

CUP: E97B15000170005 PIANO DEGLI INTERVENTI  
DELL'ACQUEDOTTO PUGLIESE S.p.A.  
2016 - 2019

**PROGETTO DEFINITIVO**  
ACQUEDOTTO DEL FORTORE, LOCONO ED OFANTO - OPERE DI  
INTERCONNESSIONE - II LOTTO: CONDOTTA DALL'OPERA DI  
DISCONNESSIONE DI CANOSA AL SERBATOIO DI FOGGIA

Il Responsabile del Procedimento

*ing. Massimo Pellegrini*

**PROGETTAZIONE**

Progettisti

*ing. Rosario ESPOSITO (Responsabile del progetto)*

*ing. Tommaso DI LERMA*

*ing. Michelangelo GUASTAMACCHIA*

*ing. M. Alessandro SALIOLA*

*geom. Giuseppe VALENTINO*

*ing. Roberto LAVOPA*

*geol. Fernando SBRANDOLINO*

*ing. Marco GALILEI*

Collaborazione alla progettazione

*geom. Pietro SIMONE*

Il Responsabile Ingegneria di Progettazione

*ing. Massimo PELLEGRINI*



acquedotto pugliese  
l'acqua, bene comune

Direzione Ingegneria

Il Direttore

*ing. Andrea VOLPE*

Elaborato

**D.5.5**

**Relazione geotecnica**

Codice Intervento P1292

Codice SAP: 21/16650

Prot. N. 45215

Data 14/07/2020

Scala: -

N. Rev.	Data	Descrizione	Disegnato	Controllato	Approvato
00	OTT. 2020	Emesso per Progetto definitivo	-	-	-

## INDICE

1.	GENERALITA' .....	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
3.	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA .....	4
4.	SISMICITA' DELL'AREA.....	8
5.	CAMPAGNA DI INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE.....	9
5.1	INDAGINI GEOFISICHE RE.MI. (RefractionMicrotremor).....	11
6.	MODELLAZIONE GEOTECNICA .....	13
6.1	Modello geotecnico di tracciato .....	13
6.2	Modello geotecnico unico di calcolo .....	21
6.3	Coefficiente di Winkler.....	21
7.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	22
8.	SCELTE PROGETTUALI .....	25
9.	INDICAZIONI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	25
9.1	STATI LIMITE ULTIMI .....	25
9.2	STATI LIMITE D'ESERCIZIO .....	29
10.	OPERE DI SOTEGNO PROVVISORIALI.....	30
10.1	Palancole .....	31
10.2	Palificata.....	32
11.	CONCLUSIONI .....	37

## 1. GENERALITA'

La presente relazione è realizzata a supporto del Progetto definitivo per la **“Progettazione dell’Acquedotto del Fortore, Locone ed Ofanto – Opere di Interconnessione - secondo lotto: condotta dalla vasca di Canosa al serbatoio di Foggia – I stralcio funzionale”**

Nel presente intervento sono previste le seguenti opere principali:

- Realizzazione di una condotta in acciaio del DN 900 con origine dalla disconnessione idraulica di Canosa e termine nel nuovo serbatoio di Foggia per una lunghezza pari a circa 61 km.
- Costruzione all'interno dell'area di competenza dell'opera di disconnessione di Canosa del pozzetto di alloggiamento delle apparecchiature idrauliche di intercettazione e di regolazione da valle, nel caso di funzionamento inverso (Foggia-Canosa);
- Costruzione nelle vicinanze dell'opera di disconnessione di Canosa del pozzetto di misura della portata.
- Realizzazione, all'interno dell'area di pertinenza del nodo idrico di Foggia, del collegamento idraulico del DN 900 (in acciaio) tra la suddetta condotta e la 2a canna del Fortore in prossimità del Torrino 3.
- Costruzione, all'interno dell'area di competenza del nodo idrico di Foggia di n. 3 manufatti per l'innesto del collegamento con l'acquedotto del Fortore, per l'alloggiamento delle apparecchiature idrauliche, per consentire la regolazione della portata da valle (nel caso di funzionamento Canosa - Foggia) e per consentire il passaggio dal funzionamento diretto a quello inverso, nonché per l'installazione del misuratore di portata.
- Realizzazione di una stazione di clorazione intermedia.
- Realizzazione dell'impianto di protezione catodica a corrente impressa.
- Realizzazione del sistema di telecontrollo di tutte le nuove camere di manovra a realizzarsi.
- Realizzazione di pozzetti di scarico e di sfiato per il regolare funzionamento della nuova adduttrice DN 900.

- Esecuzione delle principali interferenze con tecnologia no-dig.

Coerentemente con quanto prescritto nel DM 17-01-2018 - “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”, le scelte progettuali tengono conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

Le analisi di progetto effettuate sono basate sui modelli geotecnici dedotti dalle specifiche indagini e prove descritte di seguito e che sono state definite in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle prevedibili modalità esecutive.

La presente relazione contiene, quindi l'analisi delle scelte progettuali adottate, il programma e i risultati delle indagini geognostiche effettuate, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica individuata (di cui al par. 6.2.2 del DM 17-01-2018), nonché alcune indicazioni preliminari di ordine progettuale.

Si demanda alla progettazione definitiva ed esecutiva il preciso sviluppo di tutti i calcoli necessari alla completa ed esaustiva verifica geotecnica delle opere progettuali secondo la normativa vigente.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state condotte in accordo alle normative di seguito riportate:

- Legge 5-11-1971 n° 1086 - “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- L. n° 64 del 2 febbraio 1974 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- DM 17-01-2018 - “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21/01/2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 - Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . – UNI
- Eurocodice 7.2 - Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

- Eurocodice 7.3 - Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

### 3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

Le aree coinvolte nel progetto P1292 ricadono su zone molto eterogenee dal punto di vista litologico, in quanto la nuova condotta in progetto interessa una porzione di territorio molto ampia, partendo dal Tavoliere delle Puglie arrivando fino ai piedi delle Murge nord-occidentali.

Pertanto, si è caratterizzato dal punto di vista geologico ogni zona sottoposta ad indagini geognostiche assumendo che ognuna sia rappresentativa delle aree adiacenti.

I fogli della cartografia ufficiale della carta geologica italiana interessati dallo studio di progettazione di fattibilità sono:

- Foglio 408 “*Foggia*” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:50.000.
- Foglio 421 “*Ascoli Satriano*” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:50.000.
- Foglio 422 “*Cerignola*” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:50.000.
- Foglio 176 “*Barletta*” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:100.000.

Le aree di interesse, dal punto di vista geologico, ricadono nel Foglio n. 408 “*Foggia*” della Carta Geologica d’Italia – scala 1:50.000, dove esattamente a sud ovest della Città di Foggia, ad una quota di circa 128 metri s.l.m. è presente il Serbatoio di Foggia; invece, nel foglio n. 421 della Carta Geologica d’Italia – scala 1:50.000 “*Ascoli Satriano*” sono presenti le zone di attraversamento fluviale, posto a quote variabili ed “*Attraversamento fiume Cervaro*”, posto ad una quota di circa 104 metri s.l.m.; mentre, nel foglio n. 422 della Carta Geologica – scala 1:50.000 “*Cerignola*” ricade il sito “*Attraversamento fluviale Carapelle*” ad una quota di circa 66 metri s.l.m..

La successione stratigrafica che caratterizza il territorio in esame è data da unità oloceniche, prevalentemente di origine alluvionale, che colmano depressioni presenti su sedimenti pleistocenici prevalentemente incoerenti, che a loro volta poggiano su sedimenti Pliocenici di Fossa Bradanica rappresentati dalle argille subappennine.

Di seguito sono elencate le unità presenti dalla più recente alla più antica:

- Depositi alluvionali, eluviali e colluviali, recenti e attuali;
- Supersintema del Tavoliere di Puglie

- ✓ Subsintema delle Marane La Pidocchisa-Castello (RPL<sub>3</sub>)
- ✓ Subsintema di Masseria Torricelli (RPL<sub>2</sub>)
- ✓ Subsintema dell'Incoronata (RPL<sub>1</sub>)
- ✓ Sintema de la Sedia di Orlando(LSO)
- ✓ Sintema di Foggia (Pleistocene) (TGF);
- ✓ Sintema di Troia (TIA)
- ✓ Sintema di Lucera (Pleistocene inferiore-medio);
  - Subsintema di Monte Castelluccio (TLC<sub>2</sub>)
  - Subsintema di Masseria Sant'Annunziata (TLC<sub>1</sub>)
- ✓ Sabbie di Torre Quarto(STQ)
- Unità della Fossa Bradanica (Pleistocene inferiore)
  - ✓ Argille Subappenine (ASP)

L'area posta a nord-ovest dell'altopiano delle Murge ricade nel Foglio n.176 "Barletta" della Carta Geologica d'Italia, in scala 1:100.000; in questo foglio ricadono le zone di indagine "Attraversamento fiume Ofanto" che si attesta ad una quota di 45 metri s.l.m.m., e "Disconnessione Canosa di Puglia" che si attesta ad una quota di 135 metri s.l.m.m..

Le zone oggetto di indagine sono caratterizzate da depositi quaternari della Formazione della Fossa Bradanica.

