

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

## SISTEMAZIONE RIO MULINO DE JOSSO - MILIS

CUP: 484H17000990002 - CAT: P1017

### PROGETTO DEFINITIVO

il Committente  
CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

il Responsabile del procedimento  
ing. Roberto SANNA

Elab.

**A.3**

### Relazione geotecnica

R.T.P. CUCCU-FRAU - v. dei Muratori n. 5, 09170 - ORISTANO

il capogruppo  
ing. Simone CUCCU

geol. Antonello FRAU

data - 20/10/2018

revislone



## INDICE

1	PREMESSA .....	1
2	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO.....	2
3	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA .....	6
3.1	<i>Caratteristiche litostratigrafiche generali dell'area</i> .....	6
3.2	<i>Pericolosità sismica: classificazione dei terreni</i> .....	6
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	7
4.1	<i>Indagini eseguite e parametrizzazione</i> .....	7
5	MODALITA' DI ESECUZIONE DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	9
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....	19



## 1 PREMESSA

Nell'ambito delle attività complementari alla progettazione definitiva per la realizzazione degli interventi di sistemazione del Rio Mulino de Josso in agro del Comune di Milis, è stata redatta la presente relazione geotecnica in ottemperanza alle disposizioni legislative del settore di cui al D.P.R. n. 50/2016 art. 23 (Livelli della progettazione per gli appalti, per le concessioni di lavori nonché per i servizi) e D.P.R. 207/2010. Così come stabilito dalla citata norma, la progettazione in materia di lavori pubblici si articola, secondo tre livelli di successivi approfondimenti tecnici, in progetto di fattibilità tecnica ed economica, progetto definitivo e progetto esecutivo e allo stato attuale la presente è relativa unicamente al secondo livello.

L'analisi geotecnica è stata eseguita in conformità alla normativa vigente di cui al Decreto 17 Gennaio 2018, "aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716), GU n.42 del 20-2-2018 - Suppl. Ordinario n. 8" (NTC 2018 emesse ai sensi delle leggi 05.11.1971, n. 1086, e 02.02.1974, n. 64, al Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. 06.06.2001, n.380, e dell'art. 5 del decreto legge 28.05.2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27.07.2004, n. 186 e ss. mm. ii.) e in particolare al punto 6.2.2. il quale specifica che le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2.

Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

Attraverso l'analisi diretta, nonché sulla base delle ipotesi geologico stratigrafiche, è stato possibile ricostruire la sequenza litostratigrafica differenziando unità dotate di caratteristiche litologiche, petrografiche e geotecniche riconoscibili sul terreno e distinguibili da quelle adiacenti (cfrn. Relazione geologica di progetto).

Si è così pervenuti alla caratterizzazione geotecnica dei litotipi che saranno direttamente interessati dalle opere di fondazione.

Verranno pertanto adeguatamente esposti sulla base di informazioni basate sulle risultanze delle indagini, sulla esperienza locale e di osservazioni dirette sull'assetto statico di altre strutture adiacenti e dei luoghi al contorno dell'intervento, la situazione geostatica presunta del substrato in funzione delle caratteristiche delle opere infrastrutturali da realizzare.

Le caratteristiche progettuali della costruzione e il dimensionamento delle opere sono indicate nel progetto di cui è parte integrante la presente relazione. L'area di intervento è meglio identificata cartograficamente negli elaborati allegati al progetto di cui la presente è parte integrante.

Nello specifico si osserva che la presente relazione dovendosi compiere considerando un intorno significativo delle opere, è comunque rappresentativa, vista la scala di realizzazione delle opere, delle situazioni geotecniche riscontrate unicamente nell'area di intervento.

## 2 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

L'area in esame, che comprende un settore dell'agro di Milis, è localizzata nella Sardegna centro Occidentale. Essa è individuabile geograficamente nella Carta Topografica d'Italia in scala 1:25.000, Foglio 514 sez. II (serie 25, edizione 1 IGMI) e nella Carta Tecnica Regionale Numerica in scala 1:10.000, al confine tra le sezioni 514120 (Seneghe) e 514160 (San Vero Milis) ed è localizzata nella regione storica del campidano di Oristano. I settori di intervento sono localizzati all'interno dell'alveo del Riu Mannu, nei punti in cui il medesimo è intercettato dalla viabilità provinciale (ponte sulla ex S.P. n. 17 e ponte sulla ex S.P. 15) e in un settore a valle della medesima (località *Piscu Piu* secondo il toponimo dell'I.G.M.I.).

