

SS38 "dello Stelvio" - Tangenziale Sud di Sondrio

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

PROGETTO DEFINITIVO

COD. MI634

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTI:

Ing. Stefano Monni
Ordine Ing. Prato n. 155

Ing. Carlo Mazzetti
Ordine Ing. Siena n. 1177

Dott. Luciano Luciani
Dott. Sc. Forestali

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

Ing. Michele Frizzarin
Ordine Ing. Verona n. A4547

Il responsabile dell'integrazione tra le varie discipline specialistiche:

Ing. Stefano Monni
Ordine Ing. Prato n. 155

Il coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

Arch. Giorgio Salimbene
Ordine Arch. Firenze n. 3997

Il geologo:

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

VISTO
Il responsabile del procedimento:

Ing. Giancarlo Luongo

OPERA D'ARTE

VIADOTTO MONTAGNA

Relazione tecnica e di calcolo viadotto

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

D P M I 0 6 3 4

D

2 3

NOME FILE

T00VI01STRRE01.pdf

CODICE ELAB.

T 0 0 V I 0 1 S T R R E 0 1

REVISIONE

SCALA:

A

A

EMISSIONE

AGOSTO 2023

F.TUCCARI

M.FRIZZARIN

S. MONNI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Indice

1	GENERALITA	3
2	DESCRIZIONE DEL CAVALCAFERROVIA	3
	2.1 DESCRIZIONE DELL' IMPALCATO	3
	2.2 DESCRIZIONE DELLE PILE E DELLE SPALLE	3
3	TERRENI DI FONDAZIONE.....	9
4	CONSIDERAZIONI GENERALI	10
5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
	5.1 NORMATIVE DI CARATTERE GENERALE	10
	5.2 NORME SPECIFICHE PER LE STRUTTURE	10
6	MATERIALI.....	11
7	MODELLO DI CALCOLO	11
8	ANALISI DEI CARICHI	14
	8.1 CARICHI PERMANENTI	14
	8.2 CARICHI ACCIDENTALI	14
	8.2.1 AZIONE DI FRENAMENTO	15
	8.2.2 AZIONE CENTRIFUGA	15
	8.2.3 AZIONE INDOTTA DAL VENTO	16
	8.2.4 RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI	16
	8.2.5 AZIONE ECCEZIONALI (URTO DEL TRENO)	16
	8.2.6 CEDIMENTI DELLE SOTTOSTRUTTURE	17
	8.2.7 AZIONI SISMICHE	17
9	CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI SISMICA	23
10	ANALISI STRUTTURALE.....	25
	10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA	25
	10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	25
	10.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D ESERCIZIO	25
	10.3.1 DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE	25
	10.3.2 CONDIZIONI AMBIENTALI	26
	10.3.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE	26
	10.3.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE	26
	10.3.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	27
	10.3.6 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	27
11	COMBINAZIONI DI CARICO	29
12	VERIFICA FONDAZIONI PILE	31
	12.1 AZIONI ALLA BASE DEL FUSTO	31
	12.2 COMBINAZIONI DI CARICO	32
	12.3 GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE	33

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

	12.4	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	36
	12.5	CALCOLO DEI CEDIMENTI	39
	12.6	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE	39
13		VERIFICA FONDAZIONE SPALLE	40
	13.1	SPINTA DEL TERRENO	41
	13.2	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	41
	13.3	SPINTA SISMICA	41
	13.4	CALCOLO SPALLA A	42
	13.4.1	GEOMETRIA DELLA SPALLA A	42
	13.4.2	AZIONI NELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	43
	13.4.3	COMBINAZIONI DI CARICO	45
	13.4.4	SOLLECITAZIONI SUI PALI IN FONDAZIONE	47
	13.4.5	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	50
	13.4.6	CALCOLO DEI CEDIMENTI	53
	13.4.7	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE	53
	13.5	CALCOLO SPALLA B	54
	13.5.1	GEOMETRIA DELLA SPALLA B	54
	13.5.2	AZIONI NELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	54
	13.5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	57
	13.5.4	SOLLECITAZIONI SUI PALI IN FONDAZIONE	59
	13.5.5	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	62
	13.5.6	CALCOLO DEI CEDIMENTI	65
	13.5.7	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE	65

1 GENERALITÀ

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

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

La soletta risulta essere in cemento armato ordinario

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

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

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

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

2 DESCRIZIONE DEL CAVALCAFERROVIA

2.1 DESCRIZIONE DELL'IMPALCATO

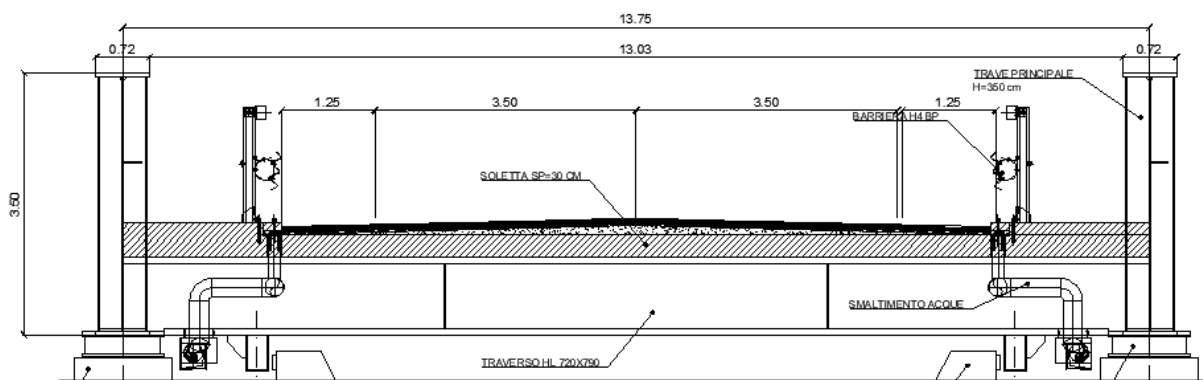
La strada è composta da una corsia per senso di marcia da 3.50 m e relative banchine da 1.25m.

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

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

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

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

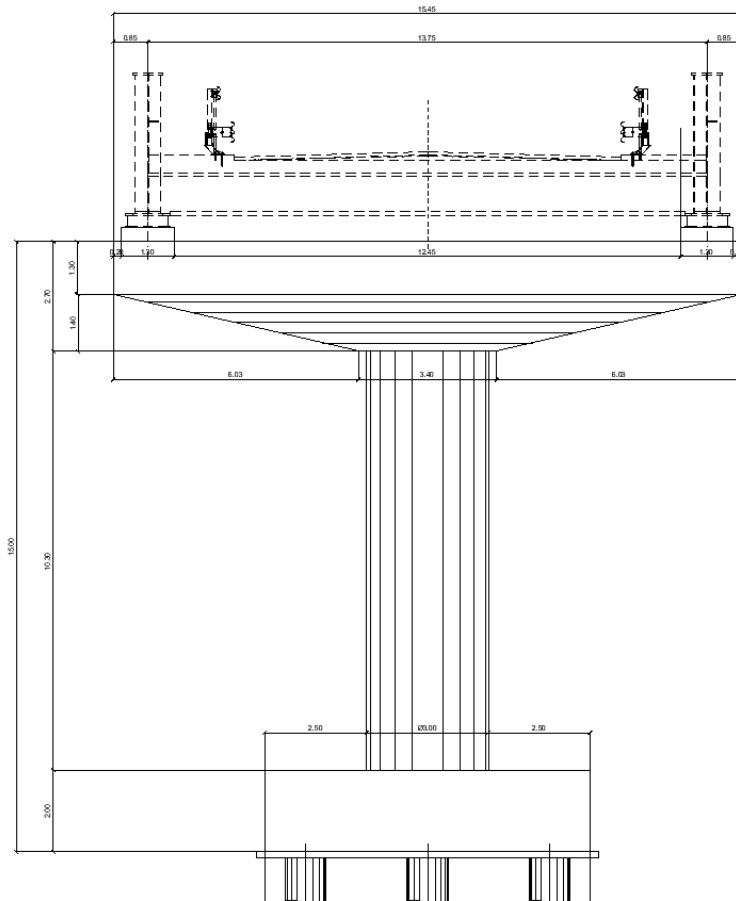


Sulle pile e sulle spalle sono stati previsti ritegni sismici.

2.2 DESCRIZIONE DELLE PILE E DELLE SPALLE

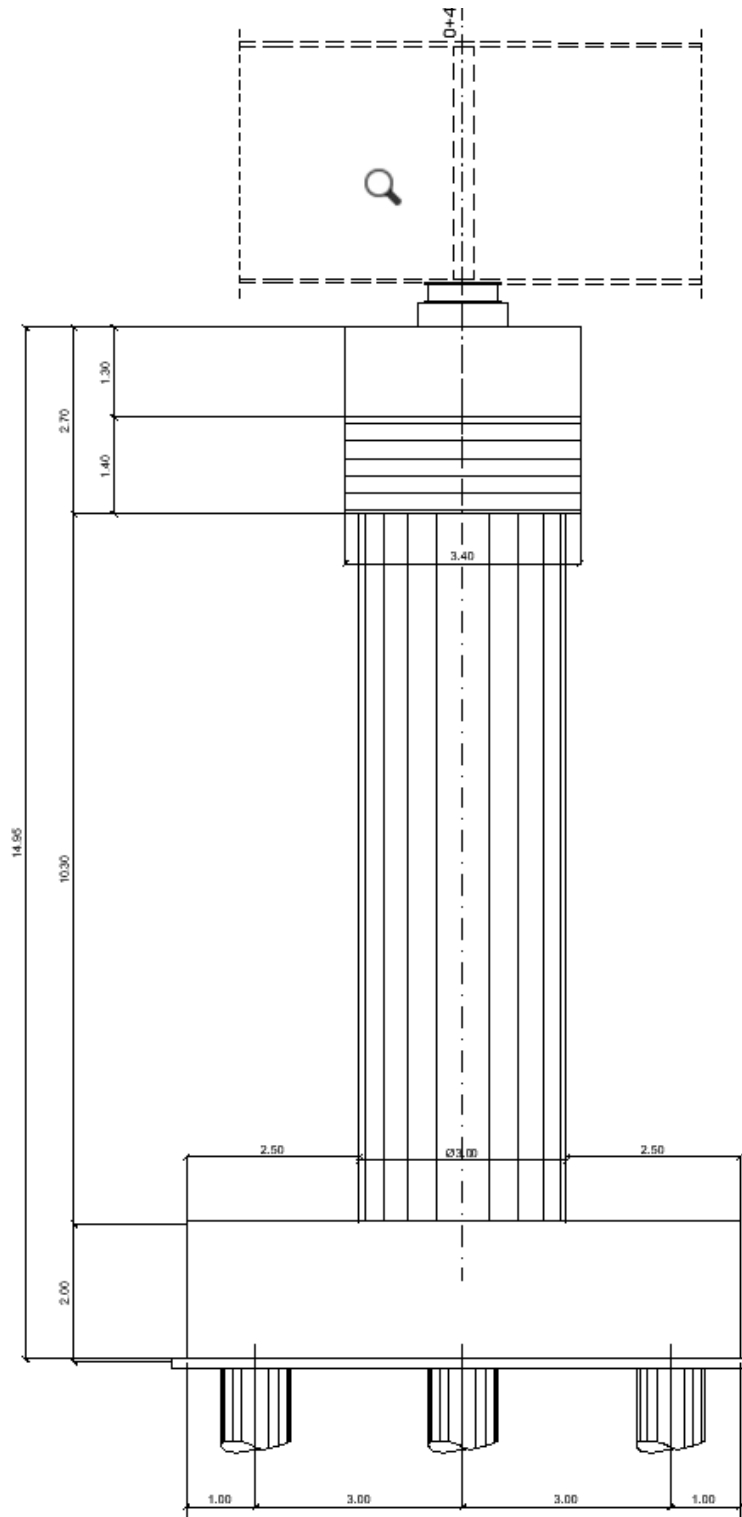
Le pile hanno fusto a sezione circolare di diametro 3m, con sovrastante pulvino a sbalzo trapezoidale. Le fondazioni sono su pali trivellati di diametro 1000mm e lunghezza di 35 m.

