</i>	262,5	266,2	246,0	260,4	213,1	222,7
<i>totale cadute / tensione al taglio</i>	19,3%	19,6%	18,1%	19,1%	15,7%	16,4%
tensione finale di calcolo	959,7	956,0	992,9	978,5	1062,3	1052,7
<i>caduta per deformazione el.</i>	60,0	65,4	57,2	77,2	57,7	70,7
tensione di esercizio	1037,5	1028,4	1056,8	1022,4	1089,2	1066,6

3.5. Verifica a flessione

3.5.1. Verifica tensionale

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti.

Le tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato all'atto della precompressione non devono superare i valori:

$$\sigma_c \leq 0.70 f_{ckj} = 0.70 \times 0.83 \times 45 = 26.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.05 f_{ckj} = 0.05 \times 0.83 \times 45 = 1.87 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{senza armatura sussidiaria})$$

Le massime tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, devono rispettare le seguenti limitazioni per combinazioni di carico rare:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 0.83 \times 55 = 27.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.07 f_{ck} = 0.07 \times 0.83 \times 55 = 3.20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{con armatura sussidiaria})$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.03 f_{ck} = 0.03 \times 0.83 \times 55 = 1.37 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{senza armatura sussidiaria})$$

$$\sigma_{c \text{ sol}} \leq 0.60 \times 0.83 \times 45 = 22.4 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore viene calcolata con la relazione:

$$A_s = A_t \sigma_G / \sigma_{s,adm}$$

con: A_t = area della zona tesa

σ_G = tensione nel baricentro della zona tesa

$\sigma_{s,adm}$ = tensione di calcolo per l'armatura sussidiaria (=175 N/mm²)

Nota: Per il calcolo delle tensioni limite di trazione nel conglomerato e dell'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore, si fa riferimento al D.M. del 9 gennaio 1996, dal momento che nel D.M. del 14 gennaio 2008 non viene riportato nulla al riguardo.

Sezione di mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	4553,3	0,3201	-1519,4	0,0928	0,0902		-2,15	31,06	
trave prefabbricata			518,8	0,0928	0,0902		5,59	-5,75	
AL TAGLIO			518,8				3,44	25,31	
cadute	-878,9	0,3201	293,3	0,0928	0,0902		0,41	-6,00	
soletta			457,4	0,0928	0,0902		4,93	-5,07	
finiture			382,3	0,4718	0,1300	0,2187	0,81	-2,94	1,75
PONTE SCARICO			1358,5				9,60	11,31	1,75
carichi mobili (D.M. 14/01/08)			1560,2	0,4718	0,1300	0,2187	3,31	-12,00	7,13
PONTE CARICO			2918,7				12,90	-0,69	8,88

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 25.31 \text{ N/mm}^2 < 26.1$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 12.90 \text{ N/mm}^2 < 27.4 \quad \sigma_{c \text{ inf}} = -0.69 \text{ N/mm}^2 > -1.37$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 8.88 \text{ N/mm}^2 < 22.4$$

Nonostante non sia necessaria, si esegue comunque il calcolo dell'armatura sussidiaria:

$$A_s = 0.60 \text{ cm}^2 < 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2 \quad (A_t = 60 \times 5.1 = 305 \text{ cm}^2, \sigma_G = -0.35 \text{ N/mm}^2)$$

Sezione a 4.00 metri dalla mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 4.00 metri dalla mezzeria.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	4553,3	0,3201	-1519,4	0,0928	0,0902		-2,15	31,06	
trave prefabbricata			458,0	0,0928	0,0902		4,94	-5,08	
AL TAGLIO			458,0				2,79	25,99	
cadute	-891,2	0,3201	297,4	0,0928	0,0902		0,42	-6,08	
soletta			403,8	0,0928	0,0902		4,35	-4,47	
finiture			337,5	0,4718	0,1300	0,2187	0,72	-2,60	1,54
PONTE SCARICO			1199,3				8,27	12,84	1,54
carichi mobili (D.M. 14/01/08)			1390,6	0,4718	0,1300	0,2187	2,95	-10,70	6,36
PONTE CARICO			2589,9				11,22	2,14	7,90

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 25.99 \text{ N/mm}^2 < 26.1$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 12.84 \text{ N/mm}^2 < 27.4$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 7.90 \text{ N/mm}^2 < 22.4$$

Sezione a 4.85 metri dalla mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 4.85 metri dalla mezzeria.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	4047,4	0,3182	-1323,1	0,0926	0,0892		-1,57	27,55	
trave prefabbricata			429,5	0,0926	0,0892		4,64	-4,81	
AL TAGLIO			429,5				3,07	22,74	
cadute	-732,1	0,3182	239,3	0,0926	0,0892		0,28	-4,98	
soletta			378,6	0,0926	0,0892		4,09	-4,24	
finiture			316,4	0,4726	0,1285	0,2179	0,67	-2,46	1,45
PONTE SCARICO			1124,5				8,11	11,05	1,45
carichi mobili (D.M. 14/01/08)			1305,7	0,4726	0,1285	0,2179	2,76	-10,16	5,99
PONTE CARICO			2430,2				10,87	0,89	7,45

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 22.74 \text{ N/mm}^2 < 26.1$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 11.05 \text{ N/mm}^2 < 27.4$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 7.45 \text{ N/mm}^2 < 22.4$$

Sezione a 9.00 metri dalla mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 9.00 metri dalla mezzeria.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	4047,4	0,3182	-1323,1	0,0926	0,0892		-1,57	27,55	
trave prefabbricata			211,0	0,0926	0,0892		2,28	-2,37	
AL TAGLIO			211,0				0,71	25,19	
cadute	-775,0	0,3182	253,3	0,0926	0,0892		0,30	-5,28	
soletta			186,1	0,0926	0,0892		2,01	-2,09	
finiture			155,5	0,4726	0,1285	0,2179	0,33	-1,21	0,71
PONTE SCARICO			552,6				3,35	16,61	0,71
carichi mobili (D.M. 14/01/08)			645,0	0,4726	0,1285	0,2179	1,36	-5,02	2,96
PONTE CARICO			1197,6				4,72	11,60	3,67

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 25.19 \text{ N/mm}^2 < 26.1$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 16.61 \text{ N/mm}^2 < 27.4$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 3.67 \text{ N/mm}^2 < 22.4$$

Sezione a 9.85 metri dalla mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 9.85 metri dalla mezzeria.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	3035,5	0,3145	-894,0	0,0921	0,0869		-0,06	19,94	
trave prefabbricata			150,2	0,0921	0,0869		1,63	-1,73	
AL TAGLIO			150,2				1,58	18,21	
cadute	-475,6	0,3145	140,1	0,0921	0,0869		0,01	-3,12	
soletta			132,4	0,0921	0,0869		1,44	-1,52	
finiture			110,6	0,4740	0,1253	0,2159	0,23	-0,88	0,51
PONTE SCARICO			393,2				3,26	12,68	0,51
carichi mobili (D.M. 14/01/08)			459,4	0,4740	0,1253	0,2159	0,97	-3,67	2,13
PONTE CARICO			852,6				4,22	9,01	2,64

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 18.21 \text{ N/mm}^2 < 26.1$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 12.68 \text{ N/mm}^2 < 27.4$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 2.64 \text{ N/mm}^2 < 22.4$$

Sezione all'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione all'appoggio.

	N (kN)	A (m ²)	M (kNm)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	W _{s sol} (m ³)	σ _{c sup} (N/mm ²)	σ _{c inf} (N/mm ²)	σ _{sol sup} (N/mm ²)
precompressione	3035,5	0,3145	-894,0	0,0921	0,0869		-0,06	19,94	
trave prefabbricata			0,0	0,0921	0,0869		0,00	0,00	
AL TAGLIO			0,0				-0,06	19,94	
cadute	-497,1	0,3145	146,4	0,0921	0,0869		0,01	-3,27	
soletta			0,0	0,0921	0,0869		0,00	0,00	
finiture			0,0	0,4740	0,1253	0,2159	0,00	0,00	0,00
PONTE SCARICO			0,0				-0,05	16,67	0,00
carichi mobili (D.M. 14/01/08)			0,0	0,4740	0,1253	0,2159	0,00	0,00	0,00
PONTE CARICO			0,0				-0,05	16,67	0,00

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 19.94 \text{ N/mm}^2 < 26.1$$

$$\sigma_{c \text{ sup}} = -0.06 \text{ N/mm}^2 > -1.87$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 16.67 \text{ N/mm}^2 < 27.4$$

$$\sigma_{c \text{ sup}} = -0.05 \text{ N/mm}^2 > -1.37$$

3.5.2. Verifica allo stato limite ultimo

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compress. del cls (} R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di rottura dell'acciaio di precompressione
$E_s = 196000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Sezione di mezzeria

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.35 \times (518.8 + 457.4) + 1.5 \times 382.3 + 1.35 \times 1560.2 = 3998 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.07 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.25 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$A_s = 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2$ a 1.21 m dal bordo superiore

$A_s = 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2$ a 1.17 m dal bordo superiore

$A_s = 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2$ a 1.13 m dal bordo superiore

$A_s = 4 \text{ tref. da } 1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2$ a 0.29 m dal bordo superiore

$$\sigma_{spf} = 960 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione di tiro finale)}$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 4687 \text{ kNm} > M_{Sd} = 3998 \text{ kNm}$$

Sezione a 4.85 metri dalla mezzeria

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.35 \times (429.5 + 378.6) + 1.5 \times 316.4 + 1.35 \times 1305.7 = 3328 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.07 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.25 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$A_s = 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2$ a 1.21 m dal bordo superiore

$A_s = 10 \text{ tref. da } 1/2'' = 9.30 \text{ cm}^2$ a 1.17 m dal bordo superiore

$A_s = 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2$ a 1.13 m dal bordo superiore

$A_s = 4 \text{ tref. da } 1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2$ a 0.29 m dal bordo superiore

$$\sigma_{spf} = 993 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione di tiro finale)}$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 4172 \text{ kNm} > M_{Sd} = 3328 \text{ kNm}$$

Sezione a 9.85 metri dalla mezzeria

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.35 \times (150.2 + 132.4) + 1.5 \times 110.6 + 1.35 \times 459.4 = 1168 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.07 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.25 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$A_s = 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2$ a 1.21 m dal bordo superiore

$A_s = 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2$ a 1.17 m dal bordo superiore

$A_s = 4 \text{ tref. da } 1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2$ a 1.13 m dal bordo superiore

$A_s = 4 \text{ tref. da } 1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2$ a 0.29 m dal bordo superiore

$\sigma_{spf} = 1062 \text{ N/mm}^2$ (tensione di tiro finale)

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 3075 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1168 \text{ kNm}$$

3.6. Verifica a taglio allo stato limite ultimo

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 0.85 \times 0.83 \times 55 / 1.5 = 25.9 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compress. del cls
 $f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 12.9 \text{ N/mm}^2$ resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C

Sezione all'appoggio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (88.8 + 78.3) + 1.5 \times 65.4 + 1.35 \times 272.1 = 691 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	103	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	2,26	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 12
$s =$	10	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	8,07	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,31		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1049 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 820 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 820 \text{ kN} > 691 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Sezione a 3.00 metri dall'appoggio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (66.0 + 58.2) + 1.5 \times 48.6 + 1.35 \times 226.2 = 546 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	107	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	2,26	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 12
$s =$	15	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	10,28	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,40		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1090 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 568 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 568 \text{ kN} > 546 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Sezione a 6.00 metri dall'appoggio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (43.2 + 38.1) + 1.5 \times 31.8 + 1.35 \times 180.2 = 401 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	107	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	2,26	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 12
$s =$	20	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	10,28	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,40		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1090 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 426 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 426 \text{ kN} > 401 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Sezione a 9.00 metri dall'appoggio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (20.4 + 18.0) + 1.5 \times 15.0 + 1.35 \times 135.9 = 258 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	108	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	2,26	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 12
$s =$	30	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	11,44	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,44		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1100 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 287 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 287 \text{ kN} > 258 \text{ kN} = V_{Sd}$$

3.7. Stato limite di deformazione

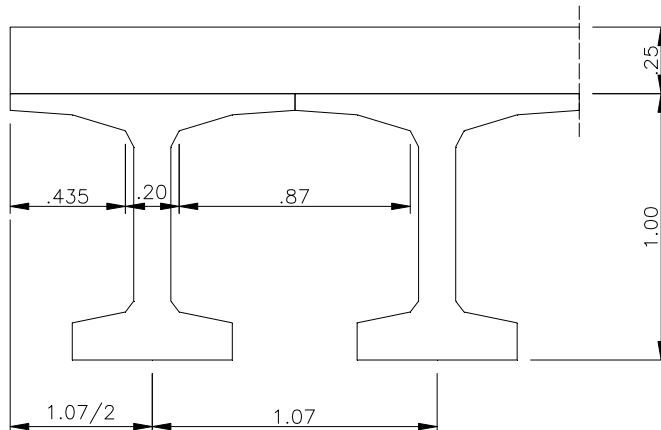
Nella Tabella seguente si riportano i valori massimi della freccia in mezzeria e della rotazione all'appoggio per la trave più sollecitata, assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti. Si considerano le combinazioni di carico per le verifiche agli SLE.

Luce di calcolo: $L = 23,37 \text{ m}$
 Modulo elastico del cls: $E = 36000 \text{ N/mm}^2$

CARICO	FRECCIA (mm)	ROTAZIONE (mrad)
<i>precompressione finale</i>	-41,9	-6,66
<i>trave prefabbricata</i>	17,9	2,45
<i>soletta</i>	15,8	2,16
<i>finiture</i>	5,9	0,81
totale permanenti	-2,3	-1,24
<i>corsia 1</i>	71,9	9,56
<i>corsia 2</i>	36,8	4,85
<i>corsia 3</i>	22,4	2,97
totale carichi mobili (*)	21,5	2,85
Totale	19,2	1,61

(*) Il totale è ottenuto considerando la distribuzione trasversale di Massonet (vedi Paragrafo 3.2.2)

3.8. Verifica della soletta



Luce di calcolo campata	$L = 1.07 - 0.20 = 0.87 \text{ m}$
Luce di calcolo sbalzo	$L = 0.87/2 = 0.435 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0.25 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0.10 \text{ m}$

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$25 \times 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$22 \times 0.15 = 3.30 \text{ kN/m}^2$
totale	$= 9.55 \text{ kN/m}^2$

Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

- 1 ruota da 150 kN del carico Q1k (schema di carico 1):
 $A = B = 0.40 + 2 \times 0.10 + 0.25 = 0.85 \text{ m}$
 $Q = 150 / (0.85 \times 0.85) = 207.6 \text{ kN/m}^2$

- 1 ruota da 200 kN del carico Qak (schema di carico 2):
 $A = 0.60 + 2 \times 0.10 + 0.25 = 1.05 \text{ m}$
 $B = 0.35 + 2 \times 0.10 + 0.25 = 0.80 \text{ m}$
 $Q = 200 / (1.05 \times 0.80) = 238.1 \text{ kN/m}^2$

Nei Paragrafi seguenti si esegue la verifica della soletta con:

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.4 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.2 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

3.8.1. *Campata*

Si risolve la soletta come una piastra di lunghezza infinita, incastrata ai bordi per il calcolo dei momenti negativi e semi-incastrata per i momenti positivi.

Carichi permanenti

$$M_{\text{perm}}^+ = M_{\text{perm}}^- = 9.55 \times 0.87^2 / 12 = 0.60 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{perm}} = 9.55 \times 0.87 / 2 = 4.15 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

$$M_{\text{cm}}^+ = M_{\text{cm}}^- = 238.1 \times 0.87^2 / 12 = 15.02 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{cm}} = 238.1 \times 0.87 / 2 = 103.57 \text{ kN/m}$$

Verifica a flessione

$$M^+ = M^- = 0.60 + 15.02 = 15.62 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$, $d = 22 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$, $A_s = A'_s = \phi 12 / 20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_c = 2.71 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 137 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{\text{Sd}} = 1.35 \times 15.62 = 21.09 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{\text{Rd}} = 47.39 \text{ kNm/m} > M_{\text{Sd}} = 21.09 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{\text{Sd}} = 1.35 \times (4.15 + 103.57) = 145 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} && \text{larghezza minima della sezione} \\
 d &= 28 \text{ cm} && \text{altezza utile della sezione} \\
 A_{sl} &= 5,65 \text{ cm}^2 && \text{area dell'armatura longitudinale} \\
 \\
 k &= 1,85 && = 1+(20/d)^{1/2} \leq 2,0 \\
 \rho_1 &= 0,002 && = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02 \\
 v_{min} &= 0,54 && = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \\
 \\
 \sigma_{cp} &= 0,00 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}
 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 V_{Rcd} &= 122 \text{ kN} && = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \\
 V_{Rcd,min} &= 150 \text{ kN} && = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d
 \end{aligned}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 150 \text{ kN} > 145 \text{ kN} = V_{Sd}$$

3.8.2. Sbalzo

Carichi permanenti

$$M_{perm}^+ = M_{perm}^- = 9.55 \times 0.435^2 / 2 = 0.90 \text{ kNm/m}$$

$$V_{perm} = 9.55 \times 0.435 = 4.15 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

$$M_{cm}^+ = M_{cm}^- = 238.1 \times 0.435^2 / 2 = 22.53 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm} = 238.1 \times 0.435 = 103.57 \text{ kN/m}$$

Verifica a flessione

$$M^+ = M^- = 0.90 + 22.53 = 23.43 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$, $d = 22 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$, $A_s = A'_s = \phi 12/20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_c = 4.07 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 206 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.35 \times 23.43 = 31.63 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 47.39 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 31.63 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (4.15 + 183.40) = 253 \text{ kN/m}$$

Il valore di calcolo del taglio per lo sbalzo risulta uguale a quello per la campata. Dal momento che anche la sezione resistente della soletta è uguale, si trascurava la verifica a taglio dello sbalzo.

3.9. Ancoraggio della barriera di sicurezza

3.9.1. Azioni di progetto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento
 $W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico
 S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio
 s = scarto quadratico medio
 k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n = \infty$ $k = 1.64$
 (Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/08)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k \quad f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

$$\text{valore medio} \quad f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{frattile 0.95} \quad f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone **HE 100 A**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 41.5 = 83 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 83 \times 10^{-3} = \mathbf{38.3 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 38.3 / 1.33 = 28.8 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/08 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 28.8 = 2.95 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 55° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

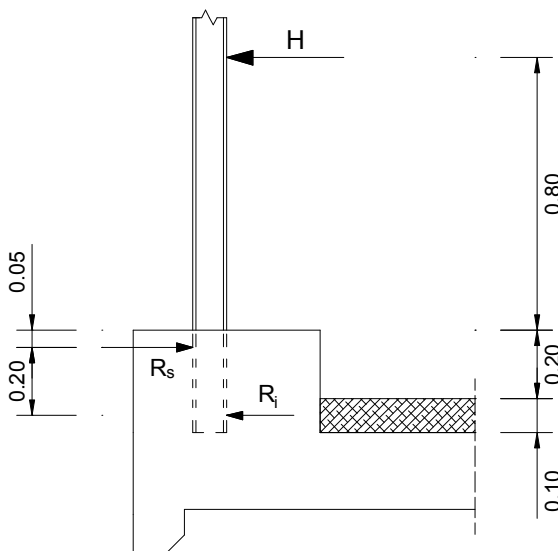
$$l_{\text{ripart.}} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 55^\circ = 2.93 \text{ m}$$

$$H_{\text{urto}} = 100.0 / 2.93 = 34.1 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{urto}} = 100.0 \times 0.85 / 2.93 = 29.0 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{pl,i}} = 28.8 \text{ kNm/m}$$

Nei Paragrafi seguenti le armature dei nuovi cordoli vengono dimensionate in modo da avere una resistenza superiore a quella del paletto, ossia in modo che la probabilità che il paletto si plasticizzi senza che ceda l'ancoraggio sia sufficientemente elevata.

