

## SS38 "dello Stelvio" - Tangenziale Sud di Sondrio

**Nuovo attraversamento in viadotto della linea ferroviaria Sondrio-Tirano e nuove connessioni alla viabilità locale tra le Pk 40+000 e la Pk 40+700 nei Comuni di Sondrio e Montagna in Valtellina**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COD. MI634**

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTI:

*Ing. Stefano Monni*  
*Ordine Ing. Prato n. 155*

*Ing. Carlo Mazzetti*  
*Ordine Ing. Siena n. 1177*

*Dott. Luciano Luciani*  
*Dott. Sc. Forestali*

*Dott. Giulio Tona*  
*Ordine Agronomi e Forestali Firenze n. 1045*

*Ing. Michele Frizzarin*  
*Ordine Ing. Verona n. A4547*

Il responsabile dell'integrazione tra le varie discipline specialistiche:

*Ing. Stefano Monni*  
*Ordine Ing. Prato n. 155*

Il coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

*Arch. Giorgio Salimbene*  
*Ordine Arch. Firenze n. 3997*

Il geologo:

*Dott. Geol. Pier Paolo Binazzi*  
*Ordine Geologi Toscana n. 130*

VISTO  
Il responsabile del procedimento:

*Ing. Giancarlo Luongo*

**OPERA D'ARTE**

**VIADOTTO MONTAGNA**

**Relazione tecnica impalcato ed elevazioni**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

**DPMI0634 D 23**

NOME FILE

**T00VI01STRRE02.pdf**

CODICE ELAB.

**T00VI01STRRE02**

REVISIONE

SCALA:

**A**

**A**

EMISSIONE

AGOSTO 2023

F.TUCCARI

M.FRIZZARIN

S. MONNI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## Indice

1	GENERALITA .....	3
2	DESCRIZIONE DEL CAVALCAFERROVIA .....	3
	2.1 DESCRIZIONE DELL' IMPALCATO .....	3
	2.2 DESCRIZIONE DELLE PILE E DELLE SPALLE .....	3
3	TERRENI DI FONDAZIONE.....	9
4	CONSIDERAZIONI GENERALI .....	10
5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	10
	5.1 NORMATIVE DI CARATTERE GENERALE .....	10
	5.2 NORME SPECIFICHE PER LE STRUTTURE .....	10
6	MATERIALI.....	11
7	MODELLO DI CALCOLO .....	11
8	ANALISI DEI CARICHI .....	14
	8.1 CARICHI PERMANENTI .....	14
	8.2 CARICHI ACCIDENTALI .....	14
	8.2.1 AZIONE DI FRENAMENTO .....	15
	8.2.2 AZIONE CENTRIFUGA .....	15
	8.2.3 AZIONE INDOTTA DAL VENTO .....	16
	8.2.4 RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI .....	16
	8.2.5 AZIONE ECCEZIONALI (URTO DEL TRENO) .....	16
	8.2.6 CEDIMENTI DELLE SOTTOSTRUTTURE .....	17
	8.2.7 AZIONI SISMICHE .....	17
9	CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI SISMICA .....	23
10	ANALISI STRUTTURALE.....	25
	10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA .....	25
	10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	25
	10.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D ESERCIZIO .....	25
	10.3.1 DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE .....	25
	10.3.2 CONDIZIONI AMBIENTALI .....	26
	10.3.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE .....	26
	10.3.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE .....	26
	10.3.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE .....	27
	10.3.6 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO .....	27
11	COMBINAZIONI DI CARICO .....	29
12	VERIFICA SOLETTA .....	31
	12.1 MODELLO DI CALCOLO .....	31
	12.2 SCHEMA DI CARICO .....	32
	12.3 SOLLECITAZIONI .....	32

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

	12.3.1	VERIFICA SLU	32
	12.3.2	VERIFICA ALL SLE	34
13		VERIFICA TRAVI ACCIAIO.....	35
	13.1	VERIFICA TRAVE PRINCIPALE	36
	13.1.1	VERIFICHE SLU	37
	13.1.2	VERIFICA SLE	38
	13.1.3	VERIFICA A FATICA	38
	13.2	VERIFICA TRASVERSI	39
	13.2.1	VERIFICHE SLU	40
	13.2.2	VERIFICA SLE	41
	13.2.3	VERIFICA A FATICA	41
14		VERIFICA GIUNZIONI.....	42
	14.1	VERIFICA UNIONE TRAVE PRINCIPALE CON TRAVE PRINCIPALE (GIUNTO DI CONTINUITA)	42
	14.2	UNIONE TRAVE PRINCIPALE TRAVE SECONDARIA	46
15		VERIFICA DEL PUVINO.....	50
	15.1.1	VERIFICA SLU	51
	15.1.2	VERIFICA ALLO SLE	51
16		VERIFICA FUSTO PILA.....	53
	16.1.1	VERIFICA SLU	53
	16.1.2	VERIFICA ALLO SLE	54

## 1 GENERALITÀ

La presente relazione ha lo scopo di verificare secondo Nuova Norma NTC 2018 il Cavalcaferrovia in acciaio con travi estradossate posto tra le progressive 341+34 e 592+23

La tipologia dell'impalcato è in acciaio con travi estradossate e trasversi.

La soletta risulta essere in cemento armato ordinario

Le azioni considerate nel calcolo sono dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018".

Nel seguito vengono presentate le caratteristiche generali dell'opera e vengono descritte le tipologie adottate per le sottostrutture. Inoltre, vengono definite le modalità di calcolo, i risultati delle analisi delle sollecitazioni e le verifiche degli elementi strutturali.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e secondo indicazioni ANAS si rimanda veda la Relazione geologica e alla relazione geotecnica generale.

Detta relazione su prescrizioni ANAS si basa sulla campagna di indagini eseguita dalla stessa stazione Appaltante,

## 2 DESCRIZIONE DEL CAVALCAFERROVIA

### 2.1 DESCRIZIONE DELL'IMPALCATO

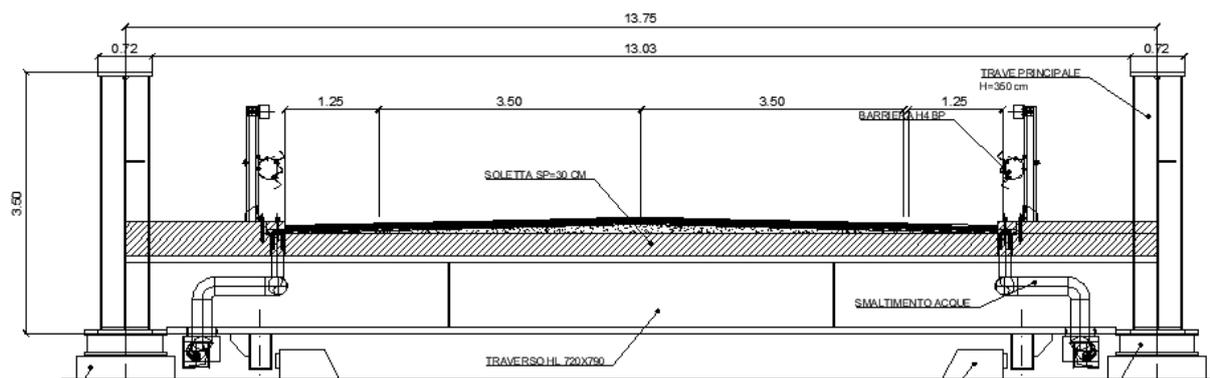
La strada è composta da una corsia per senso di marcia da 3.50 m e relative banchine da 1.25m.

Il viadotto è composto da 4 campate in acciaio a trave continua.

La luce degli impalcati è di 60-70-70-51 m.

La soletta è in cemento armato ordinario con spessore di 30 cm e si poggia sui trasversi dell'impalcato.

Le travi portanti sono in acciaio ed hanno altezza di 3.50 m.



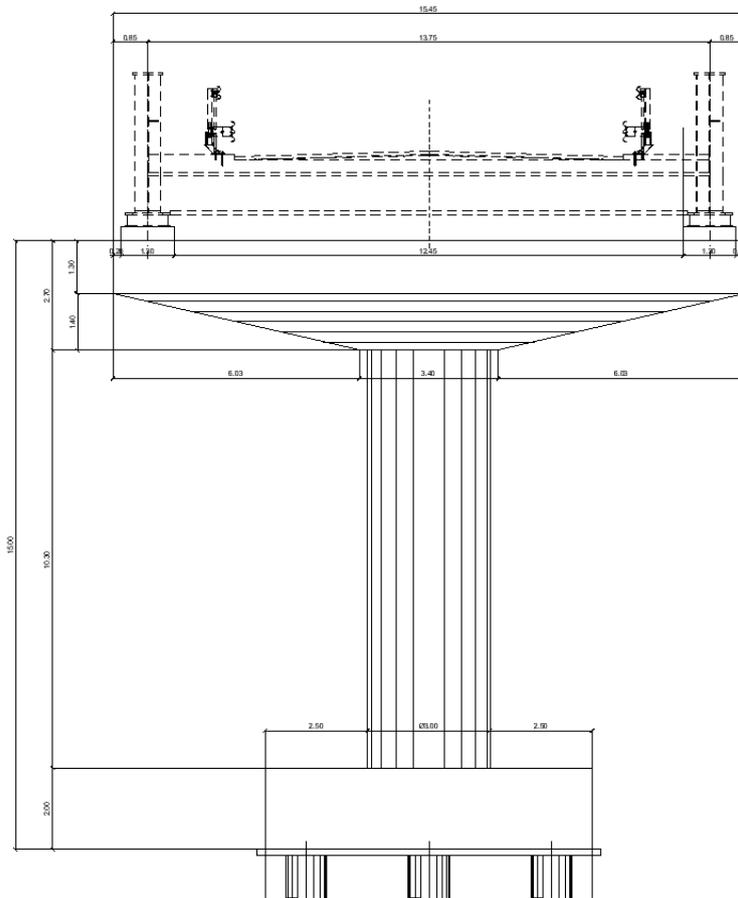
Sulle pile e sulle spalle sono stati previsti ritegni sismici.

### 2.2 DESCRIZIONE DELLE PILE E DELLE SPALLE

Le pile hanno fusto a sezione circolare di diametro 3m, con sovrastante pulvino a sbalzo trapezoidale. Le fondazioni sono su pali trivellati di diametro 1000mm e lunghezza di 35 m.

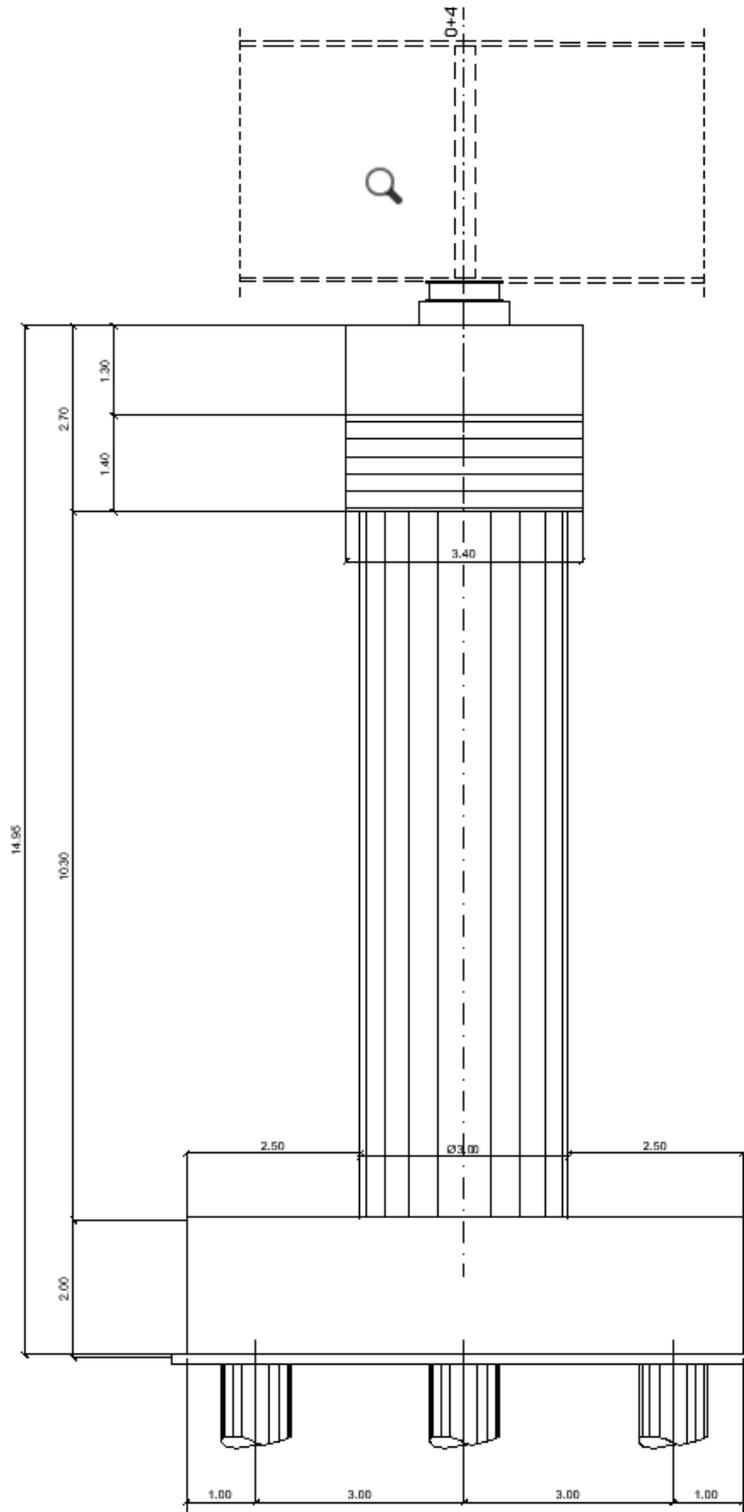
PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

I viadotti in oggetto sono ubicati in zona sismica: sono pertanto previsti isolatori sismici, come richiesto nelle schede di validazione ANAS del PTFE.



