

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 VI05 – Bradano

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	5	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
								<small>ITALFERR S.p.A. Opera civile Gestione delle varianti Opere civili, opere speciali, varianti della linea ferroviaria dopo gli impegni della Provincia di Roma N° 42078</small>

File: IA5F01D09CLVI0503001A.doc

n. Elab.: - . . .

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	14
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE	17
6.1	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE (SPALLE)	17
6.2	CAPACITÀ PORTANTE MICROPALI PER FONDAZIONI PILE.....	17
6.1	INDICE DI RISCHIO IN CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI.....	18
7.3	INDICE DI RISCHIO IN RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	20
8.	VERIFICHE DI STABILITA'	21
8.1	INDICE DI RISCHIO IN STABILITÀ DELLE SCARPATE.....	21

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la definizione della vulnerabilità sismica delle fondazioni del viadotto ferroviario "Bradano" (VI05) per miglioramento sismico 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 VI0500 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 VI0500 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]. IA5F01D09CLVI0500001A Relazione di calcolo - Vulnerabilità VI05

3. MATERIALI

Nel presente progetto le opere esistenti hanno 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.

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 4 pile e due spalle.

Le fondazioni delle pile P1 e P4 sono costituite da plinti fondati su micropali, quelli delle pile di scavalco del fiume Bradano da pozzi circolari con micropali alla base e tiranti sulla superficie laterale.

Le spalle sono costituite da plinti di fondazione su micropali. Per le spalle e le pile P1 e P4, il piano di posa dei plinti è stato regolarizzato ed approfondito fino al raggiungimento del substrato calcarenitico affiorante con getto di magrone.

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

spalla								
	dim. Plinto [m]	h plinto [m]	tipo fondaz.	Magrone [m]	Dp micropali	num pali	Armatura micropali	L micropali [m]
A	12.0x8.0	2.0	Plinto + Micropali	14.0x10.0 spessore=(2+3.7)	230	53	de=177.8mm sp=11mm	15.0
B	12.0x8.0	2.0	Plinto +Micropali	13.0x9.0 spessore=2.07	230	53	de=177.8mm sp=11mm	15.0

pila								
	dim. plinto	h plinto	tipo fondaz.	Magrone [m]	Dp micropali	num pali	Armatura micropali	L micropali [m]
1	7.50x11.00	2.50	Micropali	13.0x9.5 spessore=(3.05)	230	44	de=177.8mm sp=11mm	15.0
2	Pozzo D=14.5÷11.5 sp=10m+micropali+tiranti				230	60	de=177.8mm sp=11mm	30.0
3	Pozzo D=14.5÷11.5 sp=10m+micropali+tiranti				230	60	de=177.8mm sp=11mm	30.0
4	7.50x11.00	2.50	Micropali	-	230	44	de=177.8mm sp=11mm	15.0

