

1. OGGETTO DELLA RELAZIONE

In accordo con quanto richiesto nel paragrafo 5 – *Indagini da produrre* della relazione geologica a base di gara, il Concorrente ha attentamente analizzato i seguenti aspetti:

- tecnologie utilizzate per le lavorazioni sotto falda, laddove previste;
- stima dei cedimenti indotti a seguito delle lavorazioni in un congruo intorno del sito di intervento.

Nel seguito della relazione, mentre si rimanda alla apposita relazione geologica del progetto definitivo per tutto quanto concerne l'inquadramento generale dell'area anzidetta ed i dettagli delle indagini geognostiche eseguite, si richiamano innanzitutto i principali lineamenti della costituzione del sottosuolo e successivamente si illustrano i risultati delle prove geotecniche appositamente effettuate, in base ai quali si definiscono il modello geotecnico del sottosuolo dell'area di interesse e la categoria di sottosuolo ai quali fare riferimento per la progettazione delle opere da realizzare, ed in particolare delle nuove fognature.

Con riferimento a queste ultime, si esaminano infine le principali problematiche di carattere geotecnico connesse con la loro costruzione e si illustrano altresì le soluzioni tecniche previste per minimizzare ogni possibile interferenza con le strutture e le infrastrutture preesistenti, soprattutto per quanto concerne gli eventuali cedimenti.

2. RICHIAMI SULLA COSTITUZIONE DI INSIEME DEL SOTTOSUOLO

L'area interessata dalle opere in oggetto ricade in prossimità del margine orientale della città di Napoli, ed è rappresentata, dal punto di vista morfologico, da una pianura che, in epoche relativamente recenti, ha subito una intensa attività antropica che ne ha modificato in maniera significativa l'andamento originario del piano campagna.

Più in particolare, l'area ricade nella zona di transizione tra l'ambiente palustre e la fascia costiera, ed è stata interessata in passato sia dall'attività vulcanica del Somma Vesuvio che, in minor misura, da quella del complesso dei Campi Flegrei. A grandi linee, il sottosuolo risulta costituito, partendo dal basso e procedendo verso il piano campagna, da:

- terreni piroclastici di origine vesuviana in facies litoide;
- una successione di sabbie di origine marina e/o vulcanica;
- riporti da attività antropica.

Localmente si riscontra inoltre la presenza di sabbie e pomici vulcaniche, nonché livelli humificati tipici di un ambiente di deposizione di tipo palustre.

3. INDAGINI ESEGUITE E RELATIVI RISULTATI

Le indagini eseguite sono consistite in:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo, spinto fino alla profondità massima di 30 m dal p.c.;
- n. 3 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT;
- n. 1 prova sismica in foro tipo down-hole;
- rilievo della profondità della falda idrica sotterranea;
- analisi di tutti i dati piezometrici disponibili e loro elaborazione sotto forma di carta delle isopieziche relativa all'intera area interessata dai lavori in oggetto.

Si è inoltre tenuto dei dati relativi a precedenti lavori eseguite nella medesima area ed in aree ad essa immediatamente adiacenti.

3.1 Costituzione del sottosuolo

Il sondaggio geognostico appositamente eseguito ha permesso di confermare pienamente quanto noto in merito alla costituzione di insieme del sottosuolo. Oltrepassato un primo strato superficiale rappresentato dalla pavimentazione stradale, è stata infatti posta in luce la presenza, fino ad 1.5 m di profondità dal p.c., di un sottile strato di sabbie limose di origine palustre, e, al disotto di questo, una successione di sabbie da medio fini a grosse che si estende fino alla massima profondità investigata, pari a 30 m. La successione

anzidetta è interrotta, fra i 16 m ed i 17 m circa di profondità, da un livello di tufo grigio vulcanico, carotato sotto forma di scorie tufacee in matrice sabbiosa.

3.2 Rilievo della falda idrica

La falda è in genere piuttosto superficiale, come confermato dal sondaggio appositamente eseguito tra via G. Ferraris e via Gianturco, dove è stata rinvenuta alla profondità di circa 1.50 m dal piano stradale.

Indicazioni di carattere più generale, e soprattutto riguardanti un'area molto più estesa, possono essere tratte dalla Fig. 1, dove è sintetizzato, sotto forma di isopieziche, il risultato di uno studio di dettaglio che ha compreso l'esame di circa 50 piezometri. Come si osserva da tale figura, nell'area di via G. Ferraris, via Sant'Erasmo alle Brecce e via Gianturco la falda si trova per lo più intorno a q.ta (+0.80) e (+1.20) m slmm, ed è caratterizzata da un gradiente decisamente basso. Un andamento alquanto più variabile, ovvero con gradienti decisamente più elevati, si riscontra invece nell'area di via Nuova delle Brecce, dove la quota del pelo libero passa rapidamente, spostandosi da Nord verso Sud, da (+5.20) m a (+1.80) m slmm.

Ne consegue che in quest'ultima area i lavori in progetto interferiranno solo in misura molto limitata con la falda, mentre nella prima il fondo degli scavi da eseguire risulterà molto spesso al disotto del pelo libero.

