



Risorse liberate nell'ambito POR 2000/2006  
MISURA 1.1. - fondo FESR

Codice CUP: E73D13001190006

**COMPLETAMENTO ED ESTENDIMENTO  
DELLA RETE IDRICA E FOGNARIA A SERVIZIO DEL CENTRO ABITATO E  
DELL'AREA URBANA DI PORTO CESAREO E LOCALITA' LA STREA (LE)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

Il Responsabile del Procedimento

*ing. Maria BARILE*



Progettista della rete idrica:

*ing. Antonio GAI*

**Direzione Operativa**

Reti/Distribuzione e Fognatura, Impianti (MAT)  
Area Ingegneria

Progettista delle opere elettriche  
ed elettromeccaniche:

*ing. M. Alessandro SALIOLA*

Il Responsabile Area

*ing. Emilio TARQUINIO*

Progettista delle opere in c.a.:

*ing. Tommaso DI LERNIA*

Responsabile del Progetto  
e Progettista della rete fognaria:  
*ing. Leonardo INDELLICATI*

*Emilio Tarquinio*

Coordinatore della Sicurezza in  
Fase di Progettazione:  
*p.i. Luigi DEL POPOLO*

Elaborato:

**ED.01.04**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

Prot. N°: 12/12/2013 - 131282	Data: giugno 2014	Nome file:
Cod. Progetto: P9110	Cod. SAP: 220000000641	Scala:

0		Emesso per progetto ESECUTIVO	/	/	/
rev.	data	descrizione	dis.	contr.	appr.

Acquedotto Pugliese S.p.A. - Via Vittorio Emanuele Orlando, n.c. Tel. 080.5723858/3940 - Fax 080.5723628



## **INDICE**

1.	GENERALITA'.....	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3.	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA .....	5
4.	SISMICITA' DELL' AREA.....	9
4.1	LA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	9
4.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	11
5.	INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE.....	13
5.1	SONDAGGIO GEOGNOSTICO .....	14
5.2	INDAGINI SISMICHE A RIFRAZIONE .....	14
6.	MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	17
6.1	CLASSIFICAZIONE DELL' AMMASSO ROCCIOSO.....	18
6.2	PARAMETRI FISICI ED ELASTICI DEL SOTTOSUOLO.....	20
6.3	MODELLO GEOTECNICO .....	22
6.4	COEFFICIENTE DI WINKLER.....	23
7.	SCELTE PROGETTUALI .....	26
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	26
8.1	STATI LIMITE ULTIMI.....	26
8.1.1	Verifica della capacità portante del terreno (GEO).....	38
8.1.2	Resistenza rispetto al collasso per scorrimento sul piano di posa (EQU).....	42
8.2	STATI LIMITE D'ESERCIZIO.....	45
9.	STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO.....	55
10.	CONCLUSIONI.....	57

## 1. GENERALITA'

La presente relazione è redatta nell'ambito del Progetto Esecutivo per il “Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)”.

Dal punto di vista prettamente strutturale, in progetto sono previste le opere in cemento armato descritte nel seguito.

- Impianto di sollevamento fognario in c.a. gettato in opera

L'impianto, ubicato nel centro storico di Porto Cesareo (vedi fig. 1.1) sarà completamente interrato e avrà la forma esterna di un parallelepipedo la cui struttura portante sarà essenzialmente costituita da:

- una platea di fondazione di forma rettangolare, (avente in pianta le dimensioni 4,64 x 2,14 m e uno spessore  $s = 30$  cm);
- n.4 pareti perimetrali (aventi un'altezza  $h = 3,22$  m e uno spessore  $s = 30$  cm);
- una piastra di dimensioni uguali a quella di fondazione, ma caratterizzata da 4 fori rettangolari di dimensioni 120 x 60 cm e 2 fori rettangolari di dimensioni 70 x 50 cm (destinati rispettivamente all'eventuale transito del personale addetto e al passaggio delle apparecchiature e che saranno coperti da appositi chiusini del tipo carrabile D400) e da un foro circolare di diametro  $\phi = 16$  cm (per il passaggio dell'organo di manovra della paratoia inserita all'interno del manufatto).

Le dimensioni nette interne saranno pari a 4,04 x 1,54 m mentre l'altezza netta interna risulterà pari ad  $h = 2,92$  m.

Al suo interno, inoltre, il manufatto presenterà:

- un setto divisorio di fondo (avente una lunghezza  $L = 4,04$  m, un'altezza  $h = 1,72$  m, uno spessore  $s = 15$  cm e caratterizzato, alla base ed in posizione centrale, da un foro quadrato di lato  $l = 30$  cm), che dividerà la vasca in due zone distinte (in cui alloggeranno le n. 2 elettropompe sommerse di progetto e che risulteranno in comunicazione grazie al foro precedentemente descritto la cui chiusura sarà regolata, durante eventuali operazioni di manutenzione, da un'apposita paratoia che permetterà il by-pass di una delle due);

- un piccolo vano di manovra superiore (avente una lunghezza  $L = 1,54$  m, una larghezza  $l = 1,20$  m e un'altezza  $h = 1,20$  m) ricavato grazie ad una parete ed una soletta interna (entrambi aventi spessore  $s = 20$  cm).

Sulla platea di fondo del manufatto verranno realizzate idonee pendenze con cls magro.

Tutte le superfici interne verranno protette con idonea malta bicomponente impermeabilizzante, mentre in copertura è prevista la posa di uno strato di malta di allettamento al di sotto di una pavimentazione in pietrini di cemento.

Su due delle 4 pareti perimetrali saranno previsti dei fori d'apertura per consentire il passaggio delle tubazioni di ingresso (DN200) e di uscita (DN150).



*Fig. 1.1 - Ortofoto del sito di ubicazione dell'impianto di sollevamento fognario*

- Pozzetti d'ispezione prefabbricati in c.a.

In progetto sono previsti numerosi pozzetti idrici e fognari (di scarico, sfiato e ispezione) costituiti dall'assemblaggio di elementi prefabbricati in c.a. aventi spessori previsti dalle ditte produttrici e tipologie e ingombri specificate nelle tavole di progetto.

Vista la loro collocazione su strada, tutti i pozzetti dovranno prevedere delle solette di copertura di tipo carrabile.

Ciascun componente del manufatto dovrà sopportare, singolarmente e globalmente, le azioni statiche e sismiche dovute essenzialmente ai pesi strutturali, ai carichi permanenti, alla spinta dei terreni e dell'eventuale falda presente e ai sovraccarichi stradali.

Coerentemente con quanto prescritto nel DM 14/01/2008 - “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, le analisi di progetto effettuate sono basate sui modelli geotecnici dedotti dalle specifiche indagini descritte di seguito e che sono state definite in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

La presente relazione contiene, quindi l'analisi delle scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al par. 6.2.2 del DM 14/01/2008, finalizzata ai calcoli per il dimensionamento geotecnico dell'impianto di sollevamento fognario descritto in precedenza.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- Legge n°1086 del 05/11/1971 - “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 02/02/1974 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”;
- Deliberazione della Giunta Regione Puglia n. 153 del 02/03/2004 - “L.R. Puglia 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 - Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipo-logie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi.”;
- DM LL.PP. del 14/01/2008 - “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 02/02/2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14-01-2008”.
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali;
- Eurocodice 7.2 e 7.3 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio e Progettazione assistita con prove in sito;
- Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura 2003).

### 3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

L'area d'interesse progettuale è inclusa in una parte del versante occidentale ionico della Penisola Salentina, dove il rilievo, inciso per la maggior parte nei sedimenti cretacei, mostra anche localmente il suo tipico aspetto di tavolato a vasti piani leggermente sollevati, localmente chiamati "Serre", allungati in senso NNO - SSE e limitati tutto intorno da zone depresse dove affiorano i depositi pleistocenici.

Le zone altimetricamente più elevate corrispondono di norma agli affioramenti calcarei cretacei (max quota Serra degli Angeli 37 m s.l.m.) e alle aree più interne del territorio.

Di qui il paesaggio degrada verso la costa attraverso una serie di ripiani che si raccordano per mezzo di scarpate più o meno marcate da zona a zona, e che individuano, secondo le più recenti interpretazioni paleogeografiche, antiche linee di costa corrispondenti ad altrettanti livelli marini diversi dall'attuale.

Tale ipotesi è confermata anche dal rinvenimento, lungo alcuni punti di tali scarpate, di conglomerati calcarei ad elementi di ordine sino a decimetrico e molto levigati, e di fenomeni di bioturbazione dovuti all'azione di organismi litodomi.

Secondo un'ipotesi la configurazione complessiva del paesaggio potrebbe derivare da una spianata di abrasione cenozoica sollevata in parte durante il Miocene (emersione delle Serre) ed in parte in tempi successivi pliocenici.

Le varie scarpate, forse inizialmente rappresentate da fianchi di piega o da piani di faglia, avrebbero in seguito subito arretramento per abrasione.

Poca influenza sulla morfologia della zona ha avuto l'idrologia: mancano veri corsi d'acqua; qui e là si notano deboli incisioni erosive, solcate dalle acque soltanto in occasioni di precipitazioni molto abbondanti.

Il fondo di questi solchi, volgarmente detti "canali", è spesso messo a coltivazione, segno evidente che le acque non vi scorrono mai abbondanti.

La mancanza di veri corsi d'acqua perenni dipende dall'assenza di sorgenti nell'entroterra, dalle brevi precipitazioni e dalla natura assorbente del terreno.

Esiste inoltre un sistema di canali e bacini di raccolta artificiali, realizzato per bonificare le zone paludose presenti lungo la costa.

Per quanto l'area sia in massima parte caratterizzata da affioramenti di roccia carbonatica, i caratteri carsici di superficie, non sono fra i più evidenti e tipici.

Si notano solo esempi di piccole doline a scodella (con un diametro massimo di 30 metri) quasi esclusivamente nella fascia costiera compresa tra Torre Lapillo e Torre Castiglione; in questa zona, la disposizione sul terreno di tali morfologie, permette di individuare un allineamento collegabile con ogni probabilità a una linea di faglia.

I processi di dissoluzione carsica infatti, si impostano ed agiscono con maggiore intensità laddove la roccia è interessata da una preesistente fratturazione, dovuta a cause tettoniche.

Nelle zone costiere non urbanizzate si riconoscono i seguenti paesaggi:

- Spiaggia con cordoni dunari e ambiente di retroduna (paludi ora bonificate: Lido degli Angeli, da Scala di Furno a Torre Chianca e da qui, dopo la penisola, alla periferia di Torre Lapillo, nel piccolo tratto a W di Torre Castiglione);
- Costa bassa rocciosa frastagliata con piccole insenature e calette (da Torre Lapillo a Torre Castiglione.);
- Laguna costiera (loc. La Strea).

La laguna è compresa tra una barra costiera rocciosa (penisola della Strea ed Isole Cesaree) allungata in direzione NW-SE e il continente; comunica con il mare aperto per mezzo di un sistema di canali.

La Strea misura quasi 2 km di lunghezza per una larghezza media di 250 m; geologicamente, essa è costituita da un banco di roccia calcarenitica postcalabrianica poggiante in trasgressione sul basamento carbonatico cretaceo che affiora lungo il versante marino.

Le comunicazioni tra la laguna e il mare aperto sono possibili solo nel tratto tra la punta di P. Cesareo e quella della Strea, quasi al margine nord-occidentale della laguna; questo braccio di mare misura 700 metri circa, ma è frazionato da una serie di canaletti minori, dalla presenza di numerose isole, isolette, secche e bassifondi sia rocciosi che sabbiosi.

Le coste della laguna sono acquitrinose nella parte meridionale e sudorientale più protetta, mentre alternano tratti rocciosi e tratti sabbiosi nella parte settentrionale e nordoccidentale dove l'influenza del mare aperto può essere maggiormente risentita.

Su buona parte della laguna, la profondità dell'acqua non supera il metro o si mantiene addirittura inferiore alle poche decine di centimetri. Le profondità maggiori si riscontrano nella parte centrale del settore nord-occidentale con valori intorno ai 3.50 metri.

La profondità massima dei canali di comunicazione con il mare aperto non supera invece i 2.50 m; al di là di questa soglia, il fondale degrada con una successione di terrazzi sommersi

sino a una profondità di 15-20 m, poi scende sino a raggiungere la profondità di 40 m a circa 8 km dalla costa.

Dal punto di vista strutturale, gli strati calcarei cretacei costituenti il basamento dell'area sono caratterizzati da una struttura a pieghe blande, con assi di norma diretti NNW – SSE.

Le pieghe in qualche caso assumono un aspetto asimmetrico con gli strati costituenti il fianco nord orientale, meno sviluppato, più inclinato rispetto a quelli del fianco sud-occidentale; gli assi presentano ondulazioni.

La pendenza degli strati si aggira in media sui 5°-7° ed è rivolta sempre verso l'entroterra andando a individuare, al di là dei confini del territorio comunale, con una inversione della pendenza una sinclinale il cui asse, leggermente ondulato e con andamento NW-SE, si estende da Mass. S. Chiara a Mass. Salmenta.

Il piegamento interessa sia i calcari cretacei del basamento come pure in minor misura i depositi calcarenitici calabriani che affiorano in un esteso lembo nel nucleo della stessa piega. Ciò suppone una sovrapposizione, scalata nel tempo, di almeno due fasi di piegamento, una post cretacea e la successiva avvenuta in tempi postcalabriani.

E' riconoscibile un doppio sistema di faglie ad andamenti NO - SE e SO - NE; per l'interpretazione geometrica e meccanica di queste faglie si hanno pochi dati, in quanto non ben evidenti sul terreno.

Le faglie cartografate sono state infatti individuate solo in modo indiretto: in corrispondenza di brusche variazioni dell'assetto degli strati e di particolari allineamenti visibili nelle fotografie aeree.

Anche l'inclinazione dei piani di faglia non è stata direttamente rilevata: l'andamento sul terreno sembra indicare che si tratta di piani subverticali. I rigetti in genere non sono misurabili data la notevole uniformità litologica della sequenza calcareo-dolomitica affiorante; si suppone che l'entità massima di tali rigetti possa essere dell'ordine di poche decine di metri.

I depositi pleistocenici, trasgressivi sul basamento cretaceo, hanno in complesso una giacitura suborizzontale e mostrano quindi di essere strati interessati principalmente da fenomeni di sollevamento regionale. Sembra comunque che i depositi calabriani affioranti nella depressione tettonica della succitata sinclinale (e che rientrano solo per un breve tratto nell' area di interesse) risultano essere stati, sia pure in modo appena sensibile, interessati da un recente piegamento.

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"  
 RELAZIONE GEOTECNICA**

Il sollevamento post-calabriano della zona deve essersi verificato in più fasi prodottesi in tempi diversi, intervallati da periodi di stasi.

A favore di tale ipotesi ci sono le posizioni altimetriche dei depositi postcalabrianiani, situati presso l'attuale linea di costa, e la presenza di una serie di terrazzi orografici, situati a quote diverse e incisi nei calcari cretacei che testimoniano la permanenza del mare a vari livelli, in epoche diverse, in conseguenza delle supposte fasi di sollevamento.

