

Committente:

AREA S.p.A.
impianti

via Volta 26a - Copparo (Fe)

Oggetto:

MODIFICA SOSTANZIALE A.I.A. "CRISPA"
PROGETTO NUOVO ASSETTO IMPIANTISTICO "POLO CRISPA"
SITO IN VIA GRAN LINEA, 12 JOLANDA DI SAVOIA (FE)

INFRASTRUTTURE E DISCARICA
VASCA 1 - EX PRIMO LOTTO

PROGETTO ESECUTIVO

Tavola:

R3

Elaborato:

**RELAZIONE GEOLOGICA E
GEOTECNICA**

Scala:

Data:

.....

Codice comm.:

07024

Disegnatore:

MME

Controllato da:

PS

Revisione:

Progettisti:

ing. Raffaele Alessandri

Collaboratori:

geom. Sandro Pelati

dott. Massimiliano Montanari

geom. M. Elena Mazzanti

Aggiornamenti:

REV:

Data: gen 2017

Oggetto: Progetto esecutivo di gara vasca 1 ex primo lotto



GEOLOGIA TECNICA ESTENSE
STUDIO GEOLOGICO
Dr. Geol. Marco Condotta

PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI JOLANDA DI SAVOIA



Modifica sostanziale A.I.A. "Crispa".

Progetto nuovo assetto impiantistico "Polo Crispa" sito in Via Gran Linea 1A, Jolanda di Savoia (FE).

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

COMMITTENTE : "A.R.E.A." S.p.A. Azienda Recupero Energia Ambiente
Piazza Del Popolo, 27 44034 COPPARO (FE)

RELATORE : Dr. Geol. M. Condotta

INDICE

1. PREMESSA	pag. 2
2. ASPETTI NORMATIVI	pag. 5
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, LITOSTRATIGRAFICO E IDROGEOLOGICO	pag. 7
3.1 Idrogeologia superficiale	pag. 10
3.2 Carta delle isobate	pag. 10
3.3 Carta delle isofreatiche	pag. 14
4. CARATTERISTICHE SISMICHE	pag. 18
4.1 Modalità Esecutive	pag. 18
4.2 Risultati e conclusioni	pag. 19
4.3 Classificazione secondo l'O.P.C.M. 3274	pag. 21
4.4 Verifica alla liquefazione	pag. 25
5. PROGRAMMA DELLE VERIFICHE	pag. 27
5.1 Verifiche di sicurezza sui carichi (SLU)	pag. 27
5.2 Verifiche di sicurezza degli argini	pag. 28
5.2.1 Metodo di calcolo utilizzato	pag. 28
5.2.2 Definizione del problema	pag. 29
5.2.3 Criteri utilizzati nella definizione delle sezioni	pag. 30
6. IV° LOTTO I° STRALCIO	pag. 32
6.1 VI° LOTTO (VASCA 1)	pag. 40
6.2 VI° LOTTO (VASCA 2)	pag. 46
6.3 IV° LOTTO (II° STRALCIO)	pag. 53
6.4 V° LOTTO (VASCA I e VASCA 2)	pag. 62
6.5 III° LOTTO	pag. 70
6.6 VALLO fra II° e III° LOTTO	pag. 77
6.7 I° LOTTO, VALLO fra I° e II° LOTTO, II° LOTTO	pag. 84
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	pag. 93

1. PREMESSA

Per la realizzazione del progetto del nuovo assetto impiantistico “Polo Crispa”, ubicato sulla Via Gran Linea 1A, nel Comune di Jolanda di Savoia (FE), A.R.E.A. S.p.A. gestore del polo, ha commissionato a questo studio una relazione generale di fattibilità, principalmente dal punto di vista geotecnico, che tenga conto della nuova configurazione che si verrà a creare con la realizzazione prevista.

Lo scopo principale di tale operazione, sarà quindi di creare un capping generale, garantendo uniformità dal punto di vista del drenaggio superficiale delle acque meteoriche e riducendo, in tal modo, le eventuali infiltrazioni d’acqua nella massa di rifiuti sottostante che porterebbero al conseguente aumento della produzione di percolato.