3.9.2. Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale



Con riferimento allo schema di Figura risulta:

$$R_i = (29.0 \times 1.33) / 0.20 = 192.9 \text{ kN} \quad R_s = 192.9 + (34.1 \times 1.33) = 238.3 \text{ kN}$$

Alla reazione R_s resistono:

2+2 ϕ 12 (staffe adiacenti al foro)

2 ϕ 22 inclinati di 30° nel piano orizzontale e di 15° in quello verticale

$$A_s = 4.52 + 7.60 \times \cos 30^\circ \times \cos 15^\circ = 10.88 \text{ cm}^2$$

Sforzo resistente con la tensione di calcolo dell'acciaio:

$$f_{\text{yd}} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\text{Rd}} = 391 \times 1088 / 1000 = 425.4 \text{ kN}$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza: } \gamma = 425.4 / 238.3 = 1.78 > 1.5$$

3.9.3. Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante staffe

Si esegue la verifica della sezione alla base del cordolo con:

$$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.4 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Verifica a flessione

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times (1.00 + 0.10) \tan 55^\circ = 3.64 \text{ m}$$

$$M = 100.0 \times 1.10 / 3.64 = 30.2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{con: } b = 100 \text{ cm, } h = 55 \text{ cm, } d = 52 \text{ cm, } A_s = 6 + 2\phi 12 / 1.33 \text{ m} = 6.80 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (} n = 15 \text{)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_{c \max} = 1.32 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \max} = 91 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.5 \times 30.2 = 45.3 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 134.8 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 45.3 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

$$V = 100.0 / 3.64 = 27.5 \text{ kN/m}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 27.5 = 41.3 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	52	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	6,80	cm ²	area dell'armatura longitudinale
$k =$	1,62		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,001		$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,44		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 172 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

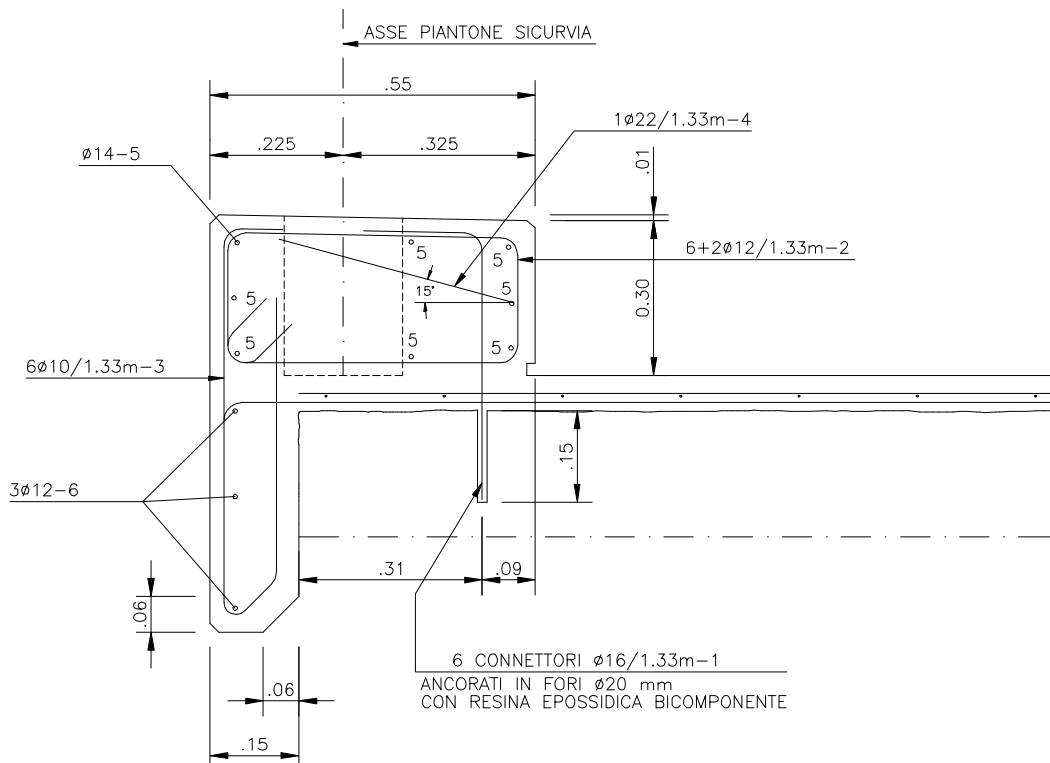
$$V_{Rcd, min} = 229 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 229 \text{ kN} > 41,3 \text{ kN} = V_{Sd}$$

3.9.4. Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante connettori

Uno schema dell'ancoraggio è rappresentato nella Figura seguente.



Verifica della sezione alla base del cordolo

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 55 \text{ cm}$, $d = 46 \text{ cm}$, $A_s = 6\phi 16/1.33 \text{ m} = 9.07 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_{c \max} = 1.43 \text{ N/mm}^2 < 22.4$ $\sigma_{s \max} = 78 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 158.1 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 45.3 \text{ kNm/m}$$

Verifica dei connettori verticali

Si dispongono 6 connettori $\phi 16/1.33$ m in fori $\phi 20$ mm di profondità 15 cm, ancorati mediante resina epossidica bicomponente (tipo Hilti **HIT-RE 500**). Per la soletta si assume un valore prudenziale della resistenza a compressione del calcestruzzo pari a $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$.

Sul singolo connettore agiscono le seguenti forze:

$$N = 78 \times 201 / 1000 = 15.7 \text{ kN} \quad (\text{trazione})$$

$$V = (27.5 \times 1.33) / 6 = 6.1 \text{ kN} \quad (\text{taglio})$$

$$F = \sqrt{N^2 + V^2} = 16.8 \text{ kN} \quad \alpha = \arctan(V/N) = 21.23^\circ$$

Applicando la procedura Hilti CC (vedi il manuale della Hilti) la resistenza di progetto a trazione e quella a taglio di un singolo ancoraggio risultano:

$$N_{Rd} = \min \begin{cases} N_{Rd,c} = 43.7 \times 1.16 \times 1.03 \times 0.94 \times 1.00 = 49.1 \\ N_{Rd,s} = 71.9 \end{cases} \Rightarrow N_{Rd} = 49.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,c} = 7.3 \times 1.10 \times 3.10 \times 1.00 = 24.9 \\ V_{Rd,s} = 52.1 \end{cases} \Rightarrow V_{Rd} = 24.9 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \left[\left(\frac{\cos \alpha}{N_{Rd}} \right)^{1.5} + \left(\frac{\sin \alpha}{V_{Rd}} \right)^{1.5} \right]^{-2/3} = 37.4 \text{ kN}$$

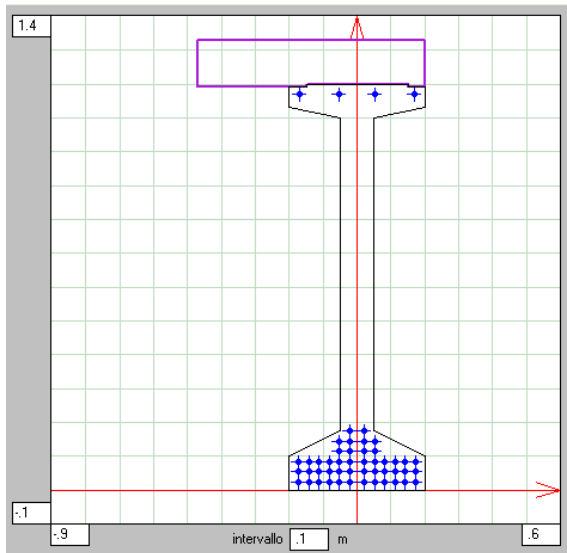
NOTA : i coefficienti di influenza per il calcolo di $N_{Rd,c}$ e $V_{Rd,c}$ sono stati determinati considerando $h_{nom}=125 \text{ mm}$, $h_{act}=145 \text{ mm}$, $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$, $s=220 \text{ mm}$, $c_{min}=65 \text{ mm}$, $c=250 \text{ mm}$, $n=6$, $\beta=0^\circ$

Coefficiente di sicurezza: $\gamma = 37.4/16.8 = 2.23 > 1.5$

4. TRAVI ESISTENTI IN C.A.P. – SITUAZIONE MODIFICATA

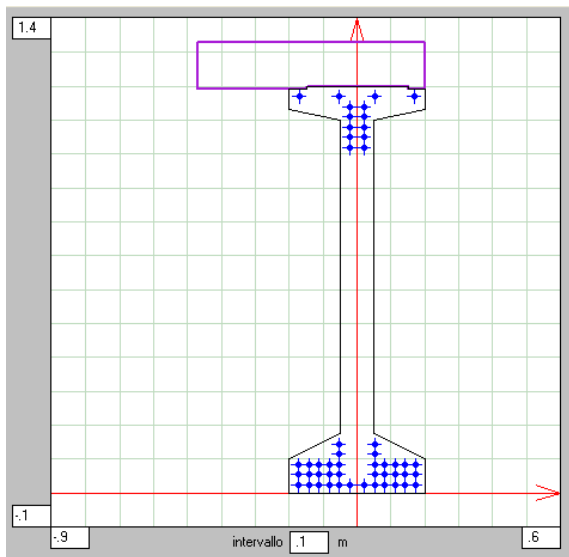
4.1. Caratteristiche geometriche della sezione

4.1.1. Sezione di mezzeria



PONTE SUL FIUME TARTARO - TRAVE IN C.A.P. L=23.37 M (sezione di mezzeria)				Unità di misura: metro	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X					
Sezione completa n°=1,0799		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5	
Altezza	h	1,33			
Area	A	0,269831	0,002078 (0,77%)	0,280221	
Ordinata baricentro	Yg	0,77581	0,15126	0,75266	
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,5542	1,1787	0,5773	
	infer. Yg - Y _{min}	0,7758	0,1513	0,7527	
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,06227055	0,00017650	0,06705568	
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,33	Ws	0,112364	0,116145	
	Y = 1.2	w	0,146800	0,149898	
	Y _{min} = 0,00	Wi	0,080265	0,089092	
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	Sxg		(b = 0,10) (A _{inf} = 0,126134)	0,063036
	Y = 0.5342	Sx		(b = 0,10) (A _{inf} = 0,104288)	0,060650

4.1.2. Sezione all'appoggio



PONTE SUL FIUME TARTARO - TRAVE IN C.A.P. L=23.37 M (sezione all'appoggio)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

Sezione completa n°=1,0799

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,33		
Area	A	0,269831	0,002078 (0,77%)	0,280221
Ordinata baricentro	Yg	0,77581	0,33044	0,7593
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,5542	0,9996	0,5707
	infer. Yg - Y _{min}	0,7758	0,3304	0,7593
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,06227055	0,00044209	0,06646561
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,33	W _s	0,112364	0,116463
	Y = 1,2	W	0,146800	0,150819
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,080265	0,087535
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,10) (A _{inf} = 0,124869) 0,062633
	Y = 0,5437	S _x		(b = 0,10) (A _{inf} = 0,103309) 0,060309

4.2. Analisi dei carichi e sollecitazioni

4.2.1. Carichi permanenti

I carichi permanenti che agiscono sulle travi nella situazione esistente rimangono sostanzialmente invariati nella situazione modificata.

-> vedi situazione esistente (paragrafi 2.2.1 e 2.3)

4.2.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

Per una luce di calcolo di 23.37 m si ottengono le seguenti sollecitazioni massime dovute alle corsie convenzionali di carico $Q_{ik} + q_{ik}$:

CARICO	M_{mez} (kNm)	V_{app} (kN)	V_{mez} (kN)
Q1k	3325,5	584,7	284,7
q1k	1843,3	315,5	78,9
corsia 1	5168,8	900,2	363,6
Q2k	2217,0	389,8	189,8
q2k	512,0	87,6	21,9
corsia 2	2729,0	477,4	211,7
Q3k	1108,5	194,9	94,9
q3k	512,0	87,6	21,9
corsia 3	1620,5	282,5	116,8

N.B. I carichi mobili includono già gli effetti dinamici.

Ripartizione trasversale

Si suppone di ripartire trasversalmente il carico delle tre corsie su una larghezza di 9.50 metri, pari circa alla larghezza totale di ingombro delle tre corsie convenzionali.

Momento flettente massimo sulla trave di bordo:

$$M_{\max,mez} = (5168.8+2729.0+1620.5)/9.50 \times 0.94 = 941.8 \text{ kNm}$$

Sforzo tagliante massimo sulla trave di bordo:

$$V_{\max,app} = (900.2+477.4+282.5)/9.50 \times 0.94 = 164.3 \text{ kN}$$

$$V_{\max,mez} = (363.6+211.7+116.8)/9.50 \times 0.94 = 68.5 \text{ kN}$$

4.3. Verifica a flessione

4.3.1. Verifica delle tensioni

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti.

Sezione di mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	M (kNm)	W_s (m ³)	W_i (m ³)	$W_{s\ sol}$ (m ³)	$\sigma_{c\ sup}$ (N/mm ²)	$\sigma_{c\ inf}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sol\ sup}$ (N/mm ²)
PONTE SCARICO	762,9				8,98	7,67	1,14
carichi mobili (D.M. 14/01/08)	941,8	0,1499	0,0891	0,1162	6,28	-10,57	8,11
PONTE CARICO	1704,7				15,26	-2,90	9,24

Tensioni massime di esercizio:

$$\sigma_{c\ sup} = 15.26 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \quad \sigma_{c\ inf} = -2.90 \text{ N/mm}^2 \approx -2.62$$

$$\sigma_{sol\ sup} = 9.24 \text{ N/mm}^2 < 10.0$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore è pari a:

$$A_s = 5.89 \text{ cm}^2 < 2\phi 12 + 2\phi 16 = 6.28 \text{ cm}^2 \quad (A_t = 605 \text{ cm}^2, \sigma_G = -1.70 \text{ N/mm}^2)$$

4.3.2. Verifica a rottura

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$$0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.6 = 19.8 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compress. del cls (} R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.3 = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio A.L.E. (} f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità dell'acciaio}$$

$$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione caratteristica di rottura dell'acciaio di precompressione}$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità dell'acciaio}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{coefficiente di sicurezza dell'acciaio}$$

Sezione di mezzeria

Il momento flettente massimo vale:

$$M_{perm} = 762.9 \text{ kNm}$$

$$M_{accid} = 941.8 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 1704.7 \text{ kNm}$$

Eseguito la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

-> vedi situazione esistente (paragrafo 2.5.2), con $b = 0.67 \text{ m}$

risulta un momento ultimo resistente: $M_{ur} = 2909 \text{ kNm}$

il coefficiente di sicurezza vale quindi: $c.s. = M_{ur}/M_{tot} = 1.71 > 1.5$

4.4. Verifica a taglio

4.4.1. Verifica delle tensioni

Si esegue la verifica a taglio della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti.

Sezione all'appoggio

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione all'appoggio.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_I N/mm ²	σ_{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_I N/mm ²	σ_{II} N/mm ²
PONTE SCARICO	95,2		0,96	8,85	-0,10	8,96		0,91	6,55	-0,12	6,67
carichi mobili (D.M. 14/01/08)	164,3	9,0731	1,49	0,00			9,4192	1,55	0,00		
PONTE CARICO	259,5		2,45	8,85	-0,63	9,49		2,45	6,55	-0,82	7,37

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_I = -0.82 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 9.49 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

Nonostante le tensioni principali di trazione σ_I siano minori di $0.02 R_{ck}$, si svolge comunque il calcolo delle armature resistenti a taglio:

$$A_s = 5.36 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{st. } \phi 10 / 10 \text{ cm} = 15.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (b = 10 \text{ cm}, \sigma_I' = -1.18 \text{ N/mm}^2)$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta:

	V (kN)	ATTACCO TRAVE-SOLETTA	
		S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
finiture	28,0	2,1216	0,06
carichi mobili (D.M. 14/01/08)	164,3	2,1216	0,35
PONTE CARICO	192,3		0,41

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.41 \times 30 \times 100 / 220 = 5.59 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 10 / 10 \text{ cm} + \text{st. } \phi 6 / 20 \text{ cm} = 15.7 + 2.82 = 18.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sezione di mezzeria

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	V (kN)	BARICENTRO SEZIONE TRAVE PREFABBRICATA					BARICENTRO SEZIONE TRAVE CON SOLETTA				
		S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_I N/mm ²	σ_{II} N/mm ²	S/(Jb) (1/m ²)	τ N/mm ²	σ N/mm ²	σ_I N/mm ²	σ_{II} N/mm ²
PONTE SCARICO	0,0		0,00	8,25	0,00	8,25		0,00	8,55	0,00	8,55
carichi mobili (D.M. 14/01/08)	68,5	9,0441	0,62	-3,07			9,3946	0,64	0,00		
PONTE CARICO	68,5		0,62	5,19	-0,07	5,26		0,64	8,55	-0,05	8,60

Tensioni principali massime di esercizio:

$$\sigma_I = -0.07 \text{ N/mm}^2 > -1.05 \quad \sigma_{II} = 8.60 \text{ N/mm}^2 < 16.8$$

Nonostante le tensioni principali di trazione σ_I siano minori di $0.02 R_{ck}$, si svolge comunque il calcolo delle armature resistenti a taglio:

$$A_s = 0.73 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{st. } \phi 10 / 33 \text{ cm} = 4.76 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (b = 10 \text{ cm}, \sigma_I' = -0.16 \text{ N/mm}^2)$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta:

	V (kN)	ATTACCO TRAVE-SOLETTA	
		S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
finiture	0,0	2,1274	0,00
carichi mobili (D.M. 14/01/08)	68,5	2,1274	0,15
PONTE CARICO	68,5		0,15

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.15 \times 30 \times 100 / 220 = 2.04 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 10 / 33 \text{ cm} + \text{st. } \phi 6 / 33 \text{ cm} = 4.76 + 1.72 = 6.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.4.2. Verifica allo stato limite ultimo

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.6 = 23.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compress. del cls (} R_{ck} = 52.5 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 11.6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza a compressione ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.3 = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio A.L.E. (} f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Sezione all'appoggio

Il taglio massimo vale:

$$V_{prec} = -32.5 \text{ kN}$$

$$V_{perm} = 127.7 \text{ kN}$$

$$V_{accid} = 164.3 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = 259.5 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times (127.7 + 164.3) - 1.0 \times 32.5 = 406 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	10	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	100	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	1,57	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 10
$s =$	10	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	8,85	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,38		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 651 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 478 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 478 \text{ kN} > 406 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Sezione di mezzeria

Il taglio massimo vale:

$$V_{accid} = 68.5 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 68.5 = 103 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	10	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	118	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	1,57	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 10
$s =$	33	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	8,85	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,38		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 768 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

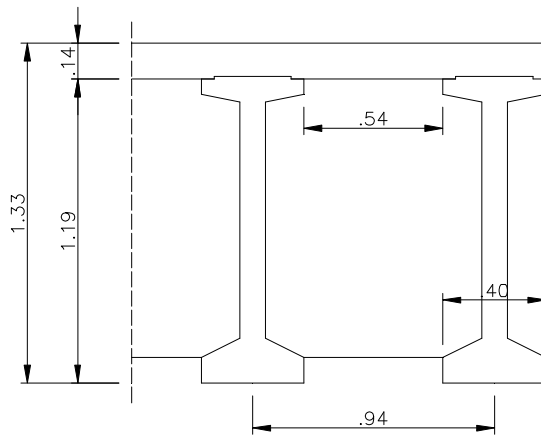
Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 171 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 171 \text{ kN} > 103 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.5. Verifica della soletta



Luce di calcolo	$L = 1.05 \times 0.54 = 0.57 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0.14 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0.10 \text{ m}$

4.5.1. Campata

Si risolve la soletta come una piastra di lunghezza infinita, incastrata ai bordi per il calcolo dei momenti negativi e semi-incastrata per i momenti positivi.