3.3 Prove penetrometriche

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche tipo SPT sono sintetizzati, in forma grafica, nel diagramma di Fig.2, dal quale si rileva che il numero di colpi N_{SPT} varia tra 15 e 23 passando dai 4 m ai 15 m circa di profondità. Dalla stessa figura si rileva anche che la prova eseguita intorno ai 9.0 m di profondità è arrivata a rifiuto, probabilmente per la presenza di elemento litoide.

I risultati anzidetti, con l'esclusione della prova a 9.0 m che per quanto detto risulta non rappresentativa, sono stati elaborati mediante alcune ben note correlazioni semi-empiriche riportate nella letteratura tecnica specializzata al fine di ricavare alcune proprietà geotecniche di interesse dei terreni investigati. Più precisamente, una volta applicata la correzione suggerita da Terzaghi per le prove eseguite in presenza di falda per le quali risulta $N_{SPT} > 15$, si sono utilizzate le seguenti correlazioni:

- Gibbs & Holtz (1957) e Bazaraa (1962) per determinare la densità relativa DR;

- Shioi & Fukuni (1982) e Hatanaka & Uchida (1996), per ricavare l'angolo di attrito in termini di tensioni efficaci ϕ' ;
- Denver (1982) e Ohta & Goto (1978) per ottenere rispettivamente il modulo di deformazione secante E_s ed il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 .

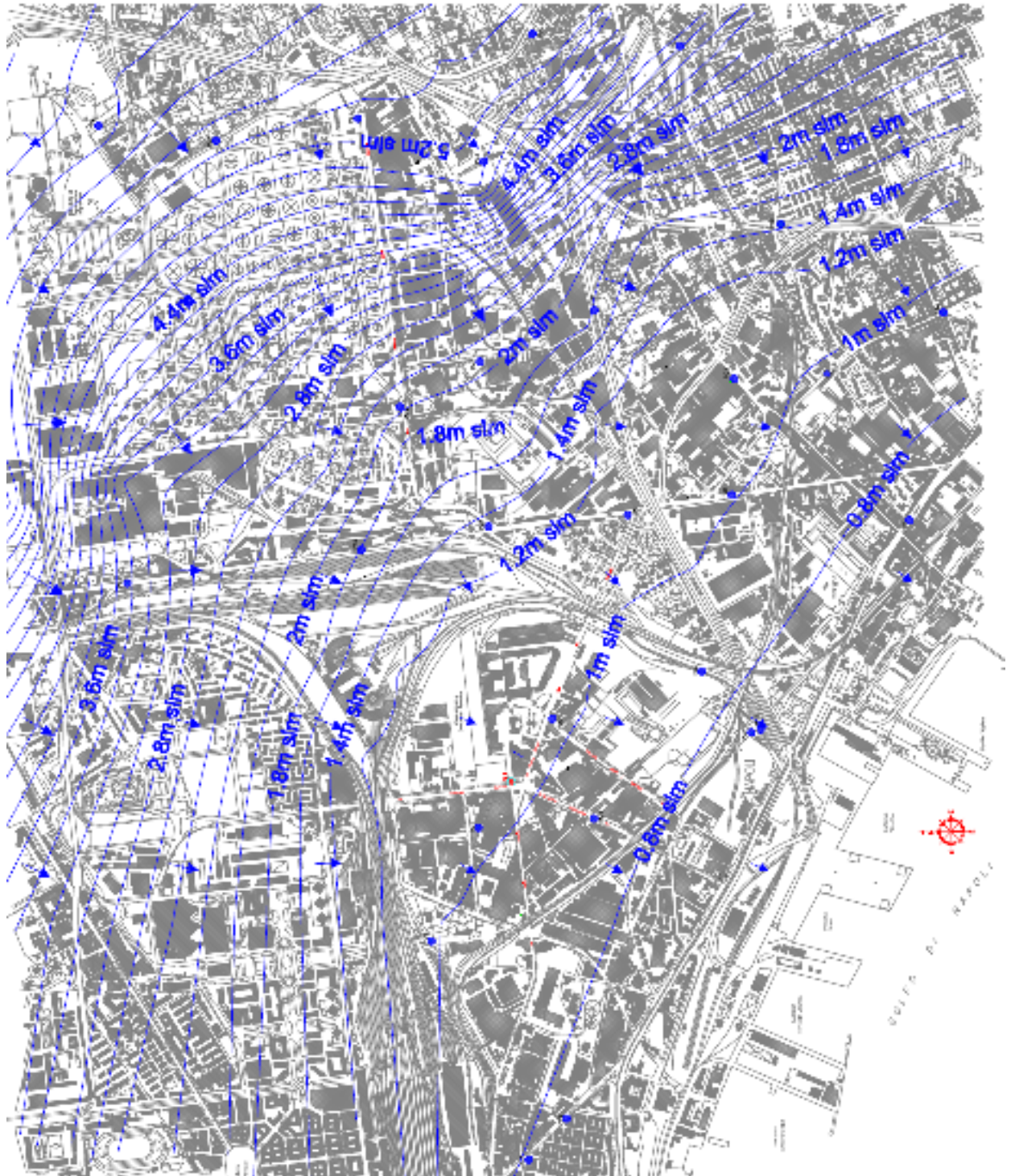


Fig. 1 – Stralcio planimetrico con isopieziche

I risultati delle elaborazioni anzidette sono ordinatamente riportati nei diagrammi delle Figg. 3÷8.

