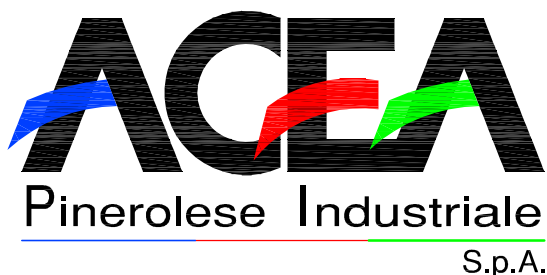


COMMITTENTE



DISCARICA IN LOCALITA' TORRIONE

DATI PROGETTISTI

PROGETTAZIONE GENERALE

A.T.P.:

Mandatario: Dott. Ing. Fulvio Delucchi
Studio Tecnico Associato A.I.S.A.Mandanti: Dott. Ing. Francesco Melidoro
Dott. Arch. Elio Conte
Dott. Geol. Andrea Fossati
Dott. Ing. Nicola Bottazzi

CONSULENZA SPECIALISTICA

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Dott. Ing. Fulvio Delucchi
Studio Tecnico Associato A.I.S.A.

LIVELLO PROGETTO

PROGETTO ESECUTIVO

PIANTA CHIAVE - INQUADRAMENTO

TITOLO ELABORATO

Lavori di costruzione della discarica per rifiuti solidi urbani "Torrione 6"
Analisi di stabilità del fondo scavo e della membrana in HDPE

CODICE ELABORATO						SCALA	CENTRO DI COSTO	COMMESSA
SETTORE	ARGOMENTO	NUM. PROGETTO	FASE PROGETTO	TIPO DOCUMENTO	PROGRESSIVO			
IA	DIS	501	PE	RG	009		1AK09INVES020	INVAMBIENT
REVISIONE	DATA EMISSIONE	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
00	Ago-2011	Prima emissione				F.D.	S.S.	M.D.
Legenda	SETTORE	ARGOMENTO			NUMERO PROGETTO		FASE PROGETTO	TIPO DOCUMENTO
	CL Calore GS Gas IA Igiene ambientale II Servizio idrico integrato	AAS Area attrezzata di stoccaggio ACE Generale Acea CMP Compostaggio DEP Depuratore DIS Discarica ECO Ecoisole EPT Ecopunti	ERN Energie rinnovabili PEI Polo Ecologico Integrato IDA Impianti Digestione Anaerob. PSG Palazzina servizi generali VAL Valorizzatore	0xx Generale Acea 1xx Polo Ecologico Integrato 2xx Palazzina uffici 3xx Compostaggio 4xx Valorizzatore 5xx Discarica 6xx Ecoisole	7xx Ecopunti 75x Area attrezzata - Depuratore 8xx Energie rinnovabili 9xx Palazzina uffici 95x Impianti Digestione Anaerob.	ES Esistente ND Non definito PP Progetto Preliminare PD Progetto Definitivo PE Progetto Esecutivo PV Perizia di Variante SF Studio fattibilità	(1° carattere) A Allegato D Disegno E Elaborato R Relazione S Specifica tecnica	(2° carattere) C Civile E Elettrico G Generico I Idraulico M Meccanico S Sicurezza