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



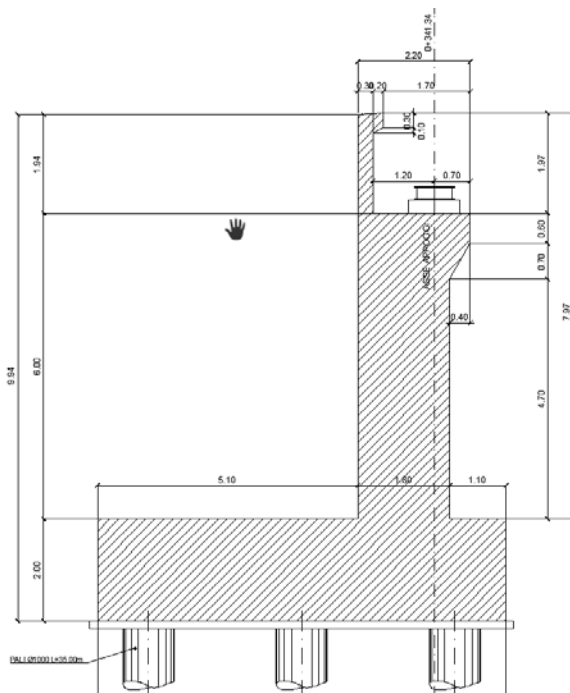
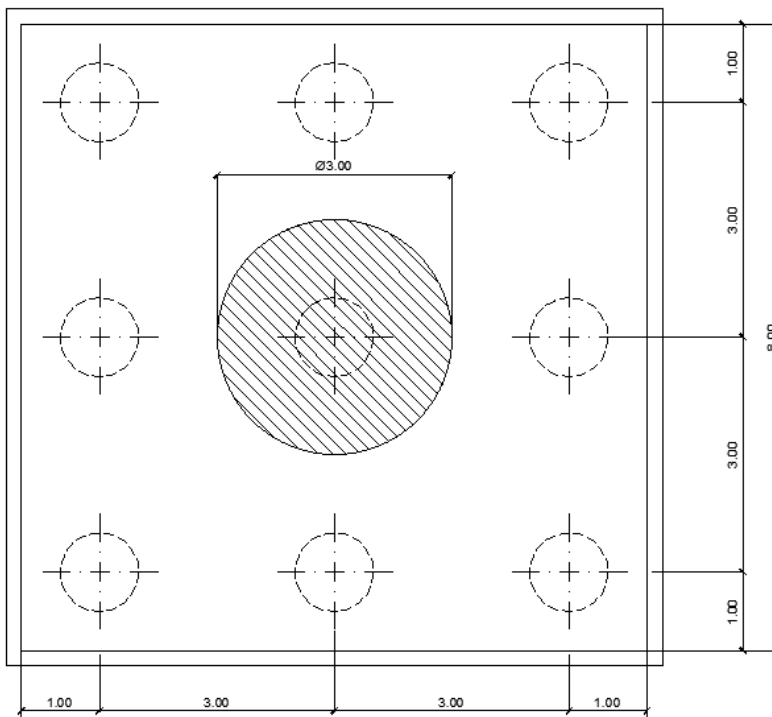
Sezione trasversale pila

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto





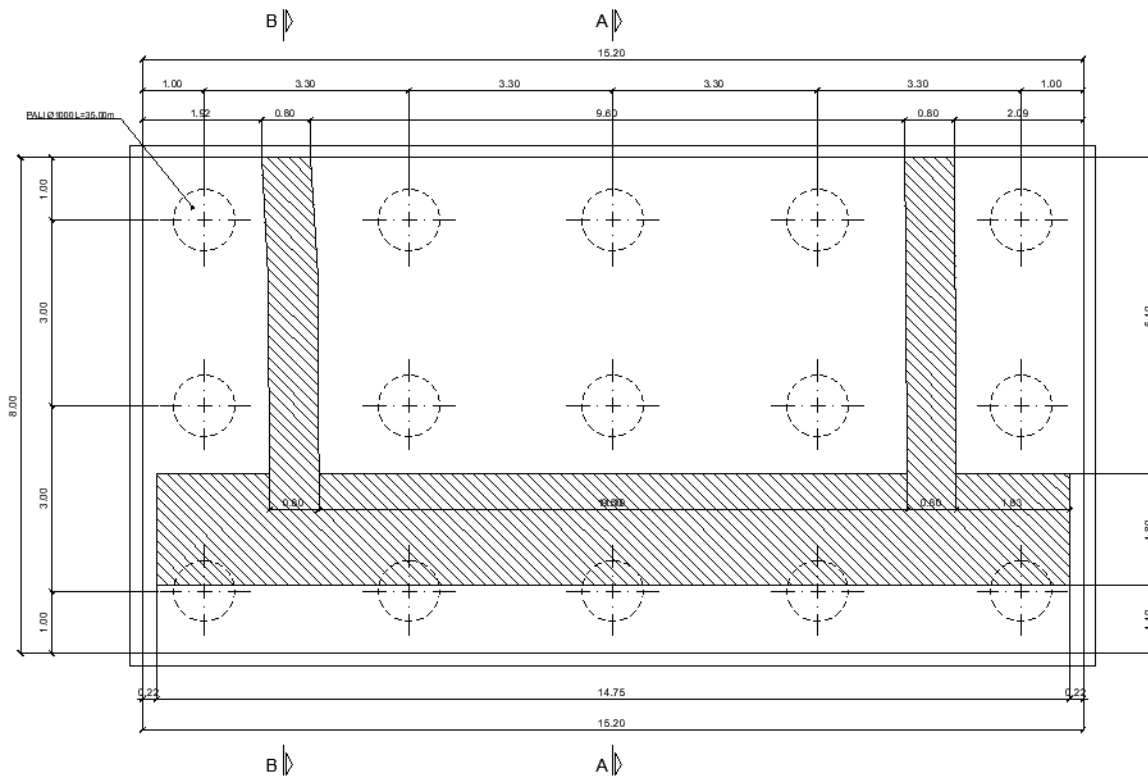
VISTA DALL'ALTO
SCALA 1:50



Sezione Spalla A

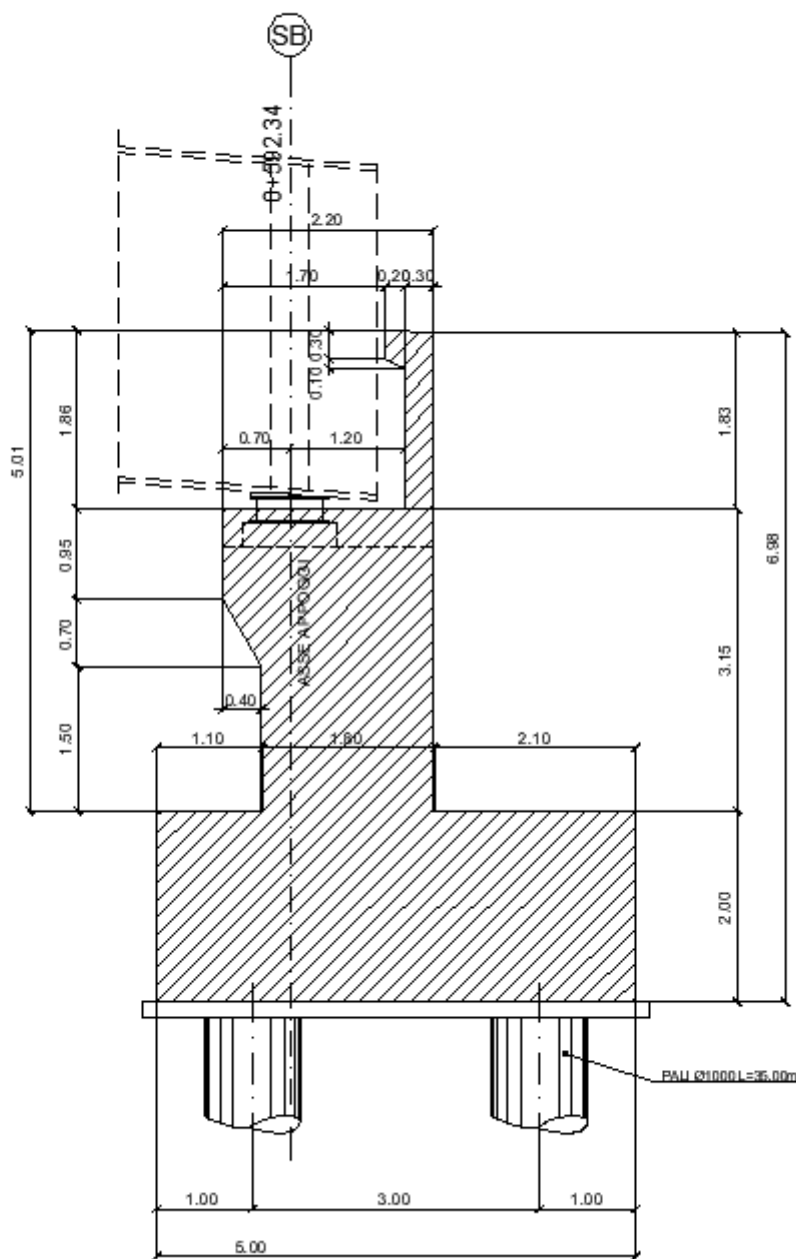
PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

PIANTA SPICCATO
SCALA 1:50

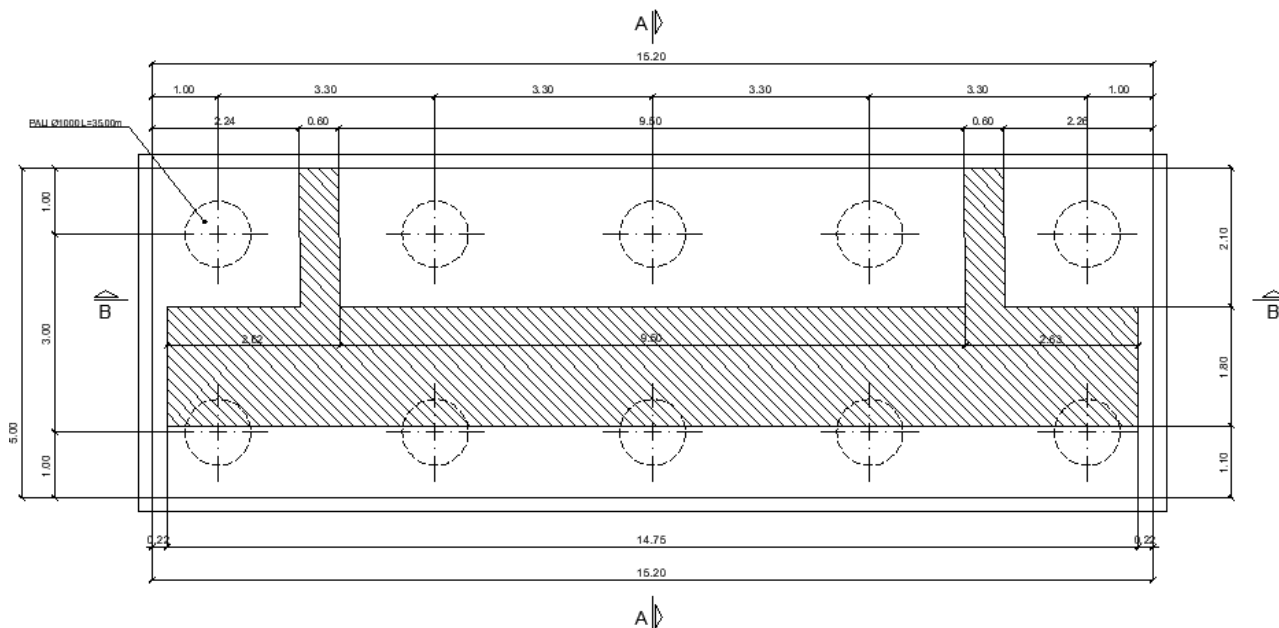


Pianta spalla A

SEZIONE A-A
SCALA 1:50



Sezione Spalla B



Pianta Spalla B

3 TERRENI DI FONDAZIONE

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

La stratigrafia ricorrente è la seguente:

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

Parametri medi

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

Parametri minimi

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

La falda è stata assunta a 4 m da pc.

4 CONSIDERAZIONI GENERALI

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

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

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

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

5.1 NORMATIVE DI CARATTERE GENERALE

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

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

5.2 NORME SPECIFICHE PER LE STRUTTURE

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

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

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

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

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

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

UNI EN 1997-2005: "Progettazione geotecnica".

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

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

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

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

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

Manuale di Progettazione RFI Parte 2 Sezione 2 Ponti e Strutture RFI DTC SI PS MA IFS 001 a del 30/12/202

6 MATERIALI

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

Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza C15/20

Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza C25/30

Calcestruzzo per elevazione pile e spalle

Classe di resistenza C28/35

Calcestruzzo soletta

Classe di resistenza C32/40

Copriferro

Copriferro fondazione C= 40 mm

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

Copriferro pali C= 60mm

Copriferro soletta C= 30 mm

Acciaio per armature

Classe B450C

Acciaio per carpenteria metallica

Classe S355 – UNI EN 10025-2

Bulloni Classe 8.8

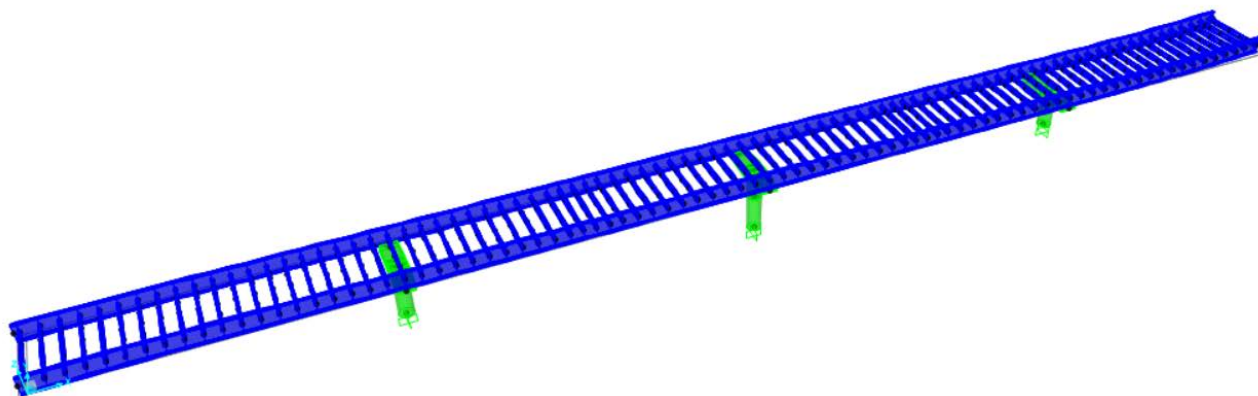
7 MODELLO DI CALCOLO

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

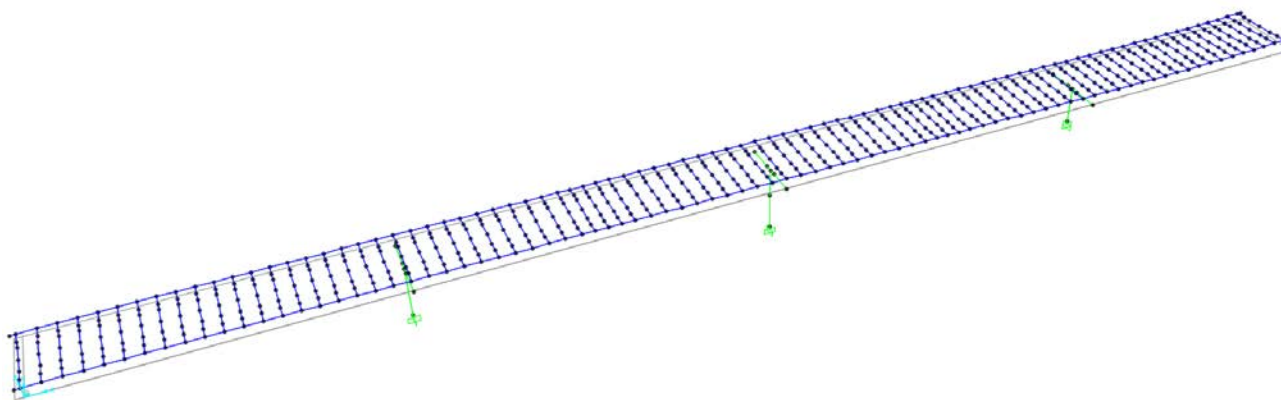
PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

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

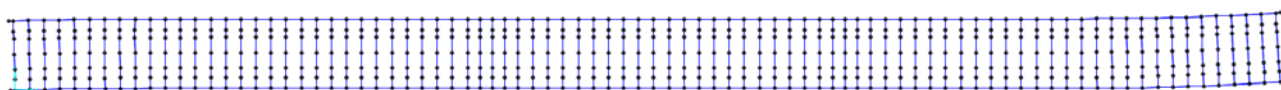
Gli elementi frame sono stati distribuiti lungo l'asse baricentrico degli elementi resistenti.



