

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA

GEOTECNICA

Vulnerabilità fondazioni VI08 – Gravina

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	A	5	F	0	1	D	0	9	C	L	V	I	0	8	0	3	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	S.Gasperoni	Luglio 2019	M.E.D'Effremo	Luglio 2019	F. Gernone	Luglio 2019	A. Vittozzi Luglio 2019

ITALFERR S.p.A.
 Opere Civili, gestioni e varianti
 Unità Operativa di Direzione
 Direzione Regionale
 Direzione di Roma
 N. 142078

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3.	MATERIALI	5
4.	DESCRIZIONE STATO DI FATTO DELLE OPERE	6
5.	AZIONE SISMICA	15
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE	18
6.1	CAPACITÀ PORTANTE MICROPALI.....	18
6.1	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SU PALI.....	18
6.1	INDICE DI RISCHIO IN CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI.....	19
7.3	INDICE DI RISCHIO IN RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	22
8.	VERIFICHE DI STABILITA'	23
8.1	INDICE DI RISCHIO IN STABILITÀ DELLE SCARPATE.....	23

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la definizione della vulnerabilità sismica delle fondazioni del viadotto ferroviario "Gravina" (VI08) per miglioramentosismico nell'ambito della realizzazione della nuova Linea Ferrandina – Matera "La Martella" per il collegamento della città di Matera alla rete ferroviaria nazionale, in particolare con Salerno, per l'accesso al sistema AV/AC, e con Taranto, attraverso la linea Battipaglia-Potenza-Metaponto-Taranto.

La valutazione di vulnerabilità consiste nell'individuazione dell'indice di rischio in resistenza I_R relativamente ai diversi meccanismi di crisi indagati, ottenuto confrontando l'accelerazione di picco al suolo che porta alla crisi dell'elemento (PGA_c di capacità), con l'accelerazione di picco al suolo attesa nel sito (PGA_d di domanda):

$$I_R = \frac{PGA_c}{PGA_d}$$

Tutte le analisi svolte nel seguito sono eseguite in conformità alla normativa italiana vigente sulle opere civili (DM 17/01/2018).

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. Circolare N.7 del 21-01-2019, C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'Applicazione Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N.3]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- [N.4]. Progetto DOC-Reluis 2005-2008 – linea 3: Valutazione e riduzione del rischio sismico di ponti esistenti – “linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.” marzo 2009

2.2 Documenti di riferimento

- [DC1]. E.0.2. - Progetto Esecutivo. Costruzione di un tratto di linea tra Matera e Ferrandina in funzione di collegamento diretto della città di Matera alla rete F.S.. Stazione di Ferrandina – Stazione di Matera la Martella. Relazione calcoli statici 2 a parte. Novembre 1985.
- [DC2]. IA5F 01 D 09 RH VI0000 001 A - Nuova Linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto Definitivo. Criteri di calcolo delle fondazioni.
- [DC3]. IA5F 01 D 09 RH VI0800 001 A - Nuova Linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto Definitivo. Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante.
- [DC4]. IA5F 01 D 09 RH VI0800 002 A - Nuova Linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto Definitivo. Relazione stabilità di versante.
- [DC5]. IA5F01D09ROVI0000001A Relazione tecnico-illustrativa: Materiali, Fattore di confidenza e criteri di calcolo
- [DC6]. IA5F01D09CLVI0800001A Relazione di calcolo - Vulnerabilità VI08

3. MATERIALI

Nel presente progetto per le fondazioni esistenti si utilizzeranno i seguenti materiali.

Calcestruzzo plinto di fondazione, pali Rck > 25 MPa C25/30

Calcestruzzo sottoplinto (magrone) Rck > 15 MPa C16/20

Acciaio in barre per c.a. FeB 38 K B450C
fyk=380 MPa
E=210000 MPa

Acciaio per armatura micropali Fe 360 S235
fyk=235 MPa
E=210000 MPa

Per i materiali delle opere esistenti si definisce livello di conoscenza LC = 2 e quindi nelle verifiche si assume un fattore di confidenza FC = 1.2.

Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09 CL	VI 0803001	A	6 di 24

4. DESCRIZIONE STATO DI FATTO DELLE OPERE

Al fine di procedere alla valutazione della vulnerabilità sismica delle fondazioni, è stato analizzato lo stato di fatto delle opere, descritto nella documentazione del Progetto Esecutivo datato novembre 1985.

L'opera oggetto delle analisi è un viadotto ferroviario appartenente alla line Ferrandina-Matera con collegamento a binario singolo. Il viadotto è costituito da 27 pile e due spalle.

Le fondazioni delle pile sono costituite da plinti, di dimensioni variabili, fondati su pali (D1200 mm) o su micropali.

Le spalle sono costituite da fondazione su pali D1200 mm.

Inoltre per le pile di scavalco fiume è stato inserito un intervento di consolidamento lungo la scarpata con tiranti attivi (come da schema di figure seguenti).