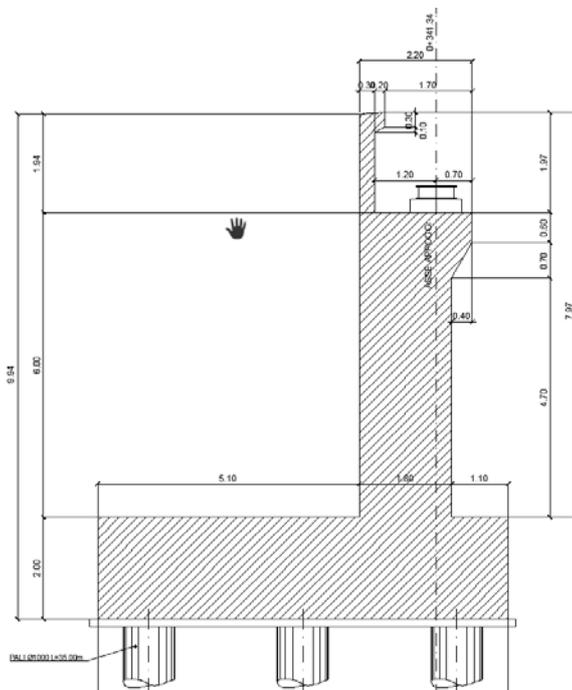
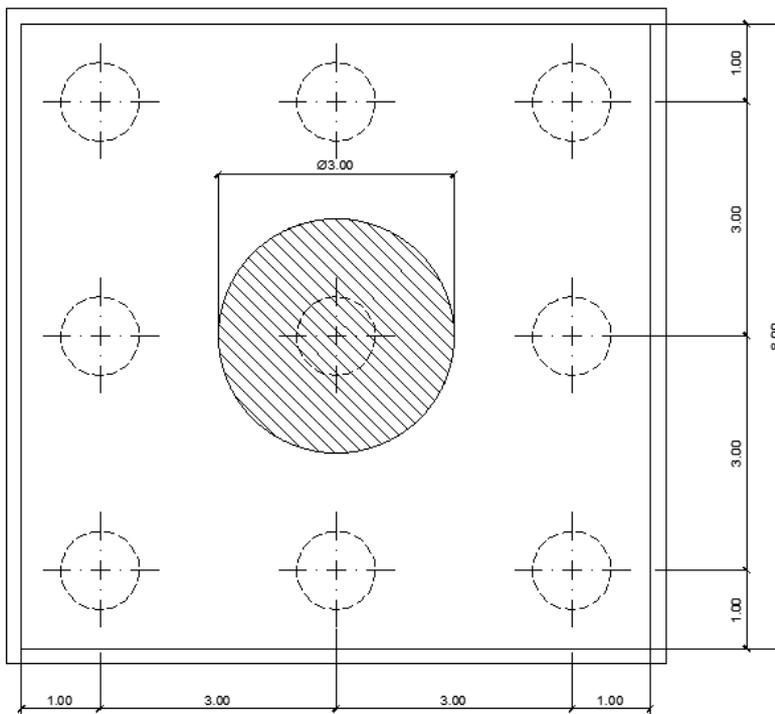
Sezione trasversale pila

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione





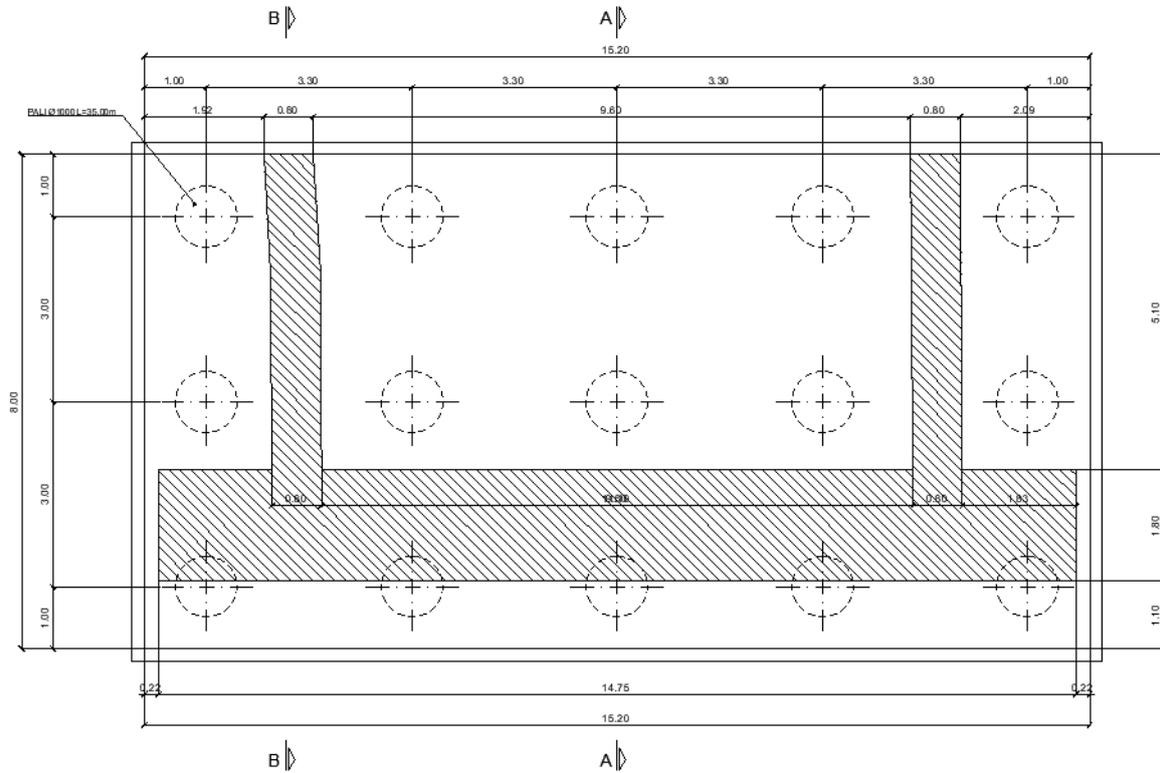
**VISTA DALL'ALTO**  
SCALA 1:50



Sezione Spalla A

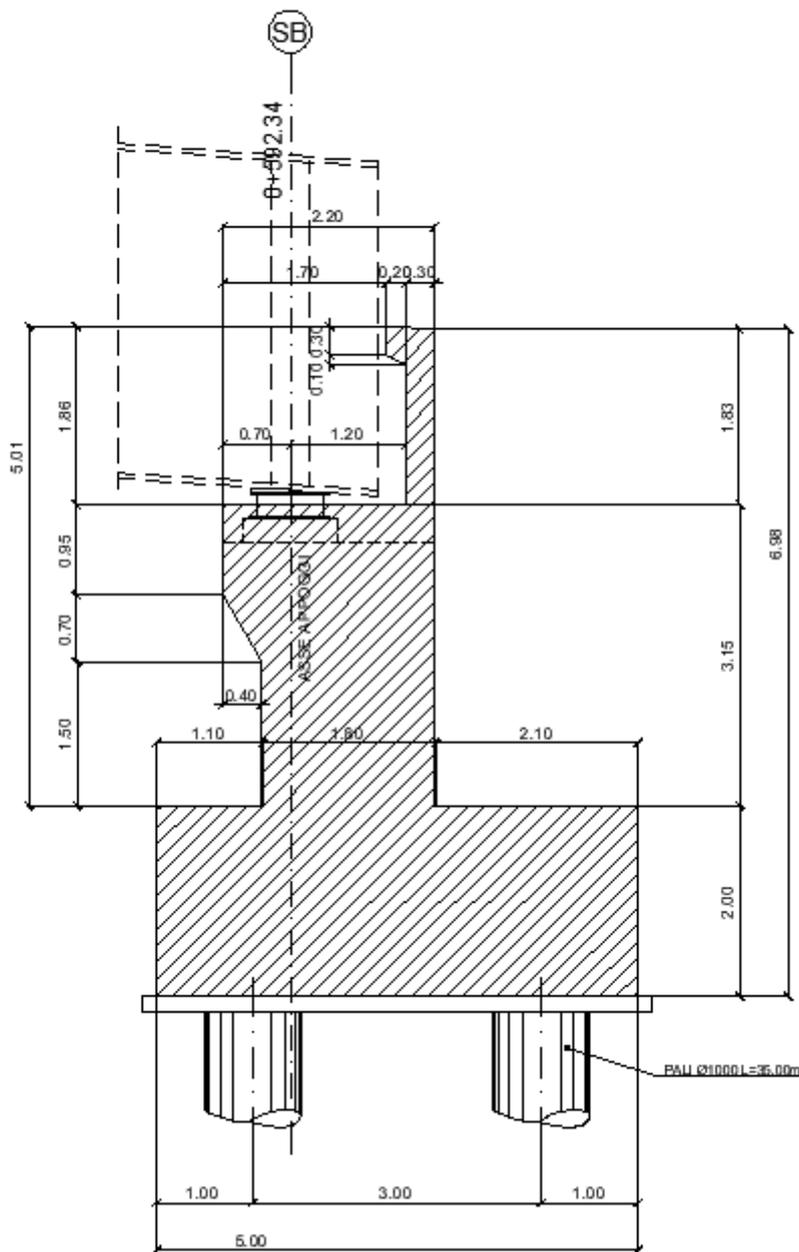
PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

PIANTA SPICCATO  
SCALA 1:50

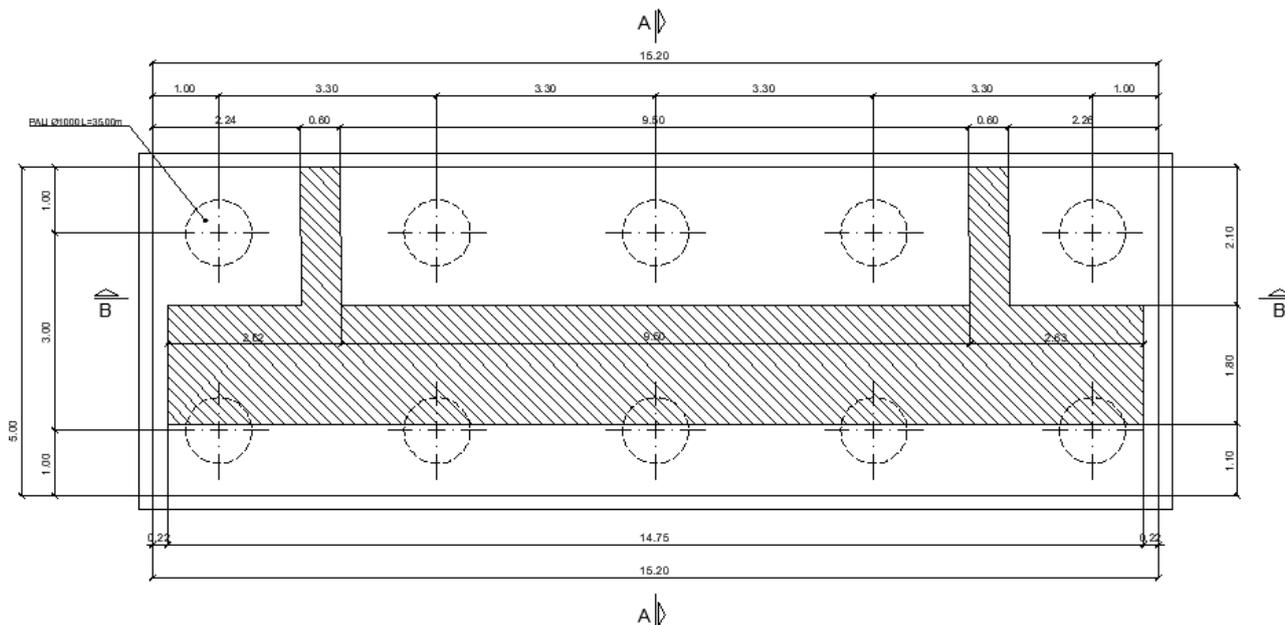


Pianta spalla A

**SEZIONE A-A**  
SCALA 1:50



Sezione Spalla B



Pianta Spalla B

### 3 TERRENI DI FONDAZIONE

Sulla base della campagna di indagini fornita da ANAS e stata elaborata la relazione geotecnica.

La stratigrafia ricorrente è la seguente:

Per la zona sottostante di terreno alla base dei pali si sono assunte le caratteristiche geotecniche dello strato 2: depositi molto addensati.

