PROVINCIA DI IMPERIA

COMUNE DI TAGGIA

IMPIANTO INTEGRATO DI TRATTAMENTO, RECUPERO E VALORIZZAZIONE DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI DELLA PROVINCIA DI IMPERIA

IDRO EDIL S.R.L.

WASTE TREATMENT TECHNOLOGIES

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA

TAV.	SCALA	COM	DOC	FOGLIO	REV.
R7	/	839	PP.B013	01 DI 01	3

ICARIA

ICARIA srl
SOCIETÀ DI INGEGNERIA
Via La Spezia, 6 - 00182 Roma
Corso Cavour, 445 - 05018 Orvieto (Tr)
tel +39 0763 34 08 75 Fax +39 0763 34 12 51
www.icariasrl.it info@icariasrl.it

ORDINE degli INGEGNERI
INGEGNERE
Vladimiro
ROTISCIANI
civile ed ambientale
industriale
dell'informazione
A 376
Provincia di TERNI

REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	AUTORIZZATO
3	APRILE 2017	REVISIONE a seguito Delib. C.P. N.2 del 20.02.2017	M.S.	A.S.	V.R.	V.R.
2	SETTEMBRE 2013	REVISIONE	C.S.	A.S.	V.R.	V.R.
0	GENNAIO 2012	EMISSIONE	M.G./L.P.	C.S.	V.R.	V.R.

IMPIANTO INTEGRATO DI TRATTAMENTO, RECUPERO E VALORIZZAZIONE DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI DELLA PROVINCIA DI IMPERIA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

R7– RELAZIONE GEOTECNICA

SOMMARIO

1 PREMESSA 4

2 CRITERI PER LA PROGETTAZIONE E IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE CIVILI 5

2.1 Normativa di riferimento 5

2.2 Criteri di progettazione e dimensionamento strutturale 6

2.3 Criteri di calcolo per le verifiche geotecniche 9

2.4 Criteri per la determinazione delle azioni sulle strutture 11

2.4.1 Azioni sismiche 11

3 STRATIGRAFIE E CARATTERISTICHE DEL SUOLO DI FONDAZIONE 18

3.1 Geomorfologia ed idrologia 18

3.2 Inquadramento geologico 19

3.3 Inquadramento geomorfologico 20

3.4 Inquadramento idrogeologico 21

3.5 Indagini eseguite 22

3.6 Stratigrafie e caratteristiche del suolo di fondazione 24

4 SCELTA DEL SISTEMA FONDALE 26

4.1 Capacita' Portante Del Complesso Terreno – Fondazione 27

4.1.1 Fondazioni su pali 27

4.1.2 Fondazioni dirette 28

5 VERFICHE GEOTECNICHE 31

5.1 Stabilità dei fronti di scavo del bacino della discarica 31

5.2 Calcolo portanza plinto di fondazione capannone 44

5.3 Stima dei cedimenti attesi al di sotto del rilevato del piazzale che ospiterà impianto 49

5.4 Criteri e modalità adottate per l'abbancamento dei rifiuti 51

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica e sulle fondazioni del progetto di fattibilità tecnica ed economica viene redatta per quanto riguarda la realizzazione del nuovo Impianto di trattamento, recupero e valorizzazione dei rifiuti solidi urbani della Provincia di Imperia, ed ha lo scopo di descrivere i criteri impiegati per la progettazione dei sistemi fondali delle opere civili che compongono l'impianto stesso.

Nei paragrafi successivi vengono descritti, oltre ai criteri di progettazione geotecnica, i criteri di calcolo impiegati come base per il dimensionamento delle strutture, effettuato con riferimento alle ultime disposizioni di cui al DM. 14.01.08 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", la normativa di riferimento e le principali tipologie di azioni sulle strutture, oltre a quelle causate dai carichi strutturali stessi.
Successivamente, a seguito di una carrellata sulle stratigrafie e sulle proprietà dei litotipi che costituiscono il sottosuolo di fondazione e dei terreni da utilizzare per la formazione del rilevato di progetto, ricavate dallo studio geologico disponibile, si forniscono le argomentazioni principali che hanno portato alla scelta dei sistemi fondali per le varie opere civili dell'impianto.

2 CRITERI PER LA PROGETTAZIONE E IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE CIVILI

Alla base della progettazione delle opere civili sono stati posti tutti i criteri per assicurare sia nella fase di realizzazione, sia in quella di utilizzazione che durante la manutenzione, il livello di sicurezza previsto e richiesto dalle norme.

La qualità dei materiali e le scelte progettuali sono tutte basate sulla necessità di avere in forma economicamente sostenibile opere con un livello di durabilità compatibile con la vita dell'intero impianto, con la sua vita nominale, con riferimento alla classe d'uso e al periodo di riferimento normalmente considerato per tali strutture.

2.1 Normativa di riferimento

[NT_1] Legge 05.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

[NT_2] Ministero dei LL.PP. – D.M. 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".

[NT_3] Ministero dei LL.PP. – Circ. 30483 del 24.09.1988: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilita' 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".

[NT_4] O.P.C.M. del 20.03.2003 e modifiche: "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione del territorio sismico nazionale".

[NT_5] O.P.C.M. 3274 del 20.03.03: "Allegato 1 – Criteri per l'individuazione delle zone sismiche: individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone".

[NT_6] O.P.C.M. 3274 del 20.03.03: "Allegato 4 – Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni".

[NT_7] O.P.C.M. n. 3316: “Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03”.

[NT_8] D.M. Infrastrutture del 14.01.2008: “Nuove norme tecniche per le costruzioni”

2.2 Criteri di progettazione e dimensionamento strutturale

I dimensionamenti strutturali si basano sullo studio di modelli semplificati delle strutture al fine di coglierne le caratteristiche più significative dal punto di vista tipologico e dimensionale.
L’affinamento delle scelte effettuate in questa sede nonché la definizione dei particolari e dei dettagli a carattere esecutivo, che esulano dagli obiettivi della presente fase di studio, saranno oggetto dei successivi gradi di progettazione.
Per quanto riguarda il quadro normativo di riferimento sono state seguite le indicazioni del DM 14/01/2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni (cfr. [NT_8]) relativamente alla determinazione delle azioni agenti sulle strutture ed ai criteri di dimensionamento e verifica.
Le azioni sismiche ed ambientali considerate sono descritte in due appositi capitoli successivi. Le verifiche verranno svolte secondo il metodi degli stati limite facendo riferimento alle seguenti combinazioni di azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (**SLU**):

$$\psi_{G1}\times G_1 + \psi_{G2}\times G_2 + \psi_P\times P + \psi_{Q1}\times Q_{k1} + \psi_{Q2}\times\psi_{02}\times Q_{k2} + \gamma Q_3\times\psi_{03}\times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\times Q_{k2} + \psi_{03}\times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \psi_{23}\times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \psi_{23}\times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \ldots$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \ldots$

I coefficienti parziali per le azioni (o per l'effetto delle azioni) impiegati nelle verifiche sono riportati nella seguente tabella:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

I coefficienti di combinazione per le azioni variabili assunti sono:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.3 Criteri di calcolo per le verifiche geotecniche

Le verifiche di carattere geotecnico possono essere effettuate seguendo l'Approccio 2 previsto dalla normativa. Secondo tali indicazioni e con riferimento alle colonne delle tabelle successivamente riportate, vengono utilizzati i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:
Approccio 2: "A1+M1+R3"

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

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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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	$\gamma_{c'}$	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

FONDAZIONI DIRETTE

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

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

FONDAZIONI SU PALI

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - *Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.*

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
γ_T =1.0	γ_T =1.6	γ_T =1.3

2.4 Criteri per la determinazione delle azioni sulle strutture

2.4.1 Azioni sismiche

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. La sollecitazione simica alla base provoca la risposta dinamica dell'edificio caratterizzata da accelerazioni (forze inerziali), velocità, e spostamenti che debbono essere controllati nei riguardi della sicurezza e delle prestazioni attese.
Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare i diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.
Tutti i parametri che definiscono tale caratterizzazione dipendono dalla probabilità di superamento PVR dell'evento sismico nel periodo di riferimento VR.
Per il progetto in essere, sono stati scelti i seguenti valori dei parametri di progetto relativi alla tipologia e all'uso a cui le strutture sono destinate:

Vita nominale VN = 50 anni

Classe d'uso III (coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR = VN x CU = 50 x 1.5 = 75 anni

Gli stati limite rispetto ai quali effettuare le verifiche sono:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

SLO – Stato limite di operatività

SLD – Stato limite di danno

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

SLV – Stato limite di salvaguardia della vita

Per ciascuno di essi viene fissata la probabilità di superamento PVR dell'evento sismico nel periodo di riferimento VR da cui si ricava conseguentemente il periodo di ritorno TR considerato per l'azione:

Stato limite considerato	P_{VR} (%)	Tr (anni)
SLO	81	45
SLD	63	75
SLV	10	712

Per gli scopi progettuali l'azione sismica viene definita mediante forme spettrali dipendenti da tre parametri a loro volta funzione della localizzazione geografica del sito e del periodo di ritorno considerato:

ag – Accelerazione massima orizzontale al sito

F0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T*C – Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le peculiarità del suolo di fondazione (micro zonazione sismica) sono tenute in conto attraverso i seguenti parametri:

Ss – coefficiente di amplificazione stratigrafica

ST – coefficiente di amplificazione topografica

Cc – coefficiente per la determinazione del periodo Tc

che dipendono, oltre che dalla categoria di sottosuolo, dal periodo di ritorno considerato.