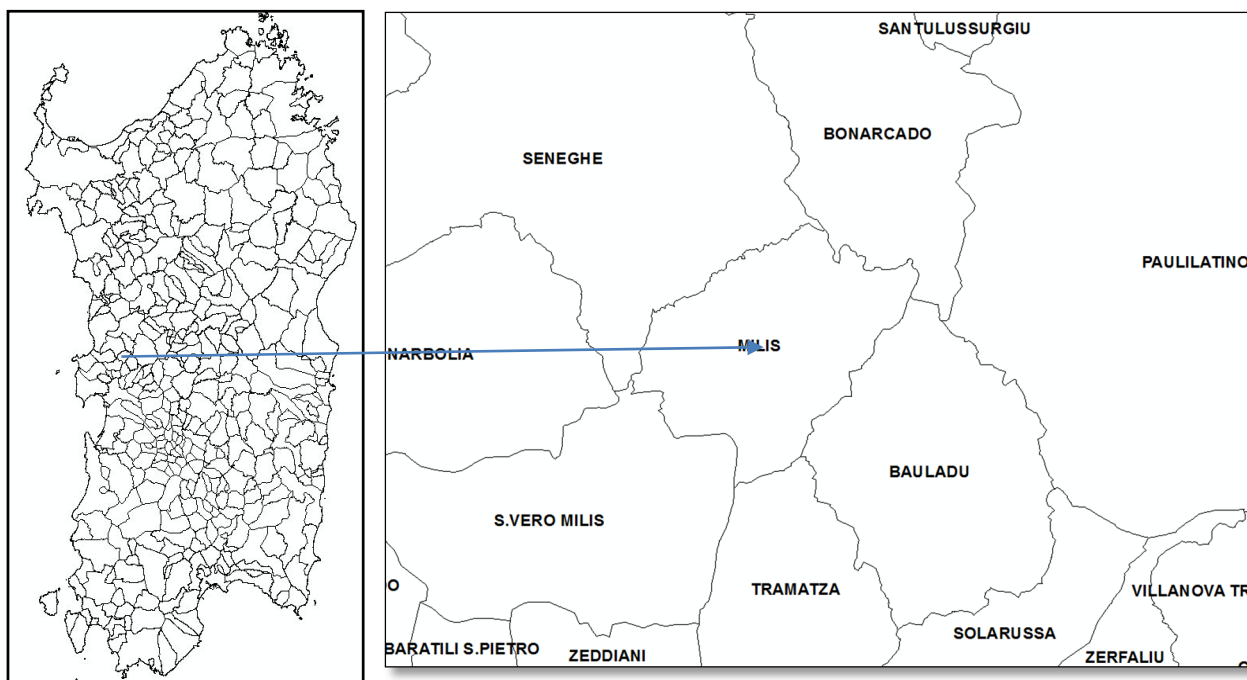


Figure 1: inquadramento generale dell'area

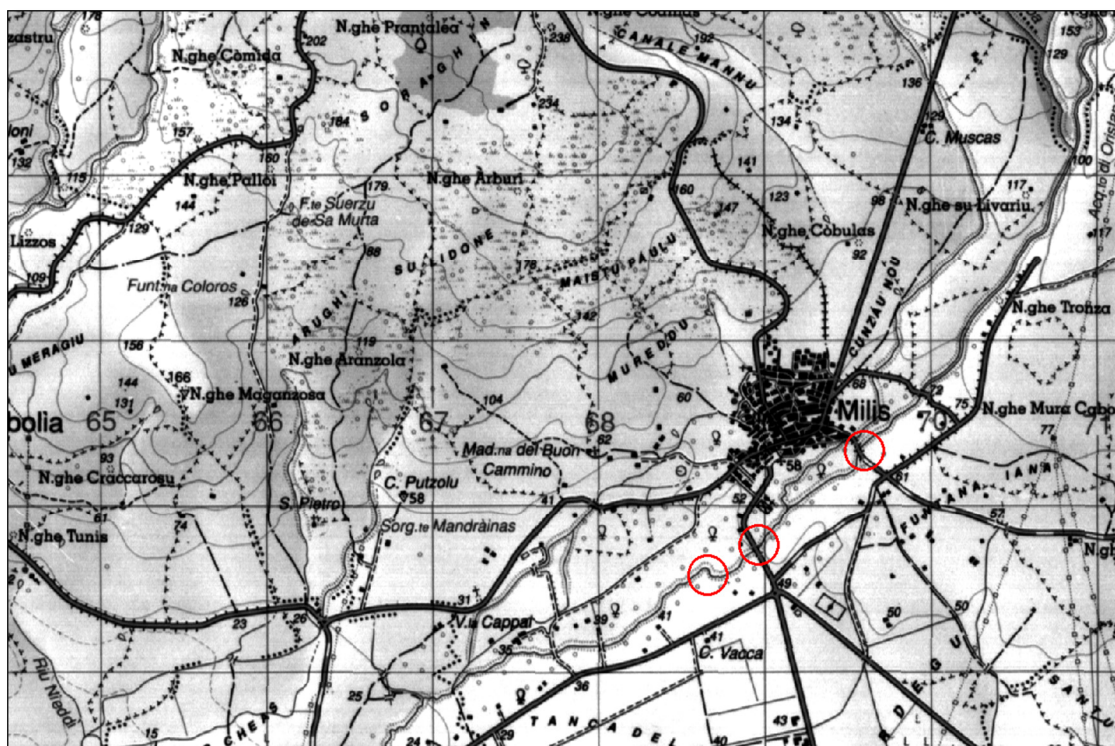


Figure 2: inquadramento su I.G.M.I. 1:50.000



Il centro urbano di Milis è ubicato nel settore centrale del territorio comunale. Immediatamente a Sud dell'abitato si snoda la piana alluvionale del Riu Mannu che drena le acque di un bacino idrografico particolarmente esteso sino al confine tra i territori di Santu Lussurgiu e Cuglieri. I settori a ridosso dell'abitato, inseriti in zone di massima pericolosità idraulica, necessitano pertanto di un'adeguata manutenzione idraulica finalizzata alla messa in sicurezza degli attraversamenti della viabilità provinciale esistente e di un settore a valle della medesima viabilità in cui il corso d'acqua, in corrispondenza di un'ansa fluviale, ha determinato lo scalzamento e asportazione delle opere di protezione precedentemente realizzate. Gli interventi saranno meglio indicati negli inquadramenti topografici delle tavole di progetto di cui il presente studio è parte integrante e sinteticamente nei seguenti stralci.

