

**AUTOSTRADA A2 "MEDITERRANEA"
COLLEGAMENTO PORTO GIOIA TAURO GATE SUD CON
AUTOSTRADA A2 - LOTTO 1 E LOTTO 2**

DG 54/17 LOTTO 1

COD. UC165

PROGETTO DEFINITIVO

COD. UC167

GRUPPO DI PROGETTAZIONE: R.T.I.: INTEGRA CONSORZIO STABILE (capogruppo mandataria)
Prometeoengineering.it S.r.l. - Dott. Geol. Andrea Rondinara

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Prof. Ing. Franco BRAGA (Integra Consorzio Stabile)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
Prof. Ing. Franco Braga

GEOLOGO:

Dott. Geol. A. CANESSA (Prometeoengineering.it S.r.l.)

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Alessandro Orsini (Integra Consorzio Stabile)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Giuseppe Danilo Malgeri

Dott. Geol. Andrea Rondinara

**OPERE D'ARTE
OPERE D'ARTE MAGGIORI
Cavalcavia su A2 CV.01
Relazione di calcolo - Spalle**

CODICE PROGETTO

PROGETTO
DPUC0165
DPUC0167

LIV. PROG. N. PROG.

D

21

NOME FILE

T00CV01STRRE03A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB.

T00CV01STRRE03

A

A

EMISSIONE

Settembre 2022

Petrucci

Orsini

Braga

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**UC165 – UC167 AUTOSTRADA A2 “MEDITERRANEA”
COLLEGAMENTO GATE SUD PORTO GIOIA TAURO CON AUTOSTRADA A2
LOTTI 1 E 2**

**CAVALCAVIA SU A2
RELAZIONE DI CALCOLO - SPALLE**

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
2.1	Normative e istruzioni	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	5
4	PARAMETRI GEOTECNICI	5
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE	6
5.1	Geometria delle spalle	6
6	ANALISI DEI CARICHI	7
6.1	Carichi permanenti strutturali (g1) e non strutturali (g2)	7
6.2	Azioni variabili da traffico	7
6.2.1	Schema di carico 1	7
6.2.2	Schemi di carico adottati	8
6.2.3	Effetti dinamici	9
6.3	Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q3.....	9
6.4	Azioni dovute alla forza centrifuga q ₅	9
6.5	Riepilogo delle azioni del traffico dell'impalcato	9
6.6	Azione dovuta al vento.....	10
6.7	Azione sismica	13
6.7.1	Vita Nominale	13
6.7.2	Classe d'uso	13
6.7.3	Periodo di riferimento.....	14
6.7.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	14
6.7.5	Caratterizzazione sismica del terreno	14
6.7.6	Parametri sismici di calcolo.....	16
6.7.7	Sintesi risultati dell'analisi di Risposta Sismica Locale.....	21
6.8	Spinta statica del terreno	30
6.9	Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente	31
6.10	Sovraspinta sismica	31
6.11	Forze di inerzia	35
7	COMBINAZIONI DI CARICO	36
8	CRITERI DI VERIFICA SLU E SLV	38
8.1	Verifiche elementi in C.a.	38
8.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione	38
8.3	Verifiche per gli stati limite a taglio.....	38
9	CRITERI DI VERIFICA CONDIZIONI DI ESERCIZIO	39
9.1	Verifiche SLE	39
9.1.1	Stato limite di formazione delle fessure	39
9.1.2	Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio.....	39
10	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SPALLA	40
10.1	Muro paraghiaia	40
10.1.1	Sollecitazioni.....	40
10.1.2	Sintesi armatura disposte	41
10.1.3	Verifiche SLV	42
10.1.4	Verifiche SLU.....	45
10.1.5	Verifiche SLE	47
10.2	Muro di testata	48
10.2.1	Sollecitazioni.....	48

10.2.2	Sintesi armatura disposte	49
10.2.3	Verifiche SLV	50
10.2.4	Verifiche SLU	53
10.2.5	Verifiche SLE	55
10.3	Muri andatori	56
10.3.1	Sollecitazioni	56
10.3.2	Sintesi armatura disposte	57
10.3.3	Verifiche SLV	58
10.3.4	Verifiche SLU	61
10.3.5	Verifiche SLE	63

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento della spalla del nuovo Cavalcavia presente sul lotto 2 del nuovo Collegamento tra il Gate Porto di Gioia Tauro e l'Autostrada A2.

Per tutti i dettagli sull'opera si rimanda alla visione degli elaborati grafici e della “Relazione descrittiva” Doc. T00CV01STRRE01.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e istruzioni

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D. M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- D.M. 17 gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni” con la relativa circolare applicativa del 21 gennaio 2019 n. 7 - “Istruzione per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n.35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee ed al sistema degli eurocodici, ed in particolare:

- UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0 - “Criteri generali di progettazione strutturale” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1 - “Azioni sulle strutture - Pesì per unità di volume; pesì propri e sovraccarichi per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - “Azioni in generale - Azioni del vento” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - “Azioni in generale - Azioni termiche” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2 - “Carichi da traffico sui ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1 - “Progettazione geotecnica - Regole generali” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” con il relativo NAD del 25.02.2011.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- UNI EN 206:2016 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"; • UNI 11104:2016 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206";
- UNI EN 10080:2005 - "Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità";
- Normativa antisismica: L. 2.2.74 n.64; D.M. 24.1.86;
- Norme per le costruzioni dei ponti: D.M. 2.8.80; Circolare n. 20977 dell'11.11.80 Min. LL. PP;

Sono infine state recepite le indicazioni contenute nei seguenti quaderni tecnici ANAS:

- Quaderni tecnici ANAS per la salvaguardia delle infrastrutture:
 - o Volume I – Quaderno 1 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
 - o Volume I – Quaderno 2 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio
 - o Volume I – Quaderno 3 - Definizione del piano delle indagini
 - o Volume I – Quaderno 4 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte
 - o Volume II – Quaderno 5 - Interventi di rifacimento dei cordoli con calcestruzzo fibrorinforzato
 - o Volume II – Quaderno 6 - Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati
 - o Volume II – Quaderno 7 - Interventi locali sugli appoggi
 - o Volume II – Quaderno 8 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per tutti i dettagli sui materiali impiegati si rimanda alla “Relazione sui materiali” T00CV01STRRE02.

4 PARAMETRI GEOTECNICI

I terreni interessati dall'opera sono di tipo incoerente, con prevalenza di sabbie. Per maggiori dettagli si rimanda alla “Relazione geotecnica generale” (T00GE00GETRE01).

Nei calcoli che seguono si sono assunti i seguenti parametri meccanici:

- $\gamma = 20$;
- $\varphi = 35^\circ$.

La falda non è stata rinvenuta nelle indagini geognostiche eseguite in sito.

Per il rilevato a monte sono stati assunti i seguenti parametri:

- $\gamma = 19$;
- $\varphi = 35^\circ$.

5 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

5.1 Geometria delle spalle

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della spalla:

H testata	Altezza del muro di testata	5.00	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.50	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.50	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.80	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.50	m
L testata	Larghezza del muro di testata	10.40	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	10.40	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	84.00	m ²
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.00	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2	

L monte	Lunghezza della mensola di monte	11.20	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.50	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	16.50	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.50	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2.00	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1.00	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0.00	°
h baggioli	Altezza baggioli	0.20	m

Caratteristiche del terreno del rilevato a tergo della spalla:

φ'	Angolo d'attrito interno del terreno	35	°
γφ' M1	Coefficiente parziale per tanφ' per la combinazioni M1	1	
γ	Peso specifico del terreno	19	kN/m ³
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	7.5	m

6 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riporta l'analisi dei carichi eseguita sulla spalla e la convenzione utilizzata per le sollecitazioni e relativi segni.

Le N sono positive se dirette verso il basso, il taglio e il momento longitudinale sono positivi se diretti verso il ponte.

6.1 Carichi permanenti strutturali (g1) e non strutturali (g2)

I carichi permanenti strutturali comprendono il peso proprio degli elementi strutturali, sia della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25 kN/mc) che dell'impalcato.

I carichi permanenti strutturali comprendono il peso proprio degli elementi non strutturali:

- peso del terreno tra i muri andatori;
- carico dei permanenti non strutturali dell'impalcato (nero, barriere, velette, rete).

Il carico permanente strutturale proveniente dall'impalcato adottato per la verifica della spalla risulta pari a **1371.38 kN**.

Tale valore è stato determinato tramite un modello di calcolo agli elementi finiti considerando l'intero impalcato, tenendo conto dello schema di vincolo dell'impalcato. Per i dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato (documento T00CV01STRRE05).

Per il terreno a tergo della spalla è stato considerato un peso specifico di 19 kN/m³ e un angolo di attrito di 35° (rilevato stradale).

6.2 Azioni variabili da traffico

Il viadotto è classificato di 1^a categoria, ossia per il transito dei carichi mobili in seguito descritti con il loro intero valore.

I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico. Si considera il seguente schema di carico:

- 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.

6.2.1 Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico stradale e risulta costituito da:

- due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- carico distribuito di 9.0 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata.

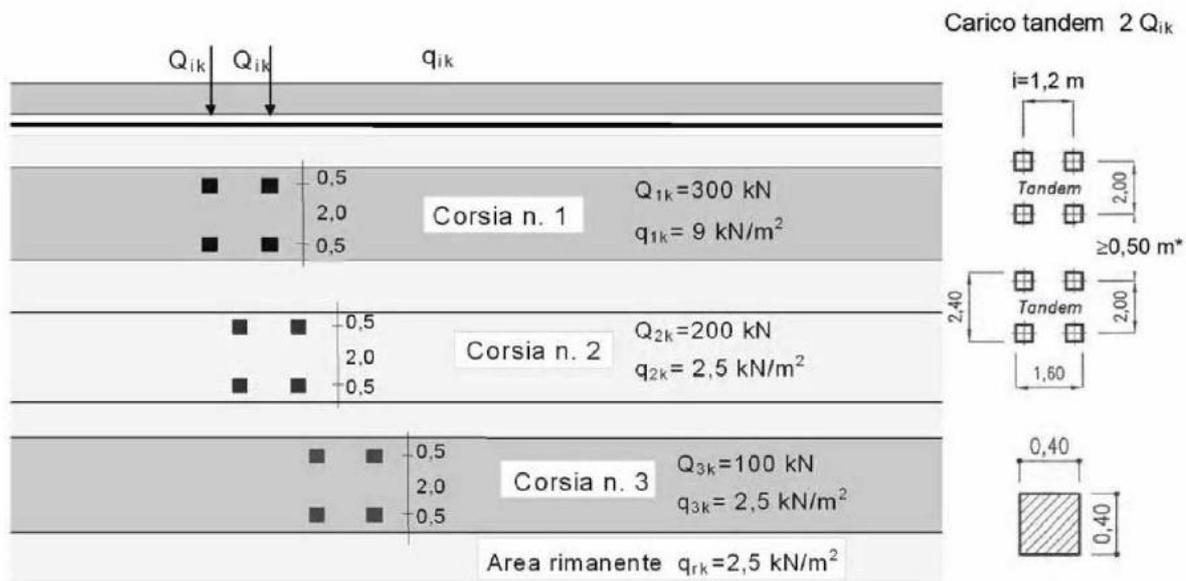


Figura 1 – Schema di carico 1

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1ª Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Nell'impalcato in esame sono state considerate n.3 colonne di carico.

6.2.2 Schemi di carico adottati

Gli schemi di carico 1 sono stati disposti sull'impalcato al fine di massimizzare le azioni sulla spalla.

In particolare:

- con la disposizione di n.3 colonne dello Schema di Carico 1 (vedi la figura al precedente paragrafo) è stata effettuata la massimizzazione dell'azione verticale e del momento longitudinale (in seguito Max N – NML);
- con la disposizione di n.1 colonna dello Schema di Carico 1 adiacente al cordolo è stata effettuata la massimizzazione del momento trasversale (in seguito Max M trasv – MTRA)

E' stato, inoltre, considerato il caso di ponte scarico.

Di seguito si riporta la distribuzione dei carichi considerati:

Ponte continuo	Carichi di superficie						Carichi Tandem		
	qfk	q1k	q2k	q3k	q4k	qfk	Q1k	Q2k	Q3k
	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN	kN	kN
Max N	0.00	9.00	2.50	2.50	2.50	0.00	300.00	200.00	100.00
Max M trasv	0.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	300.00	0.00	0.00
Ponte scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

dove:

- q_{fk} = carico folla distribuito sul marciapiede;
- q_{1k} = carico da traffico distribuito sulla prima corsia di carico;
- q_{2k} = carico da traffico distribuito sulla seconda corsia caricata;

- q_{3k} =carico da traffico distribuito sulla terza corsia caricata;
- Q_{1k} = carico tandem concentrato sulla prima corsia di carico;
- Q_{2k} = carico tandem concentrato sulla seconda corsia di carico;
- Q_{3k} = carico tandem concentrato sulla prima corsia di carico;

6.2.3 Effetti dinamici

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

6.3 Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q_3

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:

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

per i ponti di 1ª categoria, essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

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

Forza di frenamento par 5.1.3.5

q_3	423.32	kN
-------	--------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	10.40	m
h baggiolo	1.76	m
Luce asse giunto asse giunto	111.26	m

Sollecitazioni senza ψ

N	0.00	kN
Vx	423.32	kN
Vy	0.00	kN
My	745.05	kNm
Mx	0.00	kNm

Sollecitazioni con ψ

N	0.00	kN
Vx	390.16	kN
Vy	0.00	kN
My	686.68	kNm
Mx	0.00	kNm

6.4 Azioni dovute alla forza centrifuga q_5

Il viadotto in oggetto è in rettilineo e quindi non è stata considerata azione centrifuga.

6.5 Riepilogo delle azioni del traffico dell'impalcato

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza del traffico stradale vanno sempre combinati con le altre azioni, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella.

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						

Disposizione di carico 1a (Nmax): Schema di Carico 1 (n.3 colonne di carico)

Disposizione di carico 1b (Nmin/Mtrasv max): Schema di Carico 1 (n.1 colonne di carico)

Ai fini delle analisi da condurre gli effetti di frenatura sono stati considerati agenti in un unico verso.

6.6 Azione dovuta al vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento alle NTC-2018 e relativa circolare. In particolare, le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente.

1. Definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
2. Definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
3. Definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

Le analisi sono svolte considerando due condizioni di carico:

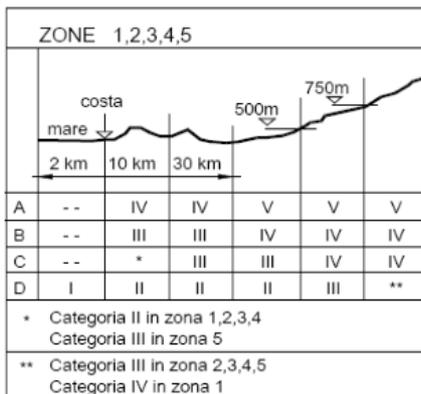
- 1) ponte scarico;
- 2) ponte carico.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all’elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.



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

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

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

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
$V_{b,0}$	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adim
As	29	m.l.m
ca	1.00	adim
V_b	28.00	m/s

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50	anni

cr	1.00	adim
Vr	28.02	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m ²

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Ct	1.00	adim
Ce	2.52	adim
Cd	1.00	adim
D/h	2.50	-
Sp	1.00	m _q
S	1.00	m _q
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m ²
P (trave isolata)	1.73	KN/m ²

Le azioni del vento e relativi momenti di trasporto al baricentro dell'impalcato sono riportati di seguito.

Ponte scarico

Nel caso di ponte scarico è stata considerata l'azione del vento agente su tutta l'altezza della rete protettiva per quanto riguarda il lato interno dell'impalcato, mentre sul lato esterno opposto, è stata considerata l'azione del vento su un'altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più quella della rete protettiva.

Vy	127.06	kN
Mx	242.35	kNm

Ponte carico

Nel caso di ponte carico è stata considerata l'azione del vento agente su tutta l'altezza della rete protettiva per quanto riguarda il lato interno dell'impalcato, mentre sul lato esterno opposto, è stata considerata l'azione del vento su un'altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più quella del carico, pari a 3m come riportato nelle NTC-2018.

Vy	167.10	kN
Mx	402.91	kNm

6.7 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto 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 nel D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

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_0 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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.7.1 Vita Nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale **$V_N = 50$ anni**.

6.7.2 Classe 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 così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d’uso tipo IV** con coefficiente d’uso **$C_U=2$** .

6.7.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.7.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{V_R} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

6.7.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.7.5.1 Categoria di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto nelle NTC-2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria B** (si vedano le indagini geofisiche effettuate, in particolare la Down Hole realizzata nel sondaggio S08_DH).

6.7.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata dall'opera in oggetto risulta classificabile come **T1**.

6.7.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC-2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s \cdot S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica nel caso in esame è pari a $S_T = 1$.

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,052$ e $C_c = 1,329$.

6.7.6 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

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, a "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 2 – Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_R 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 - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 3 – Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

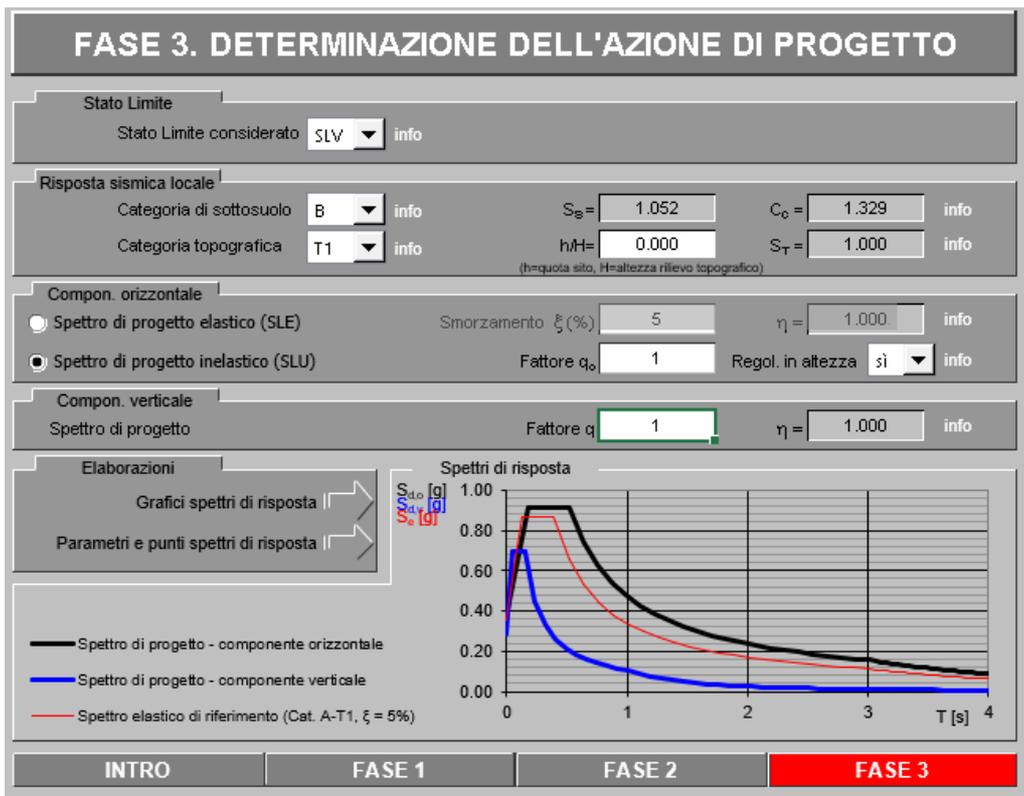
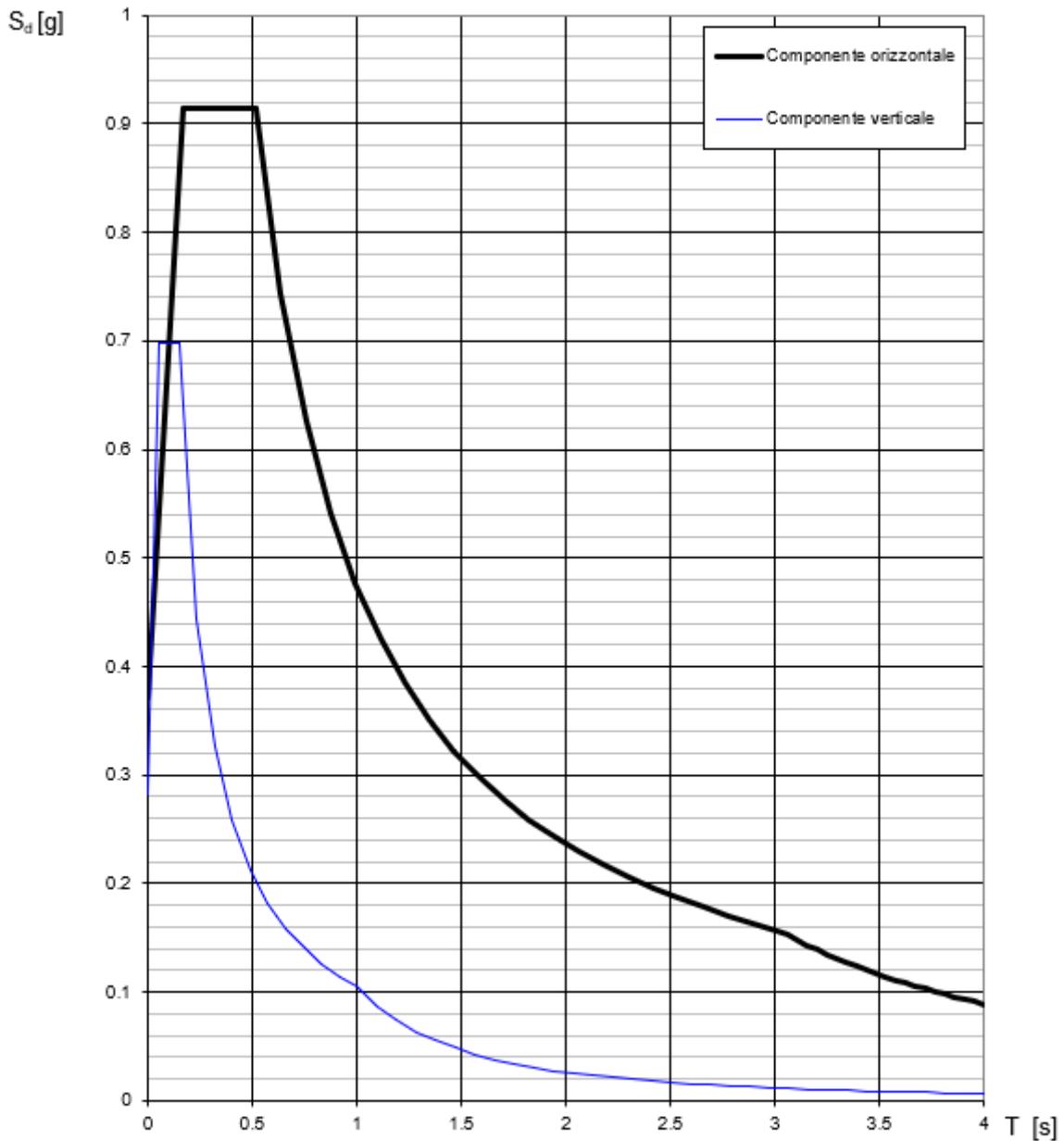


Figura 4 – Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 5 – Spettro elastico: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.353 g
F_g	2.465
T_c	0.389 s
S_S	1.052
C_c	1.329
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.052
η	1.000
T_B	0.172 s
T_c	0.517 s
T_D	3.011 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

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 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.371
T_B ←	0.172	0.915
T_c ←	0.517	0.915
	0.636	0.744
	0.755	0.627
	0.873	0.542
	0.992	0.477
	1.111	0.426
	1.230	0.385
	1.348	0.351
	1.467	0.322
	1.586	0.298
	1.705	0.277
	1.824	0.259
	1.942	0.244
	2.061	0.229
	2.180	0.217
	2.299	0.206
	2.417	0.196
	2.536	0.187
	2.655	0.178
	2.774	0.171
	2.893	0.164
T_D ←	3.011	0.157
	3.058	0.152
	3.106	0.148
	3.153	0.143
	3.200	0.139
	3.247	0.135
	3.294	0.131
	3.341	0.128
	3.388	0.124
	3.435	0.121
	3.482	0.117
	3.529	0.114
	3.576	0.111
	3.623	0.108
	3.670	0.106
	3.718	0.103
	3.765	0.101
	3.812	0.098
	3.859	0.096
	3.906	0.093
	3.953	0.091
	4.000	0.089

Figura 6 – Spettro orizzontale di progetto: valori

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{nu}	0.283 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_u	1.976
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.283
$T_B \leftarrow$	0.050	0.697
$T_C \leftarrow$	0.150	0.697
	0.235	0.445
	0.320	0.327
	0.405	0.258
	0.490	0.213
	0.575	0.182
	0.660	0.158
	0.745	0.140
	0.830	0.126
	0.915	0.114
$T_D \leftarrow$	1.000	0.105
	1.094	0.087
	1.188	0.074
	1.281	0.064
	1.375	0.055
	1.469	0.048
	1.563	0.043
	1.656	0.038
	1.750	0.034
	1.844	0.031
	1.938	0.028
	2.031	0.025
	2.125	0.023
	2.219	0.021
	2.313	0.020
	2.406	0.018
	2.500	0.017
	2.594	0.016
	2.688	0.014
	2.781	0.014
	2.875	0.013
	2.969	0.012
	3.063	0.011
	3.156	0.011
	3.250	0.010
	3.344	0.009
	3.438	0.009
	3.531	0.008
	3.625	0.008
	3.719	0.008
	3.813	0.007
	3.906	0.007
	4.000	0.007

Figura 7 – Spettro verticale di progetto: valori

6.7.7 Sintesi risultati dell’analisi di Risposta Sismica Locale

Di seguito si riporta una sintesi della Risposta Sismica Locale; per maggiori dettagli si rimanda alla “Relazione Sismica” (documento T00SG00GETRE05).