ANALISI DI STABILITA' DEL FONDO SCAVO E DELLA GEOMEMBRANA IN HDPE

1. SULLA CAPACITÀ PORTANTE DEL FONDO SCAVO.

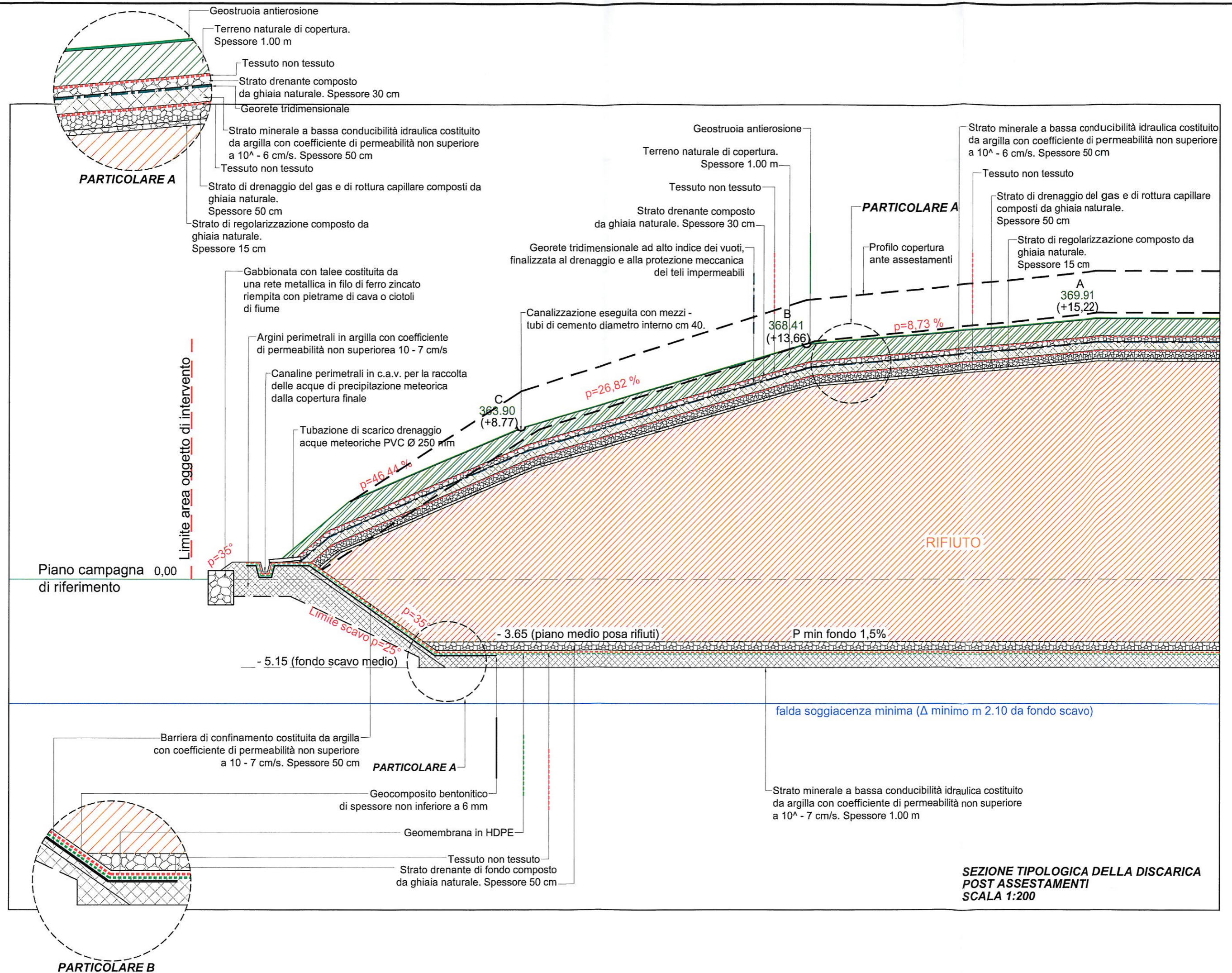
La capacità portante è la sollecitazione che il terreno può ricevere dalla fondazione, conservando un opportuno grado di sicurezza nei confronti della rottura e subendo cedimenti compatibili con l'integrità della sovra-struttura e la funzionalità dell'opera.

E' quindi ovvio che uno stesso terreno avrà capacità portanti diverse per diversi tipi e dimensioni di fondazione, per diversa sensibilità della sovrastruttura ai cedimenti e per diversi requisiti dell'opera. Ne consegue che non è lecito estrapolare valori di capacità dedotti dal comportamento di opere esistenti, o da altri interventi edilizi aventi caratteristiche diverse, benché fondati sullo stesso terreno.

Tanto premesso, occorre osservare che, con riferimento allo schema di coltivazione di pagina seguente, il caso che ci occupa riguarda una "*fondazione*" parzialmente compensata.

In tali condizioni difficilmente il fondo scavo potrà subire incrementi inaccettabili degli sforzi di taglio per effetto dell'applicazione del carico indotto dalla barriera di confinamento, dallo strato drenante di fondo vasca, dai rifiuti e infrastrato e dalla copertura finale.

Il carico totale indotto sul fondo scavo dal rilevato della discarica in condizioni post assestamenti è determinato dalla somma dei singoli carichi degli strati costituenti il rilevato stesso.



Copertura finale:	<i>Terreno naturale e strato minerale a bassa conducibilità</i> $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$; $sp = 1,50 \text{ m}$; $\sigma_{vq1} = 19 * 1,50 = 28,5 \text{ KN/m}^2$
	<i>Strato di rottura capillare biogas e di drenaggio acque meteoriche</i> $\gamma = 18,5 \text{ KN/m}^3$; $sp = 0,95 \text{ m}$; $\sigma_{vq2} = 18,5 * 0,95 = \sim 17,6 \text{ KN/m}^2$
Corpo discarica:	<i>Rifiuto + infrastrato compattato</i> $\gamma_r = 9 \text{ KN/m}^3$; $sp = 16,42 \text{ m}$; $\sigma_{vq3} = 9 * 16,42 = 147,78 \text{ KN/m}^2$
Fondazione:	<i>Drenaggio di fondo vasca</i> $\gamma = 18,5 \text{ KN/m}^3$; $sp = 0,50 \text{ m}$; $\sigma_{vq4} = 18,5 * 0,50 = \sim 9,3 \text{ KN/m}^2$
	<i>Barriera di confinamento costituita da limo argilloso e/o argilla limosa</i> $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; $sp = 1,00 \text{ m}$; $\sigma_{vq5} = 20 * 1,00 = 20 \text{ KN/m}^2$
Carico totale indotto sul fondo scavo: $\sigma_{vq} = \sigma_{vq1} + \sigma_{vq2} + \sigma_{vq3} + \sigma_{vq4} + \sigma_{vq5} = 223,18 \text{ KN/m}^2$	

Detraendo da tale carico totale quello pre-esistente dovuto allo scavo (fondazione semi-compensata) pari a $\sigma_{vo} = \gamma_n * z = 23 \text{ KN/m}^3 * 5,15 \text{ m} = 118,45 \text{ KN/m}^2$, il carico netto $\Delta\sigma_{vq}$ indotto sul piano d'imposta dello scavo è dunque pari a:

$$\Delta\sigma_{vq} = \sigma_{vq} - \sigma_{vo} = 223,18 \text{ KN/m}^2 - 118,45 \text{ KN/m}^2 = 104,73 \text{ KN/m}^2$$

Ipotizzando un tratto di fondo scavo nastriforme largo $B = 1 \text{ mt}$ (*), trascurando sempre a favore di sicurezza i contributi dovuti alla coesione apparente ($C' = 0$) e alla presenza del carico laterale ($q' = 0$), si ottiene:

$$q'_{\text{LIM}} = 0,5 * B * \gamma'_f * N_\gamma \quad \text{dove:}$$

- ✓ q'_{LIM} = rappresenta la pressione limite espressa in termini di tensioni efficaci (la capacità portante è il carico che determina la rottura del terreno per fenomeni di scorrimento per taglio q_{LIM});
- ✓ γ'_f = peso di volume efficace del terreno saturo(**) di fondo scavo = $(23 \text{ KN/m}^3 - 10 \text{ KN/m}^3 = 13 \text{ KN/m}^3)$. Si è ipotizzato a favore di sicurezza di capacità portante che la falda freatica possa saturare il franco di sicurezza(***), ossia raggiungere il piano d'imposta dello strato minerale a bassa conducibilità idraulica costituita da limo argilloso e/o argilla limosa.

(*) Alcuni autori considerano "B" pari alla dimensione minima del fondo scavo della discarica

(**) Ovvero terreno interessato anche solo occasionalmente da variazioni stagionali di soggiacenza di falda.

(***) E' il terreno posto immediatamente al di sotto dello scavo.

La presenza eventuale della falda può avere, infatti, un effetto marcato, comportando una riduzione del 50% della pressione limite netta efficace. Il passaggio da una condizione di assenza di falda ad una con falda comporta l'assunzione di un peso di volume efficace γ_f in luogo di quello totale γ_n . La verifica, in questo caso, va fatta sempre in termini di tensioni efficaci.

✓ N_γ = coefficiente adimensionale che varia in funzione dell'angolo di resistenza al taglio Φ'_p .

Assumendo cautelativamente $\Phi'_{cv} = 37^\circ$ (v.si relazione sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni) in luogo di $\Phi'_p = 41^\circ$, si ottiene $N_\gamma = 66,19$ (*Brinch - Hansen, 1970*).

La pressione limite efficace è pari $q'_{LIM} = 0,5 * 1 * 13 * 66,19 = 430 \text{ KN/m}^2$.

Il coefficiente di sicurezza è dunque pari a $F_s = q'_{LIM} / \Delta\sigma_v q' = 430 / 104,73 \cong 4,10$.

Ove non si tenga conto cautelativamente dello scarico tensionale dovuto allo scavo, il coefficiente di sicurezza risulterebbe pari a $430 / 223,18 \cong 2,0$

Ponendoci ora nelle condizioni più gravose di esercizio, nella fase cioè ante-assesamento con una rimonta dei rifiuti al culmine di 2,81 m (vedasi sezione tipologica seguente), la massima altezza dei rifiuti (H') risulterebbe pari a 19,23 m a partire dal piano di posa rifiuti; il coefficiente di sicurezza determinato dalla seguente relazione: $F_s = q'_{LIM} / (H' * \gamma_r + \sigma_{vq1} + \sigma_{vq2} + \sigma_{vq4} + \sigma_{vq5})$, in questo caso, mantiene ancora un buon margine, risultando pari a 1.

2. VERIFICA DI STABILITA' DELLA GEOMEMBRANA IN HDPE.

L'obiettivo della verifica è valutare la compatibilità dei cedimenti del fondo della discarica con la deformabilità della geomembrana in corrispondenza delle scarpate laterali in conseguenza dei cedimenti dovuto all'incremento di carico prodotto dal sistema: strato drenante di fondo vasca + rifiuti + copertura giornaliera + copertura finale.

Il procedimento adottato è il seguente:

- stima dei cedimenti in corrispondenza di punti significativi (a favore di sicurezza si considera che il cedimento di mezzeria possa essere assimilato a quello del piede della scarpata);
- calcolo dell'allungamento percentuale della geomembrana;
- confronto dell'allungamento percentuale ottenuto con la deformabilità a snervamento della geomembrana.

I cedimenti del fondo vasca, intesi come spostamenti verticali dell'intradosso dello strato di fondo (immediatamente sotto il piano di posa del sistema di raccolta percolato) vengono normalmente calcolati facendo riferimento alla compressione edometrica dei vari strati interessati dall'applicazione del carico di cui sopra. In particolare:

- strato drenante;
- strato di limo-argilloso/limo con argilla costituente la barriera geologica naturale.

In queste condizioni, è possibile calcolare per ciascuno strato il cedimento edometrico (a deformazione laterale impedita) secondo la relazione:

$$\delta = \frac{\Delta Q}{Me} \Delta s$$

dove:

ΔQ = incremento di tensione verticale dovuto al carico del sistema: strato drenante di fondo vasca + rifiuti + copertura giornaliera + copertura finale;

M_e = modulo edometrico del materiale;

Δs = spessore dello strato compressibile = 1,00 mt.

Poiché la compressibilità dello strato coesivo della formazione geologica naturale è superiore a quella del materiale costituente lo strato drenante, nel caso in esame il calcolo dei cedimenti del fondo discarica è stato limitato alla sola compressione edometrica del limo argilloso/limo con argilla, trascurando il contributo dei cedimenti dello strato superiore.

Non essendo disponibili dati misurati direttamente su fondo della discarica, il modulo edometrico è stato stimato in funzione dei valori minimi del modulo elastico determinato in laboratorio, ricorrendo poi alla seguente relazione (valida per coefficienti di Poisson compresi tra 0.2 e 0.3):

$$M_e = E_s/0.8$$

Nel calcolo sono stati pertanto utilizzati i seguenti parametri:

E_s = modulo elastico = 11 N/mm²;

ν = coefficiente di Poisson = 0,25;

Δs = spessore dello strato compressibile = 1,00 mt.

Nelle condizioni sopraesposte, il cedimento massimo calcolato sul fondo della discarica può essere riassunto nello schema di pagina seguente.

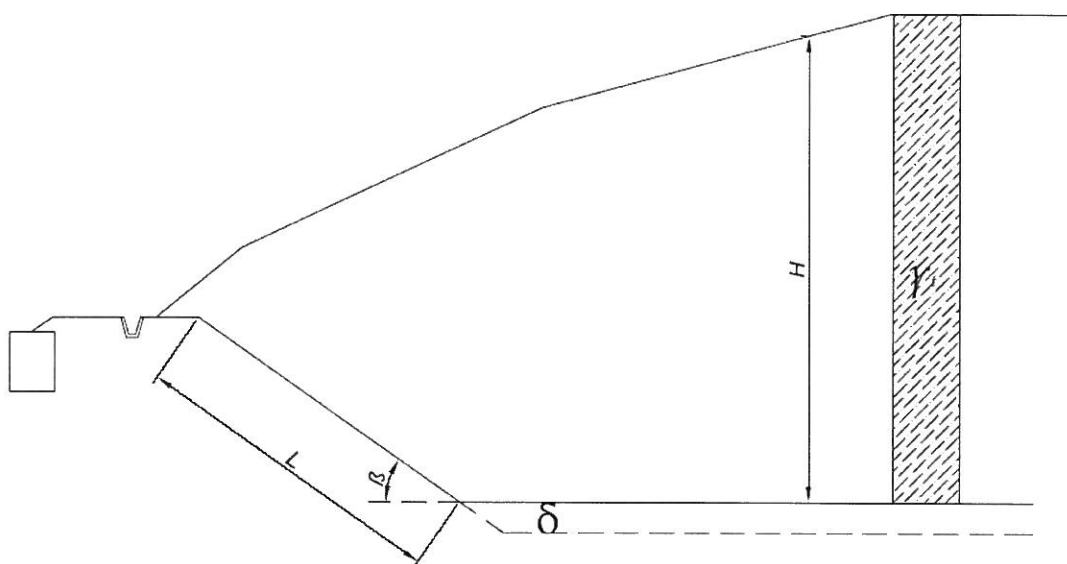
Punto	Spessore rifiuti [m] + infrastrato	γ_{medio} rifiuti + infrastrato [KN/m ³]	Spessore copertura [m]	γ_{medio} copertura [KN/m ³]	Sovraccarico totale [KN/m ²]	Modulo elastico [N/mm ²]	Cedimento [m]
Mezzeria	16,52	9	2,45	19,39	196,19	13,75	0,0143

La verifica allo snervamento della geomembrana è condotta al piede della scarpata in funzione dei seguenti parametri:

β = inclinazione della scarpata = 35°

L = lunghezza libera della geomembrana = 10,50 m

Il cedimento differenziale di riferimento è cautelativamente assunto pari al cedimento massimo calcolato, trasposto però nel punto di attacco della base con la parete e trascurando quello in sommità alla scarpata.



Schema di calcolo del cedimento al piede della scarpata

I parametri di resistenza e deformabilità della geomembrana di riferimento sono i seguenti:

- $\sigma_y > 17 \text{ N/mm}^2$ $\xi_y > 10\%$ tensione e deformazione allo snervamento;
- $\sigma_r > 35 \text{ N/mm}^2$ $\xi_r > 800\%$ tensione e deformazione alla rottura.

L'allungamento percentuale calcolato è pari allo 0,24%, valore ampiamente inferiore alla deformabilità a snervamento del materiale: ($\approx 10\%$); la verifica risulta pertanto soddisfatta.