Modello di calcolo vista 3d



Modello di calcolo vista 3d

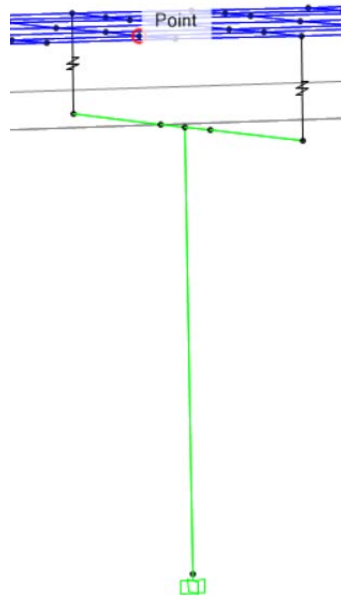


Modello di calcolo vista in pianta

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

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

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



8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 CARICHI PERMANENTI

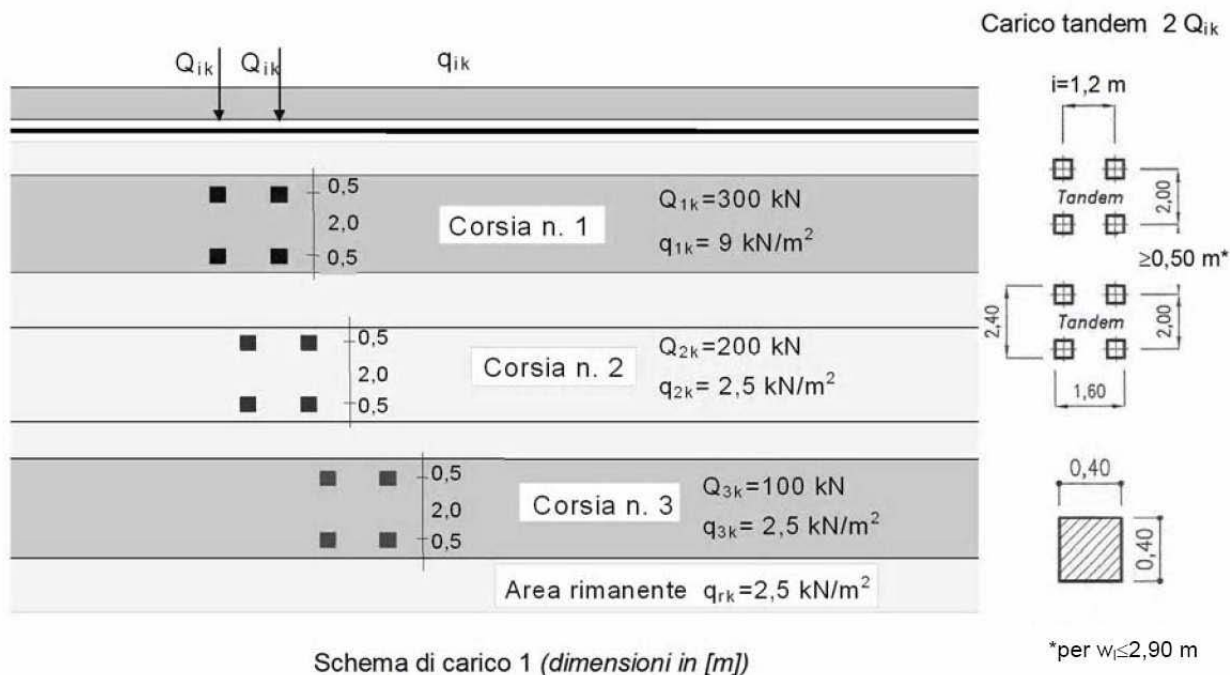
I carichi permanenti che gravano su spalle e pile oggetto della presente relazione sono costituiti dal peso proprio dell'impalcato, realizzato con travi in acciaio., da una soletta n.c.a. e dai carichi permanenti portati (pavimentazione, barriere metalliche, velette).

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

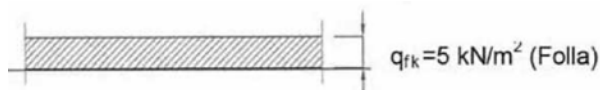
I carichi permanenti sono stati assegnati a trasversi secondo il metodo delle aree di influenza.

8.2 CARICHI ACCIDENTALI

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



PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto



Schema di carico 5

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

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

8.2.1 AZIONE DI FRENAMENTO

Azione longitudinale di frenamento

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

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

$$w_1 = \text{larghezza della corsia} = 3.00 \text{ m}$$

$$L = \text{lunghezza della zona caricata} = 250.00 \text{ m}$$

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

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

$$\text{Forza distribuita} = 3.60 \text{ kN/m}$$

8.2.2 AZIONE CENTRIFUGA

La forza centrifuga si considera se

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

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

$$1500 \leq R = 0$$

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

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

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

8.2.3 AZIONE INDOTTA DAL VENTO

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

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

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

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

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

8.2.4 RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI

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

8.2.5 AZIONE ECCEZIONALI (URTO DEL TRENO)

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

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

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

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

8.2.6 CEDIMENTI DELLE SOTTOSTRUTTURE

È stato considerato il cedimento di ciascuna pila.

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

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

8.2.7 AZIONI SISMICHE

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

Vita nominale

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

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

Classi d'uso

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

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

Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

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

Azioni di progetto

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il comune di riferimento il comune di Sondrio

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE

LATITUDINE

REGIONE

Lombardia

PROVINCIA

Sondrio

COMUNE

Sondrio

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo


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

Interpolazione

superficie rigata

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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

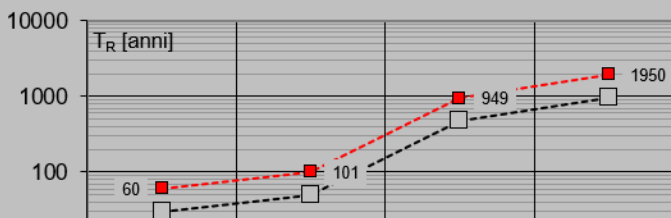
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

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

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

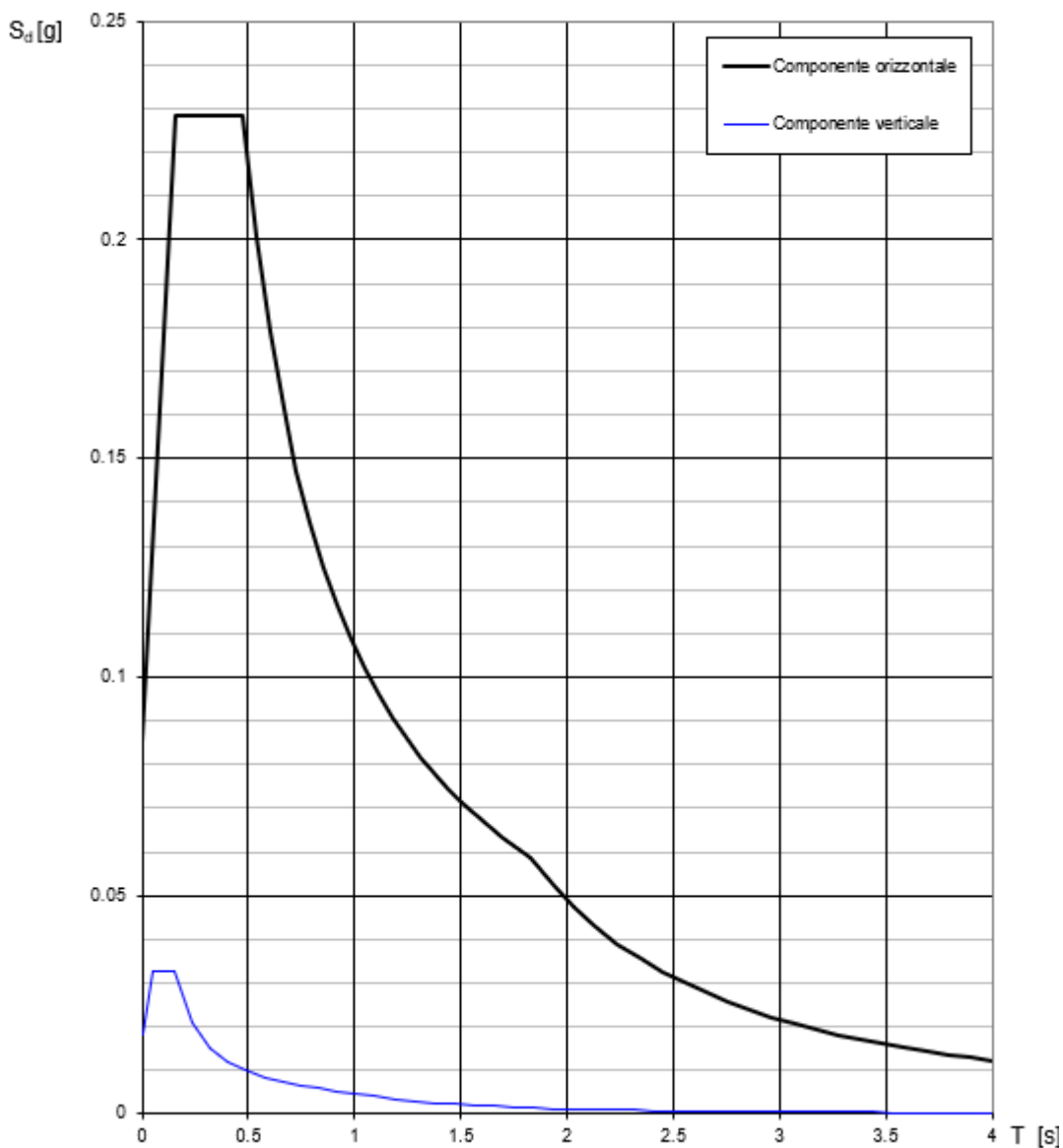
Categoria di sottosuolo

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

$S_s = 1.5$

$S_t = 1$

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



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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.667
T_B	0.146 s
T_C	0.439 s
T_D	2.042 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo 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	0.166
T_B ←	0.146	0.279
T_C ←	0.439	0.279
	0.515	0.237
	0.591	0.207
	0.668	0.183
	0.744	0.164
	0.820	0.149
	0.897	0.136
	0.973	0.126
	1.050	0.116
	1.126	0.109
	1.202	0.102
	1.279	0.096
	1.355	0.090
	1.431	0.085
	1.508	0.081
	1.584	0.077
	1.660	0.074
	1.737	0.070
	1.813	0.067
	1.889	0.065
	1.966	0.062
T_D ←	2.042	0.060
	2.135	0.055
	2.229	0.050
	2.322	0.046
	2.415	0.043
	2.508	0.040
	2.602	0.037
	2.695	0.034
	2.788	0.032
	2.881	0.030
	2.974	0.028
	3.068	0.027
	3.159	0.025
	3.254	0.024
	3.347	0.022
	3.441	0.022
	3.534	0.022
	3.627	0.022
	3.720	0.022
	3.814	0.022
	3.907	0.022
	4.000	0.022

