



MINISTERO DELL'AMBIENTE  
E DELLA TUTELA DEL TERRITORIO E DEL MARE



COMUNE DI QUALIANO



## CONVENZIONE SOGESID S.p.A. - MATTM del 12/09/2011

Accordo di Programma Strategico per le Compensazioni Ambientali nella regione Campania  
del 18 Luglio 2008 e successivo atto modificativo dell'8 Aprile 2009



### COMUNE DI QUALIANO (NA)

INTERVENTI DI POTENZIAMENTO, ADEGUAMENTO E COMPLETAMENTO  
DEL SISTEMA FOGNARIO COMUNALE (LOTTI 1-2-3) - 2° Stralcio

## PROGETTO ESECUTIVO

Titolo elaborato

**RELAZIONE GEOTECNICA**

Elaborato

**A.04**

Redatto da



Il Direttore Tecnico  
Ing. Giovanni Pizzo

Responsabile Direzione Acque  
Ing. Giovanni Pizzo

Project Manager  
Ing. Lavinia Sconci

n. 2983 Ordine degli Ingegneri  
della Provincia di Palermo

Gruppo di progettazione  
Geol. Paolo Martines (Geologia)  
Ing. Lavinia Sconci (CSP)

**RTP:**  
Studio Discetti (Capogruppo)



Ing. Enzo Discetti

Ing. Giovanni Perillo

TECNO IN SPA : Davide Sala



(Supporto specialistico e indagini)

Cod. Commessa

COM321-2-3\_2

Codice

PE ED A 0 4

rev.

0

Nome file

COM321-2-3\_2.PE.ED.A.04

Data : Luglio 2017

Scala : -

Rev. Data Descrizione modifica

0 07/2017 1ª Emissione

verificato

approvato

<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>2</b>
<b>CAMPAGNA DI INDAGINI .....</b>	<b>3</b>
<b>ANALISI STRUTTURALE DELL'AREA.....</b>	<b>4</b>
<b>RISULTATI DELLE PROVE - CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO.....</b>	<b>4</b>
<b>ANALISI SISMICA DEL SITO .....</b>	<b>6</b>
<b>VERIFICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>8</b>
<b>SINTESI DEI RISULTATI.....</b>	<b>14</b>
<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>15</b>

## **PREMESSA**

La presente relazione è relativa alla caratterizzazione geotecnica dell' area interessata dai lavori di potenziamento, adeguamento e completamento del sistema fognario comunale del comune di Qualiano (NA). Nel proseguo pertanto, sulla base dei risultati delle indagini geognostiche, geotecniche e sismiche svolte dalla Tecno In, si descriveranno le caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti evidenziandone l' idoneità, rispetto alle opere previste anche dal punto di vista sismico, sia in termini di sicurezza, sia di stabilità globale e locale.

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per quanto non espressamente citato nel corpo della presente relazione, si rimanda alla seguente normativa:

- D.M. 11/03/88 - Norme Tecniche relative alle " Indagini sui terreni, sulle rocce, la stabilità di pendii naturali e di scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Legge n.1086 del 5/11/1971 e successivi Decreti Ministeriali del 14/02/1992 e 09/01/1996 recanti " Norme Tecniche per il calcolo, la esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche ";
- D.M. 16/01/1996 - Norme Tecniche relative ai " Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Legge n.317 del 21/06/1986 in ottemperanza alla Direttiva CEE n.83/189;
- Istruzioni CNR 10012/85 - Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni;
- Istruzioni CNR 10024/86 - Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo;
- Ministero dei LL.PP. - D.M. 14.02.1992 : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Ministero dei LL.PP. - Circ. 37406 del 24.06.1993 : "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992";
- Ministero dei LL.PP. - D.M. 09.01.1996 : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche";

- Ministero dei LL.PP. - Circ. 252 del 15.10.1996 : "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 09 gennaio 1996";
- Ministero dei LL.PP. - D.M. 16.01.1996 : Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Ministero dei LL.PP. - Circ. 156 del 04.07.1996 : Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Ministero dei LL.PP. - D.M. 04.05.1990 : "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali";
- Legge n.64 del 02/02/1974 Decreto Ministeriale 16/01/1996 recanti "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Circolare 10/04/1997, n.65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione del D.M.16/01/96";
- Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/9/2005 suppl. 159 G.U. 222 ed s.m.i;
- Nuova Classificazione Sismica Regione Campania D.G.R.C. N 5447 Novembre 2002;
- D.M. 14.01.2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circ.Min. 02/02/2009 – Applicazione norme tecniche per le costruzioni.