6.7.7.1 Magnitudo di riferimento

La zonazione sismogenetica ZS9 del territorio italiano (Ordinanza PCM 20.03.03 n. 3274) ha definito n.36 zone sismogenetiche, a ciascuna delle quali è stata associata una sorgente sismica rappresentativa del quadro tettonico locale, dimensionandone la magnitudo M_w del terremoto atteso. Sulla base di tale zonazione è stata quindi redatta la pericolosità sismica di base di riferimento per la pianificazione urbanistica e la progettazione. Le zone indicate con una lettera non sono state utilizzate per la classificazione della pericolosità sismica.

L’area di progetto si trova all’interno della zona n. 929 “Calabria Tirrenica”, caratterizzata da una M_w di 7.3.

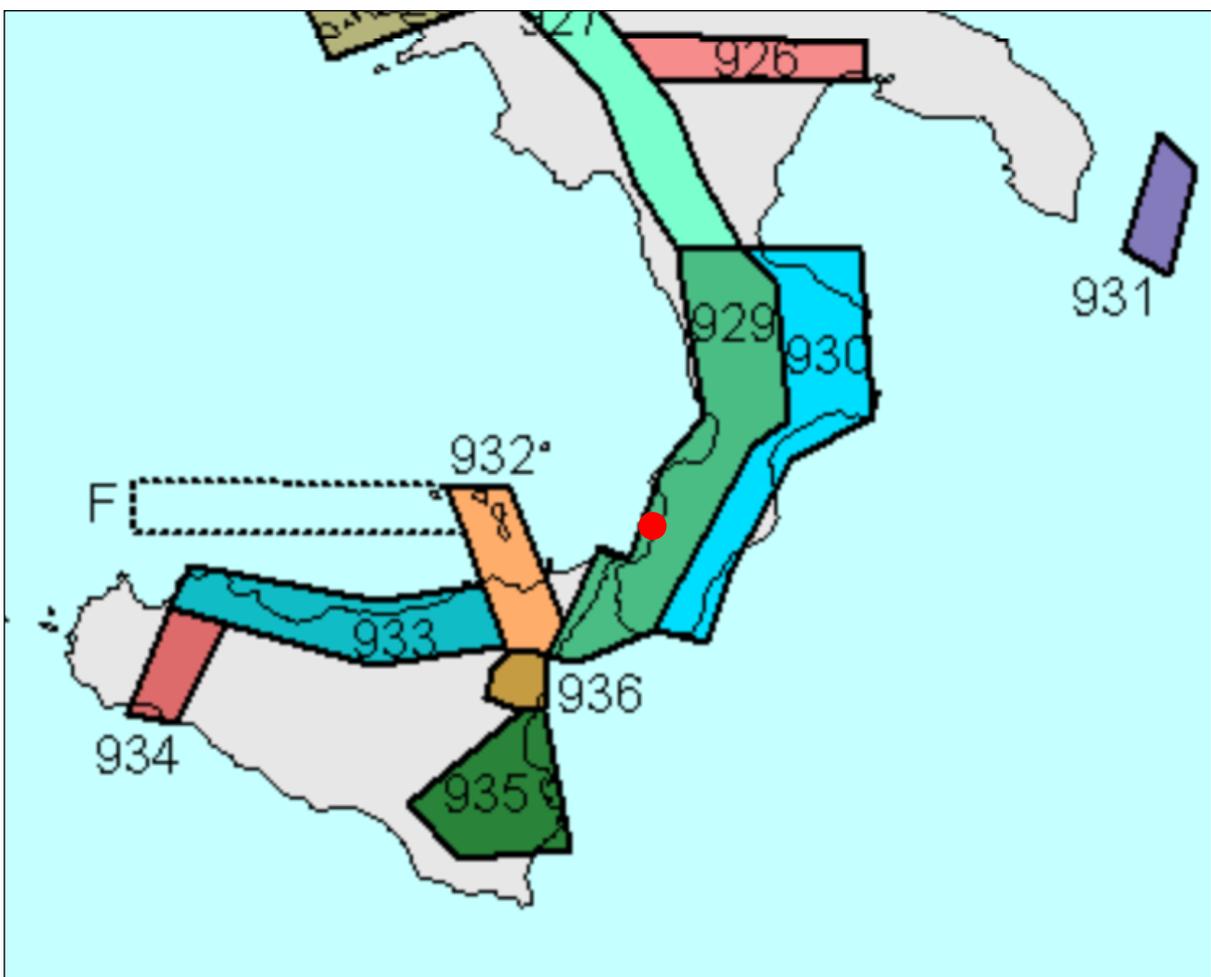


Figura 8 – Zonazione sismogenetica ZS9 del Sud Italia. Le zone indicate con una lettera non sono state utilizzate per la classificazione della pericolosità sismica. Il punto rosso indica l’area di intervento.

6.7.7.2 Sorgenti sismogenetiche

Dall’esame del “Database of Individual Seismogenic Sources” (DISS version 3 <http://diss.rm.ingv.it/dissmap/dissmap.phtml>), in prossimità dell’area di intervento è presente la sorgente sismogenetica composta ITICS082 – Piana di Gioia Tauro, le cui principali informazioni di riferimento sono riportate nelle figure seguenti.

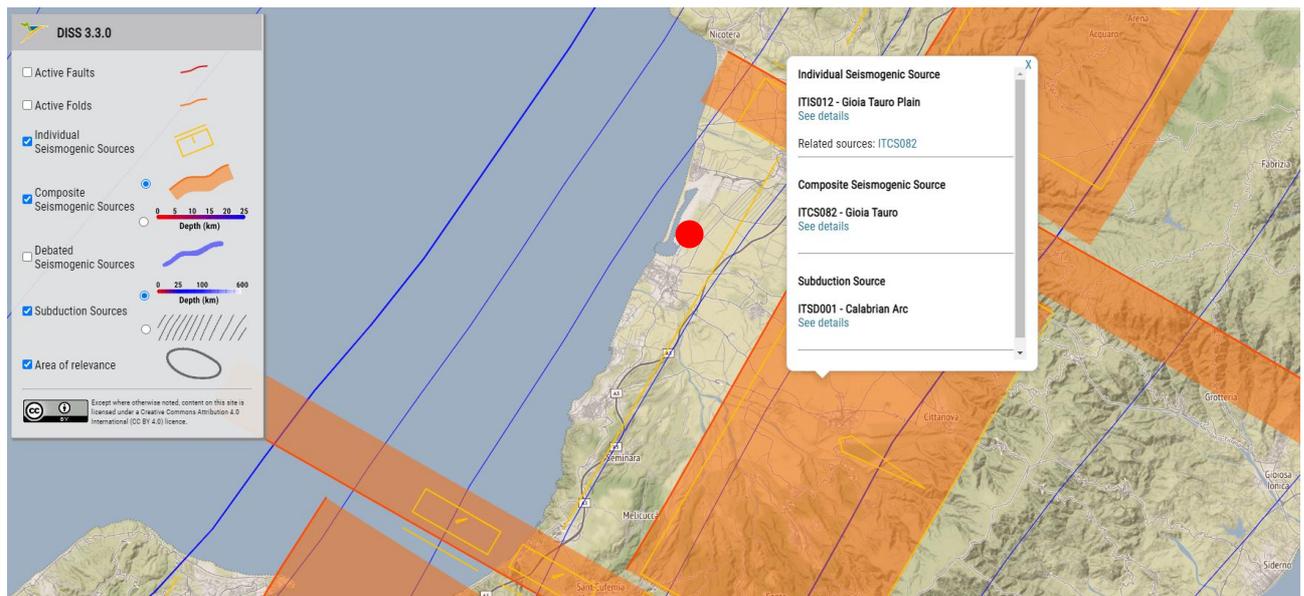


Figura 9 – Estratto del database delle sorgenti sismiche italiane DISS per la zona in esame DISS version 3.3.0 (fonte INGV <https://diss.ingv.it/diss330/dissmap.html>). Il punto rosso indica l’area di intervento.

PARAMETRIC INFORMATION

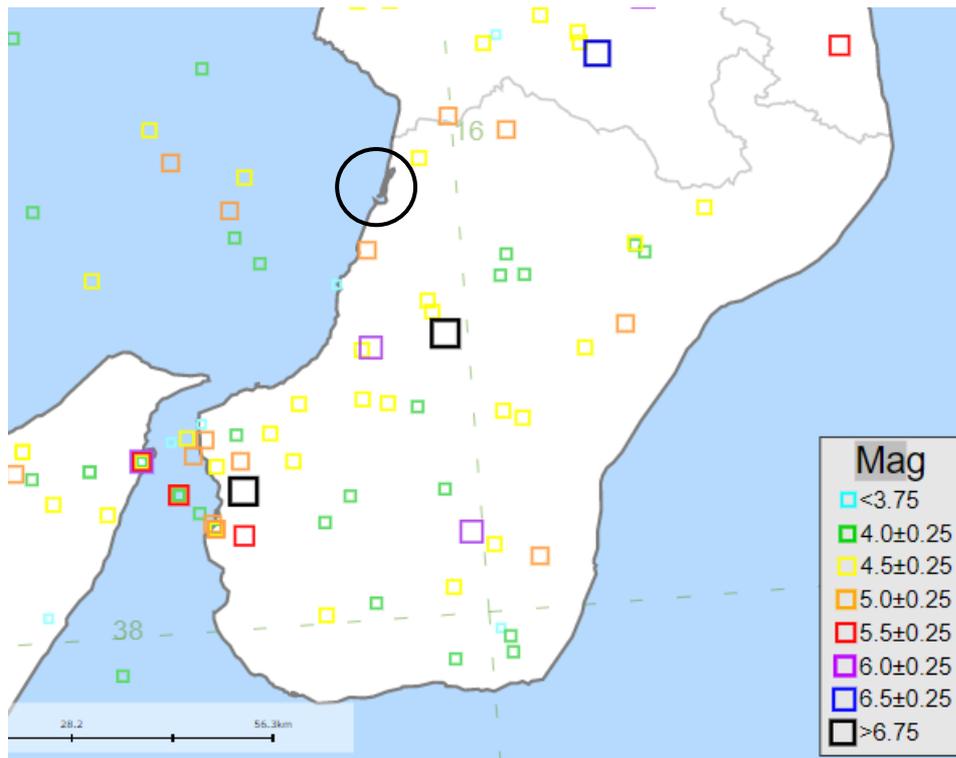
Parameter	Quality	Evidence	
Min depth [km]	3.0	OD	Based on geological data from various authors.
Max depth [km]	11.0	LD	Based on data of instrumental seismicity.
Strike [deg] min... max	20...40	EJ	Inferred from geological and geomorphological observations.
Dip [deg] min... max	20...40	EJ	Inferred from geological observations.
Rake [deg] min... max	260...280	EJ	Inferred from geological observations.
Slip Rate [mm/y] min... max	1.0000... 1.4000	EJ	Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
Max Magnitude [Mw]	7.1	ER	Estimated from Leonard's (2014) scaling relations.

LD=Literature Data; OD=Original Data; ER=Empirical Relationship; AR=Analytical Relationship; EJ=Expert Judgement

Tabella 1 – Quadro riassuntivo della sorgente sismogenetica composta ITCS082- Gioia Tauro

6.7.7.3 Sismicità storica

La storia sismica del comune di Gioia Tauro è illustrata nelle figure seguenti in termini di intensità (Magnitudo), dove sono riportati i dati del database CPTI15 – DBMI15 (Rovida A. et alii, 2019) (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_place)



Gioia Tauro

PlaceID	IT_65374
Coordinate (lat, lon)	38.426, 15.899
Comune (ISTAT 2015)	Gioia Tauro
Provincia	Reggio di Calabria
Regione	Calabria
Numero di eventi riportati	18

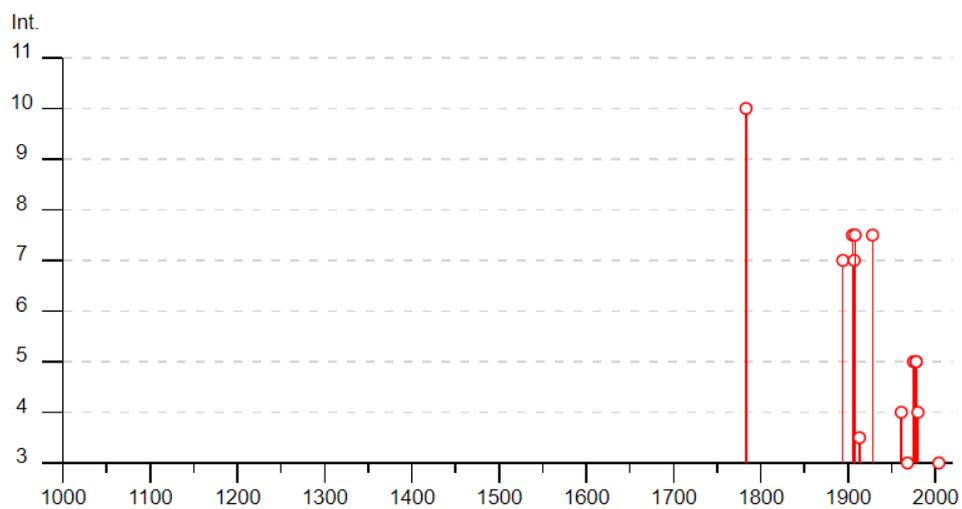


Figura 10 – Sismicità storica del Comune di Gioia Tauro

6.7.7.4 Pericolosità sismica di base ai sensi del DM 17.01.2018

La figura seguente riporta la mappa della pericolosità sismica di base in condizione di campo libero (senza manufatti) per substrato rigido (categoria tipo A) e piano campagna orizzontale (categoria T1), tratta dal sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) dell’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV.

Il valore della accelerazione di riferimento è compreso tra $a_g = 0.400$ e $a_g = 0.450$ (g) ed è stimata al 50° percentile per un evento sismico con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni.



Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

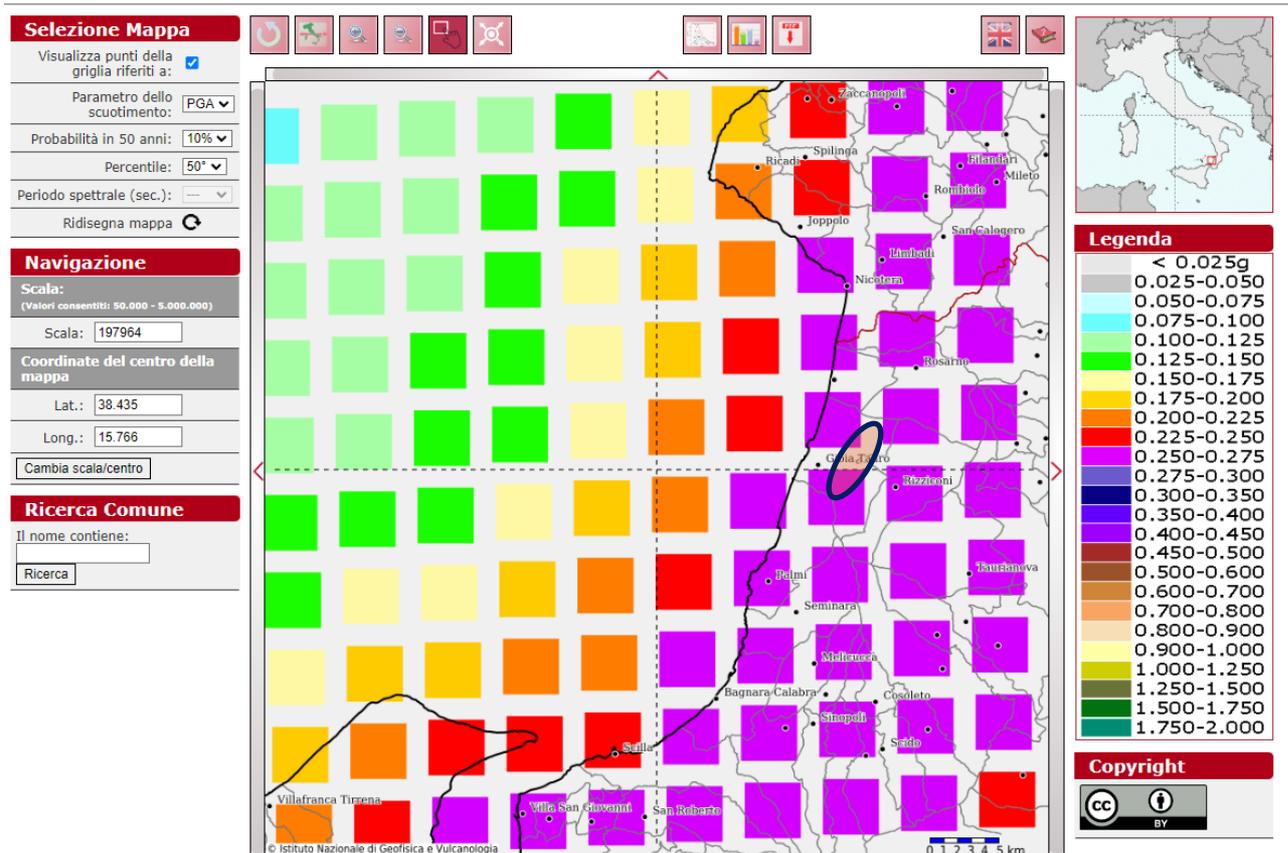


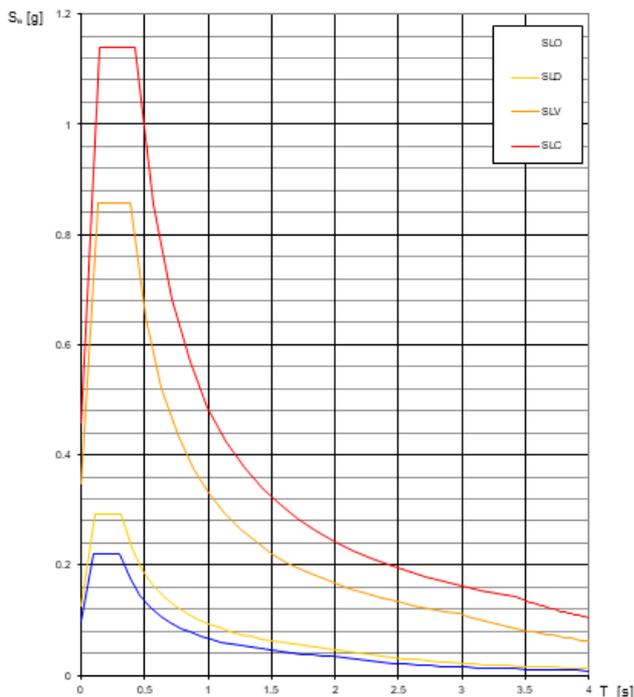
Figura 11 – Mappa della pericolosità sismica dell’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV (fonte <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>). L’elisse blu individua l’area di intervento.

Come riportato ai paragrafi precedenti, la vita nominale delle opere è assunta paria a 50 anni con classe d’uso IV (coefficiente di utilizzo pari a 2) pervenendo così ad un periodo di riferimento $V_R = 101$ anni.

Nella seguente tabella vengono forniti, per periodi di ritorno T_R di 60 anni, 101 anni, 949 anni, 1950 anni, i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* da utilizzare per definire l’azione sismica nei diversi stati limite considerati secondo la normativa vigente (NTC-2018).

TR [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C * [s]
60	0.097	2.278	0.305
101	0.127	2.306	0.320
949	0.348	2.462	0.389
1950	0.457	2.495	0.426

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori di progetto dei parametri a_g, F₀, T_C* in funzione del peric

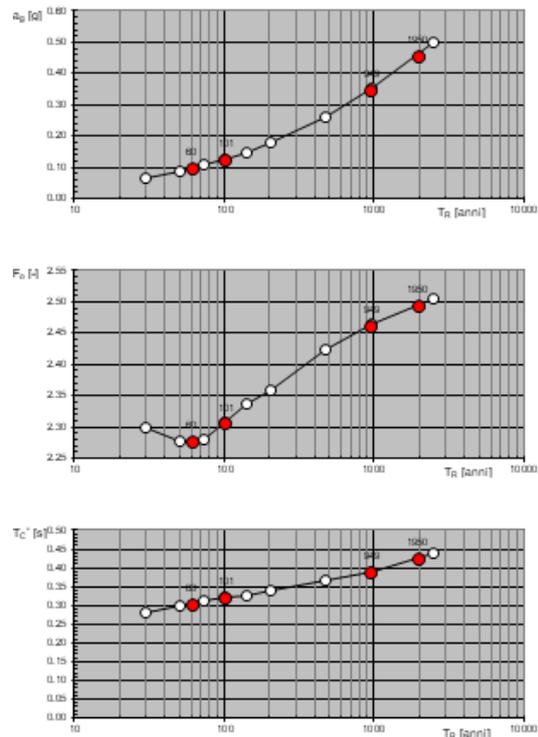


Tabella 2 – Valori dei parametri a_g, F₀ e T_C* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

6.7.7.5 Categoria di suolo

Il D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) disciplina la progettazione e la costruzione di nuove opere soggette ad azioni sismiche. La definizione dell'azione sismica a cui le strutture sono soggette è legata alla determinazione di alcuni fattori importanti per l'opera, tra i quali la classificazione del suolo di fondazione del sito.

La classificazione del sottosuolo si definisce sulla base delle condizioni stratigrafiche e del valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio V_{S,eq} (in m/s) definito dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i = spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N = numero di strati;
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Con riferimento alla tabella 3.2.II delle NTC-2018, per la definizione dell'azione sismica locale ci si è basati (approccio semplificato) sull'individuazione di categorie di sottosuolo stimate a partire dai valori di $V_{s,eq}$ ottenuti dalle indagini sismiche precedentemente descritte:

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le prove geofisiche eseguite nell'ambito della campagna di indagini condotta da ANAS nel 2022, mostrano tutte una profondità H del substrato pari a 30 m.

La prova geofisica di riferimento per il sito in oggetto è la MASW3, i cui risultati sono sintetizzati di seguito.

PROVE GEOFISICHE							
MASW 1							
Lunghezza [m]	Sismostrato	Profondità		Spessore	V_s [m/s]	$V_{seq(0-30)}$	403 m/s
46	1	0	3.2	3.2	160		
	2	3.2	8.1	4.9	320		
	3	8.1	22.8	14.7	510		
	4	22.8	inf.	inf.	700	Suolo	B

Per il calcolo del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s si rimanda alla Tab. 3.2.IV:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 3 – Tab. 3.2.IV (NTC-2018) – Espressioni di S_s e di C_c

6.7.7.6 Risposta Sismica Locale

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, essendo le aree in oggetto localizzate in ambito di pianura e non essendovi particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, le morfologie possono essere ricondotte ad una delle configurazioni superficiali semplici previste nel D.M. 17/01/2018 in Tabella 3.2.III.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In particolare, il sito in oggetto può essere classificato di categoria T₁, “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”, caratterizzata da un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,0$.

Per la determinazione della risposta sismica locale la normativa, al capitolo 3.2.2, cita:

“Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, l’effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .”

Per il progetto in argomento, trattandosi di opere in calesse d’uso III, ai sensi delle “Linee Guida Per La Redazione Di Studi Di Microzonazione Sismica Del Territorio” della Regione Calabria, l’amplificazione sismica locale è stata valutata mediante un approccio rigoroso.

Attraverso questa metodologia si valutano le variazioni in termini di ampiezza e frequenza che subisce un input sismico accelerogramma spettro-compatibile) nella sua propagazione da substrato sismico fino alla superficie a seconda delle caratteristiche fisico-meccaniche degli strati attraversati.

In relazione alla caratterizzazione stratigrafica evidenziata nel corso della campagna di indagini la metodologia adotta ha previsto lo sviluppo di analisi 1D, adatte a simulare una situazione caratterizzata da strati piano-paralleli poggianti su un substrato orizzontale, in cui le caratteristiche dei vari strati sono omogenee lateralmente e variano con la profondità. In questo caso si assume che le variazioni laterali di spessore e caratteristiche dei terreni sono irrilevanti e si calcola la risposta per una colonna di terreno caratteristica, potendosi trascurare effetti di bordo.