9 CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI SISMICA

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

Gli isolatori previsti hanno le seguenti caratteristiche meccaniche

SPALLE: ISI S 700/108

PILE: ISI S 1000/108

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

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

T=0.43 sec senza isolatori

a

T= 3.11 sec, secondi con isolatori

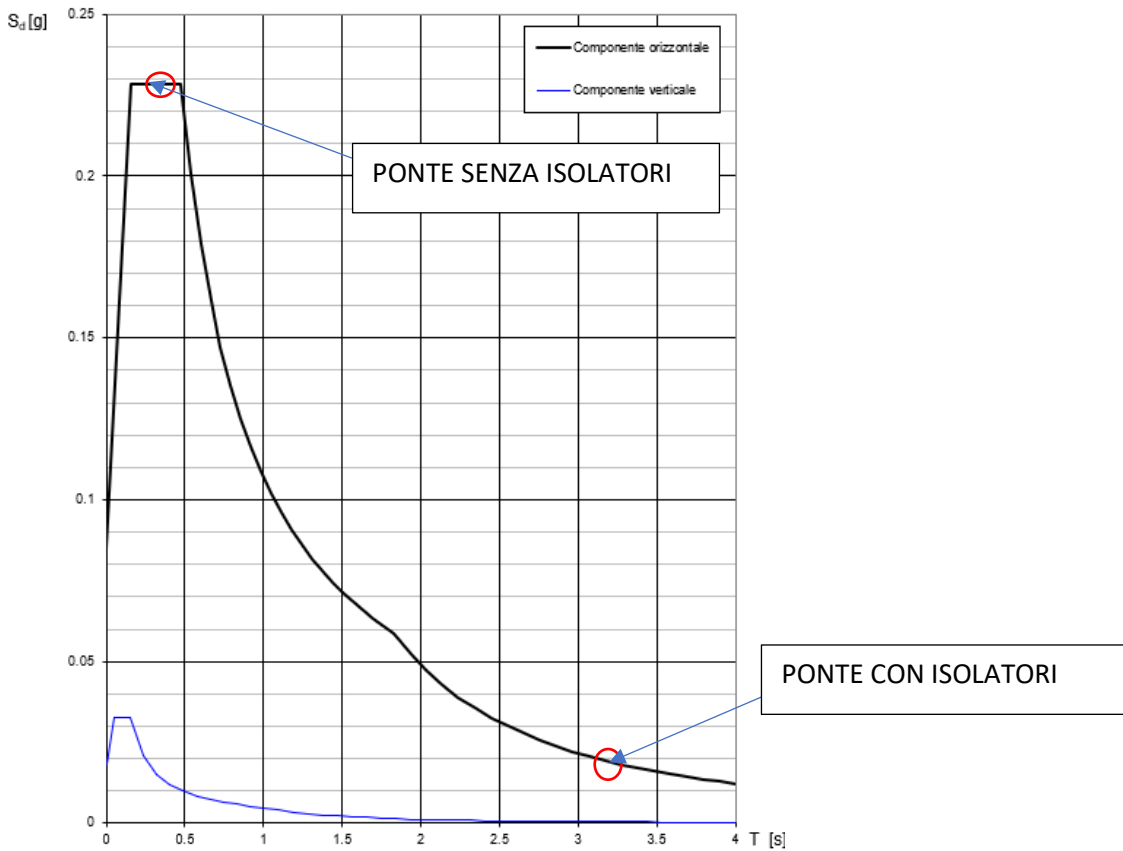
L'accelerazione, nell'ipotesi di oscillatore semplice si riduce pertanto da

a/g= 0.279 senza isolatori

a/g= 0.025 con isolatori

Il sisma verticale inoltre risulta essere trascurabile.

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



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

Gli spostamenti massimi degli isolatori risultano essere

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

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

10 ANALISI STRUTTURALE

10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

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

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

10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

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

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

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

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

10.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D ESERCIZIO

10.3.1 DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

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

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

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

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

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

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

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

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

10.3.2 CONDIZIONI AMBIENTALI

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

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

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

10.3.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

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

10.3.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

10.3.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

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

Stato limite di apertura delle fessure

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

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

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

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

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

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

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

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

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

10.3.6 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

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

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la limitazione seguente:

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

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

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

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

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

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

11 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

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

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

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

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

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

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

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

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

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

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

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

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

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

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

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

12 VERIFICA FONDAZIONI PILE

È stata verificata la pila 2 avente maggior sollecitazioni e posta nella campata di scavalco della sede ferroviaria.

12.1 AZIONI ALLA BASE DEL FUSTO

Le azioni alla base del fusto ottenute con il programma di calcolo sono le seguenti

Carichi e azioni	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx-trasv [Kn*m]	My -lon [kN*m]
Permanenti impalcato	0.00	0.00	22666.00	0.00	0.00
Permanente fondazion	0.00	0.00	3200.00	0.00	0.00
Traffico	0.00	0.00	4493.00	8881.00	0.00
Frenamento	212.00		0.00	0	3344.00
Centrifuga	0.00	1.12	0.00	20.00	4.00
Vento tr imp_carico	704.00	0.00	0.00	10111.00	
Parassite vincoli perm	0.00	1133.30	0.00	0.00	15129.56
Parassite vincoli acc	0.00	160.00	0.00	0.00	2136.00
AZIONI SISMICHE					
Sisma X +0.3Y	325.00		0.00	0.00	4969.00
Sisma Y +0.3X		415.00		7072.00	0.00
AZIONI ECCEZIONALI					
Urto parallelo binari	16.00	2126.00		15642.00	120.00
Urto perpendicolare binari	689.00	268.00		1956.00	5076.00

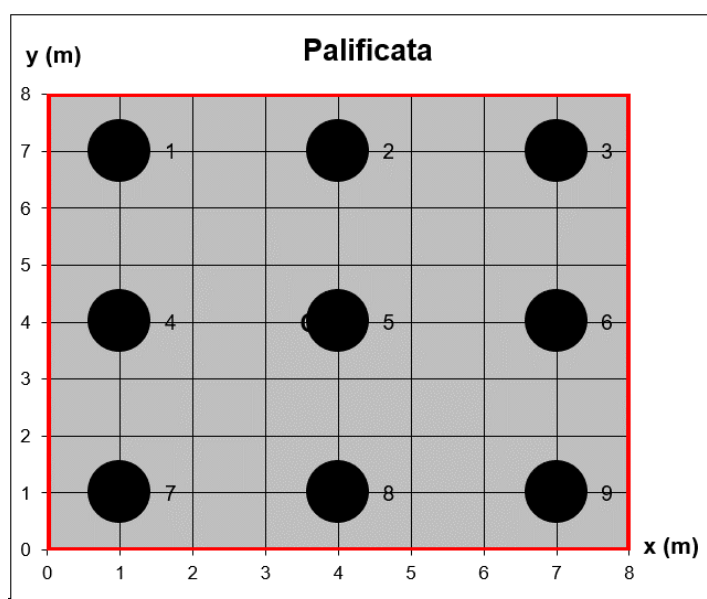
12.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Numero combinazione	Combinazione	Azione dominante	Carichi considerati	Gruppo di azioni	n° C.C.	YG1	YG2	YQ	Permanente ponte	Permanente pila	Mobili disp. 1	Frenamento	Centrifug	Vento carico trasv	Vento scarico trasv	Vento lon	Vincol permi	Vincol acc	N. comb
1	RARA	-	Ponte sc. vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	0	0		0	1	0	1	0	1
2	RARA	Mobili	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	1			0.6			1	1	2
3	RARA	Frenatura	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	0.75	1		0.6	0	0	1	0.75	3
4	RARA	Vento	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0		1			1	0.75	4
5	RARA	Vento	Ponte carico vento lon.	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0				1	1	0.75	5
6	RARA	Centrifuga	Ponte carico+centrifuga	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0	1	0.6	0	0	1	0.75	6
7	FR	Traffivo	Ponte carico	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0		0	0	0	1	0.75	7
8	FR	Vento	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	0.75			0.2			1	0.75	8
9	FR	Frenatura	Ponte carico+fren	2	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75					1	0.75	9
10	FR	Frenatura	Ponte carico+fren+ vento lon.	2	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75					1	0.75	10
11	FR	Centrifuga	Ponte carico +centrifuga		1	1	1	1	1	1	0.75		0.75				1	0.75	11
12	A1-M1	Vento	Ponte sc. Vento tr.	1	1	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0		0	0.9		1.35		12
13	A1-M1	Mobili	Ponte carico vento tr.	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9			1.35	1.35	13
14	A1-M1	Mobili	Ponte carico vento tr.	2	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01		0.9			1.35	1.01	14
15	A1-M1	Mobili	Centrifuga	2	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01		1.01	0.9			1.35	1.01	15
16	A2-M2	Mobili	Ponte sc. Vento tr.	1	1	1	1		1	1	0				0.78		1	0	16
17	A2-M2	Mobili	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1.3	1	1	1.15			0.78			1	1.15	17
18	A2-M2	Frenatura	Ponte carico vento tr.	2	1	1	1	1.3	1	1	1.15	0.8625		0.78			1	1.15	18
19	A2-M2	Frenatura	Ponte carico vento lon.	2	1	1	1	1.3	1	1	1.15	0.8625				0.78	1	1.5	19
20	A2-M2	Centrifuga	Ponte carico	2	1	1	1	1.3	1	1	1.15	0.8625	0.8625	0.78			1	1.15	20
21	Ex+0.3Ey	Sisma	Sisma x		1	1	1	1	1	1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	21
22	0.3 Ex+Ey	Sisma	Sisma y		1	1	1	1	1	1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	22
23	Urto treno parallelo	Urto	Urto parallelo binario			1	1	1	1	1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	23
24	Urto perpendicolare	Urto	Urto perpendicolare binario			1	1	1	1	1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	24

Combinazione	N [KN]	TI [KN]	Tr [KN]	MI [KN*m]	Mtr [KN*m]
RARA	25866.00	1133.30	704.00	15129.56	10111.00
RARA	30359.00	1293.30	422.40	17265.56	14947.60
RARA	29235.75	1253.30	422.40	20075.56	12727.35
RARA	29235.75	1253.30	704.00	16731.56	16771.75
RARA	29235.75	1253.30	0.00	16731.56	6660.75
RARA	29235.75	1253.30	423.52	16731.56	12747.35
FR	29235.75	1253.30	0.00	16731.56	6660.75
FR	29235.75	1253.30	140.80	16731.56	8682.95
FR	29235.75	1253.30	0.00	19239.56	6660.75
FR	29235.75	1253.30	0.00	19239.56	6660.75
FR	29235.75	1253.30	0.00	16731.56	6660.75
A1-M1	34919.10	1529.96	633.60	20424.90	9099.90
A1-M1	40984.65	1745.96	633.60	23308.50	21089.25
A1-M1	39457.03	1691.56	633.60	25959.70	18069.71
A1-M1	39457.03	1691.56	634.73	22582.26	18089.91
A2-M2	25866.00	1133.30	549.12	15129.56	7886.58
A2-M2	31032.95	1317.30	549.12	17585.96	18099.73
A2-M2	31032.95	1317.30	549.12	20470.16	18099.73
A2-M2	31032.95	1373.30	0.00	21217.76	10213.15
A2-M2	31032.95	1318.27	549.12	20470.16	18116.98
Ex+0.3Ey	26764.60	325.00	125.00	4969.00	2655.00
0.3 Ex+Ey	26764.60	96.00	415.00	1478.00	7072.00
Urto treno parallelo	26764.60	16.00	2126.00	120.00	15642.00
Urto perpendicolare	26764.60	689.00	268.00	5076.00	1956.00

12.3 GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Si riporta di seguito la geometria della fondazione della pila.



PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Caratteristiche geometriche plinto						
n	9		n° Pali			
B	8	m	Dimensione Maggiore Plinto			
L	8	m	Dimensione Minore Plinto			
H	2	m	Altezza Plinto di Fondazione			
Rigidezze Palificata						
Σk_{0i}	Σk_{vi}	Σx_i^2	Σy_i^2	ΣX_i^2	ΣY_i^2	
kN/m	kN/m	m ²	m ²	m ²	m ²	
1020468	31482375	198.0	198.00	54	54	

Baricentro Palificata		Bar. Rig. Spos. Vert.	
x_c	y_c	x_g	y_g
m	m	m	m
4.00	4.00	4.00	4.00

Geometria Pali			Rigidezze Pali						
Palo	x_i	y_i	D_i	I_{pi}	k_{0i}	l_i	k_{vi}	X_i	Y_i
i	m	m	m	m ⁴	kN/m	m	kN/m	m	m
1	1.000	7.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	-3.000	3.000
2	4.000	7.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	0.000	3.000
3	7.000	7.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	3.000	3.000
4	1.000	4.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	-3.000	0.000
5	4.000	4.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	0.000	0.000
6	7.000	4.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	3.000	0.000
7	1.000	1.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	-3.000	-3.000
8	4.000	1.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	0.000	-3.000
9	7.000	1.000	1	0.049087	113385.3	28	3498042	3.000	-3.000

Le azioni sono state assegnate ai pali nell'ipotesi di fondazione rigida.