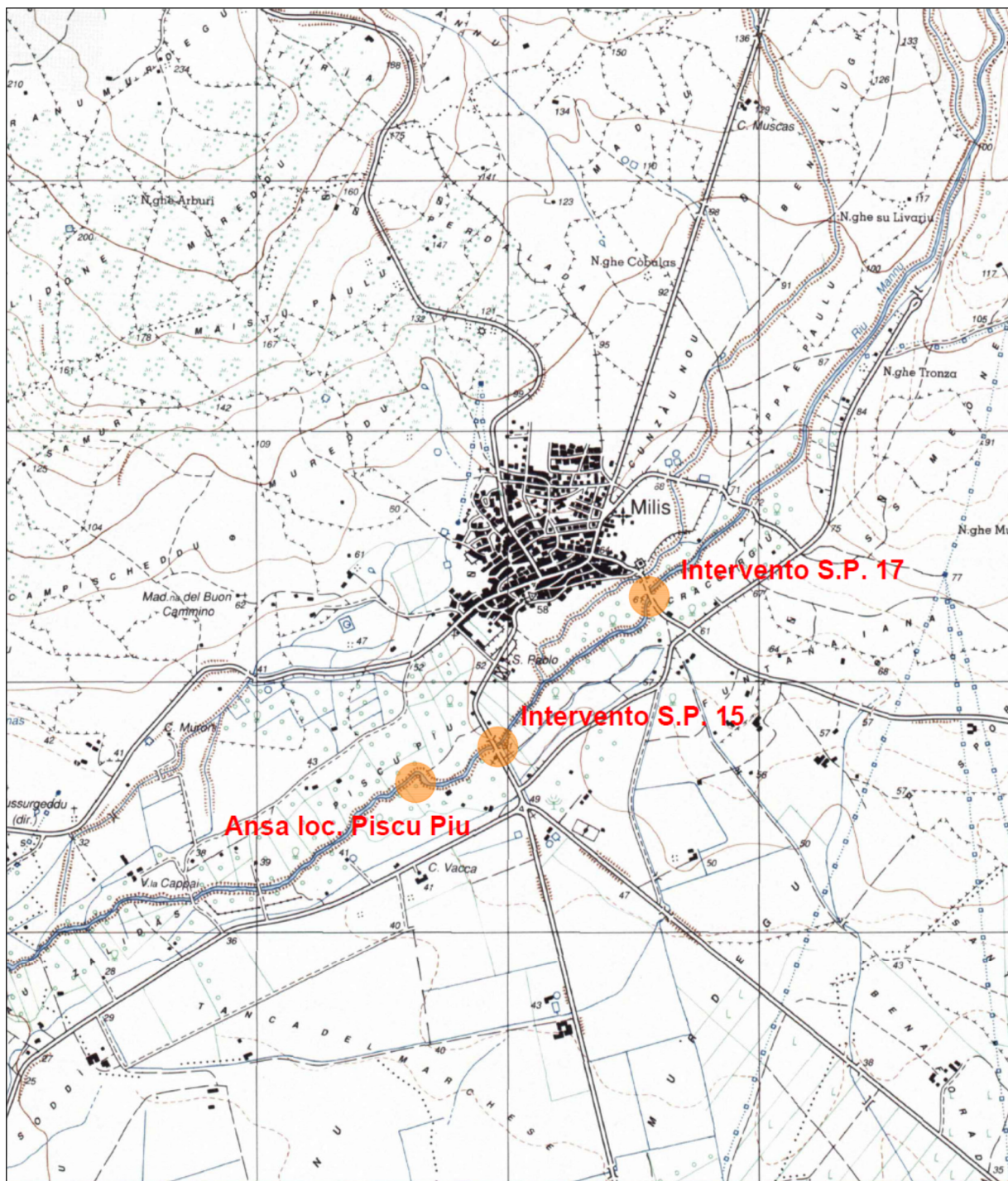


Figure 3: Inquadramento su I.G.M.I. – scala 1:25.000



Nello specifico gli interventi progettuali di manutenzione fluviale saranno realizzati sui tratti che allo stato attuale manifestano le maggiori criticità in funzione del rischio effettivo di perdita di vite umane e danni alle infrastrutture e alle produzioni agricole di rilievo. In particolare, nella presente progettazione definitiva, sono stati programmati i seguenti interventi:

*Intersezione S.P. n. 17: manutenzione straordinaria dell'opera interferente:*

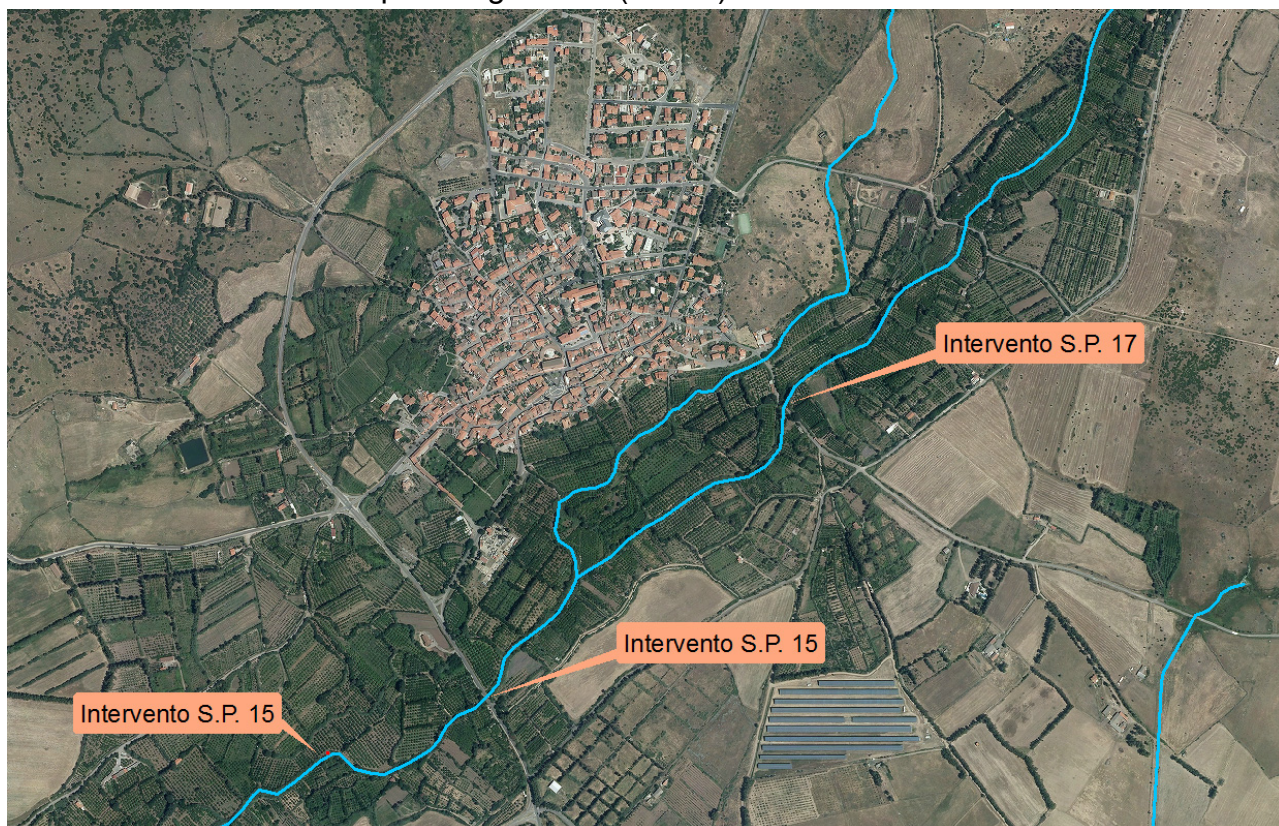
- Pulizia dell'alveo dalla vegetazione per 50 m a monte e 50 m a valle del ponte per una larghezza di 20 m;
- Abbattimento piante di medio e alto fusto (in numero di 45);
- Demolizione dei paramenti di rivestimento del corso d'acqua a monte del ponte;
- Scavo e messa in opera di gabbioni (20 m a monte del ponte e 10 m a valle) su entrambe le sponde

*Intersezione S.P. n. 15: manutenzione straordinaria dell'opera interferente:*

- Pulizia dell'alveo dalla vegetazione per 50 m a monte e 50 m a valle del ponte per una larghezza di 20 m;
- Abbattimento piante di medio e alto fusto (in numero di 45);
- Demolizione dei paramenti di rivestimento del corso d'acqua a monte del ponte;
- Scavo e messa in opera di gabbioni (20 m a monte del ponte e 10 m a valle) su entrambe le sponde

*Ansa Fluviale Rio Mannu intervento di protezione spondale:*

- Pulizia dell'area di intervento dalla vegetazione per una lunghezza di 135 m e una larghezza di 3 m su entrambe le sponde;
- Abbattimento piante di medio e alto fusto (in numero di 30);
- Demolizione vecchia stia sull'orlo del corso d'acqua;
- Scavo e messa in opera di gabbioni (135 m) sulla sola destra idraulica



**Figure 4: localizzazione degli interventi su ortofoto dell'anno 2013**





**Figure 5: localizzazione dell'intervento S.P. 17**



**Figure 6: Intervento S.P.15**



**Figure 7: Intervento ansa fluviale Riu Mannu**



### 3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

#### 3.1 *Caratteristiche litostratigrafiche generali dell'area*

La geologia della zona considerata è abbastanza semplice dal punto di vista stratigrafico e strutturale. La successione dei terreni è infatti costituita da sedimenti quaternari sovrapposti ad elementi vulcanici dell'apparato del Montiferro. Tale substrato pliocenico è affiorante unicamente nell'abitato di Milis e nei settori a Nord del medesimo abitato. I depositi alluvionali contraddistinguono il settore vallivo del Rio Mannu sino alla zona di N.ghe Tronza (circa 1 km a NE dell'abitato di Milis). Nell'area in argomento sono state eseguite indagini dirette mediante sondaggio a carotaggio continuo, che hanno comunque evidenziato la mancanza di un substrato roccioso e la presenza di una successione alluvionale particolarmente spessa e costituita da una alternanza di livelli pefitici e psammitici. In genere quasi ovunque si riscontra la presenza di un livello argilloso sottostante le alluvioni superficiali più grossolane.