Considerando la porzione del foglio a ovest dell'abitato di Canosa di Puglia si osserva il passaggio dai depositi marini sabbiosi, prevalentemente sciolti, agli affioramenti di "Calcareni di Gravina".

Il substrato della zona è invece dato dalla formazione dei "Calcari di Bari" in contatto trasgressivo con le calcareniti di Gravina e definiti come calcari generalmente in strati e talora in banchi, o lastriformi e dolomitizzati.

La valle dell'Ofanto è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali in più ordini di terrazzi dei quali quelli appartenenti ai depositi più recenti costituiscono un'estesa fascia pianeggiante lungo il corso del fiume.

La successione stratigrafica che caratterizza il territorio in esame è data da unità oloceniche prevalentemente di origine alluvionale che colmano depressioni presenti in corrispondenza dell'incisione del fiume Ofanto, e da sedimenti pleistocenici prevalentemente incoerenti che a loro volta poggiano su sedimenti Pliocenici di Fossa Bradanica rappresentati

dalle argille subappennine, dal lato sinistro dell'Ofanto e dalle Calcareniti di Gravina nella zona a Nord di Canosa.

Di seguito sono elencate le unità presenti dalla più recente alla più antica:

- Depositi alluvionali, eluviali e colluviali, recenti e attuali;
- Unità della Fossa Bradanica (Plio-Pleistocene)
  - ✓ Depositi marini.
  - ✓ Argille Subappennine.
  - ✓ Calcareniti di Gravina

L'opera prevista nel presente progetto, che si sviluppa in direzione NW - SE ad una distanza variabile tra 16 e 38 km circa dalla costa, lungo il suo percorso interesserà i territori dei comuni di Canosa, di San Ferdinando di Puglia, di Cerignola, di Orta Nova, di Carapelle e di Foggia e avrà una lunghezza complessiva di circa km 63.

L'area, è caratterizzata, come detto, da una successione stratigrafica plio-pleistocenica, trasgressiva sul bedrock calcareo di fondo, costituita da depositi alluvionali (ghiaie, sabbie, limi e argille) e, nelle zone più a sud, da tufi calcarei più o meno cementati (Calcareniti di Gravina). La configurazione geologica di questa parte del territorio non si discosta dallo schema geologico regionale per quanto riguarda i rapporti intercorrenti tra le diverse litofacies.

A più altezze sui versanti si rinvengono depositi ciottolosi delle alluvioni terrazzate, legati alle oscillazioni del livello di base dei fiumi in seguito alla generale emersione dell'area alla fine del Pleistocene. Sedimenti limo-sabbiosi con livelli argillosi affiorano lungo gli alvei dei corsi d'acqua che solcano l'area. I depositi eluviali e colluviali sono costituiti in prevalenza da ciottoli immersi in abbondante matrice sabbiosa. Si tratta quasi sempre di terreni incoerenti di origine continentale a granulometria variabile di spessore massimo fino a qualche decina di metri con superfici di sedimentazione immergenti verso E-NE. Le unità che fanno parte di questo supersintema poggiano in discordanza angolare (a volte in paraconcordanza) sulle argille subappennine.

Le Argille subappennine sono costituite da limi argillosi e argille sabbiose, a luoghi limose, di colore grigio-azzurro passante al giallastro per alterazione delle porzioni più superficiali. Sono caratterizzate da una composizione mineralogica abbastanza definita a prescindere dalla zona di provenienza e dal ciclo sedimentario di appartenenza.

Pertanto, in considerazione della caratterizzazione geologica e morfologica sopradescritta, in generale sono da escludersi in tutte le aree interessate dal tracciato prescelto problematiche particolari quali fenomeni franosi ed instabilità dei versanti, tranne che nei casi evidenziati dalla Pericolosità Geomorfologica moderata (PG1) e discussi nella . Le uniche insidie possono essere rappresentate dalle forme carsiche epigee ed ipogee, quali doline, inghiottitoi e cavità spesso riempite di terra rossa, che si rinvergono, talora, all'interno della formazione del Calcere di Bari.

I "Depositi Alluvionali" si trovano in corrispondenza di solchi erosivi. Si tratta di depositi terrosi e ciottolosi di esiguo spessore derivanti dal disfacimento dei terreni rocciosi esistenti a monte. Questi depositi sono presenti in genere lungo le lame con spessori variabili.

Dal punto di vista tettonico, rilievo particolare costituiscono il Gargano, la cui struttura è rappresentata da un Horst carbonatico, riferibile alla successione mesozoica della Piattaforma Apula, allungato in senso NE-SW e le Murge che rappresentano un altopiano carbonatico che si estende in direzione NO-SE, tali rilievi confinano lateralmente la struttura del Tavoliere. Al disotto del tavoliere i calcari si presentano ribassati da una gradinata di faglie; in particolare la faglia del Torrente Candelaro, che delimita la struttura sul bordo sud occidentale e la faglia dell'Ofanto che delimita la struttura sul lato sud orientale. Il Tavoliere della Puglia, che può ritenersi la naturale continuazione verso nord - est della Fossa Bradanica coincidente con il tratto dell'Avanfossa Adriatica delimitato dalla Catena Appenninica e dall'Avanpaese Apulo, è una vasta pianura plio-pleistocenica, dolcemente degradante verso il Mare Adriatico, delimitata a Sud-Est dal Fiume Ofanto, a Nord-Ovest dal Fiume Fortore, ad Ovest dai rilievi del Subappennino Dauno e a Nord – Nord Est dal Torrente Candelaro, che rappresenta il confine con il promontorio garganico.

Si evidenzia la presenza di sedimenti plio-quadernari che hanno colmato la parte orientale dell'avanfossa appenninica fino al promontorio del Gargano ed a Nord-Nord Est, limitati dal torrente Candelaro, affiorano i calcari mesozoici che costituiscono la porzione più meridionale del sollevamento del Gargano, nel quale sono presenti terreni Triassici, i termini più antichi dell'area pugliese.

Dal punto di vista geomorfologico, il tracciato previsto è caratterizzato dalla presenza di zone pianeggianti e sub-pianeggianti, inframmezzati da avvallamenti fluviali, con un andamento planimetrico più o meno costante con quote variabili, che degradano dolcemente verso la linea di costa.

Per qualsiasi approfondimento ulteriore si rimanda allo studio geologico allegato al presente progetto (elaborato. “Relazione geologica, idrogeologica e sismica” e allegati grafici), integrato con indagini geognostiche (elaborato “Relazione sulle indagini geognostiche”).

#### **4. SISMICITA' DELL'AREA**

Secondo la macro-classificazione "amministrativa" sismica del territorio italiano, di cui all'OPCM 3274 s.m.i., i comuni interessati dalle opere in progetto ricadono nelle seguenti zone (DGR. n.153 del 02/03/04):

- Foggia - zona 2
- Carapelle – zona 2
- Ortanova – zona 2
- Cerignola – zona 2
- S.Ferdinando di Puglia - zona 2
- Canosa di Puglia - zona 2

Le più recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (già dalle NTC08 e finanche le ultime NTC18) superano il concetto della classificazione del territorio in zone, imponendo nuovi e precisi criteri di verifica dell'azione sismica nella progettazione delle nuove opere ed in quelle esistenti, valutata mediante una analisi della risposta sismica locale.

In assenza di queste analisi, la stima preliminare dell'azione sismica può essere effettuata sulla scorta delle “categorie di sottosuolo” e della definizione di una “pericolosità di base” fondata su un reticolo di punti di riferimento, costruito per l'intero territorio nazionale.

Ai punti del reticolo sono attribuiti i valori di  $a_g$  e dei principali “parametri spettrali” riferiti all'accelerazione orizzontale, da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica (fattore di amplificazione massima  $F_0$  e periodo di inizio del tratto a velocità costante  $T^*C$ ).

Per rappresentare le caratterizzazioni sismiche, si è scelto di suddividere il tracciato in sei zone come di seguito riportate:

1. Serbatoio di Foggia (cat. Sismica B)
2. Canale Capitanata (cat. Sismica C)
3. Canale Olive (cat. Sismica B)

4. Torrente Carapelle (cat. Sismica B - C)
5. Fiume Ofanto (cat. Sismica B)
6. Disconnessione Canosa (cat. Sismica B)

Ipotizzando, per le opere in progetto, una Vita nominale ( $V_N$ ) = 100 anni, una Classe d'uso IV, e una categoria del **terreno di tipo C** (come riportato nella "Relazione geologica") - *"Depositi di terreni a grana grossolana mediamente addensati o a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m."* (come riportato nella "Relazione geologica")

Secondo le NTC le aree in questione sono caratterizzate da un'accelerazione compresa tra  $0,15 < a_g < 0,25g$  con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

Tale valore è riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 1.898$  anni, corrispondente ad una vita nominale dell'opera  $V_N = 100$  anni e ad un coefficiente d'uso  $CU = 2$  (struttura strategica), parametri legati tra loro dalla seguente formula

$$T_R = -V_N / \log (1 - P_{VR}) \text{ dove } V_N = V_N \cdot C_U.$$

Le condizioni topografiche dell'area d'intervento possono essere classificabili, facendo riferimento alla Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/18, come categoria **T1**.