Il moto di input per le simulazioni numeriche di risposta sismica locale è generalmente rappresentato da accelerogrammi in superficie, riferiti a condizioni di suolo rigido orizzontale, liberi da effetti di amplificazione litostratigrafica o topografica. L’ampiezza ed il contenuto in frequenza di tali accelerogrammi dipende dalle caratteristiche della sorgente sismica (dimensioni della faglia, meccanismo di rottura), dalla magnitudo, e dalle caratteristiche fisico-meccaniche del percorso sorgente-sito.

L’approccio adottato per il progetto in argomento ha previsto la selezione di 7 accelerogrammi reali, spettrocompatibili con lo spettro a pericolosità uniforme della pericolosità di base adottata dalle NTC08. Le registrazioni sono state selezionate fra quelle disponibili per roccia o suolo rigido, in un intervallo di M-R compatibile con i risultati della disaggregazione sismica per il periodo di ritorno dello scuotimento analizzato per il sito di Gioia Tauro.

La definizione dell’azione sismica è quindi avverta attraverso i seguenti passaggi:

- Estrazione accelerogrammi di input e di progetto: Partendo dai dati di accelerazione di base e disaggregazione è stato possibile avviare l'estrazione degli accelerogrammi di input naturali. A tale scopo è stato utilizzato il software di riferimento Rexel V 3.5, messo a punto dal consorzio RELUIS (Rete dei Laboratori Universitari di ingegneria Sismica, <http://www.reluis.it/>). Il software permette l'estrazione di accelerogrammi di input naturali per applicazioni ingegneristiche da più banche dati, tra le quali la banca dati europea ESD (Amvroseys et al., 2004), la banca dati italiana ITACA (Working Group ITACA, 2010) e la banca dati Simbad (Smerzini e Paolucci, 2011). Tale metodo unisce i vantaggi di una stima probabilistica dello scuotimento atteso e dell'utilizzo di accelerogrammi reali con caratteristiche compatibili con quelli dei terremoti che maggiormente contribuiscono alla pericolosità sismica del sito analizzato. Inseriti i dati di partenza raccolti precedentemente (accelerazione di base e disaggregazione) è stato possibile quindi ricavare 7 accelerogrammi naturali, che sono poi stati utilizzati per l'esecuzione dell'analisi della Risposta Sismica Locale.
- Valutazione della risposta sismica locale: La valutazione dell'amplificazione sismica locale è stata condotta utilizzando il programma Strata a partire dagli accelerogrammi ricavati da Rexel V 3.5, in cui
 - La situazione stratigrafica è stata approssimata a quella di una pila di strati piano paralleli omogenei
 - Ciascuno strato è caratterizzato da un comportamento lineare (ovvero le proprietà meccaniche non cambiano con l'entità delle deformazioni) definito da quattro parametri: lo spessore, la densità, il modulo di taglio (o il valore di velocità delle onde S) e lo smorzamento.

Le indagini geofisiche sono effettuate in adiacenza al sito e quindi ritenute attendibili. La sismostratigrafia di riferimento per l'analisi della risposta sismica locale tiene conto di:

- terreno di fondazione;
- spessore degli strati;
- peso per unità di volume del terreno;
- velocità delle onde medie di taglio V_s

Partendo da questi parametri, è stata ricostruita la profondità media di ogni strato, il modulo di taglio all'interno dello strato e la tensione verticale. Per l'assegnazione del tipo di materiale di ogni strato si è fatto riferimento alle indagini geognostiche. È stato considerato la stratigrafia di riferimento descritta in questa specifica relazione per valutare la risposta sismica locale. Il tipo di materiale per la determinazione delle leggi di variazione del rapporto G/G_{max} e del coefficiente di smorzamento in funzione della deformazione a taglio.

Lo spettro di risposta in accelerazione di input deve avere una forma spettrale compatibile con quella del sito in esame; gli accelerogrammi naturali provengono da registrazioni reali di eventi sismici, la cui scelta si basa sulla disaggregazione, ovvero il contributo della pericolosità del sito che è dato da una determinata sorgente sismogenetica posta ad una certa distanza epicentrale R che genera un evento di magnitudo M .

Nella seguente figura si riporta la combinazione media spettro-compatibile per il sito in esame con minore scarto estrapolata dal software REXEL 3.5, i cui n.7 accelerogrammi che ne generano lo spettro in accelerazione medio sono stati utilizzati come input al bedrock per l'analisi RLS allo SLV. Nella figura è inoltre evidenziato il fattore di scala per poter omogenizzare uno specifico accelerogramma con quello caratteristico del sito di riferimento "target spectrum").

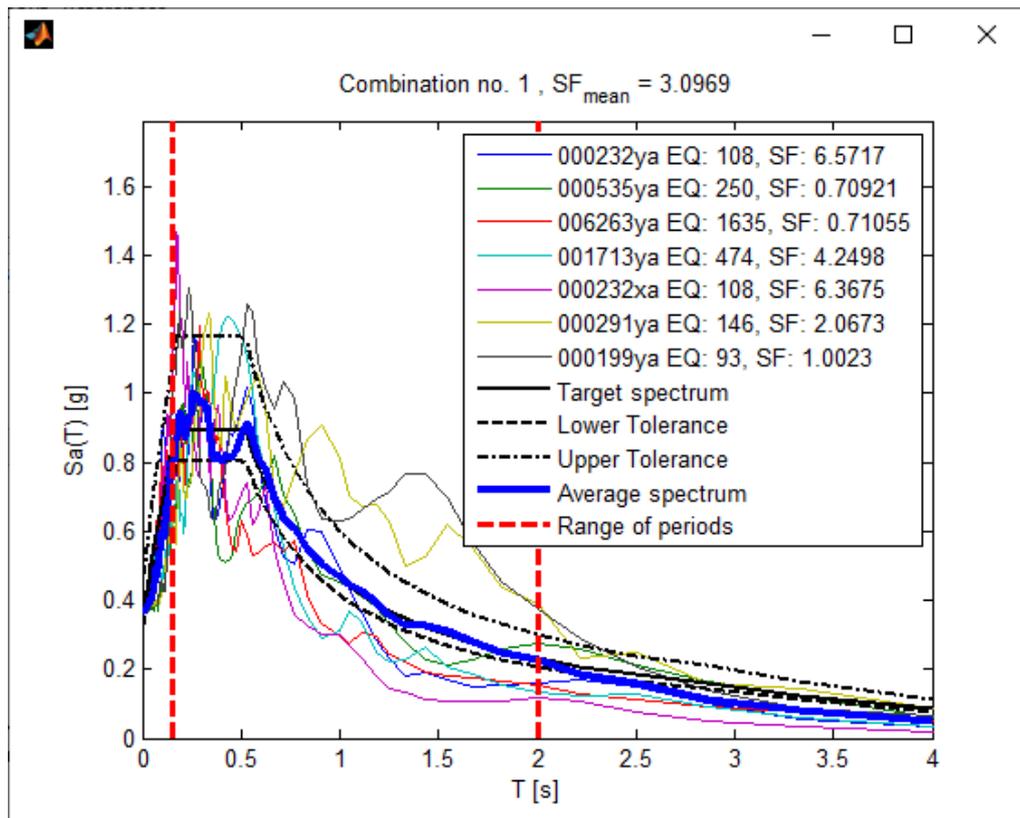


Figura 12 – Accelerogrammi di riferimento

Sulla base degli accelerogrammi ottenuti e del modello del terreno, l'analisi di Risposta Simica locale è stata eseguita facendo propagare gli accelerogrammi di input dal bedrock alla superficie. L'analisi è stata eseguita mediante il software Strata v.05.5, che esegue le analisi di risposta sismica con il metodo EQL (Analisi lineare equivalente) nel dominio della frequenza utilizzando i moti di input nel dominio del tempo. Strata calcola così la risposta dinamica di sito di una colonna monodimensionale utilizzando la propagazione lineare delle onde con proprietà dinamiche del suolo che dipendono dalla deformazione.

Dall'analisi di Risposta Simica Locale si è così determinata un'accelerazione massima al suolo pari a:

$$a_{max}=0.451g$$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S è definito come il rapporto tra il valore di a_{max} dello spettro di output e di input (Categoria A).

Nel caso in esame si ottiene:

$$S_S=0.451/0.348=1.296$$

Tale coefficiente di amplificazione così determinato risulta superiore a quello determinato numericamente in relazione alle NTC18, che risulterebbe pari a $S_S=1,052$.

Si assume pertanto come valori di riferimento quelli determinati dall'analisi di risposta sismica locale con metodo rigoroso:

- $a_{max} = 0,451g$
- $S_S=1.296$

Il diagramma di confronto tra lo spettro di Normativa (allo SLV e SLD) e lo spettro da Analisi RSL viene riportato all'interno della “Relazione descrittiva” Doc. T00CV01STRE01.

In particolare, l'azione determinata in base alla Risposta Sismica Locale risulta maggiore di quella da Norma NTC-2018 per tutti i periodi, pertanto, nel seguito, si è fatto riferimento al solo spettro da RSL.

6.8 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso.

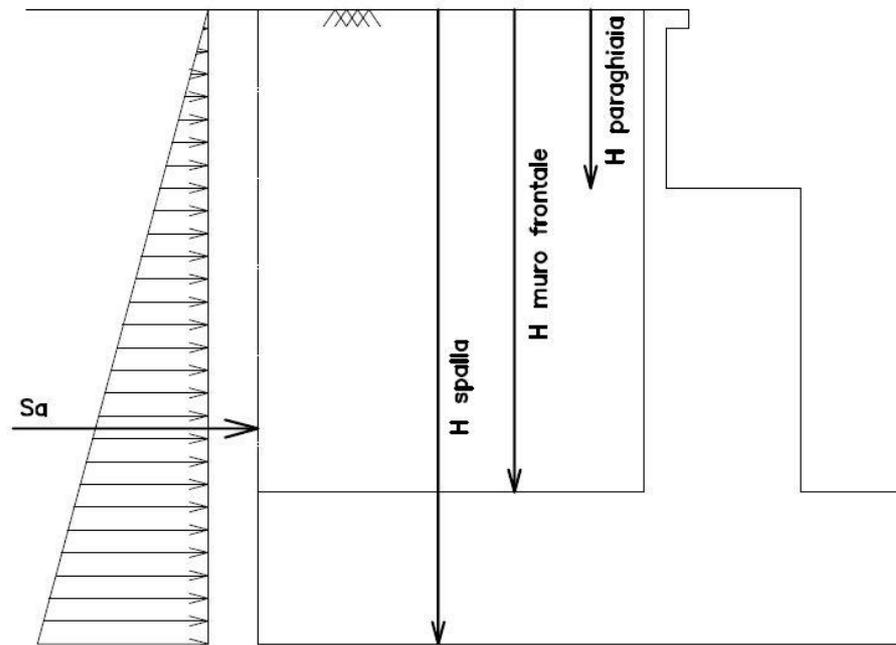


Figura 13 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si ritiene che la spalla in condizioni statiche sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta, quindi, viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete k_0 .

Nella tabella seguente si riportano i valori della spinta utilizzati nei calcoli in condizione statiche.

Spinta terre sopra falda	Spinta terreno a monte al di sopra della falda	3802.29	kN
---------------------------------	--	---------	----

Tabella 4 – Spinta delle terre a monte in condizioni statiche (spinta in quiete)

In condizioni sismiche (si vedano i paragrafi successivi), si ritiene che gli spostamenti della spalla siano tali da mobilitare la spinta attiva; pertanto, in tali condizioni la spinta è stata calcolata con il coefficiente di spinta attiva.

Nella tabella seguente si riportano i valori della spinta statica utilizzati nei calcoli in condizioni sismiche.

Spinta terre sopra falda	Spinta terreno a monte al di sopra della falda	2416.34	kN
---------------------------------	--	---------	----

Tabella 5 – Spinta statica delle terre a monte in condizioni sismiche (spinta attiva)

6.9 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a $q=21.53 \text{ kN/m}^2$.

Tale valore è stato ottenuto secondo quanto riportato nel paragrafo C5.1.3.3.5.1 della Circ.n.7, considerando un'altezza di diffusione pari a $H_{\text{muro frontale}}/2$.

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H_{\text{spalla}}$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste. Tale forza si considera agente in senso longitudinale su tutta la larghezza della spalla, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

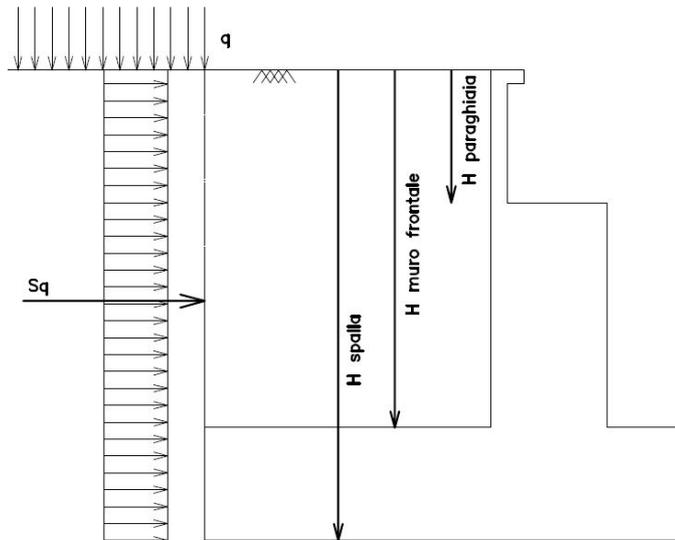


Figura 14 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Analogamente a quanto considerato per la spinta delle terre, anche per il carico accidentale è stata considerata la spinta attiva in condizioni sismiche.

Nelle tabelle seguenti si riporta il calcolo delle spinte in entrambe le condizioni.

Spinta carico acc.	Spinta risultante dovuta al carico accidentale	907.28	kN
---------------------------	--	--------	----

Tabella 6 – Spinta dei carichi accidentali a monte in condizioni statiche (spinta in quiete)

Spinta carico acc.	Spinta risultante dovuta al carico accidentale	576.57	kN
---------------------------	--	--------	----

Tabella 7 – Spinta dei carichi accidentali a monte in condizioni sismiche (spinta attiva)

6.10 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio.

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 “Movements to mobilise limit earth pressures”):

Table C.1 — Ratios v_a/h

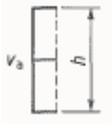
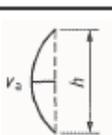
Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall			

Figura 15 – Tabella EC7 spostamenti necessari a mobilitare la spinta attiva

Nel caso in oggetto, si fa riferimento al caso b (spinta agente a metà altezza del muro), pertanto la mobilitazione della spinta attiva si può ritenere raggiunta con uno spostamento pari a 0.05% dell'altezza della spalla. L'altezza totale nel nostro caso vale $7.5+2 = 9.5\text{m}$, pertanto, gli spostamenti minimi necessari a mobilitare la spinta attiva sono pari a $0.05/100 \times 9.5 = 0.00475\text{m} = 4.75\text{mm}$.

Nel seguito si riporta l'andamento degli spostamenti lungo il palo:

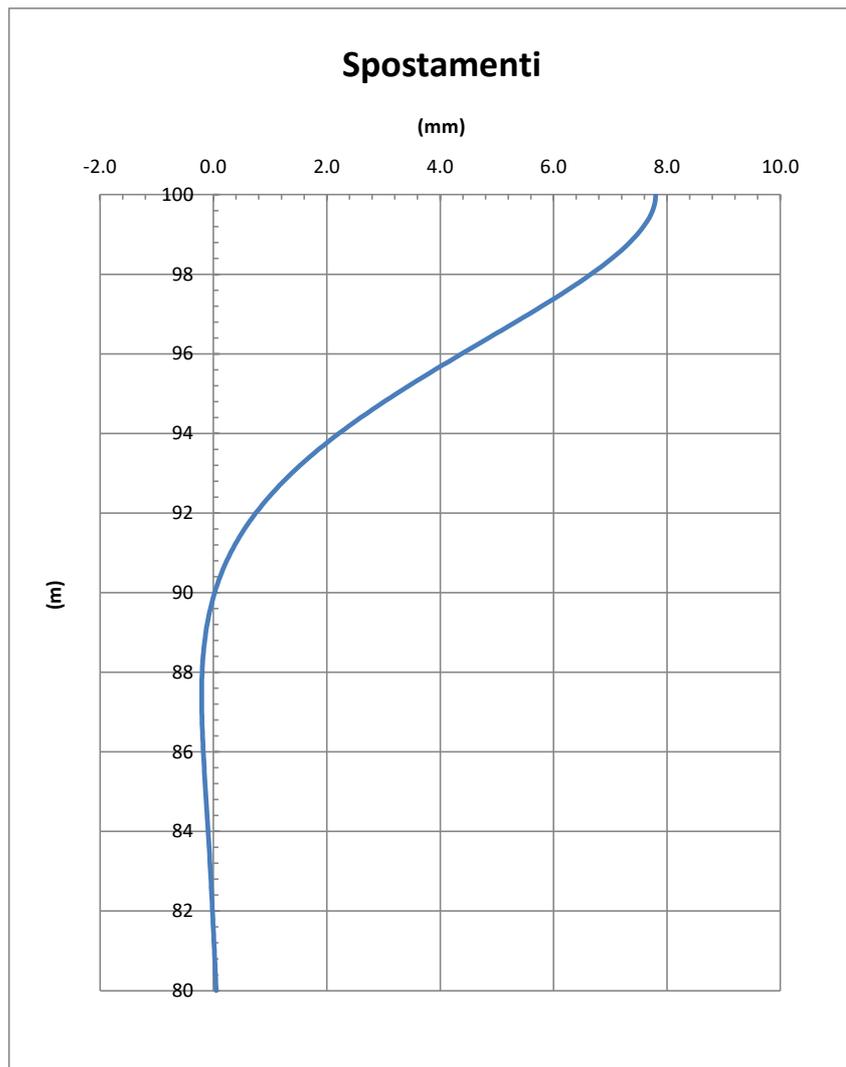


Figura 16 – Spostamenti lungo il palo

Come si evince dalla figura precedente, lo spostamento in testa al palo è pari a poco meno di 8mm (7.80mm), pertanto risulta superiore allo spostamento minimo necessario a mobilitare la spinta attiva.

Per tale ragione, nei calcoli che seguono è stata considerata la spinta attiva in condizioni sismiche.

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche è stato fatto riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$\beta \leq \phi - \theta: k = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ : angolo di attrito del terreno;

ψ : angolo di inclinazione della parete rispetto all'orizzontale;

β : angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale;

δ : angolo di attrito terra-muro posto pari a 2/3 dell'angolo d'attrito del terreno;

θ : angolo sismico, definito secondo la seguente espressione in funzione dei coefficienti sismici:

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

In condizioni sismiche quindi il calcolo della spinta sarà condotto come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

I valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sono dati da

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

con

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

In base al §7.11.6.2.1 delle NTC-2018, per le opere di sostegno non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (di fondazione), il coefficiente β_m assume valore unitario.

Inoltre, sempre in base allo stesso §7.11.6.2.1 delle NTC-2018, nel caso di opere di sostegno libere di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro. Pertanto, l'incremento di spinta sismico, calcolato come sopra, è stato applicato a metà altezza della spalla.

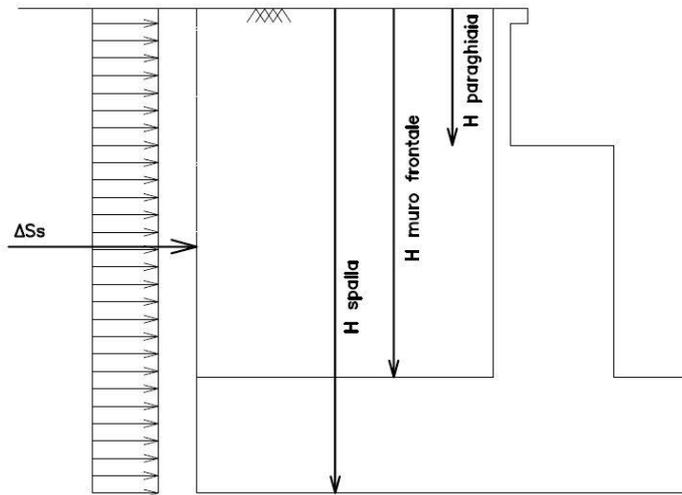


Figura 17 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica

Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s ²
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.00	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	

S	Fattore della categoria del suolo	1.00	
β_m	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.4	m/s ²
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.45	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.23	
z Inerzia N imp perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
z Inerzia N imp traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.80	m

Tabella 8 – Calcolo spinta sismica – Spettro RSL

6.11 Forze di inerzia

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo, del rinterro compreso tra i muri andatori e dell'impalcato.

Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC-2018 risultando pari a $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$, $k_v = \pm 0.5 k_h$ con $a_{max} = S_s \cdot S_r \cdot a_g$.

Il coefficiente β_m è stato considerato unitario, come già anticipato, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

Le forze sismiche provenienti dall'impalcato sono state abbattute considerando la presenza del sistema di isolamento.

Sulla spalla sono previsti isolatori con rigidezza equivalente pari a 1.54 kN/mm. Su ogni spalla vengono posizionati 3 isolatori (uno per ogni trave).

Su ognuna delle due pile, invece, sono presenti isolatori con rigidezza equivalente pari a 2.99 kN/mm, pertanto, la rigidezza totale del sistema di isolamento del viadotto è pari a 27.18 kN/mm.

N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	3.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.54	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	4.62	kN/mm
kiso_tot_viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	27.18	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.17	

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Sulla base delle condizioni di carico elementare illustrate al §6 sono state definite le combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots;$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots;$$

Per le verifiche SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione riportati nelle seguenti figure.

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
Vento q_5	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

8 CRITERI DI VERIFICA SLU E SLV

8.1 Verifiche elementi in C.a.

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2. delle NTC-2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

8.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.3 Verifiche per gli stati limite a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti è stata eseguita nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC-2018.

9 CRITERI DI VERIFICA CONDIZIONI DI ESERCIZIO

9.1 Verifiche SLE

9.1.1 Stato limite di formazione delle fessure

È stato verificato che il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k non supera i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1.7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture soggette a diverse condizioni ambientali, si adottano i seguenti limiti, per la combinazione frequente e presenza di armature poco sensibili, come previsto dal § 4.1.2.2.4 delle NTC-2018:

- $w_2 = 0.3$ mm per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, strutture a permanente contatto con il terreno e zone non ispezionabili di tutte le strutture
- $w_3 = 0.4$ mm per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Per la combinazione quasi permanente e presenza di armature poco sensibili, i limiti sono i seguenti, come previsto dal § 4.1.2.2.4 delle NTC-2018:

- $w_1 = 0.2$ mm per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, strutture a permanente contatto con il terreno e zone non ispezionabili di tutte le strutture
- $w_2 = 0.3$ mm per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale $f_{ctm}/1.2$.

9.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls e dell'acciaio deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5 delle NTC-2018):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SPALLA

La determinazione delle azioni agenti sulla spalla è stata eseguita mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo che considera gli effetti globali della struttura. Gli elementi costituenti sono stati dimensionati e verificati singolarmente, secondo gli schemi statici di seguito descritti.

La determinazione delle sollecitazioni utilizzate nelle verifiche è riportata nell'allegato alla presente relazione.

10.1 Muro paraghiaia

Il muro paraghiaia è stato considerato come una trave a mensola incastrata in testa al muro di testata.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma;
- Spinta delle terre
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla;
- Azione orizzontale della frenatura.

10.1.1 Sollecitazioni

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	0.5	31.3	81.0	147.8
RARA_2_MTRA	0	0.5	31.3	104.3	195.7
FREQ_1_MTRA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
FREQ_2_MTRA	0	0.5	31.3	81.0	147.8
Q.PERM_MTRA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
SLU1_MTRA	0	0.5	42.2	109.3	199.5
SLU2_MTRA	0	0.5	42.2	140.8	264.2
SLU3_MTRA	0	0.5	31.3	101.2	192.7
SLU4_MTRA	0	0.5	31.3	132.7	257.4

Sismica

SLV_MTRA	0	0.5	31	411	1489
----------	---	-----	----	-----	------

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
RARA_2_PSCA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
FREQ_1_PSCA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
FREQ_2_PSCA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
Q.PERM_PSCA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
SLU1_PSCA	0	0.5	42.2	31.4	26.2
SLU2_PSCA	0	0.5	42.2	31.4	26.2
SLU3_PSCA	0	0.5	31.3	23.2	19.4

SLU4_PSCA	0	0.5	31.3	23.2	19.4
-----------	---	-----	------	------	------

Sismica

SLV_PSCA	0	0.5	31	324	1207
----------	---	-----	----	-----	------

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z (m)	Spessore (m)	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
RARA_1_NML	0	0.5	31.3	81.0	147.8
RARA_2_NML	0	0.5	31.3	104.3	195.7
FREQ_1_NML	0	0.5	31.3	23.2	19.4
FREQ_2_NML	0	0.5	31.3	81.0	147.8
Q.PERM_NML	0	0.5	31.3	23.2	19.4
SLU1_NML	0	0.5	42.2	109.3	199.5
SLU2_NML	0	0.5	42.2	140.8	264.2
SLU3_NML	0	0.5	31.3	101.2	192.7
SLU4_NML	0	0.5	31.3	132.7	257.4

Sismica

SLV_NML	0	0.5	31	411	1489
---------	---	-----	----	-----	------

10.1.2 Sintesi armatura disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1. delle NTC-2018.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 delle NTC-2018.

