



Comune di Trani

Regione Puglia



OPERE DI MESSA IN SICUREZZA DEI LOTTI I, II, III DISCARICA PER RSU SITA IN TRANI E DENOMINATA "PURO VECCHIO"

CIG: 7060424E30

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:

AZIENDA MUNICIPALIZZATA IGIENE URBANA
Comune di Trani
Via Barletta, 161 - Trani
P.IVA 05487980723



PROGETTO:

Studio Romanazzi-Boscia e Associati s.r.l.
via Amendola 172/c. 70100 Bari - tel.: 080.548.21.87 - Fax: 080.548.22.67
Prof. Ing. Eligio ROMANAZZI
Dott. Ing. Giovanni F. BOSCIA
Dott. Ing. Sebanino GIOTTA
Dott. Ing. Fabio PACCAPELO



Ing. Federico Cangialosi

Ing. Gianluca Intini

Dott. geol. Vito Specchio

Ing. Vincenzo Catalucci



Vito Specchio

ALLEGATO

R.2.3

R - ELABORATI DESCRITTIVI

RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA:

...

DATA: Aprile 2018

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE

INDICE

1. PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	1
2. BREVE DESCRIZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE	2
3. AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO	3
4. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI	5
5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	6
6. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	9
7. SINTESI DELLE OPERE DI FONDAZIONE DI PROGETTO	11
8. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	12
8.1. IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE	12
8.2. VASCA DI ACCUMULO DEL PERCOLATO.....	13
8.3. POZZETTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE METEORICHE FONDO CAVA	13
8.4. POZZETTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE METEORICHE III LOTTO.....	14
9. CONCLUSIONI.....	15

1. PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle "Opere di messa in sicurezza dei Lotti I, II, III - discarica per RSU sita in Trani e denominata "Puro Vecchio"", nell'ambito dell'impianto di discarica dell'AMIU Trani S.p.A..

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi della relazione geologica redatta dal geol. Vito Specchio e dei risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta dalla ditta Apogeo s.r.l. di Altamura (Ba) del dott. Geol. Pietro Pepe, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame.

Per la redazione della presente relazione geotecnica si è avvalsi, non da ultimo, della raccolta di dati e notizie bibliografiche ottenute da fonti ufficiali pubbliche e private, e delle conoscenze geologiche del territorio di Foggia acquisite nel tempo dai progettisti.

La presente relazione geotecnica è stata redatta in ottemperanza alle leggi vigenti in materia:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le costruzioni";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);
- "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008". Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" – ENV 1997 – 1;
- D.G.R. 2 marzo 2004, n. 153 - L.R. 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 – Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi.

2. BREVE DESCRIZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE

Al fine di caratterizzare i terreni dal punto di vista geologico-tecnico, si è ricorso ad indagini dirette e indirette; attraverso l'acquisizione e l'analisi di diversi parametri geofisici e geotecnici, è stato possibile fornire un'interpretazione attendibile sulle condizioni e sulle caratteristiche del sottosuolo avvalorate anche dall'esecuzione di due sondaggi geognostici a carotaggio continuo.

Sono state eseguite indagini sismiche, in primo luogo per rilevare l'andamento della sismostratigrafia del sottosuolo, ricercando le superfici di discontinuità fisica – rifrattori – ed in particolare quelle superfici che separano porzioni di terreno con differente grado di densità e compattezza; in secondo luogo per ricavare lo spessore e le caratteristiche geomeccaniche degli strati così riconosciuti, calcolare i valori di Rigidità Sismica dei singoli orizzonti al fine di valutare ad esempio l'amplificazione sismica locale e classificare i terreni alla luce della recente normativa sismica (VSeq) (D.M. 17/01/2018).

Nello specifico la campagna geognostica è consistita nell'esecuzione di:

- n. 3 sondaggi geognostici a distruzione di nucleo (S01, S02 ed S03 eseguiti rispettivamente fino a 10, 30 e 20 metri di profondità dal p.c.);
- prelievo di campioni di terra da sottoporre ad analisi per la definizione di una piano di gestione delle terre e rocce da scavo;
- n. 2 scavi geognostici (uno si superficie 1X1m circa ed uno di superficie 2X2m circa) per l'esecuzione di prove di permeabilità in pozzetto;
- n. 2 prove di permeabilità in foro;
- n. 2 tomografie sismiche a rifrazione in onde p per la ricostruzione della sismostratigrafia locale;
- n. 2 indagini sismiche MASW per la determinazione della VSeq per la determinazione della categoria di suolo ai sensi dell'NTC del D.M 17 Gennaio 2018;
- n. 2 tomografie geoelettriche per la ricostruzione del modello elettrico del terreno;
- una indagine georadar di superficie per l'individuazione di anomalie nel sottosuolo utilizzando contemporaneamente 2 antenne a frequenza centrale di 270 e 400 MHz;
- n. 3 acquisizione georadar eseguite all'interno dei sondaggi geognostici con antenna da 500 MHz;
- n. 3 videoispezioni eseguite all'interno dei sondaggi geognostici realizzati;
- un rilievo topografico di tutta l'area di discarica eseguito integrando tecnica di rilievo drone e rilievo GPS dei punti di controllo.

3. AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO

La definizione del valore $V_{S,30}$, velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, è calcolata, come prescritto dalle NTC - D.M. 14/01/2008 al par. 3.2.2 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, mediante la relazione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}$$

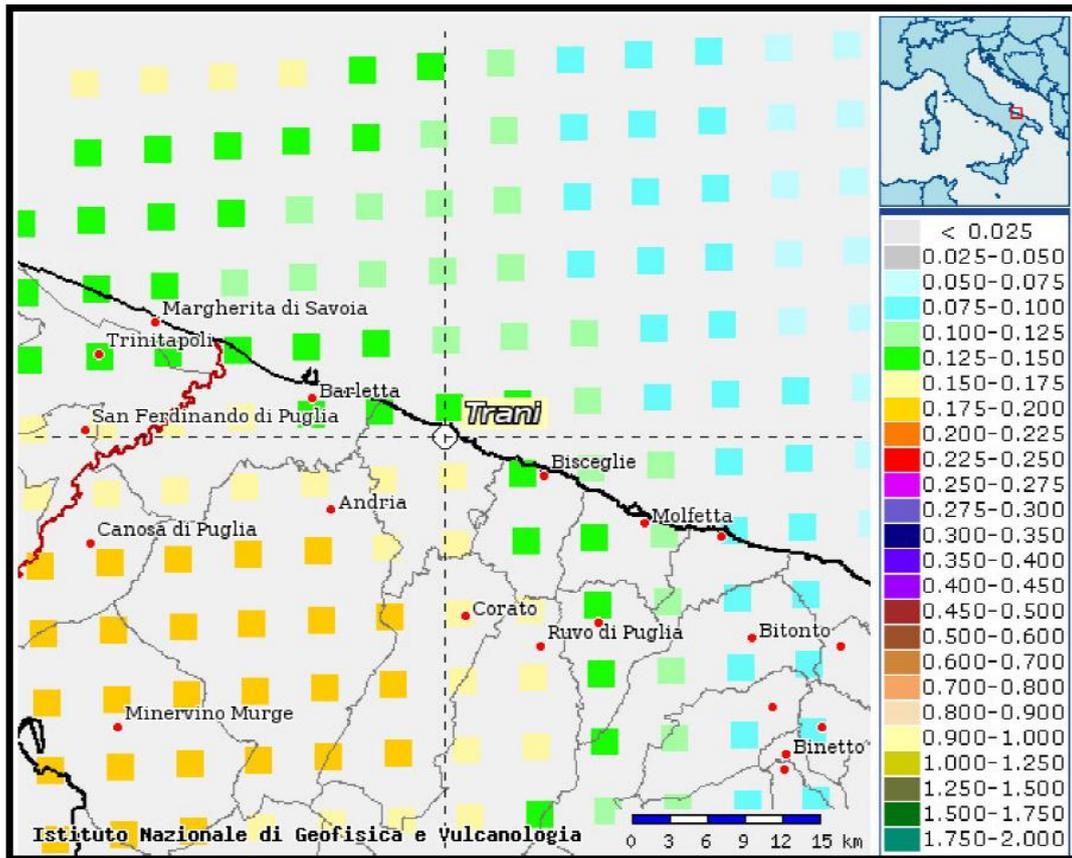
Nei punti dell'area investigata è stato possibile calcolare il parametro V_{S30} attraverso gli stendi menti Re.Mi., a cui è poi stata associata la relativa categoria di suolo di fondazione secondo quanto indicato nella Nuova Normativa Sismica di cui al D.M. 14/01/2008, come desumibile dai valori di seguito riportati:

Sulla base dei valori di V_{S30} è possibile classificare il sottosuolo di fondazione interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto all'interno della **categoria di profilo stratigrafico di tipo "A"** – *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.*

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

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

La città di **Trani** è stata classificata, in base all'O.P.C.M. 3274/2003 e ss.mm.ii. in base all'O.P.C.M. 3519 del 2006 nella zona sismica di 3^a categoria. La città di **Trani** è caratterizzata da un'accelerazione sismica compresa tra 0,125g e 0,150g, come desumibile dalla Carta delle accelerazioni sismiche locali.