## 5. CAMPAGNA DI INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Allo scopo di determinare il modello geologico e geotecnico dei terreni di fondazione dei nuovi manufatti e delle condotte in progetto, è stata effettuata nei mesi di aprile e maggio 2019 una campagna di indagini geognostiche costituita da indagini dirette e indirette eseguita dalle Ditte Apogeo s.r.l.m Fiumano Toma Trivellazioni S.r.l., Tecnolab della dott.ssa Caterina Serino e Laboratorio Geo Tecnologico Emiliano S.r.l. con il coordinamento del dott. Geol. Fernando Sbrandolino.

Le indagini dirette si sono concentrate prevalentemente in corrispondenza degli attraversamenti fluviali e stradali esistenti, mentre le indagini geofisiche sono state effettuate sia in corrispondenza degli attraversamenti che, a campione, lungo il tracciato del nuovo vettore idrico; una campagna geoelettrica di SEV è stata effettuata per permettere la progettazione della protezione catodica della condotta.

Le ubicazioni dei sondaggi meccanici, le stratigrafie così come i certificati di laboratorio geotecnico e tutte le indagini geofisiche effettuate sono contenute nell'Elaborato "Relazione sulle Indagini Geognostiche".

La campagna indagini è consistita nell'esecuzione di:

#### INDAGINI GEOFISICHE

- n. 12 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie in onde P per la costruzione sismostratigrafica dei terreni, per singoli profili di lunghezza complessiva 75 m e con 24 geofoni distanti 3 m;
- n. 12 prospezioni sismiche in onde S per il calcolo dei moduli dinamici e della  $V_{s,eq}$  (NTC 2018), eseguiti con 24 picchetti a spaziatura di 3 m, per una lunghezza complessiva di 69 m;
- n. 24 prospezioni geoelettriche del tipo "Dipolo Dipolo-Assiale" e "Polo-Dipolo" per la ricostruzione elettrostratigrafica di resistività, con profili di lunghezza 69 m e con 24 elettrodi;
- n. 12 prospezioni geoelettriche con profondità di indagine fino a 100 metri, a 96 elettrodi e secondo le configurazioni "dipolo-dipolo assiale" e "polo-dipolo".
- N. 20 prove penetrometriche super pesanti (DPSH) per la deduzione dei principali parametri geotecnici dei terreni sciolti superficiali

#### INDAGINI GEOGNOSTICHE

- n. 12 perforazioni ad andamento verticale eseguite a rotazione a carotaggio continuo, di diametro 101 mm, fino a profondità di 15 m dal p.c. e prelievo di n. 1 campione di terreno per ciascun sondaggio a profondità variabili;
- n. 12 prove di permeabilità eseguite in tutti i fori di sondaggio, per la determinazione del coefficiente di permeabilità specifico del sito;
- installazioni di n.6 piezometri entro i fori di sondaggio in cui è stata rinvenuta la falda o in cui sia stata accertata la presenza di una lente;
- compilazione di modulo stratigrafico per ciascun sondaggio contenente i dati di cantiere, le principali caratteristiche dei materiali attraversati e relativa documentazione fotografica;

- prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica su n. 10 campioni indisturbati di terreno contenuti in fustella metallica sigillata ed identificata.

Si è considerato anche uno studio geologico precedentemente effettuato, con una campagna indagini che prevedeva: prospezioni geoelettriche 2D, prospezioni sismiche a rifrazione in onde P ed S, prospezioni sismiche MASW per la determinazione delle onde di taglio (S) per stimare il valore delle Vs30 e linee georadar all'interno del serbatoio di Foggia (Torrino 3 e vasca). In tale campagna furono eseguite le seguenti indagini a carattere geofisico:

- n. 14 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie in onde P;
- n. 8 prospezioni sismiche in onde S con metodologia MASW;
- n. 14 prospezioni geoelettriche del tipo "Polo-Dipolo" e "Wenner"

Tali indagini risultano ubicate in corrispondenza dei serbatoi di Foggia e di Canosa di Puglia, a ridosso dei fiumi Cervaro, Carapelle Ofanto e del Canale Olive (corso d'acqua episodico).

### 5.1 INDAGINI GEOFISICHE RE.MI. (Refraction Microtremor)

Al fine di calcolare il valore di velocità delle onde di taglio S ( $V_{s,eq}$ ) e determinare la classe di appartenenza del terreno di fondazione delle opere in progetto, secondo quanto è richiesto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17/01/2018, sono stati eseguiti n. 52 profili RE.MI.

La tecnica utilizzata consente una stima accurata dell'andamento delle velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo; ciò avviene registrando semplicemente il rumore di fondo ed elaborando il segnale con un opportuno software; a rigore, quella che è misurata è la velocità delle onde superficiali (Onde di Rayleigh), ma essa è praticamente uguale alla velocità delle Onde S (95÷97%).

Alla luce della recente normativa NTC18 è stato introdotto il calcolo di un nuovo parametro, il  $V_{s,eq}$ , in sostituzione del  $V_{s30}$ , ottenuto attraverso la seguente formula:

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

$h_i$  = Spessore in metri dello strato i-esimo  
 $V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato  
 $N$  = Numero di strati  
 $H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/sec.

In tale espressione appare evidente come il calcolo delle velocità sismiche di taglio non si riferisce più necessariamente alla profondità di 30m, ma alla reale profondità del bedrock, ovvero, alla profondità di quella formazione rocciosa o terreno molto rigido, caratterizzato da

$V_s$  non inferiore a 800m/s, pertanto la profondità del bedrock varierà di volta in volta a seconda dell'assetto geologico del sottosuolo.

Da tale stima il sottosuolo investigato viene classificato in una delle categorie definite dalle NTC 2018, così come riportate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

In quasi tutti i punti di misura, le indagini RE.MI svolte, hanno evidenziato che il bedrock sismico o suolo rigido ovvero suolo caratterizzato da valori di  $V_s > 800$  m/s, tenendo conto che per la posa della condotta sarà necessario effettuare degli scavi, è presente oltre i 30 m, per cui si è valutata in ogni caso la  $V_s$  eq.

Nella tabella seguente si riportano sinteticamente i valori ottenuti dalle prospezioni RE.MI..

ZONA	PUNTI DI RIFERIMENTO	Categoria di sottosuolo al piano campagna
ZONA 01	Torrino di Foggia – Strada Statale n. 90	448 $<V_{s,eq} < 591$ m/s, “B” 603 $<V_{s,eq} < 633$ m/s “B”
ZONA 02	Tratturo Castelluccio – Canale Capitanata	332 $<V_{s,eq} < 338$ m/s, “C”
ZONA 03	Canale Olive	500 $<V_{s,eq} < 530$ m/s, “B”
ZONA 04	Strada Provinciale n. 105 – Strada Provinciale n. 86	372 $<V_{s,eq} < 445$ m/s, “B” 406 $<V_{s,eq} < 441$ m/s, “B”
ZONA 05	Fiume Carapelle	405 $<V_{s,eq} < 588$ m/s, “B”
ZONA 06	Strada Provinciale n. 79 – Strada Statale n. 16 (S.P. 80)	339 $<V_{s,eq} < 342$ m/s, “C” 284 $<V_{s,eq} < 313$ m/s, “C”

		349 <V <sub>s,eq</sub> < 353 m/s, "C"
<b>ZONA 07</b>	Tratturello la Ficora – Strada Provinciale n. 62	448 <V <sub>s,eq</sub> < 591 m/s, "B"
<b>ZONA 08</b>	Strada Statale n. 16 – Strada Provinciale n. 64	414 <V <sub>s,eq</sub> < 437 m/s, "B" 437 <V <sub>s,eq</sub> < 451 m/s, "B"
<b>ZONA 09</b>	Fiume Ofanto	382 <V <sub>s,eq</sub> < 597 m/s, "B"
<b>ZONA 10</b>	Strada Provinciale n. 3 – Serbatoio di Canosa di Puglia	447 <V <sub>s,eq</sub> < 453 m/s, "B"

## 6. MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa degli aspetti geotecnici. Dalle risultanze delle indagini geotecniche effettuate, sono stati dedotti i valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche, da attribuire ai terreni, attraverso una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Il terreno indagato per tutto il percorso può essere considerato un **ammasso terroso alluvionale eterogeneo**.

Una sintesi dei parametri principali può essere dedotta dagli allegati grafici "Colonne stratigrafiche geotecniche" allegati al progetto, che illustra in sintesi le varie caratteristiche geotecniche di riferimento dei punti lungo il percorso della condotta. In particolare sono riportati i parametri del terreno in corrispondenza degli attraversamenti fluviali.

Per le dimensioni e le collocazioni del volume significativo dell'ammasso, non è possibile, evidentemente, realizzare prove in situ o in laboratorio, che forniscano dati rappresentativi del comportamento globale.