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Combo n°	Q _{i1} KN	Q _{i2} KN	Q _{i3} KN	Q _{i4} KN	Q _{i5} KN	Q _{i6} KN	Q _{i7} KN	Q _{i8} KN	Q _{i9} KN	Q _{Minimo} KN	Q _{Massimo} KN	Vt KN
RARA	3152.81	3714.53	4276.25	2312.28	2874.00	3435.72	1471.75	2033.47	2595.191	1471.75	4276.25	148.24
RARA	3502.00	4332.42	5162.84	2542.80	3373.22	4203.64	1583.60	2414.02	3244.447	1583.60	5162.84	151.17
RARA	3656.65	4363.73	5070.80	2541.34	3248.42	3955.49	1426.03	2133.11	2840.183	1426.03	5070.80	146.95
RARA	3993.68	4363.73	4733.77	2878.38	3248.42	3618.46	1763.07	2133.11	2503.150	1763.07	4733.77	139.26
RARA	3246.18	4177.95	5109.71	2316.65	3248.42	4180.18	1387.12	2318.89	3250.650	1387.12	5109.71	159.72
RARA	3807.91	4177.95	4547.99	2878.38	3248.42	3618.46	1948.84	2318.89	2688.927	1948.84	4547.99	139.26
RARA	3469.76	4177.95	4886.13	2540.23	3248.42	3956.60	1610.70	2318.89	3027.072	1610.70	4886.13	146.99
FR	3807.91	4177.95	4547.99	2878.38	3248.42	3618.46	1948.84	2318.89	2688.927	1948.84	4547.99	139.26
FR	3695.56	4177.95	4660.33	2766.03	3248.42	3730.80	1836.50	2318.89	2801.272	1836.50	4660.33	140.13
FR	3947.24	4317.28	4687.32	2878.38	3248.42	3618.46	1809.51	2179.55	2549.594	1809.51	4687.32	139.26
FR	3947.24	4317.28	4687.32	2878.38	3248.42	3618.46	1809.51	2179.55	2549.594	1809.51	4687.32	139.26
FR	3807.91	4177.95	4547.99	2878.38	3248.42	3618.46	1948.84	2318.89	2688.927	1948.84	4547.99	139.26
A1-M1	4183.18	4506.90	4830.62	3556.18	3879.90	4203.62	2929.18	3252.90	3576.622	2929.18	4830.62	84.47
A1-M1	4677.14	5848.77	7020.39	3382.22	4553.85	5725.48	2087.31	3258.93	4430.558	2087.31	7020.39	206.37
A1-M1	4822.45	5826.32	6830.19	3380.24	4384.11	5387.99	1938.04	2941.91	3945.782	1938.04	6830.19	200.70
A1-M1	5328.00	5826.32	6324.64	3885.79	4384.11	4882.44	2443.59	2941.91	3440.232	2443.59	6324.64	187.95
A1-M1	4633.69	5638.68	6643.68	3379.12	4384.11	5389.11	2124.55	3129.54	4134.539	2124.55	6643.68	200.75
A2-M2	3138.56	3429.72	3720.89	2582.83	2874.00	3165.17	2027.11	2318.28	2609.444	2027.11	3720.89	75.90
A2-M2	3419.56	4425.10	5430.64	2442.56	3448.11	4453.65	1465.57	2471.11	3476.649	1465.57	5430.64	158.57
A2-M2	3579.80	4585.34	5590.88	2442.56	3448.11	4453.65	1305.33	2310.87	3316.415	1305.33	5590.88	158.57
A2-M2	4059.47	4626.87	5194.27	2880.71	3448.11	4015.50	1701.94	2269.34	2836.739	1701.94	5194.27	152.59
A2-M2	3578.84	4585.34	5591.84	2441.61	3448.11	4454.60	1304.38	2310.87	3317.374	1304.38	5591.84	158.67
Ex+0.3Ey	3102.40	3249.90	3397.40	2826.34	2973.84	3121.34	2550.29	2697.79	2845.289	2550.29	3397.40	38.69
0.3 Ex+Ey	2663.07	3055.96	3448.84	2580.96	2973.84	3366.73	2498.84	2891.73	3284.622	2498.84	3448.84	47.33
Urto treno parallelo	2111.51	2980.51	3849.51	2104.84	2973.84	3842.84	2098.18	2967.18	3836.178	2098.18	3849.51	236.23
Urto perpendicolare	2386.84	3255.84	4124.84	2104.84	2973.84	3842.84	1822.84	2691.84	3560.844	1822.84	4124.84	82.14

COMB.	Q _{i1}	Q _{i2}	Q _{i3}	Q _{i4}	Q _{i5}	Q _{i6}	Q _{i7}	Q _{i8}	Q _{i9}	Q _{max}
SLE	3993.684	4363.725	5162.842	2879.833	3373.222	4203.644	2033.469	2414.025	3250.650	5162.842
A1-M1	5327.997	5848.767	7020.392	3887.775	4553.850	5725.475	2929.178	3252.900	3576.622	7020.392
A2-M2	4059.473	4626.870	5590.877	2880.708	3448.106	4453.646	2033.469	3252.900	3576.622	5590.877
SISMA	3102.400	3249.900	3448.844	2826.344	2973.844	3366.733	2550.289	2891.733	3284.622	3448.844
URTO	2386.844	3255.844	4124.844	2104.844	2973.844	3842.844	2098.178	2967.178	3836.178	4124.844

12.4 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Il carico limite di progetto R_{cd} è stato ricavato come segue:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

con

R_{bd} = Resistenza alla punta di progetto

R_{sd} = Resistenza laterale di progetto

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici R_{bk} e R_{sk} tramite i coefficienti parziali γ_b e γ_s riportati nella tabella 6.4.II dell NTC2018:

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

Coefficienti	R1	R2	R3
BASE - γ_b	1	1.7	1,35
LATERALE- γ_m	1	1.45	1,15

I valori caratteristici devono essere tali da non superare il valore medio della resistenza diviso $\xi = 1.7$ (Tab 6.4I.V)

Assunti nei calcoli i parametri medi di resistenza del terreno si può assumere quindi:

$$R_{bk} = R_{bm} / \xi$$

$$R_{sk} = R_{sm} / \xi$$

con

$R_{bm} = Q_b$ è la resistenza media alla base

$R_{sm} = Q_b$ è la resistenza media laterale

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE: Tangenziale di Sondrio

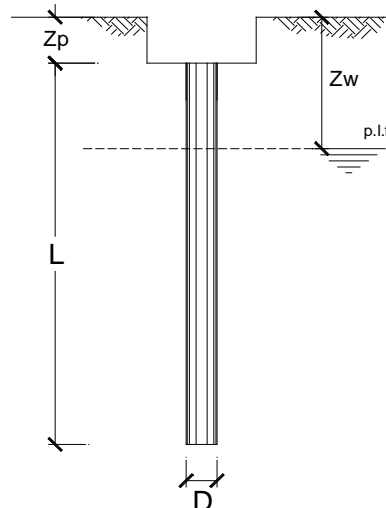
OPERA:

Cavalcaferrovia Montagna

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 4.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 7020 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati $2 \frac{1}{2}$ Lpalo = 35.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	2.50	2.50	2.50



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	$c_{u\ med}$ (kPa)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	20.00		36.6	0.0
2	28.00	Deposit molto addensati	21.00		37.5	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.40	0.74		1.00
0.39	0.77		1.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	ϕ'_{min} (°)	$c_{u\ min}$ (kPa)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	15.00		29.1	0.0
2	28.00	Deposit molto addensati	18.00		31.6	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.51	0.56		1.00
0.48	0.62		1.00

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	419.2					289.7				
2	28.00	Deposit molto addensati	6971.6	80.38	0.00	33598.4	26388.2	4817.1	25.26	0.00	7551.4	5930.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 9126.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 26388.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 7390.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 33779.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 5930.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 5106.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 11037.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 4901.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 4220.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 9122.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 7300.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d}/N_d = 7300/9126 = 0.80 < 1 \text{ Verifica soddisfatta.}$$

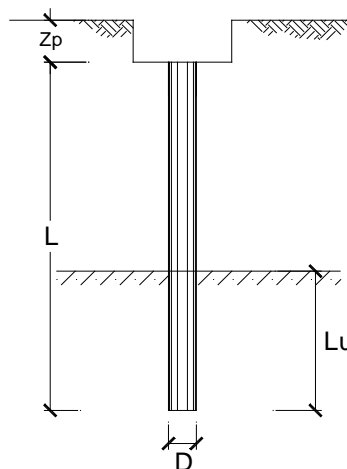
12.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: Cavalcaferrovia Montagna

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)
Carico sul palo (P):	5162.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	35.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	28.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	245.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	9	(-)
Spaziatura dei pali (s):	3.0	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{\text{utile}}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.95 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{\text{utile}} = 1.47 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0.878$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 9 * 0.74 * 1.47 = 9.73 \quad (\text{mm})$$

12.6 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE

Verifica a Punzonamento	
u	942 cm
h	200 cm
fctd	11.37 Kg/cm ²
Pr	10712.014 KN
Pr > Qmax	Verifica soddisfatta

13 VERIFICA FONDAZIONE SPALLE

I carichi agenti sulle spalle sono quelli ottenuti dal modello di calcolo e poi opportunamente combinate.

Le azioni provenienti dall' impalcato sono quelle derivanti dal modello ad elementi.

Le azioni indotte da carichi agenti a tergo della spalla (spinta del terreno e del sovraccarico), le azioni indotte dal peso proprio della spalla stessa sono state calcolate separatamente.

13.1 SPINTA DEL TERRENO

Le spinte sulla spalla vengono calcolate nelle condizioni M1 ed M2 mediante i seguenti coefficienti conformi alla tabella 6.2.II della NTC 2008.

Spinte sulla spalla							
Parametri caratteristici del terreno							
$\Phi_k =$	35	°					
$\bar{\delta}_k =$	0	°					
$c' =$			Mpa				
$c_u =$			MPa				
$q_u =$			MPa				
$\gamma_t =$	18		kN/m ³				
Parametri del terreno di disegno							
M1				M1			
	γ_M	X_D			γ_M	X_D	
$\Phi_D =$	1.00	35	°	$\Phi_D =$	1.25	29.26	°
$\bar{\delta}_D =$	1.00	0	°	$\bar{\delta}_D =$	1.25	0	°
$c'_D =$	1.00		Mpa	$c'_D =$	1.25		Mpa
$c_{u,D} =$	1.00		MPa	$c_{u,D} =$	1.40		MPa
$q_{u,D} =$	1.00		MPa	$q_{u,D} =$	-		MPa
$\gamma_{t,D} =$	1.00	18	kN/m ³	$\gamma_{t,D} =$	1.00	20	kN/m ³
Spinta statica del terreno							
$\beta =$	0	°	inclinazione della superficie del terrapieno rispetto all'orizzontale				
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione paramento rispetto all'orizzontale				
Si determina la spinta statica del terrapieno sulla spalla							
Si utilizza il procedimento indicato da Coulomb per condizioni di spinta attiva							
$K_{aM1} =$	0.27			$K_{aM2} =$	0.34		
Si determina la spinta statica del terrapieno sulla spalla							
Si utilizza il procedimento indicato da Coulomb per condizioni di spinta a riposo							
$K_{oM1} =$	0.43			$K_{oM2} =$	0.51		

13.2 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Si considera un sovraccarico accidentale a tergo della Spalla pari a

$q = 20 \text{ KN/m}^2$ in fase statica

$q = 4 \text{ KN/m}^2$ in fase statica

13.3 SPINTA SISMICA

La spinta sismica del terreno in condizioni sismiche viene effettuata secondo quanto previsto al punto 7.11.6.2.1 della NTC 2008 mediante l'utilizzo dell'analisi pseudo-statica (Metodo di Wood).

Nella suddetta analisi l'azione sismica viene rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontali K_h verticale K_v si valutano mediante la seguente espressione:

Il coefficiente k_h viene calcolato secondo quanto riportato al punto 7.11.6.3.1 del NTC 2008.

$$K_h = b \cdot a_{\max} / g$$

con

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1.5 \cdot 1 \cdot 0.111g = 0.166 g$$

$b=1$ in quanto si considera la parete rigida e non in grado di subire spostamenti rispetto al terreno.

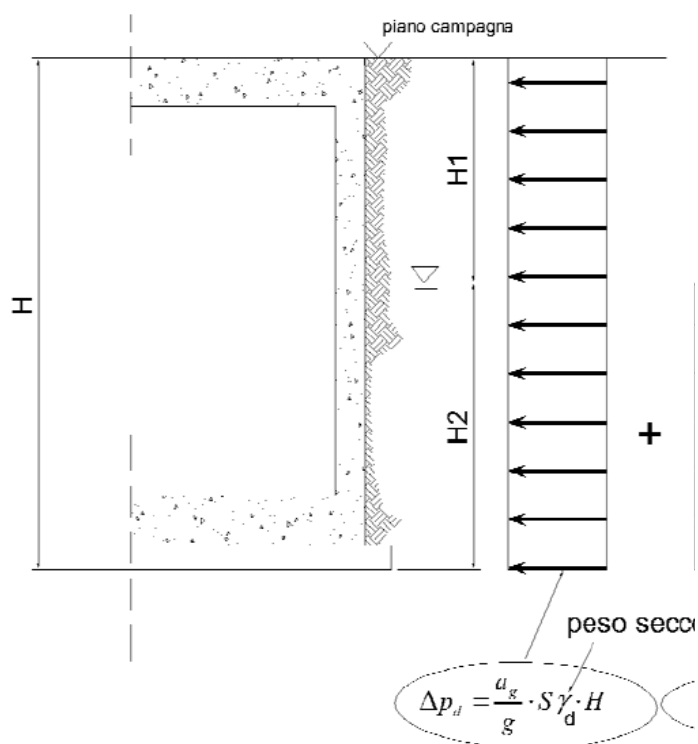
$$K_h = 1 \cdot 0.166 = 0.166$$

Si applica un carico sismico equivalente costituito sull'altezza della spalla pari a

$$\Delta P = K_h \cdot \gamma_d \cdot H^2$$

CON ACQUA DI FALDA

TERRENO PERMEABILE DURANTE SISMA ($k > 5 \times 10^{-4}$)



13.4 CALCOLO SPALLA A

13.4.1 GEOMETRIA DELLA SPALLA A

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN]
14.75	0.3	2.5	11.0625	276.5625

Fusto Spalla

Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
14.75	1.8	6	159.3	3982.5

Fondazione

Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
15.2	8	2	243.2	6080

Muro sx

Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
0.8	5.1	8.5	34.68	867

Murdx

Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
0.8	5.1	8.5	34.68	867

Terreno a tergo

Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
13.6	5.1	8.5	589.56	10612.08