Le condizioni topografiche del sito, in base a quanto riportato nella Tabella 3.2.IV del DM 14.01.08, rientrano nella **Categoria T1 – Superficie pianeggiante**.

4. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI

Sulla base dei report delle indagini geognostiche effettuate sul sito della discarica è possibile definire la litologia delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame ed interessate dalle fondazioni delle opere previste.

Impianto di trattamento acque meteoriche e vasca accumulo percolato

OR_1 Orizzonte 1: Roccia calcarea molto fratturata

- Peso di Volume= $24,50 \text{ KN/m}^3$
- Angolo di attrito = 33°
- Coesione = 270 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = $0,27$
- Modulo di elasticità statica = $37,70 \text{ KN/cm}^2$
- R.Q.D: 16%

Pozzetti di sollevamento acque meteoriche fondo cava

OR_2 Orizzonte 2: Roccia calcarea fratturata

- Peso di Volume= $24,50 \text{ KN/m}^3$
- Angolo di attrito = 33°
- Coesione = 270 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = $0,27$
- Modulo di elasticità statica = $37,70 \text{ KN/cm}^2$
- R.Q.D: 32%

Pozzetto di sollevamento acque meteoriche III Lotto

OR_3 Orizzonte 3: Corpo rifiuti/riporto

- Peso di Volume = $14,80 \text{ KN/m}^3$
- Angolo di attrito= 20°
- Coesione = 0 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = $0,40$
- Modulo di elasticità statica = $1,50 \text{ KN/cm}^2$

La falda acquifera non è stata intercettata in nessun sondaggio.

5. VERIFICHE GEOTECNICHE

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di **Meyerhof** (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$

dove:

c = coesione

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_γ , d_c , d_q e d_γ = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_c , i_q e i_γ = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\theta}{90}$$

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

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico = $\arctang(K_{hi})$ ove K_{hi} nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse, pari a

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

z_c , z_q e z_{γ} = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hk}$$

nelle quali k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$K_{hk} = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come indicato dalla tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008, di seguito riportata:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del q_{lim} è moltiplicato per R.Q.D.².

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k'_s = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

E_d (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young);

E_f (daN /cm²) = modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione;

B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k'_s = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria ($B = 1,00$ m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k'_s = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$

6. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

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

ovvero

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

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;
- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i

coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 14/01/2008,

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

7. SINTESI DELLE OPERE DI FONDAZIONE DI PROGETTO

In generale le opere previste risultano completamente interrato e caratterizzate da configurazioni regolari in pianta, quadrate o rettangolari.

Da un punto di vista statico i manufatti risultano classificabili come strutture di tipo scatolare costituite da elementi bidimensionali quali piastre e setti in calcestruzzo armato; i setti, orditi lungo le due direzioni principali dell'edificio, risultano collegati agli elementi resistenti orizzontali (platee di fondazione alle varie quote) in corrispondenza dei nodi di estremità.

La funzione statica di tali elementi bidimensionali è quella di resistere sia nei confronti delle azioni verticali dovute ai carichi statici gravanti sulla struttura, sia nei confronti delle azioni orizzontali, lungo le due direzioni principali dell'edificio ortogonali tra loro, derivanti dall'insorgere di un evento sismico.

Le piastra di fondazione ed i setti presentano spessori funzionali ai carichi agenti ed alle dimensioni delle stesse membrature; in particolare, con riferimento alle platee di fondazione, lo spessore varia da un minimo di 30 cm ad un massimo di 50 cm; altresì, con riferimento alle pareti, esse presentano uno spessore variabile da un minimo di 20 cm ad un massimo di 40 cm.

Segue descrizione in forma tabellare delle opere in progetto (I colonna: denominazione opera, II colonna: dimensioni piano altimetriche delle fondazioni, III colonna: profondità della fondazione rispetto al piano campagna, IV colonna: formazione geolitologica):

N.	Denominazione opera	dimensioni fondazioni (m)	profondità fondazioni rispetto al p.c. (m)	formazione geolitologica
1	Impianto di trattamento acque meteoriche	15,00 x 5,00	2,50	OR_1
2	Vasca di accumulo del percolato	24,10 x 6,80	0,60	OR_1
3	Pozzetto di sollevamento acque meteoriche fondo cava	4,60 x 4,60	0,60	OR_2
4	Pozzetto di sollevamento acque meteoriche III Lotto	3,00 x 3,00	1,00	OR_3

8. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

La formula (1) descritta al paragrafo 5 della presente relazione calcola la capacità portante del substrato di fondazione considerando il terreno omogeneo ed isotropo nell'ipotesi di rottura generale, assumendo un comportamento del terreno di tipo rigido plastico a lungo termine (condizioni drenate).