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive con le caratteristiche delle fondazioni del viadotto in esame:

spalla										
	H tot[m]	dim plinto[m]	h plinto[m]	tipo fondaz.	d pali[mm]	num pali	Lunghezza pali[m]	Armatura longitudinale	spirale gabbia superiore	spirale gabbia inferiore
A	8.00	11.50x9.20x2.00	2.00	pali	1200	9	13.7	28 ϕ 30	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
B	7.50	11.50x9.20x2.00	2.00	pali	1200	9	24.9÷25.0	28 ϕ 30	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20

pila										
	H tot[m]	dim plinto[m]	h plinto[m]	tipo fondaz.	d pali[mm]	num pali /micropali	Lunghezza pali / micropali[m]	Armatura longitudinale	spirale gabbia superiore	spirale gabbia inferiore
1	6.00	7.40x10.20x2.50	2.50	pali	1200	6	11.3	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
2	6.35	7.40x10.20x2.50	2.50	pali	1200	6	10.1÷10.3	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
3	6.80	7.40x10.20x2.50	2.50	pali	1200	6	9.3÷9.5	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
4	8.20	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	7.7÷9.5	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
5	9.00	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	6.6÷7.4	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
6	9.25	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	5.6÷6.8	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
7	9.00	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	6.2÷6.9	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
8	8.40	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	7.4÷8.1	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
9	7.95	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	7.9÷10.2	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
10	7.70	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	8.0÷8.7	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
11	8.20	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	8.1÷8.9	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
12	8.95	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	8.4÷8.7	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
13	10.45	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	8.3÷9.1	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
14	11.70	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	7.8÷12.2	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
15	13.30	9.00x10.20x2.50	2.50	pali	1200	8	6.9÷12.0	18 ϕ 24	ϕ 8 passo 10	ϕ 8 passo 20
16	15.80	12.50x9.50x2.50	2.50	micropali	230	58	15	-	-	-
17	18.15	12.50x9.50x2.50	2.50	micropali	230	74	15	-	-	-
18	21.50	12.50x9.50x2.50	2.50	micropali	230	74	15	-	-	-

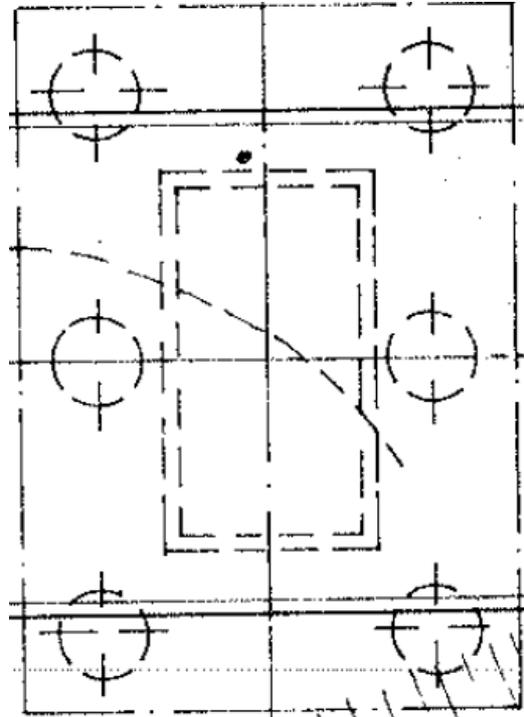


Figura 2 – Pianta Pile a 6 pali (P1÷P3, P26 e P27)

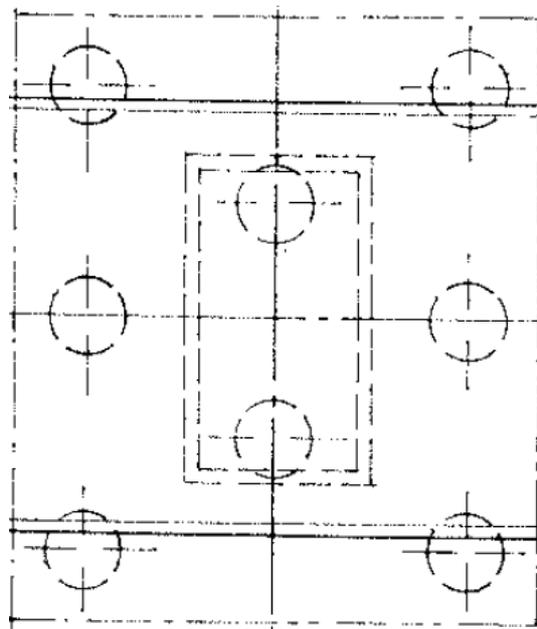


Figura 3 – Pianta Pile a 8 pali (P4÷P15 e P25)

