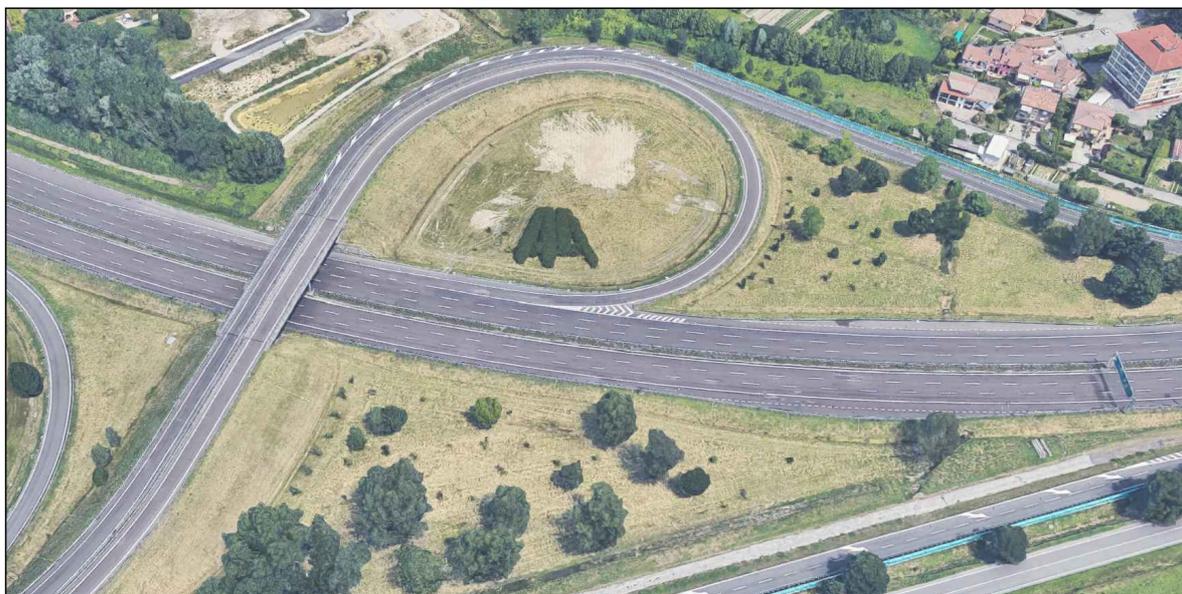




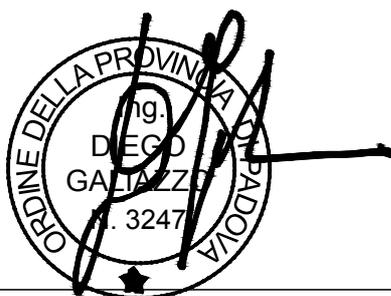
OPERE DI RADDOPPIO DELLA RAMPA DI USCITA DALLA DIREZIONE A4 MILANO ALLA STAZIONE AUTOSTRADALE DI PADOVA EST

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA - AGGIORNAMENTO -

Relazione tecnica di calcolo strutturale



Diego Galiazzo Ingegneria
Via de Regnier 13 - 35128 PADOVA
e-mail: diego.galiazzo.sti@gmail.com



Progettista: ing. Diego Galiazzo

con: ing. Adele Cericola

29/10/2018	0	DG18001R006P0_REL_STR	PRIMA EMISSIONE	ing. Diego Galiazzo	ing. Diego Galiazzo	ing. Diego Galiazzo
DATA	REV.	NOME FILE	DESCRIZIONE DELLA MODIFICA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
SCALA:	-	FORMATO:	-	Elaborato n° R006		
DATA:	Ottobre 2018	COD. COMMESSA: DG-18001-P0				

Sommario

I.	INTRODUZIONE.....	2
II.	DESCRIZIONE GENERALE	2
A.	Impalcato.....	2
1.1	Appoggi e giunti.....	2
B.	Spalle.....	3
C.	Strutture di fondazione.....	3
III.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
IV.	GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI	5
V.	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZA DI PROGETTO.....	6
A.	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO.....	6
	<i>Acciaio per i bulloni</i>	6
VI.	AZIONI DI PROGETTO	7
A.	CARICHI ACCIDENTALI	7
1.	Spinta del terreno a tergo delle spalle	7
2.	Azione termica	7
3.	Azioni variabili da traffico.....	7
4.	Azione longitudinale di frenamento.....	9
5.	Azione del vento	9
6.	Azione sismica.....	10
7.	Carichi Permanenti.....	10
VII.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI STATICHE E SISMICHE	11
1.2	Combinazioni di carico allo SLE.....	13
1.3	Combinazioni sismiche (SLU e SLE).....	13
VIII.	METODO DI ANALISI.....	14
1.4	Analisi statica.....	14
1.5	Analisi sismica	14
1.6	Codici di calcolo	14
1.6.1	Sismicad 12.....	14
1.6.2	Beamcad.	15
IX.	VERIFICA DELLA LASTRA ORTOTROPA.....	16
X.	VERIFICHE DEI TRAVERSI.....	17
XI.	VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	20
XII.	VERIFICA DEGLI APPOGGI	22
XIII.	VERIFICA DELLE SPALLE	22
A.	VERIFICA DEL MURO FRONTALE DELLA SPALLA.....	24
XIV.	VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE	24
XV.	Calcolo delle armature dei pali di fondazione.....	25
A.	Calcolo della portata dei pali di fondazione.....	25
B.	Verifica dei pali di fondazione.....	26

INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda il predimensionamento delle strutture del nuovo sovrappasso di 1^a categoria dello svicolo Padova Est dell'autostrada A4 in direzione Venezia-Milano, in Comune di Noventa Padovana (PD), da realizzare accanto al sovrappasso esistente che verrà sostituito da quello in progetto.

La relazione descrive gli elementi strutturali e le verifiche strutturali condotte.

Nel calcolo delle strutture sono state rispettate le normative riportate al paragrafo II della presente relazione.

I. DESCRIZIONE GENERALE

Il sovrappasso è un ponte di 1^a categoria a via di corsa inferiore a campata unica ed a due carreggiate separate, secondo la classificazione delle NTC 2018. Viene realizzato con n.2 travi principali di bordo ed una trave principale centrale, rettilinee e parallele, collegate da traversi e piastra ortotropa in acciaio.

A. Impalcato

La larghezza della soletta consente la realizzazione di due carreggiate separate di larghezza diversa. La carreggiata in direzione del casello avrà due corsie di transito da 4.00m, due banchine da 2.50m e 100cm, con cordolo esterno da 1.50 m ed interno da 1.30cm, per complessivi 14.30m. La carreggiata in direzione Milano avrà una corsie di transito da 4.00m, due banchine da 2.50m e 100cm, con cordolo esterno da 1.50 m ed interno da 1.30cm, per complessivi 10.30m. I cordoli, rialzati di 10cm rispetto al piano stradale, sono atti ad ospitare il guardrail e le reti di protezione (ancorate alle travi laterali), con lo spazio sufficiente a contenere la deformazione del sicurvia nel caso di mezzo in svio.

Le travi principali presentano uno schema statico a trave isostatica su due appoggi, con luce di calcolo pari a 60m. Si tratta di travi a sezione aperta ed a sezione a cassone, ad altezza variabile da 270 a 480 cm e larghezza da 80 a 140 cm, saldate in officina, con traversi di collegamento a piatti saldati di altezza 90cm e passo di 125 cm, resi collaboranti con la soletta ortotropa in acciaio di spessore costante pari a 20 mm. Il tutto viene realizzato in acciaio tipo S355JO. La soletta viene rivestita con una pavimentazione in asfalto di spessore medio 11cm.

1.1 Appoggi e giunti

Ogni trave poggia sulla sottostruttura mediante appoggi disposti al di sotto di ciascuna anima, idonei ad assorbire le azioni verticali ed orizzontali trasmesse dall'impalcato e consentire gli spostamenti dovuti alle azioni termiche e sismiche.

Vengono installati apparecchi d'appoggio del tipo acciaio teflon di tipo fisso, unidirezionale e multidirezionale: gli ancoraggi alle strutture sono realizzati superiormente mediante perno e contropiastra ed inferiormente mediante zanche.

In senso longitudinale si prevedono vincoli fissi sulla spalla A e appoggi mobili sulla spalla B. In senso trasversale sono previsti un appoggio fisso e uno mobile su ciascuna spalla.

Per quanto riguarda i dispositivi di ritegno sismico si prevede di realizzare trasversalmente sulle due spalle dei baggioli in c.a. di adeguate dimensioni che fungano da fine corsa.

La continuità sul piano stradale viene garantita mediante il posizionamento di giunti tra le spalle e l'impalcato, che consentono le dilatazioni dell'impalcato e garantiscono il comfort di guida sulla carreggiata. Per quanto riguarda i giunti si osserva che la disposizione e dimensionamento in corrispondenza delle due spalle è stata determinata in relazione agli spostamenti massimi previsti.

Per la spalla A si prevede un giunto con escursione corrispondente al valore massimo degli spostamenti derivanti dalla massima rotazione della trave. Per la spalla B si prevede un giunto che tenga conto delle escursioni termiche uniformi valutate per un $\Delta t = 40^\circ$.

Lo schema dei dispositivi di appoggio sulle spalle e sulle pile è stato studiato per trasferire le azione orizzontali longitudinali delle campate alle spalle, riducendo le sollecitazioni delle pile.



B. Spalle

Gli appoggi laterali sono costituiti da due spalle in calcestruzzo che, oltre a sorreggere l'impalcato, fungono anche da muro di sostegno del rilevato stradale di accesso al viadotto. Lo spessore delle spalle è di 120 cm sul fronte e 100cm lateralmente, e si allarga in sommità sul retro per la continuità con il muro paraghiaia, e sul fronte per formare il pulvino necessario per l'installazione di martinetti idraulici. Nelle zone immediatamente a monte e a valle dell'impalcato vengono collegate due solette di transizione in calcestruzzo di spessore 30cm e lunghezza 4 m, appoggiate alle spalle con collegamento a perno, atte a diminuire gli effetti degli assestamenti del rilevato sulla pavimentazione di finitura stradale, e con funzione di solettone ad attrito.

C. Strutture di fondazione

Le spalle sono sostenute da fondazioni su pali rotoinfissi che vengono realizzati con diametro $\phi = 60$ cm e lunghezza 22m. Lo platea di fondazione di altezza pari a 1.20 m ha il compito di trasferire le sollecitazioni alla palificata.

II. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche strutturali sono stati effettuati in conformità alle normative tecniche vigenti, nonché alle prescrizioni di seguito dettagliate.

DM 17.01.2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”

Circolare 27.07.2018 “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Ad integrazione dei concetti espressi nelle Norme Tecniche 200, sono state adottate le seguenti normative.