Armatura longitudinale

		F mm	passo mm	As mm ²	As,tot mm ²	As,min mm ²
Tesa	Monte	26	100	5309.29	10618.58	1555.56
	Monte	26	100	5309.29		
Compressa	Valle	26	100	5309.29	5309.29	-
	Valle	-	-	-		-

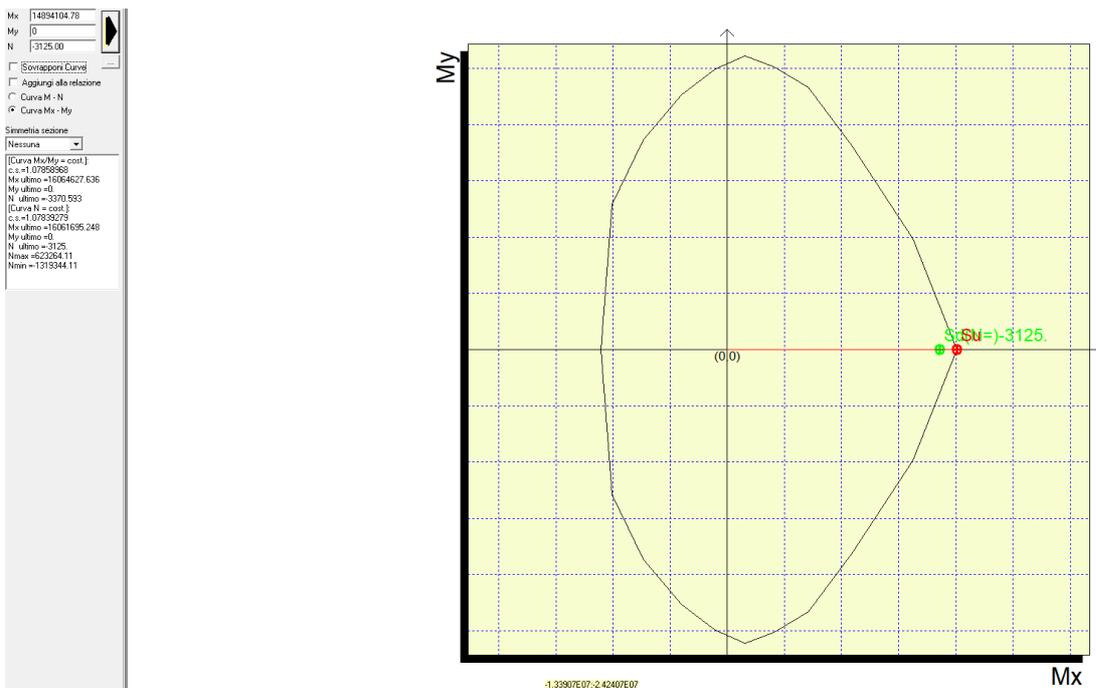
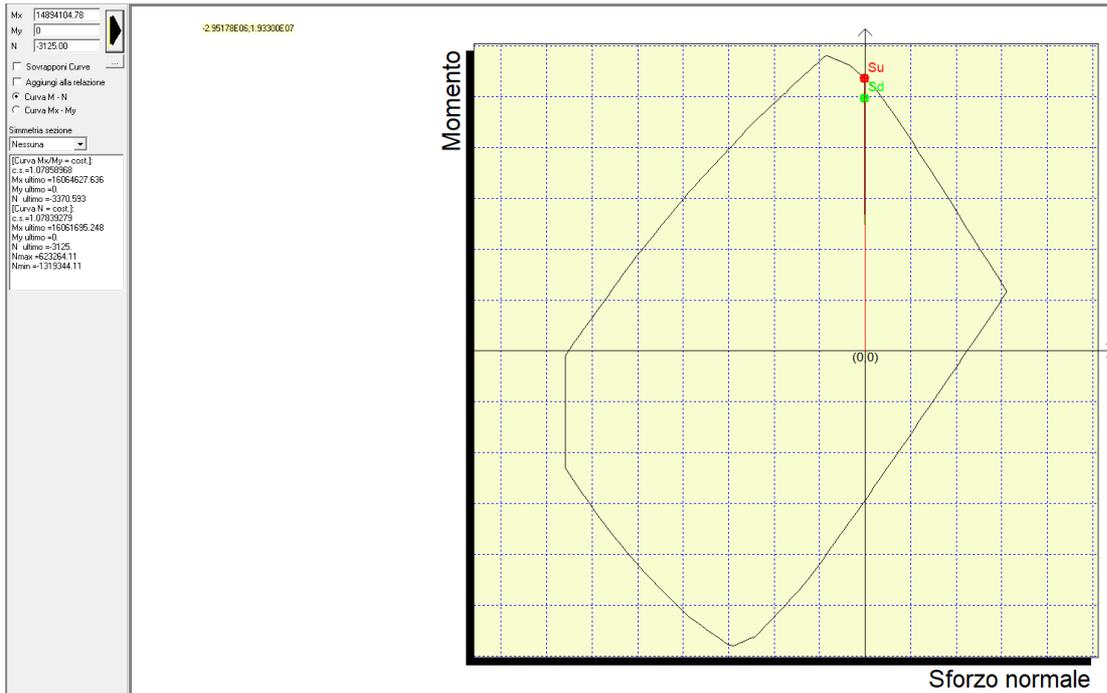
Armatura trasversale

		F mm	passo mm	As mm ²	As,tot mm ²
Tesa	Monte	20	200	1570.80	1570.80
	Monte	-	-	-	
Compressa	Valle	20	200	1570.80	1570.80
	Valle	-	-	-	

10.1.3 Verifiche SLV

10.1.3.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLV	31	411	1489	1.08



10.1.3.2 Verifiche a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	410.87	kN
	410870.4	N

R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa

H sezione	500	mm
c netto	83	mm
Ø staffa	20	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	417	mm

k	1.693	
b_w	1000	mm
A_{sl}	10619	mm ²
ρ_l	0.0255	

N_{Ed}	31	kN
	31250	N
A_c	500000	mm ²
σ_{cp}	0.0625	MPa

f_{cd}	19.47	MPa
----------	-------	-----

γ_c	1.5
$C_{Rd,c}$	0.12

v_{min}	0.43
-----------	------

$V_{Rd,c}$	366091.67	N
$V_{Rd,c min}$	182005.19	N

$V_{Rd,c}$ effettivo	366091.67	N
----------------------	-----------	---

Verifica	NO
c.s.	0.89
TL	1.12

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC-2018
 CON ARMATURE A TAGLIO**

F
18.00

$V_{Ed} = T_{SLU}$	410.87	kN
	410870	N

A_{sw}	636.17	mm ²
s	200	mm

f_{ywd}	391.30	MPa
-----------	--------	-----

$\cot \theta$	1
---------------	---

α_c	1
------------	---

$z = 0.9d$	375.3	mm
------------	-------	----

v	0.526
---	-------

$V_{Rd,s}$	467130	N
$V_{Rd,s \max}$	1923210	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	467130	N
------------------------------	--------	---

Verifica	OK
c.s.	1.14
TL	0.88

>1

10.1.4 Verifiche SLU

10.1.4.1 Verifiche a Pressoflessione

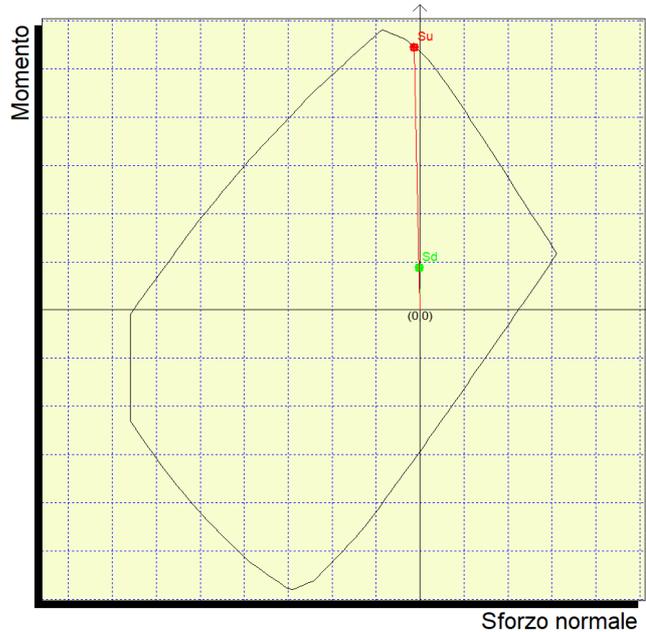
	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	42	141	264	6.08

Mx 2642264.83
 My 0
 N -4218.75

Sovrapposizione Curve
 Aggiungo alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
 c.s. = 6.16250213
 Mx ultimo = 15332907.937
 My ultimo = 0
 N ultimo = -26282.431
 [Curva N = cost.]
 c.s. = 6.08370307
 Mx ultimo = 15074754.699
 My ultimo = 0
 N ultimo = -4218.75
 Nmax = 623264.11
 Nmin = -1515344.11

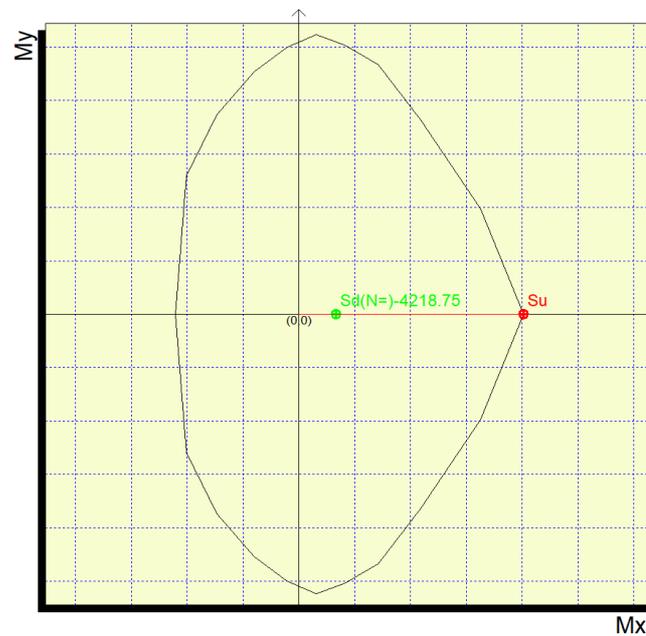


Mx 2642264.83
 My 0
 N -4218.75

Sovrapposizione Curve
 Aggiungo alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
 c.s. = 6.16250213
 Mx ultimo = 15332907.937
 My ultimo = 0
 N ultimo = -26282.431
 [Curva N = cost.]
 c.s. = 6.08370307
 Mx ultimo = 15074754.699
 My ultimo = 0
 N ultimo = -4218.75
 Nmax = 623264.11
 Nmin = -1515344.11



10.1.4.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC-2018

SENZA ARMATURE A TAGLIO

$V_{Ed} = T_{SLU}$	140.84	kN
	140842.9	N

R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa

H sezione	500	mm
c netto	83	mm
Ø staffa	20	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	417	mm

k	1.693	
b_w	1000	mm
A_{sl}	10619	mm ²
ρ_l	0.0255	

N_{Ed}	42	kN
	42187.5	N
Ac	500000	mm ²
σ_{cp}	0.0844	MPa

f_{cd}	19.47	MPa
----------	-------	-----

γ_c	1.5
$C_{Rd,c}$	0.12

v_{min}	0.43
-----------	------

$V_{Rd,c}$	367459.95	N
$V_{Rd,c \text{ min}}$	183373.47	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	367459.95	N
------------------------------	-----------	---

Verifica	OK	
c.s.	2.61	>1
TL	0.38	

10.1.5 Verifiche SLE

10.1.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong
Comb rara	31.25	195.72
Comb frequente	31.25	147.78
Comb quasi perm	31.25	19.37

10.1.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	30.71	N/mm ²
fctm	2.94	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_{cls-}		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.45	-1.77	N/mm ²	Verifica soddisfatta	1.39
Comb quasi perm		-0.23	N/mm ²	Verifica soddisfatta	10.59

10.1.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed Acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	18.426	3.02	N/mm ²	Verifica soddisfatta	6.10
Comb quasi perm	13.8195	0.30	N/mm ²	Verifica soddisfatta	46.25

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-52.54	N/mm ²	Verifica soddisfatta	6.85

10.2 Muro di testata

Il muro di testata è considerato come una trave a mensola incastrata nel plinto di fondazione.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma
- Spinta delle terre
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla
- Scarichi dell'impalcato

10.2.1 Sollecitazioni

Statica

COMBO	Z (m)	Spessore (m)	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
RARA_1_NML	0	1.8	488.9	247.4	666.3
RARA_2_NML	0	1.8	539.0	272.5	760.2
FREQ_1_NML	0	1.8	388.1	209.2	523.1
FREQ_2_NML	0	1.8	488.9	247.4	666.3
Q.PERM_NML	0	1.8	388.1	209.2	523.1
SLU1_NML	0	1.8	660.0	334.0	899.4
SLU2_NML	0	1.8	727.7	367.8	1026.3
SLU3_NML	0	1.8	524.1	260.8	716.4
SLU4_NML	0	1.8	591.9	294.6	843.2

Sismica

SLV_NML	0	1.8	418	1557	5375
---------	---	-----	-----	------	------

Statica

COMBO	Z (m)	Spessore (m)	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	1.8	440.5	247.4	666.3
RARA_2_MTRA	0	1.8	468.7	272.5	760.2
FREQ_1_MTRA	0	1.8	388.1	209.2	523.1
FREQ_2_MTRA	0	1.8	440.5	247.4	666.3
Q.PERM_MTRA	0	1.8	388.1	209.2	523.1
SLU1_MTRA	0	1.8	594.7	334.0	899.4
SLU2_MTRA	0	1.8	632.7	367.8	1026.3
SLU3_MTRA	0	1.8	458.9	260.8	716.4
SLU4_MTRA	0	1.8	496.8	294.6	843.2

Sismica

SLV_MTRA	0	1.8	404	1557	5375
----------	---	-----	-----	------	------

Statica

COMBO	Z (m)	Spessore (m)	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
RARA_1_PSCA	0	1.8	388.1	209.2	523.1
RARA_2_PSCA	0	1.8	388.1	209.2	523.1
FREQ_1_PSCA	0	1.8	388.1	209.2	523.1

FREQ_2_PSCA	0	1.8	388.1	209.2	523.1
Q.PERM_PSCA	0	1.8	388.1	209.2	523.1
SLU1_PSCA	0	1.8	524.0	282.5	706.2
SLU2_PSCA	0	1.8	524.0	282.5	706.2
SLU3_PSCA	0	1.8	388.1	209.2	523.1
SLU4_PSCA	0	1.8	388.1	209.2	523.1

Sismica

SLV_PSCA	0	1.8	388	1524	5160
----------	---	-----	-----	------	------

10.2.2 Sintesi armatura disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1. delle NTC-2018.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 delle NTC-2018.

Armatura longitudinale

		F	passo	As	As,tot	As,min
		mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	26	100	5309.3	10618.6	5600.00
	Monte	26	100	5309.3		
Compressa	Valle	26	100	5309.3	5309.3	5600.0
	Valle	-	-	-		

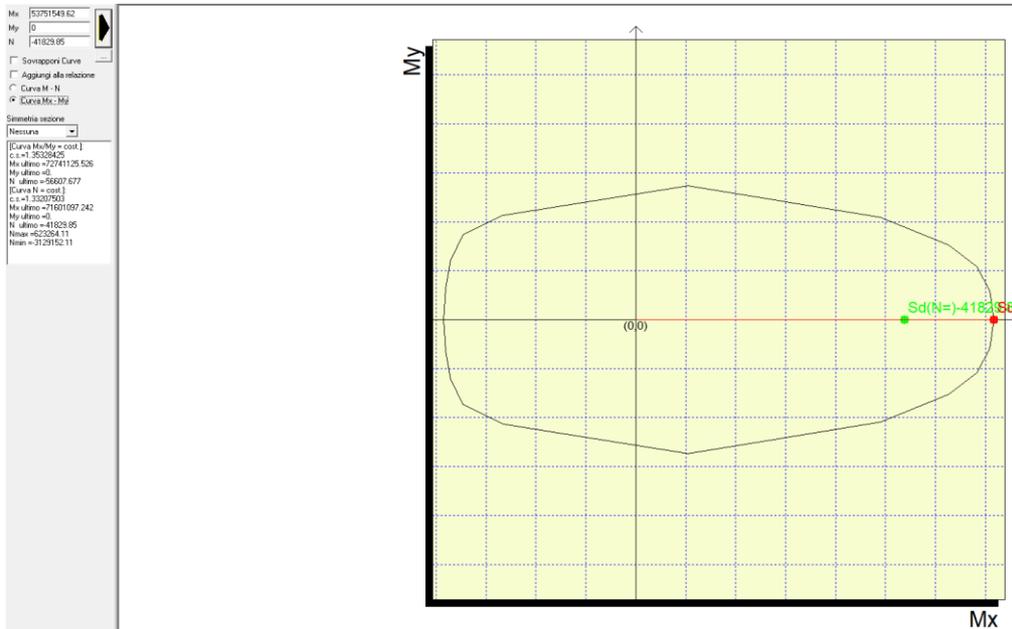
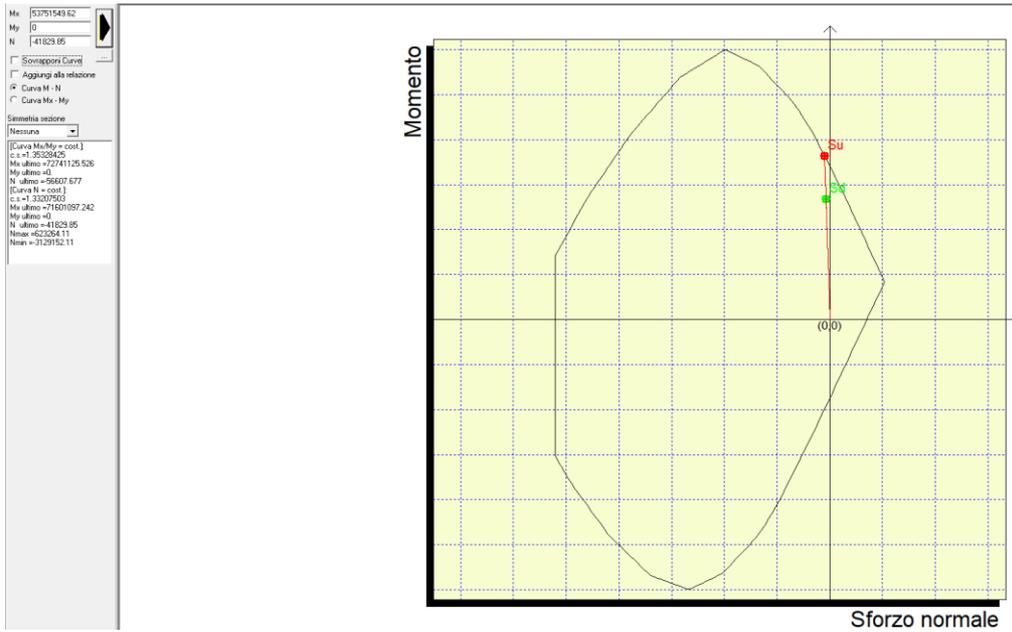
Armatura trasversale

		F	passo	As	As,tot
		mm	mm	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	20	200	1570.80	1570.80
	Monte	-	-	-	
Compressa	Valle	20	200	1570.80	1570.80
	Valle	-	-	-	

10.2.3 Verifiche SLV

10.2.3.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLV	418	1557	5375	1.33



10.2.3.2 Verifiche a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	1556.63	kN
	1556628	N

R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	109	mm
Ø staffa	20	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	1691	mm

k	1.344	
b_w	1000	mm
A_{sl}	10619	mm ²
ρ_l	0.0063	

N_{Ed}	418	kN
	418298	N
Ac	1800000	mm ²
σ_{cp}	0.2324	MPa

f_{cd}	17.40	MPa
----------	-------	-----

γ_c	1.5
$C_{Rd,c}$	0.12

v_{min}	0.30
-----------	------

$V_{Rd,c}$	790245	N
$V_{Rd,c \text{ min}}$	569928	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	790245	N
------------------------------	--------	---

Verifica	NO
c.s.	0.51
TL	1.97

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC-2018
 CON ARMATURE A TAGLIO**

F
18.00

$V_{Ed} = T_{SLU}$	1556.63	kN
	1556629	N

A_{sw}	636.17	mm ²
s	200	mm

f_{ywd}	391.30	MPa
-----------	--------	-----

$\cot \theta$	1
---------------	---

α_c	1
------------	---

$z = 0.9d$	1521.9	mm
------------	--------	----

v	0.526
---	-------

$V_{Rd,s}$	1894287	N
$V_{Rd,s \max}$	6969372	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	1894287	N
------------------------------	---------	---

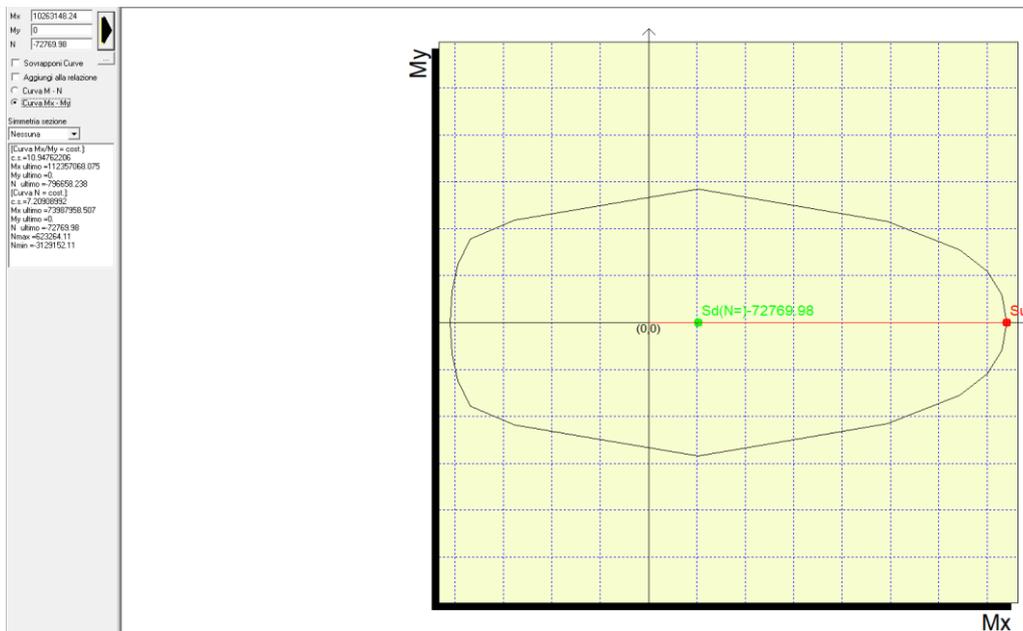
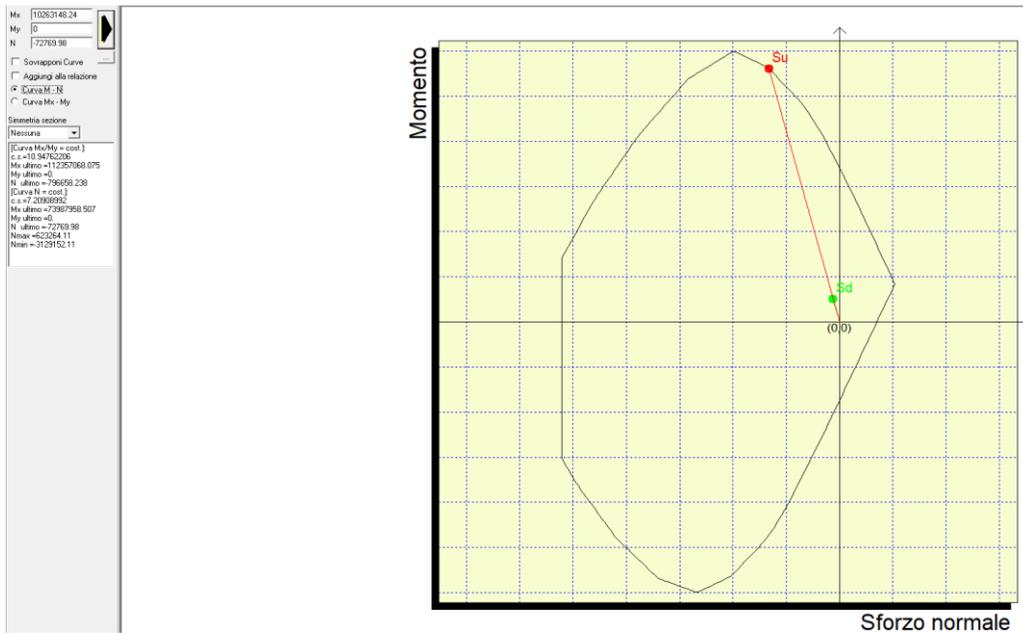
Verifica	OK
-----------------	-----------

c.s.	1.22	>1
TL	0.822	

10.2.4 Verifiche SLU

10.2.4.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	728	368	1026	7.20



10.2.4.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC-2018

SENZA ARMATURE A TAGLIO

$V_{Ed} = T_{SLU}$	367.84	kN
	367839	N

R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	109	mm
Ø staffa	20	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	1691	mm

k	1.34	
b_w	1000	mm
A_{sl}	10619	mm ²
ρ_l	0.0063	

N_{Ed}	728	kN
	727699.9	N
Ac	1800000	mm ²
σ_{cp}	0.404	MPa

f_{cd}	19.47	MPa
----------	-------	-----

γ_c	1.5
$C_{Rd,c}$	0.12

v_{min}	0.30
-----------	------

$V_{Rd,c}$	833845	N
$V_{Rd,c min}$	613528	N

$V_{Rd,c}$ effettivo	833845	N
----------------------	--------	---

Verifica	OK	
c.s.	2.27	>1
TL	0.44	

10.2.5 Verifiche SLE

10.2.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong
Comb rara	539.04	760.23
Comb frequente	488.87	666.26
Comb quasi perm	388.11	523.08