### 6.1 Modello geotecnico di tracciato

Di seguito si riportano alcune indicazioni sui parametri geotecnici dei principali litotipi caratterizzanti le aree di intervento; i valori riportati sono stati ricavati mediando i dati provenienti dalle indagini dirette, nonché attraverso relazioni empiriche con le velocità delle onde sismiche registrate nei siti di indagine. Ovviamente i valori di seguito riportati devono

intendersi come sintesi dell'area presa in considerazione e fungono da modellazione geologico tecnica del territorio attraversato per i primi metri di sottosuolo. Eventuali caratterizzazioni puntuali possono essere dedotte dalla Relazione sulle indagini geognostiche.

<b>ZONA 01</b>	Torrino di Foggia – Strada Statale n. 90
<b>ZONA 02</b>	Tratturo Castelluccio – Canale Capitanata
<b>ZONA 03</b>	Canale Olive
<b>ZONA 04</b>	Strada Provinciale n. 105 – Strada Provinciale n. 86
<b>ZONA 05</b>	Fiume Carapelle
<b>ZONA 06</b>	Strada Provinciale n. 79 – Strada Statale n. 16 (S.P. 80)
<b>ZONA 07</b>	Tratturello la Ficora – Strada Provinciale n. 62
<b>ZONA 08</b>	Strada Statale n. 16 – Strada Provinciale n. 64
<b>ZONA 09</b>	Fiume Ofanto
<b>ZONA 10</b>	Strada Provinciale n. 3 – Serbatoio di Canosa di Puglia

Nell'allegato grafico relativo ( “Colonne stratigrafiche geotecniche”) si è riportato sia le litologie che i principali parametri geotecnici rilevati In corrispondenza degli attraversamenti stradali, ferroviari e fluviali da effettuarsi con tecniche no-dig o di protezione alveo. In genere si tratta di terreni che dal punto di vista granulometrico si possono definire come sabbie, sabbie limose o anche argille limose di plasticità medio-alta. Partendo dall'Opera di disconnessione di Canosa, gli attraversamenti che si incontrano sono illustrati schematicamente nella suddetta tavola allegata al progetto, unitamente al sondaggio di riferimento e ai parametri geotecnici provenienti dalle valutazioni delle indagini di laboratorio e da quelle indirette. Di seguito sono caratterizzati schematicamente:

### **VASCA DI CANOSA: SG.12–TRS.122**

0,0 ÷ 7,5 m: Alternanza di sabbie sciolte o poco addensate

- $\gamma = 15 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,25 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 30^\circ$

7,5 ÷ 15,0 m: Sabbia argillosa, a livelli cementata (dati non validi essendo il provino ricostruito e non rappresentativo)

### **FIUME OFANTO: SG.11–TRS.113**

0,0 ÷ 3,5 m: Terreno sabbioso

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0$
- $\varphi = 23^\circ$

3,5 ÷ 13,5 m: Alternanza di sabbia e ghiaia

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

13,5 ÷ 15,0 m: Argilla sabbiosa

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,15 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,13 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 20^\circ$
- $e_0 = 0.814$
- $C_c = 0.314$
- $C_s = 0.079$
- $\sigma'_p = 800 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 152 \text{ kPa}$
- $\text{OCR} = 5.26$

Falda = -2,0 m da p.c.

### **AUTOSTRADA A14: SG.10-TRS.107**

0,0 ÷ 15,0 m: Alternanza di sabbie limose più o meno consistenti

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,23 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 25,6^\circ$
- $e_0 = 0.904$
- $C_c = 0.241$
- $C_s = 0.032$
- $\sigma'_p = 725 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 95 \text{ kPa}$
- $\text{OCR} = 7.6$

Falda = -4,4 m da p.c.

### **S.S. 16: SG.09-TRS.097**

0,0 ÷ 15,0 m: Alternanza di sabbie limose debolmente argillose

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,62 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 2,4 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 26^\circ$
- $e_0 = 0.835$
- $C_c = 0.284$
- $C_s = 0.070$
- $\sigma'_p = 1340 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 105 \text{ kPa}$
- $\text{OCR} = 12.76$

Falda = -11,0 m da p.c.

### **S.S. 16 - S.P. 80: SG.08-TRS.055**

0,0 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,4 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$
- $e_0 = 0.528$
- $Cc = 0.122$
- $Cs = 0.010$
- $\sigma'_p = 1050 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 105 \text{ kPa}$
- $OCR = 10$

### **FIUME TORRENTE CARAPELLE: SG.07-TRS.043**

0,0 ÷ 4,8 m: Sabbia limosa fine addensata

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

4,8 ÷ 12,3 m: Sabbia ghiaiosa

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

12,3 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

### **S.S. 655 - FIUME CERVARO: SG.06-TRS.024**

0,0 ÷ 2,4 m: Sabbia limosa

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,2 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

2,4 ÷ 7,5 m: Conglomerato sabbioso

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

7,5 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa ciottolosa

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 25^\circ$

Falda: -6,4 m da p.c.

### **FERROVIA FOGGIA-NAPOLI: SG.05-TRS.023**

0,0 ÷ 10,2 m: Sabbia limosa

- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,5 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,5 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 20^\circ$
- $e_0 = 0.602$
- $Cc = 0.203$
- $Cs = 0.045$
- $\sigma'_p = 720 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 85 \text{ kPa}$
- $OCR = 8.47$

10,2 ÷ 15,0 m: Conglomerato sabbioso

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

Falda: -7,5 m da p.c.

### **CANALE OLIVE: SG.04-DPSH.05**

0,0 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa a luoghi con ciottoli

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,02 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 2,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 42^\circ$
- $e_0 = 0.615$
- $Cc = 0.151$
- $Cs = 0.015$
- $\sigma'_p = 1150 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 104 \text{ kPa}$
- $OCR = 11.06$

### **CANALE CAPITANATA: SG.03-TRS.016**

0,0 ÷ 5,5 m: Sabbia limosa

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,6 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,5 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 19^\circ$
- $e_0 = 0.862$
- $Cc = 0.317$
- $Cs = 0.049$
- $\sigma'_p = 700 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 85 \text{ kPa}$
- $OCR = 8.24$

5,5 ÷ 15,0 m: Limo sabbioso

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

Falda: -4,7 m da p.c.

### **S.S. 90: SG.02-TRS.009**

0,0 ÷ 15,0 m: Alternanza di sabbie limose a luoghi con ciottoli

- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,4 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 4,0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 26,6^\circ$
- $e_0 = 0.520$
- $C_c = 0.166$
- $C_s = 0.022$
- $\sigma'_p = 90 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 70 \text{ kPa}$
- $\text{OCR} = 1.3$

### **SERBATOIO DI FOGGIA: SG.01-TRS.001**

0,0 ÷ 9,5 m: Conglomerato sabbioso

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,15 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 27^\circ$

9,5 ÷ 15,0 m: Sabbia limoso-argillosa

- $\gamma = 21 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,6 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,7 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 20^\circ$
- $e_0 = 0.568$
- $C_c = 0.206$
- $C_s = 0.042$
- $\sigma'_p = 810 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 215 \text{ kPa}$
- $\text{OCR} = 3.77$

Falda: -11,0 m da p.c.

## 6.2 Modello geotecnico unico di calcolo

Il calcolo geotecnico degli elementi di linea in c.a. (pozzetti) sono stati verificati con un valore unico di modello geotecnico, ipotizzando un terreno a grana fine con i seguenti parametri geotecnici ponderati sull'intero tracciato:

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi' = 25^\circ$
- $c_u = 1,0 \text{ kg/cmq}$
- $e_0 = 0.800$
- $C_c = 0.200$
- $C_s = 0.050$
- $\sigma'_p = 800 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v0} = 1505 \text{ kPa}$
- $\text{OCR} = 5$

## 6.3 Coefficiente di Winkler

Per quanto riguarda la quantificazione della costante di sottofondo  $K_w$  (coefficiente di Winkler), utile alla modellazione strutturale delle opere in progetto, si fa riferimento alla formula del Vesic considerando il secondo strato litotecnico individuato nel modello geotecnico come lo strato interessato dalle azioni della fondazione:

$$K_w = 0.65 \times [(E_s \times B^4)/(E_f \times I_f)]^{(1/12)} \times E_s/[B(1-\nu^2)]$$

dove:

$E_s$  = Modulo elastico statico del terreno)

$E_f$  (daN/cm<sup>2</sup>) = modulo elastico della fondazione;

$I_f$  (cm<sup>4</sup>) = momento d'inerzia della fondazione;

$\nu$  = Coefficiente di Poisson del terreno

$B$  = dimensione minore manufatto

Poichè il prodotto  $0.65 \times [(E_t \times B^4)/(E_f \times I_f)](1/12)$  ha generalmente un valore prossimo all'unità, la precedente formula, ai fini pratici, si riduce a:

$$K_w = E_s/[B(1-\nu^2)] \approx 4\text{daN/cm}^3$$

Il calcolo è stato effettuato inviluppando i dati dei i seguenti valori:

$$K_w = 5\text{daN/cm}^3 \text{ e } K_w = 50\text{daN/cm}^3$$

## 7. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

La liquefazione dei terreni granulari saturi poco addensati consiste in una perdita totale o parziale di resistenza del terreno, causata dall'accumulo di sovrappressioni inerziali dovute al moto ciclico indotto dal terremoto, che si manifesta con un'eccitazione di frequenza molto elevata rispetto ai tempi necessari alla consolidazione. La suscettibilità di un terreno alla liquefazione dipende dalla tendenza alla diminuzione o aumento di volume che esso manifesta per effetto di uno sforzo di taglio ciclico oltre che dall'entità e durata dello scuotimento. I materiali potenzialmente liquefacibili sono per lo più i terreni sabbiosi puliti, sciolti, recenti, a granulometria uniforme con particelle arrotondate e poco profondi. In considerazione della tipologia dei terreni in esame, si è ritenuto opportuno valutare, in via del tutto cautelativa e preliminare, se tale fenomeno può eventualmente interessare i suoli in esame, in ragione dei parametri geologici-geotecnici e geofisici determinati.