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$25 \times 0.14 = 3.50 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$20 \times 0.10 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
totale	$= 5.50 \text{ kN/m}^2$

$$M_{\text{perm}}^+ = M_{\text{perm}}^- = 5.50 \times 0.57^2 / 12 = 0.15 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{perm}} = 5.50 \times 0.57 / 2 = 1.57 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

- 1 ruota da 150 kN del carico Q1k (schema di carico 1):

$$A = B = 0.40 + 2 \times 0.10 + 0.14 = 0.74 \text{ m}$$

$$Q = 150 / 0.74 = 202.7 \text{ kN/m}$$

- 1 ruota da 200 kN del carico Qak (schema di carico 2):

$$A = 0.60 + 2 \times 0.10 + 0.14 = 0.94 \text{ m}$$

$$B = 0.35 + 2 \times 0.10 + 0.14 = 0.69 \text{ m}$$

$$Q = 200 / 0.94 = 212.8 \text{ kN/m}$$

Si ipotizza di ripartire le sollecitazioni agenti sulla soletta su una lunghezza pari circa a 2.00 metri:

$$M_{\text{cm}}^+ = M_{\text{cm}}^- = (212.8 \times 0.57^2 / 12) / 2.00 = 2.88 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{cm}} = (212.8 \times 0.57 / 2) / 2.00 = 30.32 \text{ kN/m}$$

Verifica

$$M^+ = M^- = 0.15 + 2.88 = 3.03 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$, $d = 12.5 \text{ cm}$, $d' = 1.5 \text{ cm}$, $A_s = A'_s = 6\phi 6 / \text{m} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{m}$ ($n=10$)

risulta: $x = 1.9 \text{ cm}$ $\sigma_c = 2.64 \text{ N/mm}^2 < 10.0$ $\sigma_s = 150 \text{ N/mm}^2 < 220$

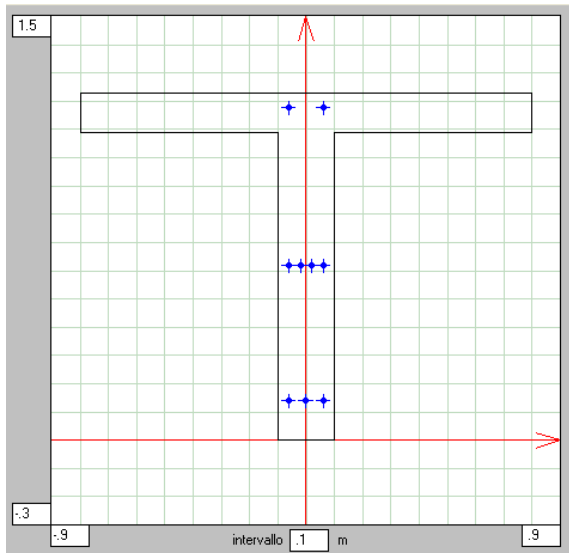
$$V = 1.57 + 30.32 = 31.89 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 31.89 / (1.00 \times 0.9 \times 0.125) / 1000 = 0.28 \text{ N/mm}^2 < 0.60$$

4.6. Verifica dei traversi

4.6.1. Caratteristiche geometriche della sezione

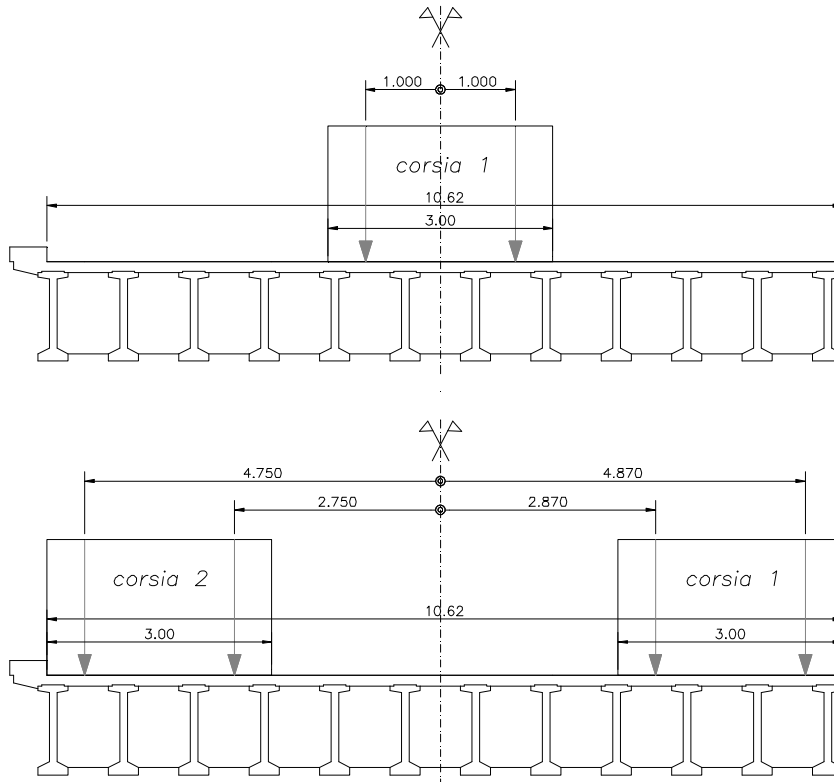
L'armatura dei traversi è costituita da $3\phi 26$ al lembo inferiore, da $2\phi 24$ al lembo superiore e da $4\phi 16$ a metà altezza.



		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n = 10
Altezza	h	1,23		
Area	A	0,4420	0,003301 (0,75%)	0,47501
Ordinata baricentro	Yg	0,85667	0,54172	0,83479
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,3733	0,6883	0,3952
	infer. Yg - Y _{min}	0,8567	0,5417	0,8348
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,06373584	0,00063029	0,07308569
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,23	W _s	0,170724	0,184927
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,074399	0,087550
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,20) (A _{inf} = 0,190927) 0,082482
	Y = <input type="text"/>	S _x		

4.6.2. Sollecitazioni

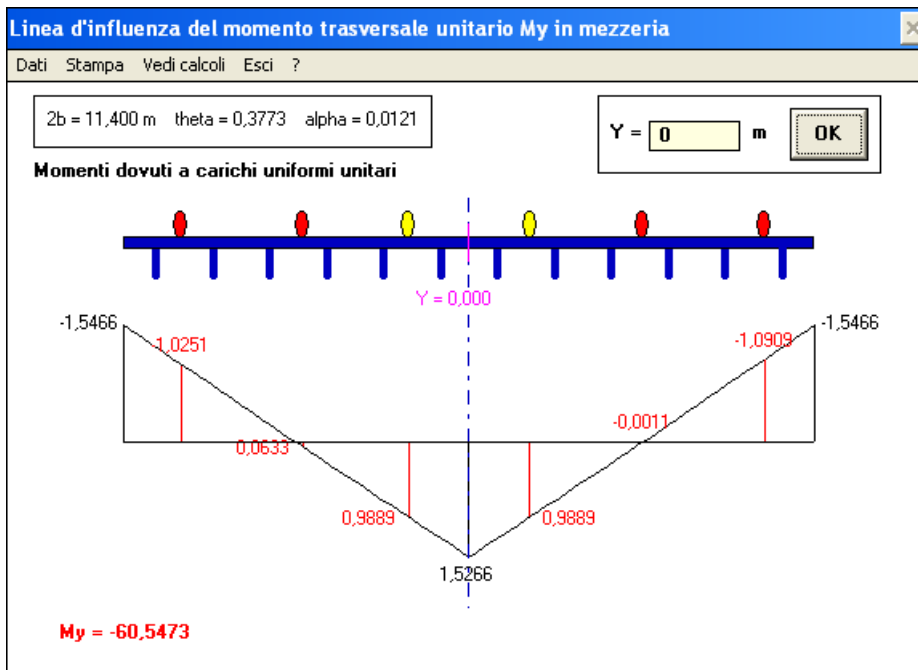
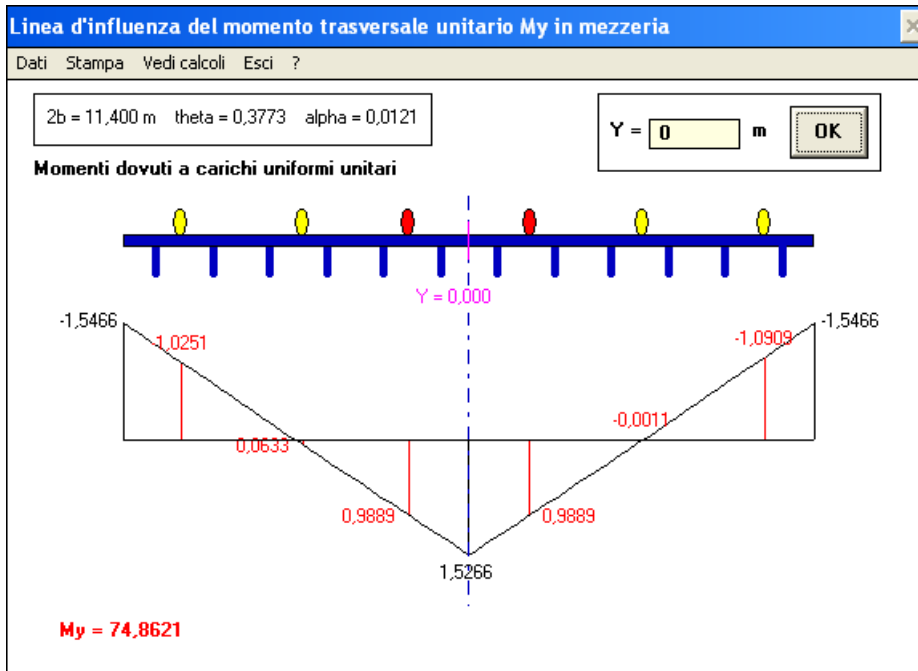
Per valutare l'effetto dei carichi mobili sul traverso si utilizza il metodo di Massonet e si calcolano i relativi momenti. Si considerano gli schemi di carico che producono i massimi valori (assoluti) di momento flettente positivo e negativo nel traverso.



Carichi distribuiti equivalenti:

- corsia 1	$M_{mez} = 5168.8 \text{ kNm}$	$q_{eq} = 8 \times 5168.8 / 23.37^2 = 75.71 \text{ kN/m}$
- corsia 2	$M_{mez} = 2729.0 \text{ kNm}$	$q_{eq} = 8 \times 2729.0 / 23.37^2 = 39.97 \text{ kN/m}$

Applicando il metodo di Massonet (per i parametri della piastra ortotropa equivalente vedi Paragrafo 2.2.2) si ottiene:



corsia 1	$e = \pm 1.000$	$q = 37.85 \text{ kN/m}$	$k_{\mu} = 0.9889 \text{ m}$
corsia 1	4.870	37.85 kN/m	-1.0909 m
	2.870	37.85 kN/m	-0.0011 m
corsia 2	-2.750	19.98 kN/m	0.0633 m
	-4.750	19.98 kN/m	-1.0251 m

Momenti flettenti massimi:

- momento flettente positivo:

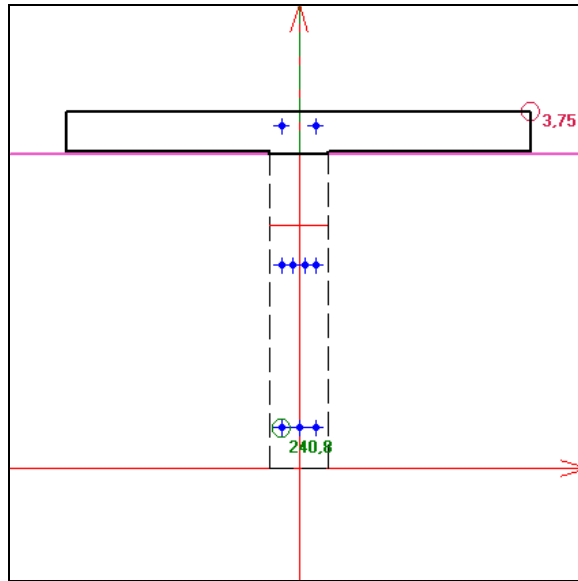
$$M^+ = 74.8621 \times 5.84 = 437.2 \text{ kNm}$$

- momento flettente negativo:

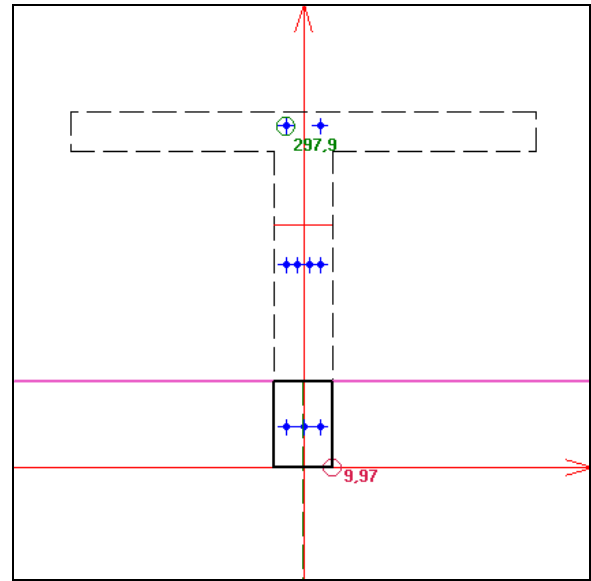
$$M^- = -60.5473 \times 5.84 = -353.6 \text{ kNm}$$

4.6.3. Verifica

Si esegue la verifica a flessione della sezione del traverso.



Momento flettente positivo



Momento flettente negativo

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{ur}^+ = 709 \text{ kNm}$$

$$M_{ur}^- = -503 \text{ kNm}$$

il coefficiente di sicurezza vale quindi:

$$c.s. = M_{ur}^+ / M^+ = 1.62 > 1.5$$

$$c.s. = M_{ur}^- / M^- = 1.42 \approx 1.5$$

5. VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE ESISTENTE

Nelle pagine seguenti, ricostruendo i calcoli di progetto, viene riportata la verifica degli appoggi esistenti in conformità alle Istruzioni CNR 10018.

5.1. Appoggi esistenti in neoprene armato 250x250x26 mm

CARICHI SU UN APPOGGIO (vedi Capitoli 2 e 7)

Luce di calcolo = 23.37 m

- Carichi permanenti

Carichi trasmessi dall'impalcato: $V_{perm} = 1794.2/12 = 149.5$ kN

Deformazione dell'appoggio:

- dilatazioni termiche ($\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$, $\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$):
 $1 \times 10^{-5} \times 30 \times 23370/2 = 3.51$ mm

- fluage ($\varphi=2$, $\sigma_{c,med} = 8.85 \text{ N/mm}^2$, $E = 35000 \text{ N/mm}^2$, frazione fluage in opera=0.50):
 $0.50 \times 2 \times 8.85 \times 23370/2/35000 = 2.95$ mm

- ritiro ($\epsilon_{rit} = 0.0003$, frazione ritiro in opera = 0.50):
 $0.50 \times 0.0003 \times 23370/2 = 1.75$ mm

totale = 8.21 mm

Forza trasmessa dall'appoggio ($a=250$ mm, $b=250$ mm, $h_g=24$ mm, $G=0.90 \text{ N/mm}^2$):

$F_L = 250 \times 250 \times 0.90/24 \times 8.21/1000 = 19.2$ kN

- Carichi mobili (incluso $\phi = 1.259$) $V_{max} = 189.3$ kN
 $V_{min} = -(1.259 \times 51.98 \times 0.495/12) \times 23.37/2 = -31.5$ kN (*)

- Frenata $F_L = 0.3 \times 190/12 = 4.8$ kN > $1/10 \times 20.0 \times 23.37/(2 \times 12) = 1.9$ kN

- Vento a) $F_{T \text{ scarico}} = 2.50 \times (1.33 + 0.20) \times 24.75/(2 \times 12) = 3.9$ kN
b) $F_{T \text{ carico}} = 1.00 \times (1.33 + 0.10 + 3.00) \times 24.75/(2 \times 12) = 4.6$ kN

Prudenzialmente si verificano gli appoggi con le sollecitazioni massime anche se non contemporanee:

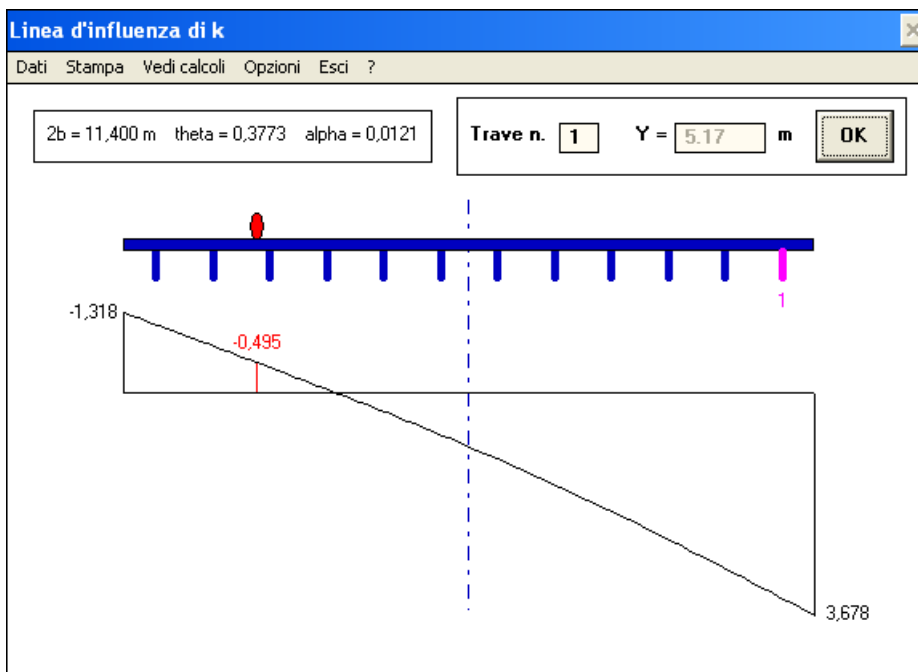
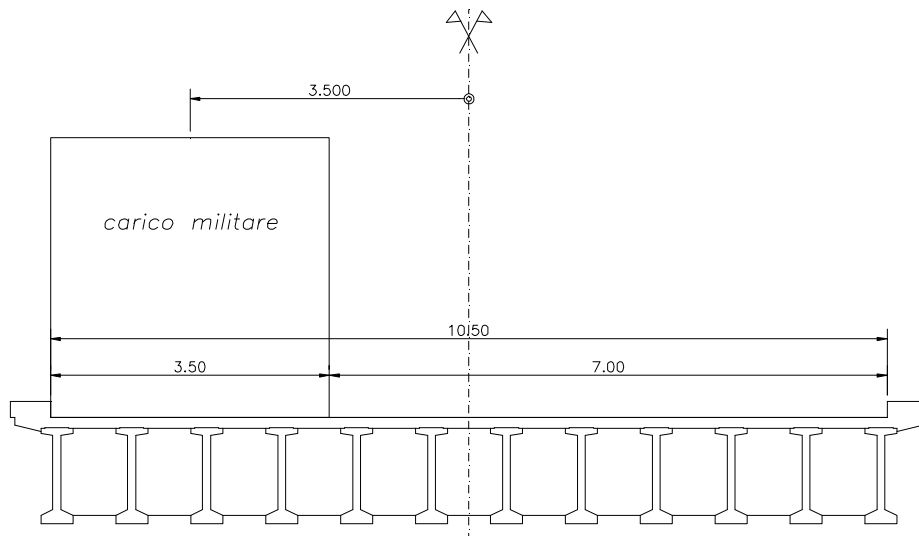
forza orizzontale permanente (deformazione) $F_x^{(p)} = 19.2$ kN

forza orizzontale accidentale (frenata e vento) a) $F_x^{(a)} = 0.0$ kN
 $F_y^{(a)} = 3.9$ kN
b) $F_x^{(a)} = 4.8$ kN
 $F_y^{(a)} = 4.6$ kN

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 149.5$ kN

forza verticale totale $F_{z \text{ max}} = 149.5 + 189.3 = 338.8$ kN
 $F_{z \text{ min}} = 149.5 - 31.5 = 118.0$ kN

(*) Per il calcolo di V_{\min} si è considerato il seguente schema di carico:



VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x250x26 mm
(secondo CNR 10018)

CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	250,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	245,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	2
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	1
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	26,0 mm
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	24,0 mm	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Durezza gomma (Shore A3)	=	60			
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	149,5 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _z min =	118,0 kN
Carico verticale massimo	F _z max =	338,8 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	19,2 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	4,6 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	4,8 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	6,6 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	19,2 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	23,37 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	35000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	-5,22 mrad	Carichi permanenti	φ g =	4,19 mrad
Fluage	φ f =	-1,03 mrad	Errori di posa	φ e =	±5,00 mrad
Carichi accidentali	φ q =	2,82 mrad	Totale ponte scarico	φ s =	-7,06 mrad
			Totale ponte carico	φ c =	5,76 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	60025 mm ²	Coefficiente di forma	S =	5,104
----------------------	------------------------	-----------------------	-----------------------	-----	-------

TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	2,580 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	5,900 N/mm ²
con: u _x =	8,53 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	9,60 mm
A _r =	57935 mm ²			A _r =	57424 mm ²

TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,758 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,320 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,320 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,662 N/mm ²

TENSIONI TANGENZIALI MAX

- Carico verticale F _z max	τ _v =	1,734 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,360 N/mm ²
	τ _{Hy} =	0,038 N/mm ²
	τ _H =	0,375 N/mm ²
- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,540 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,479 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)} / A_c =$	2,491 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	1,010 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max} / A_c =$	5,644 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,355 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	8,53 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0,5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,400 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0,5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	9,60 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0,5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,043 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0,5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	1,02 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	2,580	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	5,900	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s}$	=	1,421	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi c}$	=	2,274	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,375	N/mm ²	<	0,45	N/mm ² = 0,5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,479	mm	>	0,288	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi s $
Δh	=	1,010	mm	>	0,235	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi c $

VERIFICHE ALLO SLITTAMENTO

$\sigma_{V \min}$	=	1,966	N/mm ²	>	1,5	N/mm ²
$F_{xy}^{(p)} / F_z^{(p)}$	=	0,128	<	0,178	= $\mu = 0,1 + 0,2 / \sigma_V^{(p)}$	
$(F_{xy}^{(p)} + F_{xy}^{(q)}) / F_{z \min}$	=	0,219	>	0,197	= $\mu = 0,1 + 0,2 / \sigma_V^{(Fz \min)}$	ERRORE !!