PIANTA ALLA RISEGA DI FONDAZIONE

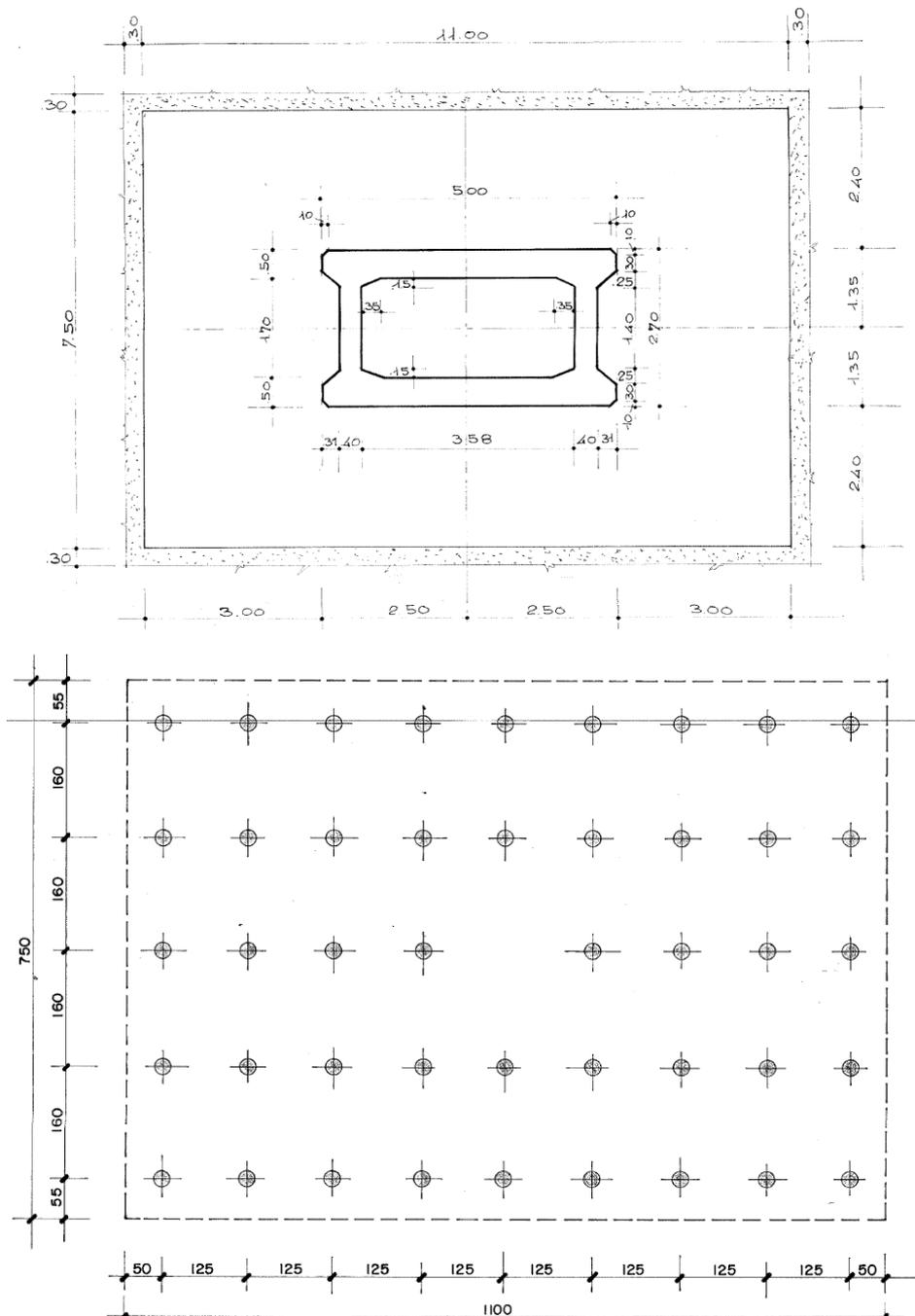


Figura 1 – Pianta pila P1, P4 su micropali

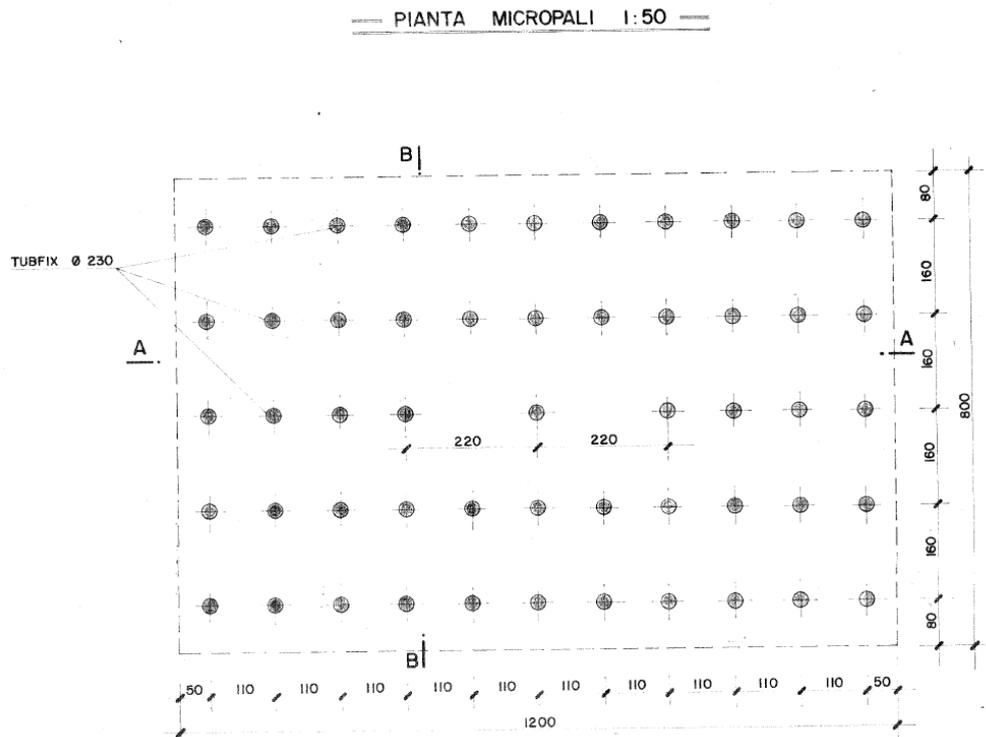


Figura 2 – Pianta Spalla A e spalla B su micropali

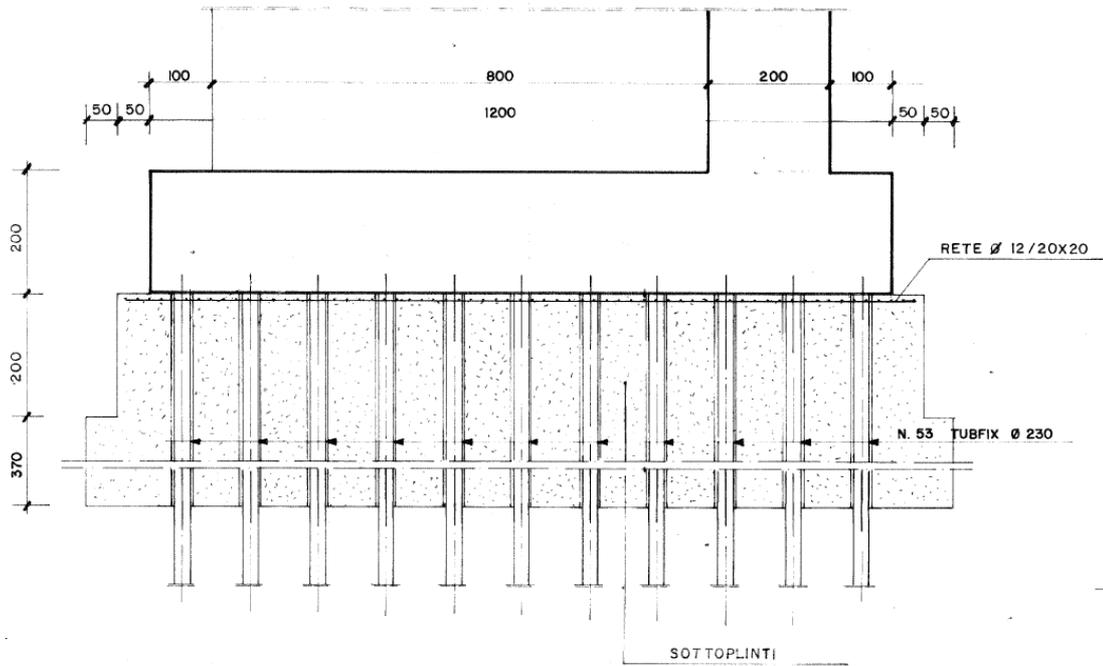


Figura 3 – Sezione fondazione Spalla A

— SEZIONE AA 1:50 —