Nella fig. 5.1 si riporta uno stralcio della Carta Geologica d'Italia, foglio n. 213 "Maruggio" dal quale si evince una classificazione delle principali unità geologiche che caratterizzano il sottosuolo dell'area in oggetto.

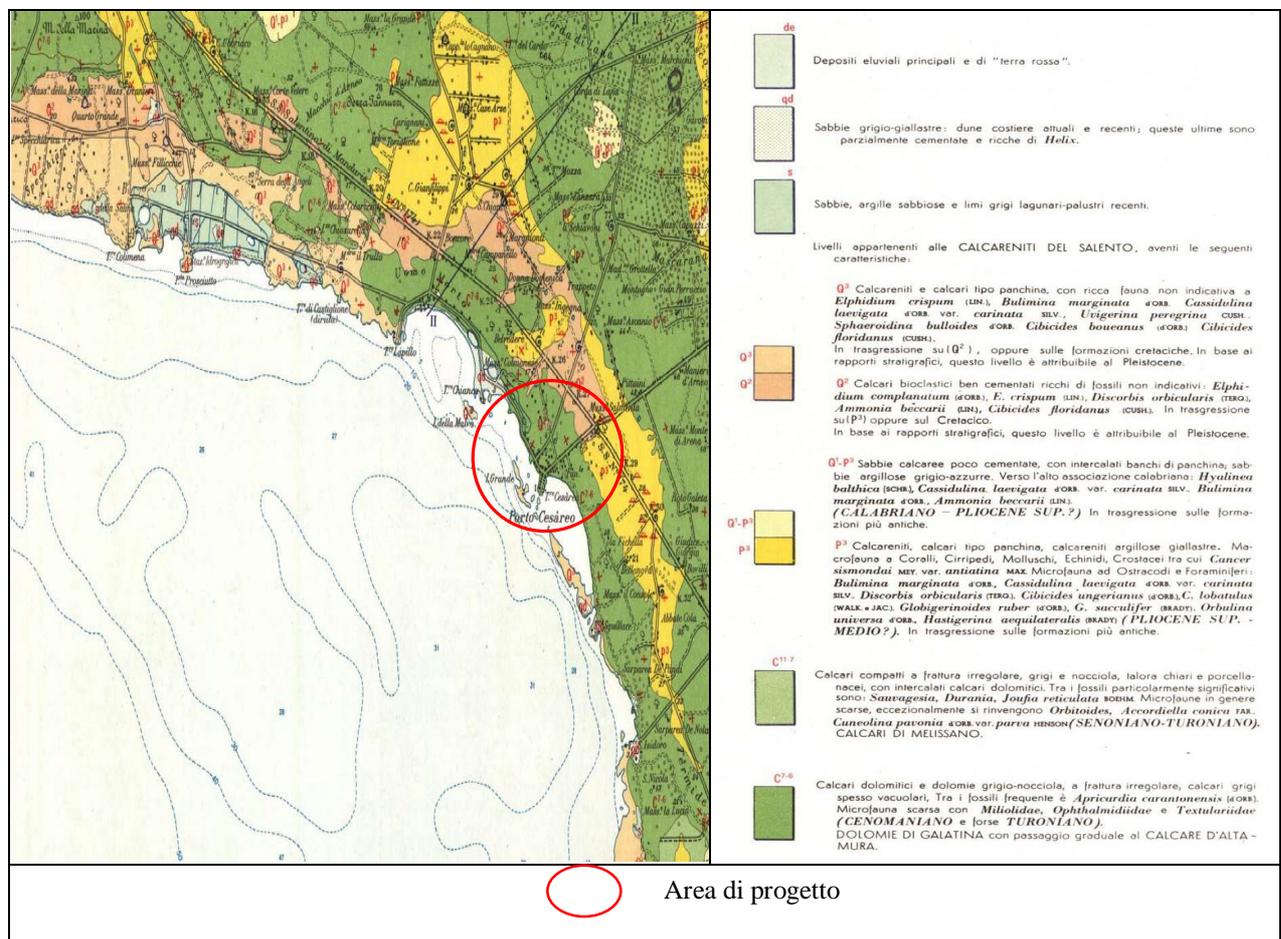


Fig. 3.1 - Stralcio del Foglio 213 della Carta Geologica D'Italia

Per qualsiasi approfondimento, si rimanda alla relazione geologica allegata al progetto.

## 4. SISMICITA' DELL'AREA

### 4.1 LA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Secondo l'ultima macro-classificazione "amministrativa" sismica del territorio italiano, O.P.C.M. 3274 s.m.i., il Comune di Porto Cesareo (LE) ricade in zona 4, con un'accelerazione orizzontale massima convenzionale ( $a_g$ ), su suolo di categoria A, di 0,05g.

Tale classificazione è stata confermata a livello regionale con la Deliberazione della Giunta Regione Puglia n. 153 del 02/03/2004.

Le più recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08) 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  $T^*_C$ ).

Il reticolo di riferimento ed i dati di pericolosità sismica vengono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Le coordinate geografiche (ED50) dell'area di intervento sono:

$$\text{Latitudine: } 40^{\circ},15',34'' = 40,2594^{\circ}$$

$$\text{Longitudine: } 17^{\circ},53',39'' = 17,8943^{\circ}$$

Secondo le NTC l'area in questione è caratterizzata da un'accelerazione compresa tra 0.05g e 0.075g, come evidenziato nella figura 4.1, in cui è riportata la mappa di pericolosità sismica per il sito in questione, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi (categoria A,  $V_{s30} > 800$  m/sec).

Tale mappa di pericolosità sismica è riferita ad un periodo di ritorno  $T_R=475$ , corrispondente ad una vita nominale dell'opera  $V_N = 50$  anni e ad un coefficiente d'uso  $C_U = 1$  (struttura ordinaria), parametri legati tra loro dalla seguente formula

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

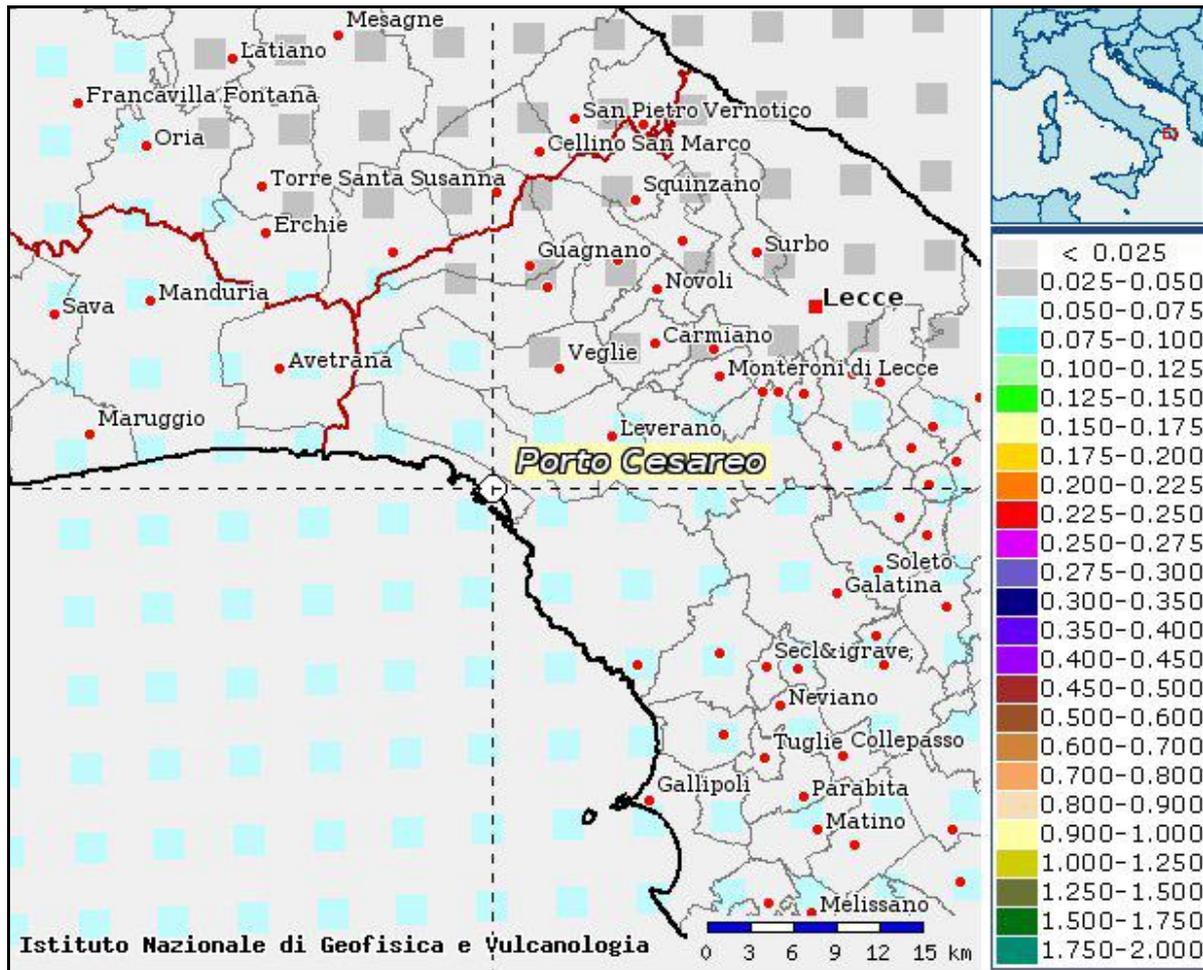


Fig. 4.1 - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Ordinanza 3519/06)

Ovviamente, per valori differenti di  $V_N$  e  $C_U$ , si avranno degli scostamenti rispetto a quanto riportato in figura; infatti, considerando i dati effettivi di progetto ( $V_N = 100$  anni e  $C_U = 1,5$ ) si ottengono i seguenti dati definitivi posti a base del progetto:

Tipo di costruzione	3					
$V_n$	Default (100)					
Classe d'uso	III					
Località:	Lecce, Porto Cesareo Latitudine ED50 40.2594° (40° 15' 34") Longitudine ED50 17.8943° (17° 53' 39") Altitudine s.l.m. 4,45 m					
Zona sismica	Zona 4					
$V_r$	150.0					
	Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
	SLO	Default (81)	90	0.0284	2.321	0.327
	SLD	Default (63)	151	0.0347	2.4	0.377
	SLV	Default (10)	1424	0.0687	2.71	0.549
	SLC	Default (5)	2475	0.0788	2.816	0.571

## **4.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Al fine di permettere adeguatamente, e secondo normativa, lo svolgimento dei calcoli strutturali e geotecnici relativi all'impianto di sollevamento, è stato necessario caratterizzare il suolo del terreno di fondazione; tale caratterizzazione è stata effettuata ricorrendo ad un'analisi Geosismica con metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) effettuata dalla Ditta TRIVELSONDA s.r.l. – perforazioni ed esplorazioni del sottosuolo di Squinzano (LE) nel mese di dicembre 2013.

Il metodo consiste in una tecnica di indagine geofisica non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$  sfruttando le onde superficiali di Rayleigh; queste vengono registrate durante la loro propagazione lungo lo stendimento di geofoni e sono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La teoria del metodo parte dalla considerazione che nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga; questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere sfruttata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali ed in particolare per la costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ).

L'intero processo di indagine comprende 3 passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza), l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .

Per ottenere un profilo  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore mentre l'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

I sondaggi MASW sono stati eseguiti con un array lineare a 24 geofoni con una spaziatura di 2,0 m con geofoni ad asse verticale e frequenza di taglio di 4.5Hz della Geospace.

I valori di  $V_{s,30}$  riscontrati hanno permesso di classificare il sottosuolo di fondazione dell'impianto di sollevamento fognario, come prescritto dalle NTC (D.M. 14/01/2008), in **Categoria A** ( $V_{s,30} > 800$  m/sec).

Nel seguito si riportano le tabelle indicate nelle NTC08 che descrivono le varie categorie di sottosuolo (è stata evidenziata la descrizione associata alla categoria A):

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

**Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.**

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>S1</b>	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

## 5. INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Al fine di ottenere una adeguata conoscenza litostratigrafica del sottosuolo ed una plausibile stima dei parametri caratterizzanti il terreno, si sono eseguite delle indagini geognostiche in sito.

Le indagini geognostiche sono state programmate in funzione del tipo di intervento e sono state mirate ad indagare una profondità di circa 30 m dal piano di campagna e cioè una porzione di terreno ampiamente sufficiente ad approfondire le caratteristiche del volume significativo di terreno stimato (inteso come la parte di sottosuolo influenzata dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso).

In particolare, la campagna geognostica finalizzata è stata eseguita dalla Ditta TRIVELSONDA s.r.l. – perforazioni ed esplorazioni del sottosuolo di Squinzano (LE) nel mese di dicembre 2013 ed è stata articolata in modo da ricostruire nel dettaglio gli elementi necessari per la progettazione dell'opera.

Esse si riconducono, in sintesi, alla ricostruzione stratigrafica dell'area, alla caratterizzazione fisico-meccanica e delle proprietà geoelettriche dei litotipi presenti.

A tale fine sono stati effettuati:

- n. 1 sondaggio meccanico spinto sino alla profondità di 30 m dal p.c. con prelievo campioni, carotaggio termosalinometrico e prova di permeabilità di risalita in foro;
- n. 30 profili di sismica a rifrazione in onde P ed  $S_h$  della lunghezza di 60 m e n. 2 tomografie elettriche della lunghezza di 76 m;
- n. 3 MASW per la determinazione del parametro  $V_{s30}$  (D.M. 2008);
- n. 3 campioni per analisi di caratterizzazione chimico-fisica delle terre e rocce da scavo (D.M. 161/2012).

L'ubicazione di tutte le indagini geognostiche, le stratigrafie, i certificati di laboratorio geotecnico e geochimico, le sezioni sismostratigrafiche ed elettrostratigrafiche, la documentazione fotografica e tutti gli approfondimenti del caso sono riportati nell'Allegato “Indagini Geognostiche” alla “Relazione Geologica” di progetto.

Nel seguito si riporta una descrizione relativa alle principali indagini effettuate.

Per la descrizione delle indagini MASW, si rimanda al capitolo precedente.

## 5.1 SONDAGGIO GEOGNOSTICO

Nell'area su cui è prevista la realizzazione del nuovo impianto di sollevamento fognario è stato eseguito un sondaggio meccanico a rotazione e carotaggio continuo spinto sino alla profondità di 30 m dal piano campagna.

La sequenza lito-stratigrafica desunta dal sondaggio è costituita, al di là del primo metro di riporto misto a sabbie ghiaiose, da una successione di calcari biancastri e calcari dolomitici grigiastri fratturati e brecciati, nei primi metri, poi, più compatti man mano che aumenta la profondità, rinvenibili sino a fondo foro.

Sono visibili, su alcune carote prelevate piccoli vacuoli dovuti al microcarsismo.

Sono stati analizzati i valori dell'indice di qualità della roccia RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta la percentuale di carote integre di lunghezza superiore ai 10 cm per ogni tratto di perforazione di lunghezza all'incirca pari al metro.

Dal loro esame emerge che l'indice RQD mostra un valore compreso tra il 20%, in corrispondenza di strati calcarei abbastanza fratturati e carsificati, e valori anche superiori all'80%, in corrispondenza dei livelli più compatti e meno fratturati.

I due campioni rimaneggiati prelevati nel corso del primo sondaggio (S1C1 ed S1C2) rispettivamente a profondità di 5.10 m dal p.c. e 7.70 m dal p.c. sono stati sottoposti alla prova di resistenza a carico puntuale (Point Load Test); i valori di resistenza alla compressione sono compresi tra 22.31 Kg/cm<sup>2</sup>, per il primo campione e 28.83 Kg/cm<sup>2</sup> per il secondo campione.

La resistenza a compressione monoassiale ( $\sigma_c$ ) è compresa tra 535.34 Kg/cm<sup>2</sup> per il primo campione e 691.97 Kg/cm<sup>2</sup> per il secondo campione.

Sulla base dei dati rilevati, al fine di stimare i più appropriati valori meccanici di resistenza, nel seguito si riportata la metodologia di classificazione effettuata per l'ammasso roccioso ubicato a ridosso delle pareti e al di sotto della fondazione del manufatto.

## 5.2 INDAGINI SISMICHE A RIFRAZIONE

Il metodo di esplorazione sismica è utilizzato per finalità di tipo litostratigrafico e per la caratterizzazione delle proprietà elastiche dei terreni; questo metodo sfrutta la propagazione delle onde meccaniche nel sottosuolo e la sua tecnica di base consiste nel generare delle onde meccaniche mediante sorgenti poste in punti opportunamente scelti sulla superficie topografica e nel misurare i tempi impiegati dalle perturbazioni elastiche per raggiungere i geofoni, anch'essi opportunamente posizionati sulla superficie topografica.

In particolare, l'esplorazione eseguita con il metodo della rifrazione si basa sull'analisi del tempo d'arrivo dell'onda diretta e delle onde di testa; queste ultime sono onde rifratte che si determinano nel caso in cui la velocità di propagazione delle onde è crescente con la profondità, quando l'angolo di incidenza è critico.

I risultati delle indagini svolte sono stati restituiti come tomografie; questo metodo ha permesso di ottenere un'immagine in sezione del sottosuolo in termini di variazione del valore di  $V_p$  e  $V_{sh}$ .

L'interpretazione tomografica, rispetto alla classica rappresentazione di sezioni multistrato (ognuno caratterizzato da uno specifico valore di  $V$ ) permette di individuare, con un elevato potere risolutivo, anomalie nella velocità di propagazione delle onde sismiche offrendo la possibilità di ricostruire geometrie complesse del sottosuolo non risolvibili con i metodi tradizionali di interpretazione e restituzione.

La tomografia sismica, rispetto alla convenzionale sismica a rifrazione, quindi, riduce notevolmente i problemi di interpretazione che possono essere dovuti alla presenza di strati ad inversione di velocità (orizzonte fantasma) o di piccoli spessori.

La strumentazione utilizzata per i sondaggi è un sismografo DoReMi della SARA electronic instruments a 24 canali e cioè una strumentazione a trasmissione digitale del segnale che garantisce la massima flessibilità di utilizzo in tutte le indagini geofisiche, concepita con una architettura innovativa; il sismografo modulare è, infatti, distribuito lungo il cavo sismico e la strumentazione è quindi costituita da più unità indipendenti, ognuna contenete tutta l'elettronica necessaria, distribuite lungo tutto lo stendimento e controllate attraverso un pc.

I geofoni verticali utilizzati per l'indagine sono della Geospace mod. GS11D 14.5Hz 4k $\Omega$  mentre i geofoni orizzontali sono della SARA electronic instruments da 4.5Hz.

L'energizzazione è stata ottenuta con una mazza da 5 kg, mentre la distanza intergeofonica è stata fissata pari a 2,5 o 2 metri a seconda degli spazi a disposizione.

Sono stati realizzati 5 scoppi interfacciati tra di loro, e per ogni posizione di scoppio si è proceduto ad un numero minimo di 4 acquisizioni; per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il software Rayfract. Per la restituzione del modello tomografico il software Rayfract esegue l'inversione con il metodo WET (Wavepath Eikonal Traveltime tomography processing) e consente di realizzare dettagliati modelli di velocità del sottosuolo, con le più evolute tecniche tomografiche, soprattutto nel caso di strutture profonde.

In corrispondenza del nuovo impianto di sollevamento in progetto le basi sismiche BS25 e BS26 hanno confermato la successione lito-stratigrafica evidenziata dal sondaggio geognostico.

Infatti, il modello del sottosuolo che si desume dalle sezioni sismostratigrafiche è costituito fundamentalmente da tre sismostrati di cui:

- il primo, più superficiale, dello spessore di qualche metro, caratterizzato da  $V_p$  comprese tra 1.000 e 1.700 m/s e  $v_s$  tra 400 e 1.000 m/s, riconducibile alla parte più alterata, fratturata e carsificata, del substrato carbonatico;
- il secondo sismostrato che arriva anche sino a 10 m dal p.c., caratterizzato da  $V_p$  tra 2.500 e 3.000 m/s e  $v_s$  tra 1.300 e 1.800 m/s, che corrisponde a calcari poco fratturati;
- il terzo sismostrato di calcari molto tenaci e compatti, aventi  $V_p$  superiori ai 3000 m/s e fino a 5.500 m/s.

## 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 effettuate, sono stati dedotti i valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche, da attribuire ai terreni, attraverso relazioni indirette ampiamente affidabili e in uso nella pratica geotecnica che hanno permesso una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Con l'eccezione del primo strato superficiale (riconducibile ad un terreno di riporto frammisto a sabbie ghiaiose), il resto del terreno indagato può essere considerato un ammasso roccioso inizialmente scadente (costituito da calcari biancastri e calcari dolomitici grigiastri fratturati e brecciati), ma che migliora progressivamente con la profondità raggiungendo una buona qualità (ai fini del calcolo della capacità portante del sottosuolo, si è stimato un RMR crescente con la profondità a partire dal valore di circa "41" immediatamente al di sotto della fondazione dell'impianto di sollevamento di progetto) e come tale, esso può essere definito come un insieme di blocchi isolati di matrice rocciosa aventi geometria individuata dalle discontinuità di diverso tipo che li separano.

Quando l'ammasso roccioso è fratturato per la presenza di più sistemi di discontinuità, in termini di resistenza si valuta un comportamento globale dello stesso.

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.

Si ricorre allora a:

- metodi indiretti basati su indici di qualità (classificazioni geomeccaniche);
- metodi empirici con ricorso a ipotesi sul ruolo delle discontinuità;
- modelli matematici basati su back analysis.

Gli indici di qualità derivanti dalle classificazioni geomeccaniche permettono una stima approssimata del comportamento dell'ammasso. Per alcuni di essi vengono fornite correlazioni tra classi di qualità degli ammassi rocciosi e relativi parametri di resistenza (coesione  $c$  e angolo di resistenza al taglio  $\phi$ ).

I metodi empirici si fondano su criteri di rottura che permettono di valutare la resistenza di un ammasso roccioso in funzione dello stato di sforzo, dalle proprietà del materiale roccia che costituisce i singoli blocchi e dell'influenza delle discontinuità sul comportamento dell'ammasso stesso.

I metodi basati su back analysis permettono di valutare la resistenza dell'ammasso roccioso tramite la modellazione numerica di un fenomeno reale, di cui sono note le condizioni intrinseche e al contorno (stratigrafia, spessore, presenza di acqua, ecc.) e il cinematismo (tipologia della rottura, superficie di scivolamento, ecc).

## **6.1 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO**

Gli ammassi rocciosi possono essere studiati in modo semplificato e classificati in relazione al loro comportamento e alle loro prestazioni.

Le classificazioni geomeccaniche furono elaborate proprio con l'obiettivo di fornire indici di qualità mediante l'analisi sistematica, effettuata con criteri il più possibile standardizzati, di alcuni parametri caratteristici degli ammassi rocciosi.

Gli indici di qualità, espressi da un numero, forniscono indicazioni sulla qualità complessiva dell'ammasso basata sulla differenziazione delle classi di qualità: in questa sede, si è deciso di utilizzare la classificazione geomeccanica di Bieniawski (secondo la CSIR Geomechanics Classification).

Essa si basa sul rilievo, in campagna o in laboratorio, di sei parametri:

A1 = resistenza a compressione uniassiale;

A2 = Rock Quality Designation Index (Indice RQD);

A3 = spaziatura delle discontinuità;

A4 = condizioni delle discontinuità;

A5 = condizioni idrauliche;

A6 = orientamento delle discontinuità.

Da questi sei parametri si ricava il Rock Mass Rating (RMR), che consente di collocare l'ammasso roccioso in indagine in una delle 5 classi previste dalla classificazione di Bieniawski.

Ad ognuna di queste classi corrisponde un intervallo di valori caratteristici sia per la coesione che per l'angolo di attrito permettendo, quindi, di equiparare l'ammasso roccioso ad un *terreno di pari caratteristiche di resistenza meccanica* per il quale sia possibile

determinare la capacità portante attraverso la trattazione classica impiegata proprio per i terreni.

La porzione di sottosuolo a tergo delle pareti della struttura interrata di progetto, vista la sua natura calcarea molto fratturata e la sua influenza essenzialmente nel fenomeno di spinta laterale sul manufatto, è stata inquadrata cautelativamente nella classe più bassa di classificazione (V – qualità molto scadente) e ad essa sono stati attribuiti valori meccanici caratteristici non elevati che determinino verifiche sicuramente a vantaggio di sicurezza.

Per quanto riguarda la porzione di sottosuolo inclusa invece nel volume utile significativo d'influenza al di sotto del manufatto di sollevamento fognario in esame, sulla base delle indagini effettuate, si possono attribuire all'ammasso roccioso i seguenti punteggi:

PARAMETRI	VALORI	PUNTEGGIO
A1 – Resistenza a compressione monoassiale ( $\sigma_c$ )	50÷100 [MPa]	7
A2 – R.Q.D.	25÷50	8
A3 – Spaziatura discontinuità	6÷20 cm	8
A4 – Condizione delle discontinuità	Poco scabre, separazione < 1 [mm], superfici dei lembi soffici	20
A5 – Falda (venute d'acqua)	Condizioni generali: molte venute	0
A6 – Orientazione discontinuità	Favorevole (fondazioni)	-2
<b>R.M.R.</b>		<b>41</b>

Per tutto quanto riportato in precedenza, gli ammassi rocciosi indagati possono essere collocati nelle seguenti classi di Bieniawski (secondo la CSIR Geomechanics Classification):

LITOSTRATO	RMR	CLASSE	DESCRIZIONE
Calcari fratturati, carsificati e brecciati	< 21	V	Molto scadente
Calcari più compatti e tenaci	41	III	Discreta

Al fine di stimare in maniera cautelativa i parametri geotecnici degli ammassi di cui sopra, in modo da tener conto anche di eventuali condizioni locali più sfavorevoli e da considerare

anche l'elaborazione statistica dei risultati (alla luce dell'estrema variabilità dei caratteri geomeccanici che l'ammasso potrebbe presentare nella realtà), grazie alla classificazione R.M.R. si è deciso di attribuire agli ammassi rocciosi i seguenti valori cautelativi dei parametri geotecnici (scelti tra quelli più bassi indicati nelle tabelle di riferimento e, in alcuni casi, ulteriormente diminuiti a vantaggio di sicurezza) assunti nel calcolo intendendo che essi possano essere rappresentativi della situazione reale indagata:

LITOSTRATO	c'	$\phi'$	RQD
Calcari fratturati, carsificati e brecciati	40 kPa	25°	< 25%
Calcari più compatti e tenaci	50 kPa	35°	40%

## 6.2 PARAMETRI FISICI ED ELASTICI DEL SOTTOSUOLO

Per ciascuno macro-strato geotecnico di sottosuolo considerato, sulla base delle relazioni di correlazione fornite dalla letteratura tecnica e dei dati (essenzialmente le  $V_p$  e  $V_s$  e cioè le velocità di compressione e di taglio) disponibili grazie alle indagini effettuate (opportunamente analizzati e rielaborati in maniera da stimare efficaci valori rappresentativi degli interi ammassi calcarei individuati), sono stati ricavati i seguenti ulteriori parametri:

- Peso dell'unità di volume ( $\gamma$ )

$$\gamma = 10 \times 0,51 \times V_p^{0,19} \left[ \frac{KN}{m^3} \right]$$

- Coefficiente di Poisson ( $\nu$ )

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2 \times V_s^2}{2 \times (V_p^2 - V_s^2)}$$

- Modulo dinamico di elasticità ( $E_d$ )

$$E_d = 10^{-4} \times \frac{V_p^2 \times \gamma \times (1 + \nu) \times (1 - 2 \times \nu)}{(1 - \nu)} \text{ [MPa]}$$

- Modulo statico di elasticità ( $E_s$ )

Dalle misurazioni di velocità delle onde sismiche  $V_p$ , come desumibile dalla formula precedente, può essere ricavato il moduli di elasticità longitudinale.

Sebbene tale valore tenga conto dello stato di fessurazione, della tessitura, dello stato tensionale naturale ecc. dell'ammasso roccioso, bisogna osservare che le sollecitazioni

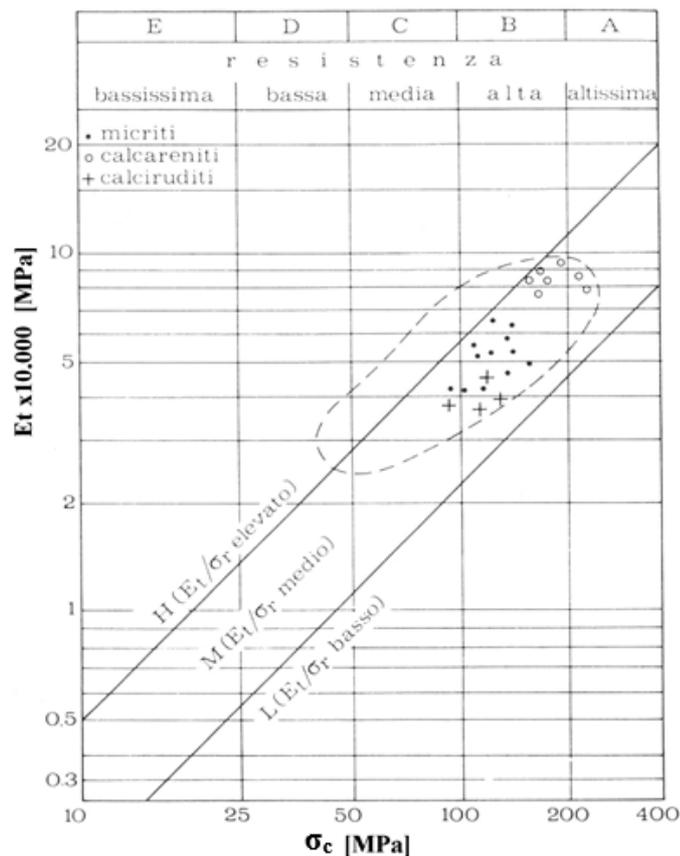
indotte da prove di questo tipo sono di gran lunga più basse rispetto a quelle generate dalle opere d'ingegneria civile.

Pertanto, il valore di  $E_d$  è sempre più elevato rispetto a quello effettivo poiché è relativo alla prima porzione della curva tensioni-deformazioni; è quindi opportuno riferirsi a valori del modulo statico di deformazione  $E_s$  che può calcolarsi grazie a diverse correlazioni.

In funzione dell'indice di classificazione RMR, secondo Serafim e Pereira (1983):

$$E_s = 10^3 \times 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

Conoscendo invece il modulo di elasticità  $E_t$  della roccia integra (dedotto al 50% della curva sforzo deformazione), ricavabile dall'abaco seguente intercettando, sulla curva relativa al rapporto basso tra  $E$  e  $\sigma$ , il valore della resistenza a compressione monoassiale



e quantificabile in  $E_t \approx 5.500$  [MPa], può ricavarsi il valore del modulo di deformazione dall'espressione seguente (Berardi):

$$\frac{E_t}{E_d} = 4,24 - 0,67 \times \ln RMR$$

La formula sperimentale di Heerden (1987) propone invece:

$$E_s = 0.075 \cdot (Ed)^{1.56}$$

Sulla base delle precedenti formule, si è stimato in maniera ragionata e cautelativa il valore del parametro caratteristico del modulo  $E_s$ .

- Modulo dinamico elastico di taglio ( $G_d$ )

$$G_d = 10^{-4} \times \gamma \times V_s^2 \text{ [MPa]}$$

- Modulo statico elastico di taglio ( $G_s$ )

$$G_s = \frac{E_s}{2(v+1)} \text{ [MPa]}$$

### 6.3 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base delle risultanze precedentemente esposte e dei dati emersi dalle indagini geognostiche, è stato possibile individuare per l'impianto di sollevamento fognario il seguente modello geotecnico relativo al volume significativo d'interesse dell'opera:

- **1° strato litotecnico = terreno vegetale e materiale di riporto;**

<b>H</b>	<b>= 1 m</b>	<b>(spessore)</b>
<b><math>\gamma_n</math></b>	<b>= 18 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>(peso dell'unità di volume naturale);</b>
<b><math>\gamma_{sat}</math></b>	<b>= 20 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>(peso dell'unità di volume saturo);</b>
<b><math>\varphi'</math></b>	<b>= 20°</b>	<b>(angolo di attrito efficace);</b>
<b><math>c'</math></b>	<b>= 0 kPa</b>	<b>(coesione efficace);</b>
<b>v</b>	<b>= 0,38</b>	<b>(coeff. di Poisson)</b>

- **2° strato litotecnico = calcari fratturati, carsificati e brecciati;**

<b>H</b>	<b>= 4 m</b>	<b>(spessore)</b>
<b><math>\gamma_n</math></b>	<b>= 20 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>(peso dell'unità di volume naturale);</b>
<b><math>\gamma_{sat}</math></b>	<b>= 22 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>(peso dell'unità di volume saturo);</b>
<b><math>\varphi'</math></b>	<b>= 25°</b>	<b>(angolo di attrito efficace);</b>
<b><math>c'</math></b>	<b>= 40 kPa</b>	<b>(coesione efficace);</b>
<b>v</b>	<b>= 0,36</b>	<b>(coeff. di Poisson)</b>
<b><math>E_s</math></b>	<b>= 800 MPa</b>	<b>(modulo di elasticità statica)</b>
<b><math>V_p</math></b>	<b>= 850 m/s</b>	<b>(velocità onde di compressione)</b>
<b><math>V_s</math></b>	<b>= 400 m/s</b>	<b>(velocità onde di taglio)</b>

– **3° strato litotecnico = calcari più compatti e tenaci;**

<b>H</b>	<b>= 6 m</b>	<b>(spessore)</b>
$\gamma_n$	<b>= 21 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>(peso dell'unità di volume naturale);</b>
$\gamma_{sat}$	<b>= 23 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>(peso dell'unità di volume saturo);</b>
$\varphi'$	<b>= 35°</b>	<b>(angolo di attrito efficace);</b>
<b>c'</b>	<b>= 50 kPa</b>	<b>(coesione efficace);</b>
<b>v</b>	<b>= 0,36</b>	<b>(coeff. di Poisson)</b>
<b>E<sub>s</sub></b>	<b>= 4.000 MPa</b>	<b>(modulo di elasticità statica)</b>
<b>G</b>	<b>= 1.470 MPa</b>	<b>(modulo elastico di taglio)</b>
<b>V<sub>p</sub></b>	<b>= 1.700 m/s</b>	<b>(velocità onde di compressione)</b>
<b>V<sub>s</sub></b>	<b>= 800 m/s</b>	<b>(velocità onde di taglio)</b>
<b>RQD</b>	<b>= 40 %</b>	<b>(Rock Quality Designation Index)</b>

Oltre gli 11 metri si può constatare la presenza di uno strato ancora più compatto di roccia calcarea che però non è stato cautelativamente considerato anche perché poco coinvolto dalle azioni indotte dalla presenza del manufatto di progetto.

I parametri indicati sono da considerarsi come valori caratteristici, in accordo alle NTC (DM 14/01/2008, p.to 6.2.2).

**Le indagini hanno rilevato la presenza di falda acquifera (connessa anche alla presenza, nelle immediate vicinanze, del mare) a circa 50 cm dai profondità dal piano campagna.**

#### **6.4 COEFFICIENTE DI WINKLER**

Nel calcolo della struttura, la modellazione del suolo è stata effettuata ricorrendo al classico e storicamente consolidato modello alla Winkler caratterizzato da molle elastiche distribuite aventi un valore che potesse rappresentare al meglio la rigidità del terreno di fondazione.

Per la quantificazione della costante di sottofondo  $k_s$  (coefficiente di Winkler), sulla base dei dati geotecnici del terreno di fondazione precedentemente individuati, si sono adottati due metodi.

Il primo fa riferimento alla formula del Vesic considerando il terzo strato litotecnico individuato nel modello geotecnico come lo strato interessato dalle azioni della fondazione.

Con tale formulazione,  $k_s$  risulta essere direttamente proporzionale ad E ed inversamente al lato della fondazione. Per le travi,  $k_s$  viene calcolata usando la forma semplificata:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

Il valore calcolato viene corretto con un fattore di forma alla Terzaghi, cioè come:

$$k_s' = k_s \times (m + 0,5) / (1,5 \times m)$$

dove m è il rapporto tra i lati.

Per le piastre, il calcolo di  $k_s$  è più complesso in quanto viene calcolato con la formulazione intera per le due direzioni e fatta una media:

$$k_s = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

in cui:

$k_s$  = costante di sottofondo alla Winkler [F/L<sup>3</sup>]

$E_s$  = modulo elastico del suolo [F/L<sup>2</sup>]

$\mu$  = modulo di Poisson del suolo

$B$  = dimensione della base di fondazione [L]

$E_f$  = modulo elastico del materiale della fondazione [F/L<sup>2</sup>]

$I_f$  = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L<sup>4</sup>]

$E_s$  e  $\mu$  sono i valori medi pesati considerando gli strati interessati dal bulbo efficace.

Applicando la precedente formula alla piastra di fondazione dell'impianto di sollevamento, si ottiene il seguente valore:  $k_s \approx 180$  daN/cm<sup>3</sup>.

Adottando invece il metodo di Bowles (calcolando i cedimenti applicando le formule consolidate della geotecnica e rapportandoli ai carichi), si otterrebbero dei valori estremamente variabili.

Al fine di studiare tale variabilità di  $k_s$ , si è effettuato il suddetto calcolo nelle più svantaggiose combinazioni di carico SLE quasi permanenti, SLE frequenti e SLE rare (analizzando i punti più critici in cui la tensione e/o il cedimento raggiungono valori estremi), rapportando il cedimento e la tensione che massimizzano o minimizzano il valore della costante di sottofondo.

Procedendo in tale modo, si ottiene:

– nel modello strutturale caratterizzato da un valore basso di  $k_s = 20$  (falda assente)

<b>Combinazione di carico</b>	<b>Tensione [daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Cedimento [cm]</b>	<b><math>k_s = \sigma / \varepsilon</math> [daN/cm<sup>3</sup>]</b>
SLE quasi permanente	$\sigma = 0,567$	$\varepsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 294$
SLE quasi permanente	$\sigma = 0,659$	$\varepsilon_{\max} = 0,00532$	$k_{s,\min} = 124$
SLE frequente	$\sigma = 0,567$	$\varepsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 294$
SLE frequente	$\sigma = 0,691$	$\varepsilon_{\max} = 0,00543$	$k_{s,\min} = 127$
SLE rara	$\sigma = 0,570$	$\varepsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 295$
SLE rara	$\sigma = 0,757$	$\varepsilon_{\max} = 0,00595$	$k_{s,\min} = 127$

– nel modello strutturale caratterizzato da un valore alto di  $k_s = 300$  (falda presente)

<b>Combinazione di carico</b>	<b>Tensione [daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Cedimento [cm]</b>	<b><math>k_s = \sigma / \varepsilon</math> [daN/cm<sup>3</sup>]</b>
SLE quasi permanente	$\sigma_{\max} = 0,540$	$\varepsilon = 0,002$	$k_{s,\max} = 270$
SLE quasi permanente	$\sigma_{\min} = 0,027$	$\varepsilon = 0,00075$	$k_{s,\min} = 36$
SLE frequente	$\sigma_{\max} = 0,570$	$\varepsilon = 0,0019$	$k_{s,\max} = 300$
SLE frequente	$\sigma_{\min} = 0,015$	$\varepsilon = 0,00048$	$k_{s,\min} = 31$
SLE rara	$\sigma_{\max} = 0,675$	$\varepsilon = 0,0023$	$k_{s,\max} = 293$
SLE rara	$\sigma = 0,03$	$\varepsilon = 0,00083$	$k_{s,\min} = 36$

Alla luce di quanto evidenziato, si può indicare il seguente range di valori di  $k_s$  da prendere in considerazione per lo studio del manufatto di sollevamento:

$$30 \text{ daN/cm}^3 < k_s < 300 \text{ daN/cm}^3.$$

## 7. SCELTE PROGETTUALI

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

Alla luce di quanto esaminato in precedenza si ritiene idonea, per il manufatto di sollevamento in progetto, una **fondazione superficiale diretta costituita da una platea rettangolare di dimensioni 4,64 x 2,14** col **piano di posa** localizzato ad una profondità di circa  $h_{pp} = 3,60$  m in modo da ripartire i carichi nella parte più profonda e compatta del secondo strato litotecnico, nelle immediate vicinanze del terzo strato litotecnico individuato nel modello geotecnico e non interessare il primo (costituito da terreno vegetale di bassa portanza ed elevata deformabilità).

Si evidenzia che le verifiche riportate nel seguito si riferiscono esclusivamente al manufatto di sollevamento fognario ipotizzando cautelativamente l'assenza del cassone autoaffondante utilizzato come cassero a perdere in fase di costruzione che, tra l'altro, determina un piano di posa anche più profondo di circa 50 cm.

Qualora sul piano di posa del manufatto dovessero presentarsi, dopo lo scavo, delle zone di più spinta carsificazione, sia pure di limitata estensione, potrà essere necessario procedere con locali bonifiche e riempimento di vuoti o cavità con calcestruzzo magro.

## 8. VERIFICHE GEOTECNICHE

Coerentemente con le indicazioni del DM 14/01/2008, sono da effettuare le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU e SLV) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE e SLD); per gli stati limite ultimi è stata di seguito calcolata la capacità portante dei terreni (per le verifiche GEO) e la resistenza a scorrimento (per le verifiche EQU), mentre per gli stati limite di esercizio sono stati stimati i cedimenti.

### 8.1 STATI LIMITE ULTIMI

Per lo stato limite ultimo corrispondente al cinematisimo di collasso cui si riferisce la presente 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

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

ed  $R_d$  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 DM08 richiede di verificare la capacità portante del sistema terreno-fondazione utilizzando almeno uno dei due approcci (1 e 2).

Nell'approccio 1 devono essere verificate due combinazioni di carico, la prima (A1+M1+R1) in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni (permanenti o variabili, strutturali o geotecniche) e la seconda (A2+M2+R2) in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle azioni strutturali variabili e coefficienti di riduzione ai parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno.

L'approccio 2 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 ciascun 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  $E_d$  nei due approcci è calcolata considerando i coefficienti parziali  $\gamma_F$  (ovvero valore da assegnare a  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  - DM 08 Tab. 2.6.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 DM 08 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 (DM 08 Tab. 6.4.I).

Con riferimento al par. 7.11.3.4.2 (punto 3) e al par. 7.11.3.4.3 del DM08, siccome il terreno di fondazione è di tipo calcareo e non comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, non si è ritenuto necessario effettuare la verifica a liquefazione.

Visto il discreto grado di fratturazione (RQD=40%) del calcare interessato dalle sollecitazioni indotte dalla presenza dell'impianto di sollevamento fognario di progetto (che potrebbe rendere il comportamento della roccia più simile a quello dei terreni granulari), al fine di stimare la capacità portante del sottosuolo nelle combinazioni statiche allo stato limite ultimo (SLU), sono state utilizzate due formulazioni diverse; ovviamente è stato preso in considerazione solo il valore minore ottenuto dall'applicazione di entrambe scegliendo una profondità cautelativa del **piano di fondazione pari a 3,52 m** e utilizzando i valori individuati per gli strati litotecnici del modello geotecnico riportato in precedenza.

La tipologia di suolo di fondazione ha indotto a considerare, nelle verifiche, una situazione permanente di **condizioni drenate** ( $\varphi > 0^\circ$ ).

La prima formula, utilizzata tipicamente per i terreni, è quella trinomia di **Brinch-Hansen** riportata nel seguito:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

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 del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = 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.

$r_\gamma$  = fattore riduttivo secondo Vesic e De Beer (Bowles)

Per i suddetti fattori vengono proposte le seguenti formulazioni:

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione

$\eta$  = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale

A = area effettiva della fondazione

$c_a$  = aderenza alla base della fondazione

$\phi$  = valore di calcolo dell'angolo d'attrito del terreno

$\beta$  = inclinazione del pendio.

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10}\left(\frac{B}{2}\right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ( $\phi = 0$ ) tale relazione diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \gamma_1 D$$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata dello strato di fondazione.

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno

nella zona interessata dalla potenziale rottura.

In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare.

In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati.

Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione  $q_{ult}$  per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove  $c$  è la coesione e  $q$  è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Per quanto riguarda invece la seconda formula utilizzata per il calcolo della capacità portante del sottosuolo, si evidenzia che la verifica su roccia è particolare in quanto non si forma una vera e propria superficie di rottura, modalità invece prevalente nei terreni.

Il valore di resistenza limite su roccia sana è piuttosto elevato, in quanto dipende principalmente dalla resistenza a compressione semplice del materiale; altri fattori, come l'inclinazione del carico, l'inclinazione della fondazione o del pendio sono in questo caso poco influenti.

Storicamente molte verifiche su roccia si sono condotte verificando solamente il non superamento di una tensione media "ammissibile", calcolata coefficientando la resistenza a compressione semplice della roccia.

In realtà nella valutazione del coefficiente di sicurezza da adottare bisogna considerare anche il grado di qualità della roccia, considerando come massimo quella integra, cioè priva di fratture e lesioni.

Molti autori consigliano di procedere come segue:

- Stimare i fattori di capacità portante usando metodi semplici, come quello di Terzaghi, con i valori di angolo di attrito e coesione caratteristici della roccia.
- Ridurre la  $q_{lim}$  così trovata per un coefficiente di sicurezza che tenga conto della qualità

della roccia nell'ammasso significativo.

Utilizzando questo metodo di verifica, la capacità portante è stata calcolata attraverso la formula trinomia di **Terzaghi** riportata nel seguito:

$$q_{lim} = cN_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma r_\gamma$$

dove le grandezze e le formule relative sono le stesse di quelle utilizzate nella teoria di Brinch-Hansen precedente, eccezion fatta per i seguenti coefficienti  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  che sono stati calcolati con le seguenti formule proposte per i terreni rocciosi da **Stagg e Zienkiewicz**:

$$N_\gamma = N_q + 1$$

$$N_c = 5 \times \operatorname{tg}^4 \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$N_q = \operatorname{tg}^6 \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

Il valore così ottenuto è stato moltiplicato per il quadrato dell'RQD (Rock Quality Degree) del materiale di progetto:

$$q'_{lim} = q_{lim} (\text{RQD})^2$$

Essendo l'RQD un numero compreso tra 0 ed 1, tale operazione corrisponde a coefficientare la resistenza di progetto  $R_d$  con un fattore che la fa decrescere quadraticamente al diminuire del grado di qualità della roccia; la  $q_{lim}$  risulta quindi elevata per roccia integra, con indice RQD prossimo a 1, mentre decresce rapidamente al decrescere della qualità.

A prescindere dalla formula utilizzata, nel calcolo si è voluto adeguatamente tenere in conto sia la presenza della falda che l'eventuale verificarsi di un tipo di meccanismo di rottura del terreno a punzonamento e non di tipo generale.

In presenza di falda si è valutato il peso specifico efficace della zona interessata dalla fondazione, il quale influenza a sua volta il termine di sovraccarico  $q$  ed il termine attritivo  $0,5 \cdot B \cdot \gamma$  delle formule di capacità portante.

In condizioni drenate il sovraccarico viene espresso come tensione efficace, mentre il peso specifico  $\gamma$  del termine attritivo viene calcolato come peso specifico medio efficace del terreno nel cuneo di rottura che si sviluppa sotto la fondazione.

Se la distanza della falda  $d_w$  dalla quota media della fondazione non supera l'altezza  $H$  del cuneo di rottura sotto la fondazione, il peso specifico medio è stato così valutato:

$$\gamma_e = (2H - d_w) \cdot \frac{d_w}{H^2} \gamma_{nat} + \gamma_{imm} \cdot \frac{(H - d_w)^2}{H^2}$$

dove  $H = 0,5 \times B \times \tan(45 + \phi/2)$ .

Se la falda è superiore al piano di posa della fondazione il peso specifico efficace  $\gamma_e$  diventa pari al  $\gamma$  immerso, mentre se risulta inferiore al cuneo di rottura sotto la fondazione non risente più della falda ed assume il valore naturale fuori falda.

In condizioni non drenate il sovraccarico viene espresso come tensione totale, mentre il termine attritivo scompare (essendo  $\phi = 0$  e quindi  $N_\gamma = 0$ ).

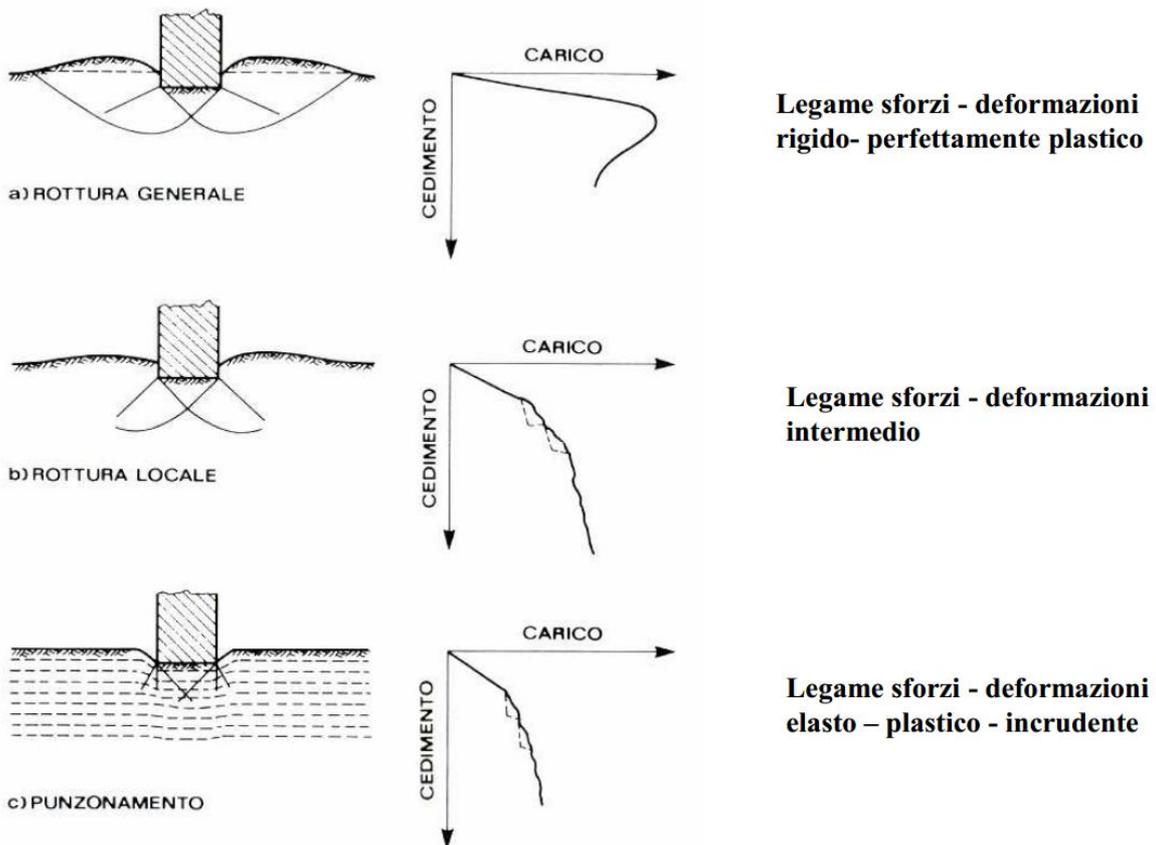
Nella capacità portante di fondazioni superficiali si possono individuare tre principali meccanismi di rottura, uno generale, uno per punzonamento e uno locale.

Il meccanismo generale è quello previsto dalle diverse formulazioni classiche (che ipotizzano una rottura rigido-plastica), ed è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento in cui il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto.

Il punzonamento è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita e il terreno sotto la fondazione si punzona mentre quello circostante non rifluisce e si osserva invece un abbassamento generalizzato.

Il meccanismo locale è un meccanismo intermedio tra i due descritti in precedenza.

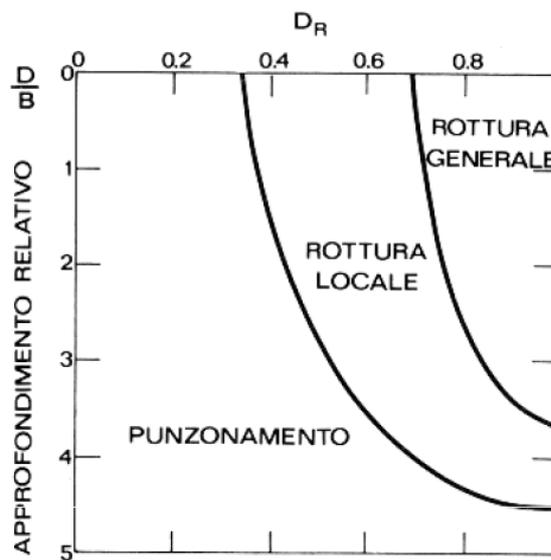
Nelle immagini seguenti si descrivono i tre suddetti meccanismi di rottura:



Per quanto riguarda i tre meccanismi di rottura: nel caso di terreno denso (o compatto) i piani di rottura si estendono fino a raggiungere la superficie del piano campagna (rottura

generale); nel caso di materiale sciolto (o poco consistente) le superfici di rottura interessano solo la zona in prossimità del cuneo sottostante la fondazione e non si estendono lateralmente (rottura locale); nel caso di materiale molto sciolto (o molle) le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo (punzonamento).

Per terreni sabbiosi, il tipo di meccanismo di rottura che si verifica è funzione della densità relativa del terreno e dell'approfondimento relativo  $D/B$  della fondazione: la rottura generale avviene in terreni addensati o per fondazioni superficiali, mentre, al contrario, la rottura per punzonamento in terreni poco densi e per fondazioni profonde (si veda, a tal proposito la figura riportata di seguito).



Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica.

Secondo tale formulazione la potenziale rottura evolve nell'una o nell'altra modalità in base ad un indice di rigidità  $I_r$ , definito da:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan \phi}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione può avvenire quando l'indice di rigidità si mantiene minore del seguente indice critico  $I_{r,crit}$ :

$$I_{r,crit} = \frac{e^{[(3.3 - 0.45 \frac{B}{L}) \cdot \tan(45 - \frac{\phi}{2})]}}{2}$$

mentre quando è maggiore si instaura l'altro meccanismo.

Nel caso di  $I_r < I_{r,crit}$  si introducono i seguenti fattori correttivi  $P$  (per punzonamento)

all'interno della formula trinomia classica del carico limite:

$$P_r = P_q = e^{\left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\phi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\phi) \cdot \text{Log}_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin(\phi)} \right]} \quad P_c = P_q - \frac{1 - P_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi)}$$

In condizioni non drenate, i coefficienti correttivi sono i seguenti:

$$P_r = P_q = 1 \quad P_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \text{Log}_{10}(I_r)$$

Se  $I_r > I_{r,crit}$  il meccanismo per punzonamento è escluso ed i correttivi restano unitari.

Per quanto riguarda la rottura locale, Terzaghi e Vesic proposero di ridurre i parametri meccanici del terreno con le seguenti espressioni:

$$\phi_{rid}' = \arctan [0,67 \times \tan(\phi')] \quad (\text{Terzaghi})$$

$$\phi_{rid}' = (67 D_R^2 + D_R + 0,75) \tan \phi' \quad (\text{Vesic}) \quad [0 \leq D_R \leq 0,67 \quad (D_R = \text{Densità relativa sabbia})]$$

$$c_{rid}' = 0,67 c' \quad (\text{Terzaghi}).$$

Si evidenzia che nel caso in esame (sottosuolo di fondazione discretamente rigido costituito essenzialmente da calcari), si potrebbe innestare solo un meccanismo di rottura di tipo generale. Il meccanismo locale e il meccanismo del punzonamento risulterebbero alquanto inverosimili ( $I_R$  molto alto e sempre maggiore di  $I_{r,crit}$ ).

La capacità portante nelle combinazioni sismiche (**SLV**) è stata invece valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

In questa sede sono state seguite le indicazioni fornite dalla circolare esplicativa del DM08 (Circolare 2 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici) nel paragrafo C7.11.5.3.1; il movimento tellurico 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).

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni dei coefficienti presenti nella formula utilizzata per il calcolo del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo.

L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante. Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i seguenti fattori correttivi  $e_q$ ,  $e_c$  ed  $e_\gamma$ , valutati secondo la teoria esposta da Paolucci e Pecker (1997) e moltiplicati per ciascuno degli addendi presenti nella formula utilizzata per il calcolo del carico limite:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

Per i valori di  $k_h$  si può far riferimento ai valori normativi del paragrafo 7.11.3.5.2:

$$k_h = \beta_s \times a_{\text{max}}/g$$

dove:

$a_{\text{max}}$  = accelerazione orizzontale max attesa al sito =  $S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g = 1 \times 1 \times 0.0687g$

$\beta_s$  = coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito = 0,2 (Tabella 7.11.I DM08)

$g$  = accelerazione di gravità.

Nel nostro caso, risulta quindi che:

$$k_h = 0,01374$$

La valutazione della capacità portante ultima può avvenire in tre modi diversi; a seconda dell'approccio e della combinazione scelti per le verifiche da effettuare.

Queste sono le possibili 3 strade percorribili:

- 1)  $q_{\text{ult}} = q_{\text{lim}}(M1)/R1$  da utilizzare per la verifica con l'approccio 1 - comb.1 (A1+M1+R1)
- 2)  $q_{\text{ult}} = q_{\text{lim}}(M2)/R2$  da utilizzare per la verifica con l'approccio 1 - comb.2 (A2+M2+R2)
- 3)  $q_{\text{ult}} = q_{\text{lim}}(M1)/R3$  da utilizzare per la verifica con l'approccio 2 (A1+M1+R3)

A seconda della verifica scelta, bisognerà utilizzare i coefficienti M ed R appropriati così come spiegato in precedenza ed applicarli ai parametri geotecnici e alla portanza limite; **nelle verifiche di portanza riportate di seguito si è utilizzato l'approccio 2 (A1+M1+R3).**

I criteri di progetto allo SLU impongono la verifica della stabilità della fondazione rispetto al collasso per scorrimento sul piano di posa, oltre a quello per rottura generale o locale.

Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione (che nel nostro caso, a vantaggio di sicurezza, si è deciso di non considerare) e una dovuta all'attrito fondazione-terreno.

Come riportato nel paragrafo 6.5.3 delle NTC08, ai fini della verifica alla traslazione per fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro.

In casi particolari, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Nel caso in questione si è deciso, a vantaggio di sicurezza (essendo questa componente resistiva di incerta attivazione), di considerare tale contributo per una parte quasi trascurabile pari solo al 10% dell'intera resistenza passiva del terreno a tergo delle pareti.

La resistenza di progetto è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = (N_{sd} \tan \delta + c_a A' + \alpha S_p) / \gamma_R$$

dove:

$N_{sd}$  = valore di progetto della forza verticale;

$\delta$  = angolo d'attrito terra-fondazione (cautelativamente, tenendo in conto le inevitabili incertezze, è stato considerato l'angolo d'attrito relativo al secondo strato litotecnico precedentemente esposto e non il terzo);

$c_a$  = adesione (coesione) fondazione-terreno (cautelativamente considerato nullo);

$A'$  = area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante;

$\alpha$  = fattore moltiplicativo della spinta passiva (nel nostro caso considerato pari a 0,1);

$S_p$  = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

$\gamma_R$  = coefficienti parziale dalla tab. 6.4.I NTC-08 = 1,1

Sebbene al punto 6.5.3 (8) dell'Eurocodice EC7 si indichi che, qualora le fondazioni da verificare siano in calcestruzzo gettato in opera, l'angolo  $\delta$  d'attrito terra-fondazione possa essere considerato pari a  $\varphi'$  (dove  $\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno alla base della fondazione), nel caso in esame è stato cautelativamente considerato pari a  $(2/3) \varphi'$ .

Per la verifica deve essere soddisfatta la relazione:

$$V_{sd} \leq F_{Rd}$$

dove:

$V_{sd}$  = valore di progetto della forza orizzontale (taglio sismico)

$F_{Rd}$  = valore di progetto della resistenza orizzontale

Anche per le verifiche a scorrimento nelle combinazioni di carico statiche (SLU) riportate di seguito si è utilizzato l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Coerentemente con le indicazioni fornite dalla circolare esplicativa del DM08 (Circolare 2 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici) nel paragrafo C7.11, solo per le combinazioni di carico sismiche (SLV) si è invece scelto di utilizzare l'approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2).

Ai fini del calcolo strutturale, alla luce delle fisiologiche approssimazioni insite nelle modellazioni geotecniche e nella tipologia di schematizzazione del suolo adottata e alla luce della storica e notoria incertezza che accompagna la quantificazione della costante di Winkler, si è deciso di analizzare e verificare le strutture in progetto adottando due modelli f.e.m. uguali, ma caratterizzati da due valori anche molto diversi di tale costante di sottofondo scelti in modo da coprire un range abbastanza ampio di valori (nel quale è compreso ovviamente quello indicato in precedenza) che possa simulare comportamenti imprevedibili del suolo (ad esempio maggiori o minori rigidità legate a situazioni locali imprevedute, presenza di cavità o zone di riempimento con terreno meno rigido, ecc..).

Nello specifico, al fine di non sovrastimare eccessivamente il valore di  $k_s$  e di tener comunque conto dell'elevata rigidità che potrebbe offrire il terreno di fondazione in questione, si è considerato il seguente range cautelativo di valori:

$$20 \text{ daN/cm}^3 < k_w < 300 \text{ daN/cm}^3.$$

Le verifiche sono state svolte con riferimento a due modelli distinti caratterizzati quindi dai due precedenti differenti valori della costante di sottofondo ( $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$  e  $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ ); per ciascuno dei suddetti modelli, inoltre sono state considerate 2 diverse situazioni a seconda che sia stata considerata la presenza o meno della falda.

Il modello f.e.m. che determina le verifiche più a vantaggio di sicurezza è quello caratterizzato da una costante  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ ; il valore minore della costante di sottofondo, infatti, fa sì che generalmente gli elementi di fondazione siano sollecitati maggiormente e contemporaneamente le azioni sismiche agenti sugli elementi in elevazione risultino massimizzati.

Con riferimento a quest'ultima considerazione, infatti, si evidenzia che il periodo proprio di vibrazione  $T_1$  della struttura è caratterizzato da un valore molto basso in quanto l'impianto di sollevamento risulta essere piuttosto rigido e molto compatto (perché caratterizzato da piastre interconnesse a formare un organismo strutturale a forte comportamento scatolare) e ciò fa sì che  $T_1$  si collochi nel range di valori associabili al primo ramo crescente dello spettro sismico elastico di risposta; il considerare un  $k_s$  più piccolo determina un periodo proprio di vibrazione della struttura più lungo e quindi le accelerazioni spettrali di progetto, associabili

alle masse ottenute per un coefficiente di struttura  $q = 1$  (cioè uguali a quelle elastiche), tendono a crescere fino al valore massimo di plateau dello spettro stesso.

Di seguito si riepilogano i dati geometrici della fondazione:

Dati geometrici

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente  
Coordinata X del centro impronta: 0  
Coordinata Y del centro impronta: 0  
Coordinata Z del centro impronta: -30  
Lato minore B dell'impronta: 214  
Lato maggiore L dell'impronta: 464  
Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 99.296  
Profondità piano di posa: 352

### **8.1.1 Verifica della capacità portante del terreno (GEO)**

Di seguito si riporta la verifica di capacità portante effettuata, nelle più svantaggiose delle combinazioni statiche (SLU) e sismiche (SLV) rivenienti dal calcolo strutturale, sulla fondazione sia del manufatto di sollevamento che del muretto di recinzione.

Si evidenzia che le verifiche riportate di seguito sono state ottenute utilizzando la formula di Terzaghi, con fattori secondo Stagg e Zienkiewicz, in quanto essa fa registrare, i minimi valori dei coefficienti di sicurezza).

Come si può constatare, le verifiche sono tutte soddisfatte.

Le lunghezze sono espresse in [cm], mentre le forze in [daN].

– *Modello con  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$  (in falda)*

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 460  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.888,84  
Resistenza di progetto: 434.490,62  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3  
Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 6,59 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 0  
Forza risultante agente in direzione y: 0  
Forza risultante agente in direzione z: -65.888,84  
Momento agente in direzione x: 0  
Momento agente in direzione y: 484.309,72  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0  
Eccentricità del carico in direzione x: 7,35  
Eccentricità del carico in direzione y: 0  
Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 214  
Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 449,3  
Coesione di progetto: 0,5  
Sovraccarico di progetto: 0,47  
Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013  
Angolo di attrito di progetto (deg): 35  
 $\gamma = 0.99$

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"  
 RELAZIONE GEOTECNICA**

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 20

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -34.186,78

Resistenza di progetto: 87.955,66

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3

Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 2,57 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 2.095,79

Forza risultante agente in direzione y: -11.043,08

Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78

Momento agente in direzione x: 2.778.861,29

Momento agente in direzione y: 848.255,96

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 3,51

Inclinazione del carico in direzione y (deg): -17,9

Eccentricità del carico in direzione x: 24,81

Eccentricità del carico in direzione y: 81,28

Larghezza efficace (B'=B-2\*e): 51,43

Lunghezza efficace (L'=L-2\*e): 414,38

Coesione di progetto: 0,5

Sovraccarico di progetto: 0,47

Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013

Angolo di attrito di progetto (deg): 35

Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01

$r_y = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Attrito

*- Modello con  $k_s = 300$  daN/cm<sup>3</sup> (in falda)*

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 5

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.888,84

Resistenza di progetto: 434.490,62

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3

Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 6,59 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 0

Forza risultante agente in direzione z: -65.888,84

Momento agente in direzione x: 0,01

Momento agente in direzione y: 484.309,79

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0

Eccentricità del carico in direzione x: 7,35

Eccentricità del carico in direzione y: 0

Larghezza efficace (B'=B-2\*e): 214

Lunghezza efficace (L'=L-2\*e): 449,3

Coesione di progetto: 0,5

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

Sovraccarico di progetto: 0,47  
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013  
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35  
 $\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 17  
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -34.186,78  
 Resistenza di progetto: 154.591,28  
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3  
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 4,52 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 1.632,55  
 Forza risultante agente in direzione y: -8.833,55  
 Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78  
 Momento agente in direzione x: 2.166.877,81  
 Momento agente in direzione y: 733.515,7  
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 2,73  
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -14,49  
 Eccentricità del carico in direzione x: 21,46  
 Eccentricità del carico in direzione y: 63,38  
 Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 87,23  
 Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 421,09  
 Coesione di progetto: 0,5  
 Sovraccarico di progetto: 0,47  
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013  
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35  
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01  
 $\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Attrito

– *Modello con  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$  (assenza di falda)*

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 457  
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -106.227,84  
 Resistenza di progetto: 554.311,64  
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3  
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 5,22 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 0  
 Forza risultante agente in direzione y: 0  
 Forza risultante agente in direzione z: -106.227,84  
 Momento agente in direzione x: -0,02  
 Momento agente in direzione y: 484363,86  
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0  
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

Eccentricità del carico in direzione x: 4,56  
 Eccentricità del carico in direzione y: 0  
 Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 214  
 Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 454,88  
 Coesione di progetto: 0,5  
 Sovraccarico di progetto: 0,72  
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021  
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35  
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 17  
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.216,78  
 Resistenza di progetto: 319.315,36  
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3  
**Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_p \min (Rd/Ed)$ : 4,9 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 1.899,3  
 Forza risultante agente in direzione y: -9.498,21  
 Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78  
 Momento agente in direzione x: 2.561.517,77  
 Momento agente in direzione y: 820.653,91  
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 1,67  
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -8,29  
 Eccentricità del carico in direzione x: 12,58  
 Eccentricità del carico in direzione y: 39,28  
 Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 135,45  
 Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 438,83  
 Coesione di progetto: 0,5  
 Sovraccarico di progetto: 0,72  
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021  
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35  
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01  
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Attrito

**- Modello con  $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$  (assenza di falda)**

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 5  
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -106.227,84  
 Resistenza di progetto: 554.311,64  
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3  
**Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_p \min (Rd/Ed)$ : 5,22 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 0  
 Forza risultante agente in direzione y: 0

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

Forza risultante agente in direzione z: -106.227,84  
 Momento agente in direzione x: 0,01  
 Momento agente in direzione y: 484.363,88  
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0  
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0  
 Eccentricità del carico in direzione x: 4,56  
 Eccentricità del carico in direzione y: 0  
 Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 214  
 Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 454,88  
 Coesione di progetto: 0,5  
 Sovraccarico di progetto: 0,72  
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021  
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35  
 $\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 17  
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.216,78  
 Resistenza di progetto: 371.164,9  
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3  
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 5,69 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 1.436,06  
 Forza risultante agente in direzione y: -7.288,68  
 Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78  
 Momento agente in direzione x: 1.949.534,29  
 Momento agente in direzione y: 705.913,62  
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 1,26  
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -6,38  
 Eccentricità del carico in direzione x: 10,82  
 Eccentricità del carico in direzione y: 29,89  
 Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 154,21  
 Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 442,35  
 Coesione di progetto: 0,5  
 Sovraccarico di progetto: 0,72  
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021  
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35  
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01  
 $\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Attrito

### 8.1.2 Resistenza rispetto al collasso per scorrimento sul piano di posa (EQU)

Di seguito si riporta la verifica al collasso per scorrimento sul piano di posa effettuata, nelle più svantaggiose delle combinazioni statiche (SLU) e sismiche (SLV) rivenienti dal

calcolo strutturale, sulla fondazione del manufatto di sollevamento fognario in ciascuna delle precedenti 4 situazioni limite.

Come si può constatare le verifiche sono tutte soddisfatte.

Le lunghezze sono espresse in [cm], mentre le forze in [daN].

– *Modello con  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$  (in falda)*

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 708

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 0

Forza risultante agente in direzione z: -1.4451,3

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0

Angolo di attrito di progetto (deg): 17

Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0

Resistenza di progetto: 9.830,73

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1

Coefficiente di sicurezza normalizzato  **$k_s \min (R_d/E_d)$ : infinito (>1 VERIFICATO)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente in direzione x: -2.095,79

Forza risultante agente in direzione y: 11.043,08

Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78

Inclinazione del carico in direzione x (deg): -3,51

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 17,9

Angolo di attrito di progetto (deg): 17

Tangente angolo d'attrito di progetto:  $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$

Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 11.240,2

Resistenza di progetto: 15.230

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1

Coefficiente di sicurezza normalizzato  **$k_s \min (R_d/E_d)$ : 1,35 (>1 VERIFICATO)**

– *Modello con  $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$  (in falda)*

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 251

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 0

Forza risultante agente in direzione z: -18.786,69

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0

Angolo di attrito di progetto (deg): 17

Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0

Resistenza di progetto: 14.859,49

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1

Coefficiente di sicurezza normalizzato  **$k_s \min (R_d/E_d)$ : infinito (>1 VERIFICATO)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 16

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

Forza risultante agente in direzione x: -1.632,55  
Forza risultante agente in direzione y: 8.833,55  
Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): -2,73  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 14,49  
Angolo di attrito di progetto (deg): 17  
Tangente angolo d'attrito di progetto:  $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$   
Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)  
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 8.983,15  
Resistenza di progetto: 15.220,37  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1  
Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): 1,70 (>1 VERIFICATO)**

- *Modello con  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$  (assenza falda)*

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche  
Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 706  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Forza risultante agente in direzione x: 0  
Forza risultante agente in direzione y: 0  
Forza risultante agente in direzione z: -59.125,69  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0  
Angolo di attrito di progetto (deg): 17  
Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)  
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0  
Resistenza di progetto: 31.373,29  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1  
Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): infinito (>1 VERIFICATO)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche  
Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Forza risultante agente in direzione x: -1.899,3  
Forza risultante agente in direzione y: 9.498,21  
Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): -1,67  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 8,29  
Angolo di attrito di progetto (deg): 17  
Tangente angolo d'attrito di progetto:  $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$   
Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)  
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 9.686,24  
Resistenza di progetto: 26.140,53  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1  
Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): 2,70 (>1 VERIFICATO)**

- *Modello con  $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$  (assenza falda)*

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche  
Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 703  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Forza risultante agente in direzione x: 0  
Forza risultante agente in direzione y: 0  
Forza risultante agente in direzione z: -59.125,69  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0  
Angolo di attrito di progetto (deg): 17  
Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)  
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0  
Resistenza di progetto: 31.410,42  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1

Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): infinito (>1 VERIFICATO)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente in direzione x: -1.436,06

Forza risultante agente in direzione y: 7.288,68

Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78

Inclinazione del carico in direzione x (deg): -1,26

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 6,38

Angolo di attrito di progetto (deg): 17

Tangente angolo d'attrito di progetto:  $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$

Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 7.428,8

Resistenza di progetto: 26.162,60

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1

Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): 3,52 (>1 VERIFICATO)**

## **8.2 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.

Solitamente è il cedimento differenziale di una struttura che può inficiare sulla sua funzionalità, ma basta limitare il cedimento assoluto per tutelarsi, automaticamente, anche nei confronti di quello differenziale.

Al fine di verificare i sistemi geotecnici di progetto nei confronti degli stati limite di esercizio, sono stati calcolati i cedimenti assoluti medi dei terreni di fondazione in esame e verificata la loro compatibilità con le prestazioni attese per le opere previste.

Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;

$C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Esistono molti grafici e tabelle, proposti da vari autori, che su base statistica indicano i valori ammissibili dei diversi parametri che definiscono i cedimenti assoluti.

Diversi autori hanno proposto valori di riferimento ammissibili per cedimenti relativi ed assoluti; l'eterogeneità di tali limiti è legata alla soggettività del "danno accettabile".

In generale si considerano i valori più restrittivi laddove devono prevalere criteri di estetica e funzionali (edifici nuovi, pregiati destinati a civile abitazione o uso pubblico), mentre valori più elevati sono accettabili per edifici industriali.

Skempton e Mac Donald, per strutture ordinari fondate su sabbia, pongono il massimo cedimento tollerabile in termini di 40 mm per fondazioni isolate e 40-65 mm per platee.

Nel caso delle opere in progetto, si è fatto riferimento ai valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962), e si è estrapolato, per le “Collegamento a reti di servizi” il valore

$$C_d = 15 \div 30 \text{cm.}$$

La valutazione dei cedimenti, e in generale quello delle deformazioni del suolo, è complessa, per via della natura non lineare, anisotropa e multifase dei terreni.

Il calcolo rigoroso, specie in situazioni geotecniche complesse, è possibile solo con modelli matematici molto sofisticati, contenenti numerosi parametri di difficile determinazione.

Tuttavia, nella maggior parte dei casi comuni, si ritiene accettabile l'applicazione di metodi di valutazione dei cedimenti semplificati, in quanto sono in grado di fornire, con un numero ridotto di parametri, una stima sufficientemente accurata.

Uno dei metodi di uso più generale, indicato anche negli annessi dell'Eurocodice EC7, è il metodo sforzi-deformazioni (stress-strain method) che consente di valutare il cedimento totale di una fondazione posta su un suolo coesivo o non coesivo.

I passi da eseguire e le ipotesi di calcolo possono essere così riassunte:

- Determinare l'incremento di tensione lungo la verticale del punto di calcolo dovuto ai carichi agenti; questo può essere derivato sulla base della teoria dell'elasticità, assumendo in generale terreno omogeneo e isotropo.
- Determinare la deformazione del suolo con la profondità, in base all'andamento del modulo di elasticità, o di altre leggi sforzi-deformazioni determinate mediante test di laboratorio.
- Integrare le deformazioni verticali trovate in un numero sufficientemente elevato di punti.

L'entità del cedimento che si può calcolare varia a seconda del fenomeno considerato e della durata del carico.

I metodi più comunemente usati consentono di valutare il cedimento a breve termine (istantaneo) e quello a lungo termine (di consolidazione).

Esistono anche metodi che valutano con procedure semiempiriche il cedimento nel suo complesso, istantaneo + consolidazione, oppure metodi che computano anche l'incremento di

deformazione dovuto ai fenomeni viscosi che avvengono nel tempo (consolidazione secondaria o creep).

Il programma utilizzato per il calcolo dei cedimenti (SISMICAD) implementa un metodo configurabile nella famiglia sforzi-deformazioni (stress-strain method).

L'incremento di tensione verticale in un qualsiasi punto del sottosuolo viene valutato sulla base della teoria dell'elasticità, diffondendo la reazione vincolare Q di ciascun nodo di fondazione mediante una espressione alla Boussinesq:

$$q_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2\pi \cdot R^5}$$

dove:

$q_v$  = incremento di tensione verticale nel punto di calcolo

$z$  = profondità del punto di calcolo rispetto al carico

$R$  = distanza spaziale tra punto di calcolo e punto di carico

La pressione diffusa da piastre è discretizzata in base alle reazioni vincolari dei nodi della mesh che le rappresenta, e quindi in funzione della dimensione di meshatura; ad un passo più fitto corrisponde quindi un calcolo più preciso.

Anche le reazioni verticali nei nodi lungo il fusto dei pali concorrono all'incremento di tensione nei punti circostanti.

Noto l'andamento delle tensioni nel sottosuolo il programma determina il cedimento su un numero elevato di strati omogenei, di ampiezza massima decisa dall'utente nelle preferenze suolo.

In funzione dei dati resi disponibili può venire calcolato il cedimento elastico (istantaneo), il cedimento edometrico (complessivo), il cedimento di consolidazione primaria (differito nel tempo).

Nel cedimento elastico si fa uso del modulo elastico, interpolando linearmente il valore alla quota del centro del sottostrato di calcolo.

Il valore adottato per questo parametro di rigidità deve rappresentare in questo caso il comportamento non drenato o a breve termine, e può essere assegnato costante o linearmente variabile per ciascun strato del sondaggio.

La sua quantificazione è avvenuta in termini di tensioni totali e in condizioni drenate con la teoria dell'elasticità.

La soluzione può essere rappresentata nella forma (Timoshenko e Goodier - 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_i$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto  $L/B$ . In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Nel cedimento edometrico si fa uso del modulo edometrico, interpolando linearmente il valore alla quota del centro del sottostrato di calcolo.

Se in uno o più punti della verticale viene trovato valore nullo del parametro, si interpreta l'assenza del dato (non potendo fisicamente essere nullo) e tale strato non contribuirà al cedimento complessivo calcolato.

Si ricorda che il modulo edometrico è concettualmente diverso da un modulo elastico, e viene determinato mediante una prova edometrica (ad espansione laterale impedita) di laboratorio.

Il suo valore non è una costante in quanto varia con il livello di tensione, e quindi va scelto in funzione dell'intervallo tensionale significativo per il problema in esame.

Inoltre il metodo edometrico determina un cedimento complessivo indistinto della fondazione, cioè comprendente sia il cedimento istantaneo che quello di consolidazione.

Il cedimento di consolidazione primaria è un fenomeno più complesso, legato all'espulsione nel tempo dell'acqua contenuta nello scheletro solido dei terreni coesivi, e conseguente riduzione dell'indice dei vuoti e della porosità.

Nei terreni granulari tale fenomeno non accade ed il cedimento è prevalentemente istantaneo, mentre nei coesivi a grana fine la consolidazione si completa in un tempo fortemente variabile, a seconda della permeabilità dei terreni e della posizione degli strati; questo tempo può andare da pochi giorni a decine di anni.

L'entità del cedimento è fortemente non lineare e dipende dall'incremento di tensione indotto in profondità, ma anche dalla tensione massima sopportata da quel terreno in passato (nota come grado di sovraconsolidazione).

Per descrivere compiutamente il fenomeno è necessaria la conoscenza di almeno 4 parametri, di determinazione sperimentale in laboratorio su provini indisturbati:

- Coefficiente di compressione vergine  $C_C$ ;
- Coefficiente di ricomprensione  $C_R$ ;
- Indice dei vuoti  $e_0$ ;
- Indice di sovra consolidazione OCR (Over Consolidation Ratio).

L'espressione generale del cedimento di un singolo strato, nel caso più complesso di terreno OC (sovra consolidato) sottoposto ad una tensione superiore a quella massima sopportata in passato, è la seguente:

$$dH = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot \left[ C_R \cdot \text{Log}_{10} \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} + C_C \cdot \text{Log}_{10} \frac{\sigma_o' + d\sigma'}{\sigma_c'} \right]$$

dove:

$dH$  = cedimento dello strato

$H_0$  = spessore iniziale dello strato di calcolo

$e_0$  = indice dei vuoti nel centro dello strato

$C_R$  = coefficiente di ricomprensione

$C_C$  = coefficiente di compressione vergine

$\sigma_o'$  = tensione verticale efficace nello stato iniziale

$\sigma_c'$  = tensione verticale efficace massima sopportata in passato (consolidazione attuale del suolo)

$d\sigma'_v$  = incremento di tensione verticale causato dai carichi

Nel caso di carico che non provoca il superamento del ginocchio  $\sigma'_c$ , oppure di terreno N.C. (normal consolidato) l'espressione è analoga ma si riduce ad avere un solo termine.

Il cedimento così calcolato è quello finale, cioè quello che si ha al termine del processo di consolidazione.

Valori tipici di  $C_C$  sono compresi tra 0.1 e 0.8;  $C_R$  è dell'ordine di  $1/5 \div 1/10$  di  $C_C$ .

Per una stima approssimata dell'indice di compressione per argille N.C. si può ricorrere alla seguente relazione, in funzione del limite di liquidità:

$$C_C = 0,009 (w_L - 10).$$

Talvolta invece dei coefficienti si dispone dei rapporti di compressione/ricomprensione ( $R_C$  e  $R_R$ ), che sono legati ai primi dalle espressioni:

$$R_C = \frac{C_C}{1 + e_0} \qquad R_R = \frac{C_R}{1 + e_0}$$

I rapporti di compressione/ricomprensione ( $R_C$  e  $R_R$ ) hanno lo svantaggio di dipendere dal livello tensionale, ma sono variabili su stretti campi, in genere compresi tra:

$$R_C = (0.1 \div 0.3); R_R = (0.01 \div 0.04)$$

**Considerando il tipo di terreno di fondazione delle opere di progetto, si può ritenere che, per esso, il cedimento totale prevedibile sarà di natura elastica (non ci saranno quindi fenomeni di consolidazione) e si manifesterà in tempi pressoché immediati, durante l'applicazione del carico durante la costruzione delle opere stesse; pertanto tale cedimento risulterà in ogni caso poco inficiante sulla funzionalità strutturale.**

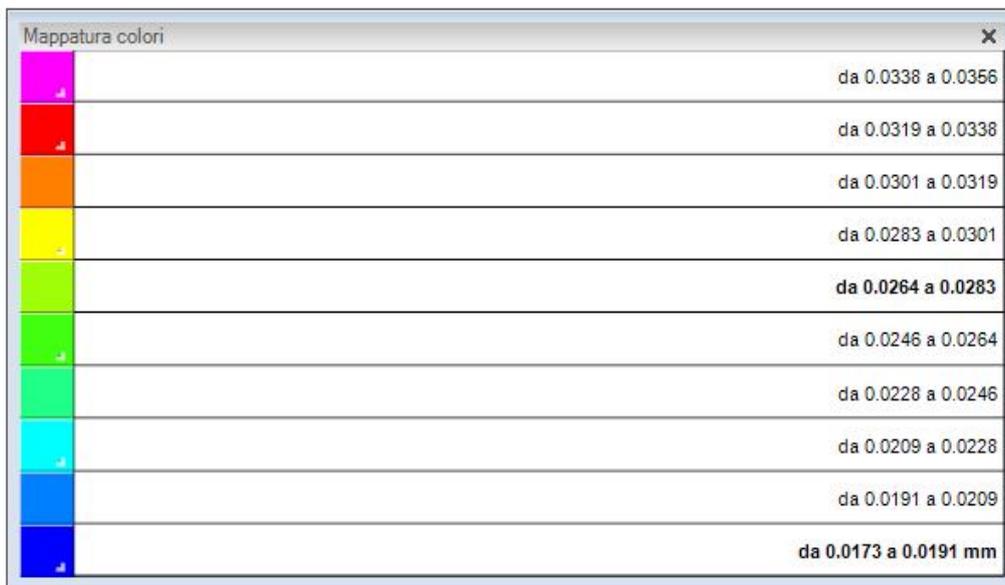
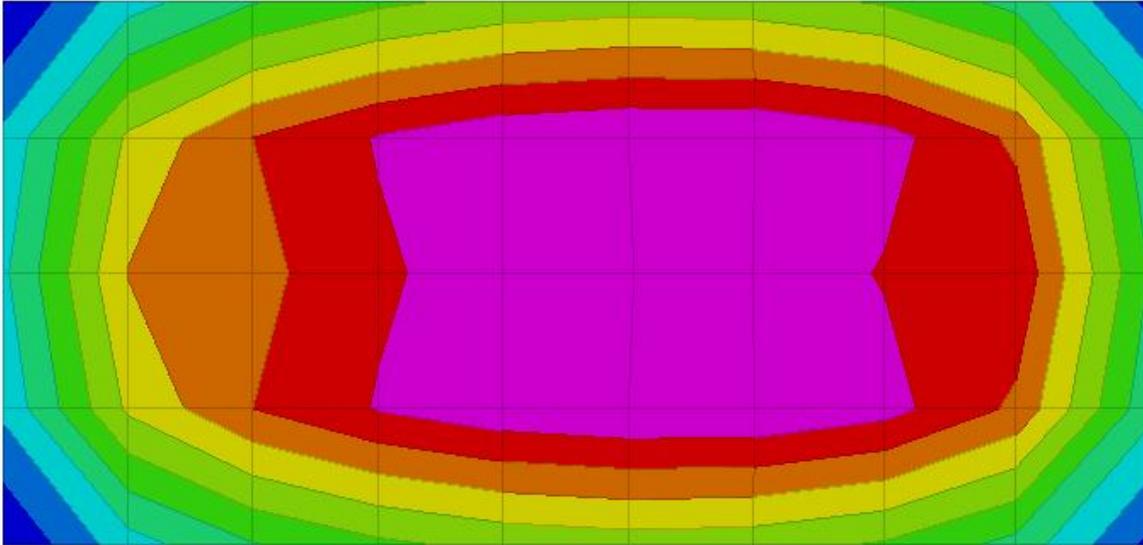
Nel seguito si riportano i valori dei massimi cedimenti teorici calcolati per ciascun nodo delle fondazioni delle opere di progetto nell'involuppo delle varie combinazioni di carico d'esercizio statiche (SLE) e sismiche (SLO).

Come detto in precedenza, le verifiche sono state svolte con riferimento a due modelli distinti caratterizzati quindi dai due differenti valori della costante di sottofondo ( $k_s = 20$  daN/cm<sup>3</sup> e  $k_s = 300$  daN/cm<sup>3</sup>).

Per ciascuno dei suddetti modelli, inoltre sono state considerate 2 diverse situazioni a seconda che sia stata considerata la presenza o meno della falda.

I valori dei cedimenti sono espressi in [mm].

– Modello con  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$  (in falda)

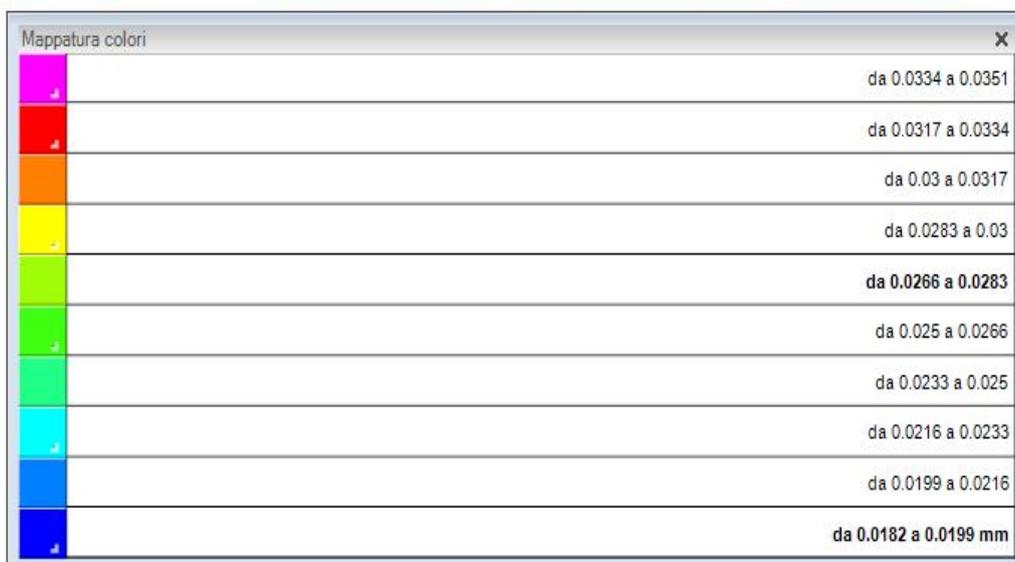
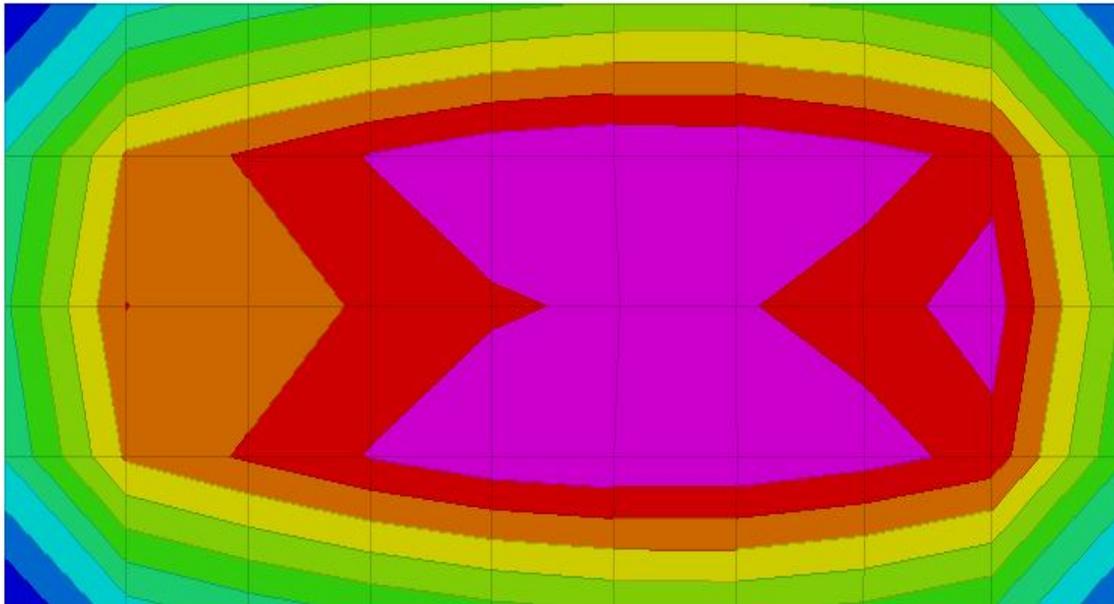