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	26,0	mm	<	49,0	mm	= $a/5$
-----	---	------	----	---	------	----	---------

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,75	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

6. VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE MODIFICATA

Nelle pagine seguenti viene riportata la verifica dei nuovi appoggi e di quelli esistenti in conformità alle Istruzioni CNR 10018.

6.1. Nuovi appoggi in neoprene armato 250x500x82 mm

CARICHI SU UN APPOGGIO (vedi Capitoli 3 e 8)

Luce di calcolo = 23.37 m

- Carichi permanenti

Carichi trasmessi dall'impalcato: $V_{perm} = 2488.9/10 = 248.9$ kN

Deformazione dell'appoggio:

- dilatazioni termiche ($\Delta T = \pm 30^\circ C$, $\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ C^{-1}$):
 $1 \times 10^{-5} \times 30 \times 23370/2 = 3.51$ mm

- fluage ($\varphi=2$, $\sigma_{c,med} = 11.48$ N/mm², $E = 36000$ N/mm², frazione fluage in opera=0.75):
 $0.75 \times 2 \times 11.48 \times 23370/2/36000 = 5.59$ mm

- ritiro ($\epsilon_{rit} = 0.0003$, frazione ritiro in opera = 0.75):
 $0.75 \times 0.0003 \times 23370/2 = 2.63$ mm

totale = 11.73 mm

Forza trasmessa dall'appoggio ($a=250$ mm, $b=500$ mm, $h_g=72$ mm, $G=0.90$ N/mm²):

$F_L = 250 \times 500 \times 0.90/72 \times 11.73/1000 = 18.3$ kN

- Carichi mobili $V_{max} = 272.1$ kN
 $V_{min} = 900.2/2 \times (-0.324 - 0.144)/10 = -21.1$ kN (*)
- Frenata $F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 23.37)/(2 \times 10) = 21.2$ kN
- Vento a) $F_{T \text{ scarico}} = 2.50 \times (1.25 + 0.30) \times 24.75/(2 \times 10) = 4.8$ kN
b) $F_{T \text{ carico}} = 0.6 \times 2.50 \times (1.25 + 0.20 + 3.00) \times 24.75/(2 \times 10) = 8.3$ kN

Prudenzialmente si verificano gli appoggi con le sollecitazioni massime anche se non contemporanee:

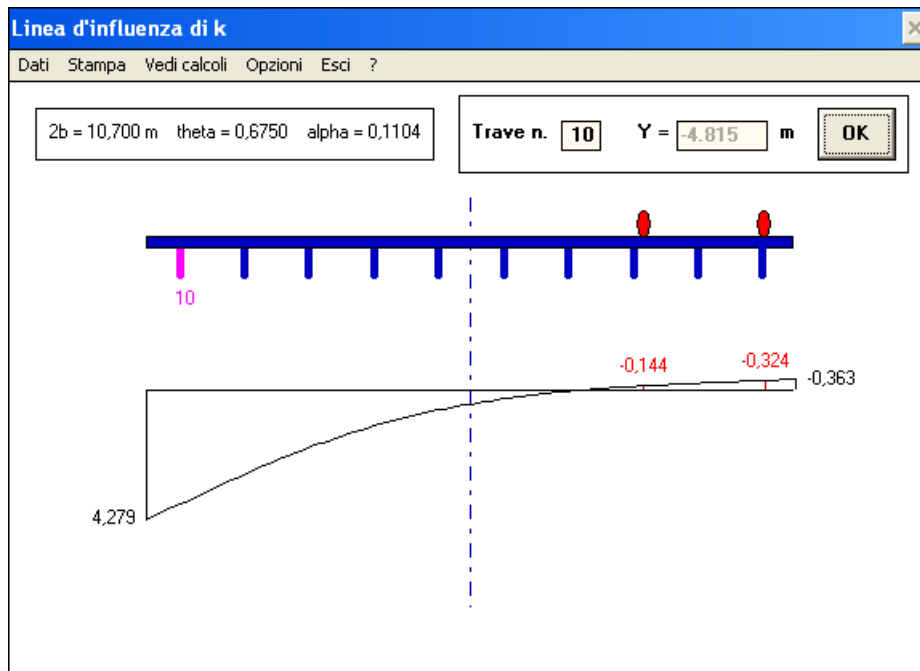
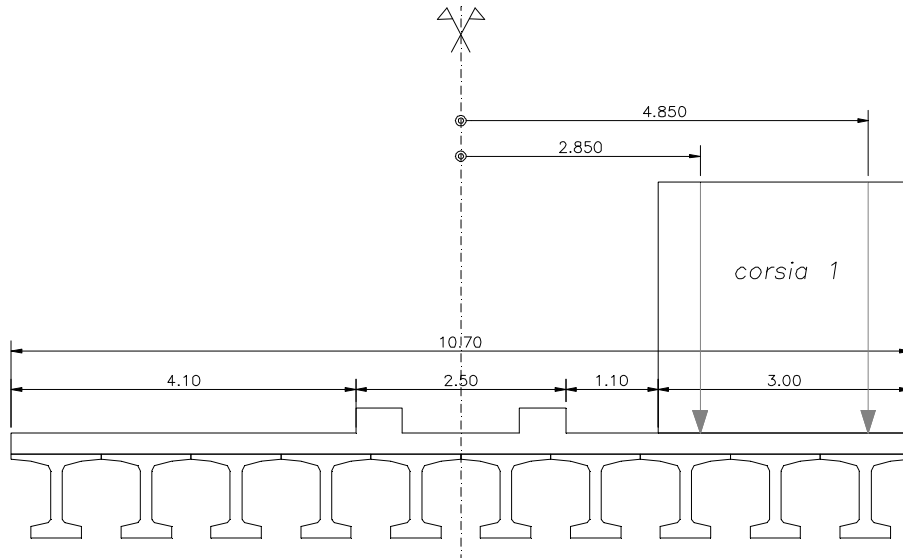
forza orizzontale permanente (deformazione) $F_x^{(p)} = 18.3$ kN

forza orizzontale accidentale (frenata e vento) a) $F_x^{(a)} = 0.0$ kN
 $F_y^{(a)} = 4.8$ kN
b) $F_x^{(a)} = 21.2$ kN
 $F_y^{(a)} = 8.3$ kN

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 248.9$ kN

forza verticale totale $F_{z \text{ max}} = 248.9 + 272.1 = 521.0$ kN
 $F_{z \text{ min}} = 248.9 - 21.1 = 227.8$ kN

(*) Per il calcolo di V_{\min} si è considerato il seguente schema di carico:



**VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x500x82 mm
(secondo CNR 10018)**

CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	5
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	72,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	248,9 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _z ^{min} =	227,8 kN
Carico verticale massimo	F _z ^{max} =	521,0 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	18,3 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	8,3 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	21,2 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	22,8 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	18,3 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	23,37 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	36000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ _p =	-6,66 mrad	Carichi permanenti	φ _g =	5,43 mrad
Fluage	φ _f =	-1,85 mrad	Errori di posa	φ _e =	±5,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ _s =	-8,08 mrad
Carichi accidentali	φ _q =	2,85 mrad	Totale ponte carico	φ _c =	-5,23 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	121275 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,829
----------------------	------------------------	------------------------	-----------------------	-----	-------

TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	2,159 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	4,687 N/mm ²	
con: u _x =	12,07 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	19,06 mm	
	A _r =	115299 mm ²			A _r =	111168 mm ²

TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,474 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,151 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,151 N/mm ²
- Rotazione φ _s	τ _{φs} =	0,253 N/mm ²

TENSIONE TANGENZIALI MAX

- Carico verticale F _z ^{max}	τ _v =	1,029 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,238 N/mm ²
	τ _{Hy} =	0,034 N/mm ²
	τ _H =	0,245 N/mm ²
- Rotazione φ _c	τ _{φc} =	0,164 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,684 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	2,052 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	1,389 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	4,296 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,168 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	12,07 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,265 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	19,06 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,038 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	2,74 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	2,159	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	4,687	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s}$	=	0,727	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi c}$	=	1,193	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,245	N/mm ²	<	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,684	mm	>	0,330	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi s $
Δh	=	1,389	mm	>	0,214	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi c $

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	82,0	mm	>	49,0	mm	= a/5
sigma v	=	4,687	N/mm ²	<	12,24	N/mm ²	= $2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,59	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

6.2. Appoggi esistenti in neoprene armato 250x250x26 mm

CARICHI SU UN APPOGGIO (vedi Capitoli 4 e 9)

Luce di calcolo = 23.37 m

- Carichi permanenti (vedi situazione esistente)

Carichi trasmessi dall'impalcato: $V_{perm} = 149.5 \text{ kN}$

Deformazione dell'appoggio: $F_L = 19.2 \text{ kN}$

- Carichi mobili $V_{max} = 164.3 \text{ kN}$
 $V_{min} = 0.0 \text{ kN}$

- Frenata $F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 23.37) / (2 \times 12) = 17.6 \text{ kN}$

- Vento a) $F_{T \text{ scarico}} = 2.50 \times (1.33 + 0.20) \times 24.75 / (2 \times 12) = 3.9 \text{ kN}$
b) $F_{T \text{ carico}} = 0.6 \times 2.50 \times (1.33 + 0.10 + 3.00) \times 24.75 / (2 \times 12) = 6.9 \text{ kN}$

Prudenzialmente si verificano gli appoggi con le sollecitazioni massime anche se non contemporanee:

forza orizzontale permanente (deformazione) $F_x^{(p)} = 19.2 \text{ kN}$

forza orizzontale accidentale (frenata e vento)

a) $F_x^{(a)} = 0.0 \text{ kN}$
 $F_y^{(a)} = 3.9 \text{ kN}$

b) $F_x^{(a)} = 17.6 \text{ kN}$
 $F_y^{(a)} = 6.9 \text{ kN}$

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 149.5 \text{ kN}$

forza verticale totale $F_{z \text{ max}} = 149.5 + 164.3 = 313.8 \text{ kN}$
 $F_{z \text{ min}} = 149.5 \text{ kN}$

VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x250x26 mm
(secondo CNR 10018)

CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	250,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	245,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	2
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	1
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	26,0 mm
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	24,0 mm	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Durezza gomma (Shore A3)	=	60			
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	149,5 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _z ^(p) =	149,5 kN
Carico verticale massimo	F _z ^(p) =	313,8 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	19,2 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	6,9 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	17,6 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	18,9 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	19,2 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	23,37 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	35000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ _p =	-5,22 mrad	Carichi permanenti	φ _g =	4,19 mrad
Fluage	φ _f =	-1,03 mrad	Errori di posa	φ _e =	±5,00 mrad
Carichi accidentali	φ _q =	2,69 mrad	Totale ponte scarico	φ _s =	-7,06 mrad
			Totale ponte carico	φ _c =	5,63 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	60025 mm ²	Coefficiente di forma	S =	5,104
----------------------	------------------------	-----------------------	-----------------------	-----	-------

TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	2,580 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	5,544 N/mm ²
con: u _x =	8,53 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	12,44 mm
A _r =	57935 mm ²			A _r =	56602 mm ²

TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,758 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,320 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,320 N/mm ²
- Rotazione φ _s	τ _{φs} =	0,662 N/mm ²

TENSIONE TANGENZIALI MAX

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v =	1,629 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,466 N/mm ²
	τ _{Hy} =	0,057 N/mm ²
	τ _H =	0,477 N/mm ²
- Rotazione φ _c	τ _{φc} =	0,528 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,479 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	2,491 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,944 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	5,228 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,355 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	8,53 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0,5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,518 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0,5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	12,44 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0,5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,064 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0,5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	1,53 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	2,580	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	5,544	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s}$	=	1,421	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi c}$	=	2,157	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,477	N/mm ²	≈	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,479	mm	>	0,288	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi s $
Δh	=	0,944	mm	>	0,230	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi c $

VERIFICHE ALLO SLITTAMENTO

$\sigma_{V \min}$	=	2,491	N/mm ²	>	1,5	N/mm ²
$F_{xy}^{(p)} / F_z^{(p)}$	=	0,128	<	0,178	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(p)}$	
$(F_{xy}^{(p)} + F_{xy}^{(q)}) / F_{z \min}$	=	0,255	>	0,176	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(Fz \min)}$	ERRORE !!

VERIFICHE DI STABILITA'

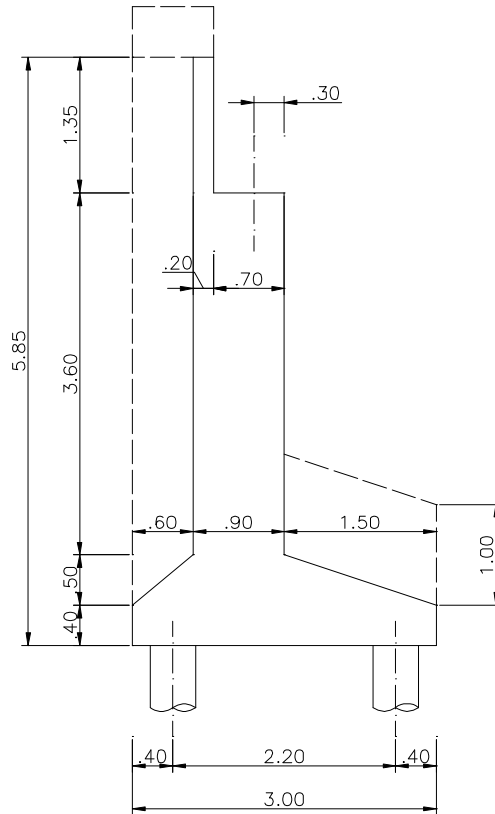
h	=	26,0	mm	<	49,0	mm	= $a/5$
-----	---	------	----	---	------	----	---------

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,70	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

7. VERIFICA DELLE SPALLE ESISTENTI – SITUAZIONE ESISTENTE

Il calcolo è svolto per una spalla di altezza 3.60 metri dallo spiccato del plinto di fondazione al piano di appoggio dell'impalcato e di lunghezza 11.30/sen 45° ≈ 16.00 m.



7.1. Analisi dei carichi

7.1.1. Carichi permanenti

- carichi trasmessi dall'impalcato:

travi prefabbricate	25x0.1857x12	=	55.7 kN/m
soletta	25x0.14x11.40	=	39.9 kN/m
pavimentazione	20x0.14x10.50	=	29.4 kN/m
cordoli e sicurvia	(25x0.50x0.20+0.30)x2	=	5.6 kN/m
		=	130.6 kN/m

traversi 25x0.20x1.09x0.84x11/sen(50.00g) = 71.2 kN

Reazione totale sulla spalla dovuta all'impalcato:

$$N = 130.6 \times 24.75 / 2 + 71.2 \times 5 / 2 = 1794.2 \text{ kN}$$

Reazione a metro di spalla:

$$N = 1794.2 / 16.00 = 112.1 \text{ kN/m}$$

- peso elevazione:			
paraghiaia	25x0.20x1.35	= 6.8 kN/m	e' = 0.800 m
elevazione	25x0.90x3.60	= 81.0 kN/m	<u>e' = 0.450 m</u>
		= 87.8 kN/m	e' = 0.477 m

Nota: e' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della spalla

- peso fondazione:			
plinto	25x1.50x0.50/2	= 9.4 kN/m	e' = 1.000 m
	25x0.90x0.50	= 11.3 kN/m	e' = 1.950 m
	25x0.60x0.50/2	= 3.8 kN/m	e' = 2.600 m
	25x3.00x0.40	= 30.0 kN/m	<u>e' = 1.500 m</u>
		= 54.5 kN/m	e' = 1.584 m
terreno	20x1.50x1.00	= 30.0 kN/m	e' = 0.750 m
	20x0.60x0.50/2	= 3.0 kN/m	e' = 2.800 m
	20x0.60x4.95	= 59.4 kN/m	<u>e' = 2.700 m</u>
		= 92.4 kN/m	e' = 2.070 m
sovraccarico	10x0.80	= 8.0 kN/m	e' = 2.600 m

Nota: e' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della fondazione

7.1.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi della Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962 (vedi Paragrafi precedenti).

Coeff. di amplificazione dinamica dei carichi: $\phi = 1.259$

Reazione totale sulla spalla dovuta ai carichi mobili:

$$N = 1.259 \times (51.98 + 23.49 \times 2 + 4.00 \times 0.50 \times 2) \times 23.37 / 2 = 1.259 \times 1203.1 = 1514.7 \text{ kN}$$

Reazione a metro di spalla:

$$N = 1.259 \times 1203.1 / 16.00 = 1.259 \times 75.2 = 94.7 \text{ kN/m}$$

7.1.3. Spinta del terreno e del sovraccarico

Si assumono: peso specifico del terreno = 20.0 kN/m³
 sovraccarico sul rilevato = 10.0 kN/m²
 coeff. di spinta attiva (Krey) = 0.246
 inclinazione della spinta = 20°

Elevazione

spinta del terreno:	0.246x20.0x4.95 ² /2	= 60.3 kN/m
spinta orizzontale	60.3xcos 20°	= 56.7 kN/m
spinta verticale	60.3xsen 20°	= 20.6 kN/m
spinta del sovraccarico:	0.246x10.0x4.95	= 12.2 kN/m
spinta orizzontale	12.2xcos 20°	= 11.5 kN/m
spinta verticale	12.2xsen 20°	= 4.2 kN/m

Elevazione e fondazione

spinta del terreno:	$0.246 \times 20.0 \times 5.85^2 / 2$	= 84.2 kN/m
spinta orizzontale	$84.2 \times \cos 20^\circ$	= 79.1 kN/m
spinta verticale	$84.2 \times \sin 20^\circ$	= 28.8 kN/m
spinta del sovraccarico:	$0.246 \times 10.0 \times 5.85$	= 14.4 kN/m
spinta orizzontale	$14.4 \times \cos 20^\circ$	= 13.5 kN/m
spinta verticale	$14.4 \times \sin 20^\circ$	= 4.9 kN/m

7.1.4. Azione di frenamento

La forza frenante sulla spalla è valutata pari a 1/10 del sovraccarico costituito da una sola colonna indefinita di autocarri (schema 1) o, se maggiore, a 0.3 volte il peso dell'asse più pesante dello schema di carico considerato (asse da 19 t dello schema 6):

$$F_L = 0.3 \times 190 = 57.0 \text{ kN} > 1/10 \times 20.0 \times 23.37 / 2 = 23.4 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla in direzione normale:

$$H_{\perp} = 57.0 \times \sin 45^\circ / 16.00 = 2.5 \text{ kN/m}$$

7.1.5. Azione del vento

Ponte scarico (si considera una pressione di 2.50 kN/m²):

$$F_T = 2.50 \times (1.33 + 0.20) \times 24.75 / 2 = 47.3 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla in direzione normale:

$$H_{\perp} = 47.3 \times \cos 45^\circ / 16.00 = 2.1 \text{ kN/m}$$

Ponte carico (si considera una pressione di 1.00 kN/m²):

$$F_T = 1.00 \times (1.33 + 0.10 + 3.00) \times 24.75 / 2 = 54.8 \text{ kN}$$

$$H_{\perp} = 54.8 \times \cos 45^\circ / 16.00 = 2.4 \text{ kN/m}$$

7.2. Verifica allo spiccato della fondazione

Si esegue la verifica della spalla con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 86 \text{ cm}, A_s = 4\phi 16/m = 8.04 \text{ cm}^2/m \text{ (n=10)}$$

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base della spalla e le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

	H _⊥ (kN/m)	N (kN/m)	e' (m)	M' (kNm/m)	M (kNm/m)	σ _{c max} (N/mm ²)	σ _{s max} (N/mm ²)
elevazione		87,8	0,477	41,9	2,4		
spinta del terreno orizz.	56,7		-1,650	-93,6	-93,6		
spinta del terreno vert.		20,6	0,900	18,5	9,3		
spinta del sovraccarico orizz.	11,5		-2,475	-28,5	-28,5		
spinta del sovraccarico vert.		4,2	0,900	3,8	1,9		
SENZA IMPALCATO	68,2	112,6	-0,513	-57,8	-108,5	2,34	99
peso impalcato		112,1	0,300	33,6	-16,8		
ΔT, fluage, ritiro	0,0		-3,600	0,0	0,0		
vento impalcato scarico	2,1		-4,375	-9,2	-9,2		
PONTE SCARICO	70,3	224,7	-0,149	-33,4	-134,5	2,65	78
carichi mobili (Circ. 14/02/62)		94,7	0,300	28,4	-14,2		
frenata	2,5		-3,600	-9,0	-9,0		
vento impalcato carico	2,4		-5,825	-14,0	-14,0		
PONTE CARICO CON FRENATA	73,1	319,4	-0,059	-18,8	-162,5	3,01	73

e', *M'* = eccentricità, momento rispetto allo spigolo anteriore della spalla ; $M = N (e' - 0,90/2)$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{c \max} = 3.01 \text{ N/mm}^2 < 6.0 \quad \sigma_{s \max} = 99 \text{ N/mm}^2 < 160$$

$$\tau = 73.1 / (1.00 \times 0.9 \times 0.86) / 1000 = 0.09 \text{ N/mm}^2 < 0.40$$

7.3. Verifica della fondazione

7.3.1. Carichi sui pali

Caratteristiche della palificata:

10 x 2 pali a 1.10 m dall'asse plinto ($i = 1.64 \text{ m}$)

Carico massimo e minimo sui pali:

$$P = (N/N_{\text{pali}} \pm M/w) \times L_{\text{spalla}}$$

$$\text{con: } L_{\text{spalla}} = 16.00 \text{ m}$$

$$N_{\text{pali}} = 20$$

$$w = (2 \times 10 \times 1.10^2) / 1.10 = 22.0 \text{ m}$$

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico. Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili sono a meno del coefficiente dinamico ϕ .