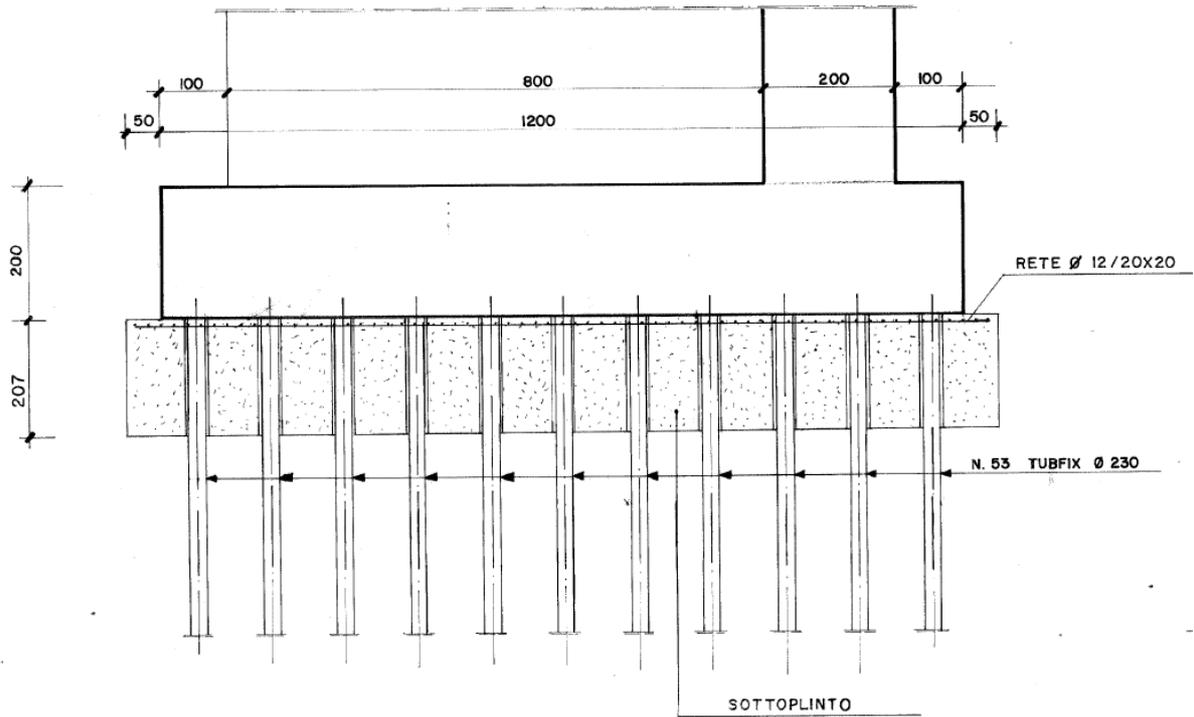


Figura 4 – Sezione fondazione spalla B

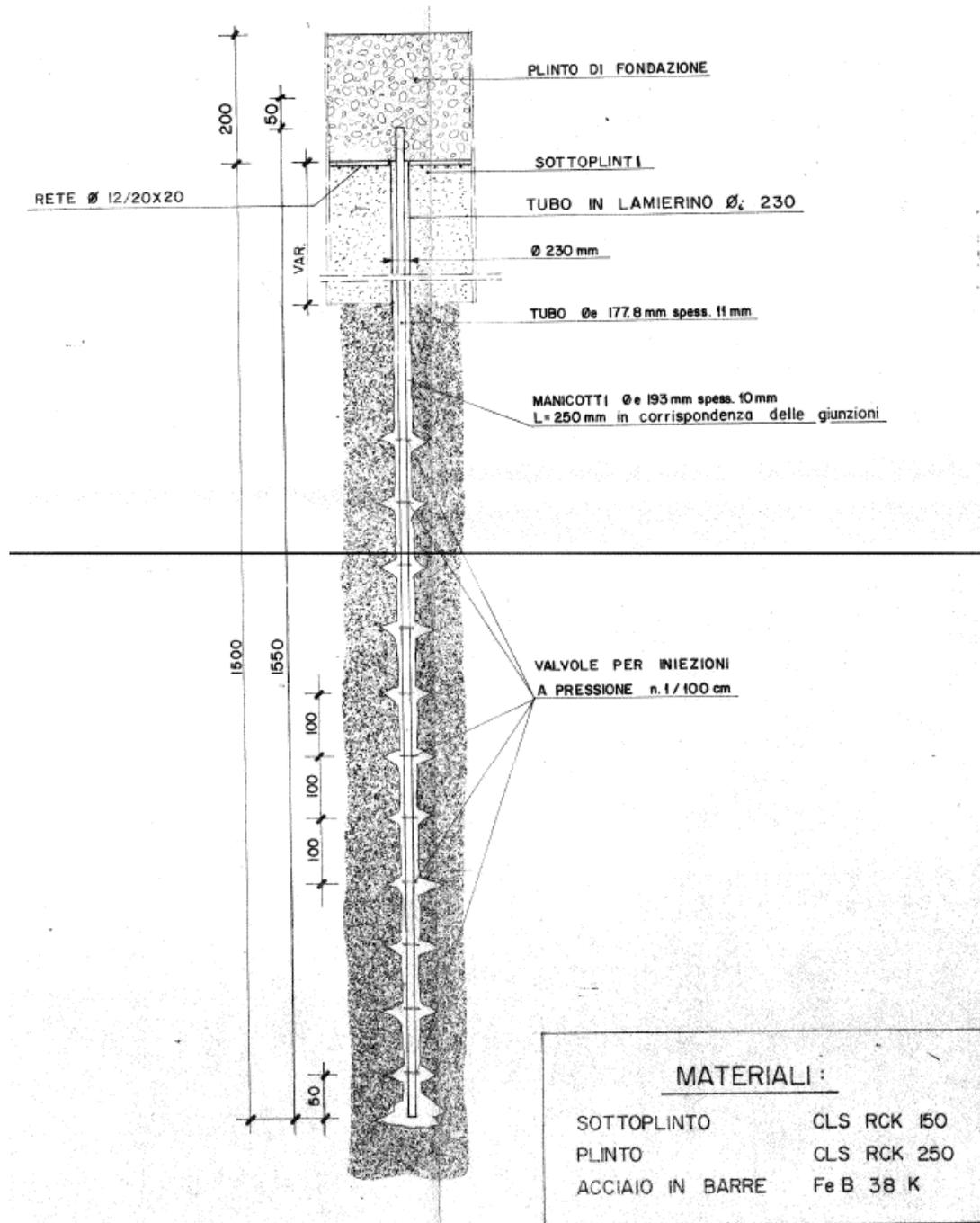


Figura 5 – Micropali di fondazione

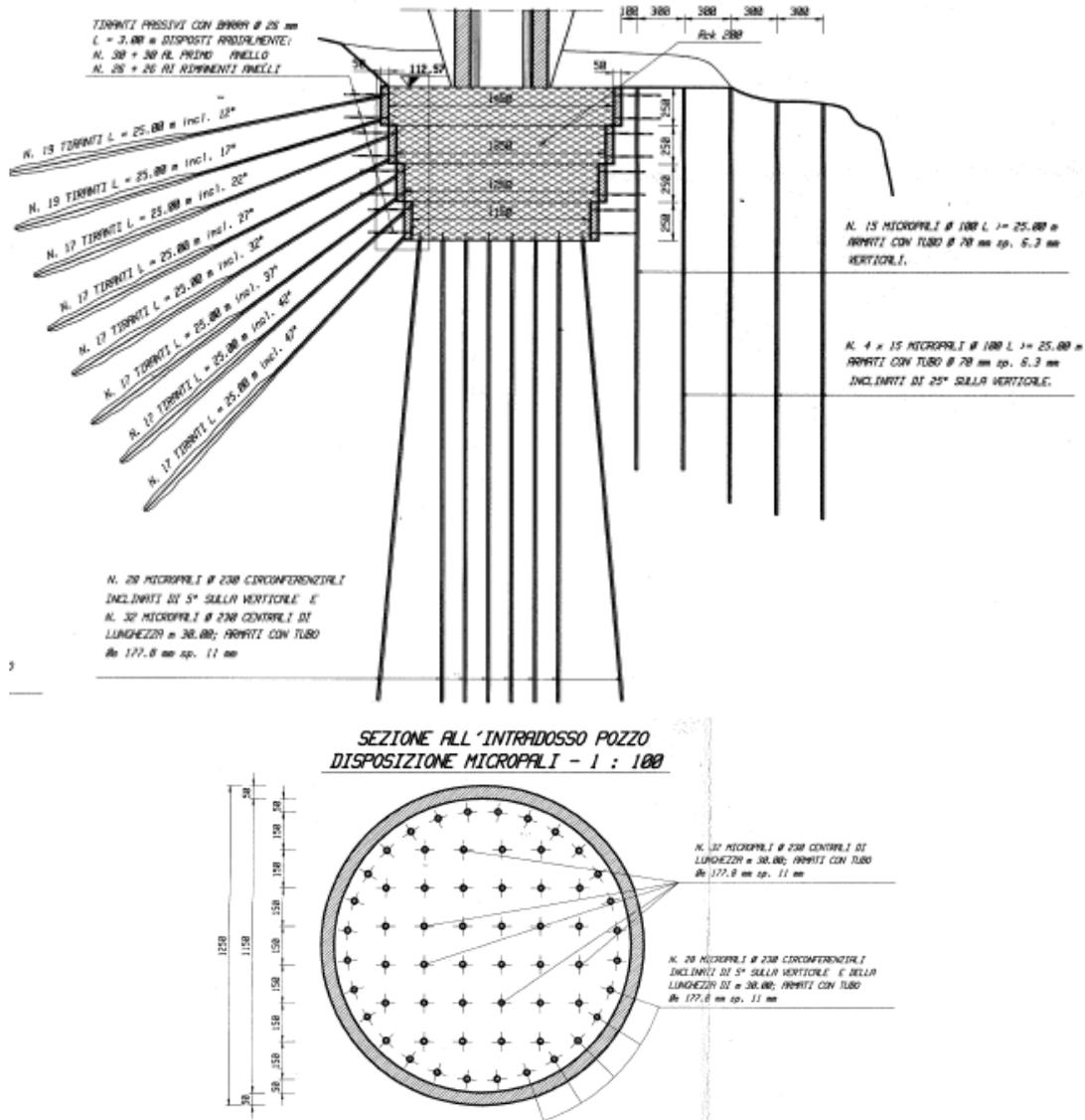


Figura 6 – Pianta e sezione pozzi fondazione pile P2, P3

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 relazioni alle pressioni massime in fondazione e definendo una portata massima dei micropali di 80 t (lunghezza micropali 15m). 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, il tubo di armatura entra per almeno 50 cm entro il plinto, quindi i micropali possono essere considerati come elemento di fondazione e non solo consolidamento.

VIADOTTO	LOCALIZZAZIONE	TIPO DI INTERVENTO	PROF.O LUNGH.	CARATTERISTICHE
BRADANO	spalle pile 1,4	iniezioni	20 m da quota sottoplinto	ASS 4 q.li/m
		micropali	15 m da quota sottoplinto	portata 80 t
	Pile 2 e 3	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

Allo stato attuale delle informazioni, non è stato possibile accertare la effettiva presenza degli interventi sulle scarpate. Inoltre in una prima fase progettuale erano previsti interventi con tiranti attivi (come esplicitato nel dimensionamento riportato nel documento [DC1]), mentre in un elaborato grafico successivo, i tiranti sono sostituiti con micropali (vedasi Figura 6).