UNI EN 1992 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”

UNI EN 1993 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio”

UNI EN 1994 Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”

UNI EN 1998 Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”

In particolare, per i vari componenti strutturali si è fatto riferimento a:

Calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”

UNI EN 206-1:2006

UNI 11104:2004

UNI ENV 13670-1:2001

Acciaio d’armatura

DM 17.01.2018 Revisioni delle “Norme tecniche per le costruzioni”

Acciaio per getti

UNI EN 10293:2006

Acciaio da per strutture metalliche e per strutture composte

UNI EN 10025

UNI EN 10210

UNI EN 10219-1

Bulloni

UNI EN ISO 4016:2002

UNI 5592:1968

UNI EN ISO 898-1:2001

UNI 3740

Apparecchi d’appoggio

CNR-UNI 10018-99 "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego."

UNI EN 1337-1:2001: “Appoggi strutturali – Regole generali di progetto”

UNI EN 1337-2:2004: “Appoggi strutturali-Parte 2: Elementi di scorrimento”

UNI EN 1337-3:2005: “Appoggi strutturali-Parte 3: Appoggi elastomerici”

UNI EN 1337-4:2004: “Appoggi strutturali-Parte 4: Appoggi a rullo”

UNI EN 1337-5:2005: “Appoggi strutturali-Parte 5: Appoggi a disco elastomerico”

UNI EN 1337-6:2004: “Appoggi strutturali-Parte 6: Appoggi a contatto lineare”

UNI EN 1337-7:2004: “Appoggi strutturali-Parte 7: Appoggi sferici e cilindrici PTFE”

Strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

UNI EN 1992-2:2006 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo”.

CEB-FIP MODEL CODE 1990 – Design Code.

Strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-2:2005 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

UNI EN 1993-1-3:2007 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-3: Regole generali – Regole supplementari per l’impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo”.

UNI EN 1993-1-5:2007 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”.

UNI EN 1993-1-7:2002 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-7: Regole generali –Regole supplementari per lastre ortotrope caricate al di fuori del loro piano”.

UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”.

UNI EN 1993-1-9:2005 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-9: Fatica”.

UNI EN 1993-2:2007 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 2: Ponti in acciaio”.

CNR-UNI 10011, Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.

Strutture composte acciaio-calcestruzzo

UNI EN 1994-1-1:2005 “Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

UNI EN 1994-2:2006 “Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”.

CNR-UNI 10016/2000, travi composte acciaio - calcestruzzo- istruzioni per il calcolo e l’esecuzione.

Strutture in zona sismica

UNI EN 1998-1:2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.

UNI EN 1998-2:2006 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

III. GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI

Il dimensionamento e la verifica delle strutture in acciaio e c.a. è svolto con il metodo degli stati limite (S.L.U. e S.L.E.).

I codici di calcolo adottati sono:

- SISMICAD v.12.12 della Concrete di Padova, con licenza serial number 3196222;

IV. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZA DI PROGETTO

A. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

I materiali impiegati nella composizione del calcestruzzo armato normale, rispondenti ai requisiti della norma UNI EN 206-1, sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche prestazionali:

Acciaio da carpenteria metallica:

S355J0
 $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 355/1,0 = 355 \text{ MPa}$
 $E_s = 206 \text{ GPa}$

Acciaio per getti in opera di c.a.:

B450C
 $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 450/1,15 = 391 \text{ MPa}$
 $E_s = 206 \text{ GPa}$

Calcestruzzo per fondazioni, pile e spalle:

classe $R_{ck} = 40/50 \text{ MPa}$
classe di esposizione XF3/XS3
classe di consistenza S5

Acciaio per i bulloni

Tipo di acciaio Classe 10.9

V. AZIONI DI PROGETTO

Si descrivono di seguito le azioni di progetto che vengono modificate o aggiunte.

A. CARICHI ACCIDENTALI

1. Spinta del terreno a tergo delle spalle

L'azione del terreno è stata calcolata sia in condizione statica, utilizzando come coefficiente di spinta attiva l'espressione classica prevista dalla teoria di Rankine

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

sia in condizione statica+sismica, utilizzando come coefficiente di spinta attiva l'espressione prevista da Mononobe-Okabe:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi_a - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_a + \delta) \cdot \sin(\varphi_a - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

In contemporanea si considera sul terrapieno un carico verticale di intensità pari allo schema di carico 1, applicato su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. (§C5.1.3.3.7.1)

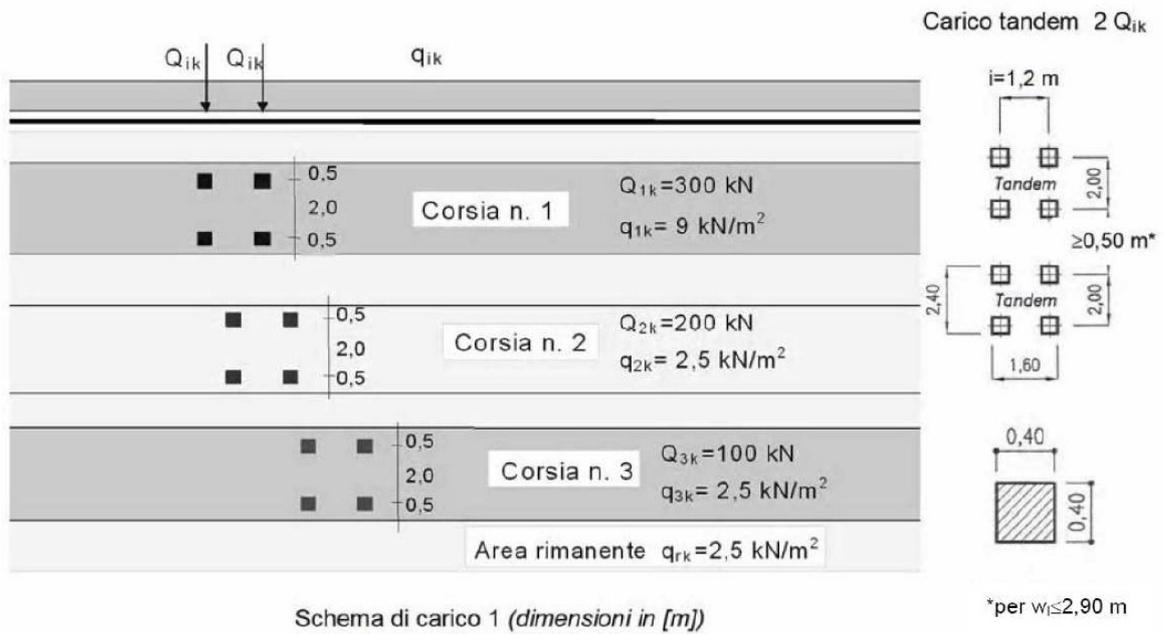
2. Azione termica

L'azione termica si considera applicando alla soletta un gradiente termico distribuito linearmente sulla sezione di 20°.

3. Azioni variabili da traffico

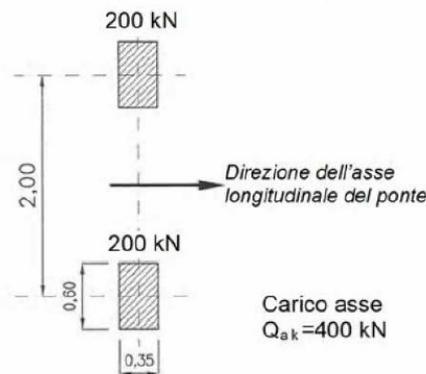
Il ponte è di 1° categoria con due carreggiate ha una larghezza (al netto dai cordoli occupati dai guard-rails) di 10,50 m in uscita cui corrispondono tre corsie di carico, e 6,50m in ingresso cui corrispondono due corsie di carico secondo DM 17/01/2018. Gli schemi di carico considerati, già comprensivi degli effetti dinamici sono:

- Schema di carico 1
costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura. Questo schema viene assunto a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.



- Schema di carico 2

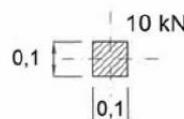
è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Figura. Questo schema viene considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa e viene assunto a riferimento solo per le verifiche locali. Qualora più gravoso si considera il peso di una singola ruota di 200 kN.



Schema di carico 2 (dimensioni in [m])

- Schema di carico 4

è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.



Schema di carico 4 (dimensioni in [m])

- Schema di carico 5

costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². A favore di sicurezza il carico folla è stato

applicato con il valore di combinazione nella zona oltre il guard rail, pur non costituendo marciapiede, essendo esclusivamente una fascia di sicurezza.



Schema di carico 5

L'intensità dei carichi per le diverse corsie è riportato in DM 17/01/2018 tab.5.1.II

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Ai fini delle verifiche locali i carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

4. Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180kN \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} w_1 L \leq 900kN$$

per i ponti di 1° categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia ed L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

- per la campata da 60 m: $q_3 = 522$ kN;

5. Azione del vento

Il carico accidentale orizzontale distribuito da vento è così determinato:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

- q_b è la pressione cinetica di riferimento
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_p è il coefficiente di forma
- c_d è il coefficiente dinamico

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = 390.6 \text{ kg/m}^2$$

- ρ è la densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m³
- V_b è la velocità di riferimento del vento pari a 25 m/s ($a < 1000$ m)

$$c_e = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \text{ (classe di rugosità D, categoria di esposizione II)}$$

$$= c_e = 0.19^2 * 1 * \ln(8/0.05) * (7 + 1 * \ln(8/0.05)) = 2.3$$

$$c_p = +0.8 \text{ superficie direttamente investita dal vento, } -0.40 \text{ per superficie in depressione}$$

$$c_d = 1$$

Il carico da vento di progetto diventa pertanto pari a $390.6/1000 * 2.3 * 0.8 = +0.70$ kN/m² per le superfici direttamente esposte al vento e -0.35 kN/m² per le superfici in depressione.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Come superficie investita viene presa in considerazione quella dovuta ai

carichi in transito sul ponte per un'altezza pari a 3 m a cui si aggiunge la sola altezza dei traversi e della soletta pari a 1 m per un'altezza totale di 4 m.

La forza risultante complessiva per metro lineare di impalcato è pari a $F_w = 1,05 \cdot 4 = 4.20$ kN/m.

6. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente e $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel §2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La valutazione delle azioni sismiche è stata svolta nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018. L'azione sismica è stata calcolata sulla base dei seguenti parametri, secondo quanto previsto al paragrafo 2 delle NTC 2018:

- classe d'uso: IV per costruzioni con funzioni strategiche importanti
- vita nominale: ≥ 50 anni per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- coefficiente d'uso pari a 2;

A partire dalle coordinate del sito della costruzione (longitudine: 11.939665; latitudine: 45.420333) e dai valori dei parametri sismici relativi ai nodi di un reticolo di riferimento fornito dalla Normativa, si sono determinati, per interpolazione lineare, i seguenti valori dei parametri sismici relativi al sito di interesse per i differenti stati limite da considerare:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	A_g/g	F_o	$T_c^*(sec)$
SLO	Default (81)	60	0.0387	2.54	0.26
SLD	Default (63)	101	0.047	2.489	0.294
SLV	Default (10)	949	0.104	2.606	0.355
SLC	Default (5)	1950	0.1318	2.61	0.371

7. Carichi Permanenti

- pavimentazione stradale (spessore medio 11 cm) $2000 \cdot 0.11 = 220$ daN/mq
- barriere di sicurezza 200 daN/m
- solette laterali $2500 \cdot 0.21 = 525$ daN/mq
- impermeabilizzazioni, ricalibrature e altro 20 daN/mq

VI.COMBINAZIONI DELLE AZIONI STATICHE E SISMICHE

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche vengono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

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 3^a 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. Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

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

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

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{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 ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{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 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_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

L'azione sismica viene considerato evento di tipo accidentale e quindi cumulabile con le altre cause di sollecitazione. La verifica agli stati limite viene effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$F_{sd} = E + G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame

G_k sono i carichi permanenti al loro valore caratteristico

P_k è il valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione quasi permanente
 Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Ponte carico:

$$CC3: 1.35 g_1 + 1.2(\varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4) + 1.5 g_2 + 1.35 (Q_1 + q_1) + 0.9 q_{5\text{vento}3}$$

$$CC11: 1.35 g_1 + 1.2(\varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4) + 1.5 g_2 + 1.35 (0.75Q_1 + 0.4q_1) + 1.5 q_{5\text{vento}3}$$

1.2 Combinazioni di carico allo SLE

Combinazione di carico rara:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

$$CR1: g_1 + g_2 + (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 0.6 \varepsilon_4 + Q_1 + q_1 + 0.6 q_{5\text{vento}3}$$

$$CR2: g_1 + g_2 + (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 0.6 \varepsilon_4 + Q_1 + q_1 + 0.6 q_{5\text{vento}3}$$

Combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

$$CF1: g_1 + g_2 + (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 0.5 \varepsilon_4 + 0.75 Q_1$$

Combinazione di carico quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

$$CQP1: g_1 + g_2 + (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 0.5 \varepsilon_4 + 0.5 q_{5\text{neve}}$$

1.3 Combinazioni sismiche (SLU e SLE)

Combinazione sismica per carichi verticali:

$$E + G_1 + G_2$$

Dove con E si indica l'azione sismica allo SLU (SLV e SLC) o allo SLE (SLO e SLD)

$$E = \pm E_X \pm 0.3 E_Y \pm 0.3 E_Z$$

$$E = \pm 0.3 E_X \pm E_Y \pm 0.3 E_Z$$

$$E = \pm 0.3 E_X \pm 0.3 E_Y \pm E_Z$$

L'azione del sisma verticale agisce in assenza dei carichi mobili. Tale condizione di carico risulta sempre inferiore ai carichi accidentali e pertanto la verifica sismica per le azioni verticali è automaticamente soddisfatta dalla verifica delle condizioni con i carichi mobili.

L'azione sismica per il calcolo degli apparecchi di appoggio e delle spalle di fondazione si semplifica pertanto in:

$$E = \pm E_X \pm 0.3 E_Y$$

$$E = \pm 0.3 E_X \pm E_Y$$

Le masse sismiche da considerarsi per il calcolo dell'azione sismica sono (par. 3.2.3 NTC2018):

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nal caso di ponti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$ quando rilevante. Anche per le azioni di frenatura e centrifuga dovuti a carichi da traffico Q_{kj} concomitanti con la combinazione sismica si adotterà la riduzione al 20%.

VII. METODO DI ANALISI

Il viadotto in oggetto è stato analizzato attraverso l'utilizzo di vari modelli numerici e l'adozione di una discretizzazione FEM; in particolare, adottando una schematizzazione a graticcio di travi, le varie membrature sono state simulate mediante elementi mono-dimensionali tipo BEAM. Le caratteristiche statiche delle sezioni delle travi principali, dipendenti dal livello di maturazione del calcestruzzo collaborante, ovvero dalle fasi di calcolo, sono state determinate omogenizzando il calcestruzzo in acciaio, attraverso il rapporto dei moduli elastici. La determinazione della larghezza di soletta collaborante con le travi d'acciaio è stata svolta ai sensi delle NTC2018. Il modello di calcolo adottato è in grado di fornire le caratteristiche di sollecitazione flessionali e taglianti, agenti sia sulle travi principali sia sui traversi, dovute, quest'ultime, all'espletamento della funzione irrigidimento della sezione trasversale e redistribuzione dei carichi. Per quanto riguarda l'azione sismica orizzontale, si sono considerati solo gli effetti della risultante delle azioni del sisma sui dispositivi di appoggio e sui traversi in corrispondenza delle spalle e delle pile. Per quanto riguarda l'azione sismica verticale, non è stata presa in considerazione agli effetti del dimensionamento dell'impalcato.

1.4 Analisi statica

Per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. La fase di verifica è stata condotta adottando il metodo di verifica semiprobabilistico agli stati limite. Le verifiche riportate nel presente documento rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate. Si intende che, per quanto non riportato nella presente relazione, sono stati adottati i criteri di verifica sopra citati, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza ed utilizzando i carichi definiti nella presente relazione.

1.5 Analisi sismica

L'analisi strutturale sismica è stata condotta mediante un'analisi statica lineare in accordo con quanto previsto dalla normativa.

1.6 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

1.6.1 Sismicad 12.

Sismicad 12 è un sistema di calcolo agli elementi finiti che esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali.

Sismicad 12 nasce come software specifico per Ingegneria Civile. Pertanto consente di affrontare con precisione analisi con il metodo dello spettro di risposta, analisi statiche non lineari (pushover con approcci a plasticità concentrata o diffusa), analisi dinamiche lineari.

1.6.2 Beamcad.

Beamcad è un sistema di calcolo agli elementi finiti che nasce come software specifico per Ingegneria Civile. Il solutore FEM è dotato di elementi beam, e permette le analisi statiche.

Il programma segue le indicazioni di UNI EN 1992-1-1 edizione novembre 2005 corretta il 6 aprile 2006: svolge il progetto della trave con riguardo sia agli stati limite ultimi (rottura delle sezioni) che agli stati limite di esercizio (controllo delle tensioni, calcolo delle deformazioni, calcolo della apertura delle fessure).

Consente di analizzare strutture piane i cui schemi statici siano riconducibili a quelli di trave continua.

Le aste costituenti le travi sono assunte deformabili a sforzo normale, taglio e momento flettente.

Per la determinazione delle sollecitazioni di estremità delle aste viene adottato il metodo degli spostamenti in base al quale vengono assunti come incognite le rotazioni e gli spostamenti dei nodi costituenti la travata. Le matrici di rigidezza di ogni singolo elemento (ordine 6*6) vengono assemblate in quella globale sotto forma di vettore compatto a cui è associato il vettore dei puntatori ai termini diagonali. La matrice di rigidezza, attraverso il metodo di Crout modificato, viene decomposta in modo compatto nel prodotto di due matrici triangolari, una inferiore e l'altra superiore. Viene utilizzata la versione di Beamcad 19.20, prodotto e distribuito dalla Concrete S.r.l. di Padova, rilasciato con licenza d'uso n°3196222.

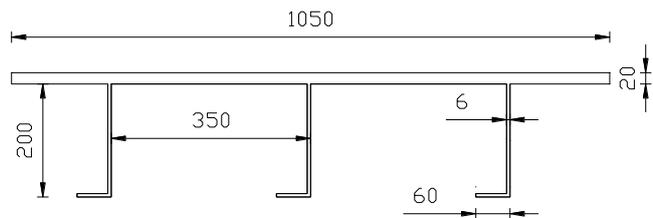
VIII. VERIFICA DELLA LASTRA ORTOTROPA

Per la verifica locale della lastra ortotropa si considera il carico associato allo Schema 2 di carico, disposto nel modo più sfavorevole. L'impronta di carico iniziale di 60x35cm, si diffonde a 45° attraverso lo spessore del manto asfaltato di 11cm, pertanto considero un'impronta di 71x46cm agente sulla piastra. Visto che l'interasse delle nervature è paria 35cm, considero una sezione di larghezza multipla di tale passo, corrispondente a 105cm che interessa tre nervature, e verifica la sezione come trave continua su più appoggi.

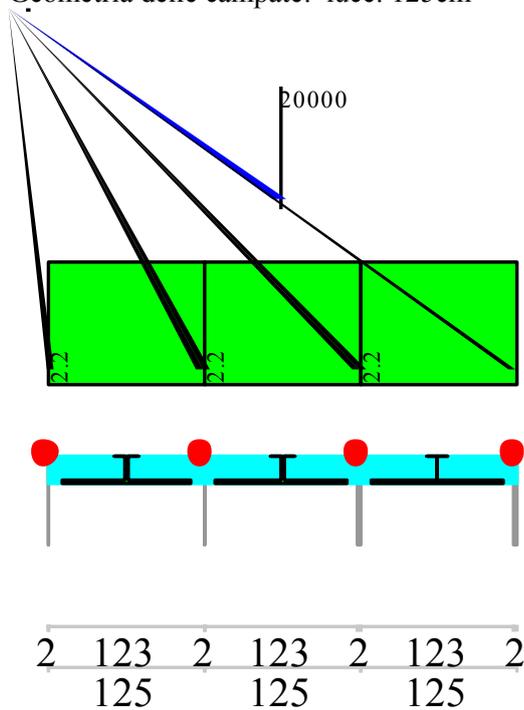
L'impronta di carico viene posizionata alternativamente in mezzeria della campata centrale ed in prossimità di un appoggio centrale per calcolare le sollecitazioni nelle condizioni più sfavorevoli.

Caratteristiche statiche del profilo:

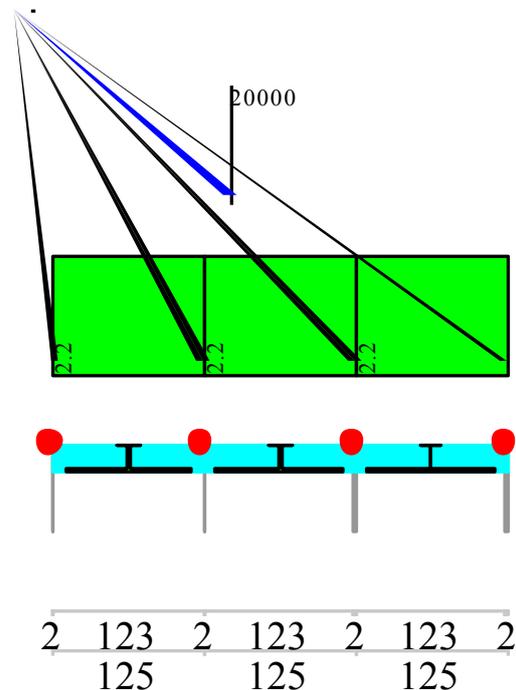
$$\begin{aligned}
 A &= 255.72 \text{ cm}^2 \\
 A_v &= 39.6 \text{ cm}^2 \\
 y_s &= 18.66 \text{ cm} \\
 y_i &= 3.34 \text{ cm} \\
 J_x &= 8394.42 \text{ cm}^4 \\
 W_x &= J_x/y_s = 449.86 \text{ cm}^3 \\
 M_{rd} &= W_x \cdot f_{yd} = 1520961 \text{ kgcm} \\
 V_{rd} &= A_v \cdot f_{yd} / \text{radq}(3) = 77298.9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Geometria delle campate: luce: 125cm