	H _⊥ (kN/m)	N (kN/m)	e' (m)	M' (kNm/m)	M (kNm/m)	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)
elevazione		87,8	1,977	173,6	41,9		
plinto		54,5	1,584	86,3	4,6		
terreno		92,4	2,070	191,3	52,7		
sovraccarico		8,0	2,600	20,8	8,8		
spinta del terreno orizz.	79,1		-1,950	-154,2	-154,2		
spinta del terreno vert.		28,8	3,000	86,4	43,2		
spinta del sovraccarico orizz.	13,5		-2,925	-39,5	-39,5		
spinta del sovraccarico vert.		4,9	3,000	14,7	7,4		
SENZA IMPALCATO	92,6	276,4	1,372	379,3	-35,3	247	195
peso impalcato		112,1	1,800	201,8	33,6		
ΔT, fluage, ritiro	0,0		-4,500	0,0	0,0		
vento impalcato scarico	2,1		-5,275	-11,1	-11,1		
PONTE SCARICO	94,7	388,5	1,467	570,0	-12,7	320	302
carichi mobili (Circ. 14/02/62)		75,2	1,800	135,4	22,6		
frenata	2,5		-4,500	-11,3	-11,3		
vento impalcato carico	2,4		-6,725	-16,1	-16,1		
PONTE CARICO CON FRENATA	97,5	463,7	1,486	689,1	-6,5	376	366

e'; M' = eccentricità, momento rispetto allo spigolo anteriore della fondazione ; M = N (e'-3,00/2)

7.3.2. Verifica del plinto

Sbalzo anteriore

$$M = 376 \times 1.10 / 1.64 - 25 \times (0.40 + 0.50/3) \times 1.50^2 / 2 - 20 \times 1.00 \times 1.50^2 / 2 = 252.2 - 38.4 = 213.8 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 90 \text{ cm}$, $d = 85 \text{ cm}$, $A_s = (4\phi 18 + 4\phi 16) / \text{m} = 18.22 \text{ cm}^2 / \text{m}$ ($n=10$)

risulta: $x = 15.9 \text{ cm}$ $\sigma_c = 3.38 \text{ N/mm}^2 < 6.0$ $\sigma_s = 147 \text{ N/mm}^2 < 160$

$$V = 376 / 1.64 - 25 \times (0.40 + 0.50/2) \times 1.50 - 20 \times 1.00 \times 1.50 = 229.3 - 54.4 = 174.9 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 174.9 / (1.00 \times 0.9 \times 0.85) / 1000 = 0.23 \text{ N/mm}^2 < 0.40$$

Sbalzo posteriore

$$M = 195 \times 0.20 / 1.64 - 25 \times (0.40 + 0.50/3) \times 0.60^2 / 2 - 20 \times (0.50/3 + 4.95/2) \times 0.60^2 - 10 \times 0.60^2 / 2 - (28.8 + 4.9) \times 0.60 = 23.8 - 43.6 = -19.8 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 90 \text{ cm}$, $d = 85 \text{ cm}$, $A_s = 4\phi 12 / \text{m} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{m}$ ($n=10$)

risulta: $x = 8.3 \text{ cm}$ $\sigma_c = 0.58 \text{ N/mm}^2 < 6.0$ $\sigma_s = 53 \text{ N/mm}^2 < 160$

7.4. Verifica del paraghiaia

$$\text{peso proprio paraghiaia: } 25 \times 0.20 \times 1.35 = 6.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{spinta del terreno: } 0.246 \times 20.0 \times 1.35^2 / 2 = 4.48 \text{ kN/m}$$

$$\text{spinta del sovraccarico: } 0.246 \times 10.0 \times 1.35 = 3.32 \text{ kN/m}$$

Si considera inoltre l'azione di frenamento come una spinta orizzontale pari a 10.0 kN/m applicata in sommità.

$$N = 6.75 \text{ kN/m}$$

$$M = 4.48 \times 1.35 / 3 + 3.32 \times 1.35 / 2 + 10.0 \times 1.35 = 17.76 \text{ kNm/m}$$

$$\text{con: } b = 100 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } d = 17 \text{ cm, } A_s = 4\phi 16 / \text{m} = 8.04 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (n=10)}$$

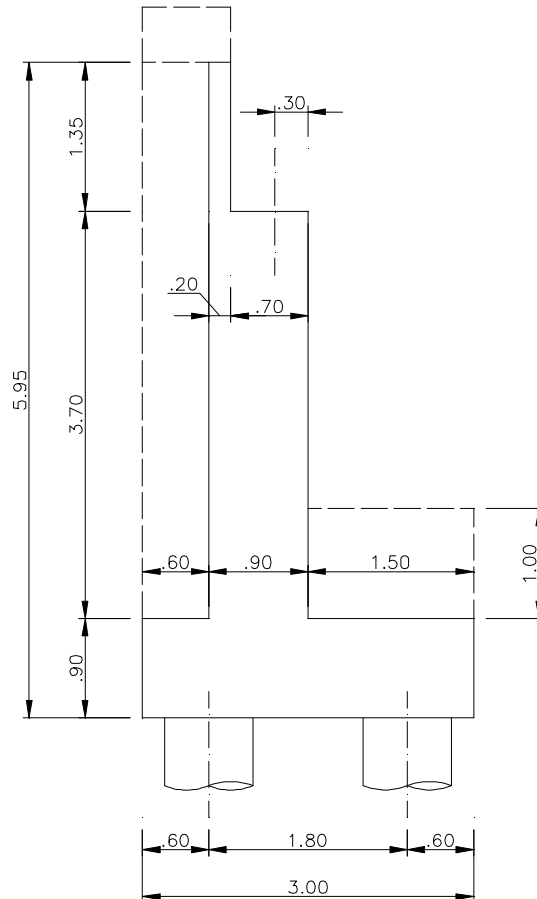
$$\text{risulta: } x = 4.6 \text{ cm} \quad \sigma_c = 5.13 \text{ N/mm}^2 < 6.0 \quad \sigma_s = 138 \text{ N/mm}^2 < 160$$

$$V = 4.48 + 3.32 + 10.0 = 17.80 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 17.80 / (1.00 \times 0.9 \times 0.17) / 1000 = 0.12 \text{ N/mm}^2 < 0.40$$

8. VERIFICA DELLE NUOVE SPALLE – SITUAZIONE MODIFICATA

Il calcolo è svolto per una spalla di altezza 3.70 metri dallo spiccato del plinto di fondazione al piano di appoggio dell'impalcato e di lunghezza $9.10/\text{sen } 45^\circ \approx 13.00$ m.



8.1. Analisi dei carichi

8.1.1. Carichi permanenti

- carichi trasmessi dall'impalcato:

travi prefabbricate	25x0.3033x10	=	75.8 kN/m
soletta	25x0.25x10.70	=	66.9 kN/m
pavimentazione	22x0.20x8.70	=	38.3 kN/m
cordoli e sicurvia	$(25 \times 0.55 \times 0.30 + 0.75) \times 2$	=	9.8 kN/m
		=	190.8 kN/m

traversi 25x0.54x0.80x0.93x9/sen(50.00g) = 127.8 kN

Reazione totale sulla spalla dovuta all'impalcato:

$$N = 190.8 \times 24.75/2 + 127.8 = 2488.9 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 191.4 \text{ kN/m}$$

- peso elevazione:

paraghiaia	25x0.20x1.35	= 6.8 kN/m	e = 0.350 m
elevazione	25x0.90x3.70	= <u>83.2 kN/m</u>	<u>e = 0.000 m</u>
		= 90.0 kN/m	e = 0.026 m

$$N = 90.0 \times 10.20 / \sin 45^\circ = 1298.3 \text{ kN}$$

Nota: e = eccentricità rispetto all'asse della spalla

- peso fondazione:

plinto	25x3.00x0.90	= 67.5 kN/m	e = 0.000 m
terreno	20x1.50x1.00	= 30.0 kN/m	e = -0.750 m
	20x0.60x5.05	= <u>60.6 kN/m</u>	<u>e = 1.200 m</u>
		= 90.6 kN/m	e = 0.554 m
sovraccarico	20x0.80	= 16.0 kN/m	e = 1.100 m

$$N_{\text{plinto}} = 67.5 \times 13.00 = 877.5 \text{ kN}$$

$$N_{\text{terreno}} = 90.6 \times 13.00 = 1177.8 \text{ kN}$$

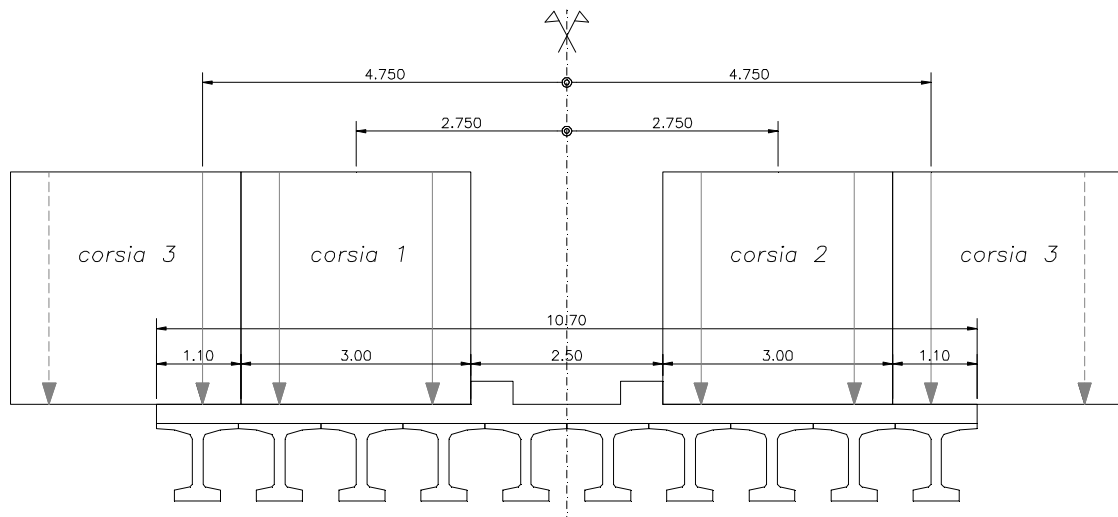
$$N_{\text{sovraccarico}} = 16.0 \times 13.00 = 208.0 \text{ kN}$$

Nota: e = eccentricità rispetto all'asse della fondazione

8.1.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008 (vedi Paragrafi precedenti).

a) Sforzo assiale massimo



Reazioni totali sulla spalla dovute ai carichi mobili:

- ponte carico senza frenata:

$$N = (900.2 + 477.4 + 282.5) = 1660.1 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 127.7 \text{ kN/m}$$

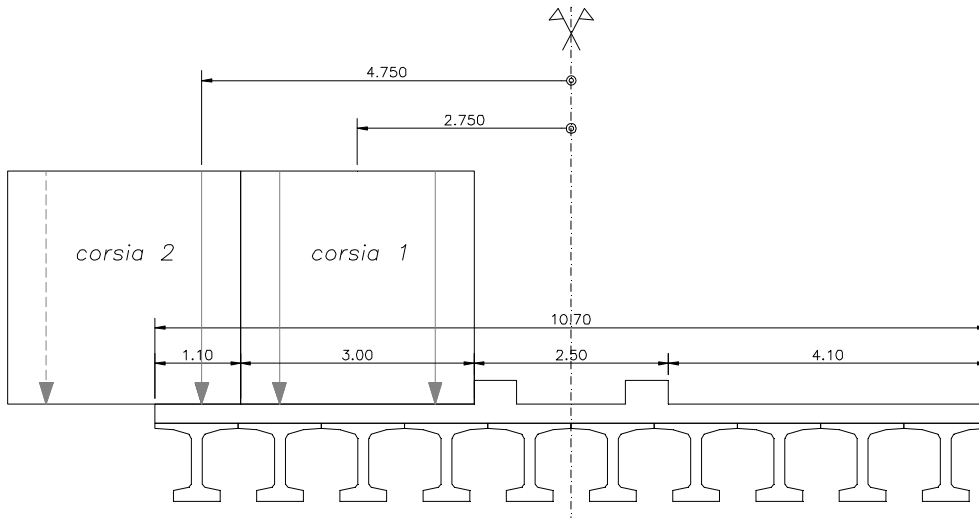
$$M_T = (900.2 - 477.4) \times 2.750 / \sin 45^\circ = 1644.3 \text{ kNm}$$

- ponte carico con frenata:

$$N = (564.7 + 327.4 + 181.2) = 1073.3 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 82.6 \text{ kN/m}$$

$$M_T = (564.7 - 327.4) \times 2.750 / \sin 45^\circ = 922.9 \text{ kNm}$$

b) Eccentricità massima



Reazioni totali sulla spalla dovute ai carichi mobili:

- ponte carico senza frenata:

$$N = (900.2 + 477.4/2) = 1138.9 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 87.6 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 900.2 \times 2.750 / \sin 45^\circ + 477.4/2 \times 4.750 / \sin 45^\circ = 5104.5 \text{ kNm}$$

- ponte carico con frenata:

$$N = (564.7 + 327.4/2) = 728.4 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 56.0 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 564.7 \times 2.750 / \sin 45^\circ + 327.4/2 \times 4.750 / \sin 45^\circ = 3295.8 \text{ kNm}$$

8.1.3. Spinta del terreno e del sovraccarico

Si assumono: peso specifico del terreno = 20.0 kN/m^3
 sovraccarico sul rilevato = 20.0 kN/m^2
 coeff. di spinta attiva (Rankine) = 0.25

Elevazione

spinta del terreno:	$0.25 \times 20.0 \times 5.05^2 / 2$	= 63.8 kN/m
spinta del sovraccarico:	$0.25 \times 20.0 \times 5.05$	= 25.3 kN/m

$$S_{\text{terreno}} = 63.8 \times 10.20 / \sin 45^\circ = 920.3 \text{ kN}$$

$$S_{\text{sovraccarico}} = 25.3 \times 10.20 / \sin 45^\circ = 364.9 \text{ kN}$$

Elevazione e fondazione

spinta del terreno:	$0.25 \times 20.0 \times 5.95^2 / 2$	= 88.5 kN/m
spinta del sovraccarico:	$0.25 \times 20.0 \times 5.95$	= 29.8 kN/m

$$S_{\text{terreno}} = 88.5 \times 10.20 / \sin 45^\circ = 1276.6 \text{ kN}$$

$$S_{\text{sovraccarico}} = 29.8 \times 10.20 / \sin 45^\circ = 429.9 \text{ kN}$$

8.1.4. Dilatazioni termiche, fluage, ritiro

La forza trasmessa alla spalla da ciascun appoggio per effetto delle variazioni di lunghezza dell'impalcato, dovute a dilatazioni termiche, fluage e ritiro, vale 18.3 kN (vedi paragrafo 6.1).

$$F_L = 18.3 \times 10 = 183.0 \text{ kN}$$

$$H_{\perp} = 183.0 \times \sin 45^\circ = 129.4 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 10.0 \text{ kN/m}$$

$$H_{//} = 183.0 \times \cos 45^\circ = 129.4 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 10.0 \text{ kN/m}$$

8.1.5. Azione di frenamento

La forza frenante sulla spalla è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 23.37) / 2 = 211.6 \text{ kN}$$

$$H_{\perp} = 211.6 \times \sin 45^\circ = 149.6 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 11.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{//} = 211.6 \times \cos 45^\circ = 149.6 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 11.5 \text{ kN/m}$$

8.1.6. Azione del vento

Ponte scarico (si considera una pressione di 2.50 kN/m²):

$$F_T = 2.50 \times (1.25 + 0.30) \times 24.75 / 2 = 47.9 \text{ kN}$$

$$H_{\perp} = 47.9 \times \cos 45^\circ = 33.9 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 2.6 \text{ kN/m}$$

$$H_{//} = 47.9 \times \sin 45^\circ = 33.9 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 2.6 \text{ kN/m}$$

Ponte carico (si considera una pressione di 0.6 x 2.50 = 1.50 kN/m²):

$$F_T = 1.50 \times (1.25 + 0.20 + 3.00) \times 24.75 / 2 = 82.6 \text{ kN}$$

$$H_{\perp} = 82.6 \times \cos 45^\circ = 58.4 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 4.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{//} = 82.6 \times \sin 45^\circ = 58.4 \text{ kN} \quad / 13.00 \text{ m} = 4.5 \text{ kN/m}$$

8.2. Verifica allo spiccato della fondazione

Si esegue la verifica della spalla con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 86 \text{ cm}, A_s = 1 \phi 16 / 15 \text{ cm} = 13.40 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (n=15)$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Verifica a flessione

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base della spalla e le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

	H _L (kN/m)	N (kN/m)	e (m)	M (kNm/m)	σ _{c max} (N/mm ²)	σ _{s max} (N/mm ²)
elevazione		90,0	0,026	2,3		
spinta del terreno	63,8		-1,683	-107,4		
spinta del sovraccarico	25,3		-2,525	-63,9		
SENZA IMPALCATO	89,1	90,0		-168,9	2,58	127
peso impalcato		191,4	-0,150	-28,7		
ΔT, fluage, ritiro	10,0		-3,700	-37,0		
vento impalcato scarico	2,6		-4,525	-11,8		
TI - PONTE SCARICO	101,7	281,4		-246,4	3,74	137
carichi mobili (D.M. 14/01/08) - Nmax		127,7	-0,150	-19,2		
vento impalcato carico	4,5		-5,975	-26,9		
TII - PONTE CARICO	103,6	409,1		-280,7	4,19	131
carichi mobili (D.M. 14/01/08) - Nmax		82,6	-0,150	-12,4		
frenata	11,5		-3,700	-42,6		
TIII - PONTE CARICO CON FRENATA	115,1	364,0		-316,5	4,80	176

e = eccentricità rispetto all'asse della spalla

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{c \max} = 4.80 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 14.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \max} = 176 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Eseguito la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta:

	N _{Sd} (kN/m)	M _{Sd} (kNm/m)	M _{Rd} (kNm/m)
UI - PONTE SCARICO	281	-355	-546
UII - PONTE CARICO	409	-388	-596
UIII - PONTE CARICO CON FRENATA	364	-442	-578

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

	V _{Sd} (kN/m)
UI - PONTE SCARICO	150
UII - PONTE CARICO	150
UIII - PONTE CARICO CON FRENATA	167

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	86	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	13,40	cm ²	area dell'armatura longitudinale
$k =$	1,48		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,002		$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,32		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	0,40	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 292 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

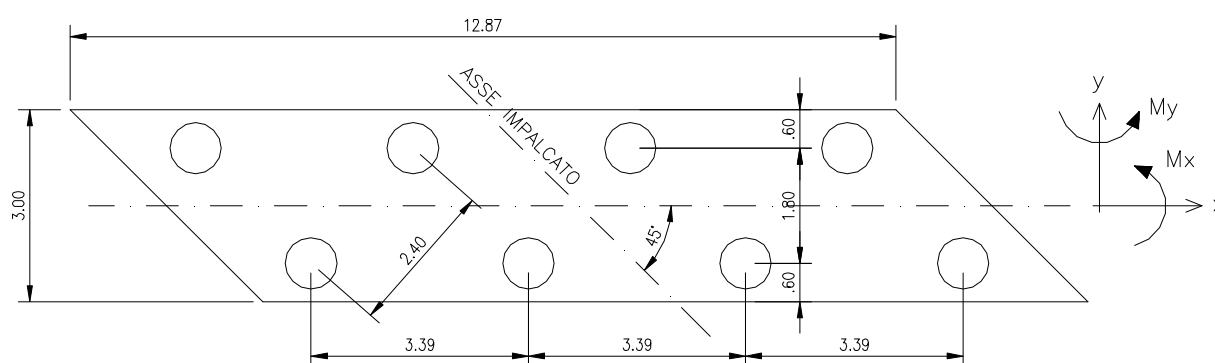
$$V_{Rcd,min} = 323 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 323 \text{ kN} > 167 \text{ kN} = V_{Sd}$$

8.3. Verifica della fondazione

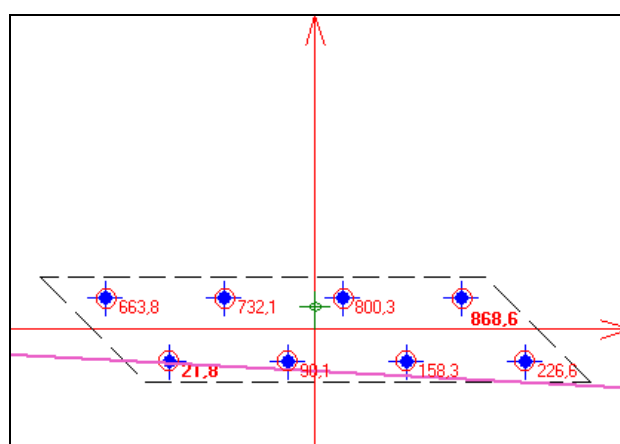
8.3.1. Carichi sui pali



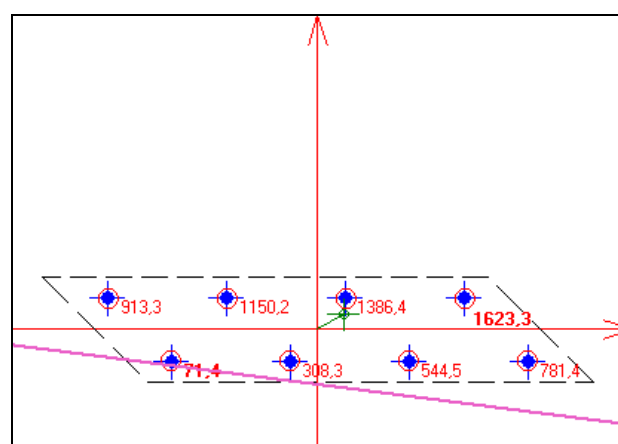
Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico.