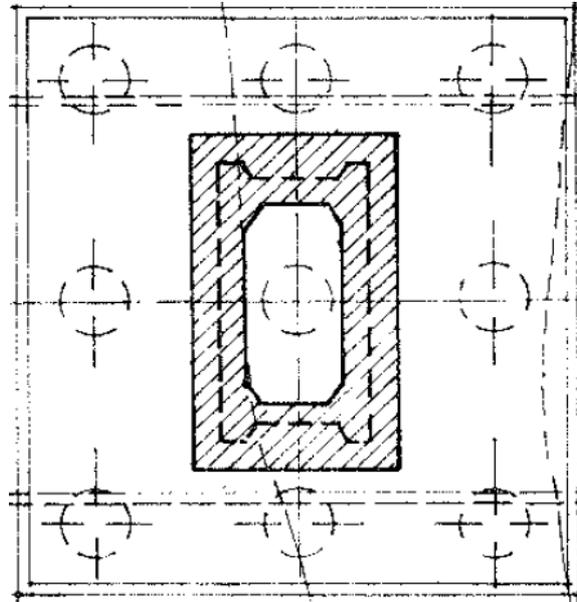


Figura 4 – Pianta Pile a 9 pali (P23 e P24)

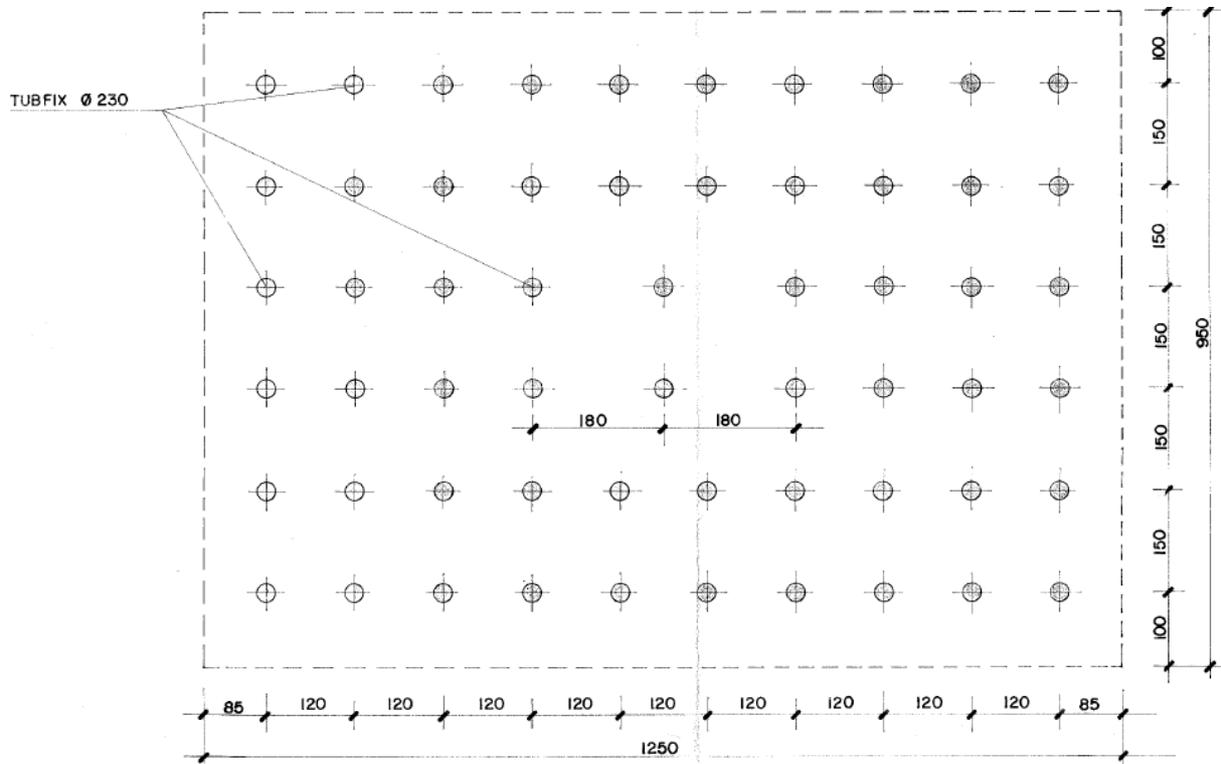


Figura 5 – Pianta pila P16 su fondazione diretta con n°58 micropali

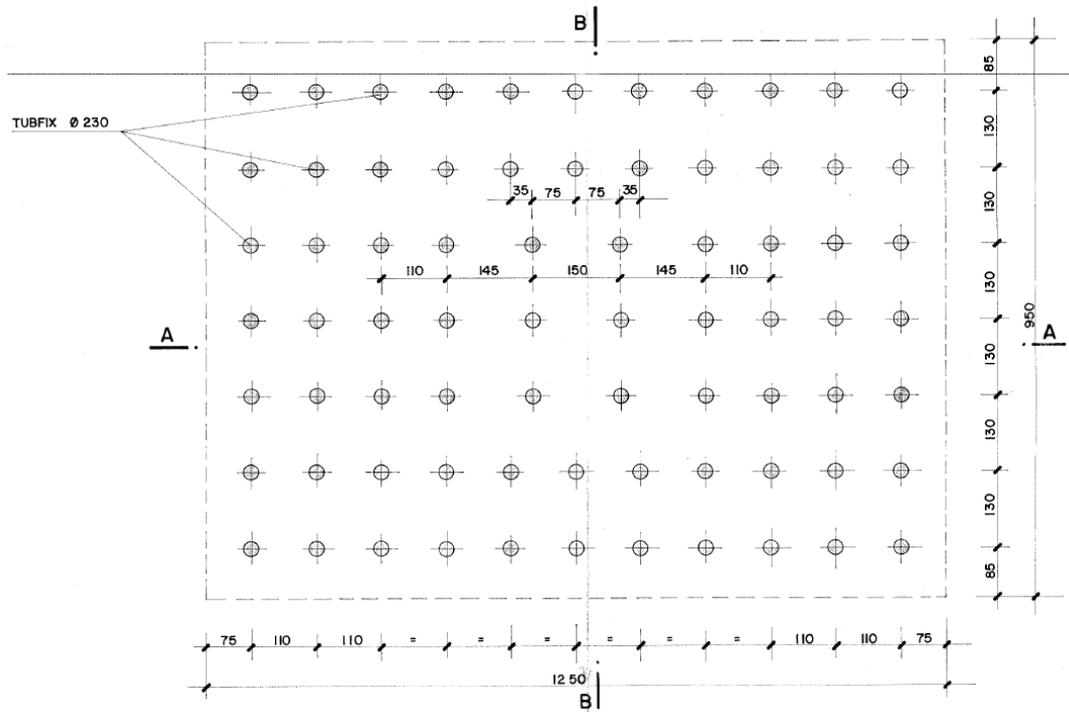


Figura 6 – Pianta pile P17÷P20 su fondazione diretta con n°74 micropali

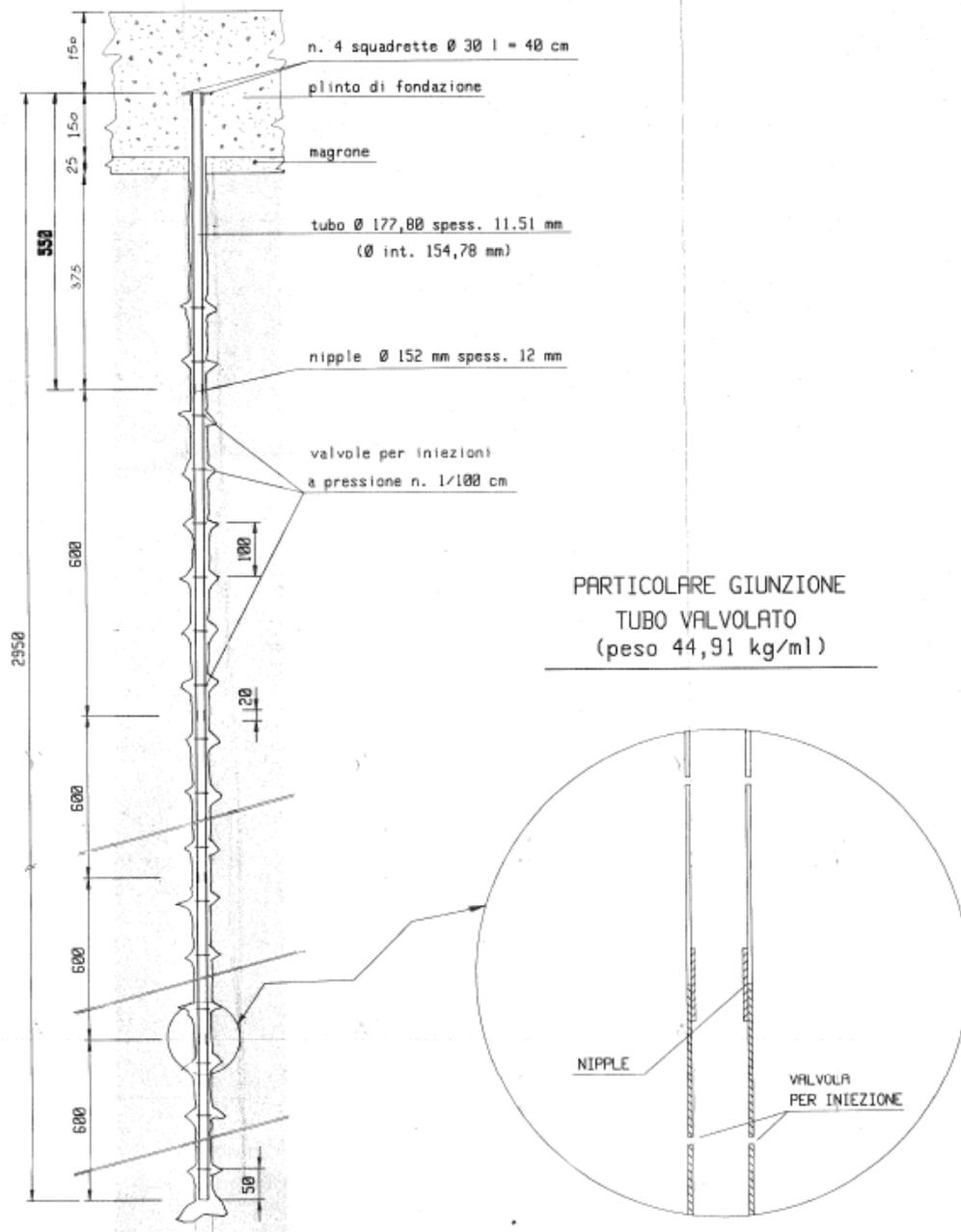


Figura 8 – Micropali pila P21-P22

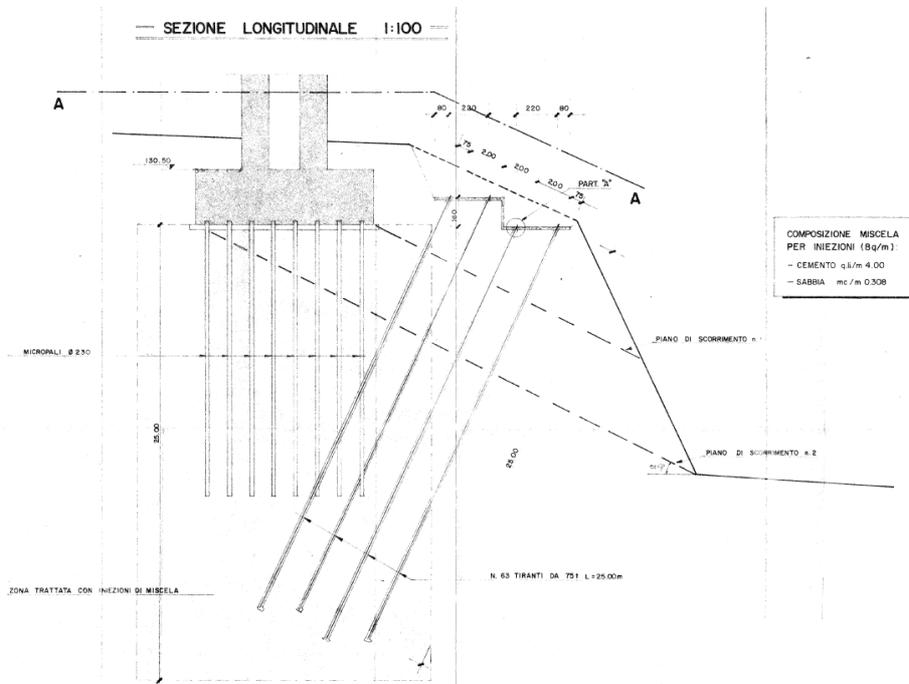


Figura 9 – Intervento di consolidamento scarpata Pila P21

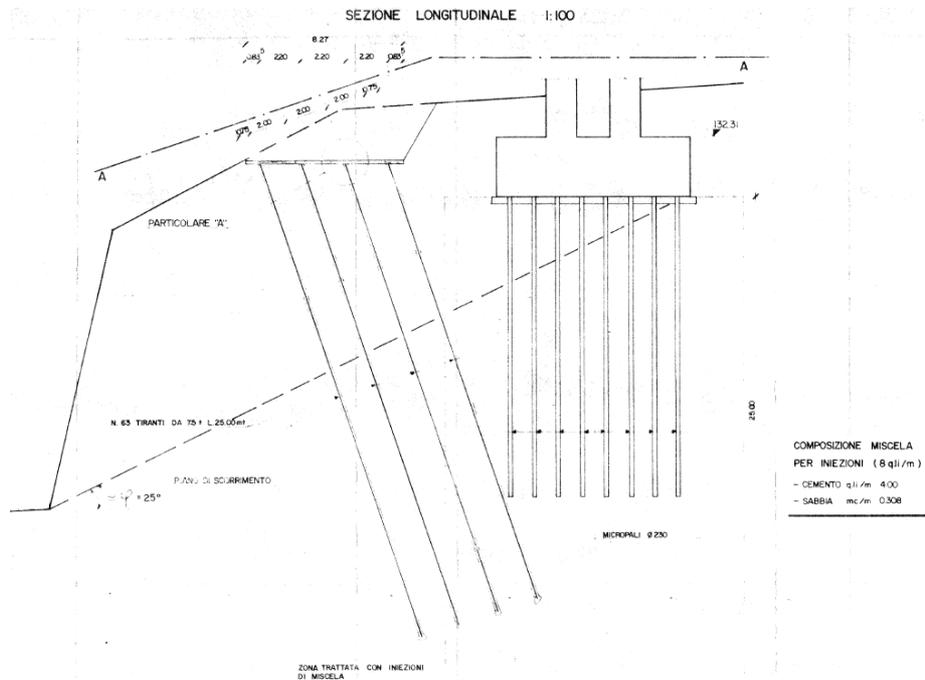


Figura 10 – Intervento di consolidamento scarpata Pila P22

Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09 CL	VI 0803001	A	14 di 24

Nella relazione di calcolo opere [DC1] per le fondazioni del viadotto si parla di "interventi di consolidamento" delle fondazioni; in particolare si afferma: "per le spalle e le pile con fondazione diretta sulle calcareniti sub-affioranti, sono adottati in rapporto ai problemi geotecnici interventi particolari" (vedasi interventi indicati nella seguente tabella). Come si evince dal documento [DC1], le fondazioni erano state dimensionate come dirette e gli interventi con micropali erano stati inseriti come consolidamento, definendo il numero di elementi in relazione alle pressioni massime in fondazione e definendo una portata massima dei micropali di 80 t (lunghezza micropali 15 m). L'intervento con iniezioni era finalizzato al riempimento di eventuali cavità/fratture presenti nell'ammasso roccioso interagente con l'opera.