13.4.2 AZIONI NELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Carichi e azioni	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	el	Hy [kN]	Mx-trasv [Kn*m]	My -lon [kN*m]
Permanenti impalcato	0.00	0.00	6141.00	2.60	0.00	0.00	15966.60
Permenti fusto spalla	0.00	0.00	3982.50	2.00	0.00	0.00	7965.00
Permenti paraghiaia	0.00	0.00	276.56	2.00	0.00	0.00	553.13
Permanente fondazion	0.00	0.00	6080.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mobili (disp1) sx	0.00	0.00	2455.00	2.60	0.00	2177.79	6383.00
Frenamento sx	0.00	107.70	0.00	0.00	9.50	0.00	1023.15
Vento tr imp_carico	256.00	0.00	0.00	0.00	11.98	3065.60	0.00
Vento tr (imp scarico)	256.00	0.00	0.00	0.00	11.98	3065.60	0.00
Vento trasversale muro	108.38	0.00	0.00	0.00	5.25	0.00	568.97
Parassite vincoli perm	0.00	307.05	0.00	0.00	9.50	0.00	2916.98
Parassite vincoli acc	0.00	122.75	0.00	0.00	9.50	0.00	1166.13
Spinta terreno fusto M1	0.00	6241.00	0.00	0.00	3.50	0.00	21843.51
Spinta terreno fusto M2	0.00	6899.60	0.00	0.00	3.50	0.00	24148.62
Spinta sovraccarico fusto M1	0.00	1217.87	0.00	0.00	5.25	0.00	6393.79
Spinta sovraccarico fusto M2	0.00	1460.23	0.00	0.00	5.25	0.00	7666.23
Peso terreno	0.00	0.00	10612.08	-1.45	0.00	0.00	-15387.52
Muro sx	0.00	0.00	867.00	-1.45	0.00	-6242.40	-1257.15
Muro dx	0.00	0.00	867.00	-1.45	0.00	6242.40	-1257.15
Sovraccarico	0.00	0.00	1248.48	-1.45	0.00	0.00	-1810.30

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

AZIONI SISMICHE							
Sisma Longit							
Permanenti+0.2 Acc appoggi	0.00	150.80	0.00	0.00	9.50	0.00	1432.60
Paraghiaia	0.00	4.68	0.00	0.00	8.25	0.00	38.61
Fusto pila	0.00	67.39	0.00	0.00	4.00	0.00	269.56
Muro sx	0.00	4.42	0.00	0.00	9.50	0.00	41.98
Muro dx	0.00	4.42	0.00	0.00	9.50	0.00	41.98
Spinta Terreno (Attiva_A2-M2)	0.00	4634.61	0.00	0.00	3.50	0.00	16221.13
Delta spinta	0.00	2246.85	0.00	0.00	5.25	0.00	11795.97
Massa di terreno a tergo	0.00	1766.91	0.00	0.00	5.25	0.00	9276.28
Spinta sovraccarico sismico	0.00	196.17	0.00	0.00	5.25	0.00	1029.91
Sisma trasversale							
Permanenti+0.2 Acc appoggi	75.40	0.00	0.00	0.00	9.50	76.00	0.00
Paraghiaia	4.68	0.00	0.00	0.00	8.25	38.61	0.00
Fusto pila	67.39	0.00	0.00	0.00	4.00	269.56	0.00
Muro sx	4.42	0.00	0.00	0.00	9.50	41.98	0.00
Muro dx	4.42	0.00	0.00	0.00	9.50	41.98	0.00
Terreno	1766.91	0.00	0.00	0.00	5.25	9276.28	0.00
Sisma verticale							
Permanenti+0.2 Acc appoggi	0.00	0.00	31.30	2.60		0.00	81.38
Paraghiaia	0.00	0.00	1.41	0.00		0.00	0.00
Fusto pila	0.00	0.00	20.30	2.00		0.00	40.60
Muro sx	0.00	0.00	4.42	2.00		0.00	8.84
Muro dx	0.00	0.00	4.42	0.00		0.00	0.00
Terreno	0.00	0.00	883.46	-1.45		0.00	-1281.01

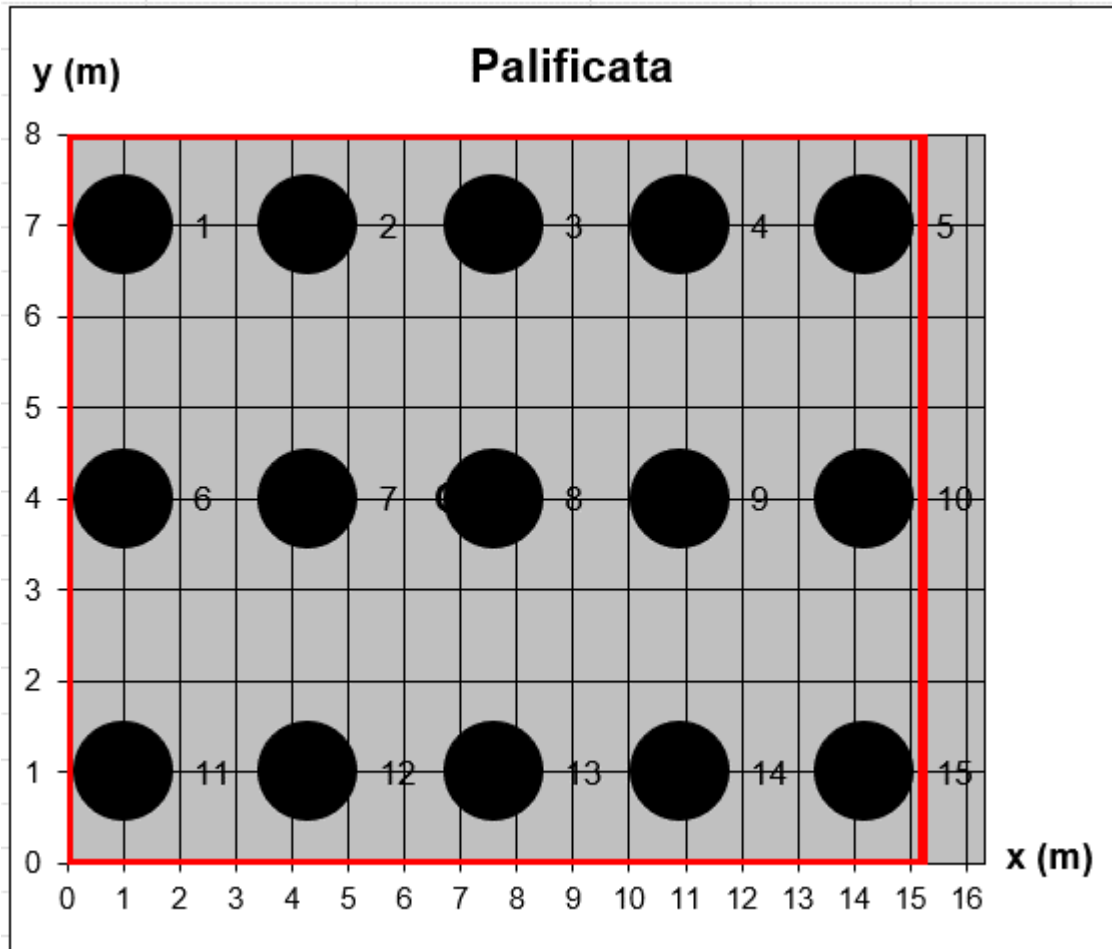
13.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

		Azione dominante	Carichi considerati	Gruppo di azioni		YG1	YG2	YQ	Permanente ponte	Permanente spalla	Mobili disp. 1	Frenamento	Vento carico trasv	Vento scarico trasv	Spinta terreno M1	Spinta terreno M2	Vincol permi	Vincol acc
1	RARA	-	Ponte sc. Vento tr.	-		1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	1	0
2	RARA	Mobili	Ponte carico vento tr.	1		1	1	1	1	1	1		0.6		1		1	1
3	RARA	Frenatura	Ponte carico vento tr.	2		1	1	1	1	1	0.75	1	0.6	0	1		1	0.75
4	RARA	Vento	Ponte carico vento tr.	1		1	1	1	1	1	0.75	0	1		1		1	0.75
5	FR	-	Ponte carico	1		1	1	1	1	1	0.75	0	0	0	1		1	0.75
6	FR	Vento	Ponte carico vento tr.	1		1	1	1	1	1	0.75		0.2		1		1	0.75
7	FR	Frenatura	Ponte carico+fren+ vento tr.	2		1	1	1	1	1	0.75	0.75			1		1	0.75
8	A1-M1	-	Ponte sc. Vento tr.	-		1.35	1.35	0	1.4	1.35	0	0	0	0.9	1.35		1.35	
9	A1-M1	Mobili	Ponte carico vento tr.	1		1.35	1.35	1.35	1.4	1.35	1.35		0.9		1.35		1.35	1.5
10	A1-M1	Mobili	Ponte carico vento tr.	2		1.35	1.35	1.35	1.4	1.35	1.01	1.35	0.9		1.35		1.35	1.01
11	A2-M2	-	Ponte sc. Vento tr.	-		1	1	1	1	1	0			0.78		1	1	0
12	A2-M2	Mobili	Ponte carico vento tr.	1		1	1	1	1	1	1.15		0.78			1	1	1.15
13	A2-M2	Mobili	Ponte carico vento tr.	2		1	1	1	1	1	0.86	1.15	0.78			1	1	1.15
14	Ex					1	1	1	1	1	0.2					1		
15	Ey					1	1	1	1	1	0.2					1		
16	0.3Ex+Ey					1	1	1	1	1	0.2					1		

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

		N	Π	Tr	Ml	Mtr
	COMBINAZIONE	[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
1	RARA	28549.58	6548.05	256.00	29533.10	3634.57
2	RARA	32253.06	7888.67	153.60	43476.01	5767.34
3	RARA	31327.19	7661.21	153.60	41013.44	4172.38
4	RARA	31327.19	7553.51	256.00	39990.29	26542.45
5	FR	31327.19	7553.51	0.00	39990.29	1633.34
6	FR	31327.19	7553.51	51.20	39990.29	3525.22
7	FR	31327.19	7634.29	0.00	40757.65	1633.34
8	A1-M1	38541.93	8839.87	230.40	39869.68	-11089.72
9	A1-M1	43541.63	10668.11	230.40	58867.54	4567.62
10	A1-M1	42282.45	10339.29	230.40	55333.28	4958.61
11	A2-M2	28549.58	7206.65	199.68	39504.43	2391.17
12	A2-M2	32808.58	8748.36	199.68	55538.79	4895.63
13	A2-M2	31734.57	8519.04	199.68	53010.14	4264.07
14	Ex	29798.06	7077.63	1923.22	28824.98	10179.97
15	Ey	29798.06	9076.25	1847.82	47645.47	435.56
16	0.3Ex+Ey	29798.06	9653.22	576.97	47645.47	2923.32

13.4.4 SOLLECITAZIONI SUI PALI IN FONDAZIONE



Caratteristiche geometriche plinto					
n	15		n° Pali		
B	15.2	m	Dimensione Maggiore Plinto		
L	8	m	Dimensione Minore Plinto		
H	2	m	Altezza Plinto di Fondazione		
Rigidezze Palificata					
Σk_{0i}	Σk_{vi}	Σx_i^2	Σy_i^2	ΣX_i^2	ΣY_i^2
kN/m	kN/m	m ²	m ²	m ²	m ²
1700779	41976500	1193.1	330.00	327	90

Baricentro Palificata		Bar. Rig. Spos. Vert.	
x_c	y_c	x_g	y_g
m	m	m	m
7.60	4.00	7.60	4.00

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Geometria Pali			Rigidezze Pali						
Palo	x_i	y_i	D_i	I_{pi}	k_{oi}	l_i	k_{vi}	X_i	Y_i
i	m	m	m	m ⁴	kN/m	m	kN/m	m	m
1	1.000	7.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-6.600	3.000
2	4.300	7.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-3.300	3.000
3	7.600	7.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	0.000	3.000
4	10.900	7.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	3.300	3.000
5	14.200	7.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	6.600	3.000
6	1.000	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-6.600	0.000
7	4.300	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-3.300	0.000
8	7.600	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	0.000	0.000
9	10.900	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	3.300	0.000
10	14.200	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	6.600	0.000
11	1.000	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-6.600	-3.000
12	4.300	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-3.300	-3.000
13	7.600	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	0.000	-3.000
14	10.900	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	3.300	-3.000
15	14.200	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	6.600	-3.000

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Combo	Q _{i1}	Q _{i2}	Q _{i3}	Q _{i4}	Q _{i5}	Q _{i6}	Q _{i7}	Q _{i8}	Q _{i9}	Q _{i10}	Q _{i11}	Q _{i12}	Q _{i13}	Q _{i14}	Q _{i15}
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
RARA	2794.90	2841.32	2887.74	2934.16	2980.58	1810.46	1856.89	1903.31	1949.73	1996.15	826.03	872.45	918.87	965.29	1011.71
RARA	3471.74	3535.82	3599.90	3663.98	3728.07	2022.04	2086.12	2150.20	2214.28	2278.36	572.34	636.42	700.50	764.58	828.66
RARA	3360.65	3408.62	3456.59	3504.56	3552.53	1992.54	2040.51	2088.48	2136.45	2184.42	624.43	672.40	720.36	768.33	816.30
RARA	2867.36	3145.18	3422.99	3700.80	3978.61	1532.85	1810.67	2088.48	2366.29	2644.11	198.34	476.16	753.97	1031.78	1309.60
FR	3390.49	3406.99	3423.49	3439.99	3456.49	2055.48	2071.98	2088.48	2104.98	2121.48	720.47	736.97	753.47	769.97	786.47
FR	3348.89	3386.44	3423.99	3461.54	3499.09	2013.38	2050.93	2088.48	2126.03	2163.58	677.87	715.42	752.97	790.52	828.07
FR	3417.07	3433.57	3450.07	3466.57	3483.06	2055.48	2071.98	2088.48	2104.98	2121.48	693.89	710.39	726.89	743.39	759.89
A1-M1	4108.51	4005.23	3901.95	3798.67	3695.39	2776.02	2672.74	2569.46	2466.18	2362.90	1443.53	1340.25	1236.97	1133.69	1030.41
A1-M1	4759.28	4814.15	4869.03	4923.90	4978.78	2793.03	2847.90	2902.78	2957.65	3012.52	826.78	881.65	936.52	991.40	1046.27
A1-M1	4550.13	4608.95	4667.77	4726.60	4785.42	2701.18	2760.01	2818.83	2877.65	2936.48	852.24	911.06	969.89	1028.71	1087.53
A2-M2	3161.67	3193.39	3225.12	3256.84	3288.57	1839.86	1871.58	1903.31	1935.03	1966.76	518.04	549.77	581.49	613.22	644.94
A2-M2	3929.99	3987.01	4044.03	4101.05	4158.08	2073.19	2130.22	2187.24	2244.26	2301.28	216.40	273.42	330.45	387.47	444.49
A2-M2	3787.36	3838.00	3888.64	3939.29	3989.93	2014.35	2065.00	2115.64	2166.28	2216.92	241.35	291.99	342.63	393.28	443.92
Ex	2602.36	2778.11	2953.87	3129.63	3305.38	1635.03	1810.78	1986.54	2162.29	2338.05	667.69	843.45	1019.20	1194.96	1370.72
Ey	3432.78	3507.25	3581.72	3656.19	3730.66	1837.60	1912.07	1986.54	2061.01	2135.47	242.42	316.89	391.35	465.82	540.29
0.3Ex+Ey	3479.41	3530.81	3582.22	3633.63	3685.03	1883.72	1935.13	1986.54	2037.94	2089.35	288.04	339.45	390.85	442.26	493.67