10.2.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	30.71	N/mm ²
fctm	2.94	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_{cls-}		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.45	-0.89	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.75
Comb quasi perm		-0.70	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.51

10.2.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed Acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	18.43	1.40	N/mm ²	Verifica soddisfatta	13.12
Comb quasi perm	13.82	0.97	N/mm ²	Verifica soddisfatta	14.30

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-46.3	N/mm ²	Verifica soddisfatta	7.77

10.3 Muri andatori

I muri andatori sono stati considerati come una trave a mensola incastrata nel plinto di fondazione.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma
- Spinta delle terre
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla

10.3.1 Sollecitazioni

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0	1.0	187.5	252.6	713.0
RARA_2_NML	0	1.0	187.5	275.6	788.3
FREQ_1_NML	0	1.0	187.5	209.2	523.1
FREQ_2_NML	0	1.0	187.5	247.4	666.3
Q.PERM_NML	0	1.0	187.5	209.2	523.1
SLU1_NML	0	1.0	253.1	341.8	969.6
SLU2_NML	0	1.0	253.1	372.5	1068.4
SLU3_NML	0	1.0	187.5	268.6	786.5
SLU4_NML	0	1.0	187.5	299.3	885.3

Sismica

SLV_NML	0	1	188	800	2793
---------	---	---	-----	-----	------

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	1.0	187.5	252.6	713.0
RARA_2_MTRA	0	1.0	187.5	275.6	788.3
FREQ_1_MTRA	0	1.0	187.5	209.2	523.1
FREQ_2_MTRA	0	1.0	187.5	247.4	666.3
Q.PERM_MTRA	0	1.0	187.5	209.2	523.1
SLU1_MTRA	0	1.0	253.1	341.8	969.6
SLU2_MTRA	0	1.0	253.1	372.5	1068.4
SLU3_MTRA	0	1.0	187.5	268.6	786.5
SLU4_MTRA	0	1.0	187.5	299.3	885.3

Sismica

SLV_MTRA	0	1	188	800	2793
----------	---	---	-----	-----	------

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0	1.0	187.5	211.8	544.5
RARA_2_PSCA	0	1.0	187.5	210.8	535.9
FREQ_1_PSCA	0	1.0	187.5	209.8	527.4
FREQ_2_PSCA	0	1.0	187.5	209.2	523.1

Q.PERM_PSCA	0	1.0	187.5	209.2	523.1
SLU1_PSCA	0	1.0	253.1	286.4	738.3
SLU2_PSCA	0	1.0	253.1	284.8	725.5
SLU3_PSCA	0	1.0	187.5	213.1	555.2
SLU4_PSCA	0	1.0	187.5	211.6	542.4

Sismica

SLV_PSCA	0	1	188	769	2598
----------	---	---	-----	-----	------

10.3.2 Sintesi armatura disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1. delle NTC-2018.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 delle NTC-2018.

Armatura longitudinale

		F	passo	As	As,tot	As,min
		mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	26	100	5309.29	10618.58	3111.11
	Monte	26	100	5309.29		
Compressa	Valle	26	100	5309.29	5309.29	-
	Valle	-	-	-		-

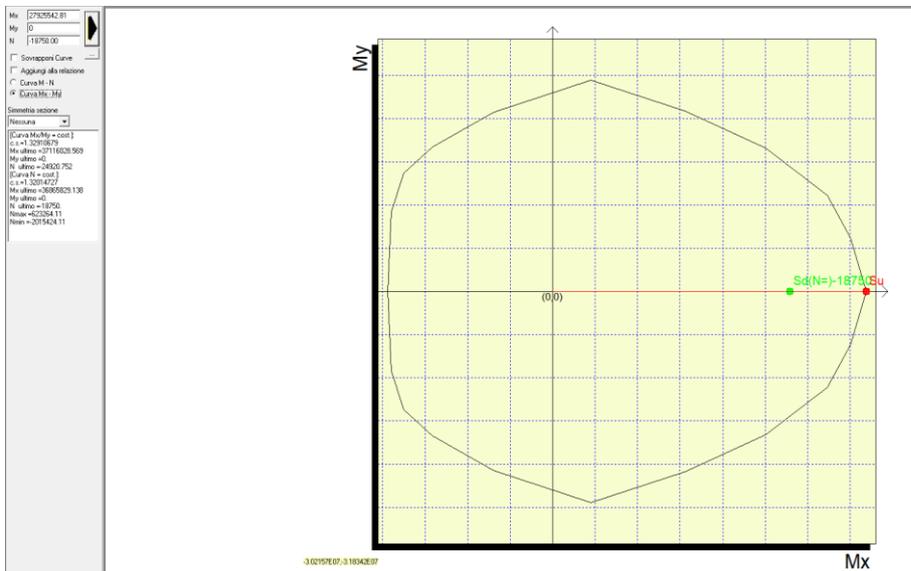
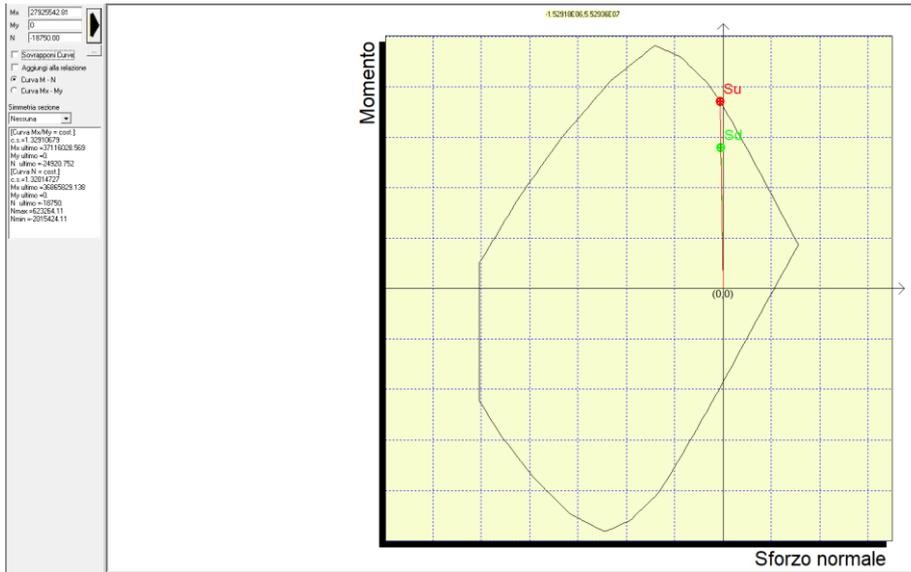
Armatura trasversale

		F	passo	As	As,tot
		mm	mm	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	20	200	1570.80	1570.80
	Monte	-	-	-	
Compressa	Valle	20	200	1570.80	1570.80
	Valle	-	-	-	

10.3.3 Verifiche SLV

10.3.3.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	188	800	2793	1.32



10.3.3.2 Verifiche a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	799.56	kN
	799556.1	N

R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa

H sezione	1000	mm
c netto	109	mm
Ø staffa	20	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	891	mm

k	1.474	
b_w	1000	mm
A_{sl}	10619	mm ²
ρ_l	0.0119	

N_{Ed}	188	kN
	187500	N
Ac	1000000	mm ²
σ_{cp}	0.1875	MPa

f_{cd}	19.47	MPa
----------	-------	-----

γ_c	1.5
$C_{Rd,c}$	0.12

v_{min}	0.35
-----------	------

$V_{Rd,c}$	548235.18	N
$V_{Rd,c \text{ min}}$	334255.73	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	548235.18	N
------------------------------	-----------	---

Verifica	NO
c.s.	0.69
TL	1.46

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC-2018
 CON ARMATURE A TAGLIO**

F
18.00

$V_{Ed} = T_{SLU}$	799.56	kN
	799556.1	N

A_{sw}	636.17	mm ²
s	200	mm

f_{ywd}	391.30	MPa
-----------	--------	-----

$\cot \theta$	1
---------------	---

α_c	1
------------	---

$z = 0.9d$	801.9	mm
------------	-------	----

v	0.526296
-----	----------

$V_{Rd,s}$	998113.2	N
$V_{Rd,s \max}$	4109305	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	998113.2	N
------------------------------	----------	---

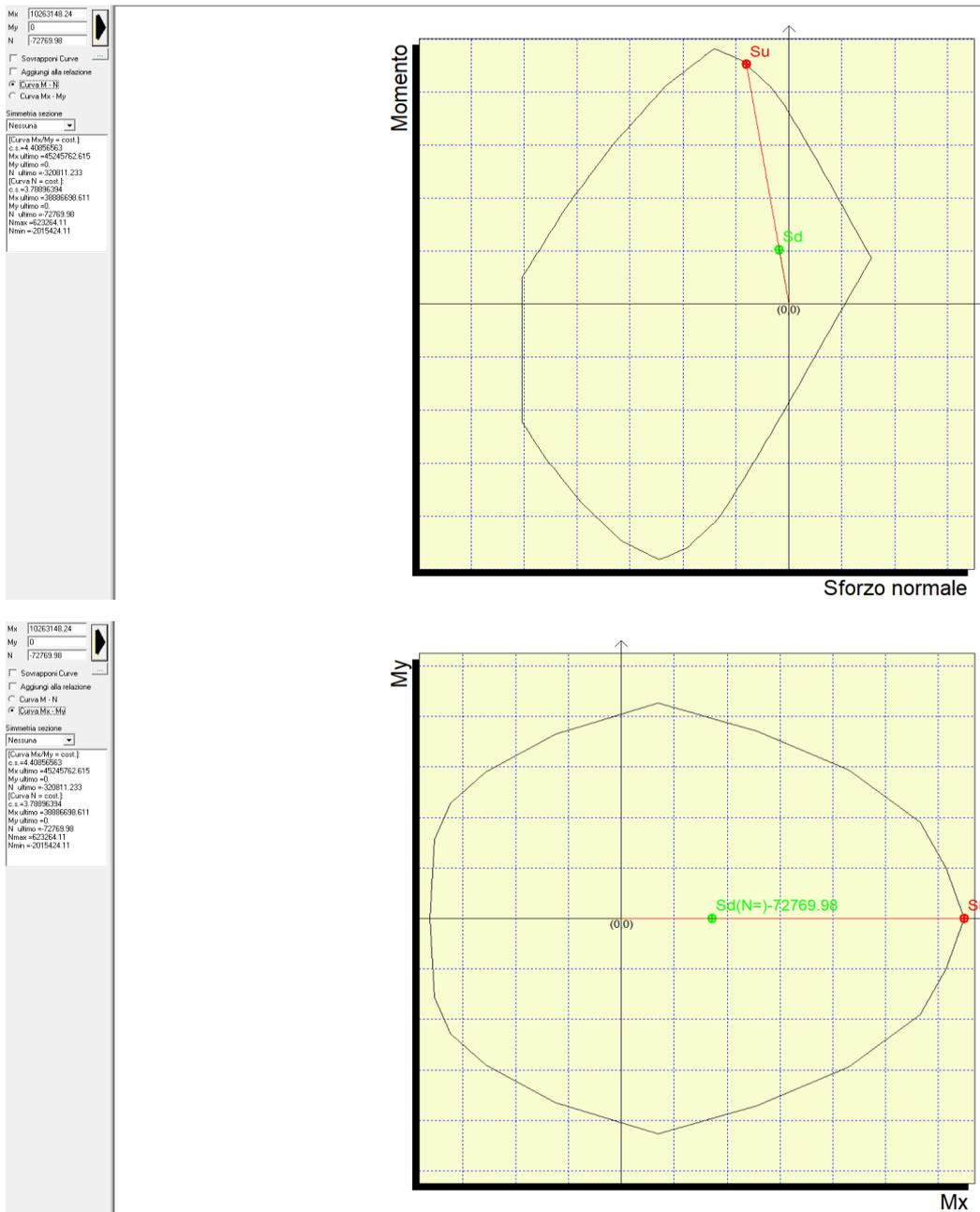
Verifica	OK
c.s.	1.25
TL	0.80

>1

10.3.4 Verifiche SLU

10.3.4.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	728	368	1026	3.78



10.3.4.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo le NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC-2018

SENZA ARMATURE A TAGLIO

$V_{Ed} = T_{SLU}$	367.84	kN
	367839.2	N

R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa

H sezione	1000	mm
c netto	109	mm
Ø staffa	8	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	891	mm

k	1.474	
b_w	1000	mm
A_{sl}	10619	mm ²
ρ_l	0.0119	

N_{Ed}	728	kN
	727699.85	N
Ac	1000000	mm ²
σ_{cp}	0.7277	MPa

f_{cd}	19.47	MPa
----------	-------	-----

γ_c	1.5
$C_{Rd,c}$	0.12

v_{min}	0.35
-----------	------

$V_{Rd,c}$	620432.89	N
$V_{Rd,c \text{ min}}$	406453.44	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	620432.89	N
------------------------------	-----------	---

Verifica	OK	
c.s.	1.69	>1
TL	0.59	

10.3.5 Verifiche SLE

10.3.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong
Comb rara	187.50	788.30
Comb frequente	187.50	666.26
Comb quasi perm	187.50	523.08

10.3.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	30.71	N/mm ²
fctm	2.94	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_{cls-}		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.45	-2.46	N/mm ²	Verificare ampiezza fessure	1.00
Comb quasi perm		-1.93	N/mm ²	Verifica soddisfatta	1.27

SL apertura fessure

	w lim	w		Verifica
Comb frequente w2	0.3	0.25	mm	Verifica soddisfatta

10.3.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed Acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	18.43	3.81	N/mm ²	Verifica soddisfatta	4.84
Comb quasi perm	13.82	2.53	N/mm ²	Verifica soddisfatta	5.47

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-91.5	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.93

ALLEGATO 1: STATICA NML

ANALISI DEI CARICHI

GEOMETRIA SINGOLA CAMPATA		
Tipologia impalcato	Continuo	
Luce asse giunto asse giunto	30.8	m
lunghezza retrotrave (da asse appoggi)	0.55	m
sbalzo soletta longitudinale da retrotrave	0.08	m
giunto	0.4	m
Luce netta appoggio-appoggio	30.0	m
N° trasversi	23	-
Z livelletta	10	m
Trave + soletta + appoggi	1.76	m
H trave	1.40	m
Rete protettiva	1.5	m
Altezza carico transitante	3	m
H muro di testata	5	m
H muro paraghiaia	2.50	m
H testata+paraghiaia	7.50	m
N°travi	3	-
interasse travi	3.5	m
Possibile allargamento soletta impalcato (marciapiede)	0.00	m

L tot impalcato	110	m
Aliquota carico uniformemente distribuito sulla spalla	0.08	
Aliquota di carico tandem 1 sulla spalla	1.02	
Aliquota di carico tandem 2 sulla spalla	0.98	

PESI PROPRI

Si considerano i pesi propri di tutto l'impalcato

	A	g	g	L	N	
	m2	kN/m	kN/m3	m	kN	
Acciaio INCIDENZA (350 kg/mq)	10.5		3.5	111.26	4088.81	
G2 Soletta	3.896		25	111.26	10836.72	
G2 Pavimentazione	1.08		20	111.26	2403.22	
G2 Sicurvia		1.50		111.26	333.78	
G2 Veletta	0.12		25	111.26	653.65	N di competenza
Tot					18316.18	1371.38

VENTO

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
Vb,0	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adi m
as	29	m.l. m
ca	1.00	adi m
Vb	28.00	m/s

H m.l.m. terreno

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50.00	anni
cr	1.00	adi m
Vr	28.02	m/s

Periodo di ritorno di progetto

coeff. Ritorno

Vel riferimento

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m 2

Pressione cinetica di rif

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Tab. 3.3.II

Tab. 3.3.II

Tab. 3.3.II

Ct	1.00	adi m
Ce	2.52	adi m
Cd	1.00	adi m
D/h	2.50	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	

Coeff. Topografia

Coeff. Esposizione

Coeff. Dinamico

Rapporto tra interasse travi e altezza travi

Superficie parte piena della trave

Superficie delimitata dal contorno della trave

Coeff. Pressione C3.3.8.6 NTC18

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m2
P (trave isolata)	1.73	KN/m2

P(μ)

P(μ)

Ponte scarico(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	2.51	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy barriera	40.04	kN	Scarico Vento su barriera
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxb	100.50	kNm	Momento trasversale vento barriera
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myb	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	143.67	kN	Taglio tot vento ponte scarico
Mx	269.42	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2213.99	kNm	Momento: "torcente vento barriera" + "torcente barriera impalcato"

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)**Ponte carico**

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	3.26	m	Eccentricità verticale solo Vento su carico
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy carico	80.08	kN	Scarico Vento su traffico
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxc	261.07	kNm	Momento trasversale vento traffico
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myc	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	183.71	kN	Scarico totale vento
Mx	429.99	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2831.02	kNm	Momento torcente vento carico+ torcente carico impalcato

Caso di carico impalcato carico**Sollecitazioni**

Vy	183.71	kN
Mx	429.99	kNm
My	0.00	kNm

FORZA CENTRIFUGA**Forza centrifuga per impalcati in curva**

Rcurvatura		m
Qv	1200.00	kN
qcentrifuga	0.00	kN

ez Tandem	1.76	m
-----------	------	---

Sollecitazioni

Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm

SINTESI SOLLECITAZIONI DA TRAFFICO DA IMPALCATO**Senza psi**

N	1569.60	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	7635.00	kNm
My	0.00	kNm

Con Psi

N	1047.84	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	3474.00	kNm
My	0.00	kNm

FRENATURA**Forza di frenamento par
5.1.3.5**

q3	411.0 6	kN
----	------------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	10.40	m
H impalcato	1.76	m
Lunghezza zona caricata	111.2 6	m

Sollecitazioni senza ψ

N	0.00	kN
Vx	411.0 6	kN
Vy	0.00	kN
My	723.4 7	kN m
Mx	0.00	kN m

Sollecitazioni con ψ

N	0.00	kN
Vx	390.1 6	kN
Vy	0.00	kN
My	686.6 8	kNm
Mx	0.00	kNm

SOVRACCARICHI DA TRAFFICO TERRENO DI MONTE

Carichi verticali su rilevato C5.1.3.3.5.1

q1k	9	kN/mq
Q1k	600	kN

Area d'impronta

a	3.00	m
b	2.20	m

H diffusione	3.75	m
--------------	------	---

scelta progettuale in quanto è il sovraccarico a tergo del muro di testata e per questo da un contributo di spinta rettangolare la cui risultante appunto sta ad $h/2$, ha senso quindi calcolare la tensione di compressione data dai variabili a questa quota.

Diffusione a 30°

A	7.33	m
B	6.53	m

dimensioni area d'impronta alla quota di diffusione

Senza psi

qt	21.53	kN/mq
----	-------	-------

Con psi

qt	13.00	kN/mq
----	-------	-------

GEOMETRIA DELLA SPALLA

γ elevazione	Peso specifico di: muro di testata, muri andatori e paraghiaia	25.00	kN/m ³
γ fondazione	Peso specifico del plinto di fondazione	25.00	kN/m ³
H testata	Altezza del muro di testata	5.00	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.50	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.50	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.80	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.50	m
L testata	Larghezza del muro di testata	10.40	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	10.40	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	84.00	m ²
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.00	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2.00	
x andatori	Distanza longitudinale tra il baricentro del muro andatore e il baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-2.65	m
z andatori	Distanza verticale (baricentro muro andatore)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	5.65	m
V altri elementi	Volume degli altri elementi in C.A	0.00	m ³
x altri elementi	Distanza longitudinale dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	0.00	m
y altri elementi	Distanza trasversale dal baricentro del plinto	0.00	m
z altri elementi	Distanza verticale (baricentro degli altri elementi)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	0.00	m
L monte	Lunghezza della mensola di monte	11.20	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.50	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	16.50	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.50	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2.00	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1.00	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0.00	°
W testata	Peso totale del muro di testata	2340.00	kN
W paraghiaia	Peso totale del paraghiaia	325.00	kN
W andatori	Peso totale dei muri andatori	4200.00	kN
W altri elementi	Peso totale degli altri elementi	0.00	kN
W plinto	Peso totale del plinto	13612.50	kN
W spalla	Peso totale degli elementi in c.a. della spalla	20477.50	kN

TERRENO DI MONTE (RIEMPIMENTO)

φ	Angolo d'attrito interno del terreno	35.00	°
$\tan(\varphi)$	Tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno	0.70	
$\gamma\varphi$	Coefficiente parziale per $\tan\varphi'$	1.00	
φ ridotto	Angolo d'attrito ridotto	0.61	radianti
γ	Peso specifico del terreno	19.00	kN/m ³
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	7.50	m
W riempimento monte	Peso del riempimento a tergo della spalla	13406.40	kN
W riempimento valle	Peso totale del riempimento a valle	1097.25	kN
Ko	Coefficiente di spinta a riposo	0.43	
H tot	Altezza complessiva della spinta	9.50	m

POSIZIONE DELLA FALDA

hw	Altezza della falda dall'intradosso del plinto, >0 se verso l'alto	0.00	m
-----------	--	------	---

CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

		Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1	
Sovraccarico "ext"	Sovraccarico permanente sul terreno di monte	0.00	0.00	kN/m2
Sovraccarico "int"	Sovraccarico permanente sul riempimento di monte	0.00	0.00	kN/m2
Carico traffico "ext"	Sovraccarichi mobili sul terreno di monte dovuti al passaggio del traffico	21.53	13.00	kN/m2
Carico traffico "int"	Sovraccarichi mobili sul riempimento dovuti al traffico	21.53	13.00	kN/m2
Frenatura	Forza di frenatura	411.06	390.16	kN
z frenatura	Distanza verticale (punto di applicazione della frenatura)-(intradosso plinto)	8.50	8.50	m
Vento	Pressione del vento	1.73	1.73	kN/m2
H barriere	Altezza barriere	3.00	3.00	m
L barriere	Lunghezza delle barriere	11.70	11.70	m
Vento su andatori?	Va considerato il vento sui muri andatori ?	No	No	
R vento	Risultante del vento	60.80	60.80	kN
z vento	Distanza verticale (punto di applicazione della risultante del vento)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	11.15	11.15	m
N imp perm	Carichi verticali permanenti dall'impalcato, >0 se verso il basso	1371.38	1371.38	kN
Vx imp perm	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp perm	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti	0.00	0.00	kN
My imp perm	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp perm	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai carichi permanenti	0.00	0.00	kNm
x imp perm	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp perm	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp perm	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp vento	Carichi verticali dall'impalcato dovuti al vento, >0 se verso il basso	0.00	0.00	kN
Vx imp vento	Forze longitudinali dall'impalcato dovute al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp vento	Forze trasversali dall'impalcato dovute al vento	183.71	183.71	kN
My imp vento	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp vento	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto al vento	429.99	429.99	kNm
x imp vento	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp vento	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp vento	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp traffico	Carichi verticali dall'impalcato dovuti ai traffico, >0 se verso il basso	1569.60	1047.84	kN
Vx imp traffico	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai traffico, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp traffico	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai traffico	0.00	0.00	kN
My imp traffico	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai traffico, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp traffico	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai traffico	7635.00	3474.00	kNm

x imp traffico	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y dimp traffico	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp traffico	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp fren	Carichi verticali dall'impalcato dovuti alla frenature e all'avviamento, >0 se verso il basso	0.00	0.00	kN
Vx imp fren	Forze longitudinali dall'impalcato dovute alla frenature e all'avviamento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp fren	Forze trasversali dall'impalcato dovute alla frenatura e all'avviamento	0.00	0.00	kN
My imp fren	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp fren	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto alla frenatura e all'avviamento	0.00	0.00	kNm
x imp fren	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-4.02	-4.02	m
y imp fren	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp fren	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	9.70	9.70	m
Spinta carichi perm	Spinta risultante dovuta al carico permanente a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico	Spinta risultante dovuta ai carichi da traffico a monte	907.28	547.75	kN
Spinta carichi traffico - orizzontale	Componente orizzontale	833.08	502.95	kN
Spinta carichi traffico - verticale	Componente verticale	359.35	216.95	kN

AZIONE SISMICA

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s ²
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.00	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.00	
βμ	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.4	m/s ²
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.45	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.23	
z Inerz N impal perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
z Inerz N impal traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.80	m
N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	3.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.54	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	4.62	kN/mm
kiso_tot viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	27.18	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.17	