	H _⊥ (kN)	H _∥ (kN)	N (kN)	e (m)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)
elevazione			1298,3	0,476	618,0	0,0		
plinto			877,5	0,000	0,0	0,0		
terreno			1177,8	0,554	652,5	0,0		
sovraccarico			208,0	1,100	228,8	0,0		
spinta del terreno	1276,6			-1,983	-2531,5	0,0		
spinta del sovraccarico	429,9			-2,975	-1279,0	0,0		
SENZA IMPALCATO	1706,5	0,0	3561,6		-2311,2	0,0	869	22
peso impalcato			2488,9	0,300	746,7	0,0		
ΔT, fluage, ritiro	129,4	129,4		-4,600	-595,2	-595,2		
vento impalcato scarico	33,9	33,9		-5,425	-183,9	-183,9		
TI - PONTE SCARICO	1869,8	163,3	6050,5		-2343,6	-779,1	1220	292
a) carichi mobili (D.M. 14/01/08) - Nmax			1660,1	0,300	498,0	-1644,3		
b) carichi mobili (D.M. 14/01/08) - ecc. max			1138,9	0,300	341,7	-5104,5		
vento impalcato carico	58,4	58,4		-6,875	-401,5	-401,5		
TIIa - PONTE CARICO	1894,3	187,8	7710,6		-2063,2	-2641,0	1459	469
TIIb - PONTE CARICO	1894,3	187,8	7189,4		-2219,6	-6101,2	1576	222
a) carichi mobili (D.M. 14/01/08) - Nmax			1073,3	0,300	322,0	-922,9		
b) carichi mobili (D.M. 14/01/08) - ecc. max			728,4	0,300	218,5	-3295,8		
frenata	149,6	149,6		-4,600	-688,2	-688,2		
TIIIa - PONTE CARICO CON FRENATA	2043,9	337,4	7123,8		-2927,4	-2607,8	1542	239
TIIIb - PONTE CARICO CON FRENATA	2043,9	337,4	6778,9		-3030,9	-4980,7	1623	71

e = eccentricità rispetto all'asse della fondazione



c.d.c. SENZA IMPALCATO



c.d.c. TIIIb - PONTE CARICO CON FRENATA

8.3.2. Verifica del plinto

Si esegue la verifica del plinto con:

$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

Verifica a flessione

Sbalzo anteriore

$$M = 1623 \times 0.90 / 3.39 - 25 \times 0.90 \times 1.50^2 / 2 - 20 \times 1.00 \times 1.50^2 / 2 = 430.9 - 47.8 = 383.1 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 90 \text{ cm}$, $d = 85 \text{ cm}$, $A_s = \phi 20/15 \text{ cm} = 20.94 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_{c \text{ max}} = 4.85 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 14.9 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s \text{ max}} = 234 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.5 \times 383.1 = 575 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 665 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 575 \text{ kNm/m}$$

Sbalzo posteriore

$$M = -25 \times 0.90 \times 0.60^2/2 - 20 \times 5.05 \times 0.60^2/2 - 20 \times 0.60^2/2 = -25.8 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 90 \text{ cm}$, $d = 85 \text{ cm}$, $A_s = \phi 12/15 \text{ cm} = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_{c \text{ max}} = 0.50 \text{ N/mm}^2 < 14.9$ $\sigma_{s \text{ max}} = 42 \text{ N/mm}^2 < 360$

Verifica a taglio

Sbalzo anteriore

$$V_{med} = (1623.3 + 1386.4 + 1150.2 + 913.3)/4 = 1268 \text{ kN}$$

$$V = 1268/3.39 - 25 \times 0.90 \times 1.50 - 20 \times 1.00 \times 1.50 = 374.0 - 63.7 = 310.3 \text{ kN/m}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 310.3 = 465 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	85	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	4,52	cm ²	area dell'armatura trasversale = 4 Ø 12
$s =$	25	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,00		
$\alpha_c =$	1,00		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 2699 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 542 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 542 \text{ kN} > 465 \text{ kN} = V_{Sd}$$

8.3.3. Verifica della portata dei pali

Il calcolo è svolto per pali trivellati Ø800 mm di lunghezza $L = 20,00$ m.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALO - PALI TRIVELLATI $L=20,00$ M
(secondo Raccomandazioni sui pali di fondazione - AGI - dicembre 1994)

Caratteristiche del palo:

Diametro punta palo:	$D_p = 0,80$	m	Quota testa palo:	2,50	m
Diametro testa palo:	$D_T = 0,80$	m	Quota profondità falda:	2,50	m
Spessore palo	$S_p = -$	m			
Lunghezza del palo:	$L = 20,0$	m			
Lunghezza critica:	$L_c = 14,5$	m			
Area della punta:	$A_p = 0,503$	m ²			
Carico massimo in testa al palo:	$Q = 1\ 623$	kN			
Peso proprio del palo:	$G = 151$	kN			

Resistenza laterale:

Caratteristiche stratigrafiche del terreno:

Quote stratigrafiche	Spessore	Peso	Ang. attr.	Attrito	k	Pressione	q_a	As	DQs
z_i	z_f	ΔZ	γ (γ')	φ	μ	σ_v			
0,0	2,5	0,0	18,0		0,000	22,5		0,00	0,00
2,5	6,5	4,0	8,0	32,4	0,635	61,0		10,05	272,42
6,5	8,0	1,5	9,0	35,4	0,711	83,8		3,77	157,06
8,0	14,5	6,5	8,0	32,4	0,635	116,5		16,34	845,45
14,5	22,5	8,0	8,0	32,4	0,635	142,5		20,11	1272,79

Resistenza laterale: $Q_s = 2\ 548$ kN

Resistenza alla punta:

Caratteristiche del terreno alla punta:

Ang. attr.	N_q	N_q^*	N_c	c_u	Pressione
φ (φ_u)					σ_v
32,4	35	15		0	142,5

Resistenza alla punta: $Q_p = 2\ 507$ kN Considerando le condizioni di rottura (S.L.U.)
 $Q_p^* = 1\ 074$ kN Considerando i cedimenti ammissibili (N_q^* di Berezantzev)

Verifica della capacità portante:

Considerando le condizioni di rottura (S.L.U.)

Carico limite:	$Q_s + Q_p = 5\ 055$	kN
Carico totale agente:	$Q + G = 1\ 774$	kN
Coefficiente di sicurezza per Q_p	F.S. $Q_p = 2,50$	
Coefficiente di sicurezza per Q_s	F.S. $Q_s = 2,50$	
Carico agente sul palo ammissibile	$Q_{amm} = 1871$	kN
Verifica di portanza	$Q = 1623$ kN	≤ 1871 kN = Q_{amm}
Coefficiente di sicurezza globale	2,85	

Considerando i cedimenti ammissibili (Berezantzev)

Carico limite:	$Q_s + Q_p^* = 3\ 622$	kN
Carico totale agente:	$Q + G = 1\ 774$	kN
Coefficiente di sicurezza per Q_p	F.S. $Q_p = 2,00$	
Coefficiente di sicurezza per Q_s	F.S. $Q_s = 2,00$	
Carico agente sul palo ammissibile	$Q_{amm} = 1660$	kN
Verifica di portanza	$Q = 1623$ kN	≤ 1660 kN = Q_{amm}
Coefficiente di sicurezza globale	2,04	

8.4. Verifica del paraghiaia

$$\text{peso proprio paraghiaia: } 25 \times 0.20 \times 1.35 = 6.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{spinta del terreno: } 0.25 \times 20.0 \times 1.35^2 / 2 = 4.56 \text{ kN/m}$$

$$\text{spinta del sovraccarico: } 0.25 \times 20.0 \times 1.35 = 6.75 \text{ kN/m}$$

Si considera inoltre l'azione di frenamento come una spinta orizzontale pari a 20.0 kN/m applicata in sommità.

Si esegue la verifica del paraghiaia con:

$$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Verifica a flessione

$$N = 6.75 \text{ kN/m}$$

$$M = 4.56 \times 1.35 / 3 + 6.75 \times 1.35 / 2 + 20.0 \times 1.35 = 33.61 \text{ kNm/m}$$

$$\text{con: } b = 100 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } d = 17 \text{ cm, } A_s = 1 \phi 16 / 15 \text{ cm} = 13.40 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (} n = 15 \text{)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_{c \max} = 7.00 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 14.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \max} = 167 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni di calcolo allo stato limite ultimo valgono:

$$N_{Sd} = 1.0 \times 6.75 = 6.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 1.5 \times 33.61 = 50.42 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 79.49 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 50.42 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

$$V = 4.56 + 6.75 + 20.0 = 31.31 \text{ kN/m}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 31.31 = 46.97 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} && \text{larghezza minima della sezione} \\
 d &= 17 \text{ cm} && \text{altezza utile della sezione} \\
 A_{sl} &= 13,40 \text{ cm}^2 && \text{area dell'armatura longitudinale} \\
 \\
 k &= 2,00 && = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0 \\
 \rho_1 &= 0,008 && = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02 \\
 v_{min} &= 0,49 && = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \\
 \\
 \sigma_{cp} &= 0,03 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}
 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 V_{Rcd} &= 111 \text{ kN} && = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \\
 V_{Rcd,min} &= 85 \text{ kN} && = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d
 \end{aligned}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 111 \text{ kN} > 46,97 \text{ kN} = V_{Sd}$$

9. VERIFICA DELLE SPALLE ESISTENTI – SITUAZIONE MODIFICATA

9.1. Analisi dei carichi

9.1.1. Carichi permanenti

-> vedi situazione esistente (paragrafo 7.1.1)

9.1.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008 (vedi Paragrafi precedenti).

Reazione totale sulla spalla dovuta ai carichi mobili:

- ponte carico senza frenata:

$$N = (900.2+477.4+282.5) = 1660.1 \text{ kN} \quad / 16.00 \text{ m} = 103.8 \text{ kN/m}$$

- ponte carico con frenata:

$$N = (564.7+327.4+181.2) = 1073.3 \text{ kN} \quad / 16.00 \text{ m} = 67.1 \text{ kN/m}$$

9.1.3. Spinta del terreno e del sovraccarico

-> vedi situazione esistente (paragrafo 7.1.3)

9.1.4. Azione di frenamento

La forza frenante sulla spalla è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 23.37) / 2 = 211.6 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla in direzione normale:

$$H_{\perp} = 211.6 \times \sin 45^{\circ} / 16.00 = 9.4 \text{ kN/m}$$

9.1.5. Azione del vento

Ponte scarico (si considera una pressione di 2.50 kN/m²):

$$F_T = 2.50 \times (1.33 + 0.20) \times 24.75 / 2 = 47.3 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla in direzione normale:

$$H_{\perp} = 47.3 \times \cos 45^{\circ} / 16.00 = 2.1 \text{ kN/m}$$

Ponte carico (si considera una pressione di $0.6 \times 2.50 = 1.50 \text{ kN/m}^2$):

$$F_T = 1.50 \times (1.33 + 0.10 + 3.00) \times 24.75 / 2 = 82.2 \text{ kN}$$

$$H_{\perp} = 82.2 \times \cos 45^\circ / 16.00 = 3.6 \text{ kN/m}$$

9.2. Verifica allo spiccato della fondazione

Si esegue la verifica della spalla con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 86 \text{ cm}, A_s = 4\phi 16/m = 8.04 \text{ cm}^2/m \quad (n=10)$$

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base della spalla e le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

	H_{\perp} (kN/m)	N (kN/m)	e' (m)	M' (kNm/m)	M (kNm/m)	$\sigma_c \text{ max}$ (N/mm ²)	$\sigma_s \text{ max}$ (N/mm ²)
PONTE SCARICO	70,3	224,7	-0,149	-33,4	-134,5	2,65	78
carichi mobili (D.M. 14/01/08)		103,8	0,300	31,1	-15,6		
vento impalcato carico	3,6		-5,825	-21,0	-21,0		
PONTE CARICO	71,8	328,5	-0,043	-14,0	-161,8	2,95	68
carichi mobili (D.M. 14/01/08)		67,1	0,300	20,1	-10,1		
frenata	9,4		-3,600	-33,8	-33,8		
PONTE CARICO CON FRENATA	81,2	291,8	-0,202	-58,9	-190,2	3,84	124

e' , M' = eccentricità, momento rispetto allo spigolo anteriore della spalla ; $M = N (e' - 0,90/2)$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{c \text{ max}} = 3.84 \text{ N/mm}^2 < 6.0 \quad \sigma_{s \text{ max}} = 124 \text{ N/mm}^2 < 160$$

$$\tau = 81.2 / (1.00 \times 0.9 \times 0.86) / 1000 = 0.10 \text{ N/mm}^2 < 0.40$$

9.3. Verifica della fondazione

9.3.1. Carichi sui pali

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico.

	H _⊥ (kN/m)	N (kN/m)	e' (m)	M' (kNm/m)	M (kNm/m)	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)
PONTE SCARICO	94,7	388,5	1,467	570,0	-12,7	320	302
carichi mobili (D.M. 14/01/08)		103,8	1,800	186,8	31,1		
vento impalcato carico	3,6		-6,725	-24,2	-24,2		
PONTE CARICO	96,2	492,3	1,511	743,8	5,3	398	390
carichi mobili (D.M. 14/01/08)		67,1	1,800	120,8	20,1		
frenata	9,4		-4,500	-42,3	-42,3		
PONTE CARICO CON FRENATA	105,6	455,6	1,395	635,4	-48,0	399	330

e' , M' = eccentricità, momento rispetto allo spigolo anteriore della fondazione ; $M = N (e'-3,00/2)$

N.B. Il carico massimo sui pali nella situazione modificata risulta pari a **399 kN**, ovvero circa il 6% in più rispetto al carico massimo nella situazione esistente, che è di 376 kN. Quindi, per quanto riguarda la verifica della portata, ipotizzando che i pali siano stati progettati con un coefficiente di sicurezza globale pari a 3, nella situazione modificata si otterrebbe un coefficiente uguale a $3/1.06 = 2.83$, che può essere considerato sufficiente.

9.3.2. Verifica del plinto

Sbalzo anteriore

$$M = 399 \times 1.10 / 1.64 - 38.4 = 267.6 - 38.4 = 229.2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{con: } b = 100 \text{ cm, } h = 90 \text{ cm, } d = 85 \text{ cm, } A_s = (4\phi 18 + 4\phi 16) / \text{m} = 18.22 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (n=10)$$

$$\text{risulta: } x = 15.9 \text{ cm} \quad \sigma_c = 3.62 \text{ N/mm}^2 < 6.0 \quad \sigma_s = 158 \text{ N/mm}^2 < 160$$

$$V = 399 / 1.64 - 54.4 = 243.3 - 54.4 = 188.9 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 188.9 / (1.00 \times 0.9 \times 0.85) / 1000 = 0.25 \text{ N/mm}^2 < 0.40$$

10. ANALISI SISMICA DEL NUOVO PONTE

10.1. Azione sismica

Il ponte in progetto è situato nel Comune di Vigasio (VR), la cui pericolosità sismica è definita dai valori dei parametri a_g , F_o e T_C^* riportati in Tabella.

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_C^* (s)
30	0,037	2,561	0,233
50	0,048	2,503	0,256
72	0,058	2,502	0,263
101	0,067	2,523	0,267
140	0,078	2,526	0,268
201	0,092	2,487	0,271
475	0,134	2,442	0,279
975	0,175	2,474	0,280
2475	0,247	2,398	0,290

Trattandosi di un'opera di grandi dimensioni nonché di importanza strategica, la sua vita nominale V_N è fissata in 100 anni e la classe d'uso d'appartenenza è la Classe IV, che comporta un coefficiente d'uso $C_U = 2,0$. La vita di riferimento per la determinazione dell'azione sismica risulta quindi:

$$V_R = V_N C_U = 200 \text{ anni}$$

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

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$$

con: T_R = periodo di ritorno dell'azione sismica;
 P_{VR} = probabilità di superamento nella vita di riferimento.