	Q _{i1}	Q _{i2}	Q _{i3}	Q _{i4}	Q _{i5}	Q _{i6}	Q _{i7}	Q _{i8}	Q _{i9}	Q _{i10}	Q _{i11}	Q _{i12}	Q _{i13}	Q _{i14}	Q _{i15}	Q _{max}
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLE	3471.74	3535.82	3599.90	3700.80	3978.61	2055.48	2086.12	2150.20	2366.29	2644.11	826.03	872.45	918.87	1031.78	1309.60	3978.61
A1 M1	4759.28	4814.15	4869.03	4923.90	4978.78	2793.03	2847.90	2902.78	2957.65	3012.52	1443.53	1340.25	1236.97	1133.69	1087.53	4978.78
A2 M2	3929.99	3987.01	4044.03	4101.05	4158.08	2073.19	2130.22	2187.24	2244.26	2301.28	518.04	549.77	581.49	613.22	644.94	4158.08
SISMA	3479.41	3530.81	3582.22	3656.19	3730.66	1883.72	1935.13	1986.54	2162.29	2338.05	667.69	843.45	1019.20	1194.96	1370.72	3730.66

13.4.5 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Il carico limite di progetto R_{cd} è stato ricavato come segue:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

con

R_{bd} = Resistenza alla punta di progetto

R_{sd} = Resistenza laterale di progetto

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici R_{bk} e R_{sk} tramite i coefficienti parziali γ_b e γ_s riportati nella tabella 6.4.II dell'NTC2018:

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_m$$

Coefficienti	R1	R2	R3
BASE - γ_b	1	1.7	1,35
LATERALE- γ_m	1	1.45	1,15

I valori caratteristici devono essere tali da non superare il valore medio della resistenza diviso $\xi = 1.7$ (Tab 6.4I.V)

Assunti nei calcoli i parametri medi di resistenza del terreno si può assumere quindi:

$$R_{bk} = R_{bm} / \xi$$

$$R_{sk} = R_{sm} / \xi$$

con

$R_{bm} = Q_b$ è la resistenza media alla base

$R_{sm} = Q_b$ è la resistenza media laterale

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE: Tangenziale di Sondrio

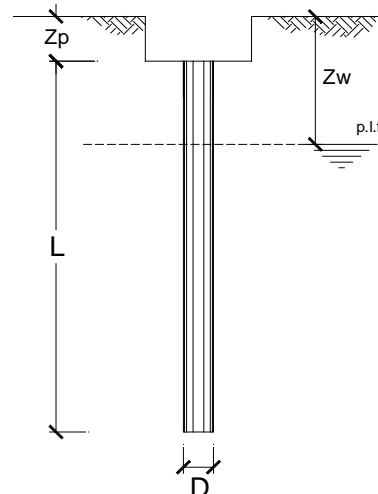
OPERA:

Cavalcaferrovia Montagna

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 4.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4978 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2 Lpalo = 35.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	2.50	2.50	2.50



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	20.00		36.6	0.0
2	28.00	Deposit molto addensati	21.00		37.5	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.40	0.74		1.00
0.39	0.77		1.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' min (kPa)	φ' min (°)	c _u min (kPa)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	15.00		29.1	0.0
2	28.00	Deposit molto addensati	18.00		31.6	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.51	0.56		1.00
0.48	0.62		1.00

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	419.2					289.7				
2	28.00	Deposit molto addensati	6971.6	80.38	0.00	33598.4	26388.2	4817.1	25.26	0.00	7551.4	5930.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$$Nd = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$Nd = 6471.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 26388.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 7390.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 33779.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 5930.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 5106.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 11037.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 4901.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 4220.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 9122.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 7300.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d}/Nd = 7300/4978 = 1.46 > 1 \text{ Verifica soddisfatta.}$$

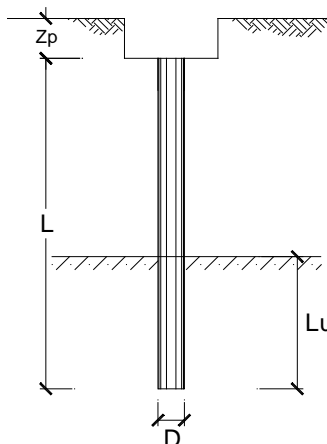
13.4.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: Cavalcaferrovia Montagna

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)
Carico sul palo (P):	3978.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	35.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	28.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	245.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	15	(-)
Spaziatura dei pali (s)	3.3	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * Lutile$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lutile / D): \quad 1.95 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * Lutile = 1.13 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.189$$

Cedimento della palificata

$$\delta p = n * R_g * \delta = 15 * 0.51 * 1.13 = 8.68 \quad (\text{mm})$$

Il cedimento è simile a quello della pila.

13.4.7 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE

Verifica a Punzonamento	
u	942 cm
h	200 cm
fctd	11.37 Kg/cm ²
Pr	10712.01 KN
Pr > Qmax	Verifica soddisfatta

13.5 CALCOLO SPALLA B

13.5.1 GEOMETRIA DELLA SPALLA B

Paraghiaia				
Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN]
14.75	0.3	2.5	11.0625	276.5625
Fusto Spalla				
Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
14.75	1.8	2.75	73.0125	1825.3125
Fondazione				
Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
15.2	5	2	152	3800
Muro sx				
Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
0.8	2.1	5	8.4	210
Murdx				
Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
0.8	2.1	5	8.4	210
Terreno a tergo				
Largh (trasve)	Lungh	H Altezza	V	P
[m]	[m]	[m]	[m ³]	[KN*]
13.6	2.1	5.25	149.94	2698.92

13.5.2 AZIONI NELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Carichi e azioni	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	el	etr	Hy [kN]	Mx-trasv [Kn*m]	My -lon [kN*m]
Permanenti impalcato	0.00	0.00	4986.00	1.10	0.00	0.00	0.00	5484.60
Permenti fusto spalla	0.00	0.00	1825.31	0.50	0.00	0.00	0.00	912.66
Permenti paraghiaia	0.00	0.00	276.56	0.50	0.00	0.00	0.00	138.28
Permanente fondazion	0.00	0.00	3800.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mobili (disp1) sx	0.00	0.00	2292.00	1.10	0.00	0.00	1552.62	2521.20
Frenamento sx	0.00	107.70	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	673.13
Vento tr imp_carico	216.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.73	1884.60	0.00
Vento tr (imp scarico)	216.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.73	1884.60	0.00
Ventro trasversale muro	26.25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	91.88
Parassite vincoli perm	0.00	249.30	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	1558.13
Parassite vincoli acc	0.00	114.60	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	716.25
Spinta terreno fusto M1	0.00	2975.44	0.00	0.00	0.00	2.42	0.00	7190.66
Spinta terreno fusto M2	0.00	3289.44	0.00	0.00	0.00	2.42	0.00	7949.47
Spinta sovraccarico fusto M1	0.00	840.91	0.00	0.00	0.00	3.63	0.00	3048.29
Spinta sovraccarico fusto M2	0.00	1008.26	0.00	0.00	0.00	3.63	0.00	3654.93
Peso terreno	0.00	0.00	2698.92	-1.45	0.00	0.00	0.00	-3913.43
Muro sx	0.00	0.00	210.00	-1.45	-0.40	0.00	-1512.00	-304.50
Muro dx	0.00	0.00	210.00	-1.45	0.80	0.00	1512.00	-304.50
Sovraccarico	0.00	0.00	514.08	-1.45	0.00	0.00	0.00	-745.42

AZIONI SISMICHE								
Sisma Longit								
Permanenti+0.2 Acc appoggi	0.00	150.56	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	941.00
Paraghiaia	0.00	4.68	0.00	0.00	0.00	5.00	0.00	23.40
Fusto pila	0.00	30.89	0.00	0.00	0.00	2.38	0.00	73.36
Muro sx	0.00	3.55	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	21.32
Muro dx	0.00	3.55	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	21.32
Spinta Terreno (Attiva_A2-M2)	0.00	2209.58	0.00	0.00	0.00	2.42	0.00	5339.83
Delta spinta	0.00	1071.20	0.00	0.00	0.00	3.63	0.00	3883.11
Massa di terreno a tergo	0.00	449.37	0.00	0.00	0.00	3.63	0.00	1628.97
Spinta sovraccarico sismico	0.00	135.45	0.00	0.00	0.00	3.63	0.00	491.02
Sisma trasversale								
Permanenti+0.2 Acc appoggi	130.00	0.00	0.00	0.00		6.25	65.00	0.00
Paraghiaia	4.68	0.00	0.00	0.00		5.00	23.40	0.00
Fusto pila	30.89	0.00	0.00	0.00		2.38	73.36	0.00
Muro sx	3.55	0.00	0.00	0.00		6.00	21.32	0.00
Muro dx	3.55	0.00	0.00	0.00		6.00	21.32	0.00
Terreno	449.37	0.00	0.00	0.00		3.63	1628.97	0.00

Sisma verticale								
Permanenti+0.2 Acc appoggi	0.00	0.00	31.30	2.60			0.00	81.38
Paraghiaia	0.00	0.00	1.41	0.00			0.00	0.00
Fusto pila	0.00	0.00	20.30	2.00			0.00	40.60
Muro sx	0.00	0.00	4.42	2.00			0.00	8.84
Muro dx	0.00	0.00	4.42	0.00			0.00	0.00
Terreno	0.00	0.00	883.46	-1.45			0.00	-1281.01

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Sisma verticale								
Permanenti+0.2 Acc appoggi	0.00	0.00	25.41	1.10	0.00		0.00	27.95
Paraghiaia	0.00	0.00	1.41	0.00	0.00		0.00	0.00
Fusto pila	0.00	0.00	9.30	0.50	0.00		0.00	4.65
Muro sx	0.00	0.00	1.07	0.50	0.00		0.00	0.54
Muro dx	0.00	0.00	1.07	0.00	0.00		0.00	0.00
Terreno	0.00	0.00	224.69	-1.45	0.00		0.00	-325.79
Azioni eccezionali								
Urto parallelo t longitudinale		4000				2.8		11200.00
Urto trasversale	1500					2.8	4200	