**SPINTA DEL TERRENO A MONTE IN
CONDIZIONI STATICHE**

Spinta terre sopra falda	Spinta terreno a monte al di sopra della falda	3802.29	k N
Spinta terre sopra falda o.	Componente orizzontale della spinta terreno a monte al di sopra della falda	3491.32	k N
Spinta terre sopra falda v.	Componente verticale della spinta terreno a monte al di sopra della falda	1506.01	k N
S' terreno sotto falda rett.	Spinta efficace terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda rett. - orizzontale	Componente orizzontale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda rett. - verticale	Componente verticale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda triang.	Spinta efficace terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda triang. - orizzontale	Componente orizzontale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N
s' terreno sotto falda triang. - verticale	Componente verticale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N

Ews	Spinta dell'acqua	0.00	kN
------------	-------------------	------	----

OUTPUT

SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO PLINTO						
	N	T trasv	T long	MT	M long	M trasv
RARA_1_NML_1	38763	245	3743	0	-30603	5905
RARA_1_NML_2	37918	245	3743	0	-28363	5905
RARA_2_NML_1	39910	147	3908	0	-29867	0
RARA_2_NML_2	38511	147	3908	0	-26158	9093
FREQ_1_NML_1	36761	0	3491	0	-32697	0
FREQ_1_NML_2	36761	0	3491	0	-32697	0
FREQ_2_NML_1	38763	0	3743	0	-30603	3474
FREQ_2_NML_2	37918	0	3743	0	-28363	3474
Q.PERM_NML_1	36761	0	3491	0	-32697	0
Q.PERM_NML_2	36761	0	3491	0	-32697	0
SLU1_NML_1	52330	367	5053	0	-41313	8336
SLU1_NML_2	51189	367	5053	0	-38290	8336
SLU2_NML_1	53879	220	5276	0	-40321	12495
SLU2_NML_2	51989	220	5276	0	-35313	12495
SLU3_NML_1	39463	367	3831	0	-29870	8336
SLU3_NML_2	38322	367	3831	0	-26846	8336
SLU4_NML_1	41012	220	4054	0	-28877	12495
SLU4_NML_2	39123	220	4054	0	-23869	12495

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0.00	1.80	488.87	247.41	666.26
RARA_2_NML	0.00	1.80	539.04	272.47	760.23
FREQ_1_NML	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
FREQ_2_NML	0.00	1.80	488.87	247.41	666.26
Q.PERM_NML	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
SLU1_NML	0.00	1.80	659.97	334.01	899.45
SLU2_NML	0.00	1.80	727.70	367.84	1026.31
SLU3_NML	0.00	1.80	524.13	260.78	716.37
SLU4_NML	0.00	1.80	591.86	294.61	843.24

SOLLECITAZIONI MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0.00	0.50	31.25	80.97	147.78
RARA_2_NML	0.00	0.50	31.25	104.33	195.72
FREQ_1_NML	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
FREQ_2_NML	0.00	0.50	31.25	80.97	147.78
Q.PERM_NML	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
SLU1_NML	0.00	0.50	42.19	109.32	199.51
SLU2_NML	0.00	0.50	42.19	140.84	264.23
SLU3_NML	0.00	0.50	31.25	101.18	192.72
SLU4_NML	0.00	0.50	31.25	132.71	257.45

SOLLECITAZIONI MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0.00	1.00	187.50	252.61	713.03
RARA_2_NML	0.00	1.00	187.50	275.59	788.30
FREQ_1_NML	0.00	1.00	187.50	209.23	523.08
FREQ_2_NML	0.00	1.00	187.50	247.41	666.26
Q.PERM_NML	0.00	1.00	187.50	209.23	523.08
SLU1_NML	0.00	1.00	253.13	341.80	969.60
SLU2_NML	0.00	1.00	253.13	372.52	1068.41
SLU3_NML	0.00	1.00	187.50	268.57	786.52
SLU4_NML	0.00	1.00	187.50	299.28	885.33

ALLEGATO 2: STATICA MTRA

ANALISI DEI CARICHI

GEOMETRIA SINGOLA CAMPATA		
Tipologia impalcato	Continuo	
Luce asse giunto asse giunto	30.8	m
lunghezza retrotrave (da asse appoggi)	0.55	m
sbalzo soletta longitudinale da retrotrave	0.08	m
giunto	0.4	m
Luce netta appoggio-appoggio	30.0	m
N° trasversi	23	-
Z livelletta	10	m
Trave + soletta + appoggi	1.76	m
H trave	1.40	m
Rete protettiva	1.5	m
Altezza carico transitante	3	m
H muro di testata	5	m
H muro paraghiaia	2.50	m
H testata+paraghiaia	7.50	m
N°travi	3	-
interasse travi	3.5	m
Possibile allargamento soletta impalcato (marciapiede)	0.00	m

L tot impalcato	110	m
Aliquota carico uniformemente distribuito sulla spalla	0.08	
Aliquota di carico tandem 1 sulla spalla	1.02	
Aliquota di carico tandem 2 sulla spalla	0.98	

PESI PROPRI

Si considerano i pesi propri di tutto l'impalcato

	A	g	g	L	N	
	m2	kN/m	kN/m3	m	kN	
Acciaio INCIDENZA (350 kg/mq)	10.5		3.5	111.26	4088.81	
G2 Soletta	3.896		25	111.26	10836.72	
G2 Pavimentazione	1.08		20	111.26	2403.22	
G2 Sicurvia		1.50		111.26	333.78	
G2 Veletta	0.12		25	111.26	653.65	N di competenza
Tot					18316.18	1371.38

VENTO

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
Vb,0	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adi m
as	29	m.l. m
ca	1.00	adi m
Vb	28.00	m/s

H m.l.m. terreno

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50.00	anni
cr	1.00	adi m
Vr	28.02	m/s

Periodo di ritorno di progetto

coeff. Ritorno

Vel riferimento

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/ m ²

Pressione cinetica di rif

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Tab. 3.3.II

Tab. 3.3.II

Tab. 3.3.II

Ct	1.00	adi m
Ce	2.52	adi m
Cd	1.00	adi m
D/h	2.50	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	

Coeff. Topografia

Coeff. Esposizione

Coeff. Dinamico

Rapporto tra interasse travi e
altezza travi

Superficie parte piena della
trave

Superficie delimitata dal
contorno della trave

Coeff. Pressione C3.3.8.6
NTC18

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m ²
P (trave isolata)	1.73	KN/m ²

P(μ)

P(μ)

Ponte scarico(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	2.51	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy barriera	40.04	kN	Scarico Vento su barriera
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxb	100.50	kNm	Momento trasversale vento barriera
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myb	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	143.67	kN	Taglio tot vento ponte scarico
Mx	269.42	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2213.99	kNm	Momento: "torcente vento barriera" + "torcente barriera impalcato"

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)**Ponte carico**

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	3.26	m	Eccentricità verticale solo Vento su carico
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy carico	80.08	kN	Scarico Vento su traffico
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxc	261.07	kNm	Momento trasversale vento traffico
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myc	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	183.71	kN	Scarico totale vento
Mx	429.99	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2831.0 2	kNm	Momento torcente vento carico+ torcente carico impalcato

Caso di carico impalcato carico**Sollecitazioni**

Vy	183.71	kN
Mx	429.99	kNm
My	0.00	kNm

FORZA CENTRIFUGA

Forza centrifuga per impalcati in curva

Rcurvatura		m
Qv	600.00	kN
qcentrifuga	0.00	kN

ez Tandem	1.76	m
-----------	------	---

Sollecitazioni

Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm

SINTESI SOLLECITAZIONI DA TRAFFICO DA IMPALCATO

Senza psi

N	837.60	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	10710.00	kNm
My	0.00	kNm

Con Psi

N	545.04	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	4914.00	kNm
My	0.00	kNm

FRENATURA

Forza di frenamento par

5.1.3.5

q3	411.0 6	kN
----	------------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	10.40	m
H impalcato	1.76	m
Lunghezza zona caricata	111.2 6	m

Sollecitazioni senza ψ

N	0.00	kN
Vx	411.0 6	kN
Vy	0.00	kN
My	723.4 7	kN m
Mx	0.00	kN m

Sollecitazioni con ψ

N	0.00	kN
Vx	390.1 6	kN
Vy	0.00	kN
My	686.6 8	kNm
Mx	0.00	kNm

SOVRACCARICHI DA TRAFFICO TERRENO DI MONTE

Carichi verticali su rilevato C5.1.3.3.5.1

q1k	9	kN/mq
Q1k	600	kN

Area d'impronta

a	3.00	m
b	2.20	m

H diffusione	3.75	m
--------------	------	---

scelta progettuale in quanto è il sovraccarico a tergo del muro di testata e per questo da un contributo di spinta rettangolare la cui risultante appunto sta ad $h/2$, ha senso quindi calcolare la tensione di compressione data dai variabili a questa quota.

Diffusione a 30°

A	7.33	m
B	6.53	m

dimensioni area d'impronta alla quota di diffusione

Senza psi

qt	21.53	kN/mq
----	-------	-------

Con psi

qt	13.00	kN/mq
----	-------	-------

GEOMETRIA DELLA SPALLA

γ elevazione	Peso specifico di: muro di testata, muri andatori e paraghiaia	25.00	kN/m3
γ fondazione	Peso specifico del plinto di fondazione	25.00	kN/m3
H testata	Altezza del muro di testata	5.00	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.50	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.50	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.80	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.50	m
L testata	Larghezza del muro di testata	10.40	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	10.40	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	84.00	m2
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.00	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2.00	
x andatori	Distanza longitudinale tra il baricentro del muro andatore e il baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-2.65	m
z andatori	Distanza verticale (baricentro muro andatore)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	5.65	m
V altri elementi	Volume degli altri elementi in C.A	0.00	m3
x altri elementi	Distanza longitudinale dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	0.00	m
y altri elementi	Distanza trasversale dal baricentro del plinto	0.00	m
z altri elementi	Distanza verticale (baricentro degli altri elementi)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	0.00	m
L monte	Lunghezza della mensola di monte	11.20	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.50	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	16.50	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.50	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2.00	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1.00	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0.00	°
W testata	Peso totale del muro di testata	2340.00	kN
W paraghiaia	Peso totale del paraghiaia	325.00	kN
W andatori	Peso totale dei muri andatori	4200.00	kN
W altri elementi	Peso totale degli altri elementi	0.00	kN
W plinto	Peso totale del plinto	13612.50	kN
W spalla	Peso totale degli elementi in c.a. della spalla	20477.50	kN

TERRENO DI MONTE (RIEMPIMENTO)

φ	Angolo d'attrito interno del terreno	35.00	°
$\tan(\varphi)$	Tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno	0.70	
$\gamma\varphi$	Coefficiente parziale per $\tan\varphi'$	1.00	
φ ridotto	Angolo d'attrito ridotto	0.61	radianti
γ	Peso specifico del terreno	19.00	kN/m3
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	7.50	m
W riempimento monte	Peso del riempimento a tergo della spalla	13406.40	kN
W riempimento valle	Peso totale del riempimento a valle	1097.25	kN
Ko	Coefficiente di spinta a riposo	0.43	
H tot	Altezza complessiva della spinta	9.50	m

POSIZIONE DELLA FALDA

hw	Altezza della falda dall'intradosso del plinto, >0 se verso l'alto	0.00	m
-----------	--	------	---

CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

		Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1	
Sovraccarico "ext"	Sovraccarico permanente sul terreno di monte	0.00	0.00	kN/m2
Sovraccarico "int"	Sovraccarico permanente sul riempimento di monte	0.00	0.00	kN/m2
Carico traffico "ext"	Sovraccarichi mobili sul terreno di monte dovuti al passaggio del traffico	21.53	13.00	kN/m2
Carico traffico "int"	Sovraccarichi mobili sul riempimento dovuti al traffico	21.53	13.00	kN/m2
Frenatura	Forza di frenatura	411.06	390.16	kN
z frenatura	Distanza verticale (punto di applicazione della frenatura)-(intradosso plinto)	8.50	8.50	m
Vento	Pressione del vento	1.73	1.73	kN/m2
H barriere	Altezza barriere	3.00	3.00	m
L barriere	Lunghezza delle barriere	11.70	11.70	m
Vento su andatori?	Va considerato il vento sui muri andatori ?	No	No	
R vento	Risultante del vento	60.80	60.80	kN
z vento	Distanza verticale (punto di applicazione della risultante del vento)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	11.15	11.15	m
N imp perm	Carichi verticali permanenti dall'impalcato, >0 se verso il basso	1371.38	1371.38	kN
Vx imp perm	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp perm	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti	0.00	0.00	kN
My imp perm	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp perm	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai carichi permanenti	0.00	0.00	kNm
x imp perm	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp perm	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp perm	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp vento	Carichi verticali dall'impalcato dovuti al vento, >0 se verso il basso	0.00	0.00	kN
Vx imp vento	Forze longitudinali dall'impalcato dovute al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp vento	Forze trasversali dall'impalcato dovute al vento	183.71	183.71	kN
My imp vento	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp vento	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto al vento	429.99	429.99	kNm
x imp vento	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp vento	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp vento	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp traffico	Carichi verticali dall'impalcato dovuti ai traffico, >0 se verso il basso	837.60	545.04	kN
Vx imp traffico	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai traffico, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp traffico	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai traffico	0.00	0.00	kN
My imp traffico	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai traffico, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp traffico	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai traffico	10710.00	4914.00	kNm

x imp traffico	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y dimp traffico	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp traffico	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp fren	Carichi verticali dall'impalcato dovuti alla frenature e all'avviamento, >0 se verso il basso	0.00	0.00	kN
Vx imp fren	Forze longitudinali dall'impalcato dovute alla frenature e all'avviamento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp fren	Forze trasversali dall'impalcato dovute alla frenatura e all'avviamento	0.00	0.00	kN
My imp fren	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp fren	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto alla frenatura e all'avviamento	0.00	0.00	kNm
x imp fren	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-4.02	-4.02	m
y imp fren	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp fren	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	9.70	9.70	m
Spinta carichi perm	Spinta risultante dovuta al carico permanente a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico	Spinta risultante dovuta ai carichi da traffico a monte	907.28	547.75	kN
Spinta carichi traffico - orizzontale	Componente orizzontale	833.08	502.95	kN
Spinta carichi traffico - verticale	Componente verticale	359.35	216.95	kN

AZIONE SISMICA

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s ²
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.00	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.00	
βμ	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.4	m/s ²
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.45	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.23	
z Inerz N impal perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
z Inerz N impal traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.80	m
N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	3.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.54	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	4.62	kN/mm
kiso_tot viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	27.18	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.17	

**SPINTA DEL TERRENO A MONTE IN
CONDIZIONI STATICHE**

Spinta terre sopra falda	Spinta terreno a monte al di sopra della falda	3802.29	k N
Spinta terre sopra falda o.	Componente orizzontale della spinta terreno a monte al di sopra della falda	3491.32	k N
Spinta terre sopra falda v.	Componente verticale della spinta terreno a monte al di sopra della falda	1506.01	k N
S' terreno sotto falda rett.	Spinta efficace terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda rett. - orizzontale	Componente orizzontale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda rett. - verticale	Componente verticale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda triang.	Spinta efficace terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda triang. - orizzontale	Componente orizzontale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N
s' terreno sotto falda triang. - verticale	Componente verticale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N

Ews	Spinta dell'acqua	0.00	kN
------------	-------------------	------	----

OUTPUT

SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO PLINTO						
	N	T trasv	T long	MT	M long	M trasv
RARA_1_MTRA_4	37837	245	3743	0	-32538	8443
RARA_2_MTRA_4	38478	147	3908	0	-32685	13988
FREQ_1_MTRA_4	36761	0	3491	0	-32697	0
FREQ_2_MTRA_4	37837	0	3743	0	-32538	6013
Q.PERM_MTRA_4	36761	0	3491	0	-32697	0
SLU1_MTRA_4	51080	367	5053	0	-43927	11763
SLU2_MTRA_4	51946	220	5276	0	-44125	19103
SLU3_MTRA_4	38214	367	3831	0	-32483	11763
SLU4_MTRA_4	39079	220	4054	0	-32681	19103

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0.00	1.80	440.52	247.41	666.26
RARA_2_MTRA	0.00	1.80	468.65	272.47	760.23
FREQ_1_MTRA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
FREQ_2_MTRA	0.00	1.80	440.52	247.41	666.26
Q.PERM_MTRA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
SLU1_MTRA	0.00	1.80	594.70	334.01	899.45
SLU2_MTRA	0.00	1.80	632.68	367.84	1026.31
SLU3_MTRA	0.00	1.80	458.86	260.78	716.37
SLU4_MTRA	0.00	1.80	496.84	294.61	843.24

SOLLECITAZIONI MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0.00	0.50	31.25	80.97	147.78
RARA_2_MTRA	0.00	0.50	31.25	104.33	195.72
FREQ_1_MTRA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
FREQ_2_MTRA	0.00	0.50	31.25	80.97	147.78
Q.PERM_MTRA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
SLU1_MTRA	0.00	0.50	42.19	109.32	199.51
SLU2_MTRA	0.00	0.50	42.19	140.84	264.23
SLU3_MTRA	0.00	0.50	31.25	101.18	192.72
SLU4_MTRA	0.00	0.50	31.25	132.71	257.45

SOLLECITAZIONI MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0.00	1.00	187.50	252.61	713.03
RARA_2_MTRA	0.00	1.00	187.50	275.59	788.30
FREQ_1_MTRA	0.00	1.00	187.50	209.23	523.08
FREQ_2_MTRA	0.00	1.00	187.50	247.41	666.26
Q.PERM_MTRA	0.00	1.00	187.50	209.23	523.08
SLU1_MTRA	0.00	1.00	253.13	341.80	969.60
SLU2_MTRA	0.00	1.00	253.13	372.52	1068.41
SLU3_MTRA	0.00	1.00	187.50	268.57	786.52
SLU4_MTRA	0.00	1.00	187.50	299.28	885.33

ALLEGATO 3: STATICA PSCA

ANALISI DEI CARICHI

GEOMETRIA SINGOLA CAMPATA		
Tipologia impalcato	Continuo	
Luce asse giunto asse giunto	30.8	m
lunghezza retrotrave (da asse appoggi)	0.55	m
sbalzo soletta longitudinale da retrotrave	0.08	m
giunto	0.4	m
Luce netta appoggio-appoggio	30.0	m
N° trasversi	23	-
Z livelletta	10	m
Trave + soletta + appoggi	1.76	m
H trave	1.40	m
Rete protettiva	1.5	m
Altezza carico transitante	3	m
H muro di testata	5	m
H muro paraghiaia	2.50	m
H testata+paraghiaia	7.50	m
N°travi	3	-
interasse travi	3.5	m
Possibile allargamento soletta impalcato (marciapiede)	0.00	m

L tot impalcato	110	m
Aliquota carico uniformemente distribuito sulla spalla	0.08	
Aliquota di carico tandem 1 sulla spalla	1.02	
Aliquota di carico tandem 2 sulla spalla	0.98	

PESI PROPRI

Si considerano i pesi propri di tutto l'impalcato

	A	g	g	L	N	
	m2	kN/m	kN/m3	m	kN	
Acciaio INCIDENZA (350 kg/mq)	10.5		3.5	111.26	4088.81	
G2 Soletta	3.896		25	111.26	10836.72	
G2 Pavimentazione	1.08		20	111.26	2403.22	
G2 Sicurvia		1.50		111.26	333.78	
G2 Veletta	0.12		25	111.26	653.65	N di competenza
Tot					18316.18	1371.38

VENTO

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
Vb,0	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adi m
as	29	m.l. m
ca	1.00	adi m
Vb	28.00	m/s

H m.l.m. terreno

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50.00	anni
cr	1.00	adi m
Vr	28.02	m/s

Periodo di ritorno di progetto

coeff. Ritorno

Vel riferimento

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/ m ²

Pressione cinetica di rif

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	-
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Tab. 3.3.II

Tab. 3.3.II

Tab. 3.3.II

Ct	1.00	adi m
Ce	2.52	adi m
Cd	1.00	adi m
D/h	2.50	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	-

Coeff. Topografia

Coeff. Esposizione

Coeff. Dinamico

Rapporto tra interasse travi e
altezza travi

Superficie parte piena della
trave

Superficie delimitata dal
contorno della trave

Coeff. Pressione C3.3.8.6
NTC18

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m ²
P (trave isolata)	1.73	KN/m ²

P(μ)

P(μ)

Ponte scarico(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	2.51	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy barriera	40.04	kN	Scarico Vento su barriera
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxb	100.50	kNm	Momento trasversale vento barriera
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myb	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	143.67	kN	Taglio tot vento ponte scarico
Mx	269.42	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2213.99	kNm	Momento: "torcente vento barriera" + "torcente barriera impalcato"

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)**Ponte carico**

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	3.26	m	Eccentricità verticale solo Vento su carico
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy carico	80.08	kN	Scarico Vento su traffico
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxc	261.07	kNm	Momento trasversale vento traffico
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myc	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	183.71	kN	Scarico totale vento
Mx	429.99	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2831.02	kNm	Momento torcente vento carico+ torcente carico impalcato

Caso di carico impalcato scarico**Sollecitazioni**

Vy	143.67	kN
Mx	269.42	kNm
My	0.00	kNm

FORZA CENTRIFUGA

Forza centrifuga per impalcati in curva

Rcurvatura		m
Qv	0.00	kN
qcentrifuga	0.00	kN

ez Tandem	1.76	m
-----------	------	---

Sollecitazioni

Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm

SINTESI SOLLECITAZIONI DA TRAFFICO DA IMPALCATO

Senza psi

N	0.00	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm
My	0.00	kNm

Con Psi

N	0.00	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm
My	0.00	kNm

FRENATURA

Forza di frenamento par

5.1.3.5

q3	411.0 6	kN
----	------------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	10.40	m
H impalcato	1.76	m
Lunghezza zona caricata	111.2 6	m

Sollecitazioni senza ψ

N	0.00	kN
Vx	411.0 6	kN
Vy	0.00	kN
My	723.4 7	kN m
Mx	0.00	kN m

Sollecitazioni con ψ

N	0.00	kN
Vx	390.1 6	kN
Vy	0.00	kN
My	686.6 8	kNm
Mx	0.00	kNm

SOVRACCARICHI DA TRAFFICO TERRENO DI MONTE

Carichi verticali su rilevato C5.1.3.3.5.1

q1k	9	kN/mq
Q1k	600	kN

Area d'impronta

a	3.00	m
b	2.20	m

H diffusione	3.75	m
--------------	------	---

scelta progettuale in quanto è il sovraccarico a tergo del muro di testata e per questo da un contributo di spinta rettangolare la cui risultante appunto sta ad $h/2$, ha senso quindi calcolare la tensione di compressione data dai variabili a questa quota.