Dalle Figg. 3 e 4 si rileva che la densità relativa varia con la profondità tra il 70% ed 60% circa facendo riferimento alla correlazione di Gibbs & Holtz, mentre utilizzando quella di Bazaraa si ottengono valori intorno al 45%.

Per quanto riguarda l'angolo di attrito, Shioi & Fukuni (Fig. 5) forniscono valori intorno a $30^{\circ}\div 32^{\circ}$; secondo Hatanaka & Uchida, invece, l'angolo di attrito è mediamente pari a 35° (Fig. 6).

Il modulo di deformazione E_s , come si ricava dalla Fig. 7, è mediamente pari a $25\div 30$ MPa nell'ambito dei primi 15 di profondità, mentre il modulo di taglio G_0 (Fig. 8) è caratterizzato da una maggiore variabilità, passando da circa 22 MPa nei primi metri di profondità a 40 MPa a 15 m. Si osserva comunque che i valori sopra riportati di E_s e G_0 , tenuto conto della relazione che intercorre tra G ed E e del fattore di riduzione che bisogna applicare ai valori ricavati per le piccole deformazioni per renderli applicabili ai problemi reali, sono in buon accordo tra di loro.

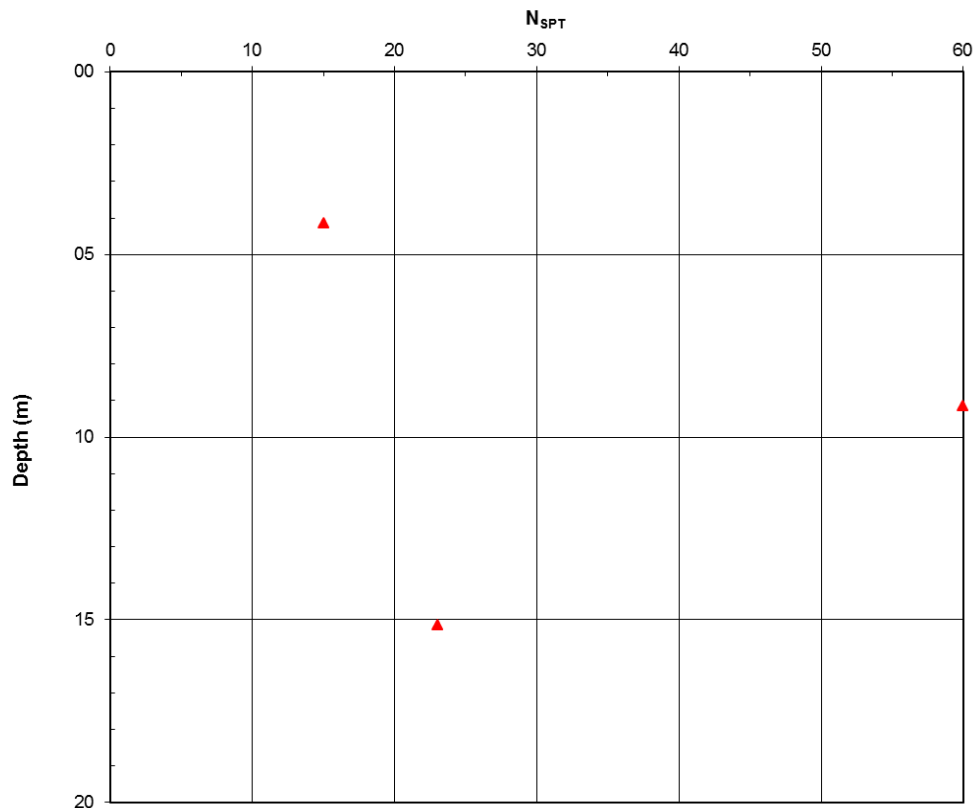


Fig. 2 – Numero di colpi N_{SPT}

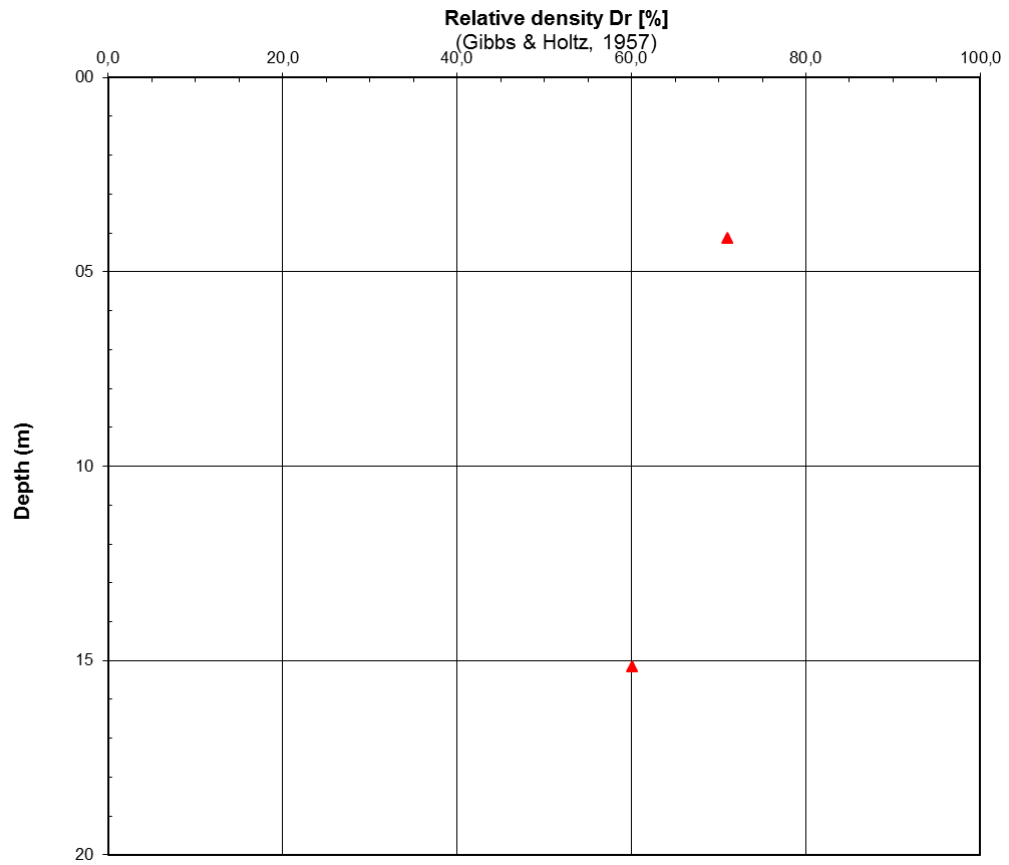


Fig. 3 – Densità relativa (Gibbs e Holtz, 1957)

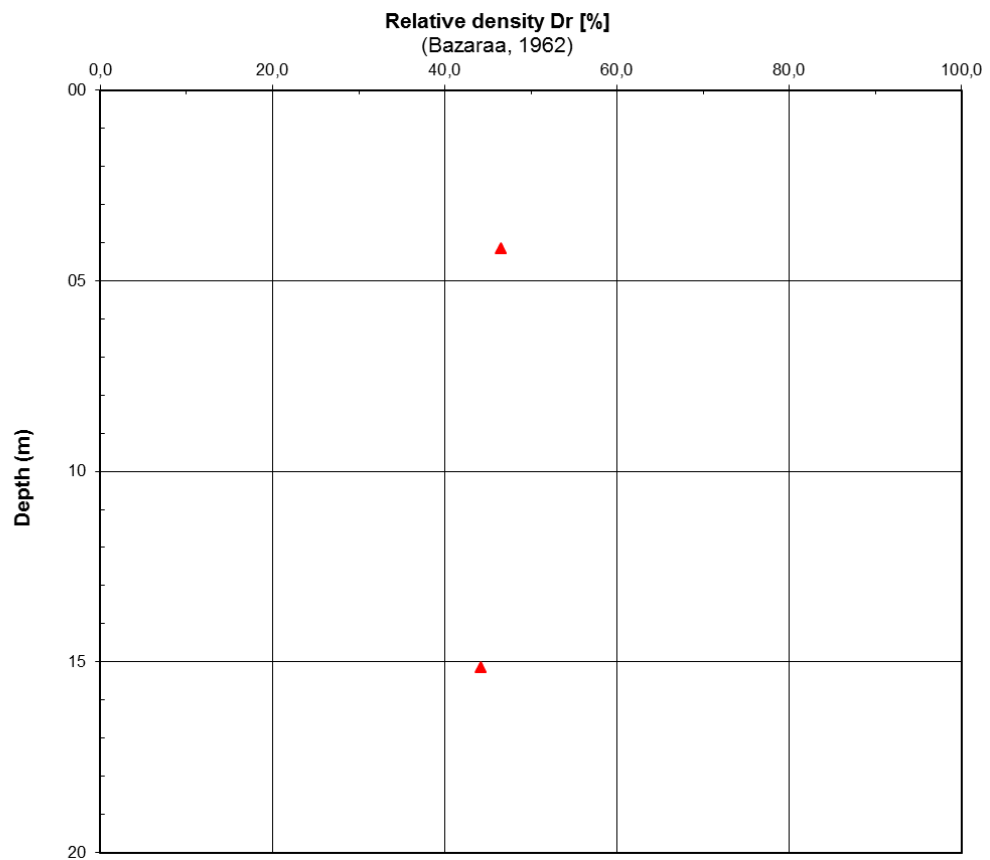


Fig. 4 – Densità relativa (Bazaraa, 1962)