**Cedimento elastico estremo massimo:**

**$c_{\max} = 0.036 \text{ mm}$  - nodo 27 (x = 21,5 cm, y = -53,5 cm z = 0) – comb. SLE rara 115**

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e influenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

– Modello con  $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$  (in falda)

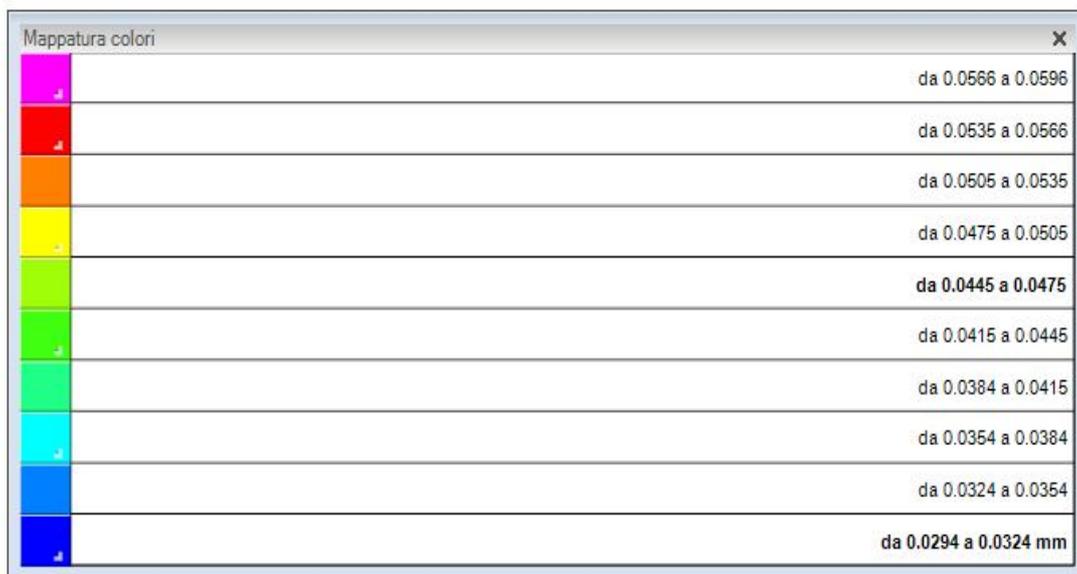
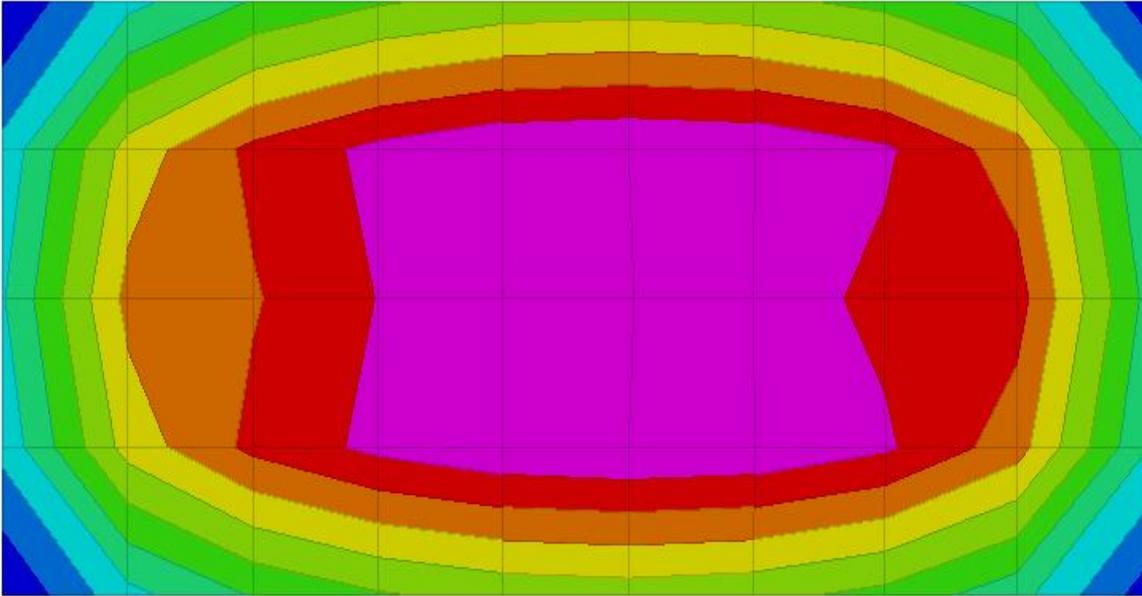


**Cedimento elastico estremo massimo:**

$c_{\max} = 0.035 \text{ mm}$  - nodo 27 (x = 21,5 cm, y = -53,5 cm z = 0) – comb. SLE rara 115

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e ininfluenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

– Modello con  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$  (assenza falda)

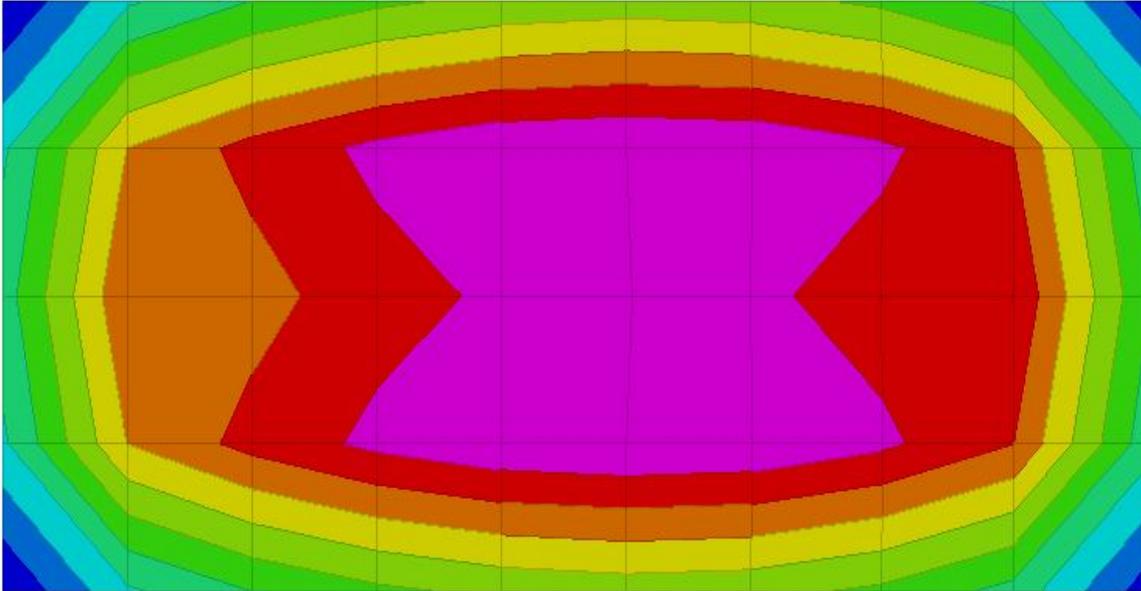


**Cedimento elastico estremo massimo:**

$c_{\max} = 0.060 \text{ mm}$  - nodo 27 ( $x = 21,5 \text{ cm}$ ,  $y = -53,5 \text{ cm}$   $z = 0$ ) – comb. SLE rara 115

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e ininfluenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

– Modello con  $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$  (assenza falda)



Mappatura colori	
	da 0.0557 a 0.0586
	da 0.0529 a 0.0557
	da 0.0501 a 0.0529
	da 0.0473 a 0.0501
	da 0.0445 a 0.0473
	da 0.0417 a 0.0445
	da 0.0389 a 0.0417
	da 0.0361 a 0.0389
	da 0.0333 a 0.0361
	da 0.0304 a 0.0333 mm

**Cedimento elastico estremo massimo:**

**$c_{\max} = 0.059 \text{ mm}$  - nodo 27 ( $x = 21,5 \text{ cm}$ ,  $y = -53,5 \text{ cm}$   $z = 0$ ) – comb. SLE rara 115**

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e ininfluenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

## 9. STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

La risoluzione di un problema di stabilità richiede valutazioni complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata; inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale.

Per la realizzazione dell'impianto di sollevamento fognario è previsto in progetto uno scavo di sbancamento con una profondità massima di  $h = 4,10$  m.

Al fine di verificare la possibilità di effettuare tali scavi secondo determinati profili si è fatto ricorso al calcolo dell'altezza critica di scavo.

La verifica è stata effettuata facendo riferimento al secondo strato litotecnico riportato nel modello geotecnico descritto nel capitolo 6 e ipotizzando un fronte di scavo che presenti le seguenti caratteristiche medie:

$\gamma$	= 20 kN/m <sup>3</sup>	(peso dell'unità di volume);
$\varphi'$	= 25°	(angolo di attrito efficace);
$c'$	= 40 kPa	(coesione efficace).

Nella teoria geotecnica è consolidato il concetto che, per terreni dotati di coesione, le altezze di scavo inferiori all'altezza critica comporterebbero l'annullamento della loro spinta attiva in quanto non verrebbe raggiunto (almeno in condizioni drenate) alcuno stato limite di rottura; il fronte di scavo risulterebbe quindi stabile senza bisogno di opere di protezione.

La formula per il calcolo dell'altezza critica è la seguente:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c'}{\gamma \cdot \sqrt{K_A}}$$

Applicando i coefficienti previsti per norma alle grandezze geotecniche (par. 6.8.2) utilizzando l'approccio 1 - combinazione 2 (A2+M2+R2) e cioè 1,25 (per  $c'$  e  $\varphi'$ ), e considerando che  $R2 = 1,1$ , si ottiene che:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

e cioè  $K_A = 0,48$  (calcolato con la precedente formula di Coulomb, nella versione riveduta da Muller-Breslau).

Di conseguenza, l'altezza critica risulta essere pari a:

$$Z_c \approx 4,60 \text{ m} > 1,1 \times 4,10 \text{ m} \approx 4,50 \text{ m (VERIFICATO)}.$$

Sottolineando l'inevitabile incertezza che accompagna i fenomeni geotecnici in generale e l'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, si può comunque ragionevolmente ipotizzare che le pareti dello scavo necessario alla realizzazione dell'impianto di sollevamento fognario dovrebbero poter presentare una certa verticalità.

Nel caso di piccoli sgretolamenti, si potrà inclinare leggermente la parete di scavo (a discrezione della DL) in modo da avere un fronte stabile almeno per il tempo necessario ad inserire in sicurezza e con precisione il cassone autoaffondante che fungerà sia da cassero a perdere, per la realizzazione del manufatto, che un efficace opera di sostegno del terreno circostante e di arginatura nei confronti della falda presente (in modo da garantire la sicurezza degli operai impiegati nelle fasi di lavoro successive).

Con riferimento invece agli scavi a sezione obbligata necessari alla realizzazione dei tronchi idrici e fognari di progetto, non essendo possibile indagare puntualmente con indagini dirette tutto il vasto territorio coinvolto, si evidenzia innanzitutto che in alcune zone (come ad esempio il centro storico) gli scavi avverrebbero sotto falda e quindi si dovrà utilizzare un sistema (come quello well-point) per effettuarli il più possibile all'asciutto.

Il sottosuolo coinvolto sarà eterogeneo e, subito dopo uno strato superficiale di terreno vegetale, sarà possibile trovare generalmente uno strato calcareo talvolta anche parecchio fratturato e brecciato.

Non è possibile in questa sede definire esattamente la variegatissima situazione stratigrafica del fronte di scavo che si potrà presentare in cantiere durante tali scavi; considerata ancora l'inevitabile incertezza che accompagna i fenomeni geotecnici in generale e l'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, nonché la loro esatta conformazione geometrica, e osservato l'incerto ed estremamente variabile grado di fratturazione della calcarenite da scavare (che non permette di prevedere le reali condizioni che si prospetteranno al momento dei lavori e degli scavi e che durante l'effettuazione di questi ultimi non permette di escludere l'ipotesi di comparsa, nella parete di scavo, di zone più

friabili contenenti anche terra rossa o altro materiale di minor resistenza che potrebbero determinare meccanismi di sgretolamenti locali o più estesi), si indica che, al fine di mantenere un fronte di scavo verticale si debba ricorrere ad apposite sbadacchiature di protezione delle pareti di scavo solo laddove se ne ravvisino situazioni di effettiva dubbia stabilità durante l'esecuzione dei lavori ad insindacabile giudizio della DL.

## **10. CONCLUSIONI**

Dai risultati delle analisi e delle verifiche effettuate nei paragrafi precedenti si può asserire che:

- **i terreni di fondazione del manufatto di sollevamento fognario sono idonei a resistere alle sollecitazioni sovrastanti (capacità portante) con ampi margini di sicurezza in situazioni ultime di carichi sia di tipo statico che di tipo dinamico;**
- **non sono prevedibili cedimenti rilevanti del terreno di fondazione (in situazioni di carichi d'esercizio sia di tipo statico che di tipo dinamico) che possano pregiudicare la perfetta funzionalità dell'opera nell'arco della sua vita utile;**
- **con riferimento agli scavi di sbancamento per la realizzazione dell'impianto di sollevamento fognario, si prevede ragionevolmente che le pareti di scavo dovrebbero poter presentare una certa verticalità; nel caso di piccoli sgretolamenti, si potrà inclinare leggermente la parete di scavo (a discrezione della DL) in modo da avere un fronte stabile almeno per il tempo necessario ad inserire in sicurezza e con precisione il cassone autoaffondante;**
- **con riferimento agli scavi a sezione obbligata per la posa delle condotte idriche e fognarie di progetto, considerando la variegatissima situazione stratigrafica del fronte di scavo che si potrà presentare in cantiere durante tali scavi, si indica che (al fine di mantenere un fronte di scavo verticale) si debba ricorrere ad apposite sbadacchiature di protezione delle pareti di scavo solo laddove se ne ravvisino situazioni di effettiva dubbia stabilità durante l'esecuzione dei lavori ad insindacabile giudizio della DL.**