Diffusione a 30°

A	7.33	m
B	6.53	m

dimensioni area d'impronta alla quota di diffusione

Senza psi

qt	21.53	kN/mq
----	-------	-------

Con psi

qt	13.00	kN/mq
----	-------	-------

GEOMETRIA DELLA SPALLA

γ elevazione	Peso specifico di: muro di testata, muri andatori e paraghiaia	25.00	kN/m3
γ fondazione	Peso specifico del plinto di fondazione	25.00	kN/m3
H testata	Altezza del muro di testata	5.00	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.50	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.50	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.80	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.50	m
L testata	Larghezza del muro di testata	10.40	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	10.40	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	84.00	m2
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.00	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2.00	
x andatori	Distanza longitudinale tra il baricentro del muro andatore e il baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-2.65	m
z andatori	Distanza verticale (baricentro muro andatore)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	5.65	m
V altri elementi	Volume degli altri elementi in C.A	0.00	m3
x altri elementi	Distanza longitudinale dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	0.00	m
y altri elementi	Distanza trasversale dal baricentro del plinto	0.00	m
z altri elementi	Distanza verticale (baricentro degli altri elementi)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	0.00	m
L monte	Lunghezza della mensola di monte	11.20	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.50	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	16.50	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.50	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2.00	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1.00	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0.00	°
W testata	Peso totale del muro di testata	2340.00	kN
W paraghiaia	Peso totale del paraghiaia	325.00	kN
W andatori	Peso totale dei muri andatori	4200.00	kN
W altri elementi	Peso totale degli altri elementi	0.00	kN
W plinto	Peso totale del plinto	13612.50	kN
W spalla	Peso totale degli elementi in c.a. della spalla	20477.50	kN

TERRENO DI MONTE (RIEMPIMENTO)

φ	Angolo d'attrito interno del terreno	35.00	°
$\tan(\varphi)$	Tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno	0.70	
$\gamma\varphi$	Coefficiente parziale per $\tan\varphi'$	1.00	
φ ridotto	Angolo d'attrito ridotto	0.61	radianti
γ	Peso specifico del terreno	19.00	kN/m3
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	7.50	m
W riempimento monte	Peso del riempimento a tergo della spalla	13406.40	kN
W riempimento valle	Peso totale del riempimento a valle	1097.25	kN
Ko	Coefficiente di spinta a riposo	0.43	
H tot	Altezza complessiva della spinta	9.50	m

POSIZIONE DELLA FALDA

hw	Altezza della falda dall'intradosso del plinto, >0 se verso l'alto	0.00	m
-----------	--	------	---

CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

		Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1	
Sovraccarico "ext"	Sovraccarico permanente sul terreno di monte	0.00	0.00	kN/m2
Sovraccarico "int"	Sovraccarico permanente sul riempimento di monte	0.00	0.00	kN/m2
Carico traffico "ext"	Sovraccarichi mobili sul terreno di monte dovuti al passaggio del traffico	0.00	0.00	kN/m2
Carico traffico "int"	Sovraccarichi mobili sul riempimento dovuti al traffico	0.00	0.00	kN/m2
Frenatura	Forza di frenatura	411.06	390.16	kN
z frenatura	Distanza verticale (punto di applicazione della frenatura)-(intradosso plinto)	8.50	8.50	m
Vento	Pressione del vento	1.73	1.73	kN/m2
H barriere	Altezza barriere	1.50	1.50	m
L barriere	Lunghezza delle barriere	11.70	11.70	m
Vento su andatori?	Va considerato il vento sui muri andatori ?	No	No	
R vento	Risultante del vento	30.40	30.40	kN
z vento	Distanza verticale (punto di applicazione della risultante del vento)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	10.40	10.40	m
N imp perm	Carichi verticali permanenti dall'impalcato, >0 se verso il basso	1371.38	1371.38	kN
Vx imp perm	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp perm	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti	0.00	0.00	kN
My imp perm	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp perm	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai carichi permanenti	0.00	0.00	kNm
x imp perm	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp perm	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp perm	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp vento	Carichi verticali dall'impalcato dovuti al vento, >0 se verso il basso	0.00	0.00	kN
Vx imp vento	Forze longitudinali dall'impalcato dovute al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp vento	Forze trasversali dall'impalcato dovute al vento	143.67	143.67	kN
My imp vento	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp vento	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto al vento	269.42	269.42	kNm
x imp vento	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp vento	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp vento	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp traffico	Carichi verticali dall'impalcato dovuti al traffico, >0 se verso il basso	0.00	0.00	kN
Vx imp traffico	Forze longitudinali dall'impalcato dovute al traffico, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp traffico	Forze trasversali dall'impalcato dovute al traffico	0.00	0.00	kN
My imp traffico	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto al traffico, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp traffico	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto al traffico	0.00	0.00	kNm

x imp traffico	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y dimp traffico	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp traffico	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.20	7.20	m
N imp fren	Carichi verticali dall'impalcato dovuti alla frenature e all'avviamento, >0 se verso il basso	0.00	0.00	kN
Vx imp fren	Forze longitudinali dall'impalcato dovute alla frenature e all'avviamento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN
Vy imp fren	Forze trasversali dall'impalcato dovute alla frenatura e all'avviamento	0.00	0.00	kN
My imp fren	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kNm
Mx imp fren	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto alla frenatura e all'avviamento	0.00	0.00	kNm
x imp fren	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-4.02	-4.02	m
y imp fren	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0.00	0.00	m
z imp fren	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	9.70	9.70	m
Spinta carichi perm	Spinta risultante dovuta al carico permanente a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico	Spinta risultante dovuta ai carichi da traffico a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN

AZIONE SISMICA

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s ²
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.00	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.00	
βμ	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.4	m/s ²
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.45	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.23	
z Inerz N impal perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
z Inerz N impal traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.80	m
N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	3.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.54	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	4.62	kN/mm
kiso_tot viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	27.18	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.17	

**SPINTA DEL TERRENO A MONTE IN
CONDIZIONI STATICHE**

Spinta terre sopra falda	Spinta terreno a monte al di sopra della falda	3802.29	k N
Spinta terre sopra falda o.	Componente orizzontale della spinta terreno a monte al di sopra della falda	3491.32	k N
Spinta terre sopra falda v.	Componente verticale della spinta terreno a monte al di sopra della falda	1506.01	k N
S' terreno sotto falda rett.	Spinta efficace terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda rett. - orizzontale	Componente orizzontale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda rett. - verticale	Componente verticale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte rettangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda triang.	Spinta efficace terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N
S' terreno sotto falda triang. - orizzontale	Componente orizzontale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N
s' terreno sotto falda triang. - verticale	Componente verticale della spinta efficace del terreno a monte sotto la falda - parte triangolare	0.00	k N

Ews	Spinta dell'acqua	0.00	kN
------------	-------------------	------	----

OUTPUT

SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO PLINTO						
	N	T trasv	T long	MT	M long	M trasv
RARA_1_PSCA_3	36761	30	3491	0	-32697	316
RARA_2_PSCA_3	36761	18	3491	0	-32697	190
FREQ_1_PSCA_3	36761	6	3491	0	-32697	63
FREQ_2_PSCA_3	36761	0	3491	0	-32697	0
Q.PERM_PSCA_3	36761	0	3491	0	-32697	0
SLU1_PSCA_3	49628	46	4713	0	-44141	474
SLU2_PSCA_3	49628	27	4713	0	-44141	285
SLU3_PSCA_3	36761	46	3491	0	-32697	474
SLU4_PSCA_3	36761	27	3491	0	-32697	285

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
RARA_2_PSCA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
FREQ_1_PSCA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
FREQ_2_PSCA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
Q.PERM_PSCA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
SLU1_PSCA	0.00	1.80	523.95	282.47	706.16
SLU2_PSCA	0.00	1.80	523.95	282.47	706.16
SLU3_PSCA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08
SLU4_PSCA	0.00	1.80	388.11	209.23	523.08

SOLLECITAZIONI MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
RARA_2_PSCA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
FREQ_1_PSCA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
FREQ_2_PSCA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
Q.PERM_PSCA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
SLU1_PSCA	0.00	0.50	42.19	31.39	26.15
SLU2_PSCA	0.00	0.50	42.19	31.39	26.15
SLU3_PSCA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37
SLU4_PSCA	0.00	0.50	31.25	23.25	19.37

SOLLECITAZIONI MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0.00	1.00	187.50	211.83	544.52
RARA_2_PSCA	0.00	1.00	187.50	210.79	535.95
FREQ_1_PSCA	0.00	1.00	187.50	209.75	527.37
FREQ_2_PSCA	0.00	1.00	187.50	209.23	523.08
Q.PERM_PSCA	0.00	1.00	187.50	209.23	523.08
SLU1_PSCA	0.00	1.00	253.13	286.36	738.32
SLU2_PSCA	0.00	1.00	253.13	284.80	725.46
SLU3_PSCA	0.00	1.00	187.50	213.13	555.24
SLU4_PSCA	0.00	1.00	187.50	211.57	542.38

ALLEGATO 4: SISMICA NML

ANALISI DEI CARICHI

GEOMETRIA SINGOLA CAMPATA		
Tipologia impalcato	Continuo	
Luce asse giunto asse giunto	30.8	m
lunghezza retrotrave	0.55	m
sbalzo soletta	0.08	m
giunto	0.4	m
Luce netta appog-appog	30.0	m
N° traversi	23	-
Z livelletta	10	m
Trave + soletta	1.76	m
H trave	1.40	m
Rete protettiva	1.5	m
Altezza carico transitante	3	m
H muro di testata	5	m
H muro paraghiaia	2.50	m
H testata+paraghiaia	7.50	m
N°travi	3	-
interasse travi	3.5	m
Possibile allargamento soletta impalcato (marciapiede)	0.00	m

L tot impalcato	110	m
Aliquota carico uniformemente distribuito sulla spalla	0.08	
Aliquota di carico tandem 1 sulla spalla	1.02	
Aliquota di carico tandem 2 sulla spalla	0.98	

PESI PROPRI

Si considerano i pesi propri di tutto l'impalcato

	A	g	g	L	N
	m2	kN/m	kN/m	m	kN
Acciaio INCIDENZA (350 kg/mq)	10.40		3	111.26	3471.31
G2 Soletta	2.87	-	25	444.26	7982.94
G2 Pavimentazione	4.08	-	20	444.26	2403.22
G2 Sicurvia		1.50		111.26	333.78
G2 Veletta	0.13		25	111.26	723.19
G2 Rete di protezione					0.00
Tot					14914.40

N di competenza da SAP

1371.38

VENTO

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
Vb,0	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adim
As	29	m.l.m
ca	1.00	adim
Vb	28.00	m/s

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50	anni
cr	1.00	adim
Vr	28.02	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m ²

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Ct	1.00	adim
Ce	2.52	adim
Cd	1.00	adim
D/h	2.50	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	

m 0.33

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m ²
P (trave isolata)	1.73	KN/m ²

Ponte scarico

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	2.51	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy barriera	40.04	kN	Scarico Vento su barriera
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxb	100.50	kNm	Momento trasversale vento barriera
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myb	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	143.67	kN	Taglio tot vento ponte scarico
Mx	269.42	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2213.99	kNm	Momento: "torcente vento barriera" + "torcente barriera impalcato"

Ponte carico

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	3.26	m	Eccentricità verticale solo Vento su carico
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy carico	80.08	kN	Scarico Vento su traffico
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxc	261.07	kNm	Momento trasversale vento traffico
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myc	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	183.71	kN	Scarico totale vento
Mx	429.99	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2831.02	kNm	Momento torcente vento carico+ torcente carico impalcato

Caso di carico impalcato carico

Sollecitazioni

Vy	183.71	kN
Mx	429.99	kNm
My	0.00	kNm

FORZA CENTRIFUGA

Forza centrifuga per impalcati in curva

Rcurvatura		m
Qv	1200	kN
qcentrifuga	0	kN

ez Tandem	1.76	m
-----------	------	---

Sollecitazioni

Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm

SINTESI SOLLECITAZIONI DA TRAFFICO DA IMPALCATO

Senza psi

N	1569.60	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	7035.00	kNm
My	0.00	kNm

Con Psi

N	1047.84	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	3024.00	kNm
My	0.00	kNm

FRENATURA

Forza di frenamento par 5.1.3.5

q3	422.24	kN
----	--------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	10.40	m
h baggiolo	3.10	m
Luce asse giunto asse giunto	111.20	m

Sollecitazioni senza psi

N	0.00	kN
Vx	422.24	kN
Vy	0.00	kN
My	1308.96	kNm
Mx	0.00	kNm

Sollecitazioni con psi

N	0.00	kN
Vx	390.10	kN
Vy	0.00	kN
My	1209.30	kNm
Mx	0.00	kNm

SOVRACCARICHI DA TRAFFICO TERRENO DI MONTE

Carichi verticali su rilevato

C5.1.3.3.5.1

q1k	9.00	kN/m q
Q1k	600.00	kN

Area d'impronta

a	3.00	m
b	2.20	m

H diffusione	3.75	m
--------------	------	---

scelta proettuale in quanto è il sovraccarico a tergo del muro di testata e per questo da un contributo di spinta rettangolare la cui risultante appunto sta ad $h/2$, ha senso quindi calcolare la tensione di compressione data dai variabili a questa quota.

Diffusione a 30°

A	7.33	m
B	6.53	m

dimensioni area d'impronta alla quota di diffusione

Senza psi

qt	21.53	kN/m q
----	-------	-----------

Con psi

qt	13.0 0	kN/mq
----	-----------	-------

GEOMETRIA DELLA SPALLA

γ elevazione	Peso specifico di: muro di testata, muri andatori e paraghiaia	25	kN/m3
γ fondazione	Peso specifico del plinto di fondazione	25	kN/m3
H testata	Altezza del muro di testata	5	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.5	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.5	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.8	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.5	m
L testata	Larghezza del muro di testata	10.4	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	10.4	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	84	m2
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.00	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2	
x andatori	Distanza longitudinale tra il baricentro del muro andatore e il baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-2.65	m
z andatori	Distanza verticale (baricentro muro andatore)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	5.65	m
V altri elementi	Volume degli altri elementi in C.A	0	m3
x altri elementi	Distanza longitudinale dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	0	m
y altri elementi	Distanza trasversale dal baricentro del plinto	0	m
z altri elementi	Distanza verticale (baricentro degli altri elementi)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	0	m
L monte	Lunghezza della mensola di monte	11.2	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.5	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	16.5	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.5	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0	°
W testata	Peso totale del muro di testata	2340	kN
W paraghiaia	Peso totale del paraghiaia	325	kN
W andatori	Peso totale dei muri andatori	4200	kN
W altri elementi	Peso totale degli altri elementi	0	kN
W plinto	Peso totale del plinto	13612.5	kN
W spalla	Peso totale degli elementi in c.a. della spalla	20478	kN

DATI GEOTECNICI TERRENO DI MONTE (RILEVATO)

φ	Angolo d'attrito interno del terreno	35	°
$\tan(\varphi)$	Tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno	0.700	
$\gamma\varphi$	Coefficiente parziale per $\tan\varphi'$	1	
φ ridotto	Angolo d'attrito ridotto	0.611	radianti
γ	Peso specifico del terreno	19	kN/m ³
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	7.5	m
W riempimento monte	Peso del riempimento a tergo della spalla	13406.40	kN
W riempimento valle	Peso totale del riempimento a valle	1097.25	kN
Ka	Coefficiente di spinta attiva	0.271	
H tot	Altezza complessiva della spinta	9.50	m

POSIZIONE DELLA FALDA

hw	Altezza della falda dall'intradosso del plinto, >0 se verso l'alto	0	m
----	--	---	---

CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO				
		Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1	
Sovraccarico "ext"	Sovraccarico permanente sul terreno di monte	0	0	kN/m ²
Sovraccarico "int"	Sovraccarico permanente sul riempimento di monte	0	0	kN/m ²
Carico traffico "ext"	Sovraccarichi mobili sul terreno di monte dovuti al passaggio del traffico	21.53	13.00	kN/m ²
Carico traffico "int"	Sovraccarichi mobili sul riempimento dovuti al traffico	21.53	13.00	kN/m ²
Frenatura	Forza di frenatura	411.1	390.2	kN
z frenatura	Distanza verticale (punto di applicazione della frenatura)-(intradosso plinto)	8.5	8.5	m
Vento	Pressione del vento	1.73	1.73	kN/m ²
H barriere	Altezza barriere	3	3	m
L barriere	Lunghezza delle barriere	11.7	11.7	m
Vento su andatori?	Va considerato il vento sui muri andatori ?	No	No	
R vento	Risultante del vento	60.80	60.80	kN
z vento	Distanza verticale (punto di applicazione della risultante del vento)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	11.15	11.15	m
N imp perm	Carichi verticali permanenti dall'impalcato, >0 se verso il basso	1371	1371	kN
Vx imp perm	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp perm	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti	0	0	kN
My imp perm	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp perm	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai carichi permanenti	0	0	kN m
x imp perm	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioni dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp perm	Distanza trasversale dell'asse dei baggioni dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m

z imp perm	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp vento	Carichi verticali dall'impalcato dovuti al vento, >0 se verso il basso	0	0	kN
Vx imp vento	Forze longitudinali dall'impalcato dovute al vento, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp vento	Forze trasversali dall'impalcato dovute al vento	183.71	183.71	kN
My imp vento	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN m
Mx imp vento	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto al vento	429.99	429.99	kN m
x imp vento	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp vento	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp vento	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp traffico	Carichi verticali dall'impalcato dovuti ai traffico, >0 se verso il basso	1570	1048	kN
Vx imp traffico	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai traffico, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp traffico	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai traffico	0	0	kN
My imp traffico	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai traffico, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp traffico	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai traffico	7635	3474	kN m
x imp traffico	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y dimp traffico	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp traffico	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp fren	Carichi verticali dall'impalcato dovuti alla frenature e all'avviamento, >0 se verso il basso	0	0	kN
Vx imp fren	Forze longitudinali dall'impalcato dovute alla frenature e all'avviamento, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp fren	Forze trasversali dall'impalcato dovute alla frenatura e all'avviamento	0	0	kN
My imp fren	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp fren	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto alla frenatura e all'avviamento	0	0	kN m
x imp fren	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-4.02	-4.02	m
y imp fren	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp fren	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	9.7	9.7	m
Spinta carichi perm	Spinta risultante dovuta al carico permanente a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico	Spinta risultante dovuta ai carichi da traffico a monte	576.57	348.09	kN
Spinta carichi traffico - orizzontale	Componente orizzontale	529.42	319.62	kN
Spinta carichi traffico - verticale	Componente verticale	228.37	137.87	kN

AZIONE SISMICA

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s2
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.00	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.00	
$\beta\mu$	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.4	m/s2
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.45	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.23	
z Inerzia N imp perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
z Inerzia N imp traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.80	m
N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	3.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.54	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	4.62	kN/mm
kiso_tot viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	27.18	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.17	

**SPINTA DEL TERRENO A MONTE IN CONDIZIONI SISMICHE -
FORZE D'INERZIA**

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	-
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	-
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	-
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s2
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1	-
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	-
S	Fattore della categoria del suolo	1	-
bm	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	-
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.424	m/s2
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.451	g
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.170	
θ	Angolo sismico	0.53	radianti
Kae	Coefficiente di spinta sismica attiva, calcolato con la formula di Mononobe-Okabe	0.871	
Ews	Spinta dell'acqua	0.00	kN
Ed	Forza totale sismica (statica + dinamica)	9521.50	kN
ΔI	Incremento di spinta sismica (spinta sismica - spinta statica)	7105.16	kN
Inerzia riemp. monte	Forza d'inerzia del riempimento di monte	6046.29	kN
Inerzia ric. valle	Forza d'inerzia del ricoprimento di valle	494.86	kN
Inerzia testata	Forza d'inerzia del muro di testata	1055.34	kN
Inerzia paraghiaia	Forza d'inerzia del muro paraghiaia	146.58	kN
Inerzia andadori	Forza d'inerzia dei muri andadori	1894.20	kN

Inerzia altri elementi	Forza d'inerzia degli altri elementi in c.a.	0.00	kN
Inerzia plinto	Forza d'inerzia del plinto	6139.24	kN
Inerzia carichi permanenti	Forza d'inerzia dei carichi permanenti a monte	0.00	kN
Inerzia carichi da traffico	Forza d'inerzia dei carichi da traffico a monte	1262.59	kN
In. long. N imp perm	Carico verticale dal ponte per carichi permanenti, forza d'inerzia in direzione longitudinale	785.27	kN
In. transv. N imp perm	Carico verticale dall'impalcato per carichi permanenti, forza d'inerzia in direzione trasversale	785.27	kN
z Inerzia N imp perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
In. long. N imp traffico I.	Carico verticale dall'impalcato per carichi da traffico, forza d'inerzia in direzione longitudinale	898.77	kN
In. transv. N imp traffico I.	Carico verticale dall'impalcato per carichi da traffico, forza d'inerzia in direzione trasversale	898.77	kN
z Inerzia N imp traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.8	m

ALTRE INFORMAZIONI

Fattore di amplificazione per Spinta della terra e sovraccarichi mobili (solo per muro paraghiaia)	1
--	---

Carichi traffico **no psi** Carichi traffico **con psi 0-1**

	Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1
Sovraccarichi permanenti per dimensionamento del muro paraghiaia	0	0
Sovraccarichi mobili per dimensionamento del muro paraghiaia	21.53	13.00
Carco orizzontale da traffico su rilevato	180.00	135.00

S 4	Spessore della porzione 4 dei muri andatori	1.00	m
H 4	Altezzadella porzione 4 dei muri andatori	3.00	m

S 3	Spessore della porzione 3 dei muri andatori	1.00	m
H 3	Altezzadella porzione 3 dei muri andatori	1.50	m

S 2	Spessore della porzione 2 dei muri andatori	1.00	m
H 2	Altezzadella porzione 2 dei muri andatori	1.50	m

S 1	Spessore della porzione 1 dei muri andatori	1.00	m
H 1	Altezzadella porzione 1 dei muri andatori	1.50	m

Vento andatori	Pressione del vento per il dimensionamento dei muri andatori	1.73	kN/m ²
-----------------------	--	------	-------------------

OUTPUT

SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO PLINTO						
	N	T transv	T long	MT	M long	M transv
SLV_NML_L1	39749	5098	26191	0	81582	22328
SLV_NML_L2	34704	5098	26191	0	84864	22328
SLV_NML_T1	39749	16994	9447	0	11159	70865
SLV_NML_T2	34704	16994	9447	0	14440	70865
SLV_NML_V1	45634	5098	9447	0	7330	22328
SLV_NML_V2	28819	5098	9447	0	18269	22328

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_NML	0	1.8	418	1557	5375
---------	---	-----	-----	------	------

SOLLECITAZIONI MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_NML	0	0.5	31	411	1489
---------	---	-----	----	-----	------

SOLLECITAZIONI MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_NML	0	1	188	800	2801
---------	---	---	-----	-----	------

ALLEGATO 5: SISMICA MTRA

ANALISI DEI CARICHI

GEOMETRIA SINGOLA CAMPATA		
Tipologia impalcato	Continuo	
Luce asse giunto asse giunto	30.8	m
lunghezza retrotrave	0.55	m
sbalzo soletta	0.08	m
giunto	0.4	m
Luce netta appog-appog	30.0	m
N° traversi	23	-
Z livelletta	10	m
Trave + soletta	1.76	m
H trave	1.40	m
Rete protettiva	1.5	m
Altezza carico transitante	3	m
H muro di testata	5	m
H muro paraghiaia	2.50	m
H testata+paraghiaia	7.50	m
N°travi	3	-
interasse travi	3.5	m
Possibile allargamento soletta impalcato (marciapiede)	0.00	m

L tot impalcato	110	m
Aliquota carico uniformemente distribuito sulla spalla	0.08	
Aliquota di carico tandem 1 sulla spalla	1.02	
Aliquota di carico tandem 2 sulla spalla	0.98	

PESI PROPRI

Si considerano i pesi propri di tutto l'impalcato

	A	g	g	L	N
	m2	kN/m	kN/m	m	kN
Acciaio INCIDENZA (350 kg/mq)	10.40		3	111.26	3471.31
G2 Soletta	2.87	-	25	444.26	7982.94
G2 Pavimentazione	4.08	-	20	444.26	2403.22
G2 Sicurvia		1.50		111.26	333.78
G2 Veletta	0.13		25	111.26	723.19
G2 Rete di protezione					0.00
Tot					14914.40

N di competenza da SAP

1371.38

VENTO

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
Vb,0	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adim
As	29	m.l.m
ca	1.00	adim
Vb	28.00	m/s

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50	anni
cr	1.00	adim
Vr	28.02	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m ²

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Ct	1.00	adim
Ce	2.52	adim
Cd	1.00	adim
D/h	2.50	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	

m 0.33

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m ²
P (trave isolata)	1.73	KN/m ²

Ponte scarico

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	2.51	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy barriera	40.04	kN	Scarico Vento su barriera
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxb	100.50	kNm	Momento trasversale vento barriera
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myb	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	143.67	kN	Taglio tot vento ponte scarico
Mx	269.42	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2213.99	kNm	Momento: "torcente vento barriera" + "torcente barriera impalcato"

Ponte carico

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	3.26	m	Eccentricità verticale solo Vento su carico
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy carico	80.08	kN	Scarico Vento su traffico
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxc	261.07	kNm	Momento trasversale vento traffico
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myc	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	183.71	kN	Scarico totale vento
Mx	429.99	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2831.02	kNm	Momento torcente vento carico+ torcente carico impalcato

Caso di carico impalcato carico

Sollecitazioni

Vy	183.71	kN
Mx	429.99	kNm
My	0.00	kNm

FORZA CENTRIFUGA

Forza centrifuga per impalcati in curva

Rcurvatura		m
Qv	600	kN
qcentrifuga	0	kN

ez Tandem	1.76	m
-----------	------	---

Sollecitazioni

Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm

SINTESI SOLLECITAZIONI DA TRAFFICO DA IMPALCATO

Senza psi

N	1569.60	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	7035.00	kNm
My	0.00	kNm

Con Psi

N	1047.84	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	3024.00	kNm
My	0.00	kNm

FRENATURA

Forza di frenamento par 5.1.3.5

q3	422.24	kN
----	--------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	10.40	m
h baggiolo	3.10	m
Luce asse giunto asse giunto	111.20	m

Sollecitazioni senza psi

N	0.00	kN
Vx	422.24	kN
Vy	0.00	kN
My	1308.96	kNm
Mx	0.00	kNm

Sollecitazioni con psi

N	0.00	kN
Vx	390.10	kN
Vy	0.00	kN
My	1209.30	kNm
Mx	0.00	kNm

SOVRACCARICHI DA TRAFFICO TERRENO DI MONTE

Carichi verticali su rilevato

C5.1.3.3.5.1

q1k	9.00	kN/m q
Q1k	600.00	kN

Area d'impronta

a	3.00	m
b	2.20	m

H diffusione	3.75	m
--------------	------	---

scelta proettuale in quanto è il sovraccarico a tergo del muro di testata e per questo da un contributo di spinta rettangolare la cui risultante appunto sta ad $h/2$, ha senso quindi calcolare la tensione di compressione data dai variabili a questa quota.