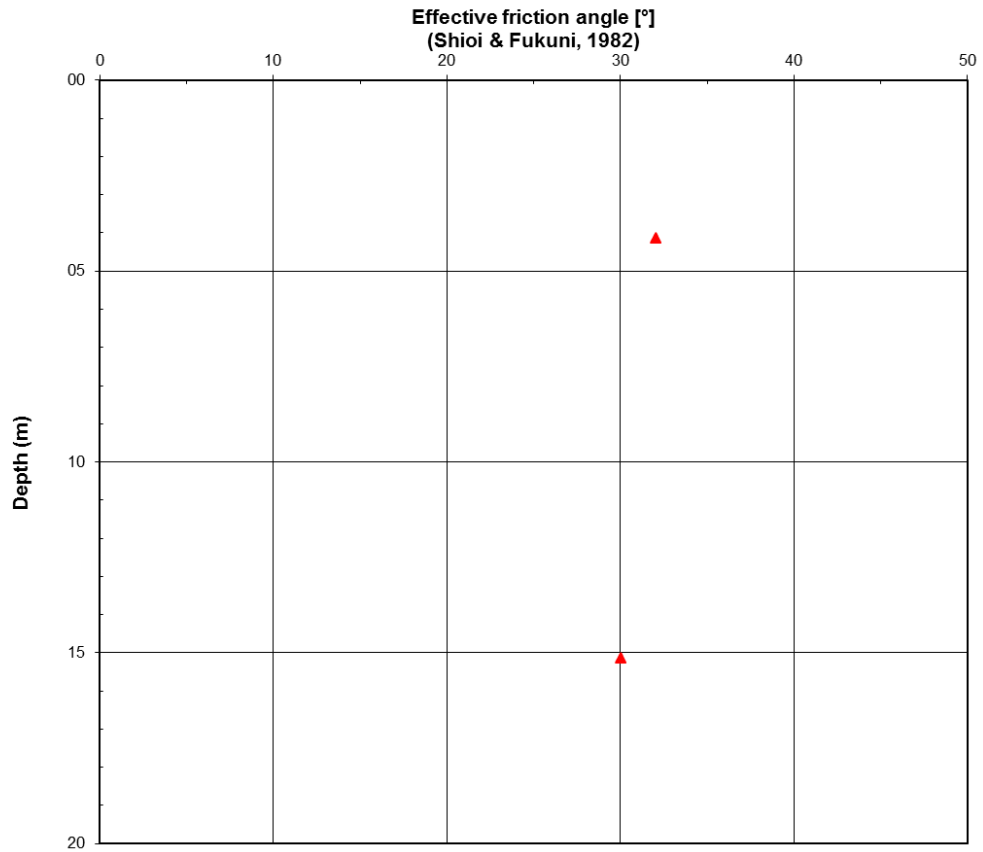


Fig. 5 – Angolo di attrito ϕ' (Shioi & Fukuni, 1982)

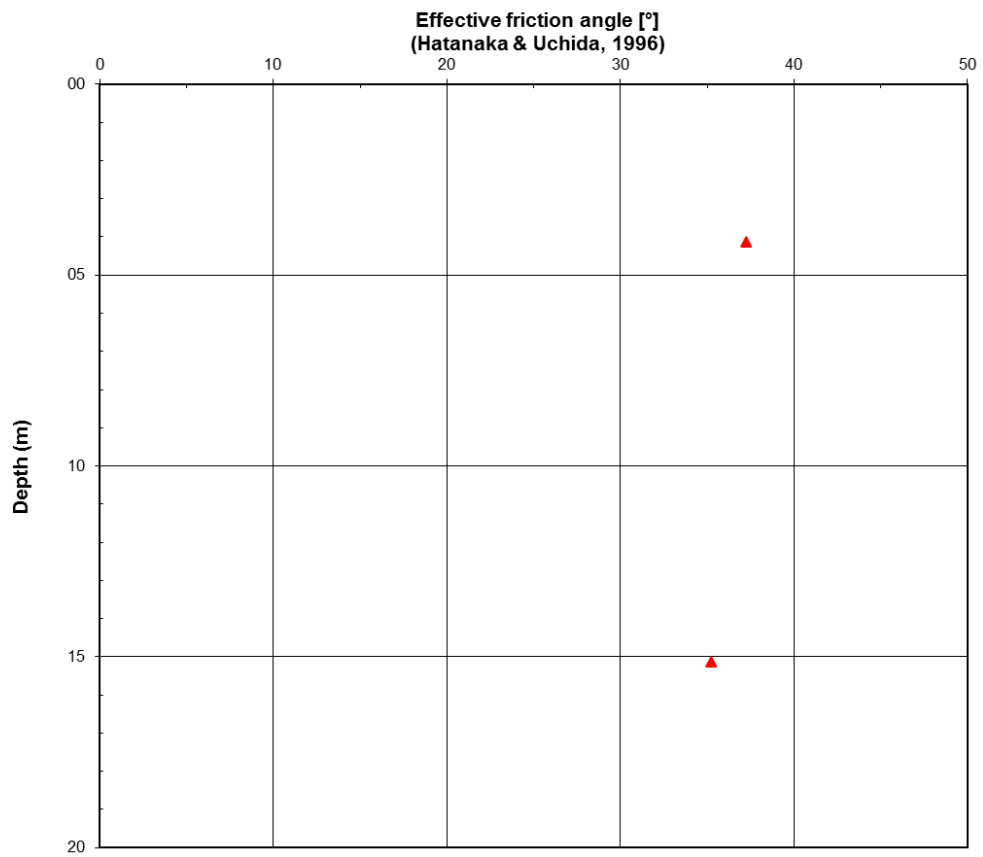


Fig. 6 – Angolo di attrito ϕ' (Hatanaka & Uchida, 1996)