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:

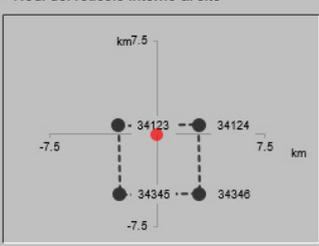
Elaborazioni grafiche

- 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 - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

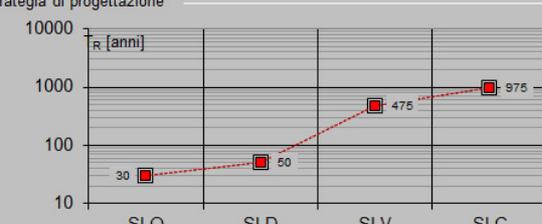
Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

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 pari 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 dirette (relative alle spalle);
- capacità portante delle fondazioni su micropali (dirette e pozzi).

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 delle fondazioni dirette (Spalle)

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

	Qd [kN]	Nmax [kN]	ρ [-]
Spalle	184141.8	20166	0.109
		ρ max	0.109

6.2 Capacità portante micropali per fondazioni Pile

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).

Pile	Qd [kN]	Nmax [kN]	ρ [-]
P1-P4	1089	1193.6	1.096
P2-P3	1089	494	0.454
		ρ max	1.096

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 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]
SPA	9.13	0.249
P1-P4	0.91	0.226
P2-P3	2.20	0.249

La condizione peggiore si verifica per le pile fondate su micropali P1 e P4.

7. VERIFICHE STRUTTURALI

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

- armatura tubolare dei micropali;
- sezione in c.a. del pozzo.

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	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	
-										--
Pile P1-P4-cdc T max	1185	57	138	1075	57	395	57	32	32	1.782
Pile P1-P4-cdc N max	1194	44	115	1075	57	395	57	27	27	1.636
Pile P2-P3 -cdc T max	257	33	63	1075	57	395	57	49	49	0.686
Pile P2-P3 -cdc N max	494	27	46	1075	57	395	57	34	34	0.788
									ρ max	1.782

7.2 Verifica sezione in c.a. dei pozzi

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

L'armatura del pozzo è costituita da 1 Ø16 / 100 cm / 100 cm. Materiali: Acciaio Feb 38k e cls Rck > 25 MPa.

AZIONI DI PROGETTO		RESISTENZE DI PROGETTO	
(E _d)		(R _d)	
N _{Ed}	M _{Ed}	M _{Rd}	ρ _{pressoflessione}
kN	kNm	kNm	--
15736	189201	66299.25	2.857
ρ max			2.857

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	0.561	0.140
Pozzi	0.350	0.087

Entrambi gli elementi presentano un indice di rischio in resistenza < 1 .

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 pila interagente con la fondazione.

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	9775000	7803360	0.798
Superficie locale scarpata	3535454.5	3766640	1.065
		ρ max	1.065

8.1 Indice di rischio in stabilità delle scarpate

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 $a_{max}=0.285$ g (si veda paragrafo 5).

	IR min	PGA_min
	[-]	[g]
Superficie globale	1.250	0.285
Superficie locale scarpata	0.938	0.267

La condizione peggiore si verifica per le superfici della scarpata davanti alla pila, lato fiume.

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
Micropali	Capacità Portante	0.226	0.249	0.91
Micropali/Pozzi	Pressoflessione	0.087	0.249	0.350
Scarpata	Stabilità	0.267	0.285	0.938
OPERA				0.35

La vulnerabilità sismica dell'opera è determinata dalla resistenza strutturale degli elementi di fondazione delle pile, in maggiore misura dei pozzi.

Tuttavia, emergono delle insufficienze in termini di capacità portante per le fondazioni dirette su micropali e di stabilità del versante.