Dalle tavole di progetto si osserva che comunque i micropali sono stati opportunamente ancorati entro il plinto di fondazione, quindi i micropali possono essere considerati come elemento di fondazione e non solo consolidamento.

VIADOTTO	LOCALIZZAZIONE	TIPO DI INTERVENTO	PROF.O LUNGH.	CARATTERISTICHE
GRAVINA	Pile 16:20	micropali	15 m da quota sottoplinto	portata 80 t
	Pile 21 e 22 travata metallica	iniezioni	40 m da quota sottoplinto	ASS 8 q.li/m
		micropali	15 m da quota sottoplinto	portata 80 t
		tiranti	40 m	portata 75 t

5. AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 975 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento $V_{R,TR}$ è esprimibile in funzione di P_{VR} mediante l'espressione:

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

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Per l'opera in esame si ha: $V_N=50$ anni e $C_U=1.0$ (classe d'uso II), $V_R = 50$ anni.

Nelle immagini che seguono si riporta la determinazione dell'azione sismica allo SLV per il caso del viadotto in esame.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

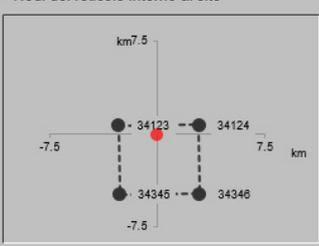
Grafici spettri di risposta