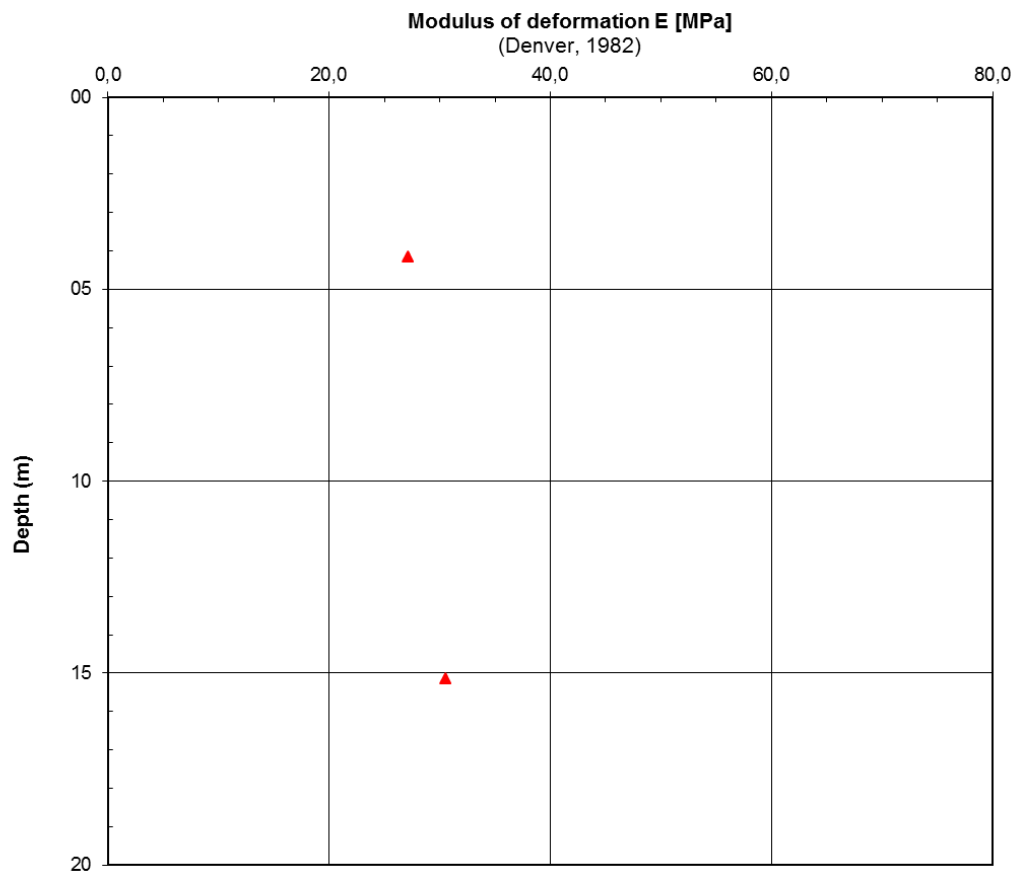


Fig. 7 – Modulo di deformazione E (Denver, 1982)