Le condizioni di saturazione dei terreni sono un aspetto quanto mai importante nella valutazione del potenziale di liquefazione di un terreno. Durante una sollecitazione sismica, infatti, le sollecitazioni indotte nel terreno possono determinare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la pressione litostatica e la tensione di sconfinamento, annullando la resistenza al taglio e inducendo fenomeni di fluidificazione.

Pertanto, la suscettibilità a liquefazione è il fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La probabilità che un deposito raggiunga tali condizioni dipende:

- dal grado di addensamento;
- dalla granulometria e forma dei granuli;
- dalle condizioni di drenaggio;
- dall'andamento ciclico delle sollecitazioni sismiche e loro durata;
- dall'età del deposito;
- dalla profondità della linea di falda (prossima alla superficie).

In ogni caso, affinché in un sito possano avvenire fenomeni di liquefazione, è necessario che la scossa sismica raggiunga una certa intensità. Dall'osservazione di zone colpite da liquefazione, si è notato che questa avviene principalmente nelle seguenti circostanze:

- terremoti di magnitudo uguale o superiore a 5.5, con accelerazioni superiori o uguali a 0,2 g;
- sopra i 15 metri di profondità; oltre questa profondità non sono state osservate liquefazioni;
- profondità della falda prossima alla superficie (inferiore ai 3 m).

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5 (è la Magnitudo Momento  $M_w$ )
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g ( $a_{gmax}$ )
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali (misura riferita al valore medio stagionale. Nell'EC 8, invece, si fa riferimento alle condizioni prevalenti durante il periodo di vita dell'opera);
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti:

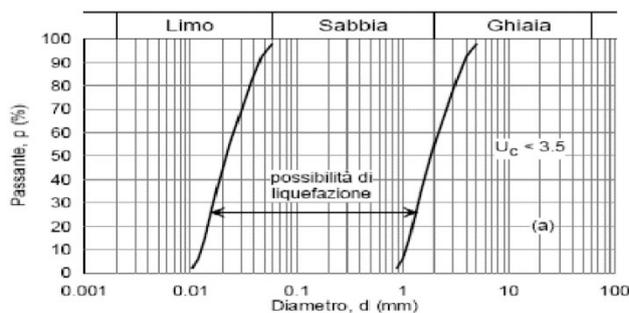


Fig. 7.11.1(a) - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

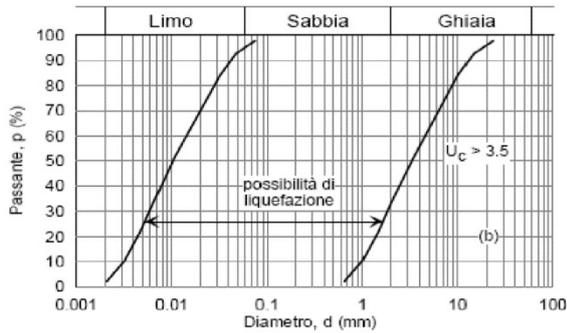


Fig. 7.11.1(b) - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame è stata applicata la metodologia di calcolo di Andrus e Stokoe (1997) per la valutazione del potenziale di liquefazione dalle prove sismiche a rifrazione.

Pertanto, il territorio in esame essendo caratterizzato da terreni sabbioso-arenacei e sabbioso-limosi e dalla probabile presenza di una falda superficiale è stato sottoposto alla verifica alla liquefazione dei terreni, considerando per ognuno dei sismostrati individuati i seguenti parametri:

- ✓ peso per unità di volume medio ( $\gamma$ )
- ✓ profondità della prova ( $z$ ) (ossia profondità del sismostrato)
- ✓ profondità della falda
- ✓ velocità media delle onde S ( $V_s$ )
- ✓ parametro funzione della percentuale di frazione fine FC (VS1C)
- ✓ magnitudo momento ( $M$ )
- ✓ accelerazione orizzontale massima attesa ( $a_{max}/g$ )
- ✓ parametro funzione della profondità  $z$  ( $r_d$ )

Nel seguito sono riportati i tabulati di calcolo della verifica a liquefazione eseguita sulla scorta delle indagini MASW effettuate sia nella campagna del 2019 che nella pregressa del 2016, prendendo in esame le sole indagini in cui sia stata rilevata la presenza della falda dalle perforazioni limitrofe.

**Le verifiche sono soddisfatte in quasi tutti i casi, tranne per le basi sismiche BS10-MASW06 e BS13-MASW08 eseguite nel 2016 sul Fiume Ofanto e limitatamente al primo sismostrato.**

I fogli di calcolo di ogni verifica effettuata sono riportati nella “Relazione geologica”.

Vista tale rilevanza, il carico del manufatto, in questo caso tramite tecnologia no-dig, sarà trasferito allo strato immediatamente inferiore, non suscettibile di liquefazione.

## 8. SCELTE PROGETTUALI

Le scelte progettuali effettuate tengono conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologico-geotecnici del sito e delle condizioni ambientali.

Alla luce di quanto esaminato in precedenza si ritiene assolutamente idonea, per tutte le opere in progetto, una tipologia di **fondazione a platea** di dimensioni variabili.

Il **piano di posa** dovrà essere localizzato ad almeno una profondità di  $h_{pp} = 1,5 \text{ m}$  in modo da ripartire i carichi nel sottosuolo, senza interessare il primo strato (costituito da terreno vegetale di bassa portanza ed elevata deformabilità).

Si consiglia di stendere, prima di procedere al getto della fondazione, uno strato di magrone di pulizia di adeguato spessore.

## 9. INDICAZIONI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Coerentemente con le indicazioni **del DM 17-01-2018**, nel proseguo della progettazione ci sarà bisogno di procedere sia ad una verifica puntuale sicurezza relativa agli stati limite ultimi (SLU e SLV) che tutte le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE e SLD); a tale scopo, per gli stati limite ultimi, verrà calcolata la capacità portante dei terreni di fondazione, mentre per gli stati limite di esercizio verranno stimati i cedimenti.

### 9.1 STATI LIMITE ULTIMI

Per lo stato limite ultimo corrispondente al cinematiso di collasso cui si riferirà la verifica, deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e la resistenza  $E_d$  sono espressi in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_K$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k / \gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Nel caso delle fondazioni superficiali, il DM18 richiede di verificare la capacità portante del sistema terreno-fondazione utilizzando l'approccio 2 che prevede una sola combinazione di carico (A1+M1+R3), in cui sono amplificate le azioni e imposto un coefficiente di sicurezza globale  $\gamma_R$  maggiore.

Nell'ambito di tale approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto  $E_d$  e la resistenza di progetto  $R_d$  che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza  $R_d \geq E_d$ .

Il valore di progetto delle azioni  $E_d$  va calcolata considerando i coefficienti parziali  $\gamma_F$  (ovvero i valori  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  come riportato nel DM18-Tab.6.2.I):

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

Per il calcolo della resistenza di progetto  $R_d$  i corrispondenti valori di progetto delle proprietà del terreno  $X_d$  devono essere ricavati dai "valori caratteristici  $X_k$ " mediante la:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

dove  $\gamma_M$  è il coefficiente parziale (vedi DM18 Tab. 6.2.II).

Infine i coefficienti parziali  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza del sistema sono definiti in funzione del tipo di verifica di stabilità da effettuare (DM18 Tab. 6.4.I).

Per il calcolo della **capacità portante**, si potrà adottare la formula di **Brinch-Hansen**, scegliendo una profondità del **piano di fondazione non inferiore a 1,50 m**, utilizzando i valori individuati per gli strati litotecnici del modello geotecnico riportato in precedenza e, vista la tipologia di suolo di fondazione e l'assenza di falda interferente, ipotizzando una situazione permanente di **condizioni drenate**

Si riporta di seguito la formula trinomia di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = c N_{cs} d_{cs} b_{cs} g_c + \gamma_1 D N_{qs} d_{qs} i_{qs} b_{qs} g_q + 0,5 \gamma_2 B' N_{\gamma s} d_{\gamma s} i_{\gamma s} b_{\gamma s} g_{\gamma}$$

dove:

- $c$  = valore di calcolo della coesione del terreno;
- $\gamma_1$  = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa;
- $\gamma_2$  = peso di volume sotto il piano di posa;
- $B$  = larghezza della fondazione (lato corto)
- $B'$  =  $B - 2e_B$
- $L$  = lato lungo della fondazione;
- $L'$  =  $L - 2e_L$
- $D$  = profondità di posa della fondazione;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori adimensionali di portanza legati rispettivamente al contributo di terreni con coesione, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione e agli strati di coesione nulla;
- $s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma;
- $d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori correttivi per l'approfondimento;
- $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi;
- $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;
- $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi per fondazioni su pendio.