Di seguito si riportano i valori dei parametri geotecnici calcolati per l'opera in oggetto, assumendo i fattori di capacità portante N_c , N_q , N_γ ed i fattori di forma così come indicati al predetto paragrafo 5 nel caso di terreni (pozzetto di sollevamento acque meteoriche III Lotto) e di roccia (impianto di trattamento acque meteoriche e pozzetto di sollevamento acque meteoriche fondo cava).

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione nella sua formula semplificata (espressione (3) del paragrafo 5) e nel caso di fondazione unitaria ($B=1,00$ m). Sulla scorta dei valori del modulo elastico E e del coefficiente di Poisson in corrispondenza dello strato di imposta delle fondazioni, si ottengono i seguenti valori:

- **$K_w = 40,7$ daN/cmq** per impianto di trattamento acque meteoriche e pozzetto di sollevamento acque meteoriche fondo cava
- **$K_w = 1,8$ daN/cmq** per pozzetto di sollevamento acque meteoriche III Lotto

8.1. IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE

Approccio 1

$$K_p = 2,71$$

$$N_c = 36,740$$

$$N_q = 19,918$$

$$N_\gamma = 20,918$$

$$s_c = 1,181 \quad s_q = 1,090 \quad s_g = 1,090$$

$$i_c = 0,887 \quad i_q = 0,887 \quad i_g = 0,396$$

$$d_c = 1,181 \quad d_q = 1,091 \quad d_g = 1,091$$

$$z_c = 0,984 \quad z_q = 0,926 \quad z_g = 0,926$$

Capacità portante limite q_{lim} : 2,95 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 1,64 daN/cm²

Approccio 2

$$K_p = 3,39$$

$$N_c = 57,532$$

$$N_q = 39,031$$

$$N_\gamma = 40,031$$

$$s_c = 1,226 \quad s_q = 1,113 \quad s_g = 1,113$$

$$i_c = 0,887 \quad i_q = 0,887 \quad i_g = 0,478$$

$$d_c = 1,203 \quad d_q = 1,101 \quad d_g = 1,101$$

$$z_c = 0,984 \quad z_q = 0,939 \quad z_g = 0,939$$

Capacità portante limite q_{lim} : 6,15 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 2,68 daN/cm²

Si assume in sede progettuale il valore della capacità portante pari a 1,64 daN/cm².

8.2. VASCA DI ACCUMULO DEL PERCOLATO

Approccio 1

$$K_p = 2,71$$

$$N_c = 36,740$$

$$N_q = 19,918$$

$$N_\gamma = 20,918$$

$$s_c = 1,153 \quad s_q = 1,076 \quad s_g = 1,076$$

$$i_c = 0,887 \quad i_q = 0,887 \quad i_g = 0,396$$

$$d_c = 1,029 \quad d_q = 1,015 \quad d_g = 1,015$$

$$z_c = 0,984 \quad z_q = 0,926 \quad z_g = 0,926$$

Capacità portante limite q_{lim} : 2,35 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 1,31 daN/cm²

Approccio 2

$$K_p = 3,39$$

$$N_c = 57,532$$

$$N_q = 39,031$$

$$N_\gamma = 40,031$$

$$s_c = 1,191 \quad s_q = 1,096 \quad s_g = 1,096$$

$$i_c = 0,887 \quad i_q = 0,887 \quad i_g = 0,478$$

$$d_c = 1,033 \quad d_q = 1,016 \quad d_g = 1,016$$

$$z_c = 0,984 \quad z_q = 0,939 \quad z_g = 0,939$$

Capacità portante limite q_{lim} : 4,83 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 2,10 daN/cm²

Si assume in sede progettuale il valore della capacità portante pari a 1,31 daN/cm².