#### Parametri medi

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$Cu_{med}$ (kPa)
(-)	(m)					
1	7.00	Depositi mediamene addensati	20.00		36.6	0.0
2	Da 7 m in poi	Depositi molto addensati	21.00		37.5	

#### Parametri minimi

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$Cu_{min}$ (kPa)
(-)	(m)					
1	7.00	Depositi mediamene adensat	15.00		29.1	0.0
2	28.00	Depositi molto addensati	18.00		31.6	

La falda è stata assunta a 4 m da pc.

## 4 CONSIDERAZIONI GENERALI

In conseguenza della similitudine geometrica tra le varie campate di carico presente si è provveduto a verificare secondo NTC 2018

- Pila2: adiacente alla linea ferroviaria, avente sollecitazioni maggiori
- Spalla A avente sollecitazioni maggiori della spalla B

Le verifiche sono state eseguite con particolare riguardo alle fondazioni delle opere.

## 5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella esecuzione dei calcoli si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

### 5.1 NORMATIVE DI CARATTERE GENERALE

L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";

L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

### 5.2 NORME SPECIFICHE PER LE STRUTTURE

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

CNR-UNI 10011: "Costruzioni di acciaio "Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

CNR-UNI 10016:" Travi composte di acciaio e calcestruzzo - Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

UNI EN 1992-2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".

UNI EN 1993-2005: "Progettazione delle strutture di acciaio".

UNI EN 1994-2005: "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".

UNI EN 1997-2005: "Progettazione geotecnica".

UNI EN 1998-2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".

UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo," Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

D.M. 03.12.1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".

Circ. Min. LL.PP. 16.03.1989 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".

CNR 10024/84 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

## 6 MATERIALI

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali:

### **Calcestruzzo per magrone**

Classe di resistenza C15/20

### **Calcestruzzo per fondazioni**

Classe di resistenza C25/30

### **Calcestruzzo per elevazione pile e spalle**

Classe di resistenza C28/35

### **Calcestruzzo soletta**

Classe di resistenza C32/40

### **Copriferro**

Copriferro fondazione C= 40 mm

Copriferro strutture in elevazione pile/spalle muri C= 35 mm

Copriferro pali C= 60mm

Copriferro soletta C= 30 mm

### **Acciaio per armature**

Classe B450C

### **Acciaio per carpenteria metallica**

Classe S355 – UNI EN 10025-2

Bulloni Classe 8.8

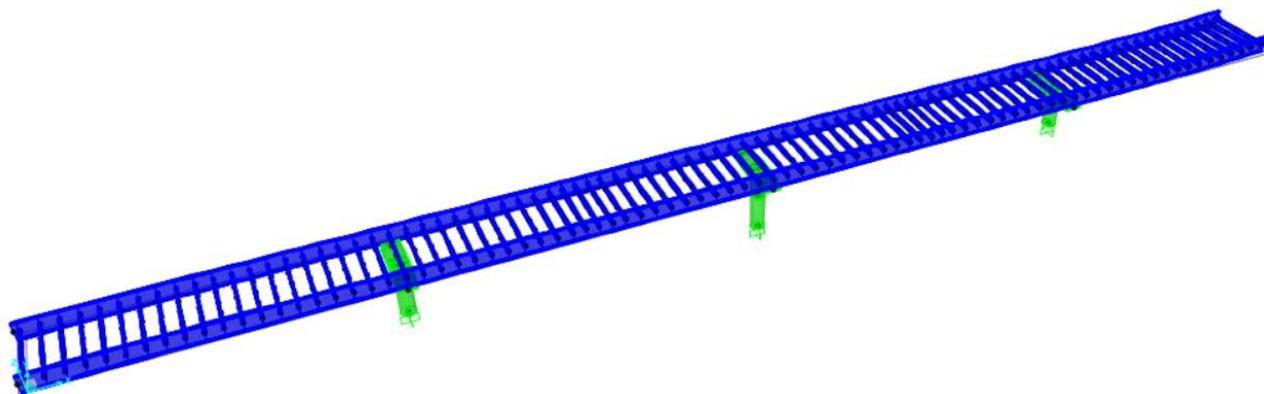
## 7 MODELLO DI CALCOLO

Ai fini del calcolo e delle verifiche dell'opera, la struttura è stata schematizzata mediante un modello numerico ad elementi finiti realizzato con il codice di calcolo SAP 2000.

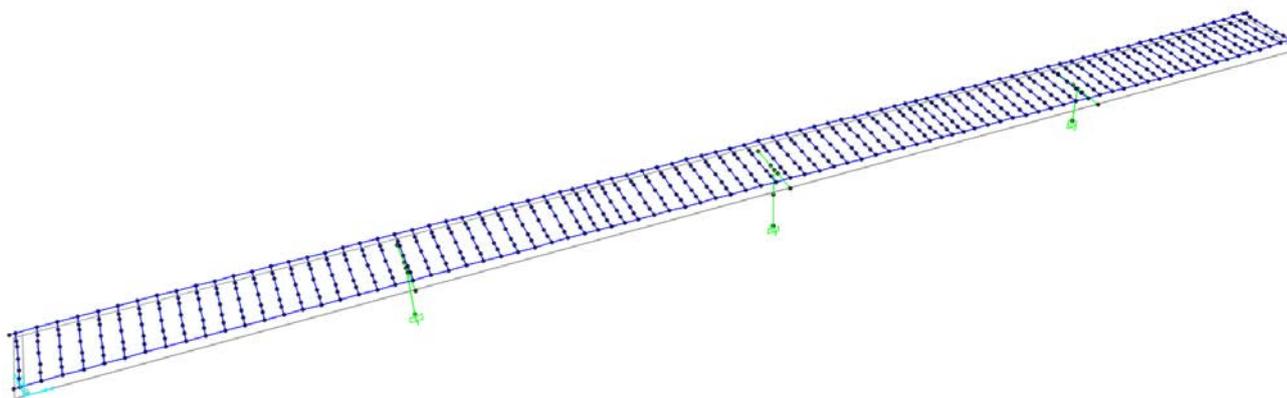
PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

Detto modello è tridimensionale, costituito da elementi "frame" per le aste ed elementi Link per gli isolatori sismici.

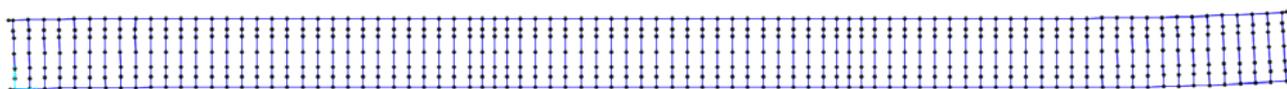
Gli elementi frame sono stati distribuiti lungo l'asse baricentrico degli elementi resistenti.



Modello di calcolo vista 3d



Modello di calcolo vista 3d

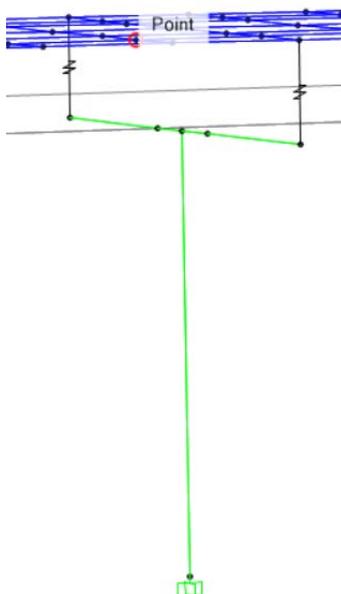


Modello di calcolo vista in pianta

Gli isolatori sono stati schematizzati come elementi link aventi le caratteristiche meccaniche riportate nelle specifiche tecniche della ditta produttrice.

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

I carichi mobili sono stati fatti viaggiare sull'impalcato mediante l'uso di lanes, poste in corrispondenza del centro di ciascuna corsia al fine di massimizzare le sollecitazioni sui diversi elementi strutturali.



## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 CARICHI PERMANENTI

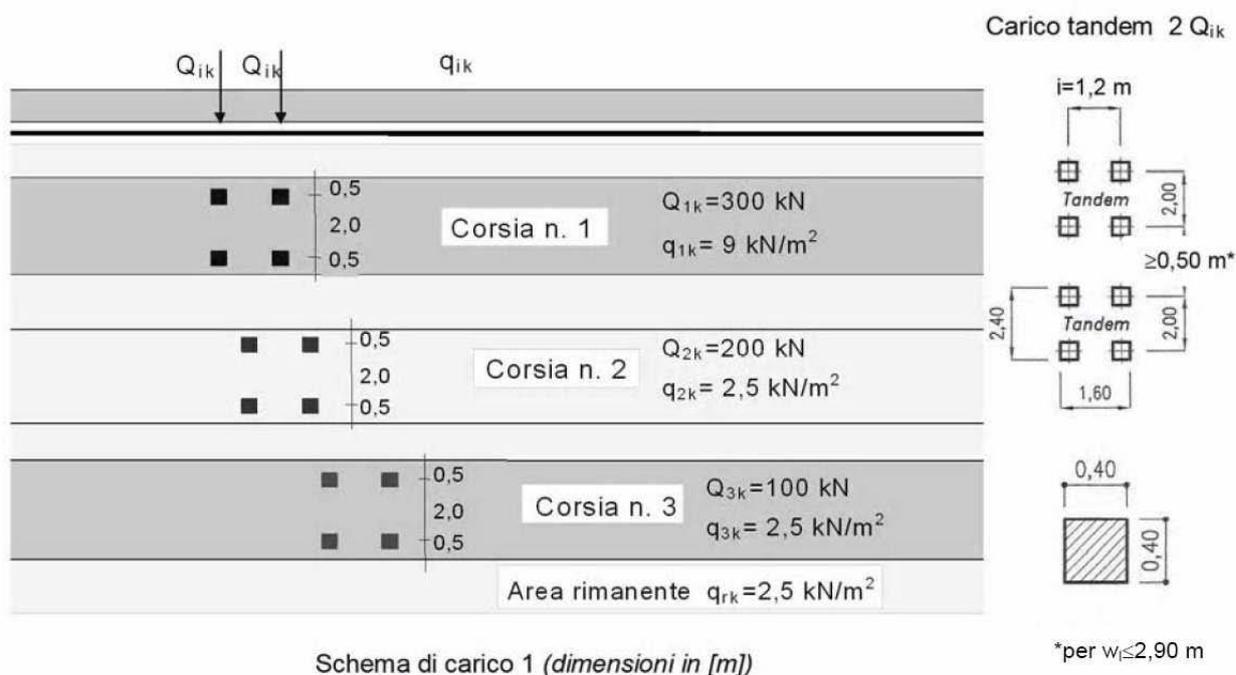
I carichi permanenti che gravano su spalle e pile oggetto della presente relazione sono costituiti dal peso proprio dell'impalcato, realizzato con travi in acciaio., da una soletta n.c.a. e dai carichi permanenti portati (pavimentazione, barriere metalliche, velette).

PERMANENTI SUPERFICIE	KN/mc	h (cm)	KN/mq
Peso soletta cls	25	0.3	7.5
Massetto cls	22	0.13	2.86
Pavimentazione	22	0.14	3.08
<b>TOTALE</b>			<b>13.44</b>
Marciapiedi	25	0.46	11.5
PERMANENTI LINEARI	KN/m		
Guard rails	1.5		

I carichi permanenti sono stati assegnati a trasversi secondo il metodo delle aree di influenza.

### 8.2 CARICHI ACCIDENTALI

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione



Schema di carico 5

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 17 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici

8.2.1 AZIONE DI FRENAMENTO

**Azione longitudinale di frenamento**

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1. e per i ponti di 1a categoria vale:

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

$w_1$  = larghezza della corsia = 3.00 m

$L$  = lunghezza della zona caricata = 250.00 m

$$q_3 = 1035.00 \text{ kN} \quad 180 \leq q_3 \leq 900$$

Si assume una forza di frenamento di 900 kN, distribuita sulla lunghezza dell'impalcato

Forza distribuita 3.60 kN/m

8.2.2 AZIONE CENTRIFUGA

La forza centrifuga si considera se

$$R < 200 \quad Q_k = 0.2 Q_v$$

$$200 \leq R \leq 1400 \quad 40 Q_v / R$$

$$1500 \leq R = 0$$

La forza centrifuga è stata assegnata sui tratti di viadotto in curva.

Forza Centrifuga	
R	330 m
Qv	600 KN
F	72.73 KN
L	51 m
Fdistribuita	1.43 Kn/m

Forza Centrifuga	
R	450 m
Qv	600 KN
F	53.33 KN
L	51 m
Fdistribuita	1.05 Kn/m

### 8.2.3 AZIONE INDOTTA DAL VENTO

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Le travi in acciaio hanno un'altezza di 3.50 m, pertanto detta forza viene applicata su una superficie di 3.50 m invece che 3 m.

Il vento è stato applicato anche alle sottostrutture delle pile e delle spalle.

Si assume per il vento una forza pari a 2.5 KN/mq

### 8.2.4 RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI

La resistenza parassita dei vincoli viene valutata come il 5% dei carichi verticali permanenti accidentali.

### 8.2.5 AZIONE ECCEZIONALI (URTO DEL TRENO)

Per le pile sulla campata di scavalco della sede ferroviaria è stato assegnato l'urto del treno come previsto al punto 3.6.3.4 del DM 17.01.2018.

Siccome le pile sono a distanza maggiore di 5 m dall'asse binario sono state assunte le seguenti forze:

- 2000 KN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
- 750 KN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari

Queste forze sono state applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non sono state considerate agenti contemporaneamente.