Per la localizzazione geografica dell'area di impianto si assumono le seguenti coordinate:

Latitudine: 43.8603

Longitudine: 7.8294

Stato limite considerato	a_g/g [-]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	0.0382	2.624	0.207
SLD	0.0562	2.561	0.233
SLV	0.1836	2.456	0.301

Le condizioni del sottosuolo intervengono infine sulle forme spettrali mediante i parametri S_s e C_C.

I suoli di fondazione riferiti all'area della discarica di inerti appartengono in prima analisi approssimativa, considerando una media degli spessori degli abbancamenti inferiori a 20m poggianti su substrato roccioso, nella categoria di suolo tipo E.

Il tipo di suolo presunto per la formazione del Conglomerato Pliocenico che si estende per tutto il perimetro della discarica di inerti sui versanti e alla base della stessa discarica può considerarsi del tipo B.

Per i suoli di tipo B i parametri sismici sono i seguenti:

Stato limite considerato	S_S [-]	C_C [-]
SLO	1.200	1.513
SLD	1.200	1.477
SLV	1.200	1.400

Per i suoli di tipo E i parametri sismici sono i seguenti:

Stato limite considerato	S_S [-]	C_C [-]
SLO	1.600	2.176
SLD	1.600	2.074
SLV	1.518	1.864

Le opere da realizzare che costituiranno l'impianto di trattamento RSU e i muri di sostegno che separano l'impianto di trattamento RSU dalla discarica di servizio, si può ritenere siano fondati su terreno di tipo E, mentre i muri di sostegno perimetrali all'area dell'impianto di trattamento RSU sul lato nord e sul lato sud saranno fondate su terreno di tipo B.

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE SISMICA ORIZZONTALE

Il moto sismico orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta elastico:

$0 \le T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$

$T_B \le T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

$T_C \le T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \le T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

nelle quali, oltre ai termini già definiti si ha:

$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \ge 0{,}55$ – fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscoso equivalenti ξ diversi dal 5% ($\eta = 1$ per $\xi = 5\%$);

T = periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

TC = CC x T*C – periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

TB = TC / 3 – periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;

TD = 4.0 x ag/g +1.6 – periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro;

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE SISMICA VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$0 \le T < T_B$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$

$T_B \le T < T_C$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$

Dove, con il significato dei simboli già riportato, si ha:

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5}$$

I valori di ag, F0, S_T, η sono gli stessi definiti per le forme spettrali relative alla componente orizzontale mentre i restanti parametri sono desumibili dalla seguente tabella:

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A, B, C, D, E	1.0	0.05	0.15	1.00

SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata.

SPETTRI DI PROGETTO PER STATI LIMITE ULTIMI

Per gli stati limite ultimi lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle espressioni riportate η con 1/q, dove q è il "fattore di struttura" dipendente dalle caratteristiche proprie della struttura. Si assumerà comunque $S_d(T) \ge 0.2\ a_g$.

MASSE ASSOCIATE AI CARICHI GRAVITAZIONALI

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

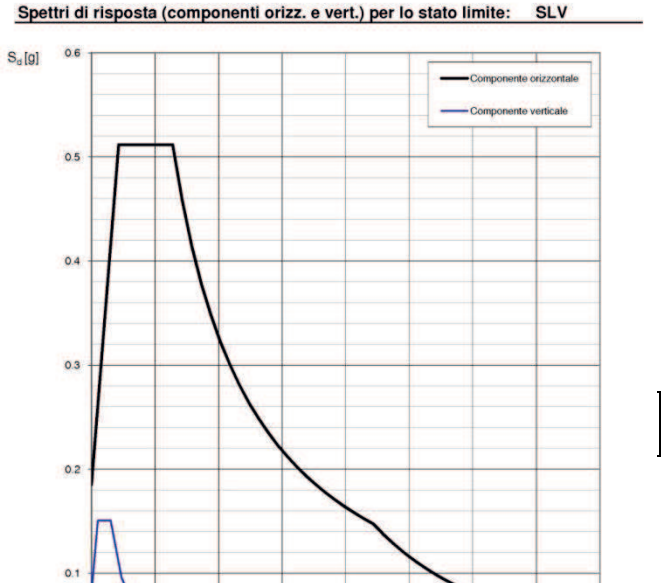
Le singole componenti dell'azione sismica vengono combinate applicando la seguente espressione:

1,00×Ex+0,30×Ey+0,30×Ez

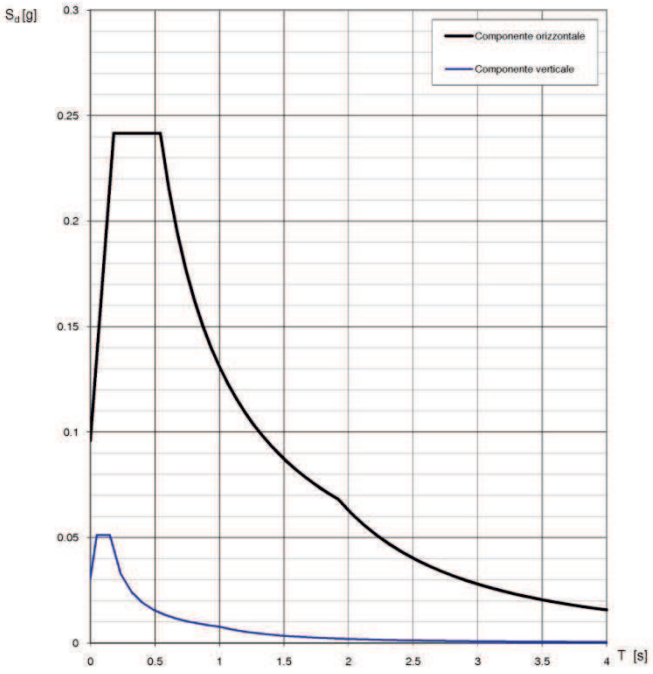
con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI – RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

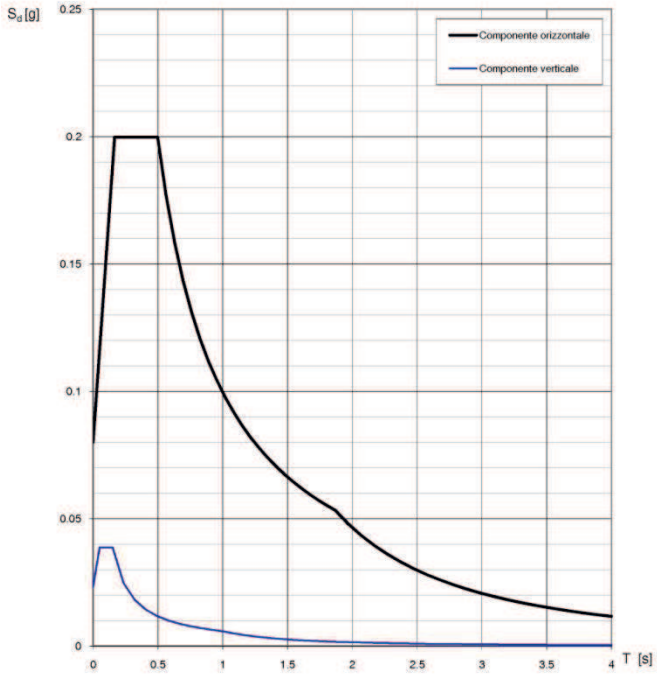




Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



3 STRATIGRAFIE E CARATTERISTICHE DEL SUOLO DI FONDAZIONE

La caratterizzazione geotecnica del suolo di fondazione viene effettuata grazie ai dati raccolti dalle carte geologiche e tematiche fisiche reperibili in letteratura nonché sulla base di indagini effettuate nell'ambito dell'area in esame.

3.1 Geomorfologia ed idrologia

L'area oggetto delle opere in progetto, si sviluppa lungo un tratto dell'asse vallivo del Rio Colli e precisamente nel settore a monte della ex discarica di inerti denominata "Colli", per un tratto sulla discarica stessa ed in parte su terreni ad essa limitrofi in versante. La discarica si è sviluppata lungo l'asse vallivo del rio debitamente tombinato ed è stata realizzata tramite terrazzamenti di riporti di materiali inerti, stoccati e compattati in strati di 1,5m, tramite specifico rullo compattatore, come previsto per le discariche di tipo A secondo la normativa vigente all'epoca dell'apertura della discarica (D.P.R. 10/09/82 n°915), costituiti da :

- Sfridi di materiali da costruzione provenienti da demolizioni edilizie.
- Vetri e materiali ceramici.
- Rocce e materiali litoidi per le costruzioni, terreni provenienti da scavi.

Allo stato attuale il corso d'acqua del rio Colli non defluisce più nel tombino realizzato all'inizio dei lavori di abbancamento della discarica, in quanto a seguito di cedimenti dello stesso a partire dal 2003 è stato sostituito da un nuovo canale a cielo aperto.
L'area in oggetto è raggiungibile tramite la strada di collegamento della Statale 1 Aurelia e lo svincolo autostradale della A10, Genova – Ventimiglia e quindi proseguendo lungo la strada di cantiere realizzata sul corpo di discarica.

3.2 Inquadramento geologico

Il rilevamento geologico di campagna, eseguito su tutta l'area sottesa dal bacino imbrifero del Rio Colli ed esteso alle zone limitrofe, ha permesso di rilevare le quattro seguenti facies litologiche costituenti l'ossatura rocciosa dei versanti:

PLIOCENE

Sabbie Argillose :

Sabbie fini con argille, generalmente affioranti in livelli metrici rilevate in affioramento significativo sul versante in sponda destra del Rio Colli a monte dei conglomerati.

Conglomerati di Monte Villa :

La formazione corrisponde al P2 di Franchi. Ha come substrato stratigrafico le sabbie Plioceniche e più frequentemente le Argille di Ortovero, con rapporti generalmente eteropici. La formazione è costituita generalmente da banchi di conglomerati poligenici eterometrici spesso ben cementati da sabbie fini e limi a stratificazione grossolana spesso con grossi blocchi e con interpolazioni di lenti argillose e di banchi sabbioso arenacei; i clasti sono costituiti da litotipi arenacei e calcari provenienti dalla detrizione del Flysch ad Helmintoidi.

La giacitura dei banchi conglomeratici ha immersione generalmente verso ESE con inclinazione compresa tra 5°- 15° risultando quindi per i versanti che sottendono la discarica di inerti, con componente indifferente rispetto all'immersione degli stessi versanti garantendo quindi una buona stabilità del substrato roccioso nel suo complesso. L'età della formazione è attribuita al Pliocene medio-inferiore.

E' la formazione prevalente rilevata nell'area in oggetto. Generalmente risulta avere una notevole potenza e presenta buone caratteristiche geomeccaniche essendo compatto con un alto grado di cementizzazione e non presenta particolari sistemi di discontinuità strutturali.

Superficialmente è soggetto ad una intensa erosione da parte delle acque dilavanti che intaccano la matrice sabbiosa limosa provocando un deposito di coltri eluviali generalmente poco potenti.

Argille di Ortovero:

Corrispondenti al P1 di Franchi. Le argille sono trasgressive sulle brecce di Taggia o direttamente sugli strati Flyschoidi prepliocenici; il limite stratigrafico superiore è dato dalle sabbie Plioceniche e dai Conglomerati di monte Villa con rapporti per lo più di eteropatia.

La formazione è costituita da argille grigio-azzurre massicce, più o meno marnose e sabbiose con interpolazioni di strati sottili di arenarie e di ciottoli. Non è stato possibile cartografarlo in quanto l'affioramento di riferimento visibile come da foto n° 2 l'ungo la parete a lato della strada di accesso alla discarica è di troppo limitata areale.

Affioramenti più estesi sono stati rilevati a monte dell'area in oggetto fuori della cartografia allegata.

Brecce di Taggia:

Si tratta di una formazione caratterizzata all' ottanta per cento da frammenti litici angolosi e subangolosi derivanti dal sottostante substrato Flyschoide delle "Arenarie di Bordighera" e "Fysch di Sanremo" di natura prevalentemente arenaceo calcarei ben cementati da una matrice prevalentemente limosa. Età Pliocene inferiore.

Sono stati rilevati prevalentemente in sponda sinistra del rio Colli ed in minima parte sulla sponda destra.

CRETACEO

Flysch di Sanremo - Membro di San Lorenzo:

Corrispondono allo "H2" di Franchi , alla "serie à dominante marneuse" di Lanteaume ed alla litofacies "d" di Sangri (1984). Le litologie più rappresentate sono quelle della litofacies "d" di Sangri con prevalenza di strati anche plurimetrico arenaceo-argillitici, argilloso-scistosi ed interpolazioni di calciculiti e di strati marnoso arenacei.

I giunti di strato sono rappresentati da argilliti emipelagiche con spessori fino a qualche decimetro. L'età della formazione è attribuita al Maastrichiano Superiore.

Gli affioramenti cartografati di questa formazione litologica sono tutti a Nord e lontani dall'area oggetto dell'intervento in progetto.

Non è stata rilevata per tutta l'area indagata la presenza di faglie attive né sismogenetiche.

3.3 Inquadramento geomorfologico

L'area oggetto di indagine si sviluppa lungo l'asse vallivo del Rio Colli interessando parte di entrambi i versanti. La morfologia appare tipica dei valloni incisi da corsi d'acqua a carattere torrentizio con versanti nel primo tratto con medio-alta acclività dove il substrato roccioso risulta affiorante e/o subaffittante.

I terreni limitrofi all'area della ex discarica sono in gran parte boschivi e solo limitatamente alle aree a minor pendenza, sono terrazzati a fasce contenute da muretti in pietra.

Caratterizzazione delle coperture

Nella carta geomorfologica allegata alla relazione geologica sono state differenziate le coperture detritiche con spessori compresi tra 2,0m - 3,0m e quelle con spessori superiori a 3,0m costituite da materiale incoerente a granulometria eterogenea. Queste possono essere distinte in due tipologie principali: accumuli originati da antiche paleofrane ormai assestate che verranno dettagliatamente descritte successivamente, e coltri eluvio - colluviali.

La granulometria delle coltri varia in modo continuo dai limi a grossi blocchi litoidi in funzione sia del processo di formazione della coltre sia del tipo di substrato roccioso di base da cui prende origine. La matrice si presenta prevalentemente sabbiosa limosa derivante dalla alterazione dei Conglomerati Pliocenici. All'interno di queste coltri sono presenti blocchi lapidei anche di dimensioni considerevoli.
Nelle zone ove affiorano gli strati calcareo-marnosi le coltri detritiche sono scarse e presentano uno spessore maggiore del metro solo in corrispondenza dei terrazzamenti agricoli. Localmente ove lo spessore delle coltri risulta maggiormente elevato,queste possiedono la capacità di trattenere falde acquifere a carattere stagionale per contrasto di permeabilità tra il detrito poroso con media permeabilità e il substrato roccioso a bassa permeabilità.

Paleoaccumuli
Si indicano con il termine di paleoaccumuli antichi depositi di corpi di frana in generale di considerevole spessore, caratterizzati da materiale detritico eterogeneo ed eterometrico. Il paleoaccumulo rilevato tra l'altro distante dall'area oggetto di intervento, è caratterizzato da acclività bassa e ha raggiunto una condizione di stabilità globale.
Allo stato attuale, sia per tutta l'area oggetto del progetto che per i terreni limitrofi, non sono stati evidenziati caratteri geomorfologici tipici di eventi gravitativi profondi in atto né del substrato roccioso nè delle coltri superficiali .
Alluvioni Recenti : Interessano l'alveo del Rio Battesi, vallone parallelo a quello del Rio Colli. Si tratta di depositi alluvionali mobili recenti costituiti da clasti eterometrici di varia litologia in matrice prevalentemente sabbiosa.

3.4 Inquadramento idrogeologico

Nella carta idrogeologica allegata alla relazione geologica, sono state cartografate le aree a diversa permeabilità che derivano dalla natura e dal grado di alterazione dei terreni come di seguito descritte:
P: permeabili, sono rappresentate dalle alluvioni recenti con valori di K > 10-3 cm/sec.
Pm: permeabilità media con valori di K compresi tra 10-3 _ 10-4 cm/sec; vi appartengono le coltri eluvio colluviali ed il paleoaccumulo e i materiali inerti depositati in discarica.
PmB: permeabilità medio bassa con valori di K compresi tra 10-4 _ 10-5 cm/sec rappresentata dalla formazione dei Conglomerati Pliocenici.

Pb: permeabilità bassa con valori di K compresi tra 10-5 _ 10-6 cm/sec; rappresenta la formazione rocciosa del Flysch di Sanremo - Membro di San Lorenzo.
I: impermeabili con valori di K < 10-6 cm/sec ; vi appartiene la formazione delle Argille di Ortovero.
I valori assegnati della permeabilità alle varie formazioni geologiche e ai terreni, sono stati indicati sulla base della bibliografia scientifica e di precedenti esperienze avute dallo crivente in occasione di prove di permeabilità eseguite sulle medesime formazioni e terreni in aree del comprensorio del comune di Sanremo.
Sulla carta idrogeologica inoltre è stata cartografata una unica captazione di acqua in concessione costituita da una sorgente ubicata in terreno a ovest e distanti dall'area della ex discarica .

3.5 Indagini eseguite

Allo scopo di ricostruire la struttura del sottosuolo dell'area destinata all'intervento, ottenendo dati sulle proprietà fisIco-meccaniche dei litotipi e sulle falde sotterranee, è stata eseguita un'apposita campagna geognostica. In particolare sono stati eseguiti 3 profili sismici a rifrazione e 3 M.A.S.W. al fine di caratterizzare le velocità delle onde P e delle onde S delle differenti formazioni litoidi e dei terreni superficiali.
Di seguito si fornisce una breve descrizione delle metodologie di indagine e delle caratteristiche delle prove sopra elencate.