Per i suddetti fattori vengono proposte le seguenti relazioni (**J.Bowles - Foundation analysis and design, 1988**):

$N_c$	=	$(N_q - 1) \cot \phi$	(rif. Hansen, 1970)
$N_q$	=	$e^{(\text{tg}\phi)} \text{tg}^2(45 + \phi/2)$	(rif. Hansen, 1970)
$N_\gamma$	=	$1,5 (N_q - 1) \text{tg}\phi$	(rif. Hansen, 1970)
$s_c$	=	$0,2 B/L$ , per $\phi=0$	(rif. Vesic, 1975)
$s_c$	=	$1 + (N_q/N_c) B/L$ , per $\phi>0$	(rif. Vesic, 1975)
$s_q$	=	$1 + (B/L) \text{tg}\phi$	(rif. Vesic, 1975)
$s_\gamma$	=	$1 - 0,4 B/L$	(rif. Vesic, 1975)
$d_c$	=	$1 + 0,4 k$ , per $\phi>0$	(rif. Hansen, 1970)
$d_c$	=	$0,4 k$ , per $\phi=0$ ;	(rif. Hansen, 1970)
$d_q$	=	$1 + 2\text{tg}\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 k$	(rif. Hansen, 1970)
$d_\gamma$	=	$1$	(rif. Hansen, 1970)
$i_c$	=	$0,5 - 0,5(1 - H/BLc_a)^{0,5}$ , per $\phi=0$	(rif. Vesic, 1975)
$i_c$	=	$i_q - [(1 - i_q) / (N_q - 1)]$ , per $\phi>0$	(rif. Vesic, 1975)

$i_q$	=	$[1 - 0.5H / (V + A c \cot\phi)]^5$	(rif. Vesic, 1975)
$i_\gamma$	=	$[1 - H / (V + A c \cot\phi)]^5$	(rif. Vesic, 1975)
$b_c$	=	$\eta(^{\circ})/147$ (per $\phi=0$ ) ; $1 - \eta(^{\circ})/147$ (per $\phi>0$ )	(rif. Hansen, 1970)
$b_q$	=	$e^{(-2 \eta \text{ tg}\phi)}$ con $\phi$ in radianti	(rif. Hansen, 1970)
$b_\gamma$	=	$e^{(-2.7 \eta \text{ tg}\phi)}$ , con $\phi$ in radianti	(rif. Hansen, 1970)
$g_c$	=	$\beta / 147$ , per $\phi = 0$	(rif. Hansen, 1970)
$g_c$	=	$1 - \beta / 147$ , per $\phi > 0$	(rif. Hansen, 1970)
$g_q = g_\gamma$	=	$(1 - 0.5 \text{ tg } \phi)^5$	(rif. Hansen, 1970)
$k$	=	$D/B$ (per $D/B \leq 1$ ) ; $\arctg(D/B)$ (per $D/B > 1$ )	
$m = m_B$	=	$[2 + (B/L)] / [(1 + (B/L))]$ , per $H_L = 0$ e $H_B > 0$	(rif. Vesic, 1975)
$m = m_L$	=	$[2 + (L/B)] / [(1 + (L/B))]$ , per $H_B = 0$ e $H_L > 0$	(rif. Vesic, 1975)
$m$	=	$[(m_B^2) + (m_L^2)]^{0,5}$ ; per $H_B > 0$ e $H_L > 0$	(rif. Vesic, 1975)
$H_B$	=	componente longitudinale del carico parallela al lato B della fondazione	
$H_L$	=	componente longitudinale del carico parallela al lato L della fondazione	
$V$	=	componente assiale del carico	
$\eta$	=	inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	
$A$	=	area effettiva della fondazione	
$\phi$	=	valore di calcolo dell'angolo d'attrito del terreno	
$\beta$	=	inclinazione del pendio.	

La valutazione della **capacità portante ultima** (già fattorizzata per il coefficiente di sicurezza) può avvenire rispettando la relazione:

$$q_{ult} = q_{lim} (M1)/R3$$

Per quanto riguarda invece gli Stati Limite di Vita, l'azione sismica è la condizione di carico principale da prendere in considerazione; l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ .

Il coefficiente  $K_{hi}$ , viene definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei

carichi trasmessi in fondazione ed è pari al valore dell'ordinata dello spettro di progetto nella componente orizzontale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione diviso g:

$$K_{hi} = S_d(T_1)/g$$

I valori di  $K_{hk}$  possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati nel paragrafo 7.11.3.5.2:

$$K_{hk} = K_h = \beta_s \times a_{max}/g$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale max attesa al sito =  $S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$

$\beta_s$  = coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (Tabella 7.11.I DM18)

$g$  = accelerazione di gravità.

I coefficienti correttivi calcolati in precedenza vanno applicati alla formula di Brinch-Hansen. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite ( $N_c$ ,  $N_q$  ed  $N_\gamma$ ) in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

## 9.2 STATI LIMITE D'ESERCIZIO

L'applicazione di un carico esterno comporta una reazione da parte del terreno che si traduce in un cedimento funzione dell'entità del carico applicato e delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del terreno, considerando che si tratta di strutture interrato peraltro compensate, la verifica dei cedimenti non risulta condizionante.

## 10. OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI

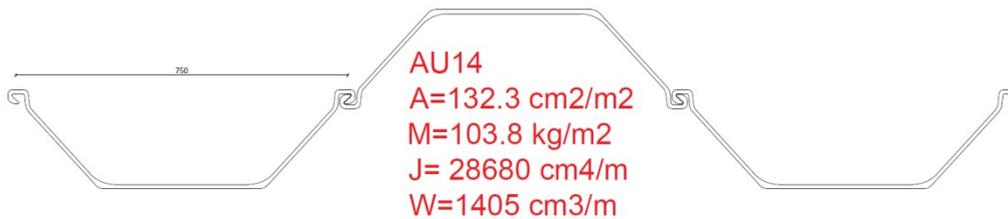
Dall'analisi geotecnica dei terreni è risultato necessario proteggere gli scavi durante gli scavi, in particolare sono state previste delle palancole in acciaio a forma ad "U" per la realizzazione dei pozzetti, mentre delle palificate a pali secanti in corrispondenza degli attraversamenti dell'Ofanto e del Cervaro per la realizzazione dei pozzi di spinta per l'esecuzione del microtunneling.

Come suggerito dalla Comitato Paritetico Territoriale di Roma e Provincia "I costi della sicurezza – aggiornamento 2012 Normativa e Applicazioni" i costi delle palancole sono stati inseriti nei costi della sicurezza mentre le palificate nei lavori. Infatti nell'articolo è riportato: *"Alcune opere provvisorie, infatti, sono necessarie per l'esecuzione piena e perfetta dei lavori, e quindi attengono alla produzione e non costituiscono oneri della sicurezza. Sono le opere provvisorie cosiddette "di sostegno" ovvero quelle necessarie al sostegno della struttura sino a quando essa non avrà la capacità di sorreggersi autonomamente (puntelli, armature, centine, ecc.). Altre, ovvero gli apprestamenti, sono quelle necessarie ai fini della tutela della salute e della sicurezza dei lavoratori in cantiere e quindi fanno parte dei costi della sicurezza, (ponteggi, trabattelli, ponti su cavalletto, parapetti, ecc.)."*

*Una considerazione ulteriore va fatta in merito a ciò che può essere considerato "armatura di protezione dello scavo"; certamente sono ricomprese in questa categoria tutte le armature provvisorie degli scavi ovvero sbadacchiature con qualsiasi materiale, armature metalliche a cassa aperta o chiusa, palancolati, nonché consolidamenti dei fronti o delle pareti di scavo. Analogamente va assimilata all'armatura dello scavo la sagomatura secondo l'angolo di declivio naturale del terreno e quindi l'asportazione del volume, di terreno necessario va considerato quale onere della sicurezza. Non sono invece da considerarsi oneri della sicurezza le palificate o similari quando previste espressamente in fase progettuale, sia perché non rientrano nella categoria delle opere provvisorie, ovvero provvisorie, poiché non si procede successivamente alla loro demolizione, sia perché esse sono parte integrante dell'opera collaborando alla sua staticità per mezzo della loro funzione di sostegno delle spinte del terreno. Tali opere andrebbero invece computate se la palificata non ha funzioni strutturali, ma solo di sostegno temporaneo di masse di terreno e successivamente si provvede alla loro demolizione (es. le "berlinesi")"*

## 10.1 Palancole

In corrispondenza dei pozzetti verranno inserite con vibronfissione palancole in acciaio della tipologia a forma di “U”, infisse per circa 4 m sotto la linea di fondo scavo e contrastate in sommità da puntoni in acciaio