## 8.2.6 CEDIMENTI DELLE SOTTOSTRUTTURE

È stato considerato il cedimento di ciascuna pila.

A seguito di valutazioni geotecniche e basandosi su parametri geologici forniti dalla stazione appaltante è stato considerato un cedimento pari a

$\delta=95$  mm alternativamente su ciascuna pila e spalla.

## 8.2.7 AZIONI SISMICHE

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, secondo quanto richiesto dalla stazione Appaltante l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione

2: "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2018'). La vita nominale risulta pertanto  $VN > 50$  anni.

### Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

### Periodo di riferimento per l'azione sismica

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU. Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 2.

$$VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$$

### Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni ag e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- ag accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc\* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- ag il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- F0 e Tc\* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni. Fissata la vita di riferimento VR, i due parametri TR e PVR sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.1)}$$

Si assume, a favore di sicurezza, come periodo di ritorno  $T_R = 1898$  anni.

I valori dei parametri ag, F0 e Tc\* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito ag è espressa in g/10; F0 è adimensionale, Tc\* è espresso in secondi.

Il comune di riferimento il comune di Sondrio

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE

LATITUDINE

REGIONE

Lombardia

PROVINCIA

Sondrio

COMUNE

Sondrio

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

superficie rigata

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

**Nodi del reticolo intorno al sito**

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

### Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE {

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>

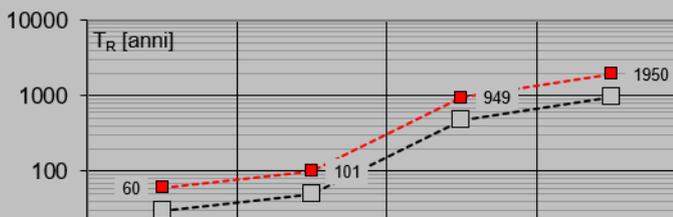
Stati limite ultimi - SLU {

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

### Elaborazioni

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

### Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.025	2.557	0.196
SLD	101	0.030	2.582	0.216
SLV	949	0.056	2.701	0.300
SLC	1950	0.067	2.778	0.314

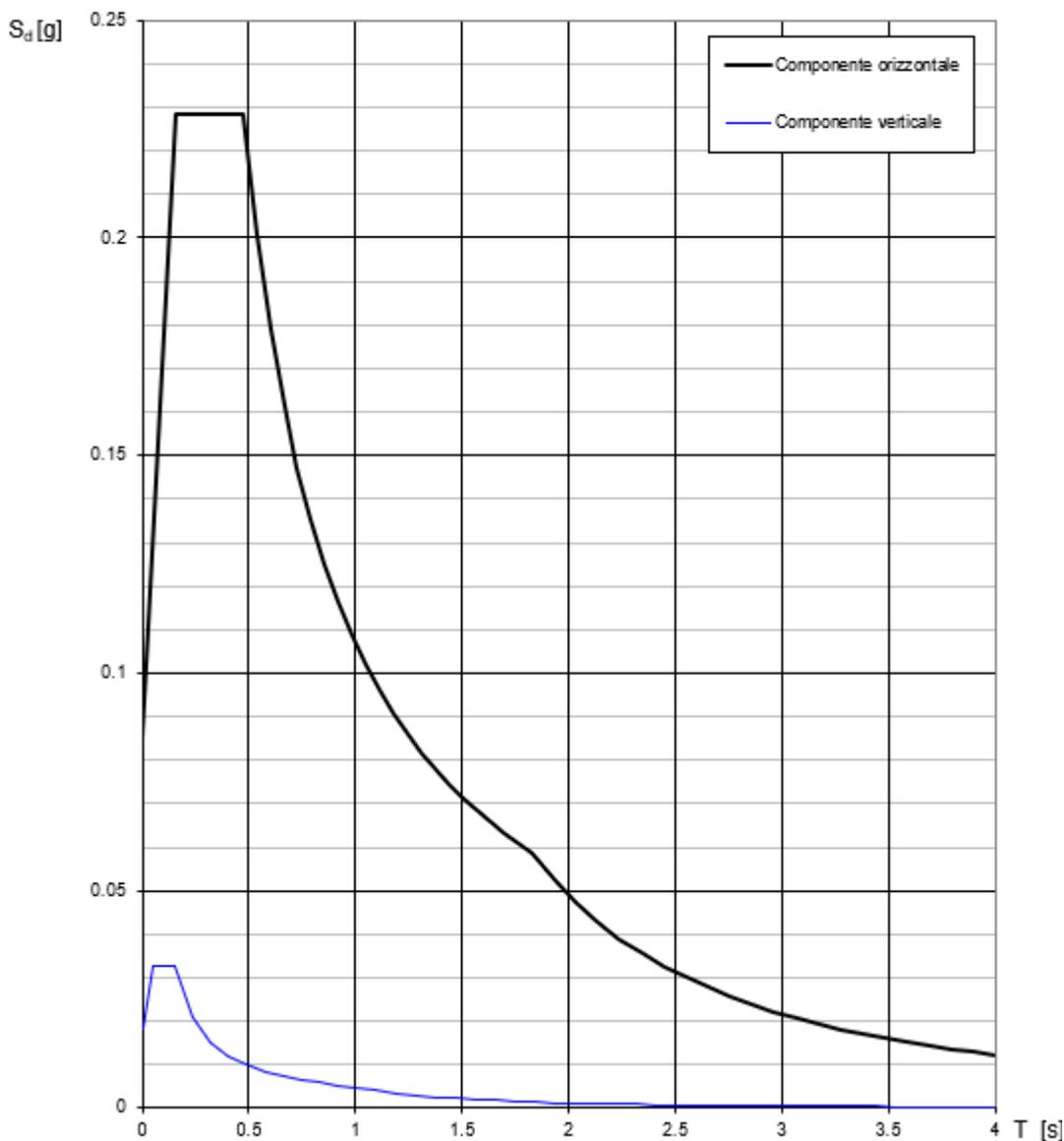
### Categoria di sottosuolo

In base a quanto si desume dall'indagine geotecnica effettuata e, in tal caso, si fa rimando. Si fa riferimento alla categoria di suolo "C" ed alla classe Topografica "T1",

$S_s = 1.5$

$S_t = 1$

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



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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.111 g
$F_0$	2.521
$T_C^*$	0.272 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.614
$S_T$	1.000
$q$	1.500

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.667
$T_B$	0.146 s
$T_C$	0.439 s
$T_D$	2.042 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.166
$T_B$ ←	0.146	0.279
$T_C$ ←	0.439	0.279
	0.515	0.237
	0.591	0.207
	0.668	0.183
	0.744	0.164
	0.820	0.149
	0.897	0.136
	0.973	0.126
	1.050	0.116
	1.126	0.109
	1.202	0.102
	1.279	0.096
	1.355	0.090
	1.431	0.085
	1.508	0.081
	1.584	0.077
	1.660	0.074
	1.737	0.070
	1.813	0.067
	1.889	0.065
	1.966	0.062
$T_D$ ←	2.042	0.060
	2.135	0.055
	2.229	0.050
	2.322	0.046
	2.415	0.043
	2.508	0.040
	2.602	0.037
	2.695	0.034
	2.788	0.032
	2.881	0.030
	2.974	0.028
	3.068	0.027
	3.159	0.025
	3.254	0.024
	3.347	0.022
	3.441	0.022
	3.534	0.022
	3.627	0.022
	3.720	0.022
	3.814	0.022
	3.907	0.022
	4.000	0.022

## 9 CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI SISMICA

Come richiesto dalla Stazione Appaltante il ponte è stato isolato sismicamente sulle pile e sulle spalle

Gli isolatori previsti hanno le seguenti caratteristiche meccaniche

SPALLE: ISI S 700/108

PILE: ISI S 1000/108

ISI S	d <sub>Ed</sub> [mm]	F [mm]	G [Mpa]	te [mm]	H <sub>tot</sub> [mm]	Kh [kN/mm]	Kv [kN/mm]	N <sub>ed</sub> [kN]	F <sub>zd</sub> [kN]
ISI S 350/100	200	350	0,4	100	193	0,38	468,18	577	1358
ISI S 400/100	200	400	0,4	100	193	0,50	749,27	999	2361
ISI S 450/102	200	450	0,4	102	189	0,62	857,80	1383	3134
ISI S 500/105	200	500	0,4	105	188	0,75	966,43	1936	4023
ISI S 550/104	200	550	0,4	104	210	0,91	1123,18	2698	5252
ISI S 600/104	200	600	0,4	104	210	1,09	1524,92	4052	7497
ISI S 650/108	200	650	0,4	108	211	1,23	1640,00	5010	8896
ISI S 700/108	200	700	0,4	108	222	1,43	2120,63	7008	11055
ISI S 750/108	200	750	0,4	108	222	1,64	2681,74	9415	12728
ISI S 800/100	200	800	0,4	100	221	2,01	3128,38	10982	14519
ISI S 850/110	200	850	0,4	110	231	2,06	3068,81	12667	16427
ISI S 900/110	200	900	0,4	110	231	2,31	3727,77	14469	18454
ISI S 950/108	200	950	0,4	108	233	2,63	4053,95	16390	20598
ISI S 1000/108	200	1000	0,4	108	233	2,91	4821,27	18307	22860

L'uso degli isolatori ha portato l'importante beneficio di alzare il periodo proprio del ponte da

T=0.43 sec senza isolatori

a

T= 3.11 sec, secondi con isolatori

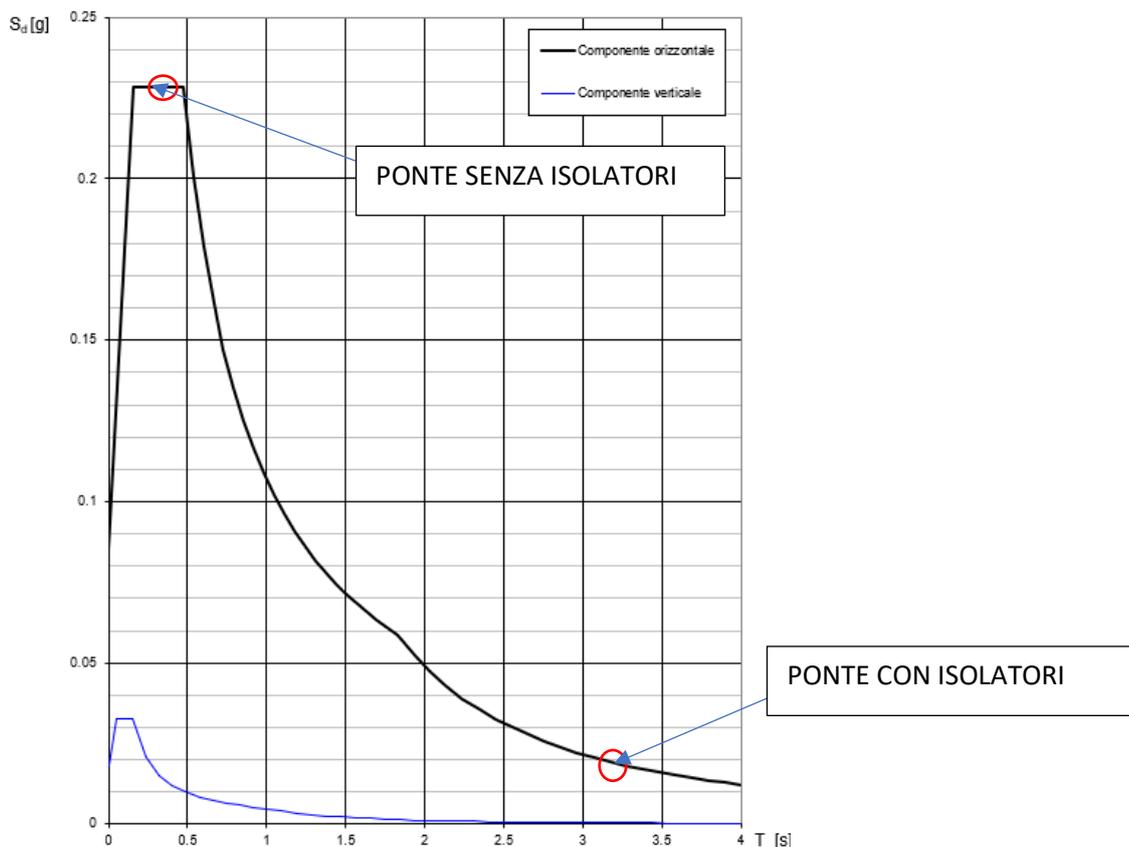
L'accelerazione, nell'ipotesi di oscillatore semplice si riduce pertanto da

a/g= 0.279 senza isolatori

a/g= 0.025 con isolatori

Il sisma verticale inoltre risulta essere trascurabile.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limit SLV**



OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	3.992453	2.574E-05	0.79108	2.33E-09	2.574E-05	0.79108	2.33E-09
MODAL	Mode	2	3.629804	2.07E-05	0.00454	1.536E-08	4.645E-05	0.79561	1.769E-08
MODAL	Mode	3	3.464422	0.88767	7.188E-06	6.239E-14	0.88772	0.79562	1.769E-08
MODAL	Mode	4	3.116676	7.613E-05	0.06356	8.115E-09	0.88779	0.85918	2.58E-08
MODAL	Mode	5	2.815092	2.165E-06	0.01472	1.202E-10	0.88779	0.8739	2.592E-08
MODAL	Mode	6	1.771173	4.789E-07	0.00031	6.202E-09	0.8878	0.87421	3.212E-08
MODAL	Mode	7	1.565941	6.139E-07	2.586E-05	5.338E-08	0.8878	0.87424	8.551E-08
MODAL	Mode	8	1.334663	1.975E-06	0.00043	2.975E-08	0.8878	0.87467	1.153E-07
MODAL	Mode	9	1.166235	7.548E-07	0.00098	1.221E-10	0.8878	0.87565	1.154E-07
MODAL	Mode	10	1.078717	2.22E-14	7.153E-09	0.00144	0.8878	0.87565	0.00144
MODAL	Mode	11	0.965611	8.502E-07	0.01048	1.241E-08	0.8878	0.88613	0.00144
MODAL	Mode	12	0.846951	1.286E-07	0.00013	1.307E-07	0.8878	0.88626	0.00144

Gli spostamenti massimi degli isolatori risultano essere

$$\delta x = 5.26 \text{ cm}$$

$$\delta y = 4.6 \text{ cm}$$

## 10 ANALISI STRUTTURALE

### 10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M.2018 e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005.