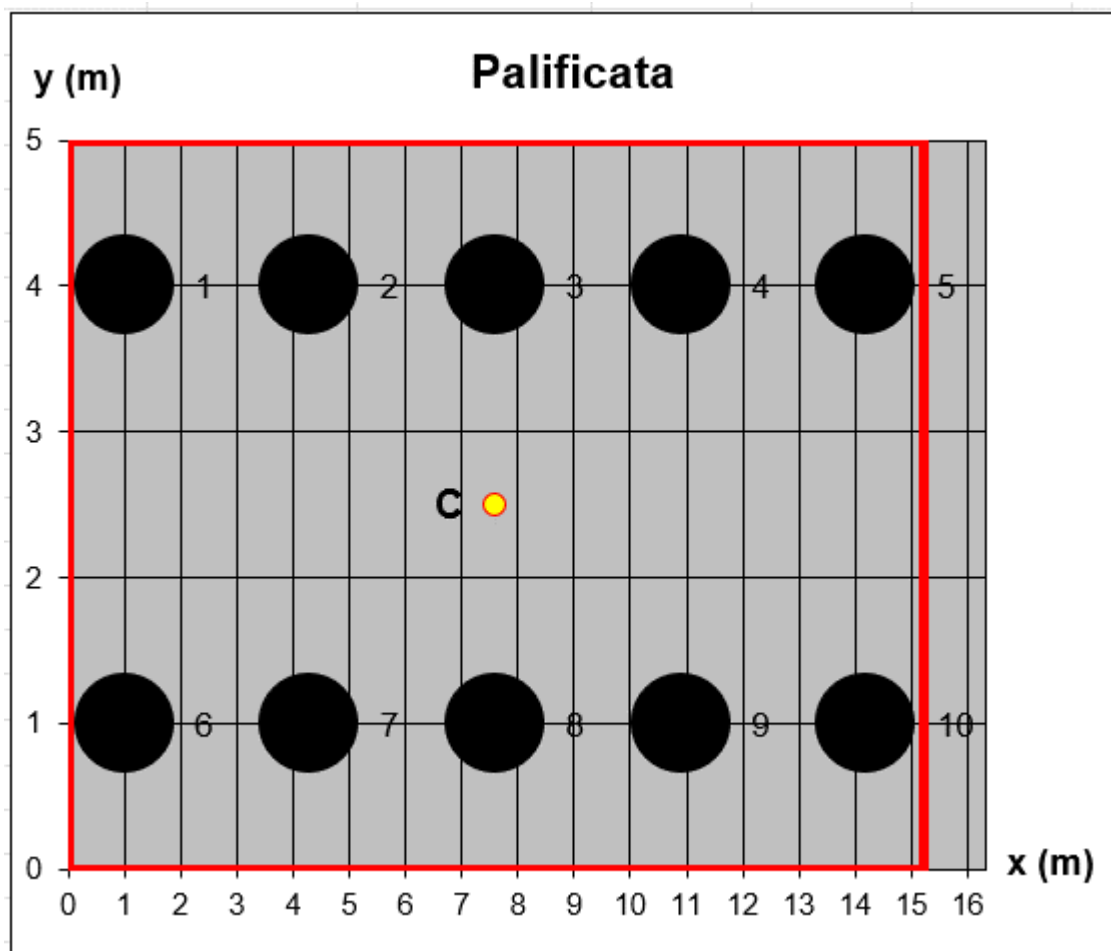
13.5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Numero combinazione	COMBINAZIONE	Azione dominante	Carichi considerati	Gruppo di azioni	n° C.C.	YG1	YG2	YQ	Permanente ponte	Permanente spalla	Mobili disp. 1	Frenamento	Vento carico trasv	Vento scarico trasv	Spinta terreno M1	Spinta terreno M2	Vincol permi	Urto	Vincol acc
	COMBINAZIONE																		
1	RARA	-	Ponte sc. Vento tr.	-	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	1		0
2	RARA	Mobili	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	1		0.6		1		1		1
3	RARA	Frenatura	Ponte carico vento tr.	2	1	1	1	1	1	1	0.75	1	0.6	0	1		1		0.75
4	RARA	Vento	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0	1		1		1		0.75
5	FR	-	Ponte carico	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0	0	0	1		1		0.75
6	FR	Vento	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	0.75		0.2		1		1		0.75
7	FR	Frenatura	Ponte carico+fren+ vento tr.	2	1	1	1	1	1	1	0.75	0.75			1		1		0.75
8	A1-M1	-	Ponte sc. Vento tr.	-	1	1.35	1.35	0	1.4	1.35	0	0	0	0.9	1.35		1.35		1.5
9	A1-M1	Mobili	Ponte carico vento tr.	1	1	1.35	1.35	1.35	1.4	1.35	1.35		0.9		1.35		1.35		1.5
10	A1-M1	Mobili	Ponte carico vento tr.	2	1	1.35	1.35	1.35	1.4	1.35	1.01	1.35	0.9		1.35		1.35		1.01
11	A2-M2	-	Ponte sc. Vento tr.	-	1	1	1	1	1	1	0			0.78		1	1		0
12	A2-M2	Mobili	Ponte carico vento tr.	1	1	1	1	1	1	1	1.15		0.78		1	1	1		1.15
13	A2-M2	Mobili	Ponte carico vento tr.	2	1	1	1	1	1	1	0.86	1.15	0.78		1	1	1		1.15
14	Ex	Sisma	Sisma		1	1	1	1	1	1	0.2					1			0.2
15	Ey	Sisma	Sisma		1	1	1	1	1	1	0.2					1			0.2
16	0.3Ex+Ey	Sisma	Sisma		1	1	1	1	1	1	0.2					1			0.2
17	Urto parallelo	Urto treno	Urto treno		1	0	0	0	1	1	0.2	0	0	0	0	0	1	1	0.2
18	Urto perpendicolare	Urto treno	Urto treno		1	0	0	0	1	1	0.2	0	0	0	0	0	1	1	0.2

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

			N	Tl	Tr	Ml	Mtr
	COMBINAZIONE		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
1	RARA	-	13730.23	3224.74	216.00	10016.47	1976.48
2	RARA	Mobili	16536.31	4180.25	129.60	16302.21	3618.26
3	RARA	Frenatura	15834.79	4049.07	129.60	15403.90	2724.98
4	RARA	Vento	15834.79	3941.37	216.00	14730.77	10239.72
5	FR	-	15834.79	3941.37	0.00	14730.77	1164.47
6	FR	Vento	15834.79	3941.37	43.20	14730.77	2151.04
7	FR	Frenatura	15834.79	4022.15	0.00	15235.62	1164.47
8	A1-M1	-	18535.81	4353.40	194.40	13522.23	-1825.95
9	A1-M1	Mobili	22324.02	5660.53	194.40	22115.42	3518.13
10	A1-M1	Mobili	21369.95	5463.86	194.40	20779.55	3264.29
11	A2-M2	-	13730.23	3538.74	168.48	14430.22	1469.99
12	A2-M2	Mobili	16957.22	4637.57	168.48	21658.82	3255.50
13	A2-M2	Mobili	16143.46	4517.56	168.48	20817.76	2805.24
14	Ex	Sisma	14244.31	3416.24	622.04	9725.05	2143.89
15	Ey	Sisma	14244.31	4058.84	492.04	14791.58	310.52
16	0.3Ex+Ey	Sisma	14244.31	4245.46	186.61	14791.58	550.01
17	Urto parallelo	Urto treno	14291.45	4440.40	0.00	15282.96	310.52
18	Urto perpendicolare	Urto treno	14291.45	0.00	1500.00	8282.96	4510.52

13.5.4 SOLLECITAZIONI SUI PALI IN FONDAZIONE



Caratteristiche geometriche plinto					
n	10		n° Pali		
B	15.2	m	Dimensione Maggiore Plinto		
L	5	m	Dimensione Minore Plinto		
H	2	m	Altezza Plinto di Fondazione		

Rigidezze Palificata					
Σk_{0i}	Σk_{vi}	Σx_i^2	Σy_i^2	ΣX_i^2	ΣY_i^2
kN/m	kN/m	m ²	m ²	m ²	m ²
1133853	27984333	795.4	85.00	218	23

Baricentro Palificata		Bar. Rig. Spos. Vert.	
x_c	y_c	x_g	y_g
m	m	m	m
7.60	2.50	7.60	2.50

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Geometria Pali			Rigidezze Pali						
Palo	x_i	y_i	D_i	I_{pi}	k_{oi}	l_i	k_{vi}	X_i	Y_i
i	m	m	m	m ⁴	kN/m	m	kN/m	m	m
1	1.000	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-6.600	1.500
2	4.300	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-3.300	1.500
3	7.600	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	0.000	1.500
4	10.900	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	3.300	1.500
5	14.200	4.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	6.600	1.500
6	1.000	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-6.600	-1.500
7	4.300	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	-3.300	-1.500
8	7.600	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	0.000	-1.500
9	10.900	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	3.300	-1.500
10	14.200	1.000	1	0.049087	113385.3	35	2798433	6.600	-1.500

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

Combo	Q _{i1}	Q _{i2}	Q _{i3}	Q _{i4}	Q _{i5}	Q _{i6}	Q _{i7}	Q _{i8}	Q _{i9}	Q _{i10}
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
RARA	1956.32	1998.56	2040.79	2083.02	2125.25	620.79	663.03	705.26	747.49	789.72
RARA	2616.72	2678.92	2741.11	2803.31	2865.50	441.76	503.96	566.15	628.34	690.54
RARA	2514.42	2563.08	2611.74	2660.40	2709.06	457.90	506.56	555.22	603.88	652.54
RARA	2232.66	2400.10	2567.53	2734.96	2902.40	264.56	431.99	599.43	766.86	934.29
FR	2532.91	2550.55	2568.20	2585.84	2603.48	563.47	581.12	598.76	616.40	634.05
FR	2498.77	2533.82	2568.86	2603.91	2638.96	528.00	563.05	598.09	633.14	668.19
FR	2567.90	2585.54	2603.19	2620.83	2638.47	528.48	546.13	563.77	581.41	599.06
A1-M1	2792.95	2776.34	2759.73	2743.12	2726.51	980.65	964.04	947.43	930.82	914.22
A1-M1	3583.37	3647.73	3712.10	3776.46	3840.82	623.98	688.35	752.71	817.07	881.43
A1-M1	3407.27	3467.78	3528.30	3588.81	3649.33	624.66	685.18	745.69	806.21	866.72
A2-M2	2277.99	2309.85	2341.70	2373.56	2405.42	340.63	372.49	404.34	436.20	468.05
A2-M2	3029.16	3088.07	3146.98	3205.89	3264.79	126.65	185.56	244.47	303.38	362.29
A2-M2	2906.02	2958.11	3010.20	3062.28	3114.37	114.32	166.41	218.50	270.58	322.67
Ex	1945.71	2013.57	2081.43	2149.30	2217.16	631.70	699.56	767.43	835.29	903.16
Ey	2354.49	2387.18	2419.87	2452.56	2485.25	363.61	396.30	428.99	461.68	494.38
0.3Ex+Ey	2382.64	2401.59	2420.54	2439.48	2458.43	390.43	409.38	428.33	447.27	466.22
Urto parallelo	2449.27	2453.97	2458.68	2463.38	2468.09	390.20	394.91	399.61	404.32	409.02
Urto perpendicolare	1685.36	1839.02	1992.68	2146.34	2300.00	558.29	711.95	865.61	1019.27	1172.93

	Q _{i1}	Q _{i2}	Q _{i3}	Q _{i4}	Q _{i5}	Q _{i6}	Q _{i7}	Q _{i8}	Q _{i9}	Q _{i10}	Q _{max}
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLE	2616.72	2678.92	2741.11	2803.31	2902.40	620.79	663.03	705.26	766.86	934.29	2902.40
A1 M1	3583.37	3647.73	3712.10	3776.46	3840.82	980.65	964.04	947.43	930.82	914.22	3840.82
A2 M2	3029.16	3088.07	3146.98	3205.89	3264.79	340.63	372.49	404.34	436.20	468.05	3264.79
SISMA	2382.64	2401.59	2420.54	2452.56	2485.25	631.70	699.56	767.43	835.29	903.16	2485.25
URTO	2449.27	2453.97	2458.68	2463.38	2468.09	558.29	711.95	865.61	1019.27	1172.93	2468.09

13.5.5 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Il carico limite di progetto Rcd è stato ricavato come segue:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

con

R_{bd} = Resistenza alla punta di progetto

R_{sd} = Resistenza laterale di progetto

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici R_{bk} e R_{sk} tramite i coefficienti parziali γ_b e γ_s riportati nella tabella 6.4.II dell NTC2018:

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_m$$

Coefficienti	R1	R2	R3
BASE - γ_b	1	1.7	1,35
LATERALE- γ_m	1	1.45	1,15

I valori caratteristici devono essere tali da non superare il valore medio della resistenza diviso $\xi = 1.7$ (Tab 6.4I.V)

Assunti nei calcoli i parametri medi di resistenza del terreno si può assumere quindi:

$$R_{bk} = R_{bm} / \xi$$

$$R_{sk} = R_{sm} / \xi$$

con

$R_{bm} = Q_b$ è la resistenza media alla base

$R_{sm} = Q_b$ è la resistenza media laterale

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE: Tangenziale di Sondrio

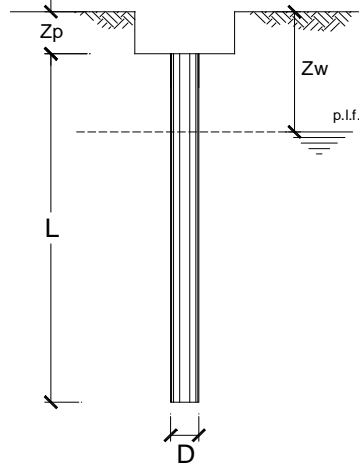
OPERA:

Cavalcaferrovia Montagna

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 4.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 3840 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2 $\frac{2}{2}$ L_{palo} = 35.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	2.50	2.50	2.50



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	$c_{u\text{med}}$ (kPa)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	20.00		36.6	0.0
2	28.00	Deposit molto addensati	21.00		37.5	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.40	0.74		1.00
0.39	0.77		1.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	ϕ'_{min} (°)	$c_{u\text{min}}$ (kPa)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	15.00		29.1	0.0
2	28.00	Deposit molto addensati	18.00		31.6	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.51	0.56		1.00
0.48	0.62		1.00

PROGETTO DEFINITIVO Relazione tecnica e di calcolo viadotto

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	7.00	Depositi mediamene adensati	419.2					289.7				
2	28.00	Deposit molto addensati	6971.6	80.38	0.00	33598.4	26388.2	4817.1	25.26	0.00	7551.4	5930.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$$Nd = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$Nd = 6471.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 26388.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 7390.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 33779.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 5930.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 5106.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 11037.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 4901.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 4220.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 9122.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 7300.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d}/Nd = 7300/3840 = 1.94 > 1 \text{ Verifica soddisfatta.}$$

13.5.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: Cavalcaferrovia Montagna

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)
Carico sul palo (P):	2920.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	35.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	28.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	245.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	10	(-)
Spaziatura dei pali (s)	3.3	(m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * Lutile$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lutile / D): \quad 1.95 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * Lutile = \quad 0.83 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

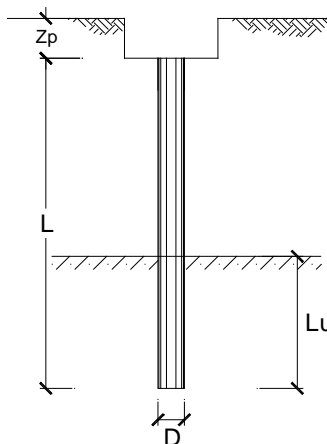
Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = \quad 0.971$$

Cedimento della palificata

$$\delta p = n * R_g * \delta = \quad 10 \quad * \quad 0.65 \quad * \quad 0.83 \quad = \quad 5.41 \quad (\text{mm})$$



13.5.7 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE

Verifica a Punzonamento	
u	942 cm
h	200 cm
fctd	11.37 Kg/cmq
Pr	10712.01 KN
Pr > Qmax	Verifica soddisfatta