GENERALITÀ DELLE PROVE M.A.S.W
Il metodo M.A.S.W. (Mulchannel Analysis of Suface Waves) è una tecnica d'indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, basandosi sulla misura attiva (con energizzazione di una massa battente di 10 Kg su una piastra di alluminio) delle onde superficiali fatta in corrispondenza di sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.
Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.
In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. And Richards, P.G., 1980).

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza si propagano negli strati più superficiali e danno informazioni sulla parte più superficiale del sottosuolo, viceversa le onde a bassa frequenza si propagano negli 10 strati più profondi di cui né danno informazioni.
Tale metodologia di indagine viene normalmente utilizzata per ricavare il profilo delle Vs30 come richiesto dalla normativa N.T.C. 2008.
Il valore delle onde di taglio è definita dall'espressione:

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

GENERALITÀ DEL PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE

Il metodo sismico a rifrazione, utilizza la determinazione della velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P) nel sottosuolo.
Tali onde sono generate e si propagano nel terreno ogni qualvolta questo ultimo è sottoposto a sollecitazioni sia di tipo naturale, sia artificiale (esplosioni, mazze battenti, ecc.).
La tecnica di prospezione sismica a rifrazione consiste nella misura dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in un punto in superficie (punto di sparo), in corrispondenza di una molteplicità di punti disposti allineati sulla superficie topografica (geofoni). Lo studio della propagazione delle onde sismiche consente di valutare le proprietà meccaniche e fisiche dei terreni e la compattezza dei materiali da queste attraversati.
Mediante questo tipo di indagine si può risalire alla probabile composizione litologica di massima dei terreni, al loro grado di fratturazione, alla geometria delle prime unità sottostanti la coltre superficiale, alla profondità in cui si trova la roccia di fondo ("bedrock"), alla sua forma e talora, in terreni alluvionali, alla profondità della falda freatica.
L'elaborazione dei dati sismici con un completo modello matematico bidimensionale appoggiato da procedure interattive, consente di massimizzare la risoluzione e il dettaglio di ricostruzione del modello di velocità attribuito al terreno in esame.
Utilizzando quindi le distanze tra il punto di scoppio e quello di ricezione e i tempi di primo arrivo dei segnali sismici, sono ricavate le dromocrone (curve tempi-distanze), dalle quali si risale, tramite opportuno programma di calcolo, alle velocità reali nei singoli strati, al loro spessore, profondità, forma ed inclinazione.

3.6 Stratigrafie e caratteristiche del suolo di fondazione

Dalla analisi delle velocità delle Vs misurate in sito pari 474m/sec e presa visione delle S.P.T. eseguite in occasione delle indagini geognostiche sopra menzionate, si è giunti alla conclusione che i suoli di fondazione riferiti all'area della discarica di inerti appartengono in prima analisi approssimativa considerando una media degli spessori degli abbancamenti inferiori a 20m, poggianti su substrato roccioso, nella categoria di suolo tipo E.
Il tipo di suolo presunto per la formazione del Conglomerato Pliocenico che si estende per tutto il perimetro della discarica di inerti sui versanti e alla base della stessa discarica, in base alla valutazione delle Vs calcolate pari a 792m/sec può considerarsi del tipo B.

Sulla base delle indagini sismiche a rifrazione eseguite in sito, sulla scorta di indagini geognostiche eseguite in terreni simili e limitrofi a quelli oggetto di indagine e in base alle caratteristiche stratigrafiche dedotte dal rilievo geologico, si possono indicare le seguenti caratteristiche geotecniche riferite ai differenti terreni e litotipi che caratterizzano l'area oggetto di studio:

Coltri superficiali
angolo di attrito f = 28° - 30°
coesione = 0 kg/cmq
densità g = 1900 kg/mc
Velocità Vp = 401m/sec
Velocità Vs= 204 m/sec

Materiali inerti abbancati
angolo di attrito f = 30° - 33°
coesione = 0 kg/cm (valore cautelativo)
densità g = 1800 kg/mc
Velocità Vp = 534 m/sec
Velocità Vs= 335 m/sec

Conglomerato Pliocenico
angolo di attrito f = 40° - 45°
coesione = 0,2 - 0,3 kg/cmq
densità g = 2100 kg/mc

Velocità Vp = 1274m/sec
Velocità Vs= 707 m/sec

Nella fase di progetto definitivo dovrà essere svolta una campagna geognostica atta a verificare puntualmente le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione relative alla progettazione delle nuove strutture e allo studio dell'idrogeologia ed in specifico della permeabilità dei terreni di appoggio dell'area destinata nel progetto a discarica di rifiuti solidi urbani.
In dettaglio si dovrà procedere come segue:

- Esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo con relative prove penetrometriche S.P.T. in corrispondenza dei differenti terreni, prove sismiche in foro per la valutazione delle onde Vs a differenti profondità, analisi di laboratorio su campioni rappresentativi dei terreni di fondazione.
- Prove di permeabilità in foro in corrispondenza dei terreni costituenti la base di appoggio della discarica in progetto come previsto al punto 2.4.2 dell'allegato 1 del D. Lgs 36/2003.
- Controllo tramite i piezometri installati nei fori di sonda della presenza dell'eventuale falda acquifera e delle variazioni del livello piezometrico come previsto dal punto 1.3 dell'allegato 1 del D. Lgs 36/2003.
- Prove di laboratorio di compressione monoassiale su campioni di roccia costituenti l'ossatura rocciosa di base che funge da appoggio agli abbancamenti dei rifiuti e conseguenti verifiche dei cedimenti come previsto dal punto 2.7 dell'allegato 1 del D. Lgs 36/2003.

I sondaggi dovranno essere ubicati uno a monte della discarica in progetto e due alla base della stessa, tutti esternamente all'area di discarica in progetto per una profondità presunta di circa 30m ciascuno.
Questi fori di sonda attrezzati con opportuni piezometri, saranno utilizzati sia nella fase di gestione della discarica che in quella di post gestione per un monitoraggio delle acque di falda ed un eventuale inquinamento derivante dal percolato.

4 SCELTA DEL SISTEMA FONDALE

La scelta dei sistemi fondali da impiegare per le opere civili che costituiscono l'impianto, ha tenuto in conto la necessità di realizzare un rilevato, di spessore medio di 10 metri, al di sopra del profilo topografico del terreno, con lo scopo di raggiungere la quota di progetto dell'impianto, pari a 236,5 m s.l.m.

Per la scelta delle caratteristiche rilevato si è tenuto conto di tre fattori essenziali:

- idoneità del piano di posa;
- natura delle terre da utilizzarsi;
- caratteristiche delle macchine per la compattazione degli strati.

Visto che la coltivazione della discarica di inerti è stata completata da tempo e considerato che la particolare cura osservata nella distribuzione e costipamento dei materiali inerti in base alla loro granulometria ha consentito la formazione di un rilevato dotato di adeguate caratteristiche geotecniche, il materiale che costituirà il rilevato per la formazione del piazzale dell'impianto di trattamento RSU sarà il materiale proveniente dalla discarica di inerti, di cui è prevista comunque la movimentazione per la formazione dell'invaso della discarica di servizio.

Prima di procedere alla costruzione dell'innalzamento della quota del rilevato attuale fino alla quota di progetto, si eseguirà un eventuale scotico della parte più superficiale del piano di campagna dove questo si presenti alterato. A tale scopo, il piano di posa, dopo essere stato preventivamente scarificato (nelle zone dove risulta necessario) ed umidificato, verrà accuratamente costipato.

Per la realizzazione del nuovo rilevato verranno impiegati materiali che siano:

- privi di materiale estraneo ed organico;
- appartenenti ai Gruppi (classificazione HRB) A1 e A2 se possibile, altrimenti al Gruppi; A4, A5 e A3 (quest'ultimo costituito da sabbie a granulometria uniforme e quindi difficili da costipare);
- in ogni caso l'IG di queste terre non dovrà essere superiore a 10.

Il corpo del rilevato sarà realizzato in strati di altezza massima pari a 30 cm e verranno eseguite prove di densità in situ e di carico su piastra in modo tale da garantire e verificare le caratteristiche di portanza richieste.

Per il terreno di rilevato si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche:

$\gamma_k = 18$ kN/m³ peso di volume naturale;
$\varphi_{uk} = 30$ ° angolo di resistenza al taglio;

Per questo motivo, in virtù della natura dei terreni utilizzati per la formazione del rilevato, si prevede di adottare, per tutti gli edifici dell'impianto di trattamento RSU, fondazioni di tipo dirette in calcestruzzo armato. L'unica struttura per cui è prevista una fondazione profonda su pali trivellati in calcestruzzo armato è un tratto del muro che separa l'impianto di trattamento RSU dalla discarica di servizio, situato sul lato nord-ovest dell'impianto. Le opere di sostegno perimetrali l'impianto di trattamento RSU fondanti sul terreno esistente, saranno costituite da blocchi in cls prefabbricati incastrati ed opportunamente fra di loro, disposti verticalmente con leggera scarpa verso il versante roccioso, poggianti su idonea fondazione in c.a.

4.1 Capacita' Portante Del Complesso Terreno – Fondazione

Sulla scorta dello studio geologico disponibile e degli studi che seguiranno durante la fase del progetto definitivo, si effettueranno i calcoli di verifica geotecnici per la scelta delle opportune tipologie fondali e per il predimensionamento delle stesse.
Di seguito si descrivono i criteri di calcolo delle fondazioni ipotizzate per le opere principali dell'impianto.

4.1.1 Fondazioni su pali

La portanza laterale ultima (resistenza di calcolo) è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo, delle tensioni tangenziali palo-terreno:

$$Q_L = \int_S \tau_a \cdot dS$$

nelle condizioni drenate la portanza laterale è fornita dall'espressione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot \left(k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vmedia} + \alpha_{c'} \cdot c'\right)$$

con:
k, rapporto fra pressione verticale litostatica e pressione orizzontale
$\mu = \tan\varphi'$, coefficiente d'attrito fra palo e terreno

$\alpha_{c'}$, coefficiente riduttivo della coesione drenata dipendente dal valore della stessa.

Nelle condizioni non drenate la portanza laterale è fornita dall'espressione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha_{cu} \cdot c_u$$

α_{cu} coefficiente riduttivo della coesione non drenata dipendente dal valore della stessa.

Capacità portante alla punta

La capacità portante fornita dalla punta del palo è calcolabile nelle condizioni drenate mediante la relazione:

$$Q_P = \left(N_q \cdot \sigma'_{vbase} + c' \cdot N_c\right) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

dove:
$\sigma'_{v\ base}$ = tensione litostatica alla quota della punta del palo;
D = diametro del palo;
N_q = coefficiente di capacità portante ridotto, determinato per un valore di sforzo alla punta corrispondente all'insorgere nel terreno delle prime deformazioni plastiche;
N_c = coefficiente di capacità portante ($N_c = (N_q - 1)$ x ctg φ');
c' = coesione alla base.

In condizioni non drenate la capacità portante alla punta si determina come:

$$Q_P = \left(c_u \cdot N_c\right) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

dove:
D = diametro del palo;
N_c = coefficiente di capacità portante (correntemente $N_c = 9$)
C_u = coesione non drenata

4.1.2 Fondazioni dirette

La valutazione della capacità portante del complesso terreno – fondazione viene effettuata, secondo le indicazioni fornite da EC7.
L'espressione adottata per il calcolo del carico limite unitario è:

$$Q_{lim}/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0.5\ \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Con i fattori adimensionali:

— Fattori di capacità portante:

$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2 (45° + \varphi'/2)$
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$
$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$, dove $\delta \geq \varphi'/2$ (δ attrito fondazione - terreno)

— Inclinazione del piano di posa della fondazione:

$b_c = b_q - (1 - b_q)/N_c \times \tan \varphi'$
$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \tan \varphi')^2$

— Forma della fondazione:

$s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi'$, per impronta rettangolare;
$s_q = 1 + \sin \varphi'$, per impronta quadrata o circolare;
$s_g = 1 \times 0.3 (B'/L')$, per impronta rettangolare;
$s_g = 0.7$, per impronta quadrata o circolare;
$s_c = (s_q \times N_q - 1)/(N_q - 1)$ per impronta rettangolare, quadrata o circolare;

— Inclinazione del carico:

$i_c = i_q - (1 - i_q)/N_c \times \tan \varphi'$;
$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m$;
$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$.

dove:

$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$ con H agente in direzione di B';
$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$ con H agente in direzione di L'.

Nel caso in cui la componente orizzontale del carico H agisca in una direzione formante un angolo q con la direzione di L', m può essere calcolato come:

$m = m_\theta = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta$.

I simboli hanno il seguente significato:
Qlim Valore del carico limite del complesso fondazione – terreno
A' = B' x L' Area efficace di progetto della fondazione
B Larghezza della fondazione
B' Larghezza efficace della fondazione
L Lunghezza della fondazione
L' Lunghezza efficace della fondazione
c' Valore della coesione efficace del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione
φ' Valore dell'angolo d'attrito efficace del terreno al di sotto del piano di posa
q Pressione litostatica sul piano di posa della fondazione
α Inclinazione del piano di posa della fondazione rispetto all'orizzontale
V Carico verticale
H Carico orizzontale

5 VERFICHE GEOTECNICHE

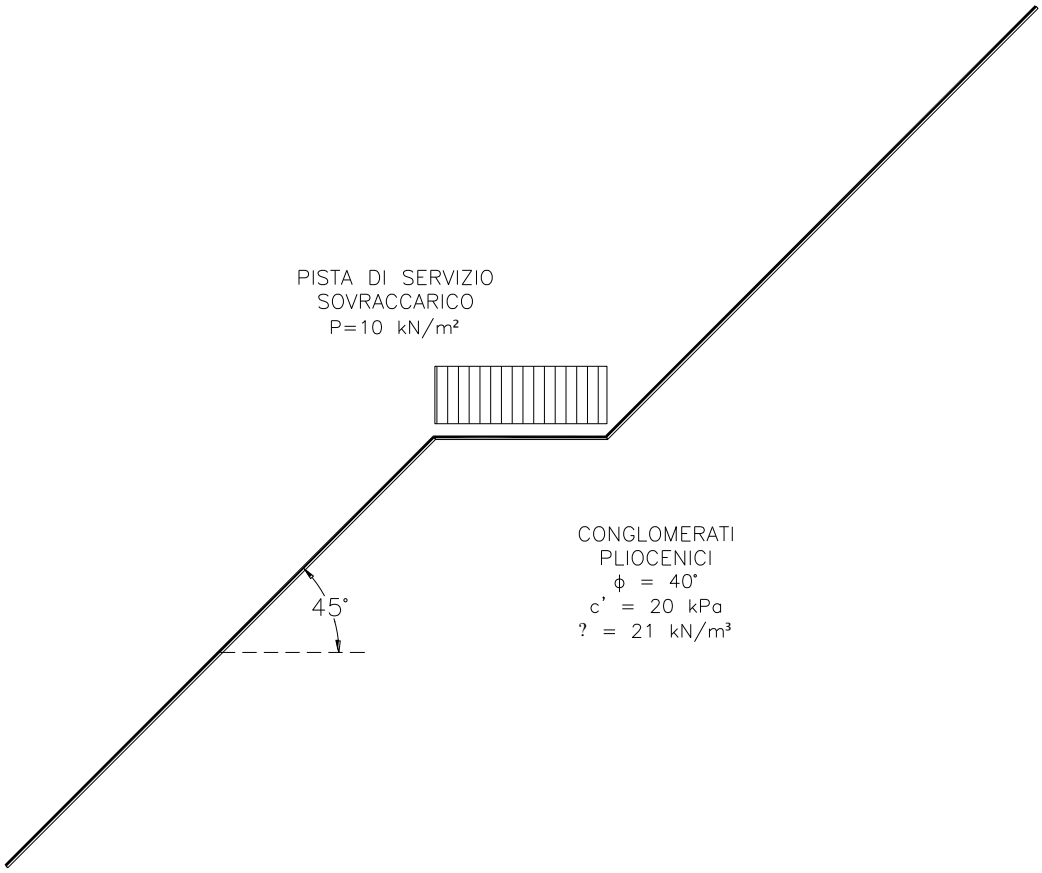
Il presente capitolo riporta alcune verifiche geotecniche significative a supporto delle scelte progettuali effettuate, demandando, per tutti i puntuali necessari approfondimenti, alle successive fasi di progettazione.
Segnatamente si procederà all'esecuzione della verifica di stabilità di un fronte di scavo tipo riferito alle pareti del bacino che ospiterà la discarica di rifiuti, al calcolo di portanza di un plinto di fondazione del capannone principale ed infine al calcolo dei cedimenti stimabili al di sotto del rilevato che ospiterà l'impianto di trattamento.
Nelle determinazioni numeriche che seguono si farà riferimento alla caratterizzazione meccanica dei diversi complessi geotecnici più dettagliatamente riportata al precedente § 3.6.
Il § 5.4 tratterà infine dei criteri e delle modalità adottate per l'abbancamento dei rifiuti in discarica, nei riguardi degli aspetti connessi con le problematiche geotecniche correlate.

5.1 Stabilità dei fronti di scavo del bacino della discarica

Il bacino che ospiterà la discarica in progetto sarà realizzato mediante la riprofilatura del compluvio naturale esistente secondo una geometria regolare che prevede scarpate con inclinazione di 45° intervallate regolarmente circa ogni 15.00 m di dislivello da piste carrabili di larghezza 6.00 m. Ad esclusione della coltre superficiale di spessore variabile, che verrà rimossa con la riprofilatura descritta, i litotipi presenti sono essenzialmente ascrivibili ai conglomerati pliocenici. La coltre superficiale lungo tali scarpate naturali presenta peraltro spessori piuttosto modesti data l'acclività delle stesse.
Per le verifiche di sicurezza ai conglomerati pliocenici saranno a vantaggio di sicurezza assegnati i seguenti parametri geomeccanici:

angolo di attrito $\varphi = 40°$
coesione = 20 kPa
densità $\gamma = 21$ kN/m³

Come risulta dai calcoli riportati, dalle analisi effettuate secondo il metodo di Morgenstern e Price, si ottiene un fattore di sicurezza minmo pari a **F.S. = 1.78 > F.S.$_{min}$ = 1.1,** fattore di sicurezza minimo previsto dalla normativa.
Lo schema tipologico della riprofilatura descritta, studiato come pendio tipo per le analisi di stabilità, è riportato nel grafico che segue.