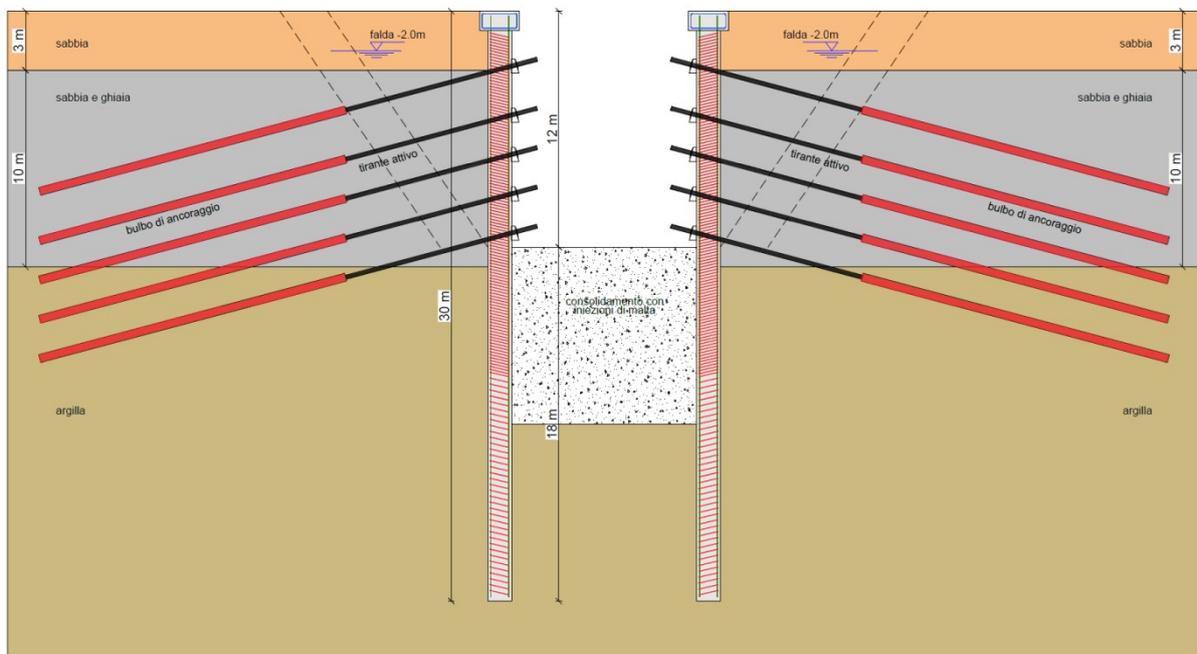


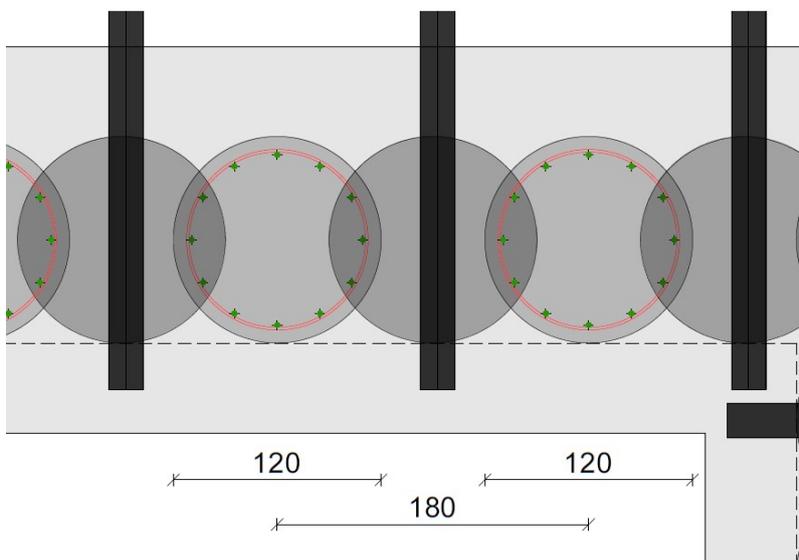
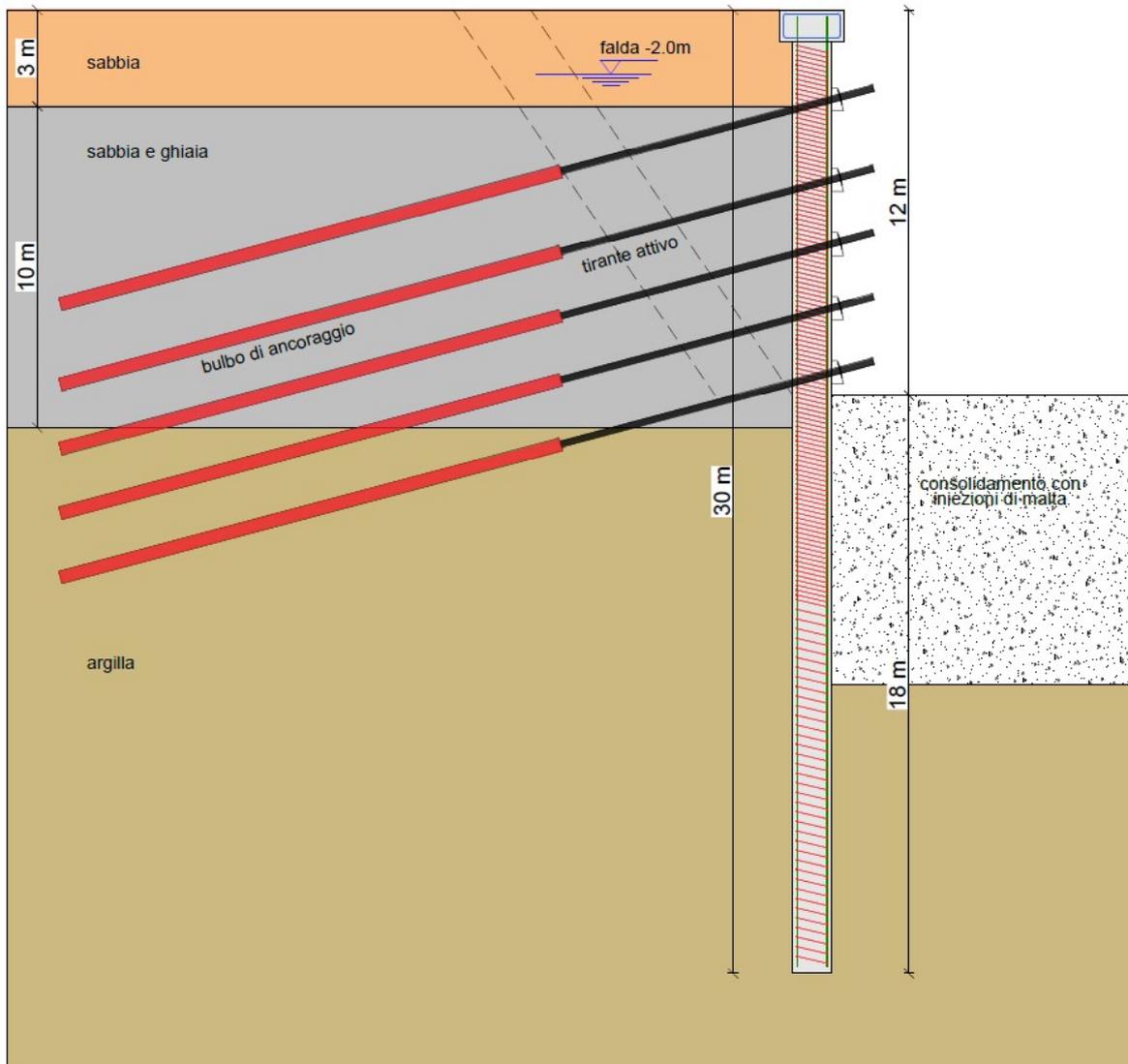
Il modello è stato eseguito con analisi FEM non lineari e i risultati sono stati confrontati con i metodi classici di corpo rigido.