Questa procedura permetterà quindi di non creare “coperture” separate e differenziate tra loro, che inevitabilmente genererebbero linee di impluvio tra i diversi lotti, vanificando la funzione stessa del telo impermeabile.

Nello specifico dovranno essere verificati i nuovi carichi, laddove variati, in funzione delle caratteristiche di capacità portante del terreno di posa e, dove necessario, le stabilità degli argini perimetrali dell’intero ammasso di rifiuti, in corrispondenza dei lotti oggetto di modifica.

L’estensione di un capping definitivo, che ha già interessato i lotti I°, II°, III°, IV° (I° stralcio) e i valli esistenti tra il I° e il - II° lotto e tra II° e III° lotto, verrà quindi esteso a tutti i vari lotti dell’intero Polo Crispa.

La configurazione finale sarà quella riportata nella figura seguente, dove sono evidenziati i vari lotti e le nuove altezze, derivanti dalla copertura finale.

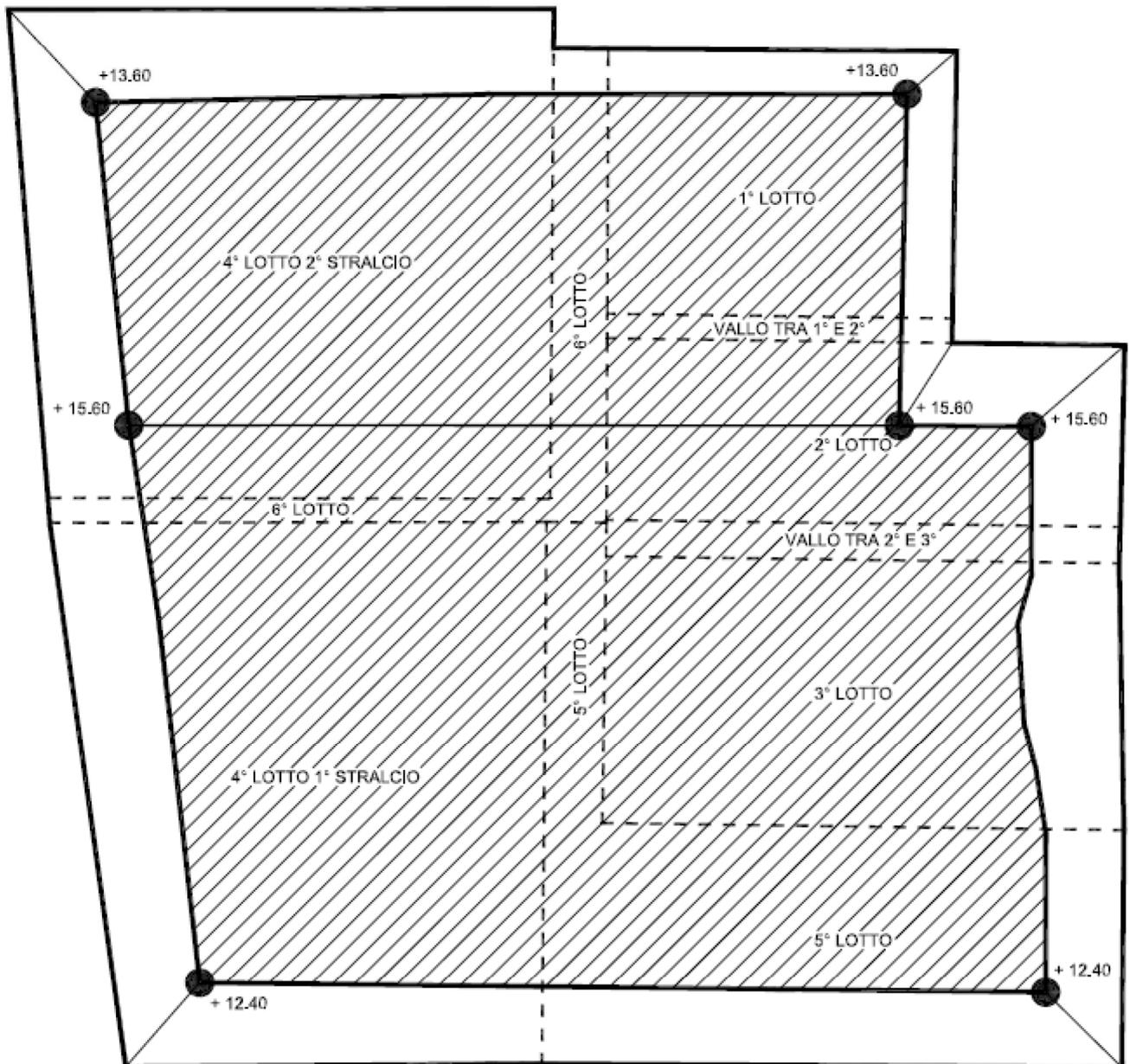


Figura 1 Nuova configurazione della copertura finale dell'intero polo di discariche Crispa

Dopo aver evidenziato le caratteristiche sismiche, geologiche, geotecniche e idrogeologiche dell'intero polo "Crispa", il presente lavoro verrà sviluppato prendendo in esame i lotti oggetto d'intervento analizzando, nel dettaglio, gli aspetti geotecnici relativamente alle nuove modifiche apportate.

Il nuovo pacchetto di copertura, rappresentato nel dettaglio nella figura 2, sarà uguale a quello già proposto e approvato, per il progetto di riprofilatura.

COPERTURA SUPERFICIALE FINALE PROPOSTA

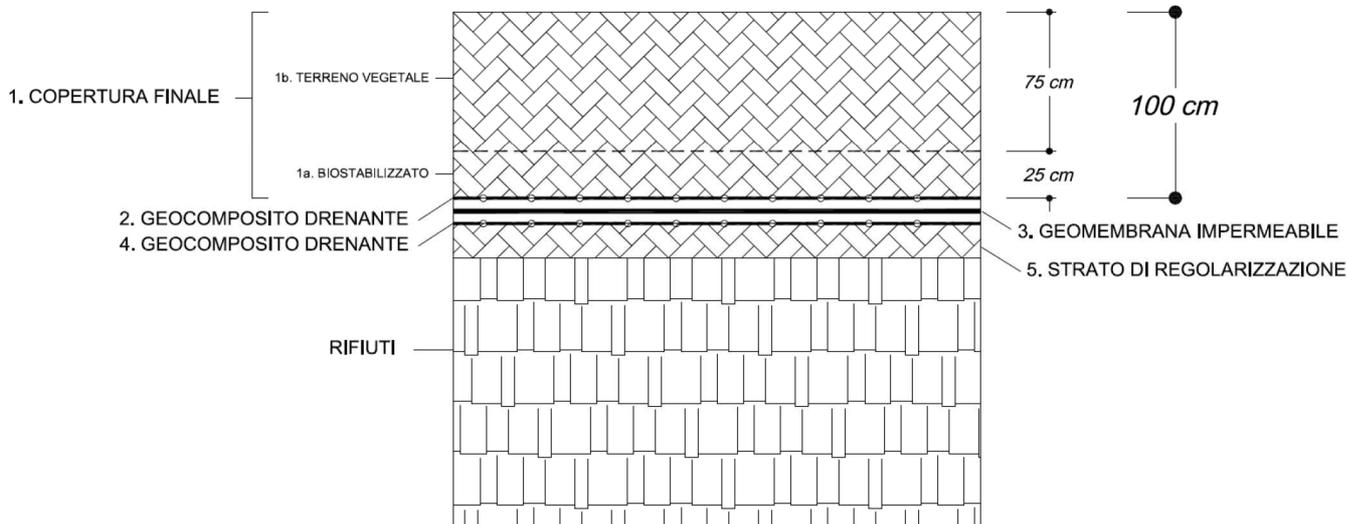


Figura 2

- 25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/mc}$;
- 75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/mc}$;
- con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/mc}$).

I rifiuti abbancati vengono considerati con un peso specifico medio pari a $0,8 \text{ t/mc}$ ($7,84 \text{ kN/mc}$).

2. ASPETTI NORMATIVI

Decreto del Presidente della Repubblica 10/09/1982 n. 915

“Attuazione delle direttive 75/439/CEE relativa ai rifiuti, 76/403/CEE relativa allo smaltimento dei policlorodifenili e dei policlorotriphenili e 78/319/CEE relativa ai rifiuti tossici e nocivi”.

Delibera Comitato Interministeriale 27 luglio 1984: Disposizioni per la prima applicazione dell'art.4 del *decreto del presidente della Repubblica 10 settembre 1982, n. 915*, concernente lo smaltimento dei rifiuti”.

L.R. 12 luglio 1994, n. 27: "Disciplina dello smaltimento dei rifiuti"

C.I.S.M. e I.C.M.S. - “ Aspetti geotecnici relativi alla progettazione, alla costruzione ed al controllo delle discariche controllate “ - Atti del convegno sulle discariche - (Udine 10-12 ottobre 1995).

D.Lgs. 5 febbraio 1997, n. 22: "Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CEE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio".

D.Lgs. 8 novembre 1997, n. 389: "Modifiche ed integrazioni al decreto D.Lgs.5 febbraio 1997, n. 22 in materia di rifiuti, rifiuti pericolosi, di imballaggi e di rifiuti di imballaggio".

Tra le direttive tecniche per le discariche vanno ricordate, ancorché non costituiscono una norma vera e propria, le "Linee guida per le discariche controllate dei rifiuti solidi urbani", della **C.T.D.** (*Commissione Tecnica Discariche*), pubblicate nel 1997 dal CISA di Cagliari che costituiscono un valido riferimento per gli operatori del settore.

Direttiva 1999/31/CE del 26/04/1999

“Direttiva del Consiglio relativa alle discariche di rifiuti”

Legge Regionale 06/09/1999 n. 25

“Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli enti locali per l'organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani”

Decreto Legislativo 13/01/2003 n. 36

“Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti”

Modifica sostanziale A.I.A. “Crispa”.

Progetto nuovo assetto impiantistico “Polo Crispa” sito in Via Gran Linea 1A, nel Comune di Jolanda di Savoia (FE).

Relazione Geologia e Geotecnica

Ordinanze P.C.M. 20 marzo 2003 n° 3274 e 2 ottobre 2003 n° 3316

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005 n° 3431

“...viene prorogato di ulteriori tre mesi il periodo transitorio nel corso del quale sarà possibile impiegare le norme di cui al D.M. 16 gennaio 1996...”

D.M. 14 gennaio 2008

“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”

D.M. 14 gennaio 2008

“Circolare applicativa 2 febbraio 2009 n. 617” C.S. LL. PP.

Delibera di Giunta Regionale regione Emilia-Romagna n. 1677 del 24 ottobre 2005 relativa alle “Norme tecniche per le costruzioni”. Prime indicazioni applicative.

Provincia di Ferrara Settore Pianificazione Territoriale

Parere preventivo sugli strumenti di pianificazione urbanistica nelle zone sismiche di cui all’art. 37 della L.R. 31/’02. Prima fase applicativa.

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana

“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977)”.

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana

“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” Linee guida (marzo 2005).

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, STRATIGRAFICO E IDROGEOLOGICO

L'area oggetto del presente studio, ricadente nell'elemento 186111 della C.T.R. in scala 1:5.000 denominato " Ponte Crispa ", di cui è rappresentato uno stralcio nella fig. 3, dove viene evidenziata tutta l'area del presente studio.

E' ubicata nella parte occidentale del Comune di Jolanda di Savoia, in un'area a ridosso del Collettore Acque Alte e compresa tra il Canale Malpiglio, il Collettore stesso e lo Scolo Venezia.



Figura 3 Stralcio C.T.R. 1: 5.000 Elemento 186111 denominato "Ponte Crispa"

Una rappresentazione schematica degli impianti è stata riprodotta nella figura 4, con evidenziati i vari lotti e gli impianti principali del polo discariche "Crispa".

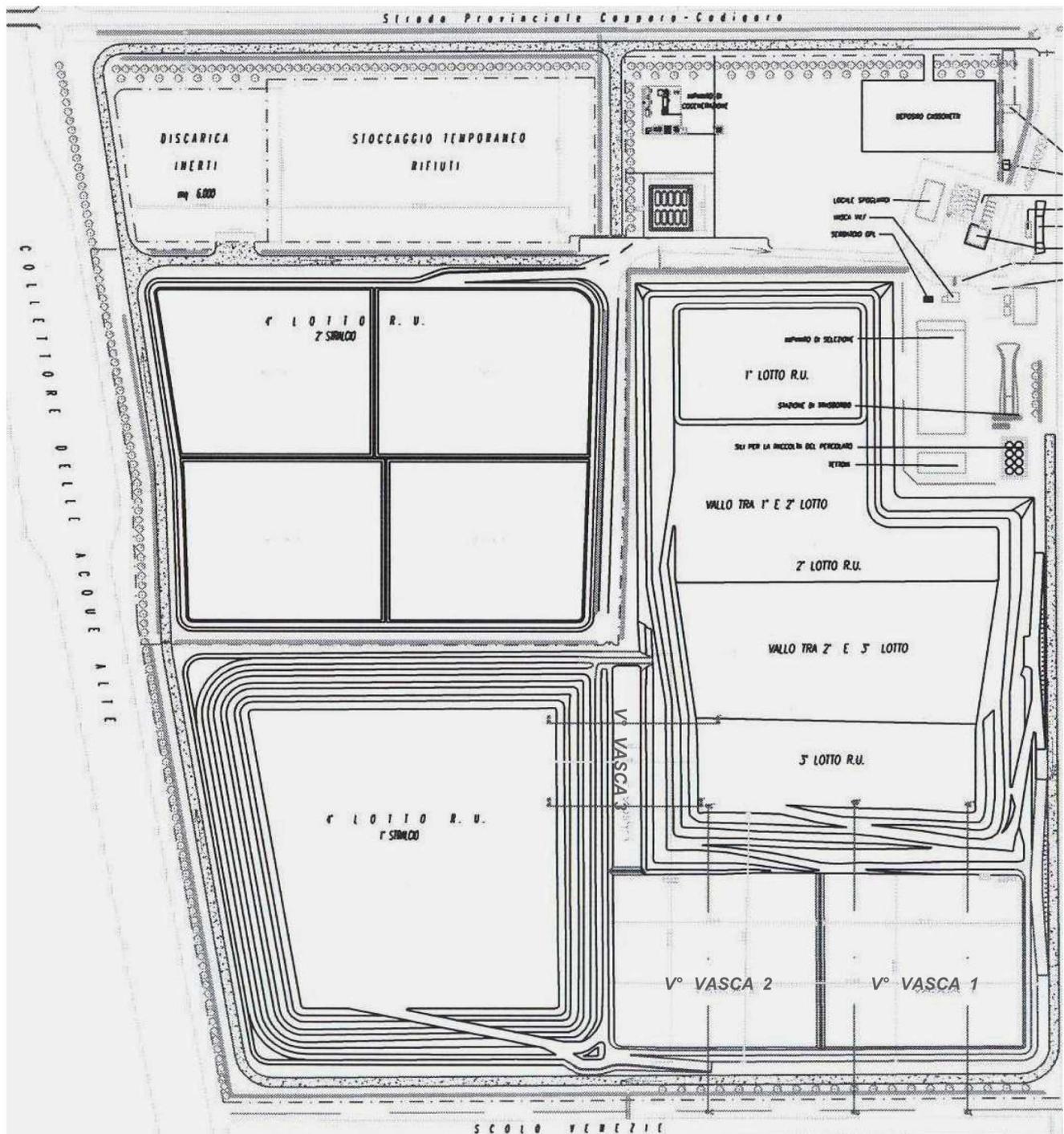


Figura 4 Distribuzione dei vari lotti e degli impianti principali del polo "Crispa"

Dalle indagini e dalle risultanze emerse nelle precedenti verifiche, condotte in corrispondenza dei vari lotti è stata riscontrata sotto, il profilo litostratigrafico, la buona correlazione sia orizzontale che verticale, dei litotipi incontrati.

Modifica sostanziale A.I.A. "Crispa".

Progetto nuovo assetto impiantistico "Polo Crispa" sito in Via Gran Linea 1A, nel Comune di Jolanda di Savoia (FE).

Relazione Geologia e Geotecnica

Una stratigrafia di massima, fino a 30 metri di profondità, può essere così riassunta:

I strato: argille plastiche a tratti debolmente limose, a buona consistenza fino alla profondità minima di 2.50 m e massima di 3.60 m da p.c. idrogeologicamente impermeabile.

II strato: argille scure torbose con intercalazioni e lenti di torba, nel complesso poco consistenti e tendenzialmente impermeabili; spessore da 90 cm a 2.50 m

III strato: potente complessivamente oltre 11 metri ; alternanze di argille limose e limi argillosi che racchiudono lenti di sabbie fini limose potenti fino a qualche metro; permeabilità variabile lateralmente ed in aumento con la profondità.

IV strato: sabbie fini e medie costituenti l'acquifero principale il cui tetto si trova mediamente a partire dai 19.00 metri di profondità e che procede, con qualche piccola variazione, fino ai 30 metri investigati.

L'acquifero più significativo è rappresentato dalle sabbie profonde, mentre locali piccole falde sospese, con fenomeni di capillarità possono verificarsi negli orizzonti limoso argillosi e torbosi.

Dal punto di vista della permeabilità, i risultati emersi nei riguardi delle determinazioni effettuate sui campioni superficiali, per profondità comprese tra il piano campagna e i -2.30 metri, hanno fornito valori del coefficiente di permeabilità compreso tra $2.64 \cdot 10^{-7} < k < 6.86 \cdot 10^{-8}$ (cm/sec).

Nel secondo e nel terzo strato, tendenzialmente impermeabili potranno essere presenti accumuli localizzati e semi confinati in corrispondenza delle lenti più permeabili, mentre nei livelli francamente argillosi si avrà al più un livello saturo senza o con limitatissima circolazione orizzontale.

3.1 IDROGEOLOGIA SUPERFICIALE

Dal punto di vista idrogeologico, gli scopi principali del presente studio passano attraverso le seguenti fasi:

- definizione dell'andamento della superficie freatica rispetto al piano campagna (profondità della tavola d'acqua);
- ricostruzione della sua morfologia generale;
- individuazione delle direzioni di deflusso principali.

In virtù delle numerose indagini e conoscenze acquisite sul sito, per evidenziare la profondità della tavola d'acqua superficiale sono stati presi in esame, oltre a quanto emerso dalle indagini effettuate per il presente lavoro, anche i dati ricavati dal recente Piano della Caratterizzazione effettuato sul sito di discarica "Crispa".

Attraverso i dati raccolti, viene quindi redatta la carta delle isobate che esprime, attraverso una rappresentazione per curve di livello, le variazioni della profondità della tavola d'acqua rispetto al piano campagna.

La carta delle isofreatiche rappresenta invece, sempre per curve di livello, le quote rispetto ad una arbitraria superficie di riferimento orizzontale, esprimendo cioè la forma della superficie freatica e permettendo di definire le linee di deflusso e gli assi di drenaggio principali.

3.2 Carta delle isobate

Dall'elaborazione dei dati, condotta con programma per PC, che utilizza il metodo kriging, è stata redatta la carta delle isobate, considerando i punti di misura relativi a tutti i piezometri, oltre ai canali limitrofi.

Dall'osservazione di questa carta, visibile nella **Figura 5** (e nella **Figura 6** con la planimetria degli impianti) che esprime, attraverso una rappresentazione per curve di livello, le variazioni della profondità della tavola d'acqua rispetto al piano campagna, si sono potute trarre le seguenti conclusioni:

