




ISTANZA DI P.A.U.R. EX Art. 27bis DLgs 152/06
DISCARICA PER RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI
NEI COMUNI DI MONTIGNOSO E PIETRASANTA

PROGETTO DI COMPLETAMENTO DELLA DISCARICA
OLTRE QUOTA +43 m s.l.m.

Titolo documento:

RELAZIONE TECNICA - VERIFICHE DI STABILITA'

Data: GIUGNO 2022	Elaborato n.: Prog.02	Scala:	File: Relazione Stabilità22.odt
Il Committente:	Il Progettista: 		



via G. Pascoli, 44 55032 Castelnuovo Garf. na (LU) - via Turigliano, 24a 54033 Carrara (MS)
Tel. 0585 093077 e-mail: studio@rocnet.net

RELAZIONE TECNICA VERIFICHE DI STABILITA'

Premessa

Su incarico di Programma Ambiente Apuane S.p.A., quale gestore della discarica per rifiuti non pericolosi in loc. ex Cava Fornace, a confine fra i Comuni di Montignoso (MS) e Pietrasanta (LU) è stata predisposta la presente relazione tecnica riguardante le verifiche di stabilità, a corredo dell'Istanza per rilascio del Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale (PAUR), ai sensi del D.Lgs. 152/2006 art. 27 bis e L.R. 10/2010 art. 73 bis.

Come ampiamente descritto l'esercizio della discarica discendeva dalla Determinazione della Provincia di Massa Carrara n. 656 del 23/02/2011 con oggetto *“Provvedimento conclusivo al sensi del art. 18 della L.R. 79/1998, del procedimento di VIA inerente il “Progetto di completamento della discarica per rifiuti speciali non pericolosi sita in Loc. Porta, Comune di Montignoso (MS), comune di Pietrasanta (LU)” – Proponente Programma Ambiente Apuane SpA”*.

Il progetto in esame non introduce modifiche progettuali di carattere sostanziale rispetto ai contenuti del provvedimento richiamato e pertanto nel seguito si procederà ad aggiornare le valutazioni già condotte per il suddetto, con particolare riferimento ai contenuti più recenti delle NCT in materia.

Verifiche di stabilità - Normativa

Per la verifica della sicurezza dell'opera da realizzarsi ci si rifà a quanto riportato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018 e successiva circolare del 29/01/2019 di cui di seguito si dà una breve e sintetica descrizione. Le indicazioni nelle suddette norme stabiliscono che la sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le opere e le tipologie di intervento devono possedere il requisito di:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, vale a dire: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, vale a dire: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione $E_d < R_d$ dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

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

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni.

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

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diversi coefficienti parziali, definiti sia per le azioni, sia per i parametri geotecnici e sia per le resistenze.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- | | |
|--|------------|
| - lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: | EQU |
| - lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: | STR |
| - lo stato limite di resistenza del terreno: | GEO |

Per effettuare la verifica è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze in quanto i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU della Tabella successiva, mentre per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della medesima Tabella.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni γ_F , per la resistenza dei materiali γ_M e, eventualmente, per la

resistenza globale del sistema γ_R : la prima combinazione è generalmente la più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno (coefficienti A1 della tabella successiva), mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (coefficienti A1 della tabella successiva).

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni γ_f , per la resistenza dei materiali γ_m e, eventualmente, per la resistenza globale γ_R . In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_m riportati nella colonna A1, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	γ_f o γ_e	<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gs fav}$	1,10	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qs fav}$	1,50	1,50	1,30

In accordo a quanto stabilito in precedenza la verifica della condizione $E_d < R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per il valore di progetto della resistenza R_d la Norma afferma che può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_m e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;

dove i coefficienti da utilizzare nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono:

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>	γ_m	<i>M1</i>	<i>M2</i>
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
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Nel seguito si elenca la simbologia adottata nelle tabelle precedenti e la grandezza a cui si riferisce:
Simbologia adottata

$\gamma_{Gs\text{fav}}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gf\text{av}}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qs\text{fav}}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qf\text{av}}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c'	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Per quanto riguarda i coefficienti γ_R , che agiscono direttamente sulla Resistenza del sistema, questi variano in funzione dell'opera che si realizza. I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di un approccio progettuale secondo cui la combinazione di questi è generalmente la più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Risulta evidente che il coefficiente di sicurezza non è espresso mediante un coefficiente globale di sicurezza, ma mediante più coefficienti parziali che incrementano le azioni e riducono contestualmente le resistenze.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio. In questo caso le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguite secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (dunque la combinazione di coefficienti A2-M2-R2) con il valori dei coefficienti γ_R pari a 1,1.

Valutazione coefficienti sismici

Facendo riferimento altresì a quanto disaminato e contenuto nella allegata Relazione Geologica ed Idrogeologica del Dott. Geol. C.A. Turba si descriveranno nel seguito sinteticamente i parametri adottati.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se_{(T)}$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della presente normativa le forme spettrali

sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o = 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

Per il generico sito in esame la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene infatti effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella Tabella 1 dell'Allegato B del D.M.). Le forme spettrali previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stadi limite considerati;

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche. Come detto le azioni sismiche vengono valutate su ciascuna costruzione in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N dell'opera per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	≤ 10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥ 50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente

pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il sito in esame si può ipotizzare, ai fini delle azioni sismiche, appartenente alla classe d'uso III in quanto ricade in attività che potrebbero essere pericolose per l'ambiente per cui il valore del coefficiente C_U che si utilizzerà nel seguito sarà pari a 1,5.

L'individuazione delle azioni sismiche deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Il valore di P_{V_R} varia in funzione degli stati limite, quali Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD) per quanto riguarda gli stati limite di esercizio; Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) per quanto riguarda gli stati limite ultimi, i quali devono essere individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Lo SLV sta ad indicare che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva.

Stati Limite		PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) * \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato
 T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 p_2 del generico parametro p

Relativamente al sito in esame i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono riportati nella seguente tabella:

TR [anni]	a_g/g	F_0	T_C^* [s]
30	0,044	2,503	0,235
50	0,055	2,514	0,250
72	0,064	2,520	0,263
101	0,073	2,508	0,270
140	0,083	2,514	0,276
201	0,097	2,464	0,281
475	0,135	2,412	0,291
975	0,174	2,371	0,299
2475	0,231	2,393	0,315

Per il sito in esame si è considerata una vita nominale dell'opera $V_N \geq 50$ anni, e ricordando che il coefficiente C_U è pari a 1.5, si ha che la vita di riferimento $V_R = 75$ anni.

Ponendo il valore sopra ricavato nell'equazione per ottenere il tempo di ritorno T_R e ricordando che la verifica di sicurezza deve essere effettuata riguardo gli SLV, vale a dire una probabilità di

superamento nel periodo di riferimento $P_{V_R} = 10\%$, otteniamo un valore di T_R pari a circa 712 anni. Il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_C^*), relativo a suddetto tempo di ritorno, è stato ottenuto per interpolazione con l'utilizzo della formula precedentemente riportata i cui risultati sono riportati di seguito:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
712	0,156	2,389	0,295

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale del sito in esame. In assenza di analisi più dettagliate si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento come mostrato dalla seguente tabella:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

All'interno dell'area di discarica è stata appositamente eseguita, nel maggio 2011, un'indagine di sismica a rifrazione con onde SH, che ha permesso di ricostruire la seguente situazione sismostratigrafica (vedasi anche relazione geologica ed idrogeologica allegata):

- per spessori variabili da 14.0 a 18.0m erano presenti i rifiuti già abbancati in discarica, caratterizzati da una velocità media di 220m/sec
- al di sotto è presente il substrato roccioso, caratterizzato da una velocità media di 1600m/sec.

Come è possibile osservare dai risultati ottenuti il fondo della discarica è costituito da una roccia massiva, in cui la velocità delle onde SH è risultata notevolmente superiore a 800m/sec, valore limite per gli ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, mentre relativamente ai rifiuti già abbancati è risultata una velocità $V_{s,eq}$ (in m/s) di 220m/sec, tipica di terreni a grana fina mediamente consistenti.

Pertanto dato che i rifiuti già abbancati, il cui spessore non superava, nel periodo in cui è stata eseguita l'indagine geofisica, i 20.0m, hanno evidenziato una velocità delle onde di taglio caratteristica dei sottosuoli di tipo C, posti su un substrato di riferimento caratterizzato da V_s molto $>800\text{m/sec}$, la situazione stratigrafica descritta rientra fra quelle previste dalla categoria di sottosuolo "E".

Per il sito di discarica in progetto si può quindi ipotizzare, ai fini della definizione delle azioni sismiche, che sia al termine della fase II che al termine dell'opera (fase III finale), che la categoria di sottosuolo sarà "C".

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito sono introdotte tramite un coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \times S_T$$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica. Il coefficiente S_s si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento.

Categoria di sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,60$

Tabella 3.2.IV

Relativamente al coefficiente di amplificazione topografica S_T , si può fare riferimento alla seguente tabella dove sono indicate le varie caratteristiche della superficie topografica che possono generare amplificazione sismica.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Coefficiente topografico S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Tabella 3.2.III

Nel caso in cui la categoria di sottosuolo appartiene alla *Categoria C*, ovvero in fase 2 e configurazione finale di progetto, con i valori del parametro p (a_g , F_0 , T_C^*) ricavati in precedenza, si ha che il coefficiente stratigrafico S_s è uguale a 1.4768, quello topografico S_T a 1.2 per cui il coefficiente S vale 1.772.

Nel § 7.11 si disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici quali stabilità dei pendii, fronti di scavo e rilevati, depositi, opere di sostegno soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti che devono essere soddisfatti dai siti di costruzione e dai terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni. In aggiunta alle prescrizioni contenute nel paragrafo citato, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel capitolo 6 delle norme, relative alle combinazioni di carico non sismico.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio. Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) mentre quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*).

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

L'analisi di stabilità in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. In questi metodi l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso (W) del volume potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile

e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W \qquad F_v = k_v \times W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g$$

Il valore del coefficiente β_s è indicato nei vari paragrafi del capitolo 7 in funzione dell'opera che si realizza.

Per quanto riguarda la presente opera il valore del coefficiente β_s assume i valori:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Nel caso in esame, sia nella fase II che nella fase finale III di progetto, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale da utilizzare saranno:

$$k_h = \beta_s \times a_{\max}/g = 0.38 \times S_s \times S_T \times a_g = \mathbf{0,1049}$$

$$k_v = 0,5 \times k_h = \mathbf{0,0524}$$

Caratterizzazione geotecnica del materiale del corpo di discarica

Come già descritto nel progetto approvato con DD 656/2011, sono state studiate mediante prove di laboratorio due miscele secondo diverse percentuali di classi di rifiuto così da avere una gamma di possibili combinazioni di assortimento rifiuti in grado di simulare con efficacia il futuro corpo di discarica e sono stati valutati con maggior precisione e pertinenza le caratteristiche di resistenza e, quindi, di stabilità del corpo di rifiuti.

Le miscele furono prodotte artificialmente in discarica, quindi, la loro composizione è nota a priori e corrisponde alle seguenti percentuali:

Miscela 1	
Marmettola	50%
Fanghi dragaggio	5%
Scorie di caldaia e inceneritori	10%
Terra e rocce da bonifica	30%
Baritina	5%

Miscela 2	
Marmettola	30%
Fanghi dragaggio	10%
Scorie di caldaia e inceneritori	10%
Terra e rocce da bonifica	45%
Baritina	5%

Per tutti i necessari ulteriori dettagli si rimanda allo specifico studio redatto dal Dott. Geol. Carlo Alberto Turba allegato.

Per quel che concerne la caratteristiche di resistenza utilizzate nelle successive verifiche si è fatto riferimento a quanto contenuto nella relazione di cui sopra che indica, a seguito di prove di laboratorio, come i valori di resistenza al taglio caratteristici della miscela di rifiuto, con ampia cautela, siano pari a 35° per l'angolo di attrito e a 23 kPa per la coesione, come per altro nel progetto approvato con DD 656/2011.

In merito allo strato del nuovo fondo poi realizzato a quota 25/26, sempre nel 2011, fu fatto riferimento a specifici studi di cui si darà sunto a seguire.

Nelle Tabelle seguenti sono riportati alcuni valori dei parametri di resistenza all'interfaccia tra differenti tipi di materiali utilizzati per la realizzazione dei rivestimenti compositi delle discariche.

I risultati, ricavati da prove in laboratorio o in vera grandezza, sono stati ottenuti da differenti autori (Mitchell, 1991; Pasqualini et al., 1993; Manassero et al., 1996; Pasqualini et al., 2003).

Tabella 1. Caratteristiche di resistenza al taglio all'interfaccia terreno - geosintetico.

Interfaccia	Angolo di attrito [°]
geomembrana HDPE - sabbia	15÷28
geomembrana HDPE - argilla	5÷29
geotessile - sabbia	22÷44
geocomposito bentonitico - sabbia	20÷25
geocomposito bentonitico - argilla	14÷16
geomembrana HDPE A.M. - ghiaia	20÷25
geomembrana HDPE A.M. - sabbia	30÷43
geomembrana HDPE A.M. – argilla compattata	7÷35 (c= 20-30 kPa)
geotessile - argilla	15÷33

(A.M. = *aderenza migliorata*)

Tabella 2. Caratteristiche di resistenza al taglio all'interfaccia geosintetico - geosintetico.

Interfaccia	Angolo di attrito [°]
georete - geomembrana HDPE	6÷10
geomembrana HDPE - geotessile	8÷18
geotessile - georete	10÷27
geocomposito bentonitico - geomembrana HDPE A.M.	10÷25
geocomposito bentonitico - geomembrana HDPE	8÷16
georete - geomembrana HDPE A.M.	10÷25
geotessile - geomembrana HDPE	14÷52
geocomposito bentonitico*	8÷25 (c= 8-50 kPa)

* *geotessili non collegati tra di loro e agugliati/cuciti*

Le variazioni dipendono dai vari tipi di materiali in commercio, dalle condizioni all'interfaccia (pulita, parzialmente pulita, sporca) e dalle condizioni di prova (temperatura e pressioni verticali).

Un metodo pratico per aumentare la resistenza all'interfaccia tra argilla e geomembrana, ad esempio, consiste nello spargere un modesto quantitativo di polvere di cemento (100-200 g/m²) sulla superficie dell'argilla compattata (Pasqualini et al., 1996).

Per questi motivi all'intero strato di 1 metro di spessore rappresentante il nuovo fondo, costituito dallo strato minerale compattato, dal tessuto non tessuto e dal telo HDPE, furono assegnati i valori cautelativi di coesione nulla ed angolo di attrito pari a 10°.

Per quel che riguarda la cella di amianto, vedasi relazione del progetto, essa continuerà ad essere costruita per strati includendo l'amianto, conferito in forma di big bags preconfezionate, entro strati miscele di rifiuto che suddividono sia i piani di successivo conferimento che le file di materiale. Pertanto il complesso della cella d'amianto può, cautelativamente, essere considerata come un insieme di corpi discreti compresi all'interno della matrice rifiuto misto. La rottura potrà pertanto avvenire lungo un involuppo di micro piani compresi all'interno di questa matrice. In via altamente cautelativa la cella d'amianto verrà, quindi, analizzata considerando le caratteristiche di resistenza minime delle miscele di rifiuto misto che con ampia cautela sono state assunte come in precedenza pari a 35° per l'angolo di attrito e a 23 kPa per la coesione.

Verifica di stabilità globale e locale del corpo di rifiuti

Sulla scorta delle analisi, dei principi e delle considerazioni di carattere generale, sviluppate nello studio allegato “Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica a corredo dell’Istanza per rilascio del Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale (PAUR), ai sensi del D.Lgs. 152/2006 art. 27 bis e L.R. 10/2010 art. 73 bis.” redatta dal Dott. Geol. Carlo Alberto Turba, nel seguente paragrafo verrà studiata la stabilità globale del corpo di discarica nelle configurazioni di progetto di Fase 2 e Fase 3 finale seguendo, come detto in precedenza, le “*Norme tecniche per le costruzioni*”. Le verifiche sono state eseguite lungo le sezioni B – B e D - D in quanto la prima transitante per la linea di massima pendenza ed altezza del corpo di discarica, mentre la seconda includente i lotti in cui si conferisce il rifiuto contenente aminato. Per la costruzione della sezione di calcolo è stato utilizzato l’involuppo medio della superficie esterna del rifiuto nelle due fasi di conferimento progettuali fase 2 e fase finale, trascurando in favore di sicurezza il materiale di migliori caratteristiche generali esterno.

Il metodo utilizzato nella valutazione di stabilità è il metodo di Bishop, basato sul concetto dell’equilibrio limite globale, con superficie di scivolamento assimilabile ad un arco di circonferenza dove il livello di sicurezza può essere espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza stessa:

$$\frac{\frac{1}{\gamma_R} * M_S}{\gamma_{G1} * M_R}$$

in cui M_R è il momento delle forze ribaltanti, M_S il momento stabilizzante calcolato utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi i loro coefficienti parziali γ_M , mentre γ_R e γ_{G1} i rispettivi coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze.

Come detto in precedenza, nelle verifiche condotte sarà adottato la combinazione 2 dell’approccio 1, vale a dire la combinazione di coefficienti A2 - M2 - R2 in cui vengono lasciati inalterate le azioni ($\gamma_{G1}=1$) e ridotte le resistenze caratteristiche ($\gamma_R=1,1$).

Il metodo di Bishop ha il vantaggio della semplicità in quanto, rispetto a metodi più complessi e completi quali quello di Morgenstern-Price, differisce nei risultati di poche unità percentuali.

La ricerca della superficie procede considerando una serie di cerchi di scorrimento aventi il medesimo centro di rotazione, ma di raggio diverso, tracciando un grafico rispetto al raggio fino a trovare un “fattore di sicurezza minimo”. Esaminando un insieme analogo di cerchi di scorrimento

(una griglia rettangolare è molto adatta) si ottiene un fattore di sicurezza minimo per ogni punto: quello col fattore più basso darà il fattore di sicurezza per l'intero corpo di discarica.

L'analisi può essere compiuta tanto in condizioni drenate e in condizioni non drenate. Dal punto di vista teorico, le due tipologie di analisi di stabilità menzionate possono essere effettuate in entrambi i casi in termini di tensioni efficaci. In pratica, però, risulta estremamente difficile conoscere con precisione i valori delle sovrappressioni interstiziali indotte dalla variazione dello stato tensionale, per cui non è realisticamente possibile analizzare le condizioni a breve termine (condizioni non drenate) in termini di tensioni efficaci. Tale problema non sussiste nelle analisi a lungo termine (condizioni drenate) dal momento che in tale situazione le sovrappressioni interstiziali si sono annullate e le pressioni interstiziali sono tornate all'equilibrio, giusta la presenza di un ampio ed articolato sistema costruttivo di drenaggio (vedasi tavole allegate).

Il contributo dovuto alla presenza di un battente idraulico è quindi, a parere dello scrivente, sostanzialmente assente. Questa affermazione si basa su vari aspetti legati a tutte le opere di regimazione e ai sistemi di drenaggio e recupero del percolato che tendono ad allontanare le acque piovane infiltranti che gravano in questa zona e non permettendo un accumulo di acqua all'interno del deposito stesso.

Comunque per porsi in ogni caso nella condizione peggiore, come d'altronde suggerisce il D.M. LL.PP. del 14/01/2008, si è deciso in ogni modo di considerare il contributo legato alla presenza di acqua andando a valutare la stabilità del versante impostando il materiale (sia il rifiuto che le celle di amianto) come saturo aumentando il loro peso specifico, quanto meno nella fase transitoria di costruzione (Fase 2), mentre a lungo termine (Fase 3 finale), allorché la discarica sarà costruita e coperta, non si avrà certamente possibile presenza di acqua.

Al valore del Livello di Sicurezza riportato nelle immagini successive, per entrambe le sezioni, bisogna applicare il coefficiente parziale γ_R per cui l'effettivo livello di sicurezza valutato secondo il D.M. 14/01/2008. Nel caso statico il suddetto valore deve essere diviso per 1.1 mentre nel caso dinamico per 1.2.

Stabilità complessiva del corpo di discarica

Come accennato in precedenza, nelle sezioni B – B e D – D è stato analizzato l'involuppo del profilo esterno del rifiuto. Nella prima sezione il rifiuto è stato considerato con le caratteristiche di resistenza, ridotte con gli opportuni coefficienti, del rifiuto misto emerse dalle analisi condotte nel campo sperimentale (strati rappresentati in verde nelle immagini successive), mentre nella seconda sezione il corpo di discarica è stato suddiviso in zone aventi diverse caratteristiche in quanto tale sezione comprende anche i lotti contenenti amianto.

Come descritto nella specifica relazione le celle di amianto continueranno ad essere costruite per strati includendo l'amianto entro strati di rifiuto misto che suddividono sia i piani di successivo conferimento che le file di materiale. Pertanto il complesso della cella d'amianto può cautelativamente essere considerata come un'insieme di corpi discreti compresi all'interno della matrice rifiuto misto. La rottura potrà pertanto avvenire lungo un involucro di micro piani compresi all'interno della matrice rifiuto misto. In via altamente cautelativa la cella d'amianto verrà pertanto analizzata considerando i parametri di resistenza caratteristici del rifiuto misto già descritti con l'accorgimento di utilizzare un valore cautelativo del peso specifico medio che in questo caso sarà considerato pari a $1,3 \text{ t/m}^3$ ($1,5 \text{ t/m}^3$ in presenza di acqua), valore ottenuto attraverso la valutazione proporzionale della quantità di amianto e di rifiuto misto che si stoccherà in queste aree (strato rappresentato in celeste nelle immagini successive).

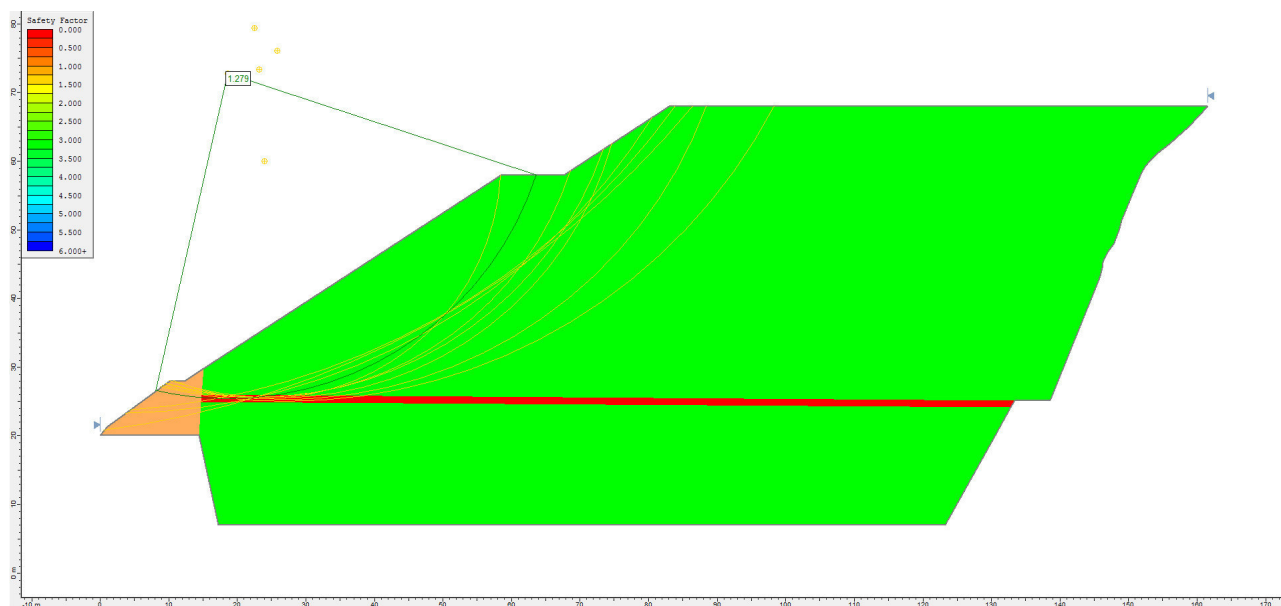
Inoltre, sono state analizzate tutte le sezioni nelle varie configurazioni considerando lo strato del nuovo fondo realizzato comprendente il telo HDPE i cui valori di resistenza sono anch'essi stati ridotti con gli opportuni coefficienti (strato indicato in rosso nelle immagini successive).

Per le sezioni è stato considerato il paramento esterno solo nella porzione al piede del rilevato che è costituito da materiali che, anche in virtù della lavorazione, assumono caratteristiche di resistenza maggiori rispetto a quelle del rifiuto.

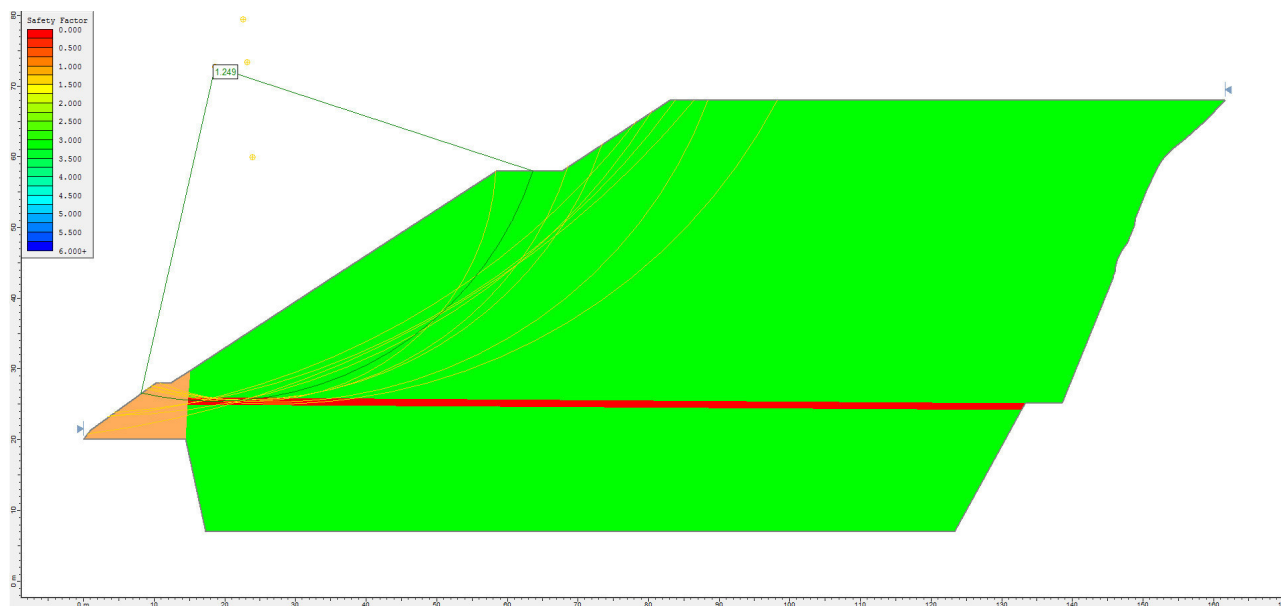
Alle pagine che seguono si hanno gli output di calcolo del software relativi alle sezioni B – B, D – D nelle due configurazioni di progetto e nelle tre diverse condizioni di analisi (condizioni drenate, condizioni drenate più presenza di acqua, condizioni drenate + acqua + sisma in Fase 2 e condizioni drenate + sisma in fase finale di lungo periodo).

Come si può osservare nei grafici successivi, nonostante le ipotesi altamente cautelative utilizzate, i risultati sono soddisfacenti in tutte le configurazioni di progetto ed in tutte le condizioni di analisi. I fattori di sicurezza minori si hanno ovviamente nella seconda fase progettuale, fase transitoria,

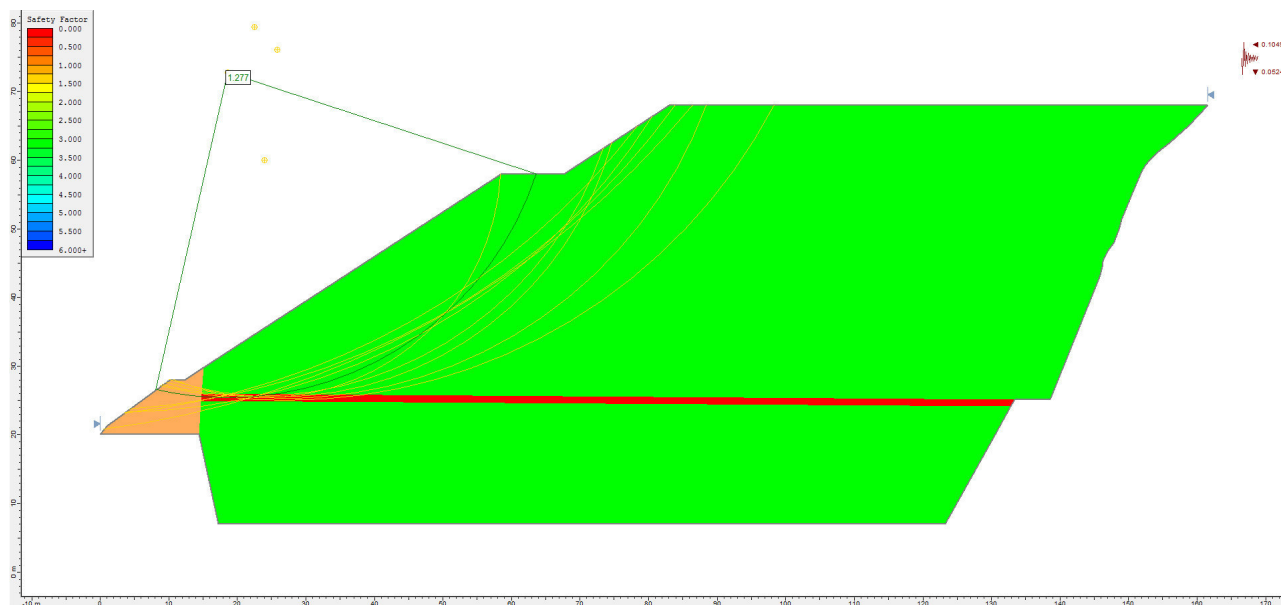
dove si ha la possibile presenza di acqua all'interno della discarica (sia in condizioni statiche che dinamiche), mentre diminuiscono in fase 3 in quanto questa eventualità è assente.



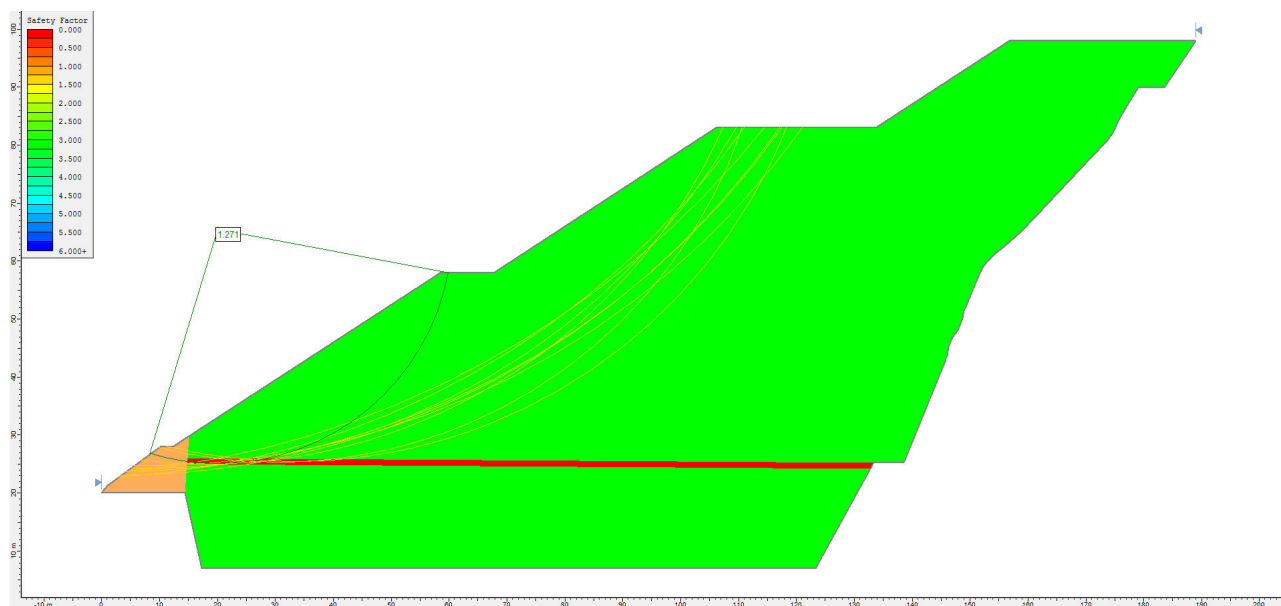
Sezione B – B – Analisi fase 2 in condizioni drenate.



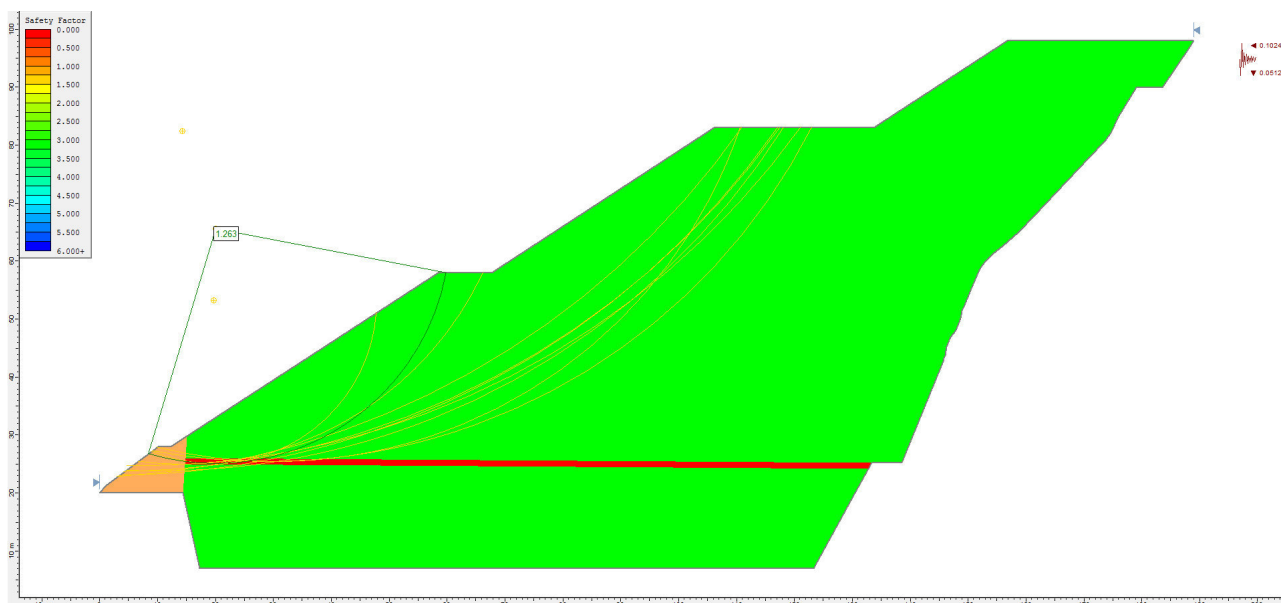
Sezione B – B – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua.



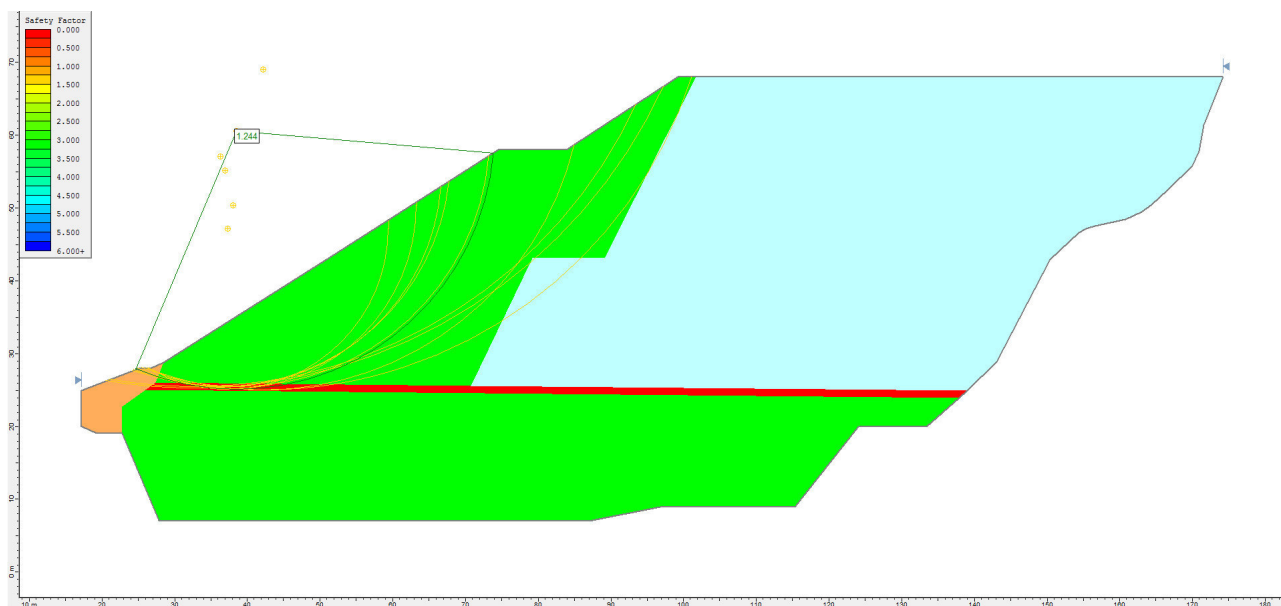
Sezione B – B – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua + sisma.



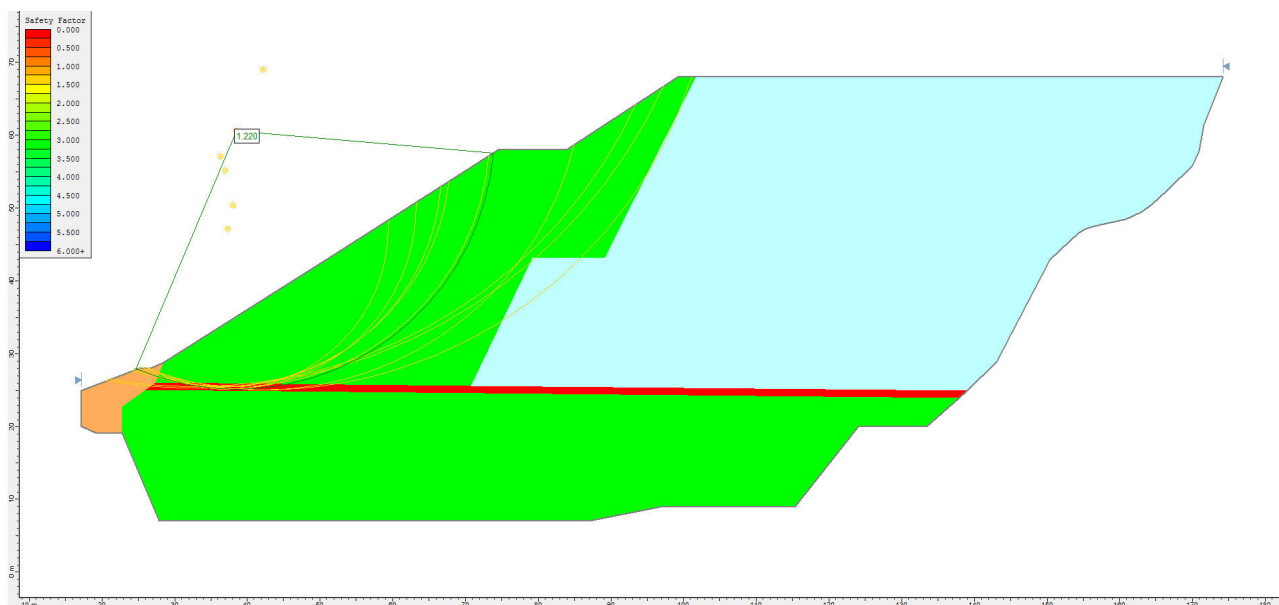
Sezione B – B – Analisi fase finale in condizioni drenate.



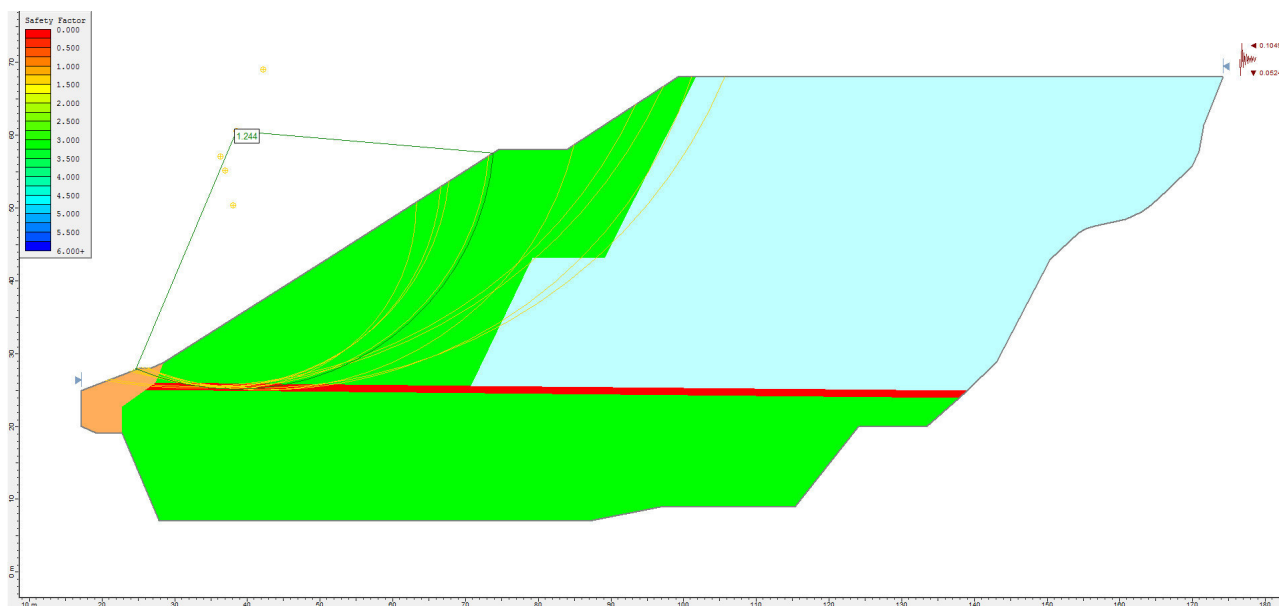
Sezione B – B – Analisi fase finale in condizioni drenate + sisma.



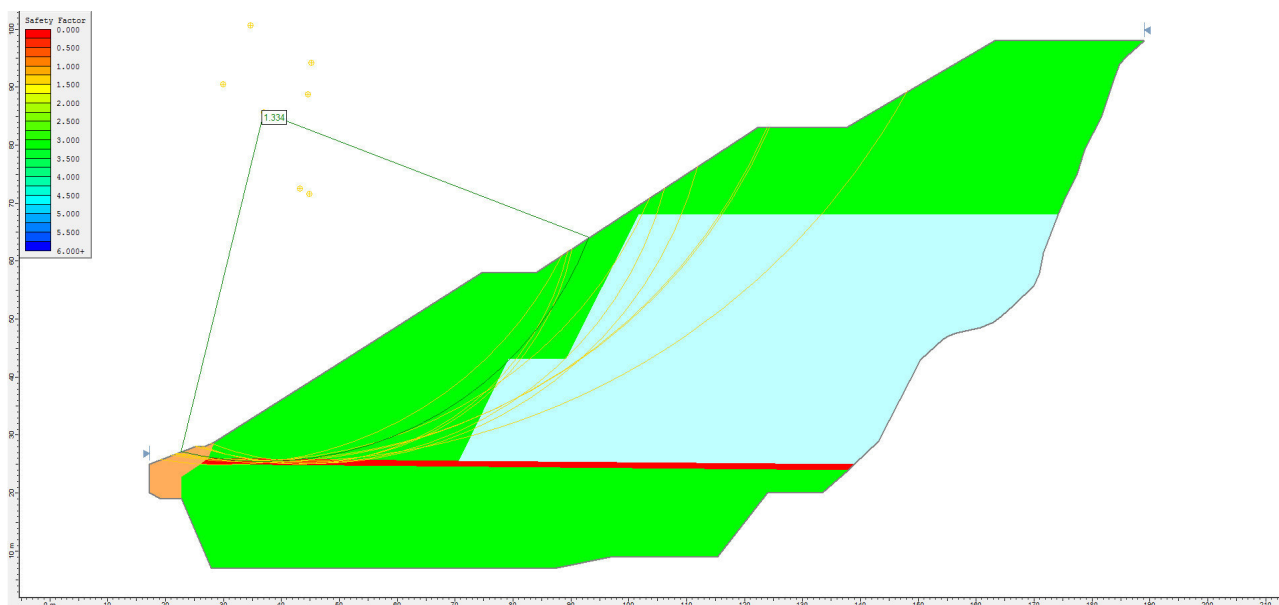
Sezione D – D – Analisi fase 2 in condizioni drenate.



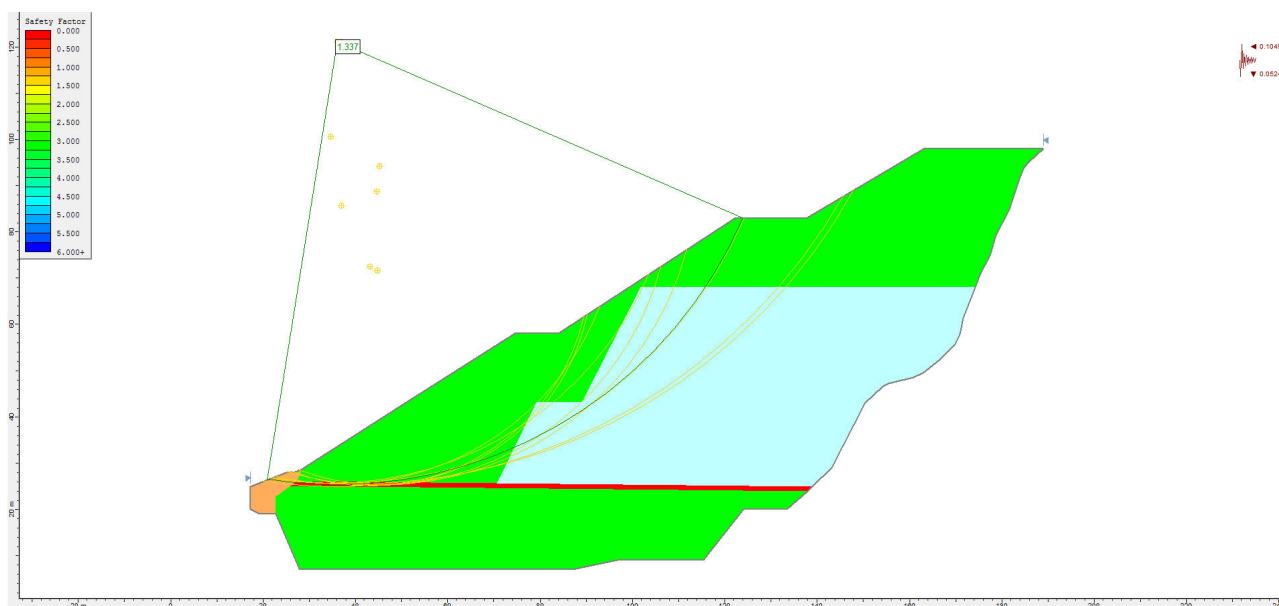
Sezione D – D – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua.



Sezione D – D – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua + sisma.



Sezione D – D – Analisi fase finale in condizioni drenate.



Sezione D – D – Analisi fase finale in condizioni drenate + sisma.

Sulla scorta di quanto emerso dalle verifiche sono state quindi elaborate le previsioni progettuali con il fine di garantire nel tempo un'elevata sicurezza della discarica, anche in fase post operativa.

Si sottolinea ancora come il sistema costruttivo porterà in realtà nel tempo ad un aumento dei fattori di sicurezza in relazione al miglioramento delle caratteristiche geotecniche del deposito, conseguenza del costipamento e del drenaggio. Il sistema di copertura, nella fase post operam,

consentirà poi di evitare l'infiltrazione di acque nel corpo dei rifiuti e, quindi, di mantenere nel tempo le buone condizioni di stabilità acquisite.

Portanza di base e assestamenti del corpo di discarica

L'argomento è stato trattato nelle sue linee essenziali già nel progetto autorizzato con DD 656/2011. Tutte le analisi condotte, sia nei rifiuti già abbancati che per le miscele sul campo sperimentale, hanno dato indicazioni concordanti su un comportamento che tende ad esaurire l'assestamento principale entro breve tempo (elevati valori dei coefficienti di consolidazione), certamente entro il periodo di conferimento del gradone successivo, pari a 1-1.5 anni, e che quindi può essere recuperato, in termini di quota progettuale, integralmente nel corso dell'esecuzione del successivo gradone. Nel progetto, per favorire tale assestamento, si era altresì modificato l'intervallo in altezza dei successivi strati drenanti, abbassandolo a 5 m, così da aumentare l'efficacia dell'espulsione d'acqua dallo strato dei rifiuti quale principale elemento di realizzazione dell'assestamento. Inoltre si era valutato in massimo 13 cm l'assestamento ipotizzabile nel periodo di costruzione di un gradone valore non in grado di compromettere in alcun modo la continuità sia del vecchio fondo che del nuovo, anche in considerazione delle elevate caratteristiche di portanza sia dei rifiuti abbancati attualmente. In allegato I si riportano le valutazioni eseguite in passato in quanto non si modificano le caratteristiche costruttive e le predette valutazioni debbono intendersi qui confermate.

Carrara, Novembre 2022

Il Tecnico
Dott. Ing. Massimo Gardenato

ALLEGATO I

**Verifica della portanza di base e assestamenti del corpo di discarica
(valutazioni progettuali contenute nel progetto autorizzato con DD 656/2011)**

I dati ricavati in laboratorio e le verifiche riportate nella relazioni allegate al progetto sottoposto a VIA confermavano infatti come le capacità portanti, ovvero la resistenza a rottura del fondo e del materiale abbancato, siano significativamente più elevati dei carichi trasmessi dal materiale che verrà ad essere accumulato al termine della fase 3.

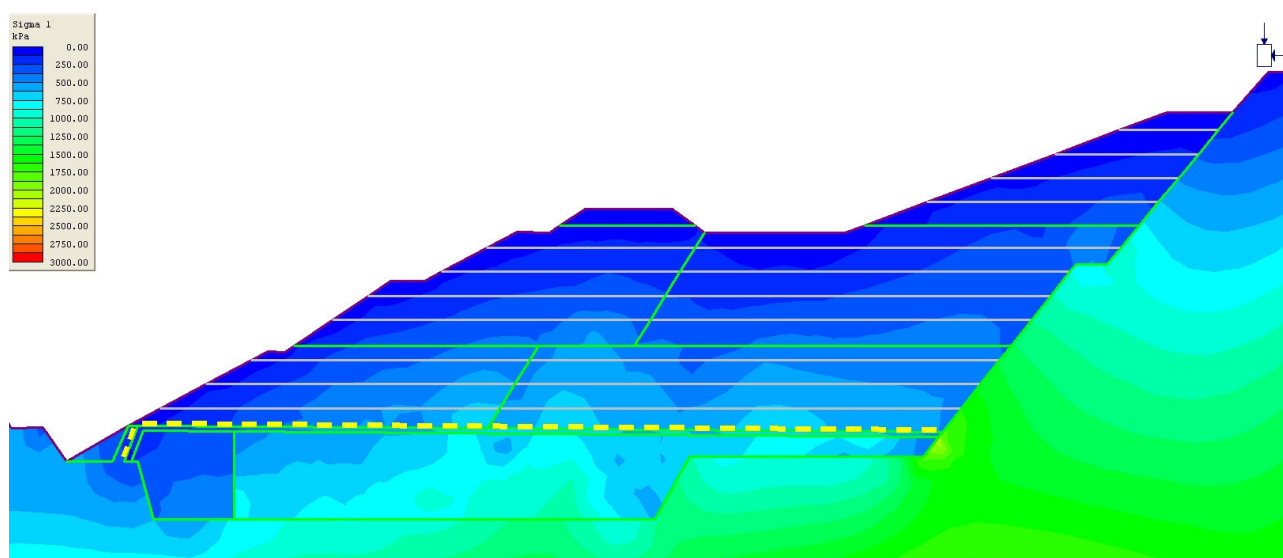
Inoltre in questa trattazione si sono valutate le sollecitazioni che agiscono nella cella di amianto presente al di sotto del nuovo strato di fondo in maniera tale da verificarne la sua integrità con il procedere del conferimento dei rifiuti. Allo scopo è stata eseguita anche una modellazione FEM della discarica nella sua configurazione finale lungo la sezione A – A che contiene come detto anche la cella di amianto che si trova al di sotto del nuovo fondo, introducendo tutti gli strati di progetto ed i materiali costruttivi con le loro caratteristiche fisiche e di resistenza già note e discusse. Nelle figure a seguire si riportano quindi le sollecitazioni principali, medie e verticali conseguenti, e l'andamento di queste lungo tre query orizzontali di analisi che evidenziano tali variazioni nei tre piani più significativi costituiti dal nuovo strato di fondo (sezione orizzontale 1 – 1), dal piano mediano del materiale abbancato ad oggi (sezione orizzontale 2 – 2) e dal piano mediano del materiale contenente amianto al di sotto del nuovo fondo (sezione orizzontale 3 – 3).

Come si osserva dal complesso delle figure riportate successivamente, in nessun caso e in nessun punto si raggiungono sollecitazioni che si avvicinano in modo significativo a quelle ammissibili determinate nello studio allegato al progetto redatto dal Dott. C.A. Turba.

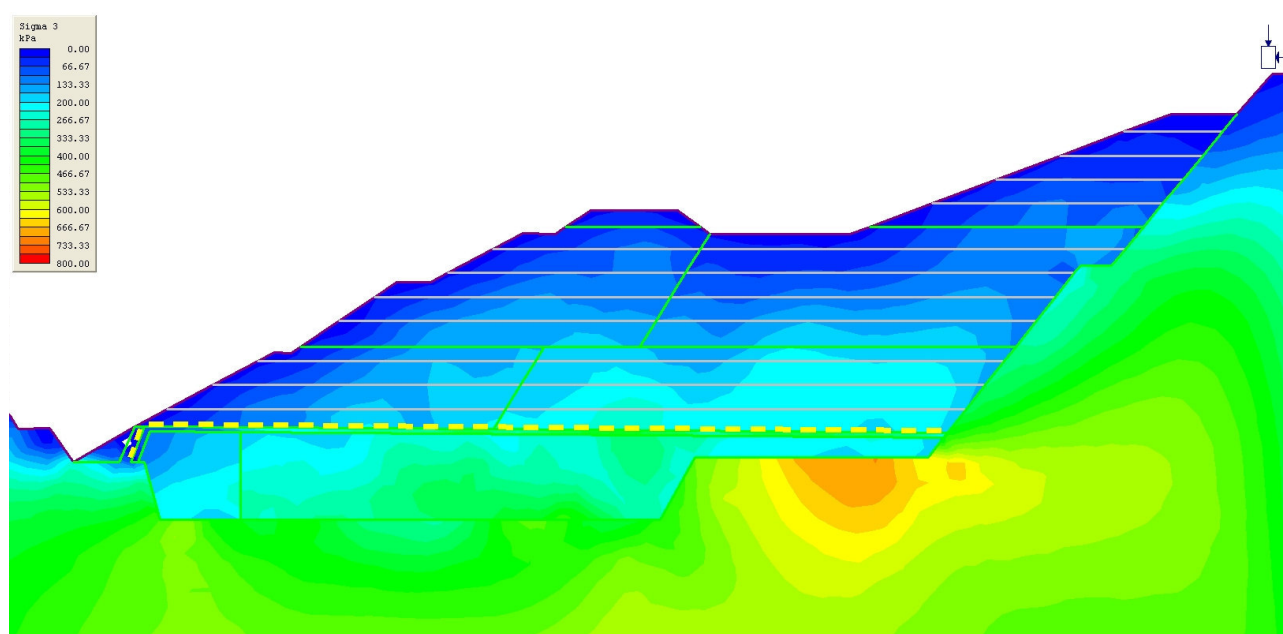
Analizzando in particolare l'andamento delle sollecitazioni lungo la sezione 3 – 3 (zona contenente amianto) si può osservare come queste risultino di entità minore rispetto a quelle valutate nelle precedenti zone esaminate, attestandosi su valori massimi di ca. 3,8 kg/cmq, valori che risultano essere molto inferiori a quelle ammissibili sia per quanto riguarda il materiale di copertura dei big bags (sabbia-marmettola) sia per quanto riguarda loro stessi.

Per quanto concerne la valutazione dei cedimenti di questi rifiuti occorre fare alcune considerazioni preliminari in merito alle caratteristiche del rifiuto conferito in discarica ed alle modalità di conferimento e gestione. La cella destinata allo smaltimento dell'amianto è riempita con big bags, contenenti rifiuti provenienti da attività di dismissione e bonifica da amianto, conferiti in discarica su palletts. Lo stoccaggio all'interno di questa cella è effettuato per strati ed al termine di ciascuno strato si provvede alla copertura con materiale inerte opportunamente selezionato costituito da terreni non contaminati a granulometria medio fine (sabbia-marmettola). Gli strati di materiale inerte hanno spessore di 15-20 cm e si procede alla compattazione del rifiuto solamente al termine della posa dello strato di materiale inerte e comunque solo quando lo strato di rifiuto contenente

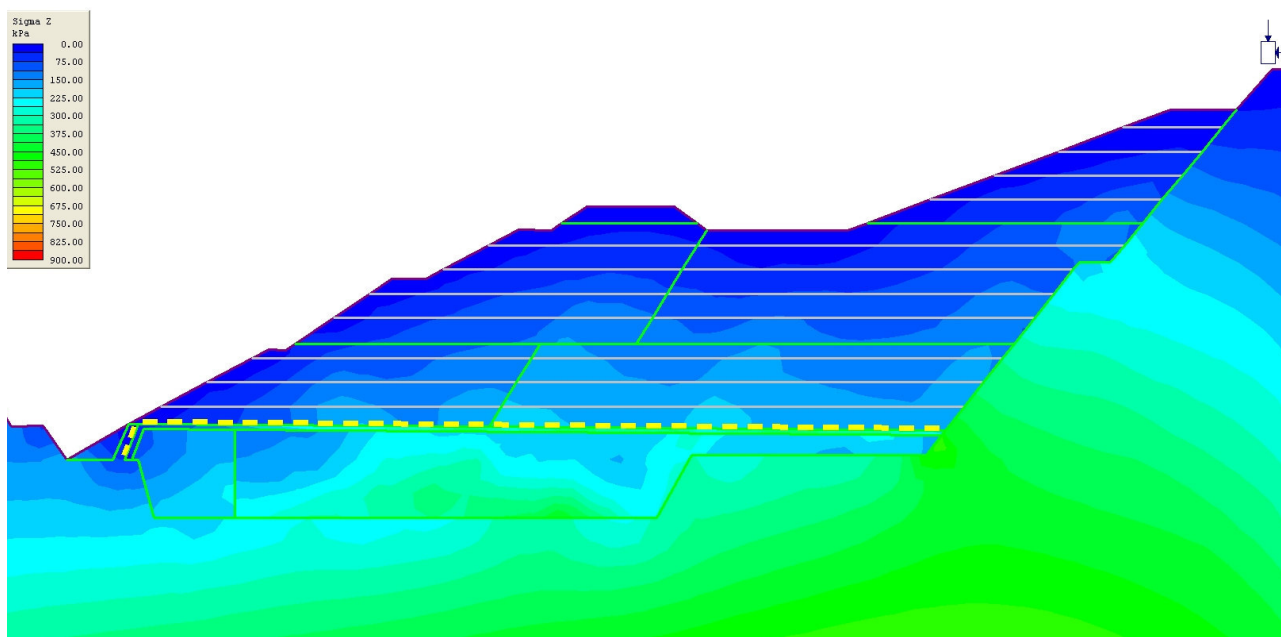
amianto risulta completamente coperto da tale copertura intermedia. Durante le operazioni di riempimento con il materiale inerte si procede preliminarmente al ricoprimento degli eventuali vuoti presenti tra big bags adiacenti in maniera tale da creare una struttura quanto più rigida e confinata al fine di limitare gli spostamenti delle big bags. Dunque, operando in questo modo si può ritenere che al momento del conferimento del rifiuto nel livello successivo sopra il nuovo fondo i cedimenti e gli assestamenti dei livelli sottostanti si siano completamente esauriti: gli strati sottostanti si comporteranno in modo pressoché rigido dando origine solamente a cedimenti secondari.



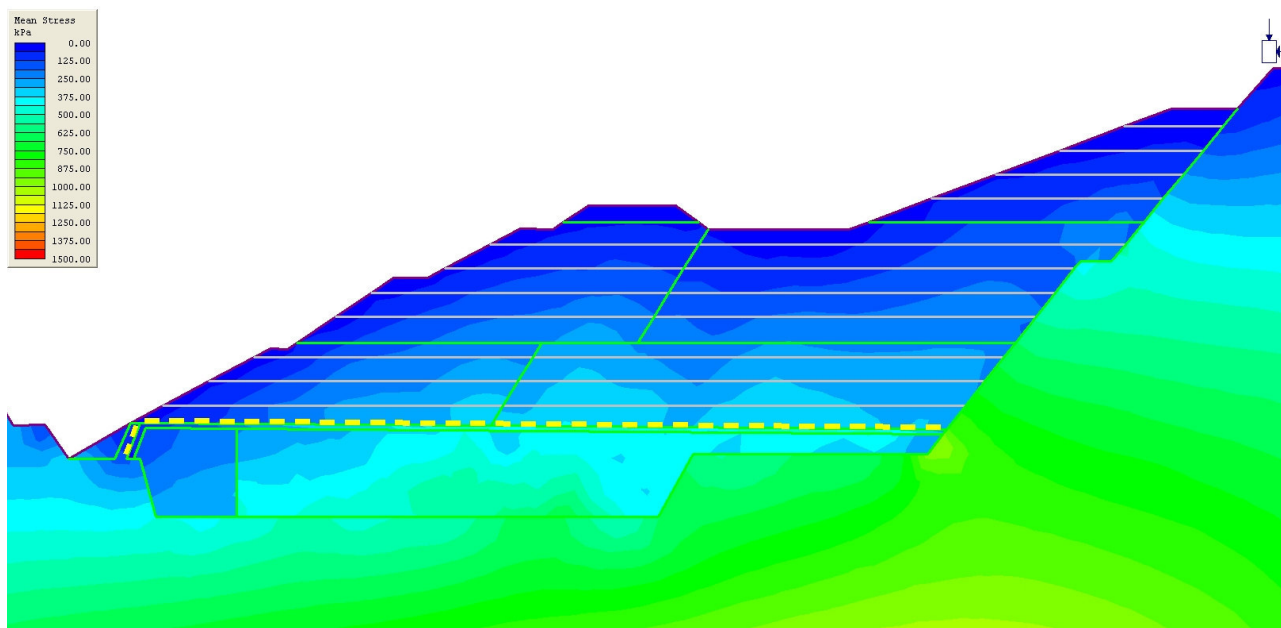
Andamento della tensione principale Sigma 1 nella sezione di progetto A – A.



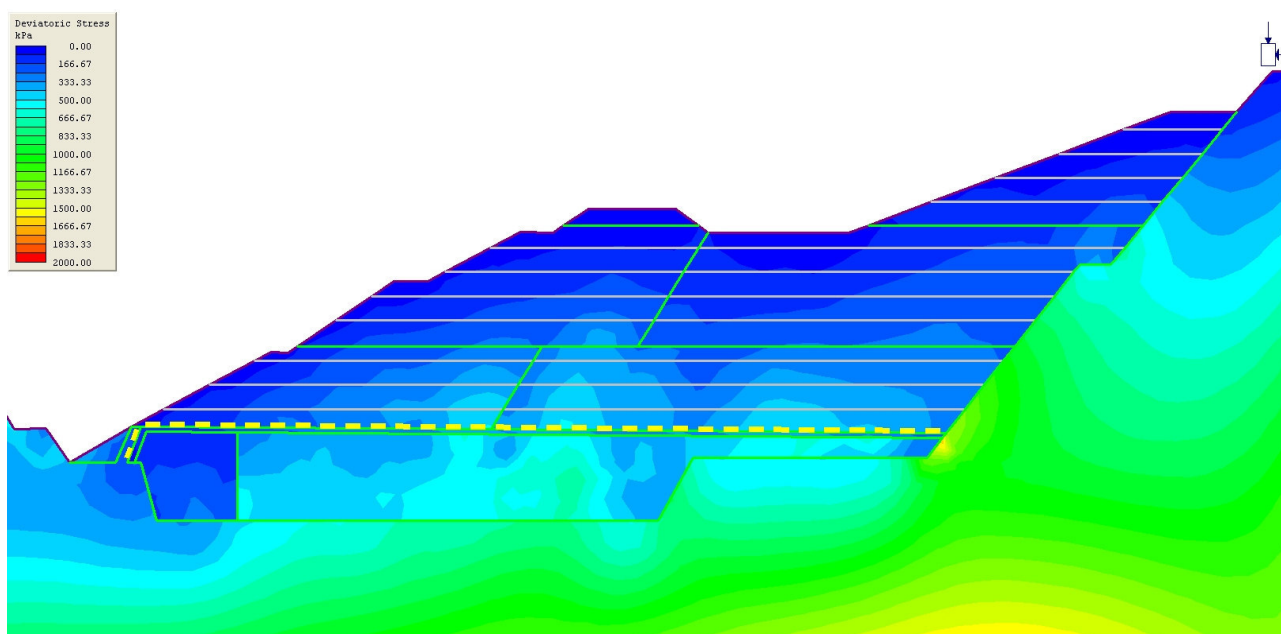
Andamento della tensione principale Sigma 3 nella sezione di progetto A – A.



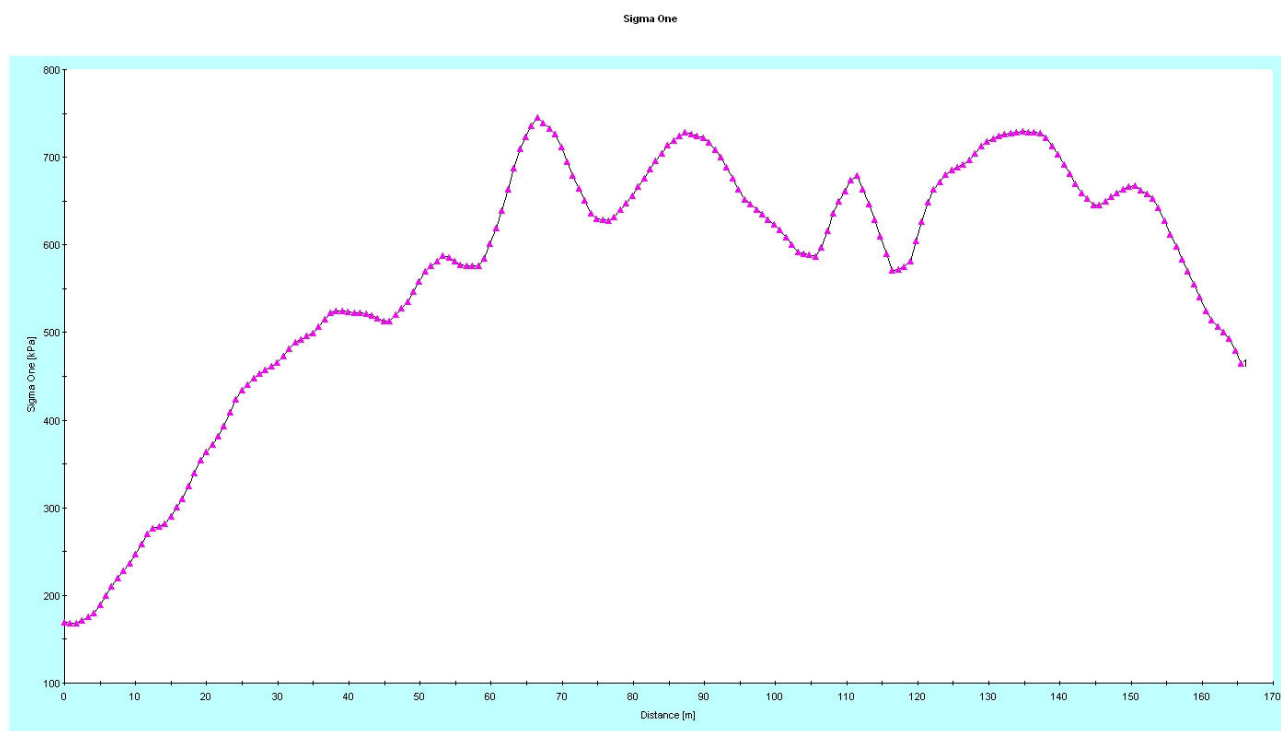
Andamento della tensione verticale Sigma Z nella sezione di progetto A – A.



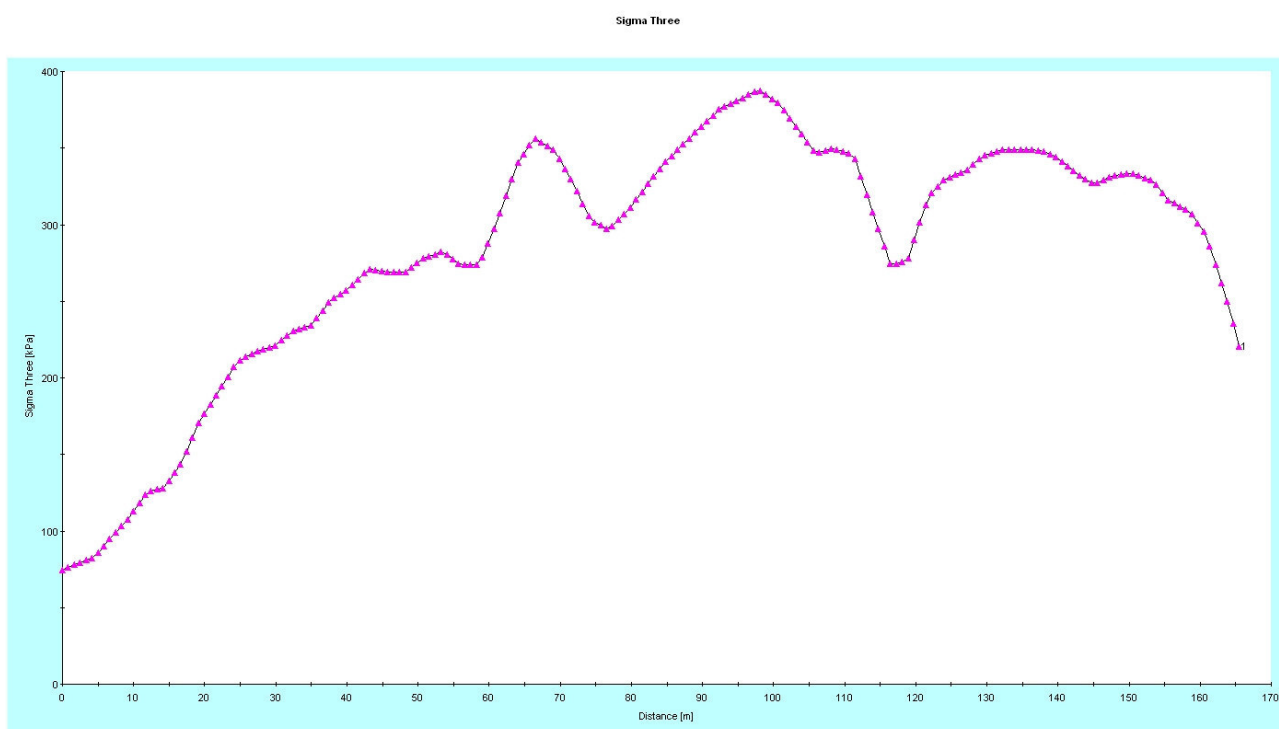
Andamento della tensione media (mean stress) nella sezione di progetto A – A.



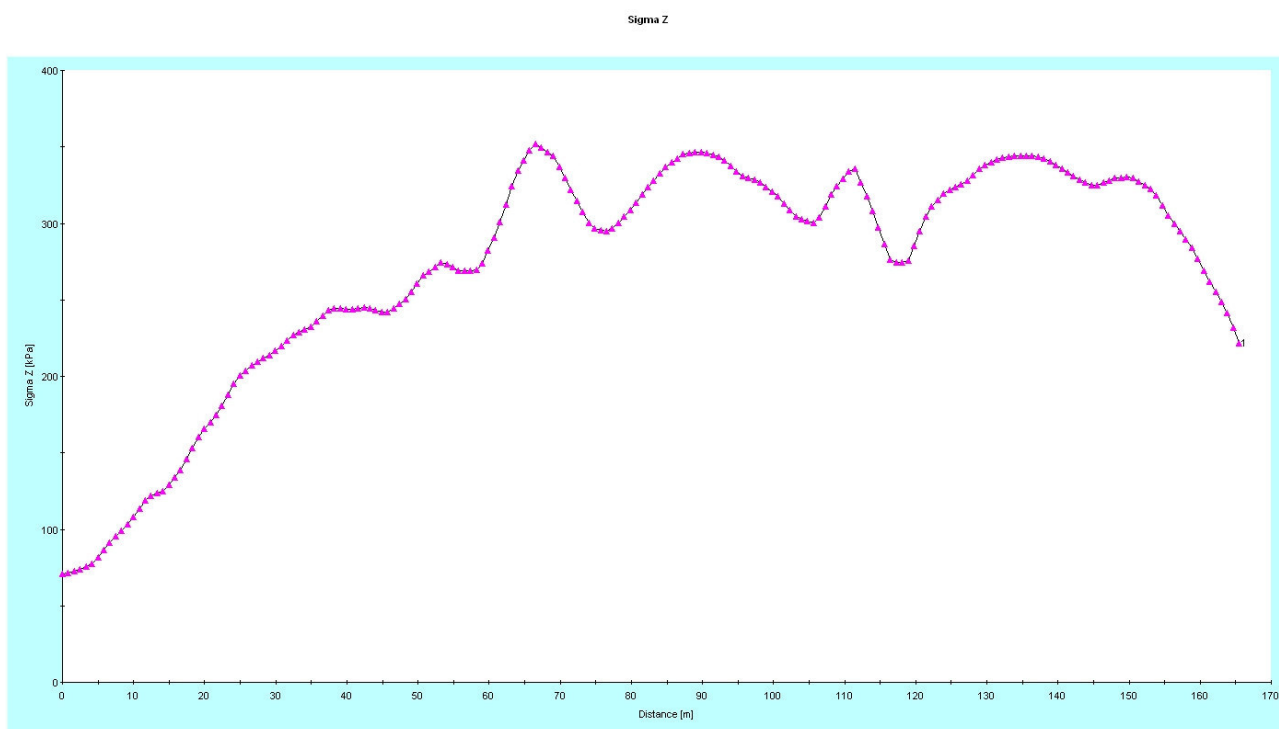
Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) nella sezione di progetto A – A.



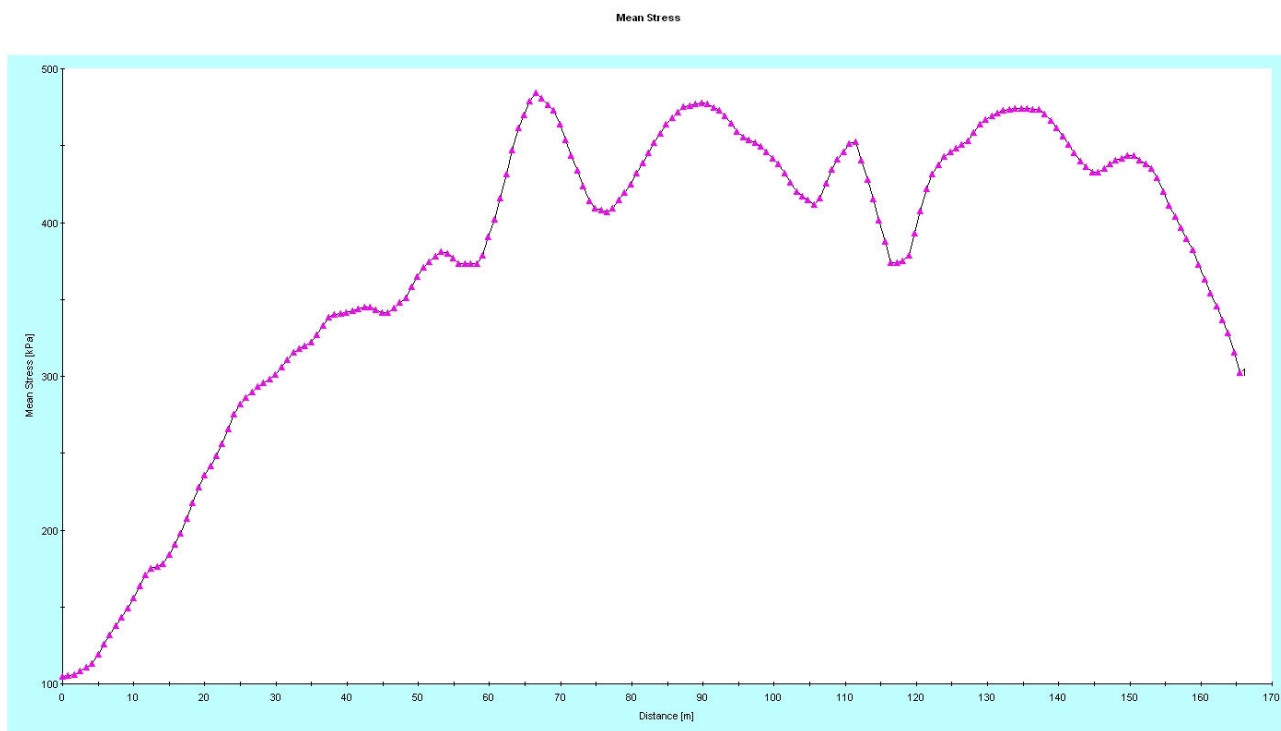
Andamento della tensione principale Sigma 1 lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)



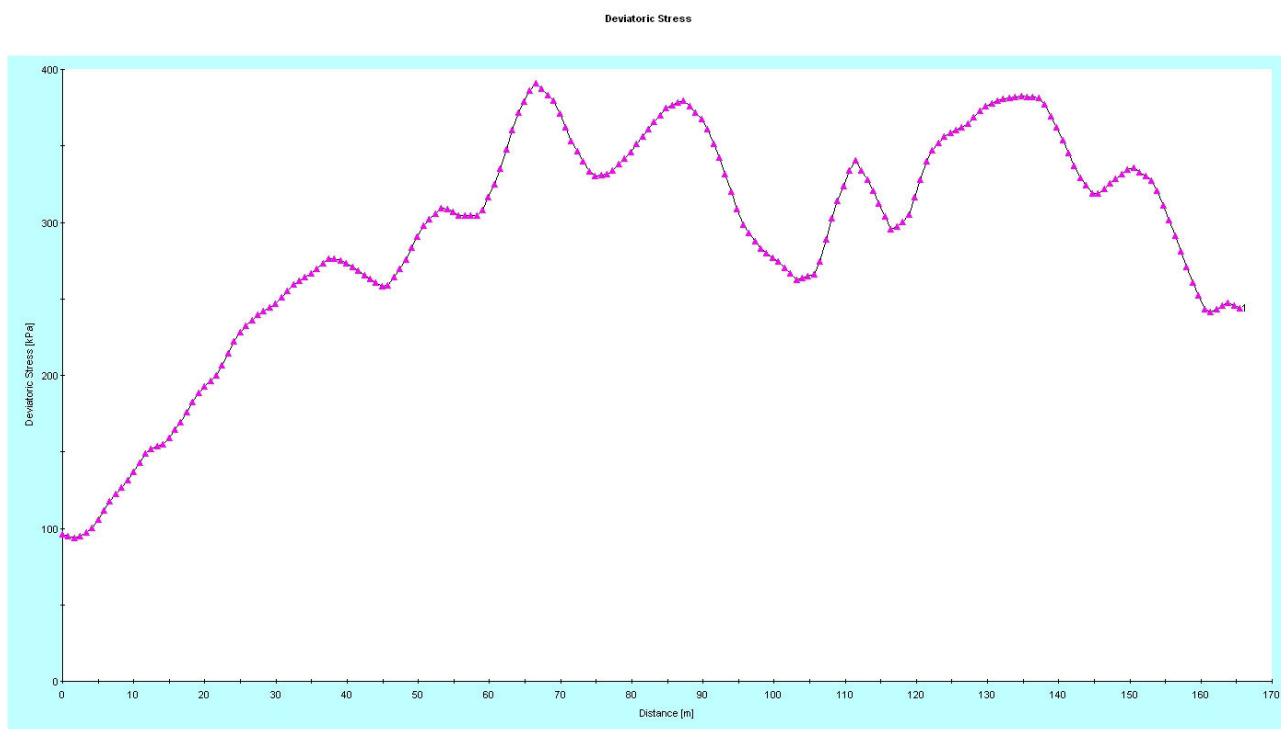
Andamento della tensione principale Sigma 3 lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)



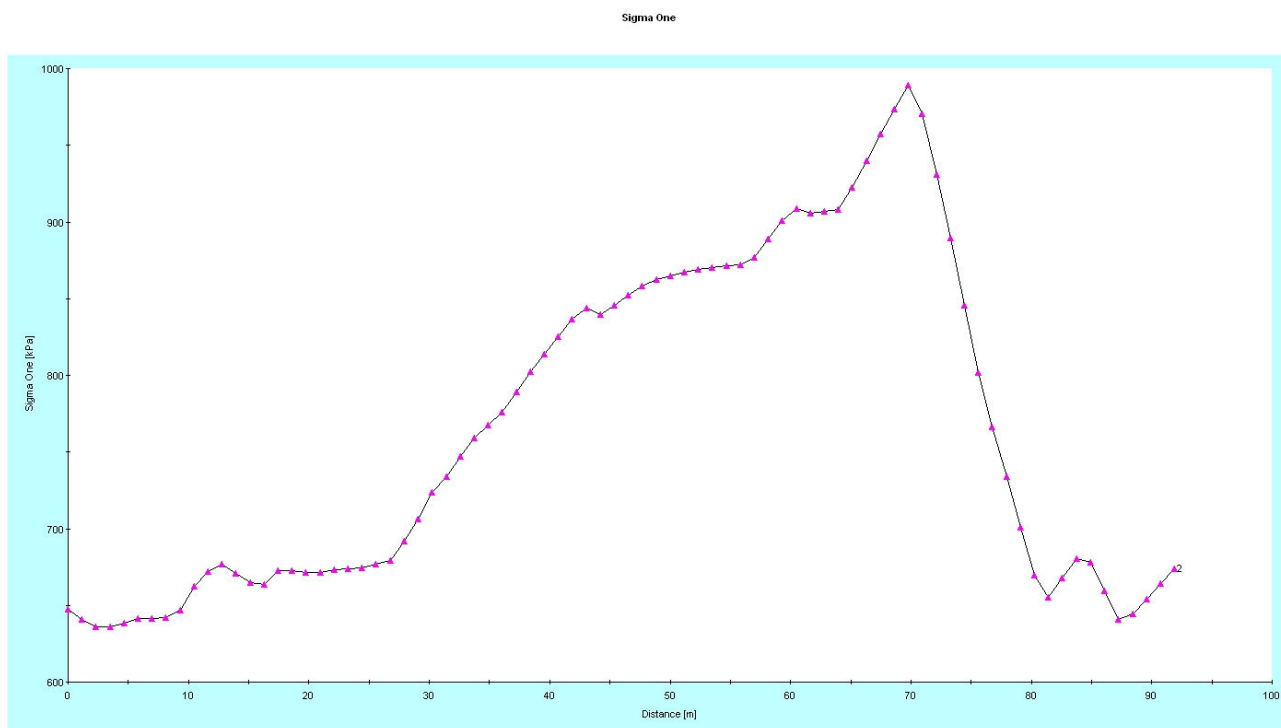
Andamento della tensione verticale Sigma Z lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)



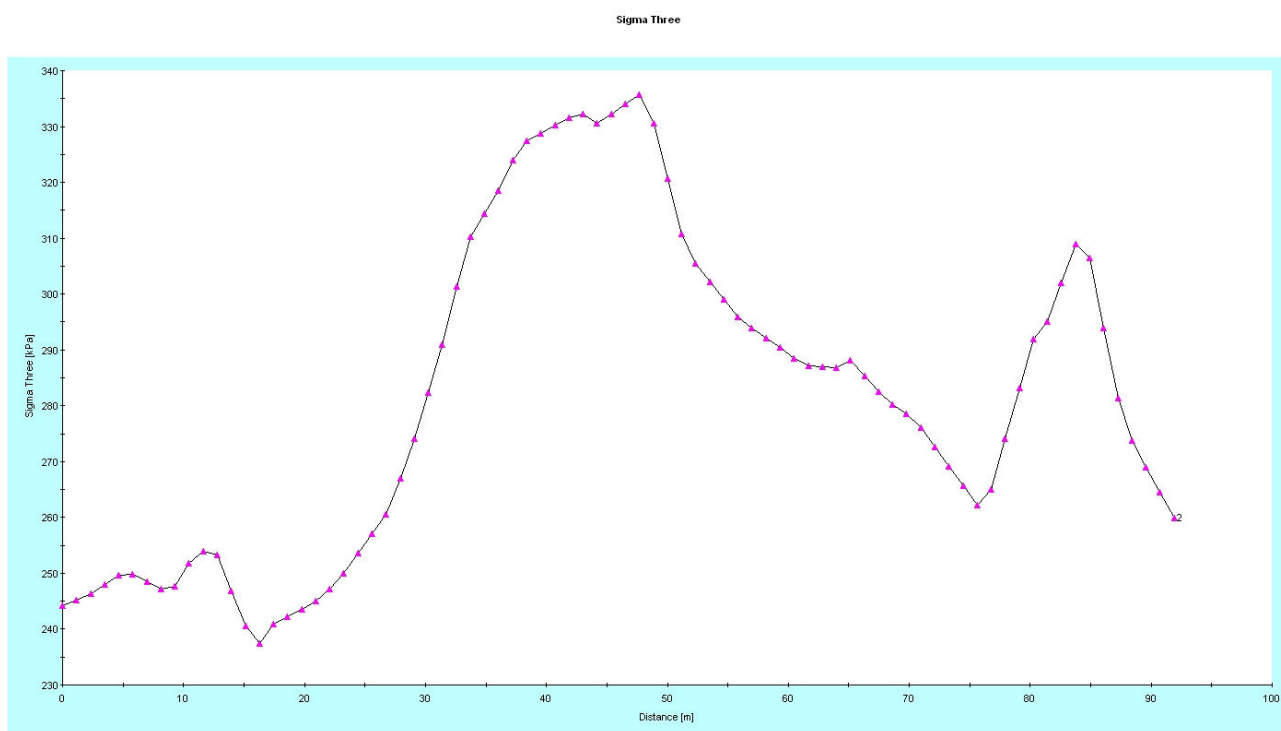
Andamento della tensione media (mean stress) lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)



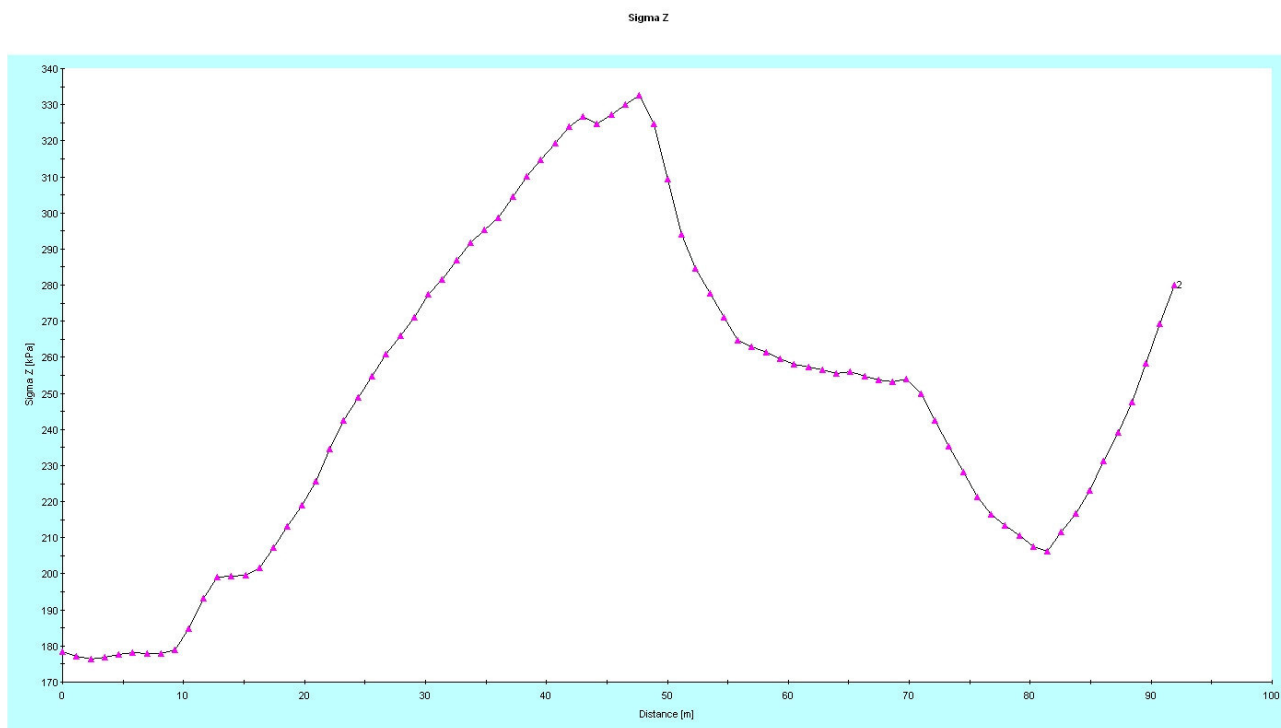
Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) lungo il nuovo fondo (sezione 1-1)



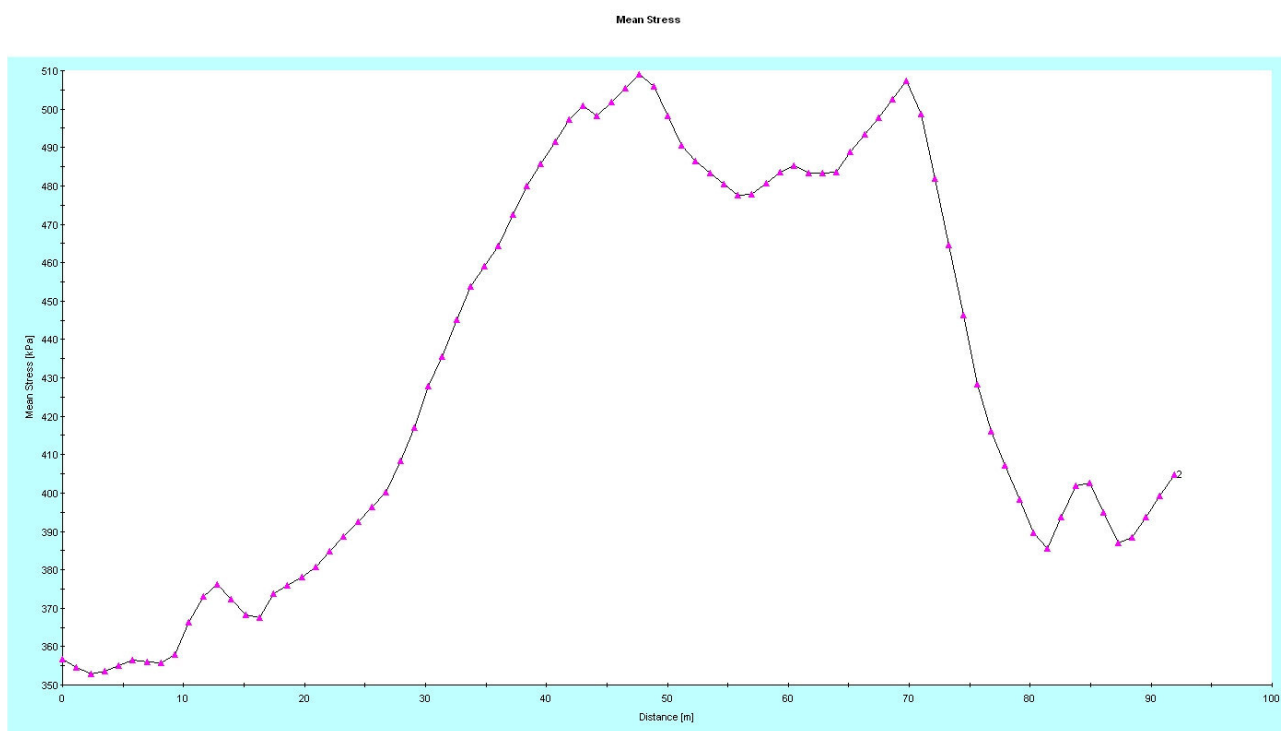
Andamento della tensione principale Sigma 1 sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



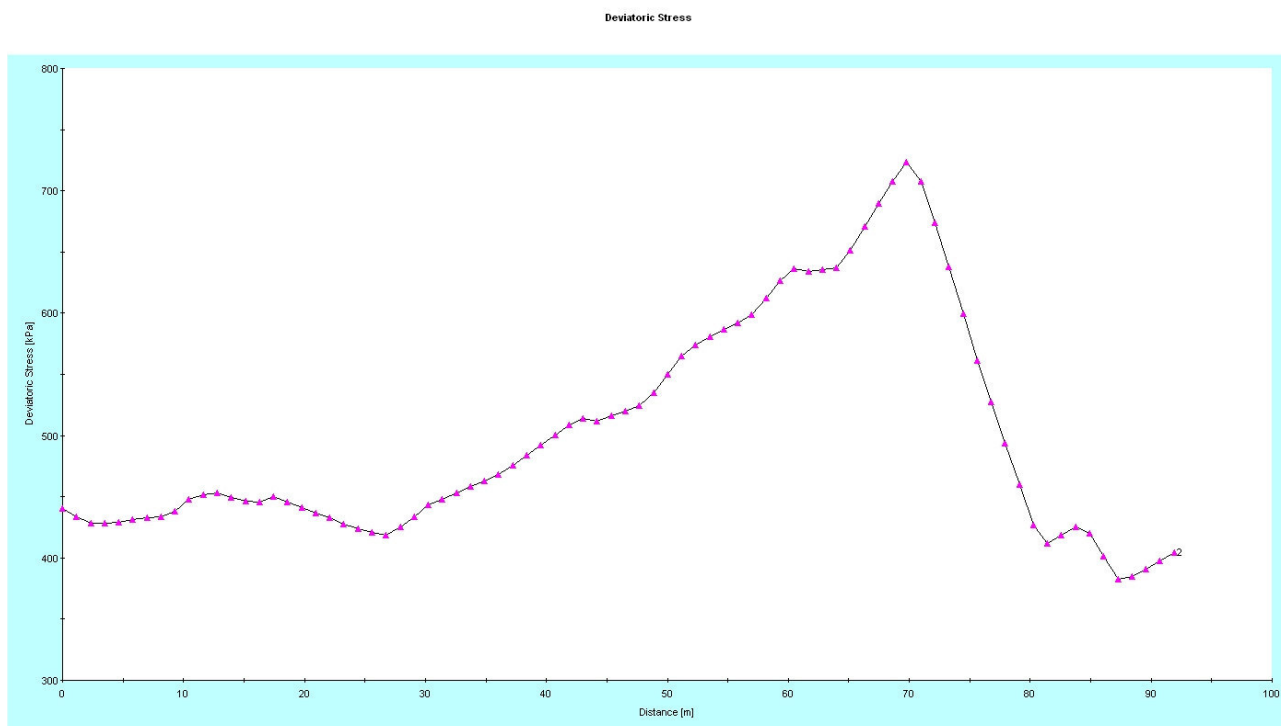
Andamento della tensione principale Sigma 3 sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



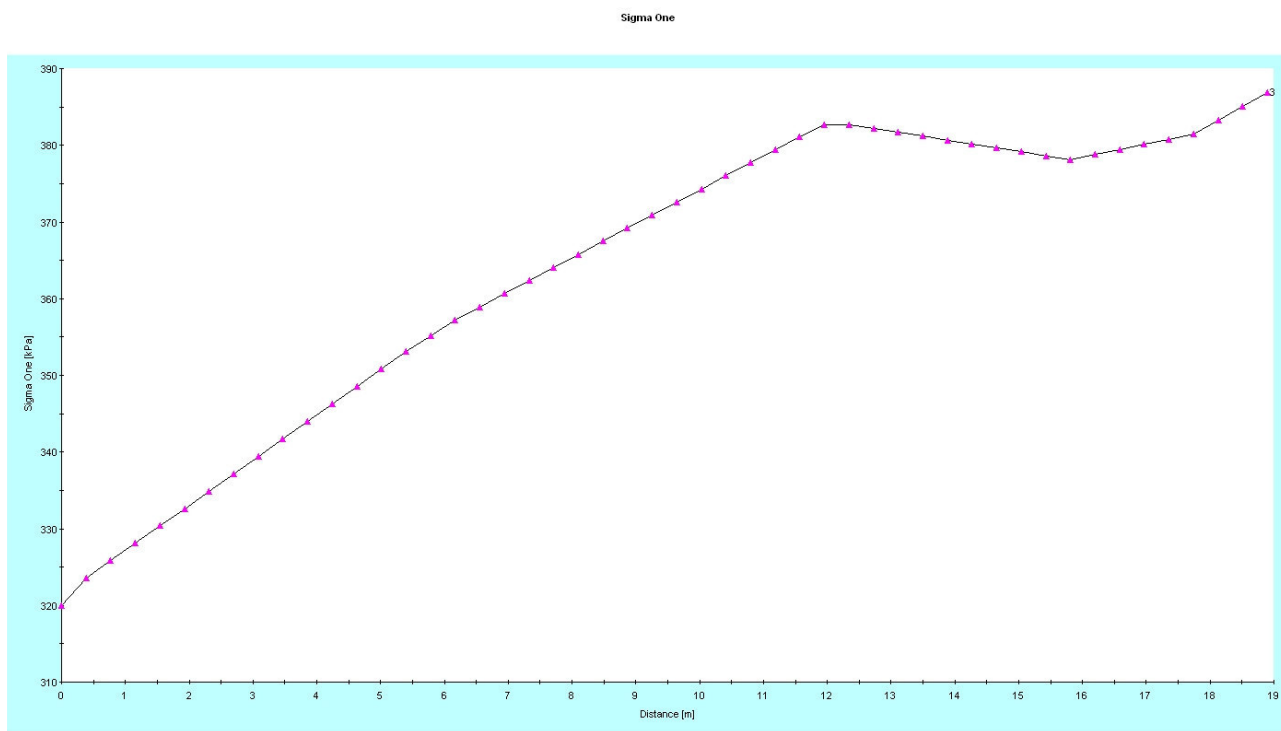
Andamento della tensione verticale Sigma Z sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



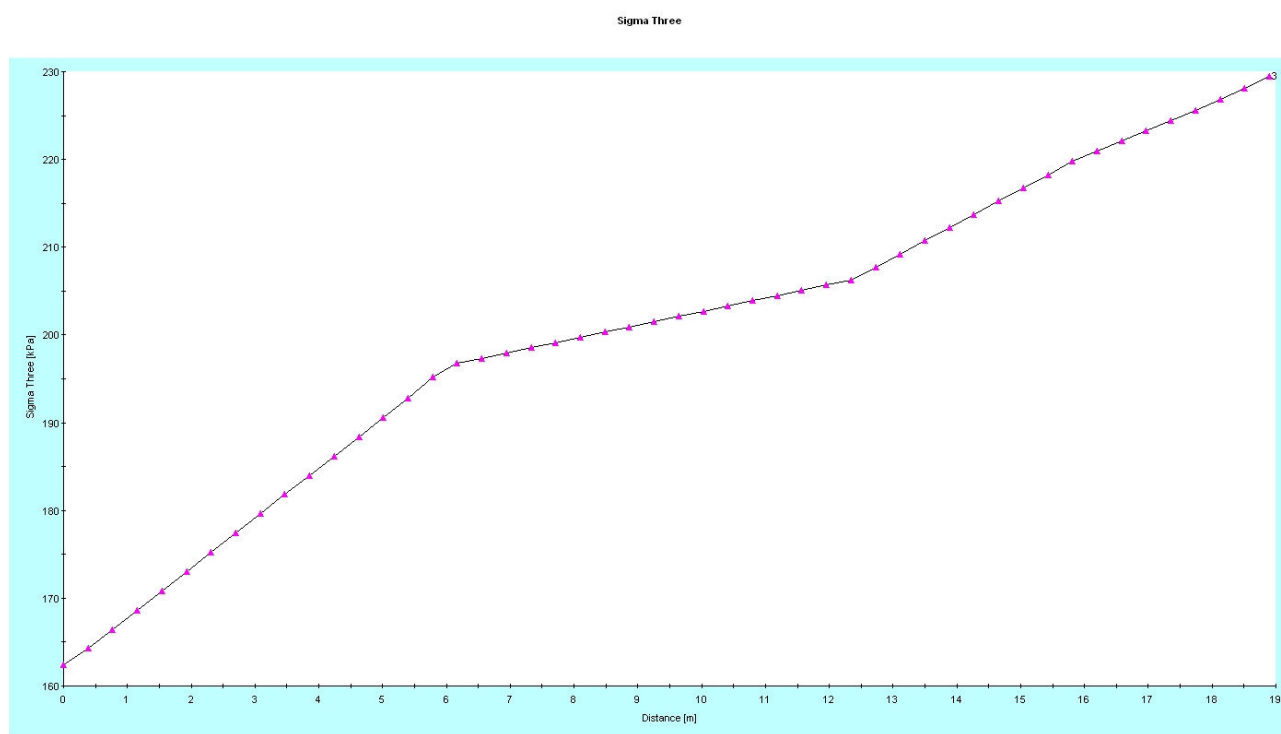
Andamento della tensione media (mean stress) sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



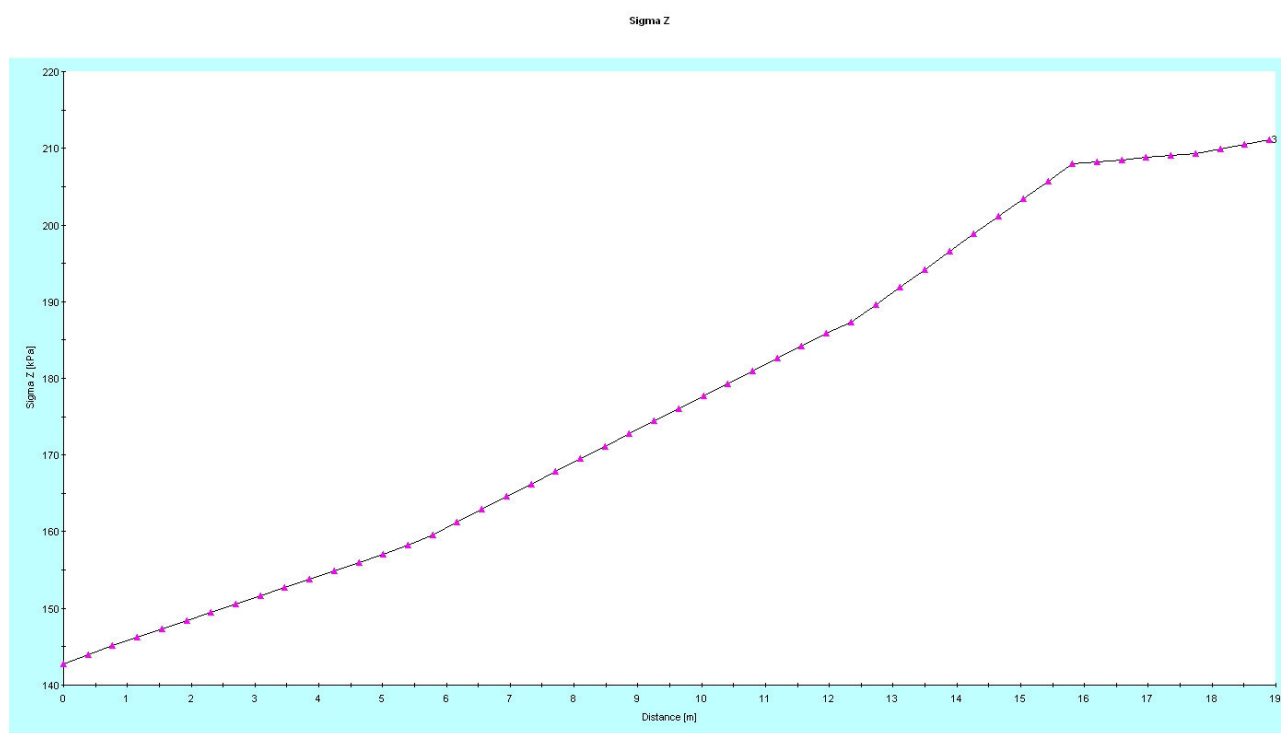
Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) sul materiale già abbancato (sezione 2–2)



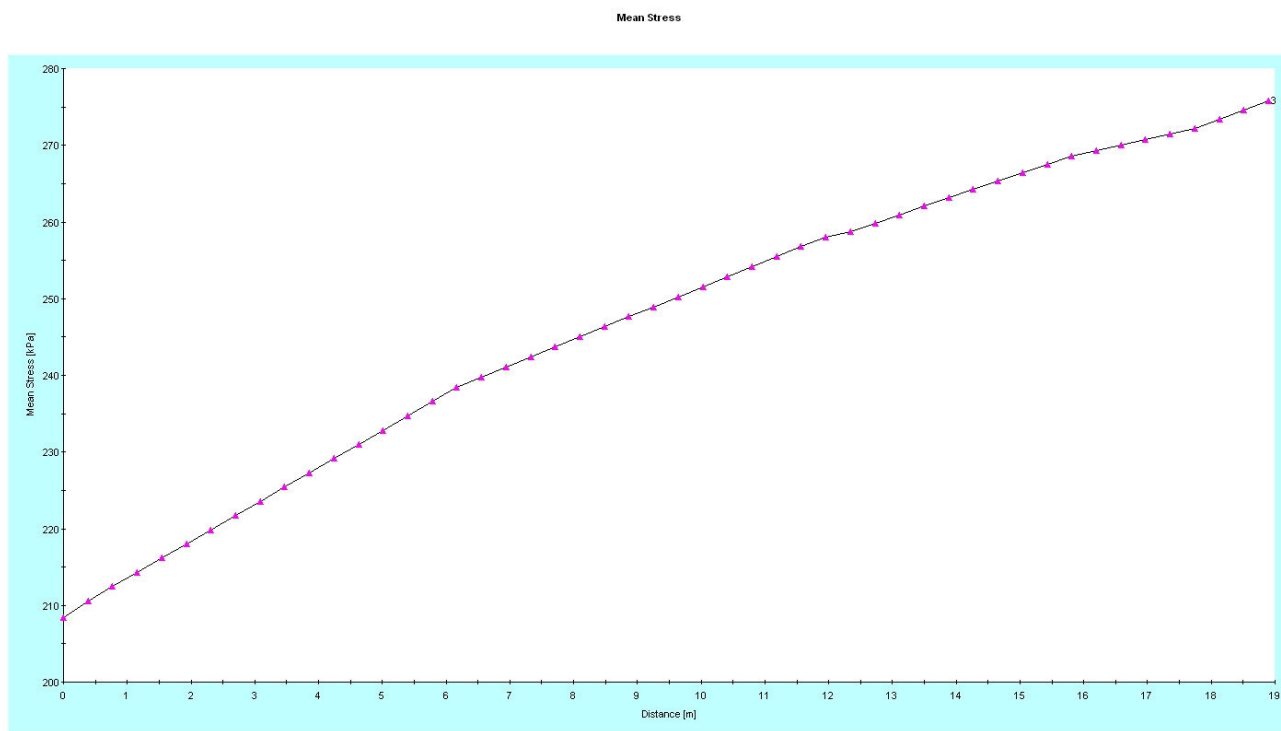
Andamento della tensione principale Sigma 1 nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



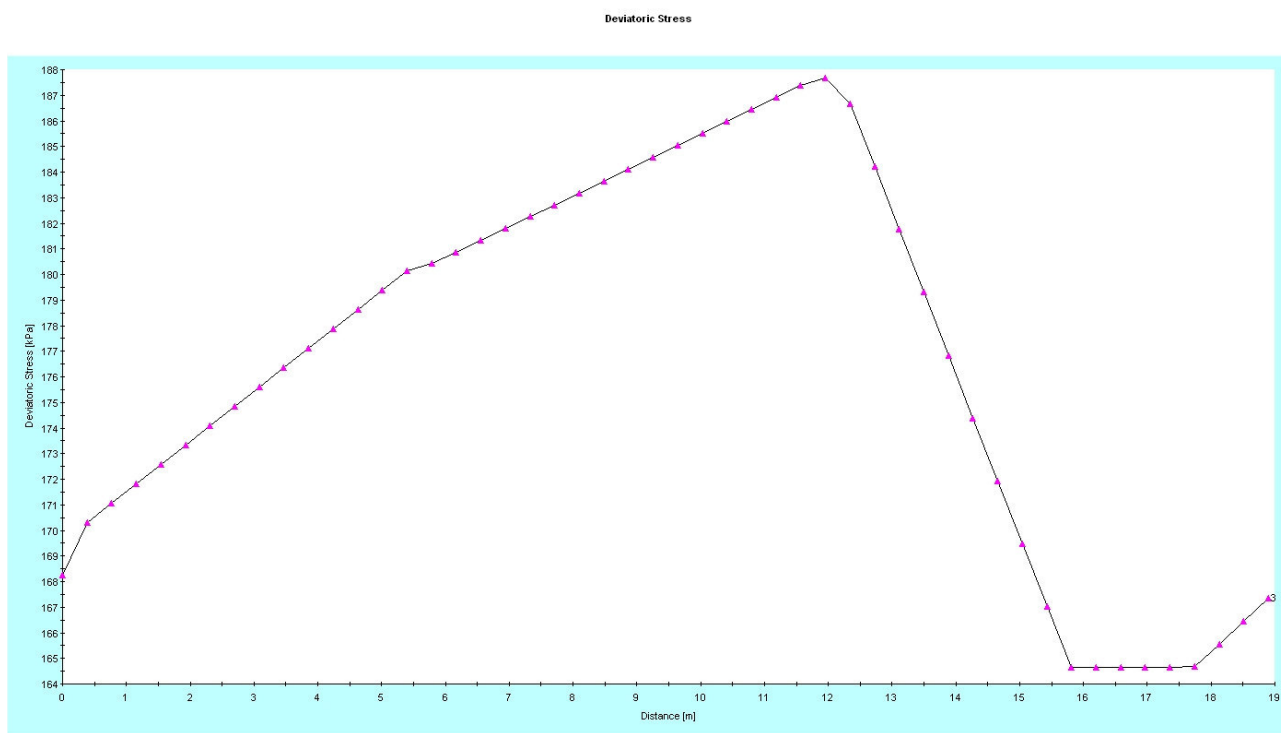
Andamento della tensione principale Sigma 3 nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



Andamento della tensione verticale Sigma Z nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



Andamento della tensione media (mean stress) nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) nella cella contenente amianto (sezione 3–3)

Forma ed entità della sopraelevazione del corpo di discarica consentono quindi di escludere ogni rischio di rottura degli strati abbancati sottostanti il nuovo fondo e nel nuovo fondo medesimo, limitando così il possibile campo di analisi della stabilità alla verifica delle sezioni di costruzione della discarica riportate nel precedente paragrafo.