Più specificatamente la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi, e delle verifiche nei riguardi della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

### 10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_d$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_r$  delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" del D.M. 17 gennaio 2018.

### 10.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D ESERCIZIO

#### 10.3.1 DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

### 10.3.2 CONDIZIONI AMBIENTALI

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie.

### 10.3.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

### 10.3.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

### 10.3.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

#### **Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure**

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

#### **Stato limite di apertura delle fessure**

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1, w_2, w_3$  secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.  $\varepsilon_{sm}$  può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con  $\sigma_s$  tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed  $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio.

### 10.3.6 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### **Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio**

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### **Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio**

Per l'acciaio la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

## 11 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1. IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3ª categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p=1$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

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

**SLE RARA:**  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

**SLE FREQUENTE:**  $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

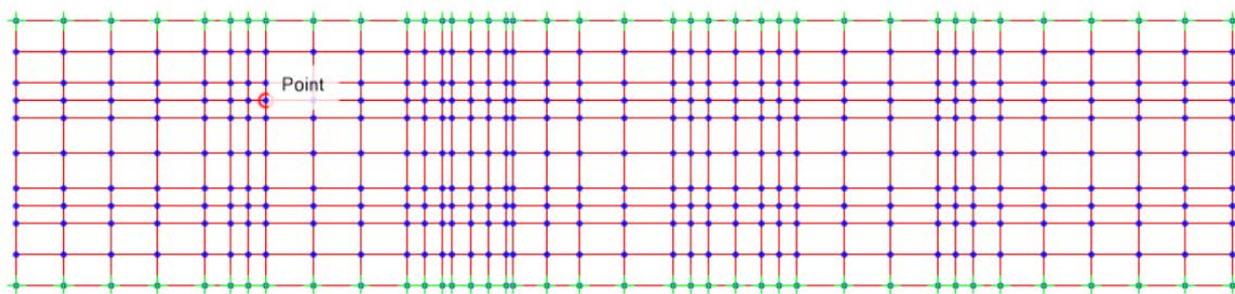
**SISMICA:**  $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

**AZIONE ECCEZIONALE**  $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

## 12 VERIFICA SOLETTA

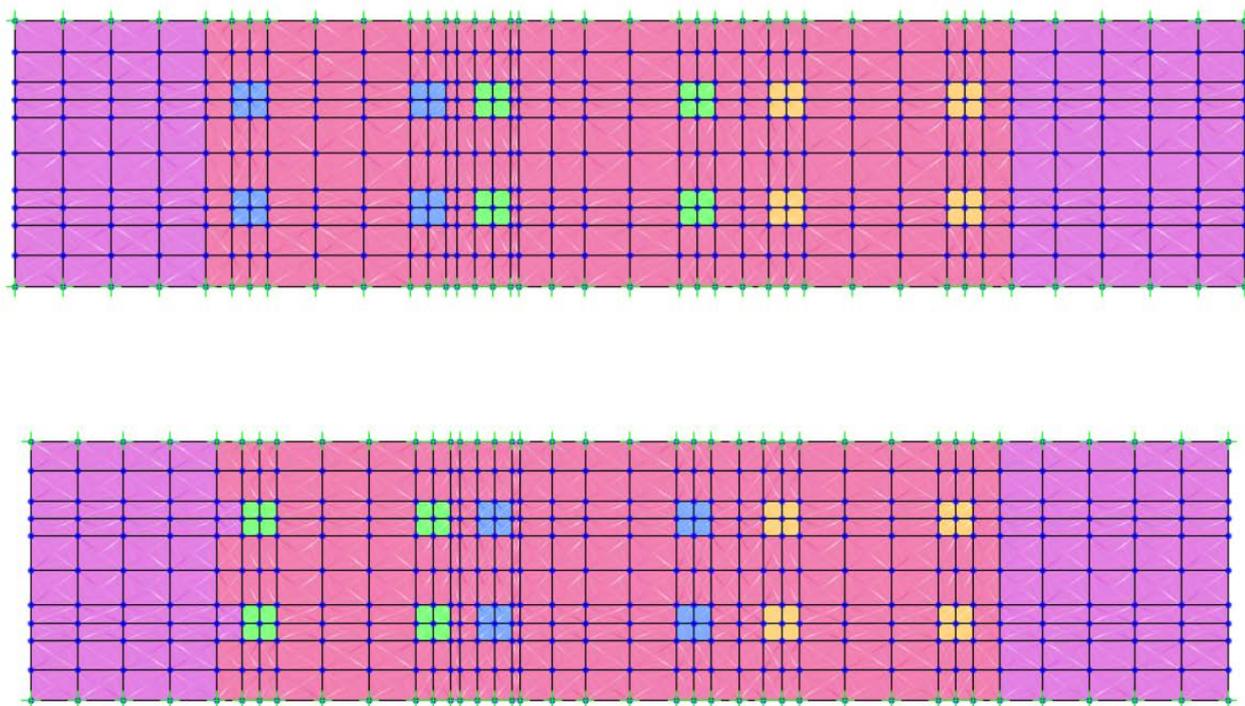
### 12.1 MODELLO DI CALCOLO

La soletta è stata calcolata con uno schema a piastra.



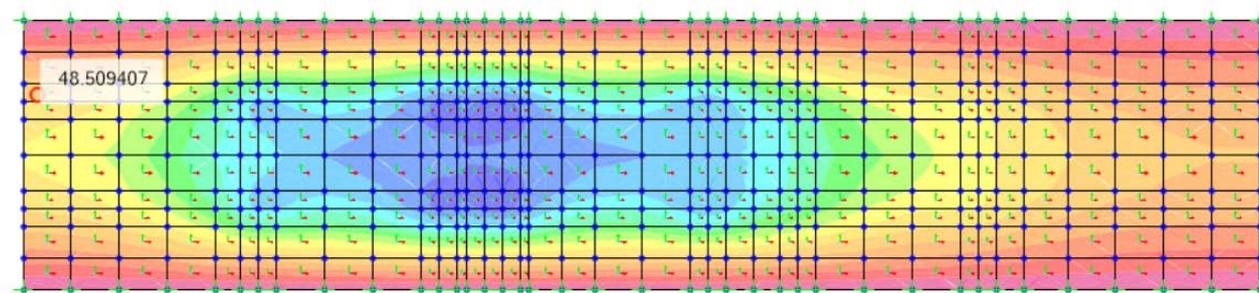
## 12.2 SCHEMA DI CARICO

I carichi accidentali da traffico sono stati assegnati negli schemi più gravosi.

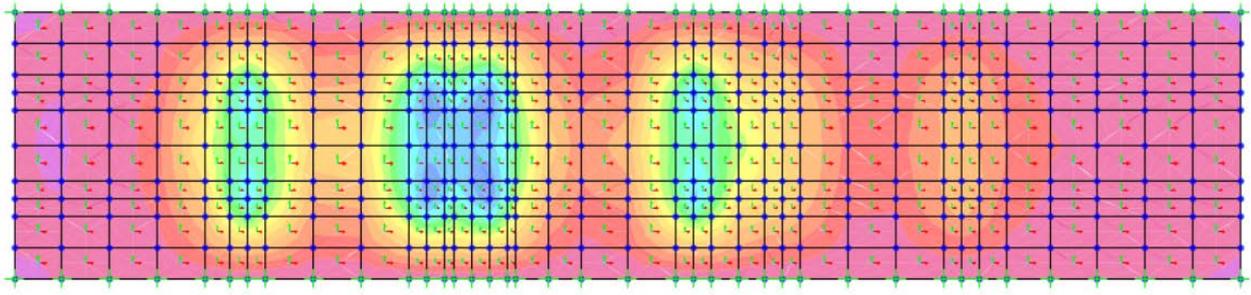


## 12.3 SOLLECITAZIONI

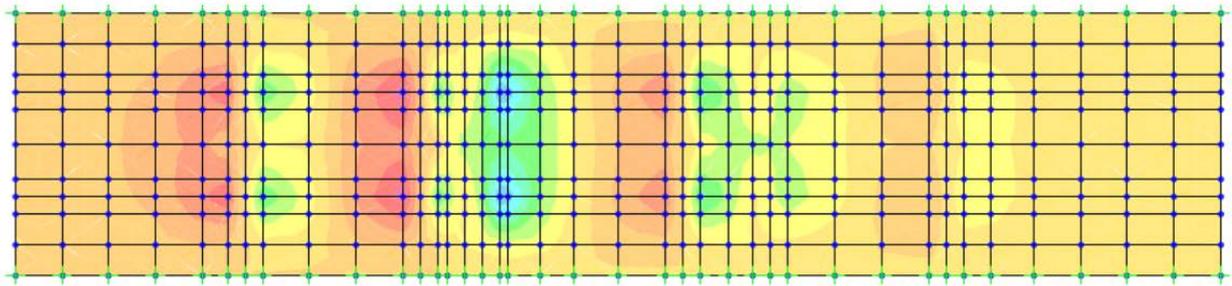
### 12.3.1 VERIFICA SLU



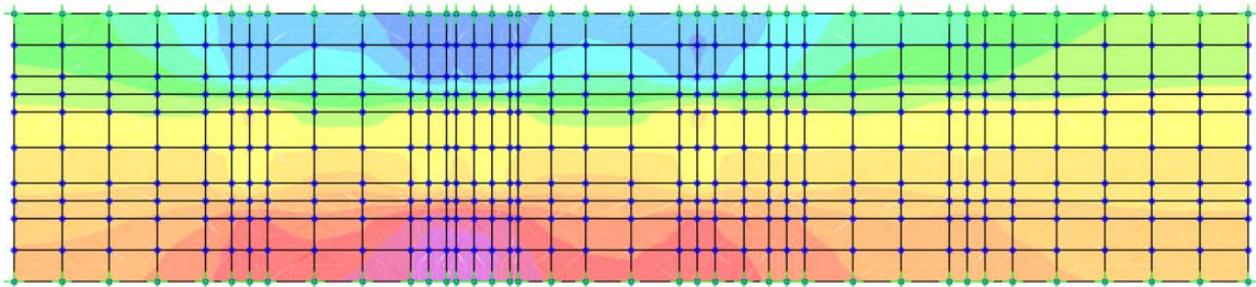
M22 SLU



M22 SLU



V13



V23

M11 =54.35 KNm/m

M22=135.64 KNm/m

V13= 83.63 KN/m

V23= 164.13 KN/m

Si dispone

Intradosso 1  $\phi$  20/20

Estradosso 1  $\phi$  20/20

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	M (KNm)	T (KN)	M <sub>slu</sub> (KNm)	F <sub>sM</sub>	T <sub>slu</sub> (KN)	F <sub>sT</sub>
Soletta	Campata	SLU	135.64	148.15	138.48	<b>1.05</b>	153.42	<b>1.05</b>

La sezione è verificata e non occorre armatura a Taglio

### 12.3.2 VERIFICA ALL SLE

I momenti che tendono le fibre inferiori o lato interno dell'elemento sono positivi.