8.3. POZZETTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE METEORICHE FONDO CAVA

Approccio 1

$$K_p = 2,71$$

$$N_c = 36,740$$

$$N_q = 19,918$$

$$N_\gamma = 20,918$$

$$s_c = 1,542 \quad s_q = 1,271 \quad s_g = 1,271$$

$$i_c = 0,887 \quad i_q = 0,887 \quad i_g = 0,396$$

$$d_c = 1,043 \quad d_q = 1,021 \quad d_g = 1,021$$

$$z_c = 0,984 \quad z_q = 0,926 \quad z_g = 0,926$$

Capacità portante limite q_{lim} : 12,31 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 6,84 daN/cm²

Approccio 2

$K_p = 3,39$

$N_c = 57,532$

$N_q = 39,031$

$N_\gamma = 40,031$

$s_c = 1,678$ $s_q = 1,339$ $s_g = 1,339$

$i_c = 0,887$ $i_q = 0,887$ $i_g = 0,478$

$d_c = 1,048$ $d_q = 1,024$ $d_g = 1,024$

$z_c = 0,984$ $z_q = 0,939$ $z_g = 0,939$

Capacità portante limite q_{lim} : 26,53 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 11,53 daN/cm²

Si assume in sede progettuale il valore della capacità portante pari a 6,84 daN/cm².

8.4. POZZETTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE METEORICHE III LOTTO

Approccio 1

$K_p = 1,78$

$N_c = 11,792$

$N_q = 4,433$

$N_\gamma = 1,438$

$s_c = 1,355$ $s_q = 1,178$ $s_g = 1,178$

$i_c = 0,887$ $i_q = 0,887$ $i_g = 0,139$

$d_c = 1,089$ $d_q = 1,044$ $d_g = 1,044$

$z_c = 0,984$ $z_q = 0,865$ $z_g = 0,865$

Capacità portante limite q_{lim} : 0,67 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 0,37 daN/cm²

Approccio 2

$K_p = 2,04$

$N_c = 14,835$

$N_q = 6,399$

$N_\gamma = 2,871$

$s_c = 1,408$ $s_q = 1,204$ $s_g = 1,204$

$i_c = 0,887$ $i_q = 0,887$ $i_g = 0,241$

$d_c = 1,095$ $d_q = 1,048$ $d_g = 1,048$

$z_c = 0,984$ $z_q = 0,894$ $z_g = 0,894$

Capacità portante limite q_{lim} : 1,12 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 0,49 daN/cm²

Si assume in sede progettuale il valore della capacità portante pari a 0,37 daN/cm².

9. CONCLUSIONI

A conclusione dei dati fin qui esposti seguono le seguenti considerazioni. Dal punto di vista geologico, l'area interessata dalle fondazioni delle opere a realizzarsi all'interno della discarica di Trani è rappresentata da:

Impianto di trattamento acque meteoriche vasca accumulo percolato

OR_1 Orizzonte 1: Roccia calcarea molto fratturata

- Peso di Volume= 24,50 KN/m³
- Angolo di attrito = 33°
- Coesione = 270 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = 0,27
- Modulo di elasticità statica = 37,70 KN/cm²
- R.Q.D: 16%

Pozzetti di sollevamento acque meteoriche fondo cava

OR_2 Orizzonte 2: Roccia calcarea fratturata

- Peso di Volume= 24,50 KN/m³
- Angolo di attrito = 33°
- Coesione = 270 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = 0,27
- Modulo di elasticità statica = 37,70 KN/cm²
- R.Q.D: 32%

Pozzetto di sollevamento acque meteoriche III Lotto

OR_3 Orizzonte 3: Corpo rifiuti/riporto

- Peso di Volume = 14,80 KN/m³
- Angolo di attrito= 20°
- Coesione = 0 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = 0,40
- Modulo di elasticità statica = 1,50 KN/cm²

Per le fondazioni superficiali si assumono i seguenti valori di capacità portante ammissibile:

Impianto di trattamento acque meteoriche

Kw = 40,7 daN/cm^q

Capacità portante limite q_{lim} : 2,95 daN/cm^q

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 1,64 daN/cm^q

Vasca di accumulo del percolato

Kw = 40,7 daN/cm^q

Capacità portante limite q_{lim} : 2,35 daN/cm^q

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 1,31 daN/cm^q

Pozzetti di sollevamento acque meteoriche fondo cava

Kw = 40,7 daN/cm^q

Capacità portante limite q_{lim} : 12,31 daN/cm^q

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 6,84 daN/cm^q

Pozzetto di sollevamento acque meteoriche III Lotto

Kw = 1,8 daN/cmq

Capacità portante limite q_{lim} : 0,67 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 0,37 daN/cmq

Sulla base del valore di Vs30 ricavati dalla campagna geognostica è possibile classificare il sottosuolo di fondazione interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto all'interno della **categoria di profilo stratigrafico di tipo "A"**.

Le condizioni topografiche del sito, in base a quanto riportato nella Tabella 3.2.IV del DM 14.01.08, rientrano nella **Categoria T1 – Superficie pianeggiante**.

La falda acquifera non è stata intercettata in nessun sondaggio.