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, la "Ricerca per coordinate".

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 - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

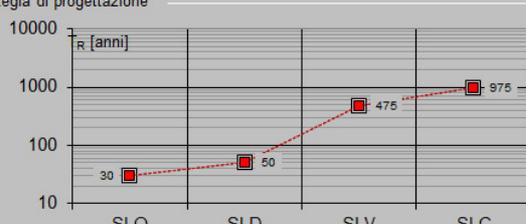
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09 CL	VI 0803001	A	17 di 24

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.040	2.458	0.289
SLD	50	0.055	2.496	0.303
SLV	475	0.159	2.477	0.331
SLC	975	0.205	2.497	0.334

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g , l'accelerazione di picco a_{max} è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

Dall'analisi delle indagini sismiche eseguite, il viadotto in esame ricade in sottosuolo di categoria E.

Il coefficiente di amplificazione topografica è assunto $S_T = 1$; nel caso di analisi di stabilità delle scarpate in adiacenza alle pile di scavalco fiume, si assume un coefficiente di amplificazione topografica paria a $S_T=1.4$.

Quindi per il sito in esame, con riferimento a $V_N=50$ anni, $C_U=1.0$, si ha:

$S_S=1.567$ per terreno di categoria E, $S_T=1$.

L'accelerazione massima attesa al piano campagna allo SLV è $a_{max} = 0.249$ g.

Nel caso di analisi di stabilità delle scarpate delle pile di scavalco, $S_T=1.4$, quindi l'accelerazione massima è: $a_{max} = 0.285$ g.

6. VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguito si riportano le verifiche geotecniche eseguite per il viadotto in esame, nello specifico:

- capacità portante delle fondazioni su micropali;
- capacità portante delle fondazioni su pali.

L'esito delle verifiche è riassunto dall'indice ρ che rappresenta il rapporto tra la sollecitazione e la resistenza nella condizione di verifica considerata:

$$\rho = \text{Domanda/Capacità} = Ed/Rd.$$

Nel seguito sono riportati i soli risultati delle verifiche; per il dettaglio delle ipotesi di base, metodologie di calcolo adottate e complesso dei risultati ottenuti, si rimanda alla Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante [DC3].

6.1 Capacità portante micropali

Si riportano in sintesi i risultati ottenuti, in termini di coefficiente ρ (rapporto tra domanda e capacità) per ciascun gruppo di pile, considerando le sollecitazioni massime agenti (N_{max}) ed il relativo valore di capacità portante (Q_d).

Pila/Spalla	Q_d [kN]	N_{max} [kN]	ρ [-]
P16-P20	1089	1729.9	1.588
P21-P22	1340	575.1	0.429
		ρ_{max}	1.588

6.1 Capacità portante delle fondazioni su pali

Si riportano in sintesi i risultati ottenuti, in termini di coefficiente ρ (rapporto tra domanda e capacità) per ciascuna pila, considerando le sollecitazioni massime agenti (N_{max}) ed il relativo valore di capacità portante (Q_d).