Diffusione a 30°

A	7.33	m
B	6.53	m

dimensioni area d'impronta alla quota di diffusione

Senza psi

qt	21.53	kN/m q
----	-------	-----------

Con psi

qt	13.0 0	kN/mq
----	-----------	-------

GEOMETRIA DELLA SPALLA

γ elevazione	Peso specifico di: muro di testata, muri andatori e paraghiaia	25	kN/m3
γ fondazione	Peso specifico del plinto di fondazione	25	kN/m3
H testata	Altezza del muro di testata	5	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.5	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.5	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.8	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.5	m
L testata	Larghezza del muro di testata	10.4	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	10.4	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	84	m2
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.00	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2	
x andatori	Distanza longitudinale tra il baricentro del muro andatore e il baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-2.65	m
z andatori	Distanza verticale (baricentro muro andatore)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	5.65	m
V altri elementi	Volume degli altri elementi in C.A	0	m3
x altri elementi	Distanza longitudinale dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	0	m
y altri elementi	Distanza trasversale dal baricentro del plinto	0	m
z altri elementi	Distanza verticale (baricentro degli altri elementi)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	0	m
L monte	Lunghezza della mensola di monte	11.2	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.5	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	16.5	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.5	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0	°
W testata	Peso totale del muro di testata	2340	kN
W paraghiaia	Peso totale del paraghiaia	325	kN
W andatori	Peso totale dei muri andatori	4200	kN
W altri elementi	Peso totale degli altri elementi	0	kN
W plinto	Peso totale del plinto	13612.5	kN
W spalla	Peso totale degli elementi in c.a. della spalla	20478	kN

DATI GEOTECNICI TERRENO DI MONTE (RILEVATO)

φ	Angolo d'attrito interno del terreno	35	°
$\tan(\varphi)$	Tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno	0.700	
$\gamma\varphi$	Coefficiente parziale per $\tan\varphi'$	1	
φ ridotto	Angolo d'attrito ridotto	0.611	radianti
γ	Peso specifico del terreno	19	kN/m ³
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	7.5	m
W riempimento monte	Peso del riempimento a tergo della spalla	13406.40	kN
W riempimento valle	Peso totale del riempimento a valle	1097.25	kN
Ka	Coefficiente di spinta attiva	0.271	
H tot	Altezza complessiva della spinta	9.50	m

POSIZIONE DELLA FALDA

hw	Altezza della falda dall'intradosso del plinto, >0 se verso l'alto	0	m
----	--	---	---

CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO				
		Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1	
Sovraccarico "ext"	Sovraccarico permanente sul terreno di monte	0	0	kN/m ²
Sovraccarico "int"	Sovraccarico permanente sul riempimento di monte	0	0	kN/m ²
Carico traffico "ext"	Sovraccarichi mobili sul terreno di monte dovuti al passaggio del traffico	21.53	13.00	kN/m ²
Carico traffico "int"	Sovraccarichi mobili sul riempimento dovuti al traffico	21.53	13.00	kN/m ²
Frenatura	Forza di frenatura	411.1	390.2	kN
z frenatura	Distanza verticale (punto di applicazione della frenatura)-(intradosso plinto)	8.5	8.5	m
Vento	Pressione del vento	1.73	1.73	kN/m ²
H barriere	Altezza barriere	3	3	m
L barriere	Lunghezza delle barriere	11.7	11.7	m
Vento su andatori?	Va considerato il vento sui muri andatori ?	No	No	
R vento	Risultante del vento	60.80	60.80	kN
z vento	Distanza verticale (punto di applicazione della risultante del vento)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	11.15	11.15	m
N imp perm	Carichi verticali permanenti dall'impalcato, >0 se verso il basso	1371	1371	kN
Vx imp perm	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp perm	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti	0	0	kN
My imp perm	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp perm	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai carichi permanenti	0	0	kN m
x imp perm	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioni dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp perm	Distanza trasversale dell'asse dei baggioni dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m

z imp perm	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp vento	Carichi verticali dall'impalcato dovuti al vento, >0 se verso il basso	0	0	kN
Vx imp vento	Forze longitudinali dall'impalcato dovute al vento, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp vento	Forze trasversali dall'impalcato dovute al vento	183.71	183.71	kN
My imp vento	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN m
Mx imp vento	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto al vento	429.99	429.99	kN m
x imp vento	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp vento	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp vento	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp traffico	Carichi verticali dall'impalcato dovuti ai traffico, >0 se verso il basso	838	545	kN
Vx imp traffico	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai traffico, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp traffico	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai traffico	0	0	kN
My imp traffico	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai traffico, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp traffico	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai traffico	10710	4914	kN m
x imp traffico	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y dimp traffico	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp traffico	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp fren	Carichi verticali dall'impalcato dovuti alla frenature e all'avviamento, >0 se verso il basso	0	0	kN
Vx imp fren	Forze longitudinali dall'impalcato dovute alla frenature e all'avviamento, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp fren	Forze trasversali dall'impalcato dovute alla frenatura e all'avviamento	0	0	kN
My imp fren	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp fren	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto alla frenatura e all'avviamento	0	0	kN m
x imp fren	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-4.02	-4.02	m
y imp fren	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp fren	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	9.7	9.7	m
Spinta carichi perm	Spinta risultante dovuta al carico permanente a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico	Spinta risultante dovuta ai carichi da traffico a monte	576.57	348.09	kN
Spinta carichi traffico - orizzontale	Componente orizzontale	529.42	319.62	kN
Spinta carichi traffico - verticale	Componente verticale	228.37	137.87	kN

AZIONE SISMICA

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s2
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.00	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.00	
$\beta\mu$	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.4	m/s2
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.45	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.23	
z Inerzia N imp perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
z Inerzia N imp traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.80	m
N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	3.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.54	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	4.62	kN/mm
kiso_tot_viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	27.18	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.17	

**SPINTA DEL TERRENO A MONTE IN CONDIZIONI SISMICHE -
FORZE D'INERZIA**

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	-
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	-
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	-
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s2
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1	-
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	-
S	Fattore della categoria del suolo	1	-
bm	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	-
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.424	m/s2
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.451	g
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.170	
θ	Angolo sismico	0.53	radianti
Kae	Coefficiente di spinta sismica attiva, calcolato con la formula di Mononobe-Okabe	0.871	
Ews	Spinta dell'acqua	0.00	kN
Ed	Forza totale sismica (statica + dinamica)	9521.50	kN
ΔΠ	Incremento di spinta sismica (spinta sismica - spinta statica)	7105.16	kN
Inerzia riemp. monte	Forza d'inerzia del riempimento di monte	6046.29	kN
Inerzia ric. valle	Forza d'inerzia del ricoprimento di valle	494.86	kN
Inerzia testata	Forza d'inerzia del muro di testata	1055.34	kN
Inerzia paraghiaia	Forza d'inerzia del muro paraghiaia	146.58	kN
Inerzia andadori	Forza d'inerzia dei muri andadori	1894.20	kN
Inerzia altri elementi	Forza d'inerzia degli altri elementi in c.a.	0.00	kN
Inerzia plinto	Forza d'inerzia del plinto	6139.24	kN
Inerzia carichi permanenti	Forza d'inerzia dei carichi permanenti a monte	0.00	kN
Inerzia carichi da traffico	Forza d'inerzia dei carichi da traffico a monte	1262.59	kN
In. long. N imp perm	Carico verticale dal ponte per carichi permanenti, forza d'inerzia in direzione longitudinale	785.27	kN
In. transv. N imp perm	Carico verticale dall'impalcato per carichi permanenti, forza d'inerzia in direzione trasversale	785.27	kN
z Inerzia N imp perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
In. long. N imp traffico I.	Carico verticale dall'impalcato per carichi da traffico, forza d'inerzia in direzione longitudinale	479.62	kN
In. transv. N imp traffico I.	Carico verticale dall'impalcato per carichi da traffico, forza d'inerzia in direzione trasversale	479.62	kN
z Inerzia N imp traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.8	m

ALTRE INFORMAZIONI

Fattore di amplificazione per Spinta della terra e sovraccarichi mobili (solo per muro paraghiaia)	1
--	---

Carichi traffico **no psi** Carichi traffico **con psi 0-1**

	Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1
Sovraccarichi permanenti per dimensionamento del muro paraghiaia	0	0
Sovraccarichi mobili per dimensionamento del muro paraghiaia	21.53	13.00
Carco orizzontale da traffico su rilevato	180.00	135.00

S 4	Spessore della porzione 4 dei muri andatori	1.00	m
H 4	Altezzadella porzione 4 dei muri andatori	3.00	m

S 3	Spessore della porzione 3 dei muri andatori	1.00	m
H 3	Altezzadella porzione 3 dei muri andatori	1.50	m

S 2	Spessore della porzione 2 dei muri andatori	1.00	m
H 2	Altezzadella porzione 2 dei muri andatori	1.50	m

S 1	Spessore della porzione 1 dei muri andatori	1.00	m
H 1	Altezzadella porzione 1 dei muri andatori	1.50	m

Vento andatori	Pressione del vento per il dimensionamento dei muri andatori	1.73	kN/m ²
-----------------------	--	------	-------------------

OUTPUT

SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO PLINTO						
	N	T transv	T long	MT	M long	M transv
SLV_MTRA_L1	39602	5073	26191	0	81019	22717
SLV_MTRA_L2	34558	5073	26191	0	84301	22717
SLV_MTRA_T1	39602	16910	9447	0	10595	70725
SLV_MTRA_T2	34558	16910	9447	0	13877	70725
SLV_MTRA_V1	45487	5073	9447	0	6766	22717
SLV_MTRA_V2	28673	5073	9447	0	17706	22717

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_MTRA	0	1.8	404	1557	5375
----------	---	-----	-----	------	------

SOLLECITAZIONI MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_MTRA	0	0.5	31	411	1489
----------	---	-----	----	-----	------

SOLLECITAZIONI MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_NML	0	1	188	800	2801
---------	---	---	-----	-----	------

ALLEGATO 6: SISMICA PSCA

ANALISI DEI CARICHI

GEOMETRIA SINGOLA CAMPATA		
Tipologia impalcato	Continuo	
Luce asse giunto asse giunto	30.8	m
lunghezza retrotrave	0.55	m
sbalzo soletta	0.08	m
giunto	0.4	m
Luce netta appog-appog	30.0	m
N° traversi	23	-
Z livelletta	10	m
Trave + soletta	1.76	m
H trave	1.40	m
Rete protettiva	1.5	m
Altezza carico transitante	3	m
H muro di testata	5	m
H muro paraghiaia	2.50	m
H testata+paraghiaia	7.50	m
N°travi	3	-
interasse travi	3.5	m
Possibile allargamento soletta impalcato (marciapiede)	0.00	m

L tot impalcato	110	m
Aliquota carico uniformemente distribuito sulla spalla	0.08	
Aliquota di carico tandem 1 sulla spalla	1.02	
Aliquota di carico tandem 2 sulla spalla	0.98	

PESI PROPRI

Si considerano i pesi propri di tutto l'impalcato

	A	g	g	L	N
	m2	kN/m	kN/m	m	kN
Acciaio INCIDENZA (350 kg/mq)	10.40		3	111.26	3471.31
G2 Soletta	2.87	-	25	444.26	7982.94
G2 Pavimentazione	4.08	-	20	444.26	2403.22
G2 Sicurvia		1.50		111.26	333.78
G2 Veletta	0.13		25	111.26	723.19
G2 Rete di protezione					0.00
Tot					14914.40

N di competenza da SAP

1371.38

VENTO

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
Vb,0	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adim
As	29	m.l.m
ca	1.00	adim
Vb	28.00	m/s

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50	anni
cr	1.00	adim
Vr	28.02	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m ²

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Ct	1.00	adim
Ce	2.52	adim
Cd	1.00	adim
D/h	2.50	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	

m 0.33

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m ²
P (trave isolata)	1.73	KN/m ²

Ponte scarico

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	2.51	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy barriera	40.04	kN	Scarico Vento su barriera
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxb	100.50	kNm	Momento trasversale vento barriera
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myb	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	143.67	kN	Taglio tot vento ponte scarico
Mx	269.42	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2213.99	kNm	Momento: "torcente vento barriera" + "torcente barriera impalcato"

Ponte carico

(rispetto alla base del dispositivo di appoggio)

ex	15.41	m	Eccentricità longitudinale
ez1	3.26	m	Eccentricità verticale solo Vento su carico
ez2	1.63	m	Eccentricità verticale solo Vento su barriera+impalcato
Vy carico	80.08	kN	Scarico Vento su traffico
Vy barr+impalcato	103.63	kN	Scarico vento barriera + impalcato
Mxc	261.07	kNm	Momento trasversale vento traffico
Mximp+b	168.92	kNm	Momento trasversale vento barriera + impalcato
Myc	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera
Myb+imp	0.00	kNm	Momento longitudinale vento barriera + impalcato
Vy	183.71	kN	Scarico totale vento
Mx	429.99	kNm	Momento trasversale totale
My	0.00	kNm	Momento longitudinale totale
Mz	2831.02	kNm	Momento torcente vento carico+ torcente carico impalcato

Caso di carico impalcato [scarico](#)

Sollecitazioni

Vy	143.67	kN
Mx	269.42	kNm
My	0.00	kNm

FORZA CENTRIFUGA

Forza centrifuga per impalcati in curva

Rcurvatura		m
Qv	0	kN
qcentrifuga	0	kN

ez Tandem	1.76	m
-----------	------	---

Sollecitazioni

Vy	0.00	kN
Mx	0.00	kNm

SINTESI SOLLECITAZIONI DA TRAFFICO DA IMPALCATO

Senza psi

N	1569.60	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	7035.00	kNm
My	0.00	kNm

Con Psi

N	1047.84	kN
Vx	0.00	kN
Vy	0.00	kN
Mx	3024.00	kNm
My	0.00	kNm

FRENATURA

Forza di frenamento par 5.1.3.5

q3	422.24	kN
----	--------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	10.40	m
h baggiolo	3.10	m
Luce asse giunto asse giunto	111.20	m

Sollecitazioni senza psi

N	0.00	kN
Vx	422.24	kN
Vy	0.00	kN
My	1308.96	kNm
Mx	0.00	kNm

Sollecitazioni con psi

N	0.00	kN
Vx	390.10	kN
Vy	0.00	kN
My	1209.30	kNm
Mx	0.00	kNm

SOVRACCARICHI DA TRAFFICO TERRENO DI MONTE

Carichi verticali su rilevato

C5.1.3.3.5.1

q1k	9.00	kN/m q
Q1k	600.00	kN

Area d'impronta

a	3.00	m
b	2.20	m

H diffusione	3.75	m
--------------	------	---

scelta proettuale in quanto è il sovraccarico a tergo del muro di testata e per questo da un contributo di spinta rettangolare la cui risultante appunto sta ad $h/2$, ha senso quindi calcolare la tensione di compressione data dai variabili a questa quota.

Diffusione a 30°

A	7.33	m
B	6.53	m

dimensioni area d'impronta alla quota di diffusione

Senza psi

qt	21.53	kN/m q
----	-------	-----------

Con psi

qt	13.0 0	kN/mq
----	-----------	-------

GEOMETRIA DELLA SPALLA

γ elevazione	Peso specifico di: muro di testata, muri andatori e paraghiaia	25	kN/m3
γ fondazione	Peso specifico del plinto di fondazione	25	kN/m3
H testata	Altezza del muro di testata	5	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.5	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.5	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.8	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.5	m
L testata	Larghezza del muro di testata	10.4	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	10.4	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	84	m2
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.00	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2	
x andatori	Distanza longitudinale tra il baricentro del muro andatore e il baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-2.65	m
z andatori	Distanza verticale (baricentro muro andatore)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	5.65	m
V altri elementi	Volume degli altri elementi in C.A	0	m3
x altri elementi	Distanza longitudinale dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	0	m
y altri elementi	Distanza trasversale dal baricentro del plinto	0	m
z altri elementi	Distanza verticale (baricentro degli altri elementi)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	0	m
L monte	Lunghezza della mensola di monte	11.2	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.5	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	16.5	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.5	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0	°
W testata	Peso totale del muro di testata	2340	kN
W paraghiaia	Peso totale del paraghiaia	325	kN
W andatori	Peso totale dei muri andatori	4200	kN
W altri elementi	Peso totale degli altri elementi	0	kN
W plinto	Peso totale del plinto	13612.5	kN
W spalla	Peso totale degli elementi in c.a. della spalla	20478	kN

DATI GEOTECNICI TERRENO DI MONTE (RILEVATO)

ϕ	Angolo d'attrito interno del terreno	35	°
$\tan(\phi)$	Tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno	0.700	
$\gamma\phi$	Coefficiente parziale per $\tan\phi'$	1	
ϕ ridotto	Angolo d'attrito ridotto	0.611	radianti
γ	Peso specifico del terreno	19	kN/m3
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	7.5	m
W riempimento monte	Peso del riempimento a tergo della spalla	13406.40	kN
W riempimento valle	Peso totale del riempimento a valle	1097.25	kN
Ka	Coefficiente di spinta attiva	0.271	
H tot	Altezza complessiva della spinta	9.50	m

POSIZIONE DELLA FALDA

hw	Altezza della falda dall'intradosso del plinto, >0 se verso l'alto	0	m
----	--	---	---

CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO				
		Carichi traffico no psi	Carichi traffico con psi 0-1	
Sovraccarico "ext"	Sovraccarico permanente sul terreno di monte	0	0	kN/m2
Sovraccarico "int"	Sovraccarico permanente sul riempimento di monte	0	0	kN/m2
Carico traffico "ext"	Sovraccarichi mobili sul terreno di monte dovuti al passaggio del traffico	0.00	0.00	kN/m2
Carico traffico "int"	Sovraccarichi mobili sul riempimento dovuti al traffico	0.00	0.00	kN/m2
Frenatura	Forza di frenatura	411.1	390.2	kN
z frenatura	Distanza verticale (punto di applicazione della frenatura)-(intradosso plinto)	8.5	8.5	m
Vento	Pressione del vento	1.73	1.73	kN/m2
H barriere	Altezza barriere	1.5	1.5	m
L barriere	Lunghezza delle barriere	11.7	11.7	m
Vento su andatori?	Va considerato il vento sui muri andatori ?	No	No	
R vento	Risultante del vento	30.40	30.40	kN
z vento	Distanza verticale (punto di applicazione della risultante del vento)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	10.4	10.4	m
N imp perm	Carichi verticali permanenti dall'impalcato, >0 se verso il basso	1371	1371	kN
Vx imp perm	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp perm	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai carichi permanenti	0	0	kN
My imp perm	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai carichi permanenti, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp perm	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai carichi permanenti	0	0	kN m
x imp perm	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp perm	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m

z imp perm	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp vento	Carichi verticali dall'impalcato dovuti al vento, >0 se verso il basso	0	0	kN
Vx imp vento	Forze longitudinali dall'impalcato dovute al vento, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp vento	Forze trasversali dall'impalcato dovute al vento	143.67	143.67	kN
My imp vento	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto al vento, >0 verso il ponte	0.00	0.00	kN m
Mx imp vento	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto al vento	269.42	269.42	kN m
x imp vento	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y imp vento	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp vento	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp traffico	Carichi verticali dall'impalcato dovuti ai traffico, >0 se verso il basso	0	0	kN
Vx imp traffico	Forze longitudinali dall'impalcato dovute ai traffico, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp traffico	Forze trasversali dall'impalcato dovute ai traffico	0	0	kN
My imp traffico	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto ai traffico, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp traffico	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto ai traffico	0	0	kN m
x imp traffico	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	3.85	3.85	m
y dimp traffico	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp traffico	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	7.2	7.2	m
N imp fren	Carichi verticali dall'impalcato dovuti alla frenature e all'avviamento, >0 se verso il basso	0	0	kN
Vx imp fren	Forze longitudinali dall'impalcato dovute alla frenature e all'avviamento, >0 verso il ponte	0	0	kN
Vy imp fren	Forze trasversali dall'impalcato dovute alla frenatura e all'avviamento	0	0	kN
My imp fren	Momento flettente intorno all'asse Y dall'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento, >0 verso il ponte	0	0	kN m
Mx imp fren	Momento flettente dall'impalcato intorno all'asse X dovuto alla frenatura e all'avviamento	0	0	kN m
x imp fren	Distanza longitudinale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto, >0 verso il ponte	-4.02	-4.02	m
y imp fren	Distanza trasversale dell'asse dei baggioli dal baricentro del plinto di fondazione	0	0	m
z imp fren	Distanza verticale (estradosso baggioli)-(intradosso plinto), >0 se verso l'alto	9.7	9.7	m
Spinta carichi perm	Spinta risultante dovuta al carico permanente a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi perm - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico	Spinta risultante dovuta ai carichi da traffico a monte	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico - orizzontale	Componente orizzontale	0.00	0.00	kN
Spinta carichi traffico - verticale	Componente verticale	0.00	0.00	kN

AZIONE SISMICA

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s2
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.00	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.00	
$\beta\mu$	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.4	m/s2
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.45	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.23	
z Inerzia N imp perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
z Inerzia N imp traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.80	m
N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	3.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.54	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	4.62	kN/mm
kiso_tot_viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	27.18	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.17	

**SPINTA DEL TERRENO A MONTE IN CONDIZIONI SISMICHE -
FORZE D'INERZIA**

Spalla fissa?	E' una spalla fissa?	Yes	-
Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	-
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.465	-
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	4.42	m/s2
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1	-
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	-
S	Fattore della categoria del suolo	1	-
bm	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	-
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	4.424	m/s2
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.451	g
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.270	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.170	
θ	Angolo sismico	0.53	radianti
Kae	Coefficiente di spinta sismica attiva, calcolato con la formula di Mononobe-Okabe	0.871	
Ews	Spinta dell'acqua	0.00	kN
Ed	Forza totale sismica (statica + dinamica)	9521.50	kN
ΔΠ	Incremento di spinta sismica (spinta sismica - spinta statica)	7105.16	kN
Inerzia riemp. monte	Forza d'inerzia del riempimento di monte	6046.29	kN
Inerzia ric. valle	Forza d'inerzia del ricoprimento di valle	494.86	kN
Inerzia testata	Forza d'inerzia del muro di testata	1055.34	kN
Inerzia paraghiaia	Forza d'inerzia del muro paraghiaia	146.58	kN
Inerzia andadori	Forza d'inerzia dei muri andadori	1894.20	kN
Inerzia altri elementi	Forza d'inerzia degli altri elementi in c.a.	0.00	kN
Inerzia plinto	Forza d'inerzia del plinto	6139.24	kN
Inerzia carichi permanenti	Forza d'inerzia dei carichi permanenti a monte	0.00	kN
Inerzia carichi da traffico	Forza d'inerzia dei carichi da traffico a monte	0.00	kN
In. long. N imp perm	Carico verticale dal ponte per carichi permanenti, forza d'inerzia in direzione longitudinale	785.27	kN
In. transv. N imp perm	Carico verticale dall'impalcato per carichi permanenti, forza d'inerzia in direzione trasversale	785.27	kN
z Inerzia N imp perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.10	m
In. long. N imp traffico I.	Carico verticale dall'impalcato per carichi da traffico, forza d'inerzia in direzione longitudinale	0.00	kN
In. transv. N imp traffico I.	Carico verticale dall'impalcato per carichi da traffico, forza d'inerzia in direzione trasversale	0.00	kN
z Inerzia N imp traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.8	m

ALTRE INFORMAZIONI

Fattore di amplificazione per Spinta della terra e sovraccarichi mobili (solo per muro paraghiaia)	1	
	Carichi traffico <u>no</u> psi	Carichi traffico <u>con</u> psi 0-1
Sovraccarichi permanenti per dimensionamento del muro paraghiaia	0	0
Sovraccarichi mobili per dimensionamento del muro paraghiaia	0.00	0.00
Carco orizzontale da traffico su rilevato	0.00	0.00

S 4	Spessore della porzione 4 dei muri andatori	1.00	m
H 4	Altezzadella porzione 4 dei muri andatori	3.00	m

S 3	Spessore della porzione 3 dei muri andatori	1.00	m
H 3	Altezzadella porzione 3 dei muri andatori	1.50	m

S 2	Spessore della porzione 2 dei muri andatori	1.00	m
H 2	Altezzadella porzione 2 dei muri andatori	1.50	m

S 1	Spessore della porzione 1 dei muri andatori	1.00	m
H 1	Altezzadella porzione 1 dei muri andatori	1.50	m

Vento andatori	Pressione del vento per il dimensionamento dei muri andatori	1.73	kN/m ²
-----------------------	--	------	-------------------

OUTPUT

SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO PLINTO						
	N	T transv	T long	MT	M long	M transv
SLV_PSCA_L1	38837	4969	25886	0	79496	19596
SLV_PSCA_L2	33868	4969	25886	0	82577	19596
SLV_PSCA_T1	38837	16562	9319	0	10751	65321
SLV_PSCA_T2	33868	16562	9319	0	13832	65321
SLV_PSCA_V1	44633	4969	9319	0	7157	19596
SLV_PSCA_V2	28072	4969	9319	0	17427	19596

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_PSCA	0	1.8	388	1524	5160
----------	---	-----	-----	------	------

SOLLECITAZIONI MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_PSCA	0	0.5	31	324	1207
----------	---	-----	----	-----	------

SOLLECITAZIONI MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Sismica

SLV_NML	0	1	188	800	2801
---------	---	---	-----	-----	------