Gli sforzi assiali di compressione sono positivi

Per la verifica a fessurazione i valori limite di apertura caratteristica delle fessure indicati dalla normativa sono i seguenti:

#### Frequente

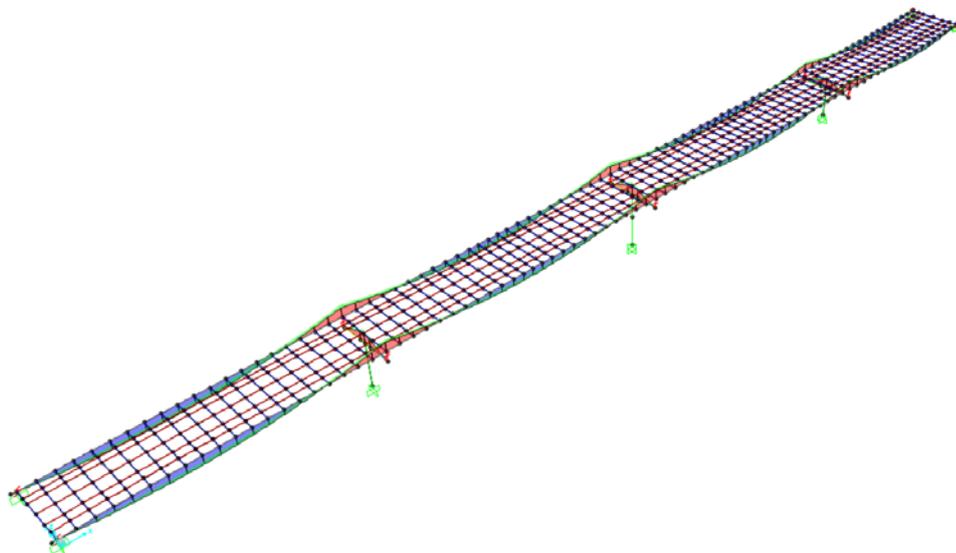
- Sezioni a contatto con terreno: ambiente molto aggressivo  $w_k = 0.2$  mm
- Sezioni non a contatto con terreno: ambiente aggressivo  $w_k = 0.3$  mm

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	N (KN)	M (KNm)	w <sub>k</sub> (mm)	$\sigma_c$ (DaN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (DaN/cm <sup>2</sup> )
Soletta inf.	Nodo piedritto	FREQ	-	7841	0,252	80	2380
Soletta inf.	campata	QP	-	1819	0,04	198	554

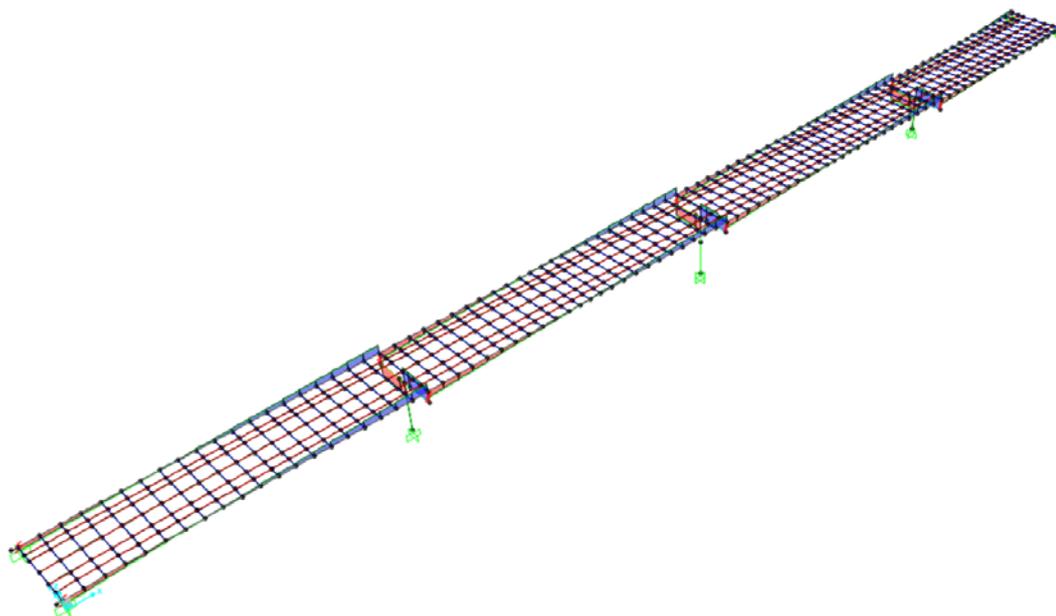
Le verifiche risultano soddisfatte.

## 13 VERIFICA TRAVI ACCIAIO

Le sollecitazioni sulle travi dell'impalcato sono le seguenti



Momento flettente



Taglio

### 13.1 VERIFICA TRAVE PRINCIPALE

La trave principale è costituita da un profilo saldato avente le seguenti caratteristiche

<b>Section Name</b>	tr-pr-1	<b>Display Color</b>	<input type="checkbox"/>
<b>Section Notes</b>	<a href="#">Modify/Show Notes...</a>		
<b>Dimensions</b>		<b>Section</b>	
Outside height ( t3 )	<input type="text" value="3.5"/>		
Top flange width ( t2 )	<input type="text" value="0.72"/>		
Top flange thickness ( tf )	<input type="text" value="0.06"/>		
Web thickness ( tw )	<input type="text" value="0.06"/>		
Bottom flange width ( t2b )	<input type="text" value="0.72"/>		
Bottom flange thickness ( tfb )	<input type="text" value="0.06"/>		

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

Altezza della sezione trasversale	h	3500.00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	720.00	[mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	60.00	[mm]
Spessore delle ali	$t_f$	60.00	[mm]
Raggio di raccordo	r	0.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

**CARATTERISTICHE MECCANICHE**

Altezza tra le ali	$h_i$	3380.00	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	3380.00	[mm]
Area della sezione trasversale	A	2892.0	[cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	$A_{vz}$	2064.00	[cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	$A_{vy}$	864.00	[cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	$I_{yy}$	#####	[cm <sup>4</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	$I_{zz}$	379332	[cm <sup>4</sup> ]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	$i_{yy}$	124.56	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	$i_{zz}$	11.45	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,yy}$	256402.3	[cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,zz}$	10537.0	[cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	319974.0	[cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,zz}$	18594.0	[cm <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia torsionale	$I_t$	35077.3	[cm <sup>4</sup> ]
Costante di warping	$I_w$	#####	[cm <sup>6</sup> ]

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

Valore di snervamento dell'acciaio	$f_y$	355	[MPa]
Coefficiente $\epsilon$	$\epsilon$	0.81	[-]
<b>Classificazione dell'anima</b>			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	3380.00	[mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	60.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	$c/t_w$	56.33	[-]
Classificazione dell'anima per flessione		<b>CLASSE 1</b>	
Classificazione dell'anima per compressione		<b>CLASSE 4</b>	
<b>Classificazione delle ali</b>			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	330	[mm]
Spessore delle ali	$t_f$	60.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	$c/t_f$	5.50	[-]
Classificazione delle ali per flessione		<b>CLASSE 1</b>	

13.1.1 VERIFICHE SLU

**Materiali**

Acciaio:

**Tipo S355**

$f_{yd}$  338 MPa

**E** 210000 MPa

$f_{vd}$  195.199 MPa

**Momento**

SLU **99715.0** kNm  
8499

**Taglio**

SLU **8699.0** kN

**Verifica allo SLU**

**Verifica Flessionale**

Mrd = fyd x Wpl = 339MPa \* 319974cm<sup>3</sup> = **108181.69** kNm > **99715.0** kNm = Msd  
**SEZIONE VERIFICATA**

**Verifica a Taglio**

Vrd = fvd x A = 195.2MPa \* 2028cm<sup>2</sup> = **39586** kN > **8699** kN = Vsd  
**SEZIONE VERIFICATA**

13.1.2 VERIFICA SLE

<b>Verifica allo SLE</b>			
<b>Deformazione acc</b>	cm	<	cm = Freccia,max
	8.37		10
	$\delta_{max}$		$\delta_{max,amm}$ ((1/500)*Lc)

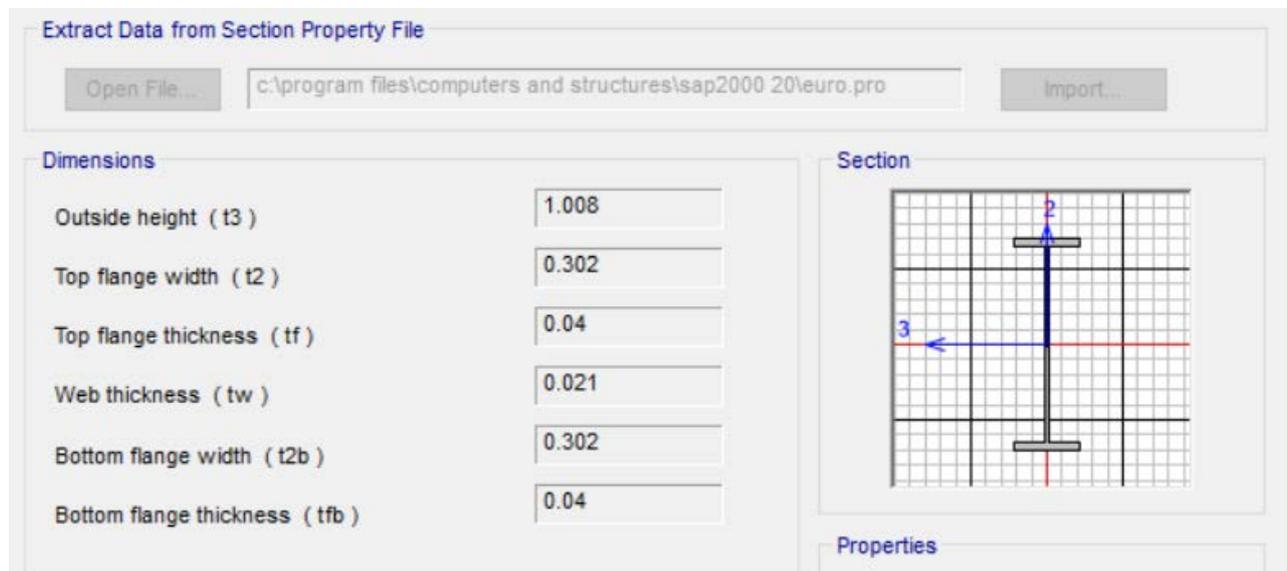
La deformazione massima è minore di quella ammissibile. Verifica soddisfatta.

13.1.3 VERIFICA A FATICA

<b>Verifica a Fatica</b>			
$\gamma_s$	1.15		coeff.sicurezza
$\gamma_m$	1.35		coeff.sicurezza
<b>M<sub>FS</sub></b>	800900.00	kgm	Momento flettente in mezzeria dovuto al carico acc.
<b>W</b>	256402.00	cm <sup>3</sup>	Modulo resistente trave in acciaio
$\Delta\sigma_a$	1120.00	Kg/cm <sup>2</sup>	Escursione di tensione
<b>t</b>	60.00	mm	spessore lamiera
$\Delta s_{At} = \Delta s_A(25/t)1/4$	899.84	Kg/cm <sup>2</sup>	Intervallo di tensione ammissibile
$\Delta S_{FS}$	<b>312.36</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta\sigma_{At}/\gamma_m$	<b>666.55</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta S_{FS}$	<	$\Delta\sigma_{At}/\gamma_m$	<b>Verifica soddisfatta</b>

### 13.2 VERIFICA TRASVERSI

Il trasverso è costituito da un profilo commerciale avente le seguenti caratteristiche HEM 1000.



PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

Altezza della sezione trasversale	h	1000.80	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	302.00	[mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	21.00	[mm]
Spessore delle ali	$t_f$	40.00	[mm]
Raggio di raccordo	r	0.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

**CARATTERISTICHE MECCANICHE**

Altezza tra le ali	$h_i$	920.80	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	920.80	[mm]
Area della sezione trasversale	A	435.0	[cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	$A_{vz}$	201.77	[cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	$A_{vy}$	241.60	[cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	$I_{yy}$	694523	[cm <sup>4</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	$I_{zz}$	18433	[cm <sup>4</sup> ]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	$i_{yy}$	39.96	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	$i_{zz}$	6.51	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,yy}$	13879.4	[cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,zz}$	1220.8	[cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	16057.8	[cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,zz}$	1925.6	[cm <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia torsionale	$I_t$	1516.1	[cm <sup>4</sup> ]
Costante di warping	$I_w$	#####	[cm <sup>6</sup> ]

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

Valore di snervamento dell'acciaio	$f_y$	355	[MPa]
Coefficiente $\epsilon$	$\epsilon$	0.81	[-]
<b>Classificazione dell'anima</b>			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	920.80	[mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	21.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	$c/t_w$	43.85	[-]
Classificazione dell'anima per flessione		<b>CLASSE 1</b>	
Classificazione dell'anima per compressione		<b>CLASSE 4</b>	
<b>Classificazione delle ali</b>			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	140.5	[mm]
Spessore delle ali	$t_f$	40.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	$c/t_f$	3.51	[-]
Classificazione delle ali per flessione		<b>CLASSE 1</b>	

13.2.1 VERIFICHE SLU

**Materiali**

Acciaio:

**Tipo S355**

$f_{yd}$  338 MPa

**E** 210000 MPa

$f_{vd}$  195.199 MPa

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

**Momento**

SLU 4202.0 kNm

**Taglio**

SLU 1030.0 kN

**Verifica allo SLU**

**Verifica Flessionale**

$$M_{rd} = f_{yd} \times W_{pl} = 339 \text{MPa} \times 16570 \text{cm}^3 =$$

$$5602.24 \text{ kNm} > 4202.0 \text{ kNm} = M_{sd}$$

**SEZIONE VERIFICATA**

**Verifica a Taglio**

$$V_{rd} = f_{vd} \times A = 195.2 \text{MPa} \times 84 \text{cm}^2 =$$

$$1640 \text{ kN} > 1030 \text{ kN} = V_{sd}$$

**SEZIONE VERIFICATA**

13.2.2 VERIFICA SLE

**Verifica allo SLE**

$$\text{Deformazione} \quad 8.91 \text{ cm} < 10 \text{ cm} = \text{Freccia,max}$$

$$\delta_{\text{max,amm}} \left( \frac{1}{400} \cdot L_c \right)$$

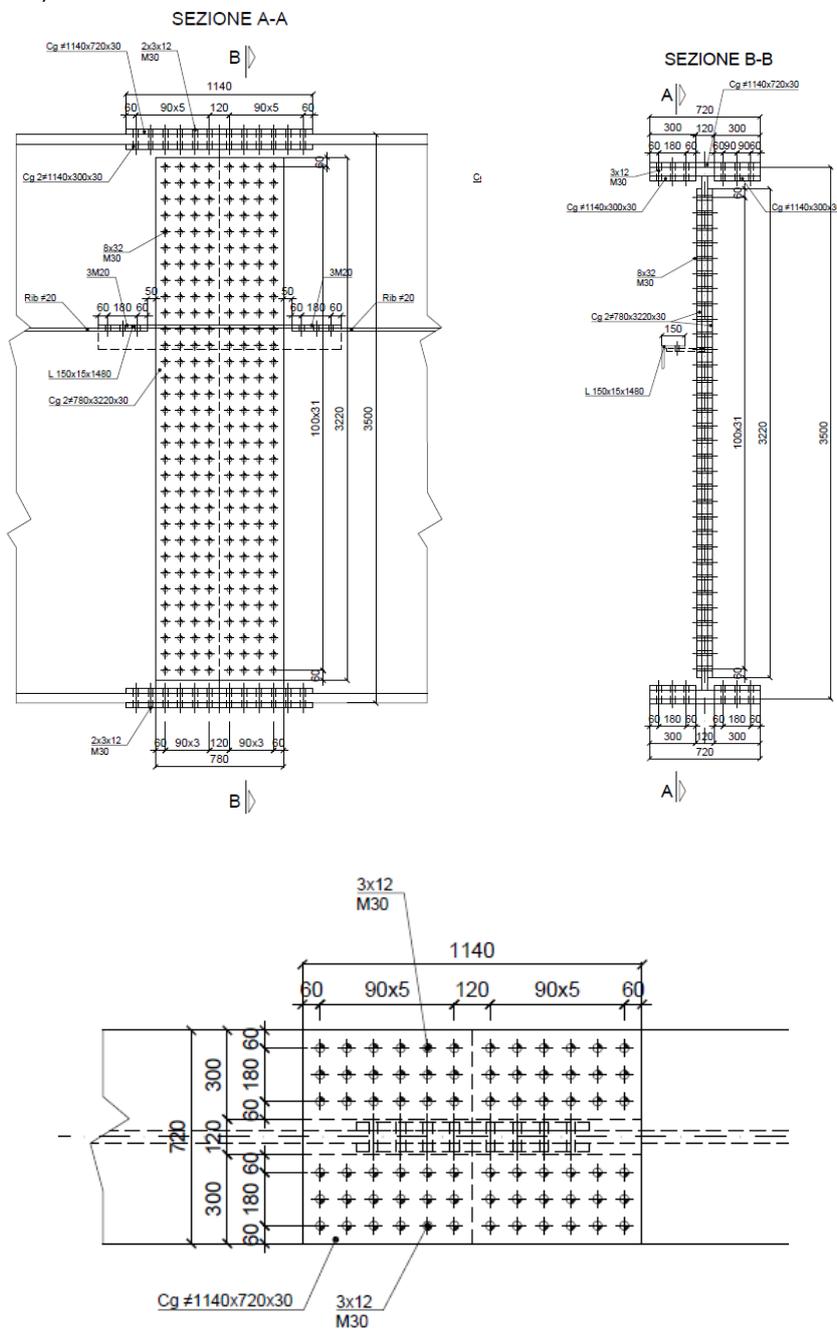
La deformazione massima è minore di quella ammissibile. Verifica soddisfatta.

13.2.3 VERIFICA A FATICA

<b>Verifica a Fatica</b>			
$\gamma_s$	1.15		coeff.sicurezza
$\gamma_m$	1.35		coeff.sicurezza
$M_{FS}$	125000.00	kgm	Momento flettente in mezzeria dovuto al carico acc.ridotto del 70%
$W$	14330.00	cm <sup>3</sup>	Modulo resistente trave in acciaio
$\Delta\sigma_a$	1600.00	Kg/cm <sup>2</sup>	Escursione di tensione
$t$	40.00	mm	spessore lamiera
$\Delta s_{At} = \Delta s_A (25/t) 1/4$	1422.62	Kg/cm <sup>2</sup>	Intervallo di tensione ammissibile
$\Delta s_{FS}$	<b>872.30</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta\sigma_{At} / \gamma_m$	<b>1053.80</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta s_{FS}$	<	$\Delta\sigma_{At} / \gamma_m$	<b>Verifica soddisfatta</b>

## 14 VERIFICA GIUNZIONI

### 14.1 VERIFICA UNIONE TRAVE PRINCIPALE CON TRAVE PRINCIPALE (GIUNTO DI CONTINUITA')



PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

Ved	5830	KNm	Taglio agente
Med	23067	KNm	Momento Agente
TRAVE	PRINCIPALE		
ALI			
b	740	mm	larghezza ala
e	60	mm	spessore ala
ANIMA			
H	3500	mm	altezza trave
J	4.4787E+11	mm <sup>4</sup>	mento di inerzia
s	60	mm	spessore anima
h	3380	mm	altezza anima
I <sub>piatt</sub>	2.62719E+11	mm <sup>4</sup>	Inerzia piattabande
I <sub>anima</sub>	1.85151E+11	mm <sup>4</sup>	Inerzia anima
M <sub>anima</sub>	9535.96	KNm	Momento anima
M <sub>ali</sub>	13531.04	KNm	Momento piattabanfa
<b>VERIFICA BULLONI ANIMA</b>			
$S = M_{anima} / \sum r_i^2 \cdot r_i$	135.71	KN	Caico Sul bullone
$Sh = S \times \sin \beta$	135.17	KN	Forza orizzontale
$Sv = S \times \cos \beta$	12.16	KN	Forza verticale
nb	132		numero bulloni anima
$V_{1b} = Ved / nb$	44.17	KN	
$R = \sqrt{(Sh^2 + (Sv + V_1)^2)}$	146.44	N	Caico Sul bullone
nf	2		numero facce
F <sub>ed</sub>	73.22	KN	Carico su una faccia
<b>VERIFICA DEL BULLONE</b>			
f <sub>tb</sub>	800	N/mm <sup>2</sup>	tensione snervamento bullone
d	30	mm	diametro bullone
A <sub>res</sub>	581	mm <sup>2</sup>	area desiste bullone
$\gamma_{m2}$	1.25		coefficiente di sicurezza
$F_{v.Rd} = 0,6 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{m2}$	<b>223.10</b>	KN	Forza resistente bullone
F <sub>srd</sub>	<b>113.00</b>	KN	Forza resistente bullone ad attrito
<b>F<sub>v.Rd</sub> &gt; F<sub>ed</sub></b>	<b>Verifica soddisfatta</b>		Per bulloni a Taglio
<b>F<sub>v.Rd</sub> &gt; F<sub>srd</sub></b>	<b>Verifica soddisfatta</b>		Per bulloni ad attrito

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

VERIFICA A RIFOLLAMENTO LAMIERA										
t	60	mm	spessore anima trave secondaria							
d	31	mm	diametro foro							b
e <sub>1</sub>	60	mm	distanza bullone/bordo nella direzione della forza							
e <sub>2</sub>	60	mm	distanza bullone/bordo nella direzione ortogonale forza							
p <sub>1</sub>	100	mm	interasse bulloni nella direzione della forza							
p <sub>2</sub>	90	mm	interasse bulloni nella direzione ortogonale alla forza							
d <sub>0</sub>	30	mm	diametro bullone	k		e1/3d	p1/3d0	ftb/ftk		
f <sub>tb</sub>	800	N/mm <sup>2</sup>	tensione rotturao bullone			0.645161	0.825268817	1.454545		
ft	550	N/mm <sup>2</sup>	tensione rottura lamiera							
α	0.65			a		2.8e2/d-1,	1.4 p2/d			
k	2.5					3.719355	2.364516129	2.5		
$F_{b,rd}=k \alpha f_{tk} d t/\gamma_{m2}$	1277.42	KN	Forza resistente							
F <sub>E</sub>	146.44	KN	Forza agente							
$F_{brd} > F_E$	Verifica soddisfatta									

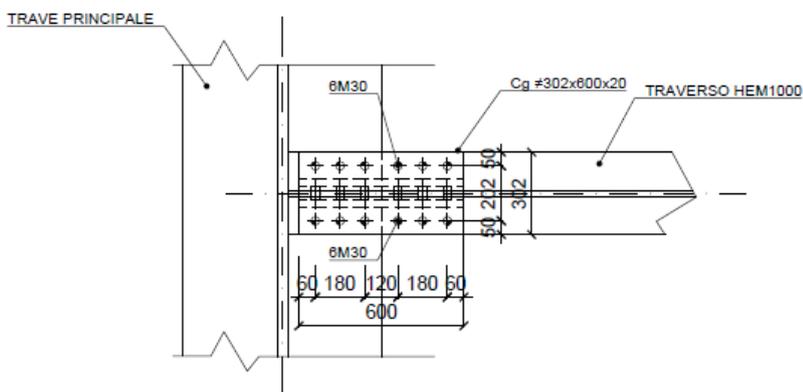
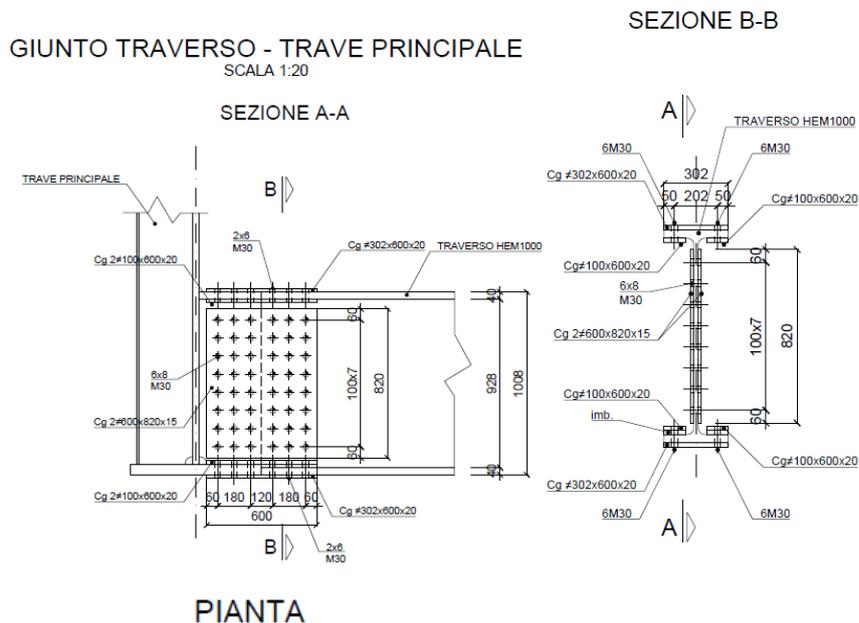
VERIFICA BULLONI ALI			
s	30	mm	Spessore piastra coprigiunto
F	3849.51	KN	M/z Forza agente sulle ali
nb	72		numero bulloni
V1b	53.47	KN	Forza su un bullone
nf	2		n. facced
Fed	26.73	KN	Forza su una faccia
VERIFICA DEL BULLONE			
f <sub>tb</sub>	800	N/mm <sup>2</sup>	tensione snervamento bullone
d	30	mm	diametro bullone
Ares	581	mm <sup>2</sup>	area desiste bullone
γ <sub>m2</sub>	1.25		coefficiente di sicurezza
$F_{v,Rd}=0,6 \times f_{tb} \times A_{res}/\gamma_{m2}$	223.104	KN	Forza resistente bullone
F <sub>srd</sub>	113.00	KN	Forza resistente bullone ad attrito
$F_{v,Rd} > Fed$	Verifica soddisfatta		Per bulloni a Taglio
$F_{v,Rd} > F_{srd}$	Verifica soddisfatta		Per bulloni ad attrito

VERIFICA A RIFOLLAMENTO LAMIERA										
t	60	mm	spessore ala							
d	31	mm	diametro foro							
e <sub>1</sub>	60	mm	distanza bullone/bordo nella direzione della forza							
e <sub>2</sub>	60	mm	distanza bullone/bordo nella direzione ortogonale forza							
p <sub>1</sub>	90	mm	interasse bulloni nella direzione della forza							
p <sub>2</sub>	90	mm	interasse bulloni nella direzione ortogonale alla forza							
d <sub>0</sub>	30	mm	diametro bullone	k		e1/3d	p1/3d0	ftb/ftk		
f <sub>tb</sub>	800	N/mm <sup>2</sup>	tensione rotturao bullone			0.645161	0.717741935	1.454545		
ft	550	N/mm <sup>2</sup>	tensione rottura lamiera							
α	0.65			a		2.8e2/d-1,	1.4 p2/d			
k	2.5					3.719355	2.364516129	2.5		
$F_{b,rd}=k \alpha f_{tk} d t/\gamma_{m2}$	1277.42	KN	Forza resistente							
F <sub>E</sub>	53.47	KN	Forza agente							
$F_{brd} > F_E$	Verifica soddisfatta									

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

<b>COPRIGIUNTI D' ALA</b>			
Fed=	3849.51	KN	
Anetta1	16620	mmq	
nbulloni	6		
b2	300	mmq	larghezza piattabanda inferiore
s2	30	mmq	spessore piattabanda inferiore
Anetta 2	12420	m <sup>2</sup>	area netta piattabanda inferiore
Anetta	29040	mmq	Anetta1+Anetta2
gf	1.05		
Vres	15211.43	KN	Forza resistente
<b>Vres&gt;Fed</b>	<b>Verifica soffisfatta</b>		
<b>COPRIGIUNTI D'ANIMA</b>			
s	35	mm	Spessore piastra coprigiunto anima
h	3220	mm	Altezza piastra coprigiunto anima
I copr	1.75223E+11	mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia coprigiunto
Ianima	1.68411E+11	mm <sup>4</sup>	Momento inerzia ANIMA
Icopr>Ianima	Verifica soddisfatta		