#### 3.2 Pericolosità sismica: classificazione dei terreni

Nel caso in oggetto, sebbene non sia stata eseguita alcuna prova, si ipotizza che, sulla base della conoscenza dei luoghi e sulla base delle risultanze di indagini dirette nella fattispecie di perforazioni eseguite in comparti non distanti, il profilo stratigrafico dell'area, considerata l'omogeneità litologica del settore, sia da classificare come appartenente alla **categoria E**: *profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con valori di  $V_{s30}$  simili a quelli dei tipi C e D e spessore compreso tra 5 e 20 metri, giacenti su un substrato di materiale più rigido con  $V_{s30} > 800$  m/s.*

## 4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 4.1 Indagini eseguite e parametrizzazione

Come già accennato nella sezione geologica, il settore in questione è principalmente situato in un ambito costituito da depositi alluvionali.

L'analisi puntuale della stabilità geomorfologica e strutturale generale del volume significativo di sottosuolo interessato, direttamente o indirettamente, dalle opere in progetto, scaturisce da prove geotecniche (sondaggi a carotaggio continuo) al fine di individuare i principali parametri per il dimensionamento delle strutture di fondazione.

A tal proposito si evidenzia che nell'area in questione sono state eseguiti n. 3 sondaggi a carotaggio continuo e n. 3 prove SPT in foro che hanno permesso di determinare la presenza di un substrato alluvionale ciottoloso e a blocchi che si rinviene quasi ovunque (fatta eccezione per il Sondaggio S1) sovrapposto a depositi argillosi detritici con limitati inclusi ciottolosi.

Tali depositi sono comunque nel complesso fortemente addensati e compatti (per quelli coesivi).

L'area di sedime delle opere in progetto ha quindi un substrato con caratteristiche geotecniche nel complesso discrete considerato il forte stato di addensamento, testimoniato dalle prove S.P.T. in foro che appunto vanno quasi a rifiuto e anche dalle risultanze delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in fase di sondaggio.

L'indagine eseguita è stata finalizzata:

- alla descrizione stratigrafica precisa delle diverse unità litologiche (formazioni sedimentarie o terreni di copertura);
- alla valutazione delle effettive condizioni di stabilità dell'area comprendente il sito al fine di scongiurare che le litologie sottostanti e laterali alle opere in progetto non presentino variazioni significative alle caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione monoassiale, taglio, ecc.;
- al riconoscimento e alla caratterizzazione di terreni con proprietà chimiche e fisiche, idrauliche e meccaniche particolari (rocce solubili, rigonfianti, collassabili, ecc.).
- alla determinazione dei parametri necessari per la definizione della stabilità dei depositi sedimentari

I dati di Input sono quindi stati oltre al contesto geologico definito in questa relazione, le determinazioni scaturite dall'analisi che sarà riportata di seguito.

Gli esiti della campagna di indagine eseguita è riportata nella relazione geologica.

Per ciò che concerne la caratterizzazione geotecnica, si hanno a disposizione i parametri scaturiti sia dalle prove SPT e sia dalle prove di laboratorio. Considerando infatti i dati del rilievo topografico, ai fini dell'impostazione delle opere di fondazione, si deve tener conto della localizzazione in quota del dato di sondaggio. Ciò significa che il piano di imposta delle fondazioni deve essere considerato circa 1,5 – 2 metri al di sotto del livello di base dell'alveo attuale e quindi riferibile ad una quota del sondaggio di circa 5-6,0 metri dal p.c. Pertanto a tali profondità le prove SPT eseguite in corrispondenza del livello ghiaioso – sabbioso e di quello argilloso, sono risultati sostanzialmente omogenei e rispettivamente tipici di un terreno incoerente fortemente addensato e caratterizzato da angoli di attrito superiori, nella stragrande maggioranza dei casi, ai 40° e di un terreno estremamente compatto con  $C_u > 2.0$ .

Le prove di laboratorio per i medesimi livelli esprimono diversi parametri.