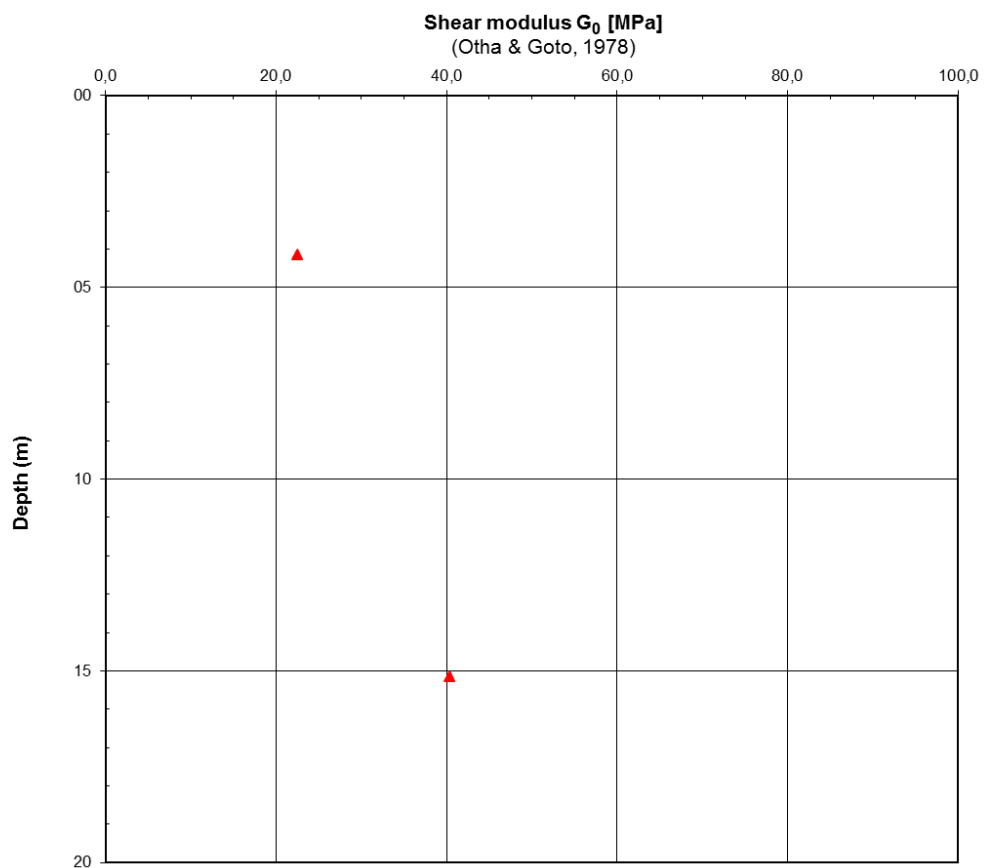


Fig. 8 – Modulo di taglio G_0 (Ohta & Goto, 1978)

3.4 Prova down-hole

Al fine di definire la categoria del sottosuolo in chiave sismica ai sensi della norme tecniche vigenti (NTC 2008), è stata effettuata una prova sismica in foro tipo down-hole.

Richiamando i risultati riportati estesamente nella già citata Relazione geologica, la prova ha fornito velocità delle onde di taglio V_s crescenti con la profondità, con un valore medio, nell'ambito dei primi 30 m di profondità, pari a 361 m/s. In accordo con la normativa, tale valore è appena maggiore del limite inferiore dell'intervallo di velocità corrispondente alla categoria di sottosuolo B.

Si osserva infine che a partire dalle velocità V_s misurate nel corso della prova in parola si ricavano valori del modulo di taglio G_0 in discreto accordo con quelli prima ottenuti attraverso l'elaborazione delle prove penetrometriche.

4. MODELLO GEOTECNICO E CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

Alla luce dei risultati delle indagini eseguite e delle successive elaborazioni illustrate nel precedente paragrafo, e tenuto conto altresì di quanto già noto in relazione all'area di interesse attraverso precedenti esperienze, ai fini della realizzazione dei lavori in oggetto può trascurarsi lo strato più superficiale rappresentato da materiali di riporto antropico ed assumere un modello di sottosuolo costituito da un unico strato di terreno costituito da sabbie prevalentemente fini e/o limose, e subordinatamente medie e grosse.

I valori caratteristici dei principali parametri fisici e meccanici, rappresentativi dei terreni presenti nell'ambito dei primi 15 m di profondità circa dal p.c., sono riportati in Tabella 1. Più in particolare, nella Tabella sono ordinatamente riportati i valori del peso dell'unità di volume γ ; del peso immerso dell'unità di volume γ' ; dell'angolo di attrito ϕ' e della coesione c' , entrambi espressi in termini di tensioni efficaci, e del modulo di deformazione secante E_s .

Prof. da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)
da 0.00 a 15.00	18	9	30÷35	0	25÷30

Tabella 1 – Valori caratteristici dei principali parametri fisici e meccanici

Per quanto riguarda la classificazione sismica secondo quanto previsto dalle norme tecniche vigenti (NTC 2008, di cui al DM 14.01.2008), la prova down-hole appositamente eseguita ha fornito come si è detto un valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di

profondità pari a 361 m/s, praticamente corrispondente al limite inferiore stabilito per la categoria B.

5. PROBLEMATICHE CONNESSE CON LE RELAZIONI SOTTO FALDA E SOLUZIONI TECNICHE PREVISTE

La realizzazione dei nuovi tratti di fognatura in progetto comporta l'esecuzione di scavi di altezza variabile fino ad un massimo di circa 3.5÷4.0 m dal p.c. in corrispondenza di via Brece a Sant'Erasmo, e per lo più intorno ai 2.0÷2.5 m per gli altri tratti.

La presenza della falda a modesta profondità dal p.c., con la sola esclusione di parte di via Nuova delle Brece, nonché le condizioni al contorno quali la presenza di fabbricati e strutture a breve distanza dagli scavi, ed il traffico veicolare, impongono l'adozione di opportune metodologie di scavo in relazione allo specifico contesto nel quale si dovrà operare.

Particolare attenzione, tenuto conto delle prevalente presenza di terreni sabbiosi, e della necessità di operare scavi di profondità superiore a quella della falda idrica sotterranea, deve essere necessariamente posta alla possibilità che si inneschino fenomeni di instabilità del fondo degli scavi dovuti a sifonamento. Come è noto, infatti, tali fenomeni risultano molto pericolosi sia per le maestranze impegnate nei lavori, sia per le macroscopiche ripercussioni che solitamente si manifestano nell'intorno dell'area.

Tenuto debitamente conto di tutto quanto sopra, e della profondità comunque limitata degli scavi da eseguire, si è ritenuto opportuno prevedere l'utilizzo sistematico di idonei sistemi di armatura o blindaggio degli scavi, quali ad esempio cassoni autoaffondanti o analoghi, eventualmente abbinati all'installazione di puntoni provvisori.