Nel seguito si riportano i risultati dll'analisi dove per brevità sono si riportano solo i calcoli relativi alla superficie di scorrimento critica.:

DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a **1.10**.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adotterà la seguente simbologia:

l lunghezza della base della striscia

α angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale

b larghezza della striscia b=l x cos(α)

ϕ angolo di attrito lungo la base della striscia

c coesione lungo la base della striscia

γ peso di volume del terreno

u pressione neutra

W peso della striscia

N sforzo normale alla base della striscia

T sforzo di taglio alla base della striscia

$\mathbf{E_s}$, $\mathbf{E_d}$ forze normali di interstriscia a sinistra e a destra

$\mathbf{X_s}$, $\mathbf{X_d}$ forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra

$\mathbf{E_a}$, $\mathbf{E_b}$ forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio

$\Delta\mathbf{X}$ variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta\mathbf{X} = \mathbf{X_d} - \mathbf{X_s}$

$\Delta\mathbf{E}$ variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta\mathbf{E} = \mathbf{E_d} - \mathbf{E_s}$

Metodo di Morgenstern e Price

Nel metodo **Morgenstern e Price** le forze normali e tangenziali di interstriscia sono legate fra di loro dalla relazione

$$X = \lambda f(x) E$$

dove f(x) è una funzione di forma definita in modo che |f(x)|<=1 e λ è un parametro scalare che si ricava dal processo di soluzione.

Il coefficiente si ottiene dalla risoluzione del seguente sistema di equazioni differenziali:

$$\frac{dE}{} (K x + L) + K E = N x + P$$

dx

$$X = \frac{dE}{dx} y - \frac{d}{dx}(E\, y_t)$$

le cui condizioni al contorno sono:

$E(x) = E_a$ quando $x = x_0$

$E(x) = E_b$ quando $x = x_n$

$$M = E\,(y - y_t) = \int_{x0}^{xn} (X - E\, dy / dx)\, dx = 0$$

I termini del sistema sono dati da:

$$K = \lambda\, k \left(\frac{tg\phi}{F} + A\right)$$

$$L = \lambda\, m \left(\frac{tg\phi}{F} + A\right) + A \frac{tg\phi}{F} - 1$$

$$N = p \left[A + \frac{tg\phi}{F} - r_u(1 + A^2) \frac{tg\phi}{F}\right]$$

$$P = q \left[A + \frac{tg\phi}{F} - r_u(1 + A^2) \frac{tg\phi}{F}\right] + \frac{c}{F}[1 + A^2]$$

nelle quali **k** ed **m** sono i due parametri assegnati striscia per striscia per definire il rapporto tra la risultante delle forze tangenziali, **X**, all'interfaccia e quella delle pressioni normali, **E**, mentre la variabile λ è introdotta per pareggiare il numero delle equazioni e quello delle incognite oltre che utile per tarare la funzione lineare tra le forze di interstriscia **X** ed **E**.

Nella formulazione di **Morgenstern-Price**, il peso e la superficie di scorrimento, sono espresse come funzioni lineari della *x*.

Inoltre il termine $\mathbf{r_u}$ è il coefficiente adimensionale che tiene conto della pressione neutra ed è definito dalla relazione: $\mathbf{r_u = u_w/W\ b}$.

Lo schema iterativo che permette di determinare il coefficiente di sicurezza è il seguente:

si assegnano due valori ad **F** ed a λ;

si calcolano $\mathbf{M_i}$ ed $\mathbf{E_i}$ dalle equazioni riportate;

si calcolano $\delta\lambda$ e $\delta\mathbf{F}$;

si incrementano $\lambda = \lambda + \delta\lambda$ **ed** $\mathbf{F = F + \delta F}$;

si controlla la convergenza nel qual caso si ferma l'iterazione altrimenti si torna al punto **2**.

dove gli incrementi per λ ed **F** sono espressi da:

$$\delta\lambda = \frac{M_n \dfrac{dE_n}{dF} - E_n \dfrac{dM_n}{dF}}{\dfrac{dE_n}{d\lambda}\dfrac{dM_n}{dF} - \dfrac{dM_n}{d\lambda}\dfrac{dE_n}{dF}}$$

$$\delta\lambda = \frac{E_n \frac{dM_n}{dF} - M_n \frac{dE_n}{dF}}{\frac{dE_n}{d\lambda}\frac{dM_n}{dF} - \frac{dM_n}{d\lambda}\frac{dE_n}{dF}}$$

dove $\mathbf{M_n}$ ed $\mathbf{E_n}$ sono i valori di **M** ed **E** all'ultima striscia.

Descrizione terreno

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in kN/mc
γ_w	Peso di volume saturo del terreno espresso in kN/mc
ϕ	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
c	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kPa
ϕ_u	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
c_u	Coesione 'totale' del terreno espressa in kPa

Nr.	**Descrizione**	**γ**	**γ_w**	**ϕ'**	**c'**	**ϕ_u**	**c_u**
13	Conglomerati pliocenici	21.00	21.00	40.00	20.0	0.00	0.0

Profilo del piano campagna

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra e l'ordinata positiva verso l'alto.

Nr. Identificativo del punto

X Ascissa del punto del profilo espressa in m

Y Ordinata del punto del profilo espressa in m

Nr.	**X [m]**	**Y [m]**
1	0.00	6.13
2	14.92	21.05
3	20.92	21.05
4	36.63	36.76

Descrizione stratigrafia

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Gli strati sono descritti mediante i punti di contorno (in senso antiorario) e l'indice del terreno di cui è costituito

Strato N° **1** costituito da terreno n° 13 (Conglomerati pliocenici)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

N°	**X[m]**	**Y[m]**
1	0.00	6.13
2	0.00	0.00
3	36.63	0.00
4	36.63	36.76
5	20.92	21.05
6	14.92	21.05

Carichi sul profilo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra.

Nr. Identificativo del sovraccarico agente

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in m

Per carico concentrato ascissa del punto di applicazione espressa in m

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in m

V_i Intensità del carico espressa in kN/m per $x=X_i$

Per carico concentrato intensità del carico espressa in kN

V_f Intensità del carico espressa in kN/m per $x=X_f$

Nr.	**Tipo carico**	**X_i [m]**	**X_f [m]**	**V_i**	**V_f**
1	DISTRIBUITO	14.92	20.92	10.00	10.00

Risultati analisi

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo :

Metodo di MORGENSTERN (M)

Impostazioni analisi

Normativa :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

Coefficienti di partecipazione caso statico

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00

Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione caso sismico

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Sisma

Accelerazione al suolo a_g =	1.785 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_s)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_s*St*S)$ = 6.29
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 3.14
Coefficiente di sicurezza richiesto	1.10

Le superfici sono state analizzate per i casi: [PC] [A2M2]
Sisma verticale: verso il basso - verso l'alto
Analisi condotta in termini di tensioni efficaci
Presenza di carichi distribuiti

Impostazioni delle superfici di rottura

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

Origine maglia [m]:	X_0 = 9.00	Y_0 = 27.00
Passo maglia [m]:	dX = 1.00	dY = 1.00
Numero passi :	Nx = 6	Ny = 6
Raggio [m]:	R = 2.00	

Si utilizza un raggio variabile con passo dR=0.50 [m] ed un numero di incrementi pari a 30

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:
- lunghezza di corda inferiore a 1.00 m
- freccia inferiore a 0.50 m
- volume inferiore a 2.00 mc

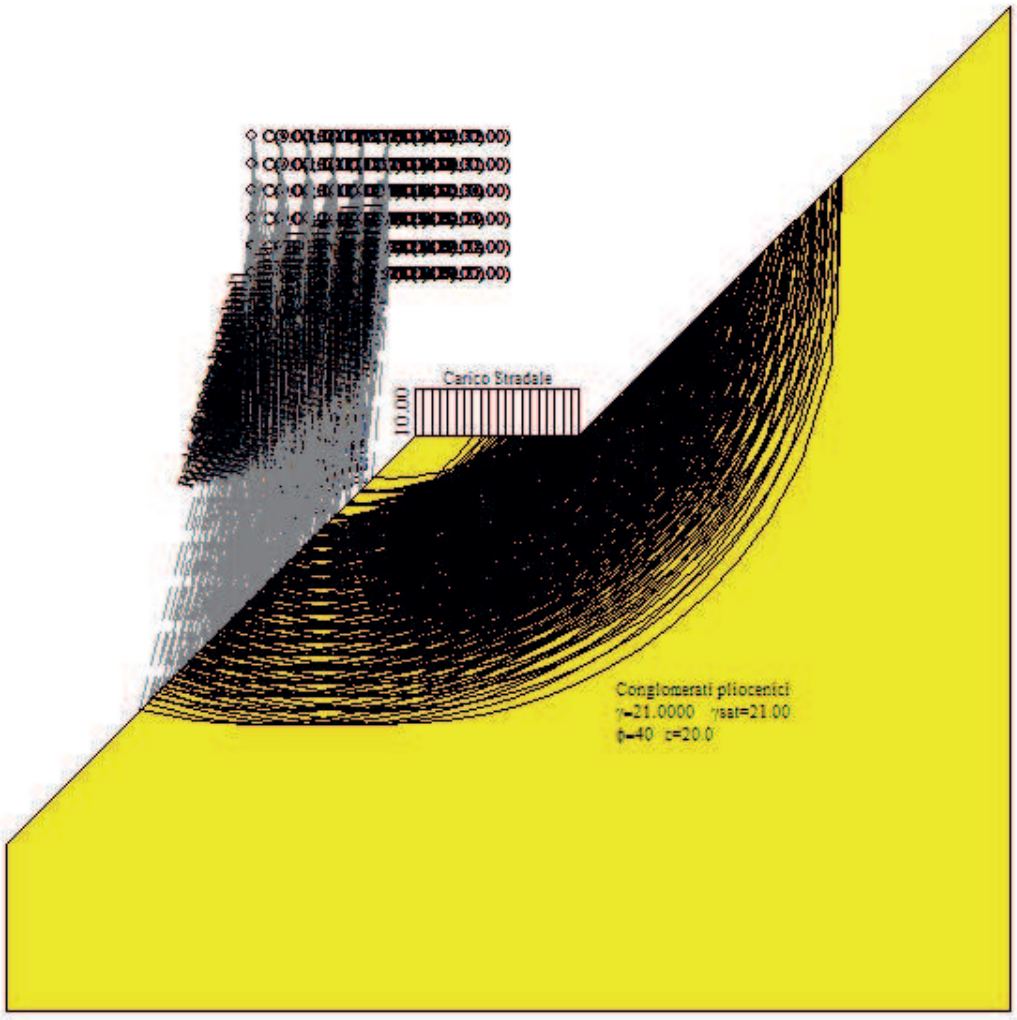
Numero di superfici analizzate	1644
Coefficiente di sicurezza minimo	1.777
Superficie con coefficiente di sicurezza minimo	1

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

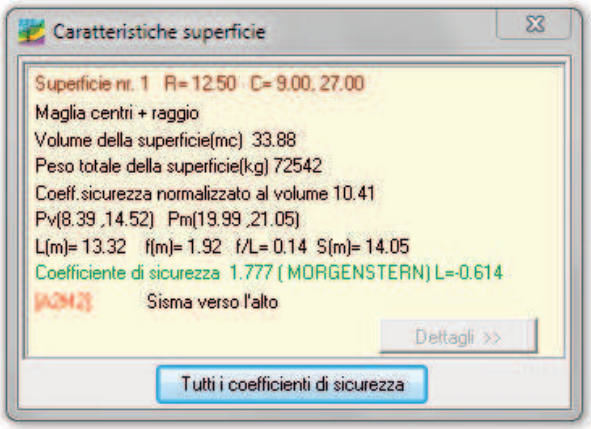
Metodo	**Nr. superfici**	**FS_{min}**	**S_{min}**	**FS_{max}**	**S_{max}**
MORGENSTERN	1644	1.777	1	5.406	1644

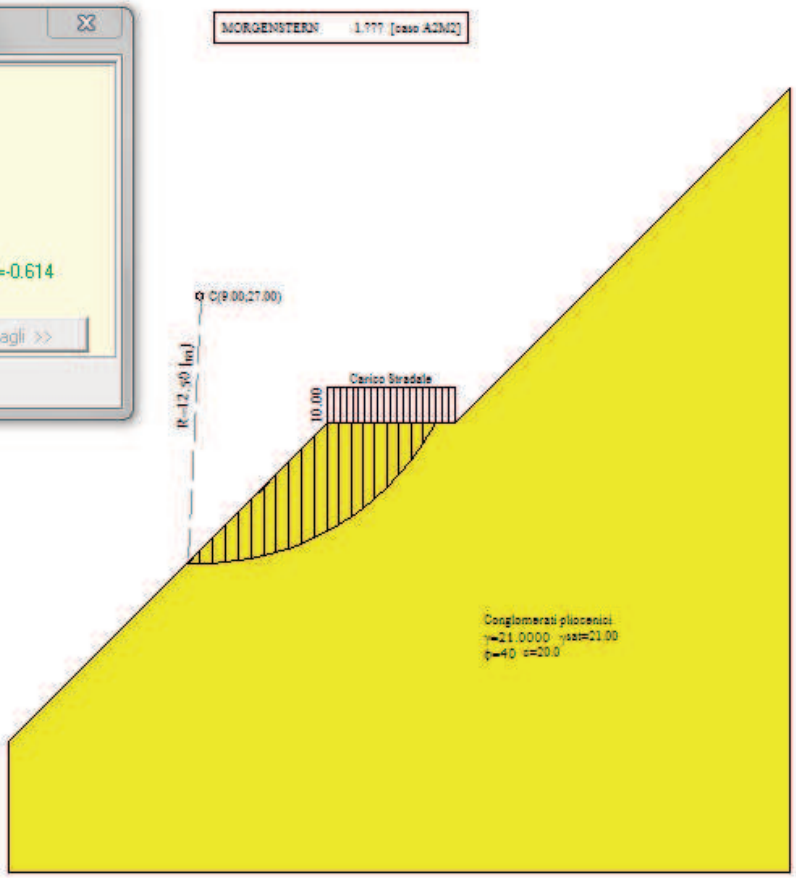
Nel grafici che seguono sono illustrati rispettivamente l'insieme di tutte le potenziali superfici di scorrimento analizzate e la superficie critica corrispondente al minimo fattore di sicurezza.

INSIEME DELLE SUPERFICI ANALIZZATE


Carico Stradale
Conglomerati pliocenici
γ=21.0000 γsat=21.00
β=40 c=20.0

SUPERFICIE CRITICA





5.2 Calcolo portanza plinto di fondazione capannone

Il capannone adibito al trattamento dei rifiuti, realizzato con struttura prefabbricata, poggia su fondazioni dirette costituite da plinti a base quadrata di lato 4.00 m con suola di spessore 1.00 m e bicchiere di alloggiamento del pilastro di altezza 1.20 m. Tali fondazioni saranno attestate sul rilevato all'uopo realizzato mediante idonei terreni costipati in modo da raggiungere in sito densità non inferiori al 95% di quelle quelle ottenute in laboratorio mediante prova Proctor.
Il capannone presenta un'altezza massima di circa 14.00 m ed è costituito da un unico livello individuato dal solaio di copertura.
Le condizioni di verifica più gravose si hanno nelle condizioni sismiche per le quali risulta:

A = 24 x 10 = 240 m², area di competenza massima del solaio di copertura
G_{1k} = 5.00 kN/m², carico permanente strutturale solaio di copertura
G_{2k} = 2.00 kN/m², carico permanente non strutturale solaio di copertura
Q_{1k} = 3.00 kN/m², carico variabile esercizio solaio di copertura

Per il progetto in esseresono stati scelti i seguenti valori dei parametri di progetto relativi alla tipologia e all'uso a cui le strutture sono destinate:

Vita nominale V_N = 50 anni
Classe d'uso III (coefficiente d'uso C_U = 1.5)
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni

Gli stati limite rispetto ai quali effettuare le verifiche sono:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

SLO – Stato limite di operatività
SLD – Stato limite di danno

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

SLV – Stato limite di salvaguardia della vita
SLC – Stato limite di collasso

Per gli scopi progettuali l'azione sismica viene definita mediante forme spettrali dipendenti da tre parametri a loro volta funzione della localizzazione geografica del sito e del periodo di ritorno considerato:

a_g – Accelerazione massima orizzontale al sito
F_0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*_C – Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'opera in progetto è individuabile con le seguenti coordinate:

Latitudine: 43°.855463
Longitudine: 7°.830263

Nella posizione in esame, per un periodo di ritorno pari a 712 anni (relativo allo stato SLV) risulta:

$a_g = 0.182$ g
$F_0 = 2.456$
$T^*_C = 0.3$ s

Dal punto di vista sismico il suolo di fondazione è classificabile come di tipo "B".
L'amplificazione stratigrafica è descritta mediante i coefficienti S_S e C_C che assumono i seguenti valori:
$S_S = 1.2$
$C_C = 1.4$
Il coefficiente di amplificazione topografica è pari a $S_T = 1.2$ poiché è collocata nel contesto della categoria T2 (pendio con inclinazione media > 15% ed opera ubicata sulla cresta del pendio).

Pertanto risulta:

$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1.2 = 1.44$

Lo spettro di progetto è ottenuto da quello elastico applicando il seguente fattore di struttura q:

Classe di duttilità bassa CDB

q_0 = 2.5 – Struttura a pilastri isostatici

k_R = 1 – costruzione regolare in altezza

$q = q_0 \times k_R = 2.5 \times 1 = 2.5$

Pertanto nelle condizioni simiche le sollecitazioni al piede del pilastro risultano,

$N_d = (G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k}) \times A + P_{p,pil} = (5.00 + 2.00 + 3.00) \times 240 + 126 = 2526$ kN

$V_d = (G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k}) \times A \times a_g/g \; / \; q = (5.00 + 2.00 + 3.00) \times 240 \times 0.182 \; / \; 2.5 = 174.7$ kN

$M_d = V_d \times H = 174.7 \times 14.00 = 2442$ kNm

Con il plinto descritto le Verifiche di portanza della fondazione sono riepilogate nei tabulati che seguono.