Si ritiene che per le argilliti che saranno intercettate nelle opere di fondazione, il modello geotecnico più cautelativo sia quello di prendere in considerazione i parametri più restrittivi derivati dall'angolo di attrito del Sondaggio S2 (22,9°) e di coesione derivato dal sondaggio S3 (31.4 KPa) con un peso specifico di 1.945 t/mc del sondaggio S3.  
Per il materiale presente a tergo dello scavo della scarpata potranno utilizzarsi i parametri relativi di coesione pari a zero e di angolo di attrito di circa 40° con un peso specifico di circa 1,9 t/mc.



## 5 MODALITA' DI ESECUZIONE DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Rimandando al progettista l'esecuzione delle verifiche delle spinte agenti sulle gabbionate, alle diverse quote a partire dalla sommità dell'opera, dell'effetto attrito muro – terreno, delle verifiche allo slittamento e di quelle al ribaltamento, vengono di seguito riportate alcune indicazioni in relazione alla verifica della capacità portante.

La presente analisi geotecnica è stata ottimizzata in funzione delle esigenze ed eseguita in conformità alla normativa vigente (Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018) con la quale è stata introdotta la semplificazione dell'utilizzo del sistema di approccio 2 (A1+M1+R3) sia per fondazioni su pali che per fondazioni superficiali, relegando il sistema di approccio 1 solo a gallerie e paratie.

Al fine di fornire ulteriori dati di supporto per l'edificazione delle strutture previste in progetto si è proceduto alla verifica geotecnica del complesso opera-terreno sulla base dei parametri riscontrati nell'analisi geotecnica eseguita. Al fine della verifica, considerate le caratteristiche della costruzione, è stata ipotizzata la realizzazione di una fondazione del platea avente dimensioni pari a 50 x 4 metri. La profondità di imposta è pari a 1.5 metri dal p.c. I dati, al momento in assenza del valore di Tensione Ed, dovranno essere valutati sulla base di quest'ultima ai fini della verifica. Le verifiche sono state effettuate con riferimento alle NTC zona 4.

Le verifiche sono state eseguite con diversi metodi di calcolo, sviluppati da vari autori, che presuppongono un comportamento del terreno di tipo rigido-plastico con rottura di tipo generale. Di seguito sono riportate le espressioni di calcolo secondo i metodi seguiti da Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen sia per il carico ammissibile che per i cedimenti.

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

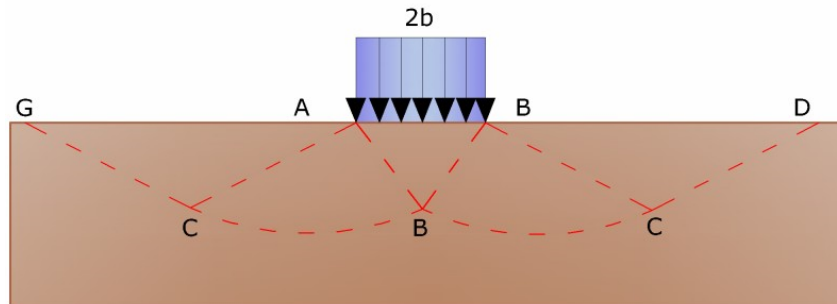
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.
- All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.
- Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da

segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi \tan \varphi}{2} \left( 45^\circ + \varphi / 2 \right) - 1} \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \cdot c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h < 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno. Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così

superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito; b è la semilarghezza della striscia. Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = 2/3 \times \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p_\gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma. Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale: } q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato: } q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

*fattore di forma:*

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

*fattore di profondità:*

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

*inclinazione:*

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### **Formula di Hansen (1970)**

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza. La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità. Per valori di D/B < 1

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori D/B > 1:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi = 0$



$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

#### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi'$	per forma rettangolare
$s_q = 1 + \sin \phi'$	per forma quadrata o circolare
$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L')$	per forma rettangolare
$s_\gamma = 0,7$	per forma quadrata o circolare
$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$	per forma rettangolare, quadrata o circolare.

### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

### DATI GENERALI

=====			
Azione sismica	NTC 2018		
Zona	Milis		
Larghezza fondazione	4,0	m	
Lunghezza fondazione	50,0	m	
Profondità piano di posa	1,5	m	
Profondità falda	0,1		
=====			

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore strato; Gam: Peso unità di volume; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi;

DH m]	Gam [kN/m³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	C [kN/m²]	c Corr. [kN/m²]
10,0	19,0	23,0	15,88	31,4	21,038

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult] 368,26 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 160,11 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 14730,56 kN/m³

**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 4,29

Fattore [Nc] 11,55

Fattore [Ng] 1,4

Fattore forma [Sc] 1,03

Fattore profondità [Dc] 1,15

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0

Fattore inclinazione base [Bc] 1,0

Fattore forma [Sq] 1,02

Fattore profondità [Dq] 1,11

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0

Fattore inclinazione base [Bq] 1,0

Fattore forma [Sg] 0,97

Fattore profondità [Dg] 1,0

Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0

Fattore inclinazione pendio [Gg] 1,0

Fattore inclinazione base [Bg] 1,0



Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

Carico limite 384,71 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto 167,26 kN/m<sup>2</sup>

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 4,86  
 Fattore [Nc] 13,58  
 Fattore [Ng] 2,89  
 Fattore forma [Sc] 1,0  
 Fattore forma [Sg] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

Carico limite 410,55 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto 178,5 kN/m<sup>2</sup>

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 4,29  
 Fattore [Nc] 11,55  
 Fattore [Ng] 1,34  
 Fattore forma [Sc] 1,03  
 Fattore profondità [Dc] 1,1  
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0  
 Fattore forma [Sq] 1,01  
 Fattore profondità [Dq] 1,05  
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0  
 Fattore forma [Sg] 1,01  
 Fattore profondità [Dg] 1,05  
 Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

Carico limite 368,26 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto 160,11 kN/m<sup>2</sup>

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 4,29  
 Fattore [Nc] 11,55  
 Fattore [Ng] 3,01  
 Fattore forma [Sc] 1,03  
 Fattore profondità [Dc] 1,15  
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0  
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0

Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	413,28 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	179,69 kN/m <sup>2</sup>
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	4,29
Fattore [Nc]	11,55
Fattore [Ng]	1,87
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	392,13 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	170,49 kN/m <sup>2</sup>
=====	

## 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nell'ambito delle attività complementari alla progettazione definitiva per la realizzazione degli interventi di sistemazione del Rio Mulino de Josso in agro del Comune di Milis, il sottoscritto Dott. Geol. Antonello Frau, geologo, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Sardegna al n. 291, ha provveduto a redigere la presente relazione geotecnica definitiva. A seguito dell'esecuzione delle indagini geognostiche e di caratterizzazione ambientale, si è quindi provveduto ad elaborare la presente relazione definitiva che definisce un appropriato modello geotecnico di dettaglio e di riferimento per il progettista geotecnico e per la realizzazione delle opere in progetto. Nella presente sono stati presi in esame lo stato di fatto dei luoghi, e le principali caratteristiche del modello geotecnico. Quindi, in conformità alle regole e norme tecniche stabilite dalle disposizioni vigenti in materia, è stata redatta questa relazione contenente le indicazioni circa gli interventi proposti, nonché la sintesi degli approfondimenti tecnici effettuati in rapporto all'entità, alla tipologia e categoria dei lavori da progettare.

In base alle caratteristiche litostratigrafiche locali, alle ipotesi geologico-tecniche si può determinare quanto segue:

1. Il livello litotecnico costituito dalle alluvioni argillose a seguito della rimozione degli strati pedologici e delle alluvioni sabbioso ghiaiose, rappresenta l'orizzonte direttamente interessato dalle opere strutturali di fondazione. Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono tali da consentire l'edificazione in funzione dei carichi trasmessi e calcolati in via cautelativa nella presente relazione.
2. La portanza ipotizzata per una fondazione di tipo a platea, con lunghezza pari 50 metri, per la larghezza di 4.0 metri, impostata alla profondità minima di 1,50 metri, in circa 160 KPa che di fatto costituisce una superficie di appoggio dei gabbioni mediante del pietrame affogato (pietrame o massi intasati con cls).
3. Dovranno essere effettuate tutte le verifiche di stabilità globali dei gabbioni a partire da quella della portanza già individuata, a titolo esemplificativo, nella presente relazione.
4. Non è stata eseguita una valutazione del carico Ed in quanto al momento sconosciuto. Pertanto i valori devono essere confrontati con le tensioni di progetto.
5. Si consiglia di isolare il tratto di imposta con un getto di calcestruzzo magro.

Per ciò che concerne la localizzazione delle opere si rimanda agli allegati grafici di progetto.