Pila/Spalla	Q_d [kN]	N_{max} [kN]	ρ [kN]
SPA	3746	3335	0.890
P1	4098	8275	2.019
P2	3334	8275	2.482
P3	5726	8275	1.445
P4	3414	7634	2.236
P5	2641	7634	2.891
P6	1890	7634	4.039

Pila/Spalla	Qd [kN]	Nmax [kN]	ρ [kN]
P7	2254	7634	3.387
P8	3414	7634	2.236
P9	3801	7634	2.008
P10	3801	7634	2.008
P11	3801	7634	2.008
P12	4187	7634	1.823
P13	4187	7634	1.823
P14	3801	7634	2.008
P15	3028	7634	2.521
P23	2321	10492	4.520
P24	4269	10492	2.458
P25	5397	7634	1.414
P26	7118	8275	1.163
P27	7549	8275	1.096
SPB	7405	3335	0.450
		ρ max	4.520

6.1 Indice di rischio in capacità portante delle fondazioni

Si determina quindi l'indice di rischio in resistenza I_R delle pile relativamente al meccanismo di rottura per superamento del carico limite, ottenuto confrontando l'accelerazione di picco al suolo che porta alla rottura del terreno (PGA di capacità), con l'accelerazione di picco al suolo attesa nel sito (PGA di domanda):

$$I_R = \frac{PGA_c}{PGA_d}$$

Nel caso in esame l'accelerazione massima attesa al piano campagna pari a $a_{max}=0.249$ g (si veda paragrafo 5).

Pila/Spalla	IR min	PGA_min
	[-]	[g]
SPA	1.12	0.249
P1	0.50	0.123
P2	0.40	0.100
P3	0.69	0.172
P4	0.45	0.111
P5	0.35	0.086
P6	0.25	0.062
P7	0.30	0.074
P8	0.45	0.111
P9	0.50	0.124
P10	0.50	0.124
P11	0.50	0.124
P12	0.55	0.137
P13	0.55	0.137
P14	0.50	0.124
P15	0.40	0.099
P16-P20	0.63	0.157
P21-P22	2.33	0.249
P23	0.22	0.055
P24	0.41	0.101
P25	0.71	0.176
P26	0.86	0.214
P27	0.91	0.227
SPB	2.22	0.249

Le fondazioni relative a tutte le pile a meno delle P21-P22 hanno un indice di rischio in resistenza $I_R < 1$. La condizione peggiore si verifica per la pila 23.

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali eseguite per il viadotto in esame, nello specifico:

- armatura tubolare dei micropali;
- armatura dei pali.

L'esito delle verifiche è riassunto dall'indice ρ che rappresenta il rapporto tra la sollecitazione e la resistenza nella condizione di verifica considerata:

$$\rho = \text{Domanda/Capacità} = E_d/R_d.$$

Nel seguito sono riportati i soli risultati delle verifiche; per il dettaglio delle ipotesi di base, metodologie di calcolo adottate e complesso dei risultati ottenuti, si rimanda alla Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante [DC3].

7.1 Verifica dell'armatura tubolare in acciaio dei micropali

Si riportano in sintesi i risultati ottenuti, in termini di coefficiente ρ (rapporto tra domanda e capacità) per ciascun gruppo di pile, considerando le sollecitazioni massime agenti.

Pila/Spalla	AZIONI DI PROGETTO (E_d)			RESISTENZE DI PROGETTO (R_d)						ρ --
	N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm	V_{Ed} kN	$N_{pl,Rd}$ kN	$M_{c,Rd}$ kNm	$V_{c,Rd}$ kN	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$M_{N,y,Rd}$ kNm	$M_{y,V,Rd}$ kNm	
P16	1524	40	101	1949	104	716	104	38	38	1.051
P17-P20	1730	38	101	1949	104	716	104	33	33	1.140
P21-P22	575	25	53	1949	104	716	104	54	54	0.467
									ρ max	1.140

7.2 Verifica dell'armatura dei pali

Si riportano in sintesi i risultati ottenuti, in termini di coefficiente ρ (rapporto tra domanda e capacità) per ciascun gruppo di pile, considerando le sollecitazioni massime agenti.

L'armatura dei pali è costituita da (Materiali: Acciaio Feb 38k e cls $R_{ck} > 25$ MPa):

- per le spalle: 28 $\emptyset 30$ e staffe $\emptyset 8/10$ cm;
- per le pile: 18 $\emptyset 24$ e staffe $\emptyset 8/10$ cm.

Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09 CL	VI 0803001	A	22 di 24

Pila/Spalla	AZIONI DI PROGETTO (Ed)			RESISTENZE DI PROGETTO (Rd)		ρ _{pressoflessione} --	ρ _{taglio} --
	N _{Ed} kN	M _{Ed} kNm	V _{Ed} kN	M _{Rd} kNm	V _{Rd} kN		
-							
Spalle	966	806	550	2553.49	2262.35	0.316	0.243
Pile (*)	-	-	-	-	-	>1	>1
ρ max						>1	

(*) Le sollecitazioni di progetto agenti sulle fondazioni su pali delle pile cadono molto al di fuori del dominio di resistenza; non è pertanto possibile calcolare il fattore ρ (che risulta, ovviamente, maggiore dell'unità) né, conseguentemente, il relativo indice di rischio di cui al paragrafo seguente.

7.3 Indice di rischio in resistenza degli elementi strutturali

Si determina quindi l'indice di rischio in resistenza I_R delle pile relativamente al meccanismo della pressoflessione, ottenuto confrontando l'accelerazione di picco al suolo che porta alla rottura dell'elemento (PGA di capacità), con l'accelerazione di picco al suolo attesa nel sito (PGA di domanda):

$$I_R = \frac{PGA_c}{PGA_d}$$

Nel caso in esame l'accelerazione massima attesa al piano campagna pari a $a_{max}=0.249$ g (si veda paragrafo 5).

	IR min	PGA_min
	[-]	[g]
Micropali	0.877	0.218
Pali delle Spalle	3.16	0.249
Pali delle Pile (*)	< 1	< 0.249

(*) Le sollecitazioni di progetto agenti sulle fondazioni su pali delle pile cadono molto al di fuori del dominio di resistenza; non è pertanto possibile calcolare l'indice di rischio. Quest'ultimo risulta, in ogni caso, inferiore all'unità; né consegue che il valore di PGA_minimo è inferiore a quello del sisma di progetto.

Le condizioni peggiori si verificano nel caso di fondazioni su pali e micropali delle pile.

Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09 CL	VI 0803001	A	23 di 24

8. VERIFICHE DI STABILITA'

Nel seguito si riportano le verifiche eseguite relativamente alla stabilità delle scarpate, con riferimento alle superfici di scorrimento globali (che interessano la scarpata e la fondazione) e quelle locali della scarpata, davanti alla fondazione, lato fiume.

L'esito delle verifiche è riassunto dall'indice ρ che rappresenta il rapporto tra la sollecitazione e la resistenza nella condizione di verifica considerata: $\rho = \text{Domanda/Capacità} = E_d/R_d$. Nello specifico è il rapporto tra il momento destabilizzante e quello stabilizzante di progetto (pertanto diviso per il fattore di sicurezza assunto pari a 1.1).

Nel seguito sono riportati i soli risultati delle verifiche; per il dettaglio delle ipotesi di base, metodologie di calcolo adottate e complesso dei risultati ottenuti, si rimanda alla Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante [DC3].

	Momento Stabilizzante [kNm]	Momento destabilizzante [kNm]	ρ [-]
Superficie globale	1005381.8	286038	0.285
Superficie locale scarpata	13258.2	11947.8	0.901
		ρ max	0.901

8.1 Indice di rischio in stabilità delle scarpate

Si determina quindi l'indice di rischio in resistenza I_R delle pile relativamente alla stabilità del versante, ottenuto confrontando l'accelerazione di picco al suolo che porta alla rottura del terreno (PGA di capacità), con l'accelerazione di picco al suolo attesa nel sito (PGA di domanda):

$$I_R = \frac{PGA_c}{PGA_d}$$

Nel caso in esame l'accelerazione massima attesa al piano campagna pari a $a_{max}=0.285$ g (si veda paragrafo 5).

	IR min	PGA_min
	[-]	[g]
Superficie globale	3.51	0.285
Superficie locale scarpata	1.11	0.285

La condizione peggiore si verifica per le superfici locali della scarpata davanti alla pila di scavalco, lato fiume. La verifica di vulnerabilità sismica indica, comunque per tutte le superfici, il soddisfacimento delle condizioni di equilibrio considerando le azioni sismiche previste dalla normativa per lo SLV.

9. CONCLUSIONI

Come risultato dell'analisi di vulnerabilità del viadotto in oggetto, si riportano gli indici di rischio I_R per i meccanismi indagati, quindi l'indice di rischio dell'opera (I_R minimo):

ELEMENTO	MECCANISMO	PGA CAPACITÀ [g]	PGA DOMANDA [g]	I_R
Pali/micropali	Capacità Portante	0.055	0.249	0.22
Pali/micropali (*)	Pressoflessione e taglio	0.218	0.249	0.877
Scarpata	Stabilità	0.348	0.285	> 1
OPERA				0.22

(*) Le sollecitazioni di progetto agenti sulle fondazioni su pali delle pile cadono molto al di fuori del dominio di resistenza; non è pertanto possibile calcolare l'indice di rischio. In tabella si riporta, pertanto, solamente il valore minore ricavato tra le fondazioni delle spalle e le fondazioni su micropali.

La vulnerabilità sismica dell'opera è determinata dalla resistenza a carico limite delle fondazioni su pali e micropali delle sole pile (ad eccezione delle pile P21-P22).

Tuttavia, per gli stessi elementi, emergono delle insufficienze in termini di resistenza strutturale.