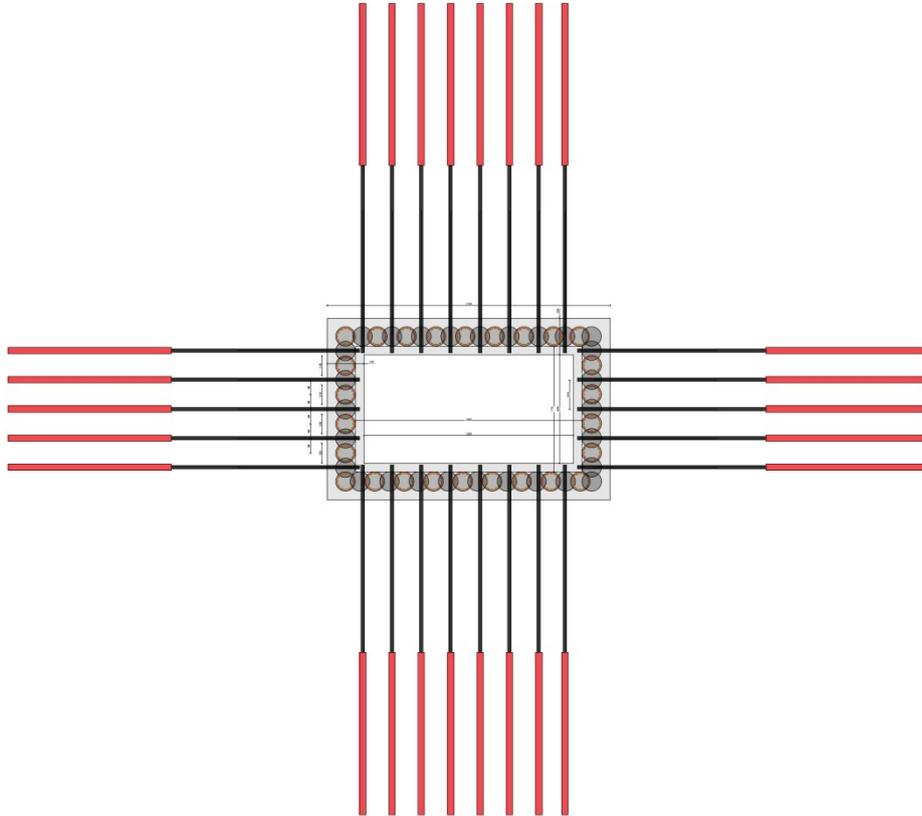
## 10.2 Palificata

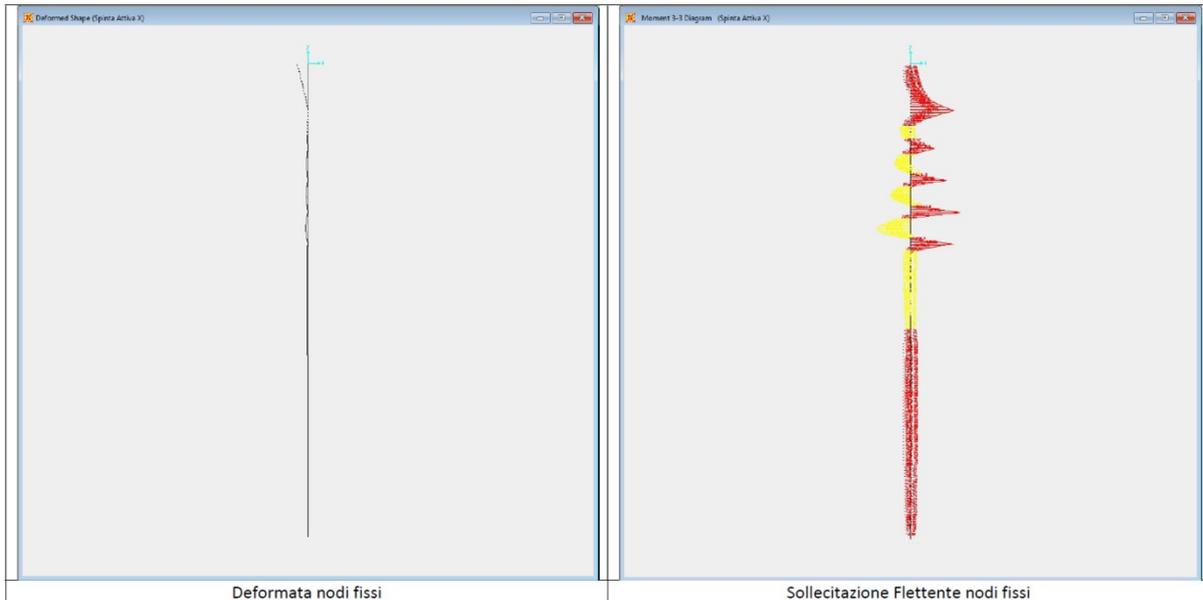
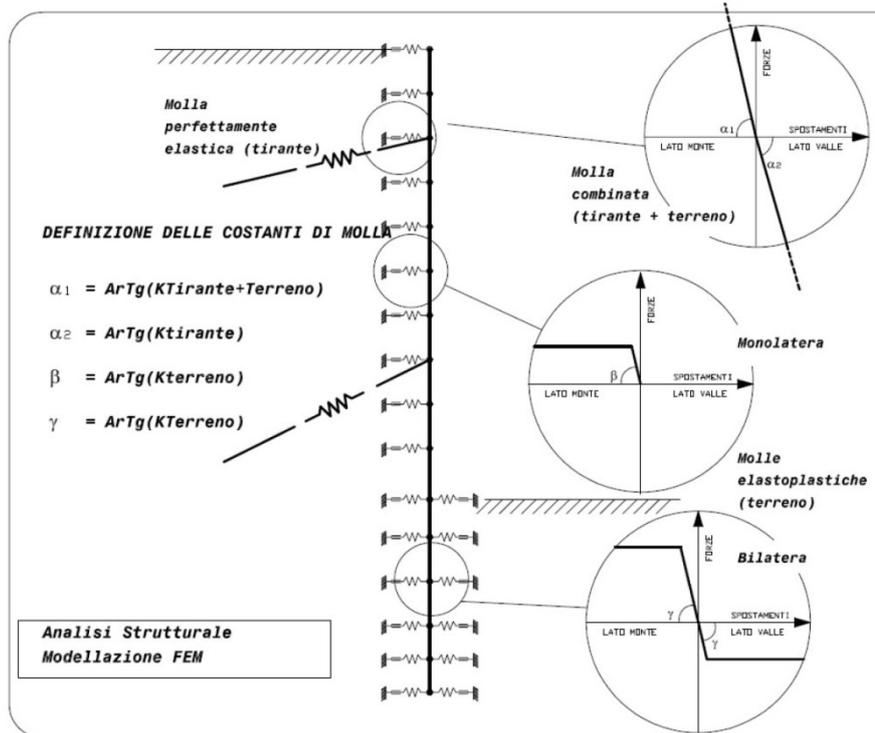
In corrispondenza dei due attraversamenti con micrutunneling, per la realizzazione dei pozzi di spinta profondi circa 12m, è stata progettata una palificata con pali secanti  $\phi 120$  realizzata con pali sacrificali, ossia senza armatura, e pali armati. La necessità è connessa alla funzione di impermeabilizzare le pareti dall'ingresso dell'acqua di falda. Sono previsti 5 ordini di tiranti in acciaio armonico pretensionati. È stato inserito un "tappo di fondo"

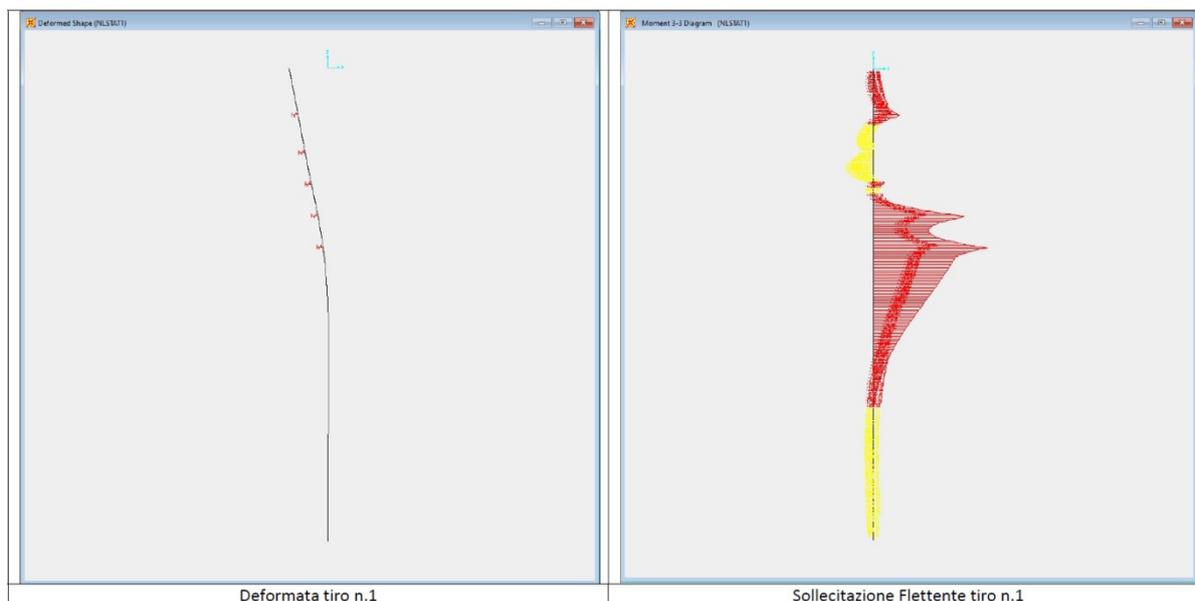
Il modello di calcolo è stato svolto con programma FEM in campo non lineare, schematizzando il terreno con molle non lineari a comportamento differente in compressione e trazione.











## 11. CONCLUSIONI

Dall'analisi geotecnica dei terreni, considerando le tipologie di opere a farsi, visti i manufatti già realizzati nei siti ove ricadranno le opere di progetto, e alla luce della lunga esperienza storica maturata su suoli di fondazione e strutture analoghe si può affermare che:

- **i terreni di fondazione delle opere in progetto sono idonei a resistere alle sollecitazioni sovrastanti (capacità portante) in situazioni ultime di carichi sia di tipo statico che di tipo dinamico.**
- **Non sono prevedibili, per le opere in progetto, dei cedimenti rilevanti (in situazioni di carichi d'esercizio) che possano pregiudicarne la perfetta funzionalità nell'arco della loro vita utile.**