Per quanto riguarda l'interazione con la falda sotterranea, si evidenzia che l'utilizzo di condutture in PRFV o similari consente di eseguirne la posa senza particolari difficoltà anche in presenza di acqua, con l'unica accortezza di prevedere una apposita zavorratura. Non si è previsto pertanto alcun intervento volto a modificare in qualche misura il naturale andamento della falda, ed in particolare nessun abbassamento del suo livello attuale, neanche per brevissimi periodi.

6. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DAI LAVORI DA REALIZZARE

Lo studio approfondito delle più idonee metodologie esecutive, quali descritte nel paragrafo precedente, consente praticamente di azzerare i cedimenti potenzialmente indotti dalle operazioni di scavo da eseguire.

E' infatti chiaro ed evidente che, in linea di principio, i cedimenti derivanti dalla realizzazione delle nuove fognature sarebbero da ricondurre essenzialmente a due cause principali:

- instabilità delle pareti laterali degli scavi, o comunque eccesso di deformazione delle opere destinate a sostenere le pareti stesse;
- alterazione dello stato tensionale nell'intorno degli scavi, ed in particolare incremento delle tensioni efficaci, conseguente all'abbassamento –sia pure temporaneo- del livello della falda idrica sotterranea per poter eseguire la posa delle condutture “all'asciutto”.

Nel caso specifico, le soluzioni previste sono state definite proprio per contrastare nella maniera più efficace possibile l'insorgere di cedimenti rispetto ad entrambe le cause anzidette, riducendoli di fatto praticamente a zero. Da un lato, infatti, il ricorso ad un idoneo sistema di blindaggio delle pareti, unitamente a contrasti provvisori ove necessari, eviterà non solo che si possano innescare fenomeni di instabilità delle pareti, ma anche che i terreni nell'intorno dell'area direttamente interessata dai lavori possa subire detensionamenti apprezzabili.

Dall'altro, il poter eseguire la posa delle fognature in presenza di acqua, ovvero senza procedere ad alcun aggotamento, anche se temporaneo, assicura innanzitutto che non potranno verificarsi fenomeni di sifonamento, che potrebbero risultare estremamente dannosi per le strutture circostanti. In senso più generale, ciò consente di rimuovere completamente, di fatto, la seconda delle possibili cause di cedimento prima menzionate.

Ne consegue, in definitiva, che grazie alle soluzioni previste sono del tutto da escludersi cedimenti ingegneristicamente apprezzabili.

7. ZAVORRAMENTO DELLE CONDOTTE

Un ultimo aspetto preso in esame in sede di progettazione definitiva riguarda il problema dello zavorramento e appesantimento delle tubazioni, dal momento che la posa avviene in terreni caratterizzati da una falda superficiale, e quindi risulta concreto il rischio che la sottospinta dell'acqua possa creare deformazioni non previste alla condotta, con conseguente riduzione della capacità di tenuta delle giunzioni, ovvero tensioni eccessive nel materiale. Allo scopo di limitare la massima deformazione della tubazione, è possibile schematizzare il tratto posato in falda come una trave vincolata alle estremità (ubicate in corrispondenza dei margini dell'area) e sottoposta alla spinta di galleggiamento, che risulta pari, per unità di lunghezza, a:

$$p_u = \frac{\pi D^2}{4} \gamma_w - \pi D t \gamma_c \quad (1)$$

in cui γ_w e γ_c rappresentano, rispettivamente, il peso specifico dell'acqua e del materiale di cui è costituita la condotta, mentre D e t indicano il diametro e lo spessore della tubazione.

Ammettendo che la tubazione sia fissa alle estremità e trascurando quindi ogni spostamento in direzione assiale, è possibile osservare come la massima deformazione della condotta si incrementi all'aumentare dell'estensione dell'area in falda, per poi progressivamente ridursi dopo aver raggiunto un massimo. La dimensione critica dell'area soggetta a liquefazione W_{cr} può essere calcolata uguagliando la massima deformazione flessionale della condotta (soggetta ad uno spostamento pari a δ):

$$\varepsilon_b = \frac{\pi^2 \delta D}{W^2} \quad (2)$$

alla deformazione conseguente ad una forza p_u per unità di lunghezza:

$$\varepsilon_b = \frac{p_u W^2}{3\pi E t D^2} \quad (3)$$

Risulta quindi:

$$W_{cr} = \sqrt[4]{\frac{3\pi^3 E t \delta D^3}{p_u}} \quad (4)$$

in cui si è posto δ , che rappresenta il massimo sollevamento consentito della tubazione, assunto cautelativamente pari a 10 cm.

Per semplicità costruttiva, ed operando a vantaggio di sicurezza, si prevede pertanto di realizzare appesantimenti con interasse non superiore a 12 m. Il peso degli elementi di appesantimento verrà determinato per ciascun tratto sulla scorta dell'effettiva profondità della falda, in modo da garantire un adeguato coefficiente di sollevamento nei confronti del galleggiamento delle tubazioni. Detti appesantimenti verranno realizzati in cls a forma di "cavallotto" e posizionati lungo la condotta tra i due pozzetti (quindi per tronchi di 25 m).