## **CAMPAGNA DI INDAGINI**

L'analisi geotecnica dell' area di intervento è stata condotta sulla base della campagna di indagine, realizzata, a cui si rimanda per gli ulteriori dettagli. Tale campagna investigativa, ha previsto l'esecuzione e l'interpretazione dei risultati delle seguenti prove:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 10 m dal p.c. (S1, S2, S3 e S4) e n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 3 m da p.c. (S5 e S6).
- n. 16 prove SPT realizzate durante l'esecuzione dei sondaggi spinti a 10 m (n.4 prove per sondaggio).
- n. 4 prelievi di campioni indisturbati di terreno su cui sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio.
- n. 1 prove sismiche del tipo MASW.

## **ANALISI STRUTTURALE DELL'AREA**

Dal punto di vista strutturale, l'area in esame è parte della Piana Campana al margine dei Campi Flegrei, ed è caratterizzata dalla sequenza di materiali piroclastici derivanti dall'attività dei vulcani presenti nel distretto dei Campi Flegrei e, marginalmente, dall'attività del Somma-Vesuvio.

Lo spessore degli orizzonti piroclastici varia in funzione dell'andamento morfologico dei substrati al momento della loro deposizione risultando poi condizionato per effetto dell'operato dalle acque di deflusso superficiale.

I terreni affioranti e presenti nel sottosuolo dell'area interessata possono ascrivere a cineriti, sabbie e pozzolane "humificate", poste a tetto di depositi più chiaramente pozzolanici che si spingono fino a oltre i 20 m di profondità dove ha inizio la formazione tufacea riconducibile ai depositi dell'Ignimbrite Campana in facies gialla.

Dal punto di vista idrogeologico tali depositi sono caratterizzati da un coefficiente di permeabilità *medio basso per porosità* variabile, sia arealmente, sia verticalmente a causa delle frequenti variazioni di granulometria, di cementazione e di giacitura.

Per quanto riguarda infine, il rischio e la pericolosità idrogeologica, dall'esame delle cartografie del P.A.I. si è rilevato che l'area oggetto di intervento non risulta perimetrata all'interno della cartografia tematica non risultando, quindi, sottoposte ad alcun vincolo dedicato.

## **RISULTATI DELLE PROVE - CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO**

Le indagini geotecniche eseguite hanno consentito di ricostruire le stratigrafie locali e di conoscere i parametri più significativi per classificare il sottosuolo nondimeno, di individuare la categoria di suolo prevista secondo la recente normativa sismica.

La campagna ed i relativi risultati sono stati rivolti al fine di:

1. Ricostruire la stratigrafia locale - (Fase 1);
2. Caratterizzare geotecnicamente il terreno (Fase 2);
3. Caratterizzare sismicamente il sito (Fase 3).

Per la fase n. 1, sulla scorta delle indagini eseguite, è stato quindi possibile ricostruire il seguente profilo stratigrafico:

**0,00 - 0,70 m:** Terreno di riporto a matrice cineritica sabbiosa debolmente limosa, con inclusi frammenti di cemento, frammenti calcarei con diametro di 2 – 3 cm e frammenti di tufo.

**0,70 - 1,60 m:** Cinerite rimaneggiata e umificata di colore marrone scuro a granulometria sabbiosa fine limosa, con inclusi apparati radicali, frammenti di radici e di laterizi.

**1,60 - 2,75 m:** Cinerite rimaneggiata a granulometria sabbioso limosa, di colore marrone scuro.

**2,75 - 10,00 m:** Cinerite a granulometria medio fine da debolmente limosa a limosa, di colore grigio oca, con sporadiche pomice con diametro pari a 1 – 2 mm.

Come si evince dalla successione stratigrafica su riportata, risultano presenti due livelli distinti caratterizzati dalla presenza, nei primi tre metri di una coltre superficiale debolmente limosa, mentre al di sotto di tale strato, si rileva la presenza di cinerite a granulometria medio fine, caratterizzata da buone caratteristiche meccaniche.

Per la caratterizzazione geotecnica del sito (fase n.2), attraverso le prove di laboratorio su campioni indisturbati è stato possibile determinare i parametri intrinseci degli strati quali: densità; peso specifico di volume, angolo di attrito, coesione. Mediante l'indagine geotecnica-sismica MASW, sono state inoltre, identificate le caratteristiche dinamiche dei suoli ed il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , al fine di classificare il terreno in ragione delle tipologie normative di cui al DM del 14.01.2008 e valutare, quindi, il comportamento sismico delle strutture.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici associati alla stratigrafia riscontrata in fase di indagine e riportata nella relazione geologica.

0,0- 0,70 m	TERRENO DI RIporto	
0,70 - 3,00 m	CINERITE RIMANEGGIATA	
	peso per unità di volume	$\gamma_m = 13 \text{ kN/m}^3$
	angolo di resistenza al taglio caratteristico	$\phi_k' = 28^\circ$
3,00 - 20,00 m	POZZOLANE POCO ADDESATE	
	peso per unità di volume	$\gamma_m = 11 \text{ kN/m}^3$
	angolo di resistenza al taglio caratteristico	$\phi_k' = 33^\circ$

Per quanto riguarda, l'individuazione della categoria del sottosuolo, desunta mediante le prospezioni MASW, la determinazione del valore della velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è risultata pari a 298 m/sec. Ne consegue che, i terreni investigati dalle prospezioni sismiche ricadono nella categoria litostratigrafica tipo "C" ( $180 \text{ m/s} < V_{s,30} < 360 \text{ m/s}$ ) *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche.*

## ANALISI SISMICA DEL SITO

Dal punto di vista sismico il comune di Qualiano ricade, secondo la classificazione di cui alla D.G.R.C. n.5447 del 07/11/2002, in II categoria con un valore dell'accelerazione al suolo pari a 0.25g e, in ragione delle caratteristiche morfologiche ovvero, delle tipologie di opere previste, sono stati individuati i parametri sismici di riferimento rispetto a cui determinare le azioni di calcolo.

In particolare, in accordo con quanto previsto dal DM del 14.10.2008 sono stati stimati i seguenti parametri:

PARAMETRI SISMICI				
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA	
Longitudine Est (Grd)	14,12540	Latitudine Nord (Grd)	40,91899	
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000	
Probabilità Pvr (SLV)	0,10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	712,00000	
Accelerazione Ag/g (SLV)	0,16700	Fattore Stratigrafia 'S'	1,45587	
Probabilità Pvr (SLD)	0,63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	75,00000	
Accelerazione Ag/g (SLD)	0,06500	-----		

Tabella n. 1 – Parametri sismici

La definizione delle azioni sismiche di progetto è stata effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito, mediante opportune forme spettrali variabili in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento adottato e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato (SLV, SLD).

I valori base dei parametri utili che consentono di definire le suddette azioni sismiche per sito di riferimento rigido orizzontale sono quelli dell' "Accelerazione orizzontale massima al sito" (ag), del "Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione" (Fo) e del "Periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione" (T\*c). Tali valori sono definiti interpolando i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito.

Nondimeno, la risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" ed alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

Il sito è stato classificato sulla base del valore di  $V_{s30}$ , ricavato dall'indagine sismica MASW realizzata sull'area e, computando le condizioni stratigrafiche, i parametrici geotecnici precedentemente citati, si è ritenuto, classificare il sito in categoria "C" ossia: "- Depositi di

sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < NSPT < 50$ ,  $70 < cu < 250$  kPa).

A tale categoria di suolo si associano, pertanto, dei coefficienti rappresentativi della morfologia del sito di intervento ed in particolare, il coefficiente di amplificazione stratigrafica "Ss" determinato mediante la seguente espressione:

$$1.0 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{reg}}{g} \leq 1.5$$

ovvero, il coefficiente topografico che stima un ulteriore contributo in termini simili in ragione dell'inclinazione del versante, così come previsto dalla normativa e di seguito riportato in tabella.

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i \geq 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i \geq 30^\circ$

Tabella 2 – Coefficiente topografico

Nel caso in esame, vista morfologia, è stato determinato un coefficiente di amplificazione topografica "S<sub>t</sub>" pari a 1 nondimeno, è stata individuata l'azione sismica di progetto in ragione del relativo spettro.

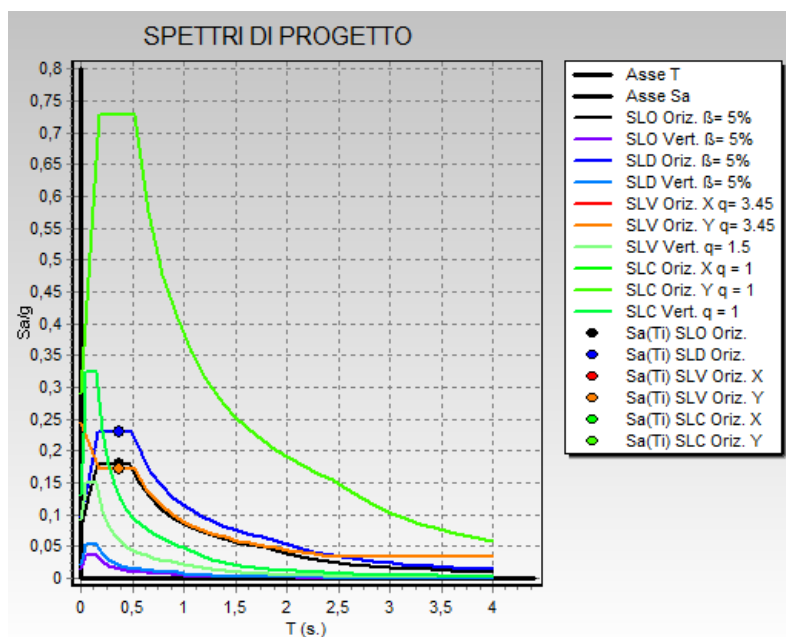


Figura 1 - Spettro di progetto



## VERIFICHE GEOTECNICHE

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove:

### Caratteristiche geometriche della fondazione:

$q$  = carico sul piano di fondazione

$B$  = lato minore della fondazione

$L$  = lato maggiore della fondazione

$D$  = profondità della fondazione

$\alpha$  = inclinazione base della fondazione

$G$  = peso specifico del terreno

$B'$  = larghezza di fondazione ridotta =  $B - 2 e_B$

$L'$  = lunghezza di fondazione ridotta =  $L - 2 e_L$

### Caratteristiche di carico sulla fondazione:

$H$  = risultante delle forze orizzontali

$N$  = risultante delle forze verticali

$e_B$  = eccentricità del carico verticale lungo  $B$

$e_L$  = eccentricità del carico verticale lungo  $L$

$F_{hB}$  = forza orizzontale lungo  $B$

$F_{hL}$  = forza orizzontale lungo  $L$

### Caratteristiche del terreno di fondazione:

$\beta$  = inclinazione terreno a valle

$c = c_u$  = coesione non drenata (condizioni  $U$ )

$c = c'$  = coesione drenata (condizioni  $D$ )

$\Gamma$  = peso specifico apparente (condizioni  $U$ )

$\Gamma = \Gamma'$  = peso specifico sommerso (condizioni  $D$ )

$\phi = 0$  = angolo di attrito interno (condizioni  $U$ )

$\phi = \phi'$  = angolo di attrito interno (condizioni  $D$ )

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi \cdot \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$

$$Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$$Nc = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$Ir = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

$E$  = modulo elastico normale

$\mu$  = coefficiente di *Poisson*

$$Icr = \frac{1}{2} \exp \left[ \frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Yq = Yg = \exp \left[ \left( 0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } Ir \leq Icr$$

$$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$ig = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang } \phi'} \right)^{m+1}$$

$$iq = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \operatorname{arc} \tan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $I_{gk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

Per il calcolo della portanza del terreno per i muri di sostegno, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- *In condizioni drenate:*

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- *In condizioni non drenate:*

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza,  $\phi$  in gradi:

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

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

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità,  $K$  espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

dove  $K = \frac{D}{B}$  se  $\frac{D}{B} \leq 1$  o  $K = \arctan \frac{D}{B}$  se  $\frac{D}{B} > 1$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_u \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[ 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_u \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

con  $m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$

Fattori di inclinazione del piano di posa,  $\eta$  in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_c}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno,  $\beta$  in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_c}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- $\Gamma$  = peso specifico del terreno di fondazione
- $Q$  = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- $e$  = eccentricità della risultante  $M/N$  in valore assoluto
- $B = B_t - 2 \times e$ , larghezza della fondazione parzializzata
- $B_t$  = larghezza totale della fondazione
- $C$  = coesione del terreno di fondazione
- $D$  = profondità del piano di posa
- $L$  = sviluppo della fondazione
- $H$  = componente del carico parallela alla fondazione
- $V$  = componente del carico ortogonale alla fondazione
- $C_u$  = coesione non drenata del terreno di fondazione
- $C_a$  = adesione alla base tra terreno e muro
- $\eta$  = angolo di inclinazione del piano di posa
- $\beta$  = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi  $\geq 0$ )

## SINTESI DEI RISULTATI

CARICO LIMITE PLINTI														
IDENTIFICATIVO					DRENATE				NON DRENATE		RISULTATI			
Plinto N.ro	Filo N.ro	Comb N.ro	Bx' m	By' m	GamEf kg/mc	QLimV (t)	GamEf kg/mc	QLimV (t)	N (t)	Coeff. Sicur.	Minimo CoeSic	N/Ar kg/cmq	QLim/Ar kg/cmq	Status Verifica
1	1	A1 / 1	1,00	1,00	1300	46,8			2,0	22,92				OK
		A1 / 2	0,72	0,72	1300	21,6			2,0	10,57				OK
		A1 / 3	0,53	0,53	1300	10,9			2,0	5,34				OK
		A1 / 4	0,72	0,72	1300	21,6			2,0	10,57				OK
		A1 / 5	0,53	0,53	1300	10,9			2,0	5,34				OK
		A1 / 6	0,72	0,72	1300	21,6			2,0	10,57				OK
		A1 / 7	0,53	0,53	1300	10,9			2,0	5,34				OK
		A1 / 8	0,72	0,72	1300	21,6			2,0	10,57				OK
		A1 / 9	0,53	0,53	1300	10,9			2,0	5,34				OK
		A2 / 1	1,00	1,00	1300	14,2			1,6	9,06				OK
		A2 / 2	0,68	0,68	1300	5,9			1,6	3,75				OK
		A2 / 3	0,47	0,47	1300	2,6			1,6	1,64	1,64	0,73	1,19	OK
		A2 / 4	0,68	0,68	1300	5,9			1,6	3,75				OK
		A2 / 5	0,47	0,47	1300	2,6			1,6	1,64				OK
		A2 / 6	0,68	0,68	1300	5,9			1,6	3,75				OK
		A2 / 7	0,47	0,47	1300	2,6			1,6	1,64				OK
		A2 / 8	0,68	0,68	1300	5,9			1,6	3,75				OK
		A2 / 9	0,47	0,47	1300	2,6			1,6	1,64				OK
	X+	A2 / 10	0,98	0,95	1300	13,1			1,6	8,35				OK
	X-	A2 / 18	0,98	0,95	1300	13,1			1,6	8,35				OK
	Y+	A2 / 26	0,95	0,98	1300	13,1			1,6	8,35				OK
	Y-	A2 / 30	0,95	0,98	1300	13,1			1,6	8,35				OK

Tabelle 3 - Verifiche plinti di fondazione

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE	
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	1 ---
Combinazione di carico piu' gravosa:	2 A2
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	1,59 t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	0,01 t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0,04 m
Larghezza della fondazione:	1,00 m
Lunghezza della fondazione:	10,00 m
Valore efficace della larghezza:	0,93 m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:	1300 Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :	0,72 t/mq
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE	
Fattori di capacita' portante: Ng =	7,8366 Nq = 8,6998 Nc = 18,1015
Fattori di forma: Sg =	1,0212 Sq = 1,0212 Sc = 1,0424
Fattori di profondita: Dg =	1,0000 Dq = 1,2235 Dc = 1,2525
Fattori inclinazione carico: Ig =	0,9745 Iq = 0,9832 Ic = 0,9810
Fattori inclinazione base: Bg =	1,0000 Bq = 1,0000 Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	1,0000 Gq = 1,0000 Gc = 1,0000
Pressione media limite:	12,57 t/mq
Sforzo normale limite:	11,66 t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)	7,33 ---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA	

Tabelle 4 - Verifiche muro di sottoscarpa

## **CONCLUSIONI**

Le analisi condotte hanno evidenziato la presenza di un terreno di buone caratteristiche meccaniche, i risultati delle indagini hanno consentito, di dimensionare le opere strutturali e di verificare le stesse allo SLV secondo gli approcci progettuali normativi, ritenendo i litotipi interessati idonei alla realizzazione delle stesse.