## 14.2 UNIONE TRAVE PRINCIPALE TRAVE SECONDARIA



VERIFICA UNIONE TRAVE PRINCIPALE -TRAVE SECONDARIA			
<b>SEZIONE A-A</b>			
VEd	1032	KN	Taglio agente
e	60	mm	Spessore anima trave principale
b	60	mm	distanza bullone-bordo libero squadretta
b <sub>2</sub>	120	mm	e+b
i	350	mm	interasse verticale bulloni
Mt	123840	KNmm	Ved x b <sub>2</sub> -Momento di trasporto
nb	48		numero bulloni
nf	2		numero facce
Rx	353.83	KN	Sollecitazione orizzontale indotta dal momento
Rv	21.5	KN	Sollevitazione bullone indotta dal Taglio
R.tot	354.48	KN	
<b>F<sub>Ed</sub></b>	<b>177.24</b>	<b>KN</b>	<b>Ved/nf-sollecitazione agente su 1 faccia</b>
<b>VERIFICA DEL BULLONE</b>			
f <sub>tb</sub>	800	N/mm <sup>2</sup>	tensione snervamento bullone
d	30	mm	diametro bullone
A <sub>res</sub>	561	mm <sup>2</sup>	area desiste bullone
γ <sub>m2</sub>	1.25		coefficiente di sicurezza
<b>F<sub>v,Rd</sub>=0,6 x f<sub>tb</sub> x A<sub>res</sub>/γ<sub>m2</sub></b>	<b>215.424</b>	<b>KN</b>	<b>Forza resistente bullone</b>
<b>F<sub>v,Rd</sub>&gt;F<sub>Ed</sub></b>	<b>Verifica soddisfatta</b>		

VERIFICA A RIFOLLAMENTO LAMIERA			
t	21	mm	spessore anima trave secondaria
d	31	mm	diametro foro
e <sub>1</sub>	60	mm	distanza bullone/bordo nella direzione della forza
e <sub>2</sub>	60	mm	distanza bullone/bordo nella direzione ortogonale forza
p <sub>1</sub>	100	mm	interasse bulloni nella direzione della forza
p <sub>2</sub>	90	mm	interasse bulloni nella direzione ortogonale alla forza
d <sub>0</sub>	30	mm	diametro bullone
f <sub>tb</sub>	800	N/mm <sup>2</sup>	tensione rotturao bullone
f <sub>t</sub>	550	N/mm <sup>2</sup>	tensione rottura lamiera
α	0.65		
k	2.5		
<b>F<sub>brd</sub>=k α f<sub>tk</sub> d t/γ<sub>m2</sub></b>	<b>447.10</b>	<b>KN</b>	<b>Forza resistente</b>
<b>F<sub>E</sub></b>	<b>354.48</b>	<b>KN</b>	<b>Forza agente</b>
<b>F<sub>brd</sub>&gt;F<sub>E</sub></b>	<b>Verifica soddisfatta</b>		

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

VERIFICA SQUADRETTA			
$M_{ed} = Ved \times b_2$	123840	KNmm	
Ved	1032	KNm	
s	7	mm	spessore squadretta
h	70	mm	altezza squadretta
Inet	-26182333.33	mm <sup>4</sup>	Moment inerzia squadretta
Anet	112.00	mmq	Area netta squadretta
Wnetr	-748066.67	mm <sup>3</sup>	
$\sigma$	-165.55	N/mmq	
$\tau$	9214.29	N/mmq	
$\sigma_{\delta}$	<b>15960.47</b>	<b>N/mmq</b>	
<b>f<sub>yd</sub></b>	<b>338</b>	<b>N/mmq</b>	
$\sigma_{id} > f_{yd}$	<b>Verifica non soddisfatta</b>		

SEZIONE B-B			
VE <sub>d</sub>	516	KN	Taglio agente
e	14.5	mm	Spessore anima trave secondaria
b	42	mm	distanza bullone-bordo libero squadretta
b <sub>2</sub>	56.5	mm	e+b
i	40	mm	interasse verticale bulloni
M <sub>t</sub>	29154	KNc	Ved x b <sub>2</sub> Momento di trasporto
nb	2		numero bulloni
nf	1		numero facce
R <sub>x</sub>	728.85	KN	Sollecitazione orizzontale indotta dal momento
R <sub>v</sub>	258	KN	Sollevitazione bullone fila 1
R <sub>.tot</sub>	773.17	KN	
<b>F<sub>Ed</sub></b>	<b>773.17</b>	<b>KN</b>	Ved/nf-sollecitazione agente su 1 faccia

VERIFICA DEL BULLONE			
f <sub>tb</sub>	800	N/mmq	tensione snervamento bullone
d	16	mm	diametro bullone
A <sub>res</sub>	157	mmq	area desiste bullone
$\gamma_{m2}$	1.25		coefficiente di sicurezza
$F_{v,Rd} = 0,6 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{m2}$	<b>60.288</b>	<b>KN</b>	Forza resistente bullone
<b>F<sub>v,Rd</sub> &gt; F<sub>ed</sub></b>	<b>Verifica non soddisfatta</b>		

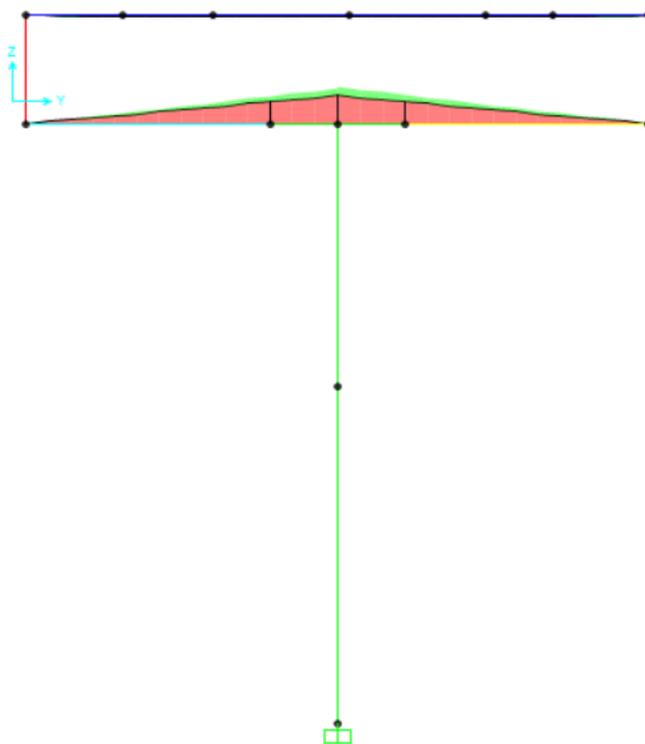
VERIFICA A RIFOLLAMENTO LAMIERA							
t	6.5	mm	spessore anima trave principale				
d	17	mm	diametro foro				
e <sub>1</sub>	25	mm	distanza bullone/bordo nella direzione della forza				
e <sub>2</sub>	28	mm	distanza bullone/bordo nella direzione ortogonale forza				
p <sub>1</sub>	45	mm	interasse bulloni nella direzione della forza				
p <sub>2</sub>	0	mm	interasse bulloni nella direzione ortogonale alla forza				
d <sub>0</sub>	16	mm	diametro bullone	k	e1/3d	p1/3d0	ftb/ftk
f <sub>tb</sub>	800	N/mmq	tensione rottura bullone		0.49	0.63	1.45
f <sub>t</sub>	550	N/mmq	tensione rottura lamiera				
$\alpha$	0.49			a	2.8e2/d-1,7	1.4 p2/d	
k	2.5				2.91	-1.70	2.50
$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{m2}$	<b>56.08</b>	<b>KN</b>	Forza resistente				
<b>F<sub>E</sub></b>	<b>773.17</b>	<b>KN</b>	Forza agente				
<b>F<sub>brd</sub> &gt; F<sub>e</sub></b>	<b>Verifica non soddisfatta</b>						

<b>VERIFICA SQUADRETTA</b>			
$M_{ed} = Ved \times b_2$	29154	KNmm	
Ved	516	KNm	
s	15	mm	
h	820	mm	spessore squadretta altezza squadretta
Inet	1378012000.00	mm <sup>4</sup>	Moment inerzia squadretta
Anet	23580.00	mmq	Area netta squadretta
Wnetr	3361004.88	mm <sup>3</sup>	
$\sigma$	8.67	N/mm <sup>2</sup>	
$\tau$	21.88	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{id}$	<b>38.88</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	
<b>f<sub>yd</sub></b>	<b>338</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	
$\sigma_{id} > f_{yd}$	<b>Verifica soddisfatta</b>		

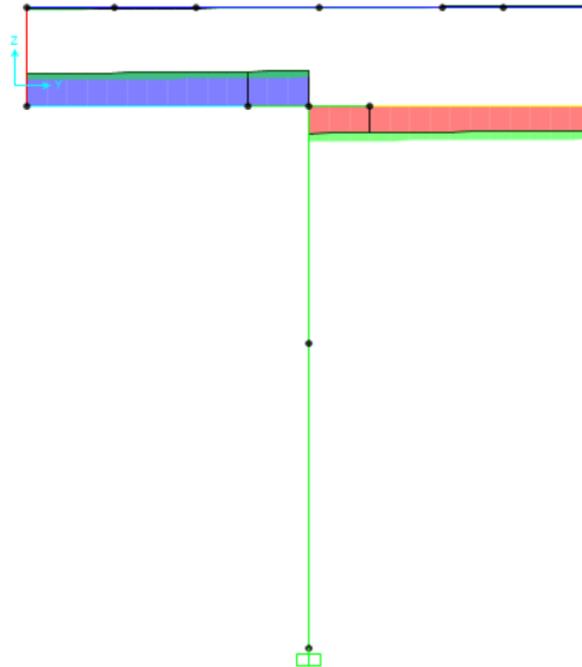
## 15 VERIFICA DEL PUVINO

Si verifica il pulvino più sollecitato ovvero quello di Pila 2

Le sollecitazioni agenti sul pulvino sono state ottenute dal modello di calcolo



Momento flettente



### 15.1.1 VERIFICA SLU

#### Armatura longitudinale

Si dispongono

Estradosso 4 strati di  $36 \phi 30$

Intradosso 3 strati di  $36 \phi 30$

#### Staffe

$A_{st} = 314.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si dispongono staffe  $\phi 20/10$  a 12 braccia =  $376 \text{ cm}^2/\text{m}$

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	M (KNm)	T (KN)	$M_{slu}$ (KNm)	$F_{SM}$	$T_{slu}$ (KN)	$F_{ST}$
Pulvino	Incastro	SLU	91135	17506	97434	1.07	21922	1.25

La sezione è verificata.

### 15.1.2 VERIFICA ALLO SLE

Per la verifica a fessurazione i valori limite di apertura caratteristica delle fessure indicati dalla normativa sono i seguenti:

**Frequente**

- Sezioni a contatto con terreno: ambiente molto aggressivo  $w_k = 0.2 \text{ mm}$
- Sezioni non a contatto con terreno: ambiente aggressivo  $w_k = 0.3 \text{ mm}$

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	N (KN)	M (KNm)	$w_k$ (mm)	$\sigma_c$ (DaN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (DaN/cm <sup>2</sup> )
Pulvino	Incastro	Frequente	-	62084	0.291	102	2708

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 16 VERIFICA FUSTO PILA

La pila verificata è la pila 3 in quanto presenta sollecitazioni maggiori.

Le sollecitazioni agenti sulla pila sono state ottenute dal modello di calcolo

La sezione è circolare

D= 300 cm

### Armatura longitudinale

Aa = 50  $\phi$  26 armatura longitudinale

### Staffe

Staffe = 1  $\phi$  12/20

#### 16.1.1 VERIFICA SLU

M33=3393 KNm

M22= 12081

V33=655 KN

V22=220 KN

N=36800 KN

Urto treno

M33=5076 KNm

M22= 15292

V33=2130 KN

V22=689 KN

N=21597 KN

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	F <sub>S M</sub>	F <sub>S T</sub>
Pulvino	Incastro	SLU	3.2	1.25

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto impalcato ed elevazione

<b>Pulvino</b>	Incastro	Urto	<b>2.07</b>	
----------------	----------	------	-------------	--

16.1.2 VERIFICA ALLO SLE

Gli sforzi assiali di compressione sono positivi

Per la verifica a fessurazione i valori limite di apertura caratteristica delle fessure indicati dalla normativa sono i seguenti:

**Frequente**

- Sezioni a contatto con terreno: ambiente molto aggressivo  $w_k = 0.2 \text{ mm}$
- Sezioni non a contatto con terreno: ambiente aggressivo  $w_k = 0.3 \text{ mm}$

M33=3275 KNm

M22= 6662 KNm

N=22308 KN

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	$w_k$ (mm)	$\sigma_c$ (DaN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (DaN/cm <sup>2</sup> )
Fusto Pila	Incastro	Frequente	nf	55	84

La sezione non risulta fessurata