AZIONI IN TESTA ALLA FONDAZIONE

F_x=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X (Direzione parallela alla base)
F_y=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y (Direzione parallela alla lunghezza)
F_z=	2526.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_x=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_y=	2442.00	kNm	Momento in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

B=	4.00	m	Base
L=	4.00	m	Lunghezza
H=	2.20	m	Altezza
D=	2.20	m	Profondità piano di posa
α=	0	°	Inclinazione del piano di posa

☑ Considera peso proprio fondazione

γ_D=	25.00	kN/m³	Peso per unità di volume fondazione
P_D=	880.00	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

☐ Considera momenti di trasporto

F_{xd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X
F_{yd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y
F_{zd}=	3406.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_{xd}=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_{yd}=	2442.00	kNm	Momento in direzione Y

V=	3406.00	kN	Componente verticale del carico
H=	0.00	kN	Componente orizzontale del carico
θ_V=	0.00	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
θ_H=	90.00	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza

e_x=	0.72	m	Eccentricità in direzione X
e_y=	0.00	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

B'=	2.57	m	Base ridotta
L'=	4.00	m	Lunghezza ridotta
A'=	10.26		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

γ=	18	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
φ'=	30	°	Angolo di attrito
c'=	0	kN/m²	Coesione efficace
c_u=	0	kN/m²	Coesione non drenata
γ_r=	18	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale

K_p=	3.000		Coefficiente di spinta passiva

q=	39.60	kN/m²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

k=	0.55	Fattore di profondità
m_B=	1.61	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
m_L=	1.39	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
m=	1.61	Parametro di forma complessivo
N_c=	30.14	
N_q=	18.40	Fattori di capacità portante
N_γ=	20.09	
s_c=	1.34	
s_q=	1.32	Fattori di forma
s_γ=	0.70	
b_c=	1.00	
b_q=	1.00	Fattori di inclinazione del piano di posa
b_γ=	1.00	
i_c=	1.00	
i_q=	1.00	Fattori di inclinazione del carico
i_γ=	1.00	

PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S.=	2.3		Fattore di sicurezza
q_{LIM}=	1287.244	kN/m^2	Pressione limite
$q_{R,d}$=	**559.67**	kN/m^2	Pressione resistente di progetto

CARICHI LIMITE ED AMMISSIBILI

Q_{LIM}=	13212.58	kN	Carico limite
$Q_{R,d}$=	**5744.60**	kN	Carico resistente di progetto

Risultando il carico agente di progetto N_d = 2526 kN inferiore a quello resistente Q_{Rd} = 5744 kN la verifica di portanza del complesso terreno – fondazione risulta soddisfatta.

5.3 Stima dei cedimenti attesi al di sotto del rilevato del piazzale che ospiterà impianto

Il rilevato che ospiterà il piazzale sul quale dovrà sorgere l'impianto di trattamento rifiuti presenta un'altezza massima di circa 8.00 m (per raggiungere la quota finale di progetto di +235.00 m) e sarà realizzato per strati di spessore massimo pari a 30 cm costipati opportunamente in modo da raggiungere in sito densità non inferiori al 95% di quelle ottenute in laboratorio mediante prova Proctor. Tale modalità realizzativa permetterà di ottenere una struttura tale per cui non si verificheranno apprezzabili assestamenti volumetrici nel corso del tempo. Per quanto concerne gli strati di terreno sul quale poggerà tale sovrastruttura, saranno soggetti a fisiologici cedimenti, per lo più scontabili in fase di costruzione data la natura prettamente granulare del materiale, valutati come riportato di seguito. La presenza dell'impianto sarà schematizzata considerando un sovraccarico complessivo in testa al rilevato di 20 kN/m².
Il rilevato poggerà prevalentemente sui conglomerati pliocenici, dei quali può essere stimato il modulo di elasticità a piccoli livelli di deformazione E'_0 a partire dalla velocità di propagazione delle onde sismiche.

$E'_0 = \rho V_p^2 = 2100\ kg/m^3 \times (1274\ m/s)^2 = 3.4 \times 10^9\ N/m^2 = 3400\ MPa$, modulo di elasticità a piccolo livelli di deformazione

Atteso poi che il modulo di elasticità a grandi livelli di deformazione può essere stimato pari a 5÷10 volte quello a grandi livelli di deformazione si ha:

$E' = E'_0 / 10 = 3400 / 10 = 340\ MPa$, modulo di elasticità a grandi livelli di deformazione

Il sovraccarico complessivo sul piano d'appoggio del rilevato sarà:

$q_{tot} = 8 \times 18 + 20 = 164\ kN/m^2$, sovraccarico totale agente sul piano di posa

Pertanto, considerando una striscia di rilevato di larghezza pari a 10 m i cedimenti si possono stimare come riportato di seguito.

S_{ced}= 50 m Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Caratteristiche fondazione

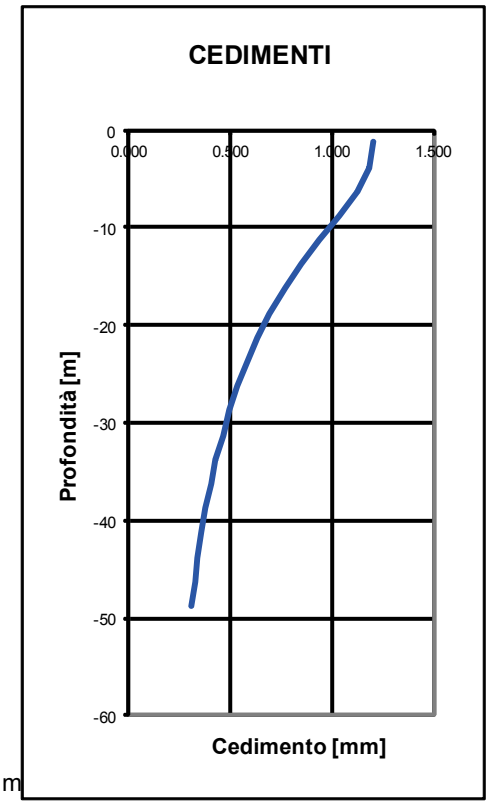
B= 20.00 m

Caratteristiche del carico

q_{tot}= 164 kN/m^2 Pressione fondazione
q_{sca}= 0 kN/m^2 Scarico tensionale
q= 164 kN/m^2 Incremento tensionale netto

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [mm]
1	2.5	340000	1.25	163.87	1.20
2	2.5	340000	3.75	160.87	1.18
3	2.5	340000	6.25	152.60	1.12
4	2.5	340000	8.75	140.69	1.03
5	2.5	340000	11.25	127.71	0.94
6	2.5	340000	13.75	115.31	0.85
7	2.5	340000	16.25	104.20	0.77
8	2.5	340000	18.75	94.51	0.69
9	2.5	340000	21.25	86.15	0.63
10	2.5	340000	23.75	78.95	0.58
11	2.5	340000	26.25	72.73	0.53
12	2.5	340000	28.75	67.34	0.50
13	2.5	340000	31.25	62.64	0.46
14	2.5	340000	33.75	58.51	0.43
15	2.5	340000	36.25	54.87	0.40
16	2.5	340000	38.75	51.63	0.38
17	2.5	340000	41.25	48.74	0.36
18	2.5	340000	43.75	46.14	0.34
19	2.5	340000	46.25	43.80	0.32
20	2.5	340000	48.75	41.68	0.31

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 13.04 mm



Il cedimento complessivo, stimato nell'ordine di circa 13 mm risulta del tutto compatibile con la funzionalità del rilevato e delle sovrastrutture che lo stesso ospiterà, considerando inoltre che, come già accennato, tale cedimento avrà corso prevalentemente durane la fase di realizzazione dell'opera, essendo in presenza di materiali con comportamento prettamente granulare e non suscettibili di deformazioni differite nel tempo generate da fenomeni di consolidamento.

5.4 Criteri e modalità adottate per l'abbancamento dei rifiuti

I rifiuti saranno abbancati in strati di spessore limitato per facilitarne e migliorarne la compattazione e ridurre quindi i successivi assestamenti. In tutte le fasi saranno rispettati i dettami del D.Lgs. 13 gennaio 2003 n°36, con particolare riguardo alle disposizioni di carattere esecutivo in esso contenute.
La stabilità dei cumuli di rifiuti sarà conferita, oltre che dalle modalità di abbancamento, anche dalla loro caratteristica intrinseca poiché gli stessi saranno conferiti in balle di forma prismatica. Questo, oltre a facilitare e rendere più ordinato e razionale l'abbancamento, concorrerà ad evitare potenziali scivolamenti lungo piani inclinati poiché le giaciture di posa saranno prevalentemente orizzontali o sub orizzontali con limitatissime pendenze funzionali esclusivamente ad un corretto smaltimento delle acque.