Con riferimento alle probabilità di superamento associate agli stati limite considerati dalla normativa (Tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008), si ottengono i seguenti valori del periodo di ritorno e quindi dei parametri a_g , F_o , F_v e T_C^* corrispondenti:

Stati limite		P_{VR} (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	F_v (-)	T_C^* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	120	0,073	2,525	0,919	0,267
	SLD	63	201	0,092	2,487	1,021	0,271
Stati limite ultimi	SLV	10	1898	0,224	2,420	1,546	0,287
	SLC	5	2475	0,247	2,398	1,609	0,290

Lo spettro di progetto delle componenti dell'azione sismica per gli **stati limite di esercizio** è definito dalle seguenti espressioni:

per le componenti orizzontali

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

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

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

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

per la componente verticale

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{vd}(T) = a_g S \eta F_v$$

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

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

nelle quali si assume un fattore di correzione dello smorzamento $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = 1$, corrispondente ad un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ del 5%.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_s S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Lo spettro di progetto delle componenti dell'azione sismica per gli **stati limite ultimi** è definito dalle seguenti espressioni:

per le componenti orizzontali

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_o}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_o}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

per la componente verticale

$$0 \leq T < T_B \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali si assume un fattore di struttura $q=1,0$ sia per lo spettro delle componenti orizzontali che per lo spettro della componente verticale.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

Considerando la categoria di sottosuolo C e la categoria topografica T1 ($S_T = 1,0$), i valori dei parametri da utilizzare per la determinazione degli spettri di progetto per gli stati limite di esercizio e ultimi sono riassunti nelle Tabelle seguenti:

per le componenti orizzontali

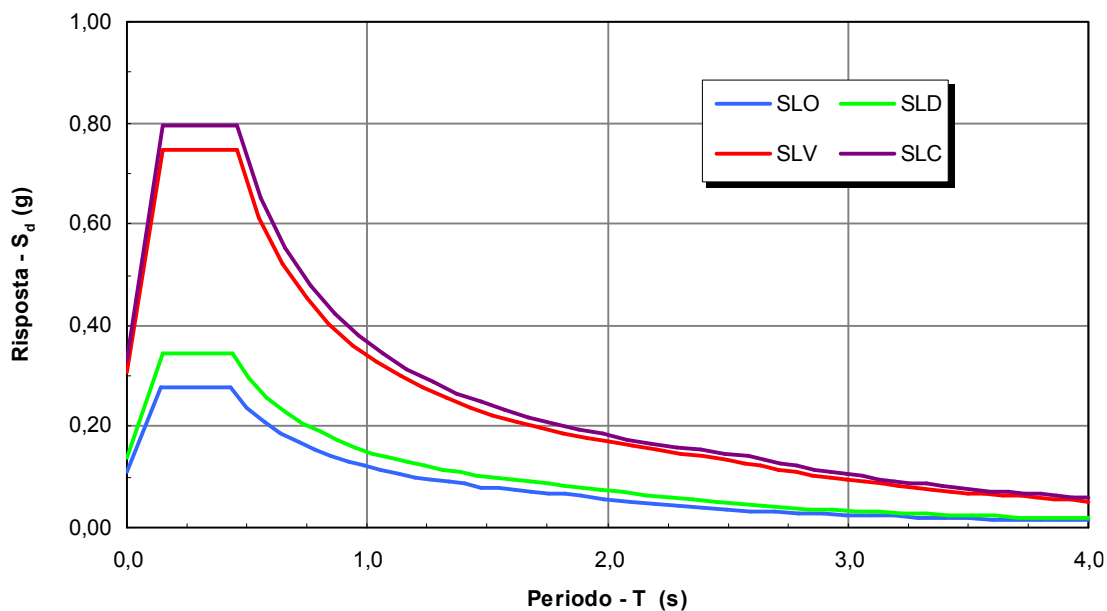
Stati limite		S_s (-)	C_C (-)	S (-)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Stati limite di esercizio	SLO	1,500	1,623	1,500	0,144	0,433	1,892
	SLD	1,500	1,616	1,500	0,146	0,438	1,968
Stati limite ultimi	SLV	1,375	1,585	1,375	0,152	0,455	2,496
	SLC	1,345	1,580	1,345	0,153	0,458	2,588

per la componente verticale

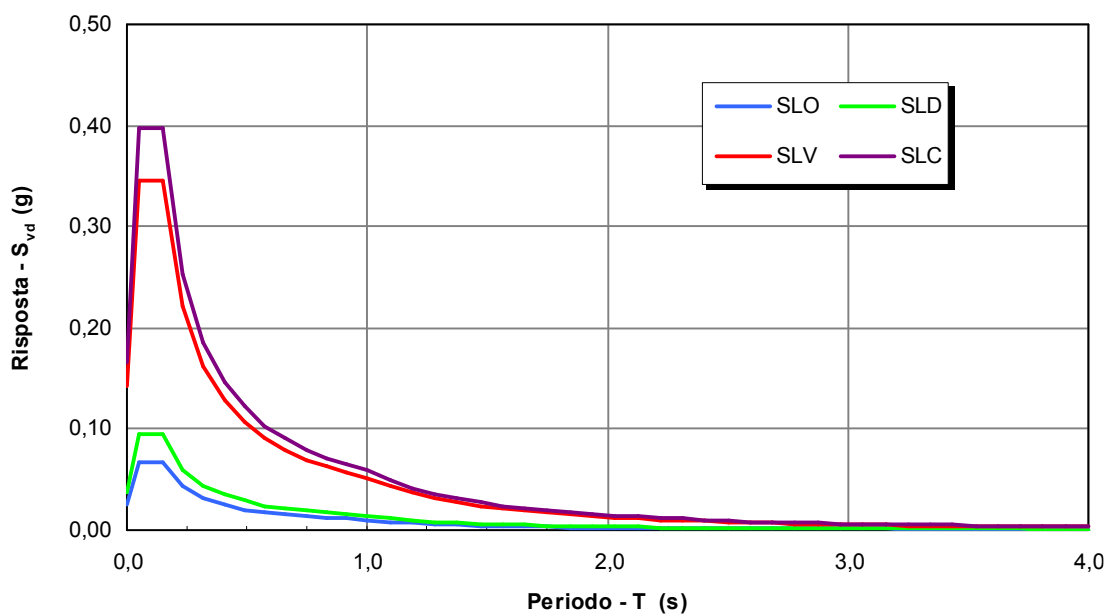
Stati limite	S_s (-)	S (-)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Stati limite di esercizio e ultimi	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

Nelle Figure seguenti sono riportati i grafici degli spettri di progetto per i vari stati limite. In particolare, per le verifiche agli stati limite ultimi si adotterà lo spettro relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) mentre per le verifiche agli stati limite di esercizio si farà riferimento allo spettro per lo Stato Limite di Danno (SLD), salvo quando diversamente specificato.

SPETTRO DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO E ULTIMI
COMPONENTI ORIZZONTALI



SPETTRO DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO E ULTIMI
COMPONENTE VERTICALE



10.2. Analisi strutturale

Per il calcolo delle forze sismiche che agiscono sulla struttura si esegue un'analisi lineare dinamica utilizzando il programma di calcolo *Straus7*. Si fa comunque notare che, considerata la tipologia strutturale di ponte ad una sola travata semplicemente appoggiata, la normativa consentirebbe di applicare un'analisi lineare statica. Quindi, a titolo di confronto, le forze orizzontali sugli appoggi vengono determinate anche con l'analisi semplificata.

10.2.1. Analisi lineare statica

La forza equivalente all'azione sismica è pari a:

$$F = M S_d(T_1)$$

con: M = massa totale dell'impalcato;

$S_d(T_1)$ = ordinata dello spettro di risposta in corrispondenza del periodo T_1 .

Il periodo fondamentale della struttura T_1 è dato dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

nella quale K è la rigidezza laterale complessiva del modello considerato.

Per il ponte in progetto risulta:

$$M = (2488,9 \times 2) / 9,81 = 507,4 \text{ ton} = 507\,400 \text{ kg} \quad (\text{vedi Paragrafo 8.1.1})$$

$$K = (250 \times 500 \times 0,90 / 72) \times 20 = 31\,250 \text{ N/mm} = 31\,250\,000 \text{ N/m} \quad (\text{vedi Paragrafo 6.1})$$

$$T_1 = 2\pi (507400 / 31250000)^{1/2} = 0,801 \text{ s}$$

Dallo spettro di progetto per lo SLV si ricava:

$$S_d(T_1) = 0,423 \text{ g} = 4,150 \text{ m/s}^2$$

e quindi le forze orizzontali agenti sul singolo appoggio sono pari a:

$$F_L = F_T = 507400 \times 4,150 \times 10^{-3} / 20 = 105,3 \text{ kN}$$

10.2.2. Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare della struttura consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (in *Straus7* è possibile scegliere tra la CQC e la SRSS).

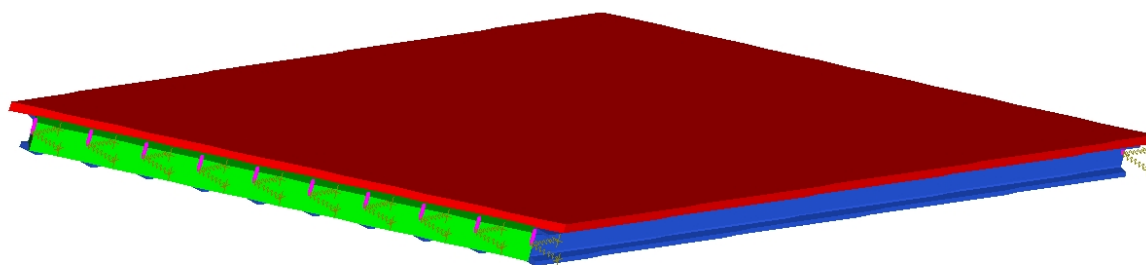
Dal momento che la risposta viene valutata in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti dell'azione sismica. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

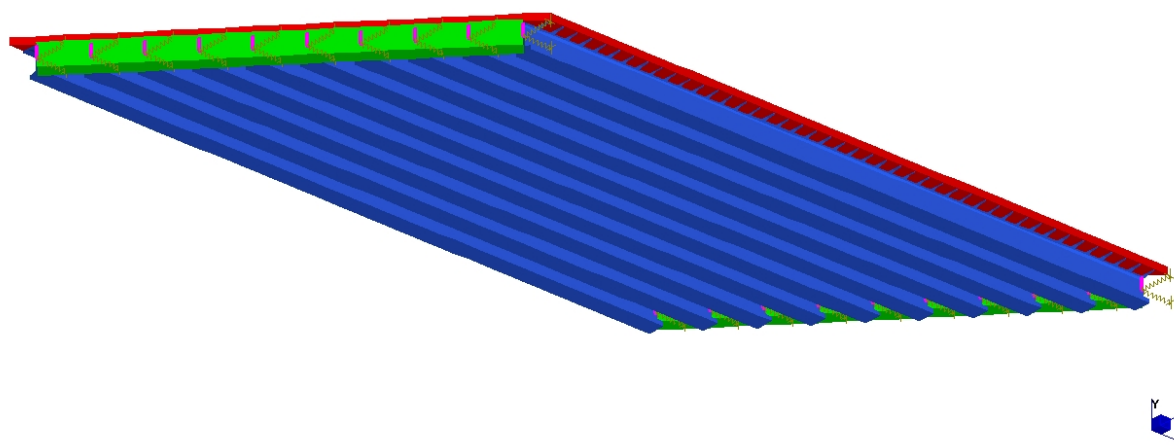
$$E = 1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Nel modello ad elementi finiti del ponte impiegato per l'analisi, le travi ed i traversi dell'impalcato sono stati modellati mediante elementi *beam*, mentre per la soletta sono stati utilizzati elementi *plates*. Le caratteristiche geometriche assegnate ai vari elementi sono quelle descritte nei Paragrafi precedenti.

Le spalle vengono considerate come elementi rigidi ed indeformabili, per cui non sono state incluse nel modello globale. Gli appoggi delle travi sulle spalle vengono quindi modellati applicando ai nodi corrispondenti dei *restraints* traslazionali lungo la direzione verticale e, lungo le direzioni orizzontali, una rigidità traslazionale pari a quella degli appoggi in neoprene armato previsti in progetto.

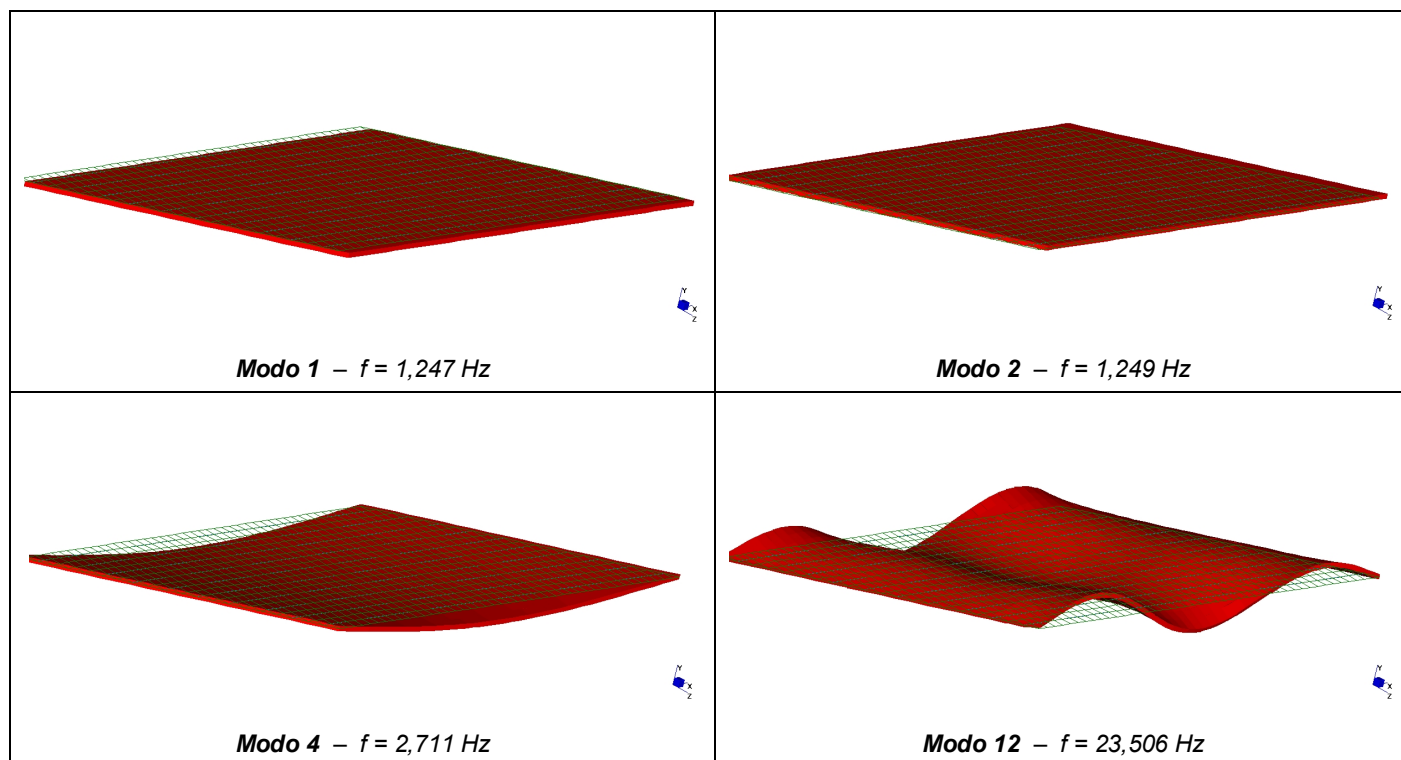




Le masse di cui si tiene conto nell'analisi modale sono quelle strutturali corrispondenti al peso proprio di travi, traversi e soletta e quelle non strutturali corrispondenti ai sovraccarichi permanenti. In accordo a quanto previsto dalla normativa, non si considera invece la massa corrispondente ai carichi da traffico.

Di seguito si riportano, per i primi 15 modi di vibrare della struttura, i valori delle frequenze proprie, le masse modali coinvolte ed i fattori di partecipazione di massa per le tre direzioni di azione del sisma: X (longitudinale), Y (verticale) e Z (trasversale). I modi di vibrare evidenziati, dei quali si riporta la deformata modale, sono quelli che verranno utilizzati nell'analisi con spettro di risposta: per ciascuna direzione la massa partecipante totale dei modi considerati è superiore all'85%, come prescritto dalla normativa.

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1,247	5,08E+05	0,487	0,000	99,513
2	1,249	5,10E+05	99,513	0,000	0,487
3	1,822	1,29E+05	0,000	0,000	0,000
4	2,711	1,84E+05	0,000	80,006	0,000
5	3,757	7,53E+04	0,000	0,000	0,000
6	7,139	6,38E+04	0,000	0,168	0,000
7	10,686	1,30E+05	0,000	0,000	0,000
8	11,945	5,14E+04	0,000	0,095	0,000
9	13,035	5,62E+04	0,000	0,000	0,000
10	16,798	3,67E+04	0,000	0,000	0,000
11	19,392	4,56E+04	0,000	0,027	0,000
12	23,506	8,44E+04	0,000	8,202	0,000
13	24,425	4,84E+04	0,000	0,000	0,000
14	26,792	3,79E+04	0,000	0,222	0,000
15	27,536	5,34E+04	0,000	0,000	0,000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			100,000	88,208	100,000



Si fa notare che, com'era prevedibile, solo i primi modi di vibrare forniscono un contributo significativo alla risposta. In particolare, i primi due modi coinvolgono nelle direzioni orizzontali X e Z il 100% della massa totale e sono caratterizzati da un periodo coincidente con quello stimato nell'analisi semplificata ($T_1 = 0,801$ s):

$$f = 1,249 \text{ Hz} \quad T = 1/f = 0,801 \text{ s}$$

Nella Tabella seguente si riportano le forze massime sul singolo appoggio ottenute dall'analisi con lo spettro di progetto per lo SLV.

SISMA	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)
lungo X	105,8	0,0	0,1
lungo Y	0,0	69,7	0,0
lungo Z	0,3	0,0	106,0

Le sollecitazioni nelle travi causate dal sisma sono molto inferiori rispetto a quelle dovute ai carichi mobili. I valori massimi di momento flettente e di taglio ottenuti dall'analisi risultano infatti (sisma lungo Y):

$$M_{\text{sisma,max}} = 192,4 \text{ kNm} \ll 1560,2 \text{ kNm} = M_{\text{cm,max}}$$

$$V_{\text{sisma,max}} = 32,3 \text{ kN} \ll 272,1 \text{ kN} = V_{\text{cm,max}}$$

Non è quindi necessario ripetere la verifica di resistenza delle travi.

Nota: le sollecitazioni causate dal sisma sono inferiori anche a quelle dovute ai carichi permanenti, per cui nella trave non ci sono inversioni di momento.

10.3. Verifica degli appoggi

Nelle pagine seguenti viene riportata la verifica dei nuovi appoggi in conformità alle Istruzioni CNR 10018.

CARICHI SU UN APPOGGIO

Luce di calcolo = 23.37 m

- Carichi permanenti

Carichi trasmessi dall'impalcato: $V_{perm} = 248.9 \text{ kN}$

Deformazione dell'appoggio: $F_L = 18.3 \text{ kN}$

- Sisma
 - a) sisma lungo X: $F_L = 105.8 \text{ kN}$
 $F_T = 0.3 \times 106.0 = 31.8 \text{ kN}$
 $V = \pm 0.3 \times 69.7 = \pm 20.9 \text{ kN}$
 - b) sisma lungo Y: $F_L = 0.3 \times 105.8 = 31.7 \text{ kN}$
 $F_T = 0.3 \times 106.0 = 31.8 \text{ kN}$
 $V = \pm 69.7 \text{ kN}$
 - c) sisma lungo Z: $F_L = 0.3 \times 105.8 = 31.7 \text{ kN}$
 $F_T = 106.0 \text{ kN}$
 $V = \pm 0.3 \times 69.7 = \pm 20.9 \text{ kN}$

Sollecitazioni massime sugli appoggi:

forza orizzontale permanente (deformazione) $F_x^{(p)} = 18.3 \text{ kN}$

forza orizzontale accidentale (sisma)

- a) $F_x^{(a)} = 105.8 \text{ kN}$
 $F_y^{(a)} = 31.8 \text{ kN}$
- b) $F_x^{(a)} = 31.7 \text{ kN}$
 $F_y^{(a)} = 31.8 \text{ kN}$
- c) $F_x^{(a)} = 31.7 \text{ kN}$
 $F_y^{(a)} = 106.0 \text{ kN}$

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 248.9 \text{ kN}$

forza verticale totale

- a),c) $F_{z \max} = 248.9 + 20.9 = 269.8 \text{ kN}$
 $F_{z \min} = 248.9 - 20.9 = 228.0 \text{ kN}$
- b) $F_{z \max} = 248.9 + 69.7 = 318.6 \text{ kN}$
 $F_{z \min} = 248.9 - 69.7 = 179.2 \text{ kN}$

VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x500x82 mm
(secondo CNR 10018)

a) sisma lungo X

CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A = 250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B = 500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a = 245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b = 495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s = 12,0 mm	Numero strati gomma interni	n = 6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e = 0,0 mm		
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a = 2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a = 5
Spess. totale strati gomma interni	h _g = 72,0 mm	Spessore totale appoggio	h = 82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	= 60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G = 0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α = 100,0 cent		

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) = 248,9 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} = 228,0 kN
Carico verticale massimo	F _{z max} ^(p) = 269,8 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) = 0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) = 0,0 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) = 31,8 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) = 105,8 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) = 110,5 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) = 0,0 kN		

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L = 23,37 m	Modulo elastico calcestruzzo	E = 36000 N/mm ²
------------	-------------	------------------------------	-----------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ _p = -6,66 mrad	Carichi permanenti	φ _g = 5,43 mrad
Fluage	φ _f = -1,85 mrad	Errori di posa	φ _e = ±5,00 mrad
		Totale ponte scarico	φ _s = -8,08 mrad
Carichi accidentali	φ _q = 0,25 mrad	Totale ponte carico	φ _c = -7,83 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b = 121275 mm ²	Coefficiente di forma	S = 6,829
----------------------	---	-----------------------	-----------

TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) = 2,052 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v = 2,660 N/mm ²
con: u _x = 0,00 mm	u _y = 0,00 mm	con: u _x = 34,90 mm	u _y = 10,49 mm
A _r = 121275 mm ²		A _r = 101432 mm ²	

TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) = 0,451 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) = 0,000 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) = 0,000 N/mm ²
	τ _H ^(p) = 0,000 N/mm ²
- Rotazione φ _s	τ _{φ s} = 0,253 N/mm ²

TENSIONI TANGENZIALI MAX

- Carico verticale F _{z max}	τ _v = 0,584 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} = 0,436 N/mm ²
	τ _{Hy} = 0,131 N/mm ²
	τ _H = 0,455 N/mm ²
- Rotazione φ _c	τ _{φ c} = 0,245 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,684 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	2,052 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,740 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	2,225 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,485 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	34,90 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,146 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	10,49 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	2,052	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	2,660	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s}$	=	0,703	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi c}$	=	0,829	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,455	N/mm ²	≈	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,684	mm	>	0,330	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi s $
Δh	=	0,740	mm	>	0,320	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi c $

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	82,0	mm	>	49,0	mm	= a/5
sigma v	=	2,660	N/mm ²	<	12,24	N/mm ²	= $2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,34	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x500x82 mm
(secondo CNR 10018)
b) sisma lungo Y
CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	5
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	72,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	248,9 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _z ^(p) =	179,2 kN
Carico verticale massimo	F _z ^(p) =	318,6 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	0,0 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	31,8 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	31,7 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	44,9 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	0,0 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	23,37 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	36000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ _p =	-6,66 mrad	Carichi permanenti	φ _g =	5,43 mrad
Fluage	φ _f =	-1,85 mrad	Errori di posa	φ _e =	±5,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ _s =	-8,08 mrad
Carichi accidentali	φ _q =	0,87 mrad	Totale ponte carico	φ _c =	-7,21 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	121275 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,829
----------------------	------------------------	------------------------	-----------------------	-----	-------

TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	2,052 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	2,806 N/mm ²
con: u _x =	0,00 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	10,46 mm
	A _r =	121275 mm ²		A _r =	113530 mm ²

TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,451 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,000 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,000 N/mm ²
- Rotazione φ _s	τ _{φ_s} =	0,253 N/mm ²

TENSIONE TANGENZIALI MAX

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v =	0,616 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,131 N/mm ²
	τ _{Hy} =	0,131 N/mm ²
	τ _H =	0,185 N/mm ²
- Rotazione φ _c	τ _{φ_c} =	0,225 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,684 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	2,052 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,869 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	2,627 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,145 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	10,46 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,146 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	10,49 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	2,052	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	2,806	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s}$	=	0,703	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi c}$	=	0,842	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,185	N/mm ²	<	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,684	mm	>	0,330	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi s $
Δh	=	0,869	mm	>	0,294	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi c $

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	82,0	mm	>	49,0	mm	= a/5
sigma v	=	2,806	N/mm ²	<	12,24	N/mm ²	= $2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,35	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

**VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x500x82 mm
(secondo CNR 10018)**
c) sisma lungo Z
CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	5
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	72,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	248,9 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _z ^(p) =	228,0 kN
Carico verticale massimo	F _z ^(p) =	269,8 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	0,0 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	106,0 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	31,7 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	110,6 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	0,0 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	23,37 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	36000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ _p =	-6,66 mrad	Carichi permanenti	φ _g =	5,43 mrad
Fluage	φ _f =	-1,85 mrad	Errori di posa	φ _e =	±5,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ _s =	-8,08 mrad
Carichi accidentali	φ _q =	0,25 mrad	Totale ponte carico	φ _c =	-7,83 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	121275 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,829
----------------------	------------------------	------------------------	-----------------------	-----	-------

TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	2,052 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	2,509 N/mm ²
con: u _x =	0,00 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	10,46 mm
	A _r =	121275 mm ²		A _r =	107534 mm ²

TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,451 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,000 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,000 N/mm ²
- Rotazione φ _s	τ _{φs} =	0,253 N/mm ²

TENSIONE TANGENZIALI MAX

- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v =	0,551 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,131 N/mm ²
	τ _{Hy} =	0,437 N/mm ²
	τ _H =	0,456 N/mm ²
- Rotazione φ _c	τ _{φc} =	0,245 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,684 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	2,052 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,740 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	2,225 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,145 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	10,46 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,486 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	34,96 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	2,052	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	2,509	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s}$	=	0,703	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi c}$	=	0,796	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,456	N/mm ²	≈	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,684	mm	>	0,330	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi s $
Δh	=	0,740	mm	>	0,320	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi c $

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	82,0	mm	>	49,0	mm	= a/5
sigma v	=	2,509	N/mm ²	<	12,24	N/mm ²	= $2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,32	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

10.4. Verifica delle spalle

Si esegue un'analisi pseudostatica, nella quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa della spalla, del cuneo di terreno spingente contro la spalla durante il sisma e di eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto e k è il coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

Per lo SLV e con:

$a_g = 0,224 g$ accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
 $S = 1,375$ categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1
 $\beta_m = 0,31$ coefficiente di riduzione (Tabella 7.11.II del D.M. 14/01/2008)

si ottiene: $k_h = 0,095$, $k_v = \pm 0,048$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante la spalla che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 L (1 - k_v) K_a$$

in cui H e L sono rispettivamente l'altezza e la lunghezza della spalla, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$$\text{con: } \tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v} = 0,0998 \Rightarrow \theta = 5,7^\circ$$

Si assume:

$\phi = 37^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno
 $\delta = 0^\circ$ angolo di attrito tra terreno e muro
 $\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro
 $\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno

e quindi: $K_a = 0,303$

10.4.1. Analisi dei carichi

Carichi permanenti

peso impalcato	G = 2488.9 kN
peso elevazione	G = 1298.3 kN
peso plinto	G = 877.5 kN
peso terreno	G = 787.8 kN (si considera solo il terreno a tergo della spalla)

Spinta del terreno

base elevazione	$0.303 \times (1+0.048) \times 20.0 \times 5.05^2 / 2 = 81.0 \text{ kN/m}$ $S = 81.0 \times 10.20 / \sin 45^\circ = 1168.4 \text{ kN}$
base fondazione	$0.303 \times (1+0.048) \times 20.0 \times 5.95^2 / 2 = 112.4 \text{ kN/m}$ $S = 112.4 \times 10.20 / \sin 45^\circ = 1621.4 \text{ kN}$

Dilatazioni termiche, fluage, ritiro

impalcato	$F_L = 18.3 \times 10 = 183.0 \text{ kN} \rightarrow H_\perp = H_\parallel = 129.4 \text{ kN}$
-----------	--

Sisma

impalcato	$F_X = F_Z = 106.0 \times 10 = 1060.0 \text{ kN}$ $F_Y = \pm 69.7 \times 10 = \pm 697.0 \text{ kN}$
spalla	$F_X = F_Z = 0.095 \times (1298.3 + 877.5) = 206.7 \text{ kN}$ $F_Y = \pm 0.048 \times (1298.3 + 877.5) = \pm 104.4 \text{ kN}$
terreno	$F_X = F_Z = 0.095 \times 787.8 = 74.8 \text{ kN}$ $F_Y = \pm 0.048 \times 787.8 = \pm 37.8 \text{ kN}$

- sisma lungo X

$$H_\perp = F_X \sin 45^\circ + 0.3 F_Z \cos 45^\circ$$

$$H_\parallel = F_X \cos 45^\circ + 0.3 F_Z \sin 45^\circ$$

$$N = 0.3 F_Y$$
- sisma lungo Y

$$H_\perp = 0.3 F_X \sin 45^\circ + 0.3 F_Z \cos 45^\circ$$

$$H_\parallel = 0.3 F_X \cos 45^\circ + 0.3 F_Z \sin 45^\circ$$

$$N = F_Y$$
- sisma lungo Z

$$H_\perp = 0.3 F_X \sin 45^\circ + F_Z \cos 45^\circ$$

$$H_\parallel = 0.3 F_X \cos 45^\circ + F_Z \sin 45^\circ$$

$$N = 0.3 F_Y$$

10.4.2. Verifica allo spiccato della fondazione

Si esegue la verifica della spalla con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 86 \text{ cm}, A_s = 1\phi 16/15 \text{ cm} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$)
 $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls
 $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$)

Verifica a flessione

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base della spalla.

	H_{\perp} (kN/m)	N (kN/m)	e_H (m)	e_N (m)	M (kNm/m)
peso elevazione		90,0		0,026	2,3
spinta del terreno	81,0		-1,683		-136,3
peso impalcato		191,4		-0,150	-28,7
ΔT , fluage, ritiro	10,0		-3,700		-37,0
TOTALE PESI CON SPINTE	91,0	281,4			-199,7
sisma lungo X - spalla	14,6	2,4	-0,972	-0,178	-14,6
sisma lungo X - impalcato	75,0	16,1	-3,700	-0,150	-279,7
SISMA LUNGO X	180,6	299,9			-494,1
sisma lungo Y - spalla	6,7	8,0	-0,972	-0,178	-8,0
sisma lungo Y - impalcato	34,6	53,6	-3,700	-0,150	-136,0
SISMA LUNGO Y	132,3	343,0			-343,7
sisma lungo Z - spalla	14,6	2,4	-0,972	-0,178	-14,6
sisma lungo Z - impalcato	75,0	16,1	-3,700	-0,150	-279,7
SISMA LUNGO Z	180,6	299,9			-494,1

e_N = eccentricità rispetto all'asse della spalla

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta:

	N_{Sd} (kN/m)	M_{Sd} (kNm/m)	M_{Rd} (kNm/m)
SISMA LUNGO X	300	-494	-554
SISMA LUNGO Y	343	-344	-570
SISMA LUNGO Z	300	-494	-554

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

	V_{Sd} (kN/m)
SISMA LUNGO X	181
SISMA LUNGO Y	132
SISMA LUNGO Z	181

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} && \text{larghezza minima della sezione} \\
 d &= 86 \text{ cm} && \text{altezza utile della sezione} \\
 A_{sl} &= 13,40 \text{ cm}^2 && \text{area dell'armatura longitudinale} \\
 \\
 k &= 1,48 && = 1+(20/d)^{1/2} \leq 2,0 \\
 \rho_1 &= 0,002 && = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02 \\
 v_{min} &= 0,32 && = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \\
 \\
 \sigma_{cp} &= 0,33 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}
 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 V_{Rcd} &= 283 \text{ kN} && = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \\
 V_{Rcd,min} &= 314 \text{ kN} && = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d
 \end{aligned}$$

Verifica:

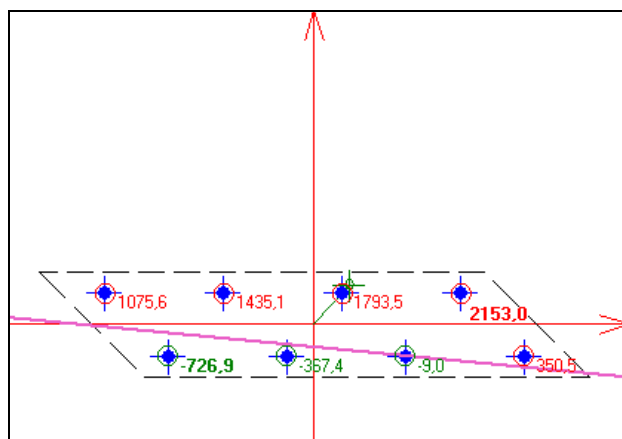
$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 314 \text{ kN} > 181 \text{ kN} = V_{Sd}$$

10.4.3. Carichi sui pali

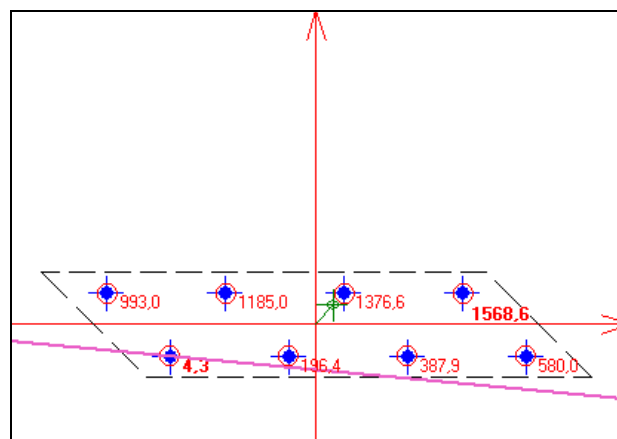
Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico.

	H _⊥ (kN)	H _∥ (kN)	N (kN)	e _H (m)	e _N (m)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)
peso elevazione			1298,3		0,476	618,0	0,0		
peso plinto			877,5		0,000	0,0	0,0		
peso terreno			787,8		1,200	945,4	0,0		
spinta del terreno	1621,4			-1,983		-3215,2	0,0		
peso impalcato			2488,9		0,300	746,7	0,0		
ΔT, fluage, ritiro	129,4	129,4		-4,600	-4,600	-595,2	-595,2		
TOTALE PESI CON SPINTE	1750,8	129,4	5452,5			-1500,5	-595,2	978	385
sisma lungo X - spalla	190,0	190,0	31,3	-1,872	0,272	-347,2	-355,7		
sisma lungo X - terreno	68,8	68,8	11,3	-3,425	1,200	-221,9	-235,5		
sisma lungo X - impalcato	974,4	974,4	209,1	-4,600	0,300	-4419,5	-4482,2		
SISMA LUNGO X	2984,0	1362,6	5704,3			-6489,0	-5668,6	2153	-727
sisma lungo Y - spalla	87,7	87,7	104,4	-1,872	0,272	-135,8	-164,2		
sisma lungo Y - terreno	31,7	31,7	37,8	-3,425	1,200	-63,3	-108,7		
sisma lungo Y - impalcato	449,7	449,7	697,0	-4,600	0,300	-1859,6	-2068,7		
SISMA LUNGO Y	2320,0	698,6	6291,7			-3559,2	-2936,8	1569	4
sisma lungo Z - spalla	190,0	190,0	31,3	-1,872	0,272	-347,2	-355,7		
sisma lungo Z - terreno	68,8	68,8	11,3	-3,425	1,200	-221,9	-235,5		
sisma lungo Z - impalcato	974,4	974,4	209,1	-4,600	0,300	-4419,5	-4482,2		
SISMA LUNGO Z	2984,0	1362,6	5704,3			-6489,0	-5668,6	2153	-727

e_N = eccentricità rispetto all'asse della fondazione



c.d.c. SISMA LUNGO X E LUNGO Z



c.d.c. SISMA LUNGO Y

10.4.4. Verifica del plinto

Si esegue la verifica del plinto con:

$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

Verifica a flessione

Sbalzo anteriore

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 2153 \times 0.90 / 3.39 - 25 \times 0.90 \times 1.50^2 / 2 = 571.6 - 25.3 = 546 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, A_s = \phi 20 / 15 \text{ cm} = 20.94 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 665 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 546 \text{ kNm/m}$$

Sbalzo posteriore

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = -727 \times 0.30 / 3.39 - 25 \times 0.90 \times 0.60^2 / 2 - 20 \times 5.05 \times 0.60^2 / 2 = -64.3 - 22.2 = -86 \text{ kNm/m}$$

(si è considerato, a favore di sicurezza, che l'asse del palo si trovi a 0.30 m dalla parete posteriore dell'elevazione della spalla)

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, A_s = \phi 12 / 15 \text{ cm} = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 244 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 86 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Sbalzo anteriore

$$V_{med} = (2153.0 + 1793.5 + 1435.1 + 1075.6) / 4 = 1614 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1614 / 3.39 - 25 \times 0.90 \times 1.50 = 476.1 - 33.8 = 442 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	85	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	4,52	cm ²	area dell'armatura trasversale = 4 Ø 12
$s =$	25	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,00		
$\alpha_c =$	1,00		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 2699 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 542 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 542 \text{ kN} > 442 \text{ kN} = V_{Sd}$$

10.4.5. Verifica della portata dei pali

Il calcolo è svolto per pali trivellati Ø800 mm di lunghezza $L = 20.00 \text{ m}$.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALO - PALI TRIVELLATI L=20,00 M
(secondo Raccomandazioni sui pali di fondazione - AGI - dicembre 1994)

Caratteristiche del palo:

Diametro punta palo:	$D_p = 0,80$	m	Quota testa palo:	2,50	m
Diametro testa palo:	$D_T = 0,80$	m	Quota profondità falda:	2,50	m
Spessore palo	$S_p = -$	m			
Lunghezza del palo:	$L = 20,0$	m			
Lunghezza critica:	$L_c = 14,5$	m			
Area della punta:	$A_p = 0,503$	m ²			
Carico massimo in testa al palo:	$Q = 2.153$	kN			
Peso proprio del palo:	$G = 151$	kN			

Resistenza laterale:

Caratteristiche stratigrafiche del terreno:

Quote stratigrafiche	Spessore	Peso	Ang. attr.	Attrito	k	Pressione	q_a	As	DQs
z_i	z_f	Δz	$\gamma (\gamma')$	μ		σ_v			
0,0	2,5	0,0	18,0	0,000		22,5		0,00	0,00
2,5	6,5	4,0	8,0	0,635	0,7	61,0		10,05	272,42
6,5	8,0	1,5	9,0	0,711	0,7	83,8		3,77	157,06
8,0	14,5	6,5	8,0	0,635	0,7	116,5		16,34	845,45
14,5	22,5	8,0	8,0	0,635	0,7	142,5		20,11	1272,79

Resistenza laterale: $Q_s = 2.548$ kN

Resistenza alla punta:

Caratteristiche del terreno alla punta:

Ang. attr.	N_q	N_q^*	N_c	c_u	Pressione
$\varphi (\varphi_u)$					σ_v
32,4	35	15		0	142,5

Resistenza alla punta: $Q_p = 2.507$ kN Considerando le condizioni di rottura (S.L.U.)
 $Q_p^* = 1.074$ kN Considerando i cedimenti ammissibili (N_q^* di Berezantzev)

Verifica della capacità portante:

Considerando le condizioni di rottura (S.L.U.)

Carico limite:	$Q_s + Q_p = 5.055$	kN
Carico totale agente:	$Q + G = 2.304$	kN
Coefficiente di sicurezza per Q_p	F.S. $Q_p = 2,50$	
Coefficiente di sicurezza per Q_s	F.S. $Q_s = 2,50$	
Carico agente sul palo ammissibile	$Q_{amm} = 1.871$	kN

Verifica di portanza $Q = 2.153$ kN ≤ 1.871 kN = Q_{amm}
 Coefficiente di sicurezza globale 2,19 **NON SODDISFATTA**

Considerando i cedimenti ammissibili (Berezantzev)

Carico limite:	$Q_s + Q_p^* = 3.622$	kN
Carico totale agente:	$Q + G = 2.304$	kN
Coefficiente di sicurezza per Q_p	F.S. $Q_p = 2,00$	
Coefficiente di sicurezza per Q_s	F.S. $Q_s = 2,00$	
Carico agente sul palo ammissibile	$Q_{amm} = 1.660$	kN

Verifica di portanza $Q = 2.153$ kN ≤ 1.660 kN = Q_{amm}
 Coefficiente di sicurezza globale 1,57 **NON SODDISFATTA**

N.B. Il carico massimo in testa al palo è stato calcolato con il suo valore di progetto allo stato limite ultimo per la combinazione sismica. Dal momento che nella verifica della capacità portante mediante il coefficiente di sicurezza globale si deve invece considerare il valore caratteristico del carico sollecitante, i coefficienti di sicurezza ottenuti di **2.19** per la verifica a rottura e di **1.57** per la verifica allo stato limite di esercizio possono essere considerati sufficienti (i valori minimi secondo le raccomandazioni dell'AGI valgono rispettivamente 2.50 e 1.75).

10.4.6. Valutazione degli spostamenti massimi

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

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

dove μ_d vale:

- componenti orizzontali $T_1 > T_C = 0,455 \text{ s} \rightarrow \mu_d = q = 1,0$
- componente verticale $T_1 > T_C = 0,150 \text{ s} \rightarrow \mu_d = q = 1,0$

essendo $T_1 = 0,801 \text{ s}$.

Gli spostamenti massimi dell'impalcato in direzione longitudinale (X) e trasversale (Z) risultano quindi:

$$d_{EX} = d_{EZ} = \pm 1,0 \times 0,068 = \pm 0,068 \text{ m}$$

e in direzione verticale (Y):

$$d_{EY} = \pm 1,0 \times 0,007 = \pm 0,007 \text{ m}$$