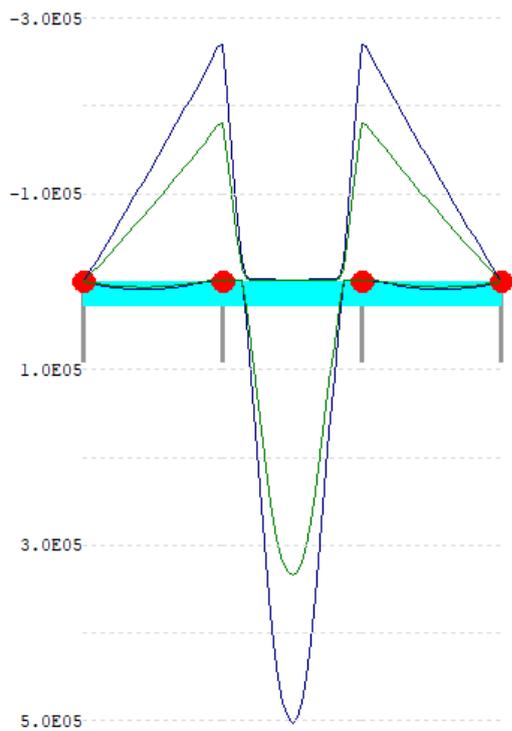


Schema di carico 1

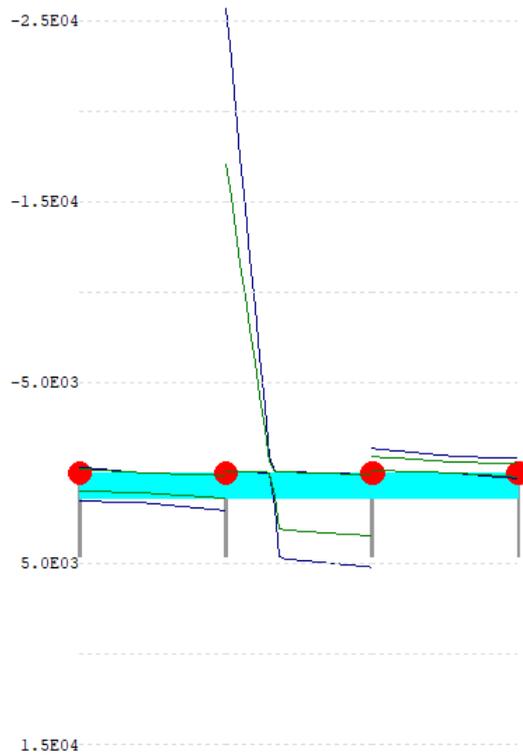


Schema di carico 2

Verifiche:



Involuppo dei momenti flettenti:
 $M_{sd\ max} = 501920\ kgcm < M_{rd}$ (verificato)



Involuppo dei tagli:
 $V_{sd\ max} = 25632\ kg < V_{rd}$ (verificato)

IX. VERIFICHE DEI TRAVERSI

Al fine delle verifiche consideriamo il traverso di lunghezza maggiore della carreggiata interessata da tre corsie di carico. I traversi sono profili elettrosaldati direttamente sulla piastra ortotropa, composti da un'anima di sezione 850x20mm ed una piattabanda inferiore di sezione 400x30mm, per un'altezza complessiva di 900mm della sezione, e posti ad interasse costante di 125cm.

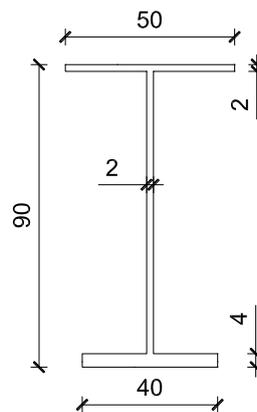
Visto che il carico tandem prevede impronte di carico a passo 120cm, assumiamo l'ipotesi che il singolo traverso sia caricato contemporaneamente da un asse del carico tandem per ciascuna corsia, con due schemi di carico alternativi per massimizzare le sollecitazioni di momento flettente e di taglio.

A favore di sicurezza, lo schema statico assunto è quello di trave in appoggio semplice, e la sezione è quella composta dalla piastra nervata con larghezza pari alla piattabanda inferiore.

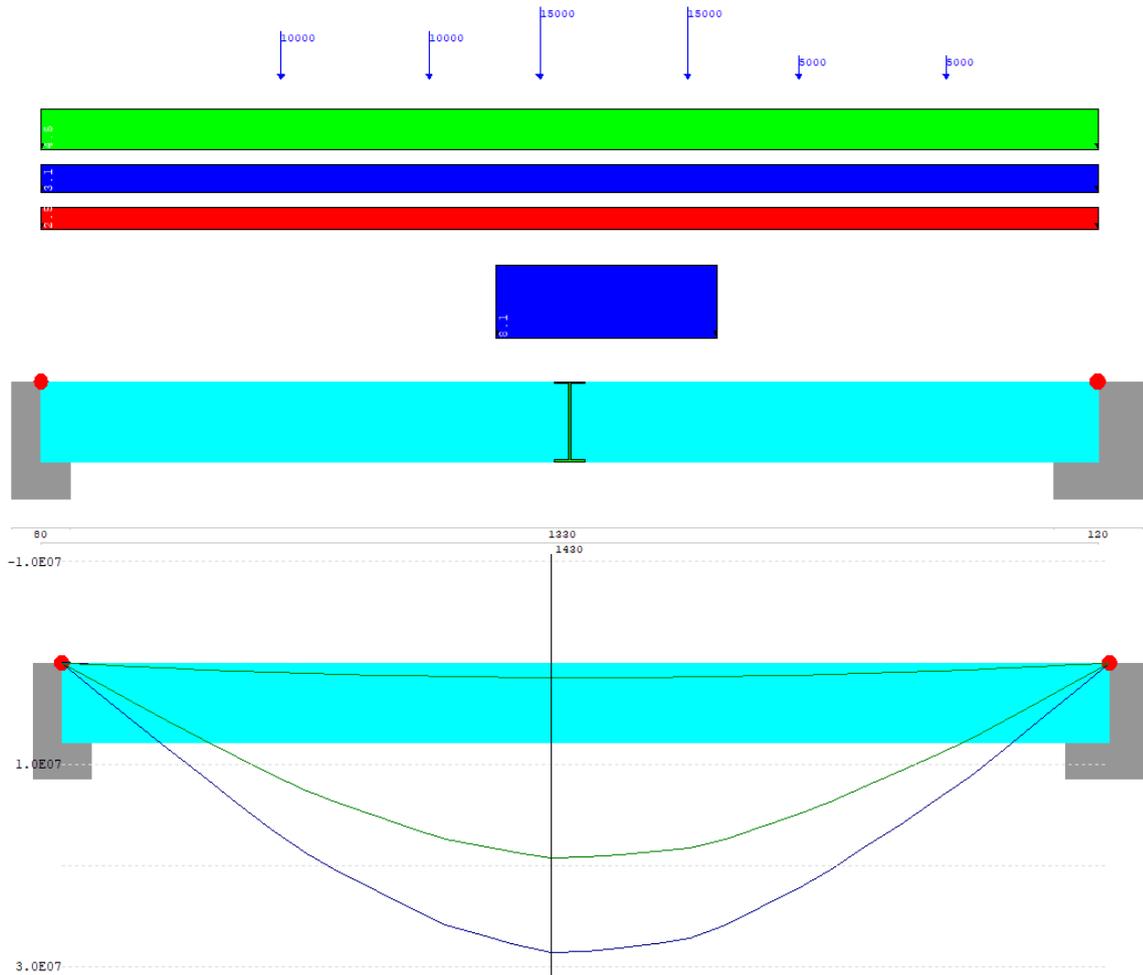
Caratteristiche statiche del profilo:

- $A = 428\ cm^2$
- $A_v = 180\ cm^2$
- $y_s = 49.36\ cm$
- $y_i = 40.64\ cm$
- $J_x = 576150\ cm^4$
- $W_x = 11431\ cm^3$
- $M_{rd} = W_x \cdot f_{yd} = 32793497\ kgcm$
- $V_{rd} = A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 351358\ kg$

Geometria delle campate: luce: 1430cm



Schema di carico 1



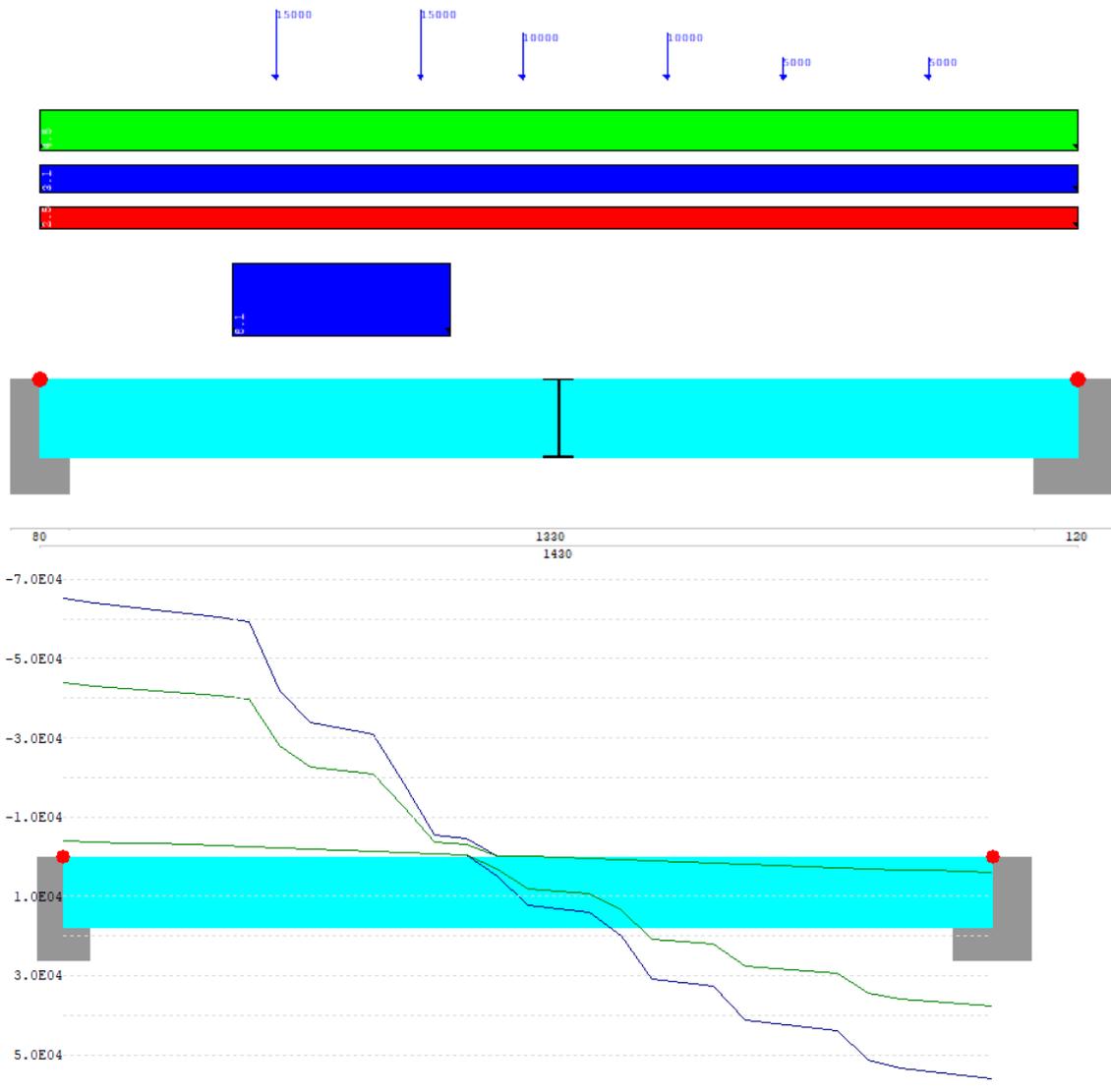
Verifiche :

Involuppo dei momenti flettenti:

$M_{sd\ max} = 28133080\ kgcm < M_{rd}$ (verificato)

Deformata massima in c.c. SLE freq = 2,57cm, corrispondente al rapporto L/557 (verificato)

Schema di carico 2



Verifiche :

Inviluppo dei tagli:

$V_{sd\ max} = 68200\ kg < V_{rd}$ (verificato)

X. VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI

Per la verifica delle travi principali è stato realizzato un modello FEM dell'intero impalcato composto da tre travi principali a sezione variabile, collegate da traversi con unione saldata e bullonata alle costole di irrigidimento delle travi principali. Le travi sono continue, in appoggio sulle due spalle A e B di estremità, e sulle pile intermedie. I vincoli trasversali e longitudinali sono rappresentati nello schema degli appoggi descritto nella premessa.

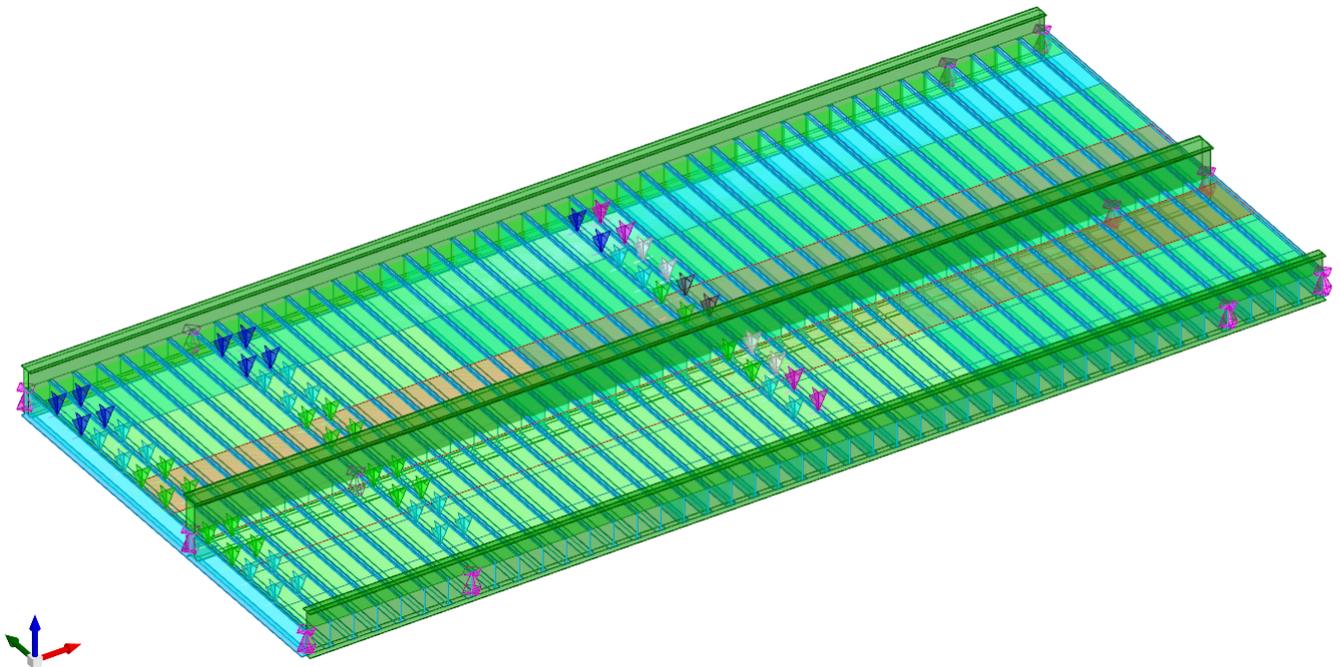
I carichi applicati sono:

permanenti:

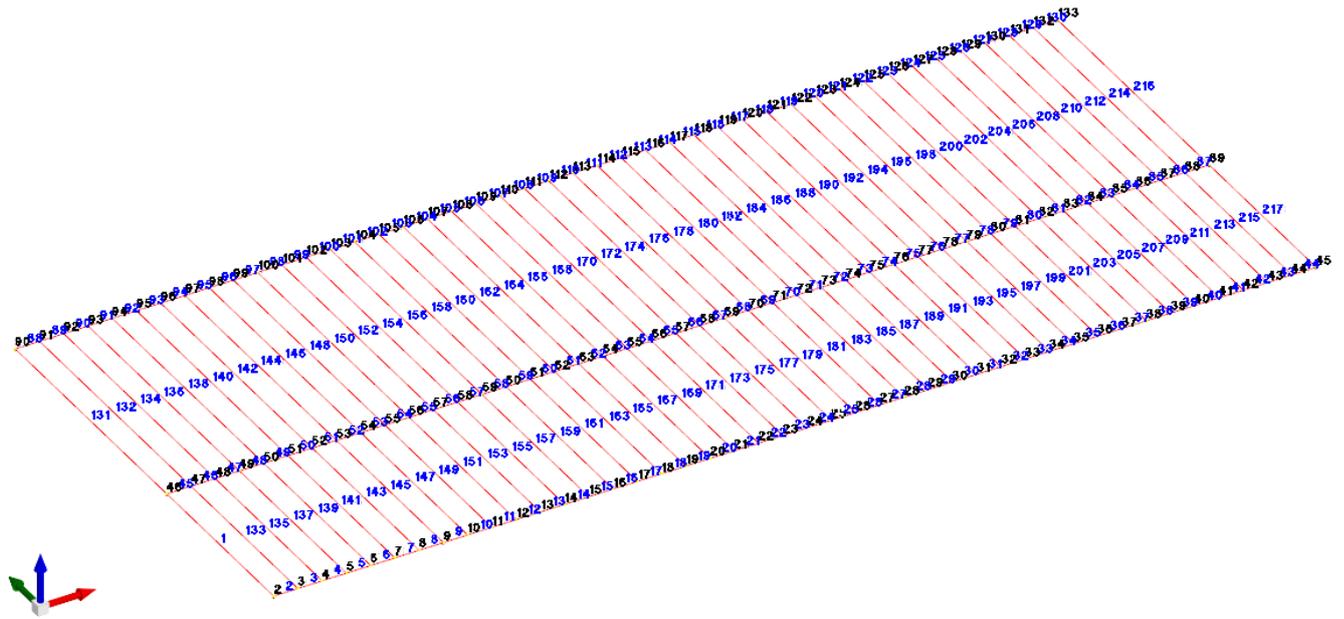
- cordolo laterali in Cls di spessore 21cm ancorato alle piastre ortotrope con pioli Nelson, di larghezza utile 150cm oltre l'ingombro delle travi;
- guar-rails bordo ponte in acciaio a nastro, ancorati ai cordoli laterali;
- manto stradale in asfalto di spessore 11cm.

accidentali:

- azioni variabili da traffico corrispondenti allo schema di carico 1, ovvero con carico tandem della prima corsia posto alternativamente dal lato esterno e dal lato interno del viadotto, ed alternativamente in mezzzeria della campata centrale, in corrispondenza delle pile 1-2-3, ed in corrispondenza della spalla A (appoggi fissi ed unidirezionali che ricevono l'azione sismica, l'azione di frenamento longitudinale), il tutto per ottenere le sollecitazioni massime su trave centrale e travi laterali;
- carico folla esteso all'intera carreggiata stradale;
- azione trasversale del vento.



Vista assometrica del modello FEM



Schema unifilare del modello ad elementi BEAM

TRAVE CENTRALE A CASSONE

$M_{sd,max} = 2539571283 \text{ daNcm} < M_{rd} = 2725636179 \text{ daNcm}$ (verificato)

$V_{sd,max} = 1419025 \text{ daN} < V_{rd} = 4104132 \text{ daN}$ (verificato)

Freccia SLE,RA carico totale = 10.8 cm $L/f = 461 > 250$ (verificato)

Freccia SLE,RA carico variabile = 4.4 cm $L/f = 1140 > 350$ (verificato)

TRAVE LATERALE A CASSONE (carr. direzione casello)

$M_{sd,max} = 803674136 \text{ daNcm} < M_{rd} = 807124155 \text{ daNcm}$ (verificato)

$V_{sd,max} = 405999 \text{ daN} < V_{rd} = 2557213 \text{ daN}$ (verificato)

Freccia SLE,RA carico totale = 14.7 cm $L/f = 339 > 250$ (verificato)

Freccia SLE,RA carico variabile = 5.5 cm $L/f = 909 > 350$ (verificato)

TRAVE LATERALE A SEZIONE APERTA (carr. direzione Milano)

$M_{sd,max} = 470544242 \text{ daNcm} < M_{rd} = 512683091 \text{ daNcm}$ (verificato)

$V_{sd,max} = 306187 \text{ daN} < V_{rd} = 982101 \text{ daN}$ (verificato)

Freccia SLE,RA carico totale = 14.1 cm $L/f = 354 > 250$ (verificato)

Freccia SLE,RA carico variabile = 6 cm $L/f = 831 > 350$ (verificato)

XI. VERIFICA DEGLI APPOGGI

Di seguito si riporta la tabella che riassume le massime sollecitazioni di calcolo sugli apparecchi di appoggio dovuti alle più gravose combinazioni statiche e sismiche agli stati limite ultimi.

n.	spalla	trave	tipo	statica				sismica			
				Fz,max		Vlong		Vtravsv			
				kg	kg	kg	kg	kg	kg		
1	A	cassone laterale	unidirezionale*	477456	252145	96449					
2	A	cassone centrale	fisso	1444518	757517	126413	145100				
3	A	sez.aperta laterale	unidirezionale*	259831	132655	59309					
4	B	cassone laterale	multidirezionale	477456	252145						
5	B	cassone centrale	unidirezionale	1444518	757517		145100				
6	B	sez.aperta laterale	multidirezionale	259831	132655						

XII. VERIFICA DELLE SPALLE

Si riporta la verifica della spalla A in quanto è la più sollecitata sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, e si estendono i risultati anche alla spalla B. Le massime sollecitazioni statiche trasmesse dagli appoggi sono:

n.	spalla	trave	tipo	SLU								SLV		
				Fz,min kg	Fz,max kg	Gmax kg	γQ kg	1,3Gk+ γQ_k kg	ΔFz kg	Vlong kg	Vtravsv kg	Vlong kg	Vtravsv kg	
1	A	1	unidirezionale*	227283	477456	156440	321016	616483.9	389200.9	17400			96449	
2	A	2	fisso	681100	1444518	464738	979780	1865210	1184110	17400	12768	126413	145100	
3	A	3	unidirezionale*	118080	259831	78360	181471	334975	216895	17400		59309		
4	B	1	multidirezionale	227283	477456	156440	321016	616483.9	389200.9					
5	B	2	unidirezionale	681100	1444518	464738	979780	1865210	1184110		12768		145100	
6	B	3	multidirezionale	118080	259831	78360	181471	334975	216895					

La spalla funziona da muro di sostegno per il rilevato stradale oltre a sostenere le travi dell'impalcato.

La spalla è costituita da una tre pareti in cls di spessore 100cm ed altezza 5,50m dalla platea di fondazione.

Il pulvino si allarga sul fronte con una mensola atta a sostenere i martinetti idraulici per le fasi di varo e manutenzione degli appoggi. Sul retro del pulvino viene creato un muro paraghiaia di spessore ridotto a 30cm ed altezza variabile con la quota della piastra ortotropa. Sul pulvino vengono realizzati i baggioli per gli appoggi delle travi.

La platea ha spessore pari a 1.20 m. I pali di fondazione sono del tipo rotoinfisso di diametro 60cm e profondità 22m, con portata di 177600 kg in compressione e 43100 kg in trazione. La portata del palo è stata calcolata sulla base della stratigrafia del terreno indicata nel progetto originario del sovrappasso esistente, e riportata nel calcolo della portata del palo nel paragrafo di verifica dei pali.

Lo schema statico è quello di un setto a C incastrato alla base sulla platea di fondazione su pali.

Per determinare le sollecitazioni sulla spalla è stato realizzato un modello agli elementi finiti che schematizza la spalla con elementi di tipo plate. Di seguito si riporta un'immagine del modello.

Alla sommità della spalla sono state inserite le masse corrispondenti ai carichi permanenti presenti sull'impalcato e le azioni orizzontali dovute a sisma, frenamento e vento.

Gli scarichi dell'impalcato in combinazione sismica sono stati inseriti come masse concentrate.

Le azioni considerate agenti sulla spalla sono:

- spinta statica del terreno a tergo;
- spinta statica dovuta ad un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 15 kN/mq
- scarichi dell'impalcato (in combinazione statica e sismica), vedi tabella sopra;
- spinta statica + sismica del terreno calcolata secondo la formula di Mononobe-Okabe
- effetto sismico sui carichi gravitazionali che alternativamente sono stati incrementati e ridotti di una quantità kv per determinare le sollecitazioni più gravose tenendo conto della componente verticale del sisma

- spinta dell'acqua a tergo della spalla a partire da due metri al di sotto della sommità del rilevato
- spinta statica + sismica dovuta al terreno presente al di sopra del plinto di fondazione, assunto come solidale con la spalla.

E' stata effettuata un'analisi pseudostatica, come previsto dalla Normativa.
Le grandezze utilizzate nel calcolo sono riassunte di seguito:

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: spalla A

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : spalla A

Altezza paraghiaia (m) h1 1.64 Angolo attrito interno φ° 30
 Spessore paraghiaia (m) s1 0.3 Ang. attrito terra-muro δ° 0
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione φ_f° 30
 Altezza parete (m) h2 5.4 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 19
 Spessore in testa (m) s2 1.2 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 1.2 Dati Sisma K_v 0.0187 K_h 0.0374
 Altezza fondazione (m) h3 1.2 N° lati terreno 1
 Sbalzo fond. contro terra L1 2.8
 Larghezza totale fond. L2 7.2

Impalcato
 Ni 18831 dN 0
 Vi 2322 kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	20	0	15

Calcolo Visualizza

Parete

St 211.9 kN
 Sq 64.81 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M 29 697 kNm
 N 17 105 kN
 V 3 760 kN

Fondazione

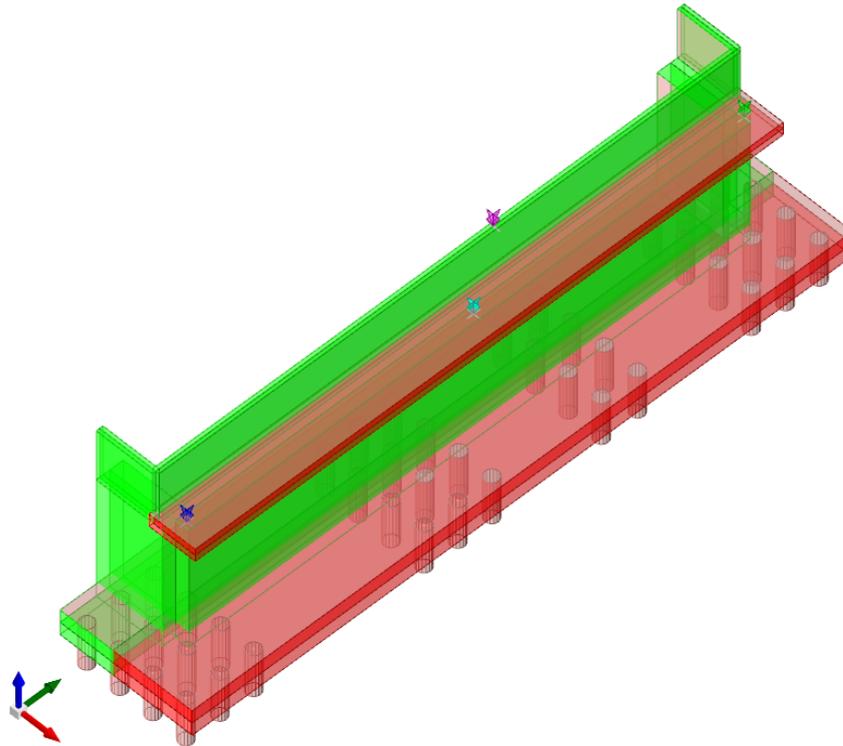
Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St	290.3 ?1	St	263.9 ?1	St	263.9 ?1
Sq	75.85	Sq	65.74	Sq	65.74
Ss	0	Ss	0	Ss	0
Si	0	Si	0	Si	0
Mr	24 098	V	3 348	M	27 587
Ms	57 489	N	19 596	N	19 596
Ms/Mr	2.386	c. scor.	2.703	V	3 348

Sbalzi Fondazione

M valle 22 730
 M monte 641.9

$\sigma_{t, valle}$ 4.469 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0
 % comp. 60.90

Verifiche più gravose



Modello FEM della spalla

A. VERIFICA DEL MURO FRONTALE DELLA SPALLA

Dall'analisi statica lineare della spalla si ricavano le sollecitazioni massime.

L'armatura disposta è composta da barre verticali diam.20mm passo 20cm, staffe diam.12mm a 4 braccia passo 20cm, ganci diam.12mm maglia 20x20cm.

XIII. VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

La platea su pali viene armata con due strati di barre diam.20mm superiori e due strati di barre diam.20mm inferiori passo 20cm, in entrambe le direzioni principali, più barre diam.24mm superiori e inferiori passo 15cm di lunghezza 200cm in asse e trasversali ai muri della spalla.

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
892	X	100	120	42.85	8.5	44.59	8.5	SLU 2	15491403	0	18532787	0	1.1963	Si
567	X	100	120	47.38	8.5	47.38	8.5	SLU 2	15390125	0	19648605	0	1.2767	Si

Verifiche SLU EX flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
678	X	50	120	7.85	8	7.85	8	SLU EX 2	-1917347	0	-3991253	0	2.0817	Si
700	X	50	120	7.85	8	7.85	8	SLU EX 2	-1769284	0	-3991253	0	2.2559	Si
646	X	50	120	7.85	8	7.85	8	SLU EX 2	1620629	0	3991253	0	2.4628	Si
645	X	100	120	20.23	8.4	15.71	8	SLU EX 2	3056773	0	8068098	0	2.6394	Si
636	X	50	120	7.85	8	7.85	8	SLU EX 2	1501763	0	3991253	0	2.6577	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
572	Y	100	120	45.26	6.1	45.36	6.1	SLD 1	15602514	0	18564930	0	1.1899	Si
706	Y	100	120	15.71	6	15.71	6	SLD 1	-4575198	0	-6659594	0	1.4556	Si
587	Y	100	120	15.71	6	15.71	6	SLD 1	-4453003	0	-6659594	0	1.4955	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
567	Y	100	120	47.38	6.1	44.86	6.1	SLE RA 2	11295952	0	-53.8	249	15	Si
892	Y	100	120	51.9	6.1	52.02	6.1	SLE RA 2	11857834	0	-52.8	249	15	Si
567	Y	100	120	47.38	6.1	44.86	6.1	SLE QP 1	6802176	0	-32.4	186.8	15	Si
892	Y	100	120	51.9	6.1	52.02	6.1	SLE QP 1	6390028	0	-28.4	186.8	15	Si
892	X	100	120	42.85	8.5	44.59	8.5	SLE RA 2	10136652	0	-34.1	249	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
567	Y	100	120	47.38	6.1	44.86	6.1	SLE RA 2	11295952	0	2395.7	3600	15	Si

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
892	Y	100	120	51.9	6.1	52.02	6.1	SLE RA 2	11857834	0	2176.8	3600	15	Si
892	X	100	120	42.85	8.5	44.59	8.5	SLE RA 2	10136652	0	438.1	3600	15	Si
891	X	100	120	42.85	8.5	44.59	8.5	SLE RA 2	9590253	0	414.5	3600	15	Si
572	Y	100	120	45.26	6.1	45.36	6.1	SLE RA 2	9184619	0	405.5	3600	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	esm	Δ_{max}	Wd	Es/Ec	Verifica
567	Y	100	120	47.38	6.1	44.86	6.1	SLE FR 2	9062982	0	0.00059	29.8	0.0176	15	Si
567	Y	100	120	47.38	6.1	44.86	6.1	SLE QP 1	6802176	0	0.00042	29.8	0.0125	15	Si
892	Y	100	120	51.9	6.1	52.02	6.1	SLE FR 2	9110503	0	0.0005	28.2	0.0141	15	Si
892	Y	100	120	51.9	6.1	52.02	6.1	SLE QP 1	6390028	0	0.00034	28.2	0.0096	15	Si

La verifica a punzonamento è soddisfatta per tutti i pali.

XIV. Calcolo delle armature dei pali di fondazione

A. Calcolo della portata dei pali di fondazione

DATI DI INGRESSO

D	di diametro del palo	0.60	[m]	FS	coeff. sicurezza	1.96	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	22.00	[m]	γ_{RB}	coeff. γ_R Base	1.15	[-]
z_w	profondità della falda dal p.c.	1.00	[m]	γ_{RLc}	coeff. γ_R Laterale compressione	1.15	[-]
f_{cd}	resistenza di calcolo del c.l.s.	13.20	[Mpa]	γ_{RT}	coeff. γ_R Totale	1.15	[-]
				γ_{RLt}	coeff. γ_R Laterale trazione	1.25	[-]
				ζ	fattore di correlazione	1.70	[-]
				FS _{base}	coeff. sicurezza portata di base	1.96	[-]
				FS _{lat. com.}	coeff. sicurezza laterale compressione	1.96	[-]
				FS _{lat. tra.}	coeff. sicurezza laterale trazione	2.13	[-]

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_i [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	limo argilloso	1.50	1.50	18.50	8.50		3.00	0.50		0.00	0.00
2	argilla limosa	5.50	7.00	18.50	8.50		34.00	0.50		0.00	0.00
3	argilla limosa	13.00	20.00	19.00	9.00			0.50	45.00	0.54	24.30
4	argilla limosa	2.00	22.00	18.50	8.50		29.00	0.50		0.00	0.00
5											
6											
7											
8											
9											

Congruenza dei dati

Congruenza sulla lunghezza: OK
 Congruenza sulla stratigrafia: OK

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berezantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_i [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
4		2.00	22.00	18.50	8.50	0.00	29.00	0.50	0.00	0.00	0.00

ϕ' [°]	L/D	$N_{q,1}$ [L/D=50]	$N_{q,2}$ [L/D=20]	$N_{q,3}$ [L/D=10]	$N_{q,4}$ [L/D=5]	N^*_{q1} [50-20]	N^*_{q2} [20-10]	N^*_{q3} [10-5]	N_q
34.50	36.67	41.74	53.02	64.17	81.96	46.75	0.00	0.00	46.75

A_b	Area della base del palo	0.28	[m ²]	ϕ	26	30	34	37	40
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	193.5	[kPa]	B_c	20.00	33.00	63.00	104.00	186.00
$N_{q=ubk}$	Coeff. di pressione geostatica	46.75							
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]	H/D	26	30	34	37	40
N_c	Coeff. di coesione	0		5.00	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85
				10.00	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	2557.92	[kN]	15.00	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	1308.40	[kN]	20.00	0.49	0.57	0.65	0.71	0.75
				25.00	0.44	0.53	0.63	0.70	0.74

Tabella per il calcolo di B_c

Tabella per il calcolo di σ_v

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		c_a	s	escl.	$s = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan \phi$
$\sigma_{h,1}$	tensione laterale strato 1°	0	12.75	6.375	3.1875	[kPa]	12.50	0	
$\sigma_{h,2}$	tensione laterale strato 2°	12.75	59.5	36.125	18.0625	[kPa]	0.00	1	12.18
$\sigma_{h,3}$	tensione laterale strato 3°	59.5	176.5	118	59	[kPa]	24.30	1	24.30
$\sigma_{h,4}$	tensione laterale strato 4°	176.5	193.5	185	92.5	[kPa]	0.00	1	51.27
$\sigma_{h,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	1	0.00
$\sigma_{h,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	1	0.00
$\sigma_{h,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	1	0.00
$\sigma_{h,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	1	0.00
$\sigma_{h,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	1	0.00

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	915.06	[kN]	Peso proprio palo	155.51	[kN]	<input type="checkbox"/>	tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{l,amm}$	Portata amm. Laterale compressione	468.06	[kN]				<input checked="" type="checkbox"/>	non tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{l,amm}$	Portata amm. Laterale trazione	430.62	[kN]					

PORTATA TOTALE LIMITE	3473	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE SLU compr.	1776	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE SLU traz.	431	[kN]

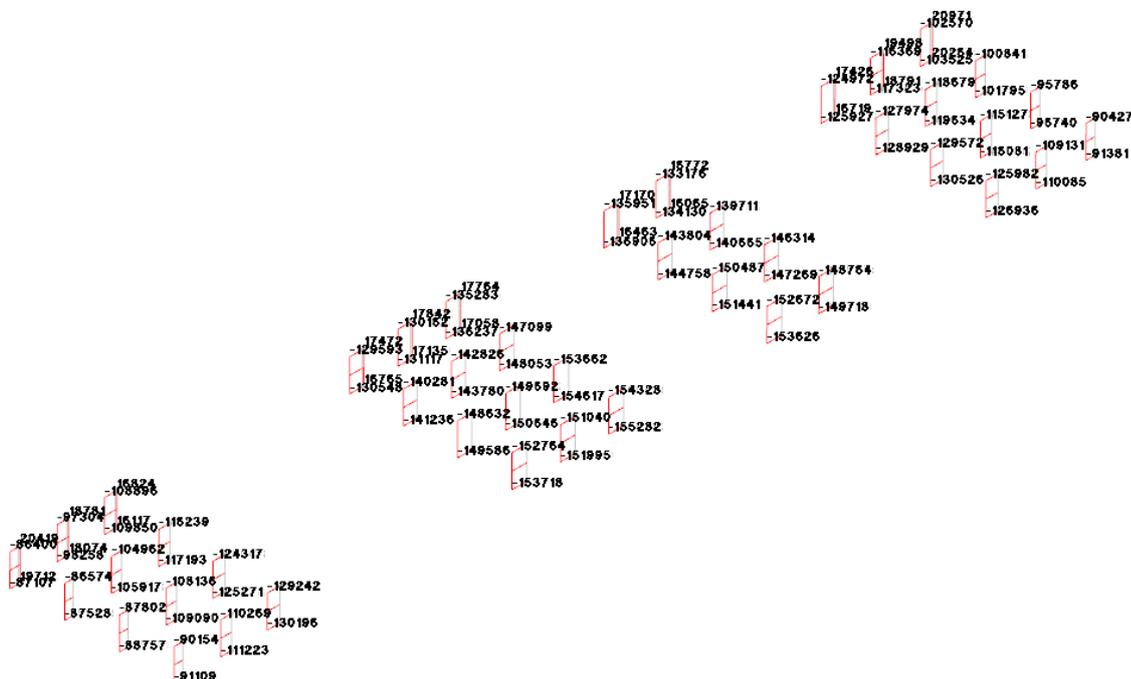
EFFETTO DI GRUPPO SULLE PORTATE - protocollo di Converse Labarre * per interassi minori di 3xD

m	numero di file di pali	3	
n	numero di pali per fila	4	
i	interasse fra i pali	2	[m]
E	fattore di efficienza	1.00	
N	numero pali totali	12	

PORTATA TOTALE LIMITE DI GRUPPO SLU	41676	[kN]
PORTATA TOT. AMM. DI GRUPPO SLU compr.	21318	[kN]
PORTATA TOT. AMM. DI GRUPPO SLU traz.	5167	[kN]
PORTATA AMMISSIBILE PER PALO SLU compr.	1776	[kN]
PORTATA AMMISSIBILE PER PALO SLU traz.	431	[kN]

B. Verifica dei pali di fondazione

Negli elaborati grafici vengono indicate le armature che verificano i pali di fondazione nelle combinazioni di carico più gravose. Il carico massimo sui pali vale 1546 kN.



Aggiornamento del Progetto di fattibilità tecnica delle opere di raddoppio della rampa di uscita dalla A4 direzione Milano al Casello di Padova Est

Relazione Tecnica di Calcolo Strutturale

Studio di Fattibilità

Verifiche a pressoflessione

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	As	Cop.	N	M	Mu	SmidFed	MultM	Comb.	C.S.	Verifica
0	-	-	-795.44	230	66.99	6	-145672	3279010	7369239			SLU 2	2.25	Si
0	-	-	-795.44	230	66.99	6	-42710	294466	4507808			SLU EX 2	15.31	Si
0	-	-	-795.44	230	66.99	6	-113679	3023038	5880798			SLD 1	1.95	Si
0	-	-	-795.44	230	66.99	6	-117724	3160649	5883943			SLV 1	1.86	Si
-231	-	-	-795.44	230	34.56	6	-129913	405905	5126765			SLU 2	3.39	Si
-231	-	-	-795.44	230	34.56	6	-38248	197060	3942960			SLU EX 2	14.48	Si
-231	-	-	-795.44	230	34.56	6	-101367	349833	4554439			SLD 1	3.32	Si
-231	-	-	-795.44	230	34.56	6	-104964	360704	4559904			SLV 1	3.19	Si
-461	-	-	-795.44	230	34.56	6	-115126	563206	1115575			SLU 2	5.77	Si
-461	-	-	-795.44	230	34.56	6	-34072	80518	2920598			SLU EX 2	18.56	Si
-461	-	-	-795.44	230	34.56	6	-89814	536543	1462329			SLD 1	7.4	Si
-461	-	-	-795.44	230	34.56	6	-92990	566654	1543734			SLV 1	7.15	Si
-692	-	-	-795.44	230	34.56	6	-101198	552472	3698985			SLU 2	5.66	Si
-692	-	-	-795.44	230	34.56	6	-30149	12517	1369131			SLU EX 2	22.04	Si
-692	-	-	-795.44	230	34.56	6	-78931	517443	3712031			SLD 1	6	Si
-692	-	-	-795.44	230	34.56	6	-81711	543458	3748411			SLV 1	5.75	Si
-922	-	-	-795.44	230	34.56	6	-73301	280729	2682949			SLU 2	8.88	Si
-922	-	-	-795.44	230	34.56	6	-21306	12434	385934			SLU EX 2	31.19	Si
-922	-	-	-795.44	230	34.56	6	-57219	260624	2751774			SLD 1	9.8	Si
-922	-	-	-795.44	230	34.56	6	-59265	273016	2773972			SLV 1	9.43	Si
-1268	-	-	-795.44	230	34.56	6	-62433	22748	1149339			SLU 2	10.64	Si
-1268	-	-	-795.44	230	34.56	6	-18775	9091	466750			SLU EX 2	35.39	Si
-1268	-	-	-795.44	230	34.56	6	-48680	19920	1352220			SLD 1	13.65	Si
-1268	-	-	-795.44	230	34.56	6	-50384	20591	1364147			SLV 1	13.19	Si
-1498	-	-	-795.44	230	34.56	6	-50929	25758	87828			SLU 2	13.05	Si
-1498	-	-	-795.44	230	34.56	6	-15566	3632	355020			SLU EX 2	42.69	Si
-1498	-	-	-795.44	230	34.56	6	-39687	24532	81625			SLD 1	16.74	Si
-1498	-	-	-795.44	230	34.56	6	-41062	25906	81245			SLV 1	16.18	Si
-1729	-	-	-795.44	230	34.56	6	-26760	21388	578009			SLU 2	24.83	Si
-1729	-	-	-795.44	230	34.56	6	-7827	776	76949			SLU EX 2	84.89	Si
-1729	-	-	-795.44	230	34.56	6	-20884	20076	695452			SLD 1	31.82	Si
-1729	-	-	-795.44	230	34.56	6	-21628	21099	705850			SLV 1	30.72	Si
-1959	-	-	-795.44	230	34.56	6	-16125	7182	421184			SLU 2	41.21	Si
-1959	-	-	-795.44	230	34.56	6	-4879	100	19383			SLU EX 2	136.19	Si
-1959	-	-	-795.44	230	34.56	6	-12571	6704	504367			SLD 1	52.86	Si
-1959	-	-	-795.44	230	34.56	6	-13009	7034	511367			SLV 1	51.08	Si
-2190	-	-	-795.44	230	3.47	6	-5615	0	0			SLU 2	96.67	Si
-2190	-	-	-795.44	230	3.47	6	-1969	0	0			SLU EX 2	275.66	Si
-2190	-	-	-795.44	230	3.47	6	-4353	0	0			SLD 1	124.68	Si
-2190	-	-	-795.44	230	3.47	6	-4489	0	0			SLV 1	120.91	Si

Verifiche delle tensioni nella famiglia Rara

Tensione limite del calcestruzzo: 249

Tensione limite dell'acciaio: 3600

Coefficiente di omogeneizzazione impiegato: Es / Ec = 5.8

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Mx	My	N	Comb.	Sc,max	Mx	My	N	Comb.	Sf,max	Verifica
0	-	-	-795.44	230	-171834	516973	-70364	SLE RA 2	-44	-112201	283572	-42765	SLE RA 1	-20.2	Si
-231	-	-	-795.44	230	-57282	213873	-62843	SLE RA 2	-37.5	-35985	194806	-38298	SLE RA 1	-17.8	Si
-461	-	-	-795.44	230	263	32735	-55793	SLE RA 2	-24.4	1316	80504	-34116	SLE RA 1	-33.8	Si
-692	-	-	-795.44	230	15647	-31807	-49157	SLE RA 2	-16.8	10738	11038	-30187	SLE RA 1	-45.4	Si
-922	-	-	-795.44	230	11780	-32073	-35300	SLE RA 2	-13.3	7807	-11312	-21335	SLE RA 1	-38.2	Si
-1268	-	-	-795.44	230	2774	-10168	-30428	SLE RA 2	-11	1749	-8978	-18798	SLE RA 1	-33.4	Si
-1498	-	-	-795.44	230	-23	-1450	-24965	SLE RA 2	-8.7	-67	-3631	-15584	SLE RA 1	-28.3	Si
-1729	-	-	-795.44	230	-532	925	-12915	SLE RA 2	-4.3	-370	-753	-7838	SLE RA 1	-14.9	Si
-1959	-	-	-795.44	230	-241	568	-7876	SLE RA 2	-2.7	-162	21	-4885	SLE RA 1	-9.3	Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-2898	SLE RA 2	-1	0	0	-1971	SLE RA 1	-4	Si

Verifiche delle tensioni nella famiglia Quasi permanenti

Tensione limite del calcestruzzo: 186.8

Coefficiente di omogeneizzazione impiegato: Es * (1 + φ) / Ec = 5.8

Coefficiente di viscosità: φ = 0

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Mx	My	N	Comb.	Fess	Wka,mm	Wk,mm	Sm,cm	Verifica
0	-	-	-795.44	230	-79299	283588	-42710	SLE QP 1	-25.3				Si
-231	-	-	-795.44	230	-29942	194772	-38248	SLE QP 1	-24.6				Si
-461	-	-	-795.44	230	-2710	80473	-34072	SLE QP 1	-18.2				Si
-692	-	-	-795.44	230	5932	11022	-30149	SLE QP 1	-12.7				Si
-922	-	-	-795.44	230	5152	-11317	-21306	SLE QP 1	-7.6				Si
-1268	-	-	-795.44	230	1434	-8977	-18775	SLE QP 1	-6.8				Si
-1498	-	-	-795.44	230	118	-3630	-15566	SLE QP 1	-5.5				Si
-1729	-	-	-795.44	230	-188	-753	-7827	SLE QP 1	-2.6				Si
-1959	-	-	-795.44	230	-98	21	-4879	SLE QP 1	-1.6				Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-1969	SLE QP 1	-0.7				Si

Verifiche delle fessure nella famiglia Esercizio frequente

Valore limite di controllo: 0.4 mm

Coefficiente di omogeneizzazione impiegato: Es / Ec = 5.8

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Mx	My	N	Comb.	Fess	Wka,mm	Wk,mm	Sm,cm	Verifica
0	-	-	-795.44	230	-79299	283588	-42710	SLE FR 1	no				Si
-231	-	-	-795.44	230	-29942	194772	-38248	SLE FR 1	no				Si
-461	-	-	-795.44	230	-2710	80473	-34072	SLE FR 1	no				Si
-692	-	-	-795.44	230	5932	11022	-30149	SLE FR 1	no				Si
-922	-	-	-795.44	230	5152	-11317	-21306	SLE FR 1	no				Si
-1268	-	-	-795.44	230	1434	-8977	-18775	SLE FR 1	no				Si
-1498	-	-	-795.44	230	118	-3630	-15566	SLE FR 1	no				Si
-1729	-	-	-795.44	230	-188	-753	-7827	SLE FR 1	no				Si
-1959	-	-	-795.44	230	-98	21	-4879	SLE FR 1	no				Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-1969	SLE FR 1	no				Si

Verifiche delle fessure nella famiglia Esercizio quasi permanente

Valore limite di controllo: 0.3 mm

Coefficiente di omogeneizzazione impiegato: Es * (1 + φ) / Ec = 5.8

Coefficiente di viscosità: φ = 0

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Mx	My	N	Comb.	Fess	Wka,mm	Wk,mm	Sm,cm	Verifica
0	-	-	-795.44	230	-79299	283588	-42710	SLE QP 1	no				Si
-231	-	-	-795.44	230	-29942	194772	-38248	SLE QP 1	no				Si
-461	-	-	-795.44	230	-2710	80473	-34072	SLE QP 1	no				Si

Aggiornamento del Progetto di fattibilità tecnica delle opere di raddoppio della rampa di uscita dalla A4 direzione Milano al Casello di Padova Est

Relazione Tecnica di Calcolo Strutturale

Studio di Fattibilità

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Mx	My	N	Comb.	Fess	Wka,mm	Wk,mm	Sm,cm	Verifica
-692	-	-	-795.44	230	5932	11022	-30149	SLE QP 1	no				Si
-922	-	-	-795.44	230	5152	-11317	-21306	SLE QP 1	no				Si
-1268	-	-	-795.44	230	1434	-8977	-18775	SLE QP 1	no				Si
-1498	-	-	-795.44	230	118	-3630	-15566	SLE QP 1	no				Si
-1729	-	-	-795.44	230	-188	-753	-7827	SLE QP 1	no				Si
-1959	-	-	-795.44	230	-98	21	-4879	SLE QP 1	no				Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-1969	SLE QP 1	no				Si

Verifiche a taglio

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	N	MultT	Vrd.4.1.14	VRsd.4.1.18	VRcd.4.1.19	Cotg	Comb.	C.S.	Verifica
0	-	-	-795.44	230	17164	729	-119700		27928	8699	156619	1	SLU 6	1.63	Si
0	-	-	-795.44	230	167	256	-42710		17683	10004	207613	1	SLU EX 2	57.94	Si
0	-	-	-795.44	230	16490	372	-113679		27127	8699	155417	1	SLD 1	1.64	Si
0	-	-	-795.44	230	17241	1453	-117724		27665	8699	156224	1	SLV 1	1.6	Si
-231	-	-	-795.44	230	8279	461	-105799		26079	8699	153844	1	SLU 6	3.14	Si
-231	-	-	-795.44	230	553	182	-37326		16966	10004	206539	1	SLU EX 2	29.16	Si
-231	-	-	-795.44	230	7846	242	-100444		25366	8699	152775	1	SLD 1	3.23	Si
-231	-	-	-795.44	230	8175	801	-104041		25845	8699	153493	1	SLV 1	3.15	Si
-461	-	-	-795.44	230	2303	202	-93404		24429	8699	151370	1	SLU 6	10.57	Si
-461	-	-	-795.44	230	471	90	-32934		16382	10004	205662	1	SLU EX 2	34.14	Si
-461	-	-	-795.44	230	2109	109	-88675		23800	8699	150426	1	SLD 1	11.27	Si
-461	-	-	-795.44	230	2178	291	-91852		24222	8699	151060	1	SLV 1	11.02	Si
-692	-	-	-795.44	230	-617	13	-56832		19562	8699	144070	1	SLU paraghiaia	31.71	Si
-692	-	-	-795.44	230	267	27	-28795		15831	10004	204836	1	SLU EX 2	59.06	Si
-692	-	-	-795.44	230	-529	25	-77577		22323	8699	148210	1	SLD 1	42.16	Si
-692	-	-	-795.44	230	-569	17	-80357		22693	8699	148765	1	SLV 1	39.87	Si
-922	-	-	-795.44	230	-941	-36	-60109		19998	8699	144724	1	SLU 6	21.24	Si
-922	-	-	-795.44	230	9	-12	-21150		14814	10004	203310	1	SLU EX 2	1018.23	Si
-922	-	-	-795.44	230	-908	-18	-57062		19593	8699	144116	1	SLD 1	21.57	Si
-922	-	-	-795.44	230	-950	-76	-59109		19865	8699	144524	1	SLV 1	20.84	Si
-1268	-	-	-795.44	230	-495	-25	-50030		18657	8699	142712	1	SLU 6	37.64	Si
-1268	-	-	-795.44	230	-23	-10	-17588		14340	10004	202599	1	SLU EX 2	576.09	Si
-1268	-	-	-795.44	230	-471	-13	-47493		18319	8699	142205	1	SLD 1	38.85	Si
-1268	-	-	-795.44	230	-492	-46	-49197		18546	8699	142546	1	SLV 1	37.55	Si
-1498	-	-	-795.44	230	-159	-12	-40331		17366	8699	140776	1	SLU 6	109.17	Si
-1498	-	-	-795.44	230	-23	-5	-14163		13884	10004	201915	1	SLU EX 2	583.79	Si
-1498	-	-	-795.44	230	-147	-6	-38285		17094	8699	140367	1	SLD 1	115.86	Si
-1498	-	-	-795.44	230	-153	-18	-39660		17277	8699	140642	1	SLV 1	112.26	Si
-1729	-	-	-795.44	230	63	1	-21787		14899	8699	137074	1	SLU 6	236.99	Si
-1729	-	-	-795.44	230	-5	0	-7623		13014	10004	200610	1	SLU EX 2	2841.13	Si
-1729	-	-	-795.44	230	62	1	-20680		14751	8699	136853	1	SLD 1	239.53	Si
-1729	-	-	-795.44	230	65	4	-21424		14850	8699	137002	1	SLV 1	229.09	Si
-1959	-	-	-795.44	230	51	2	-15558		14070	8699	135831	1	SLU 2	275.3	Si
-1959	-	-	-795.44	230	0	1	-4458		12593	10004	199978	1	SLU EX 2	17696.39	Si
-1959	-	-	-795.44	230	48	1	-12150		13616	8699	135151	1	SLD 1	285.4	Si
-1959	-	-	-795.44	230	50	4	-12589		13675	8699	135238	1	SLV 1	273.17	Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-3312		12569	8825	135318	1	SLU 1	100	Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-1333		12302	10148	202241	1	SLU EX 2	100	Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-3717		12623	8825	135400	1	SLD 1	100	Si
-2190	-	-	-795.44	230	0	0	-3853		12642	8825	135428	1	SLV 1	100	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 15550.9 * 1.35

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	-795.44	230	1.15	1.15	43210	134844		SLU 2	lungo	-145672	-166665	178054	1.07	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU EX

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 15550.9 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	-795.44	230	1	1	49692	155071		SLU EX 2	lungo	-42710	-58261	204762	3.51	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 15550.9 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	-795.44	230	1.15	1.15	43210	134844		SLD 1	lungo	-113679	-129230	178054	1.38	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 15550.9 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	-795.44	230	1.15	1.15	43210	134844		SLV 1	lungo	-117724	-133274	178054	1.34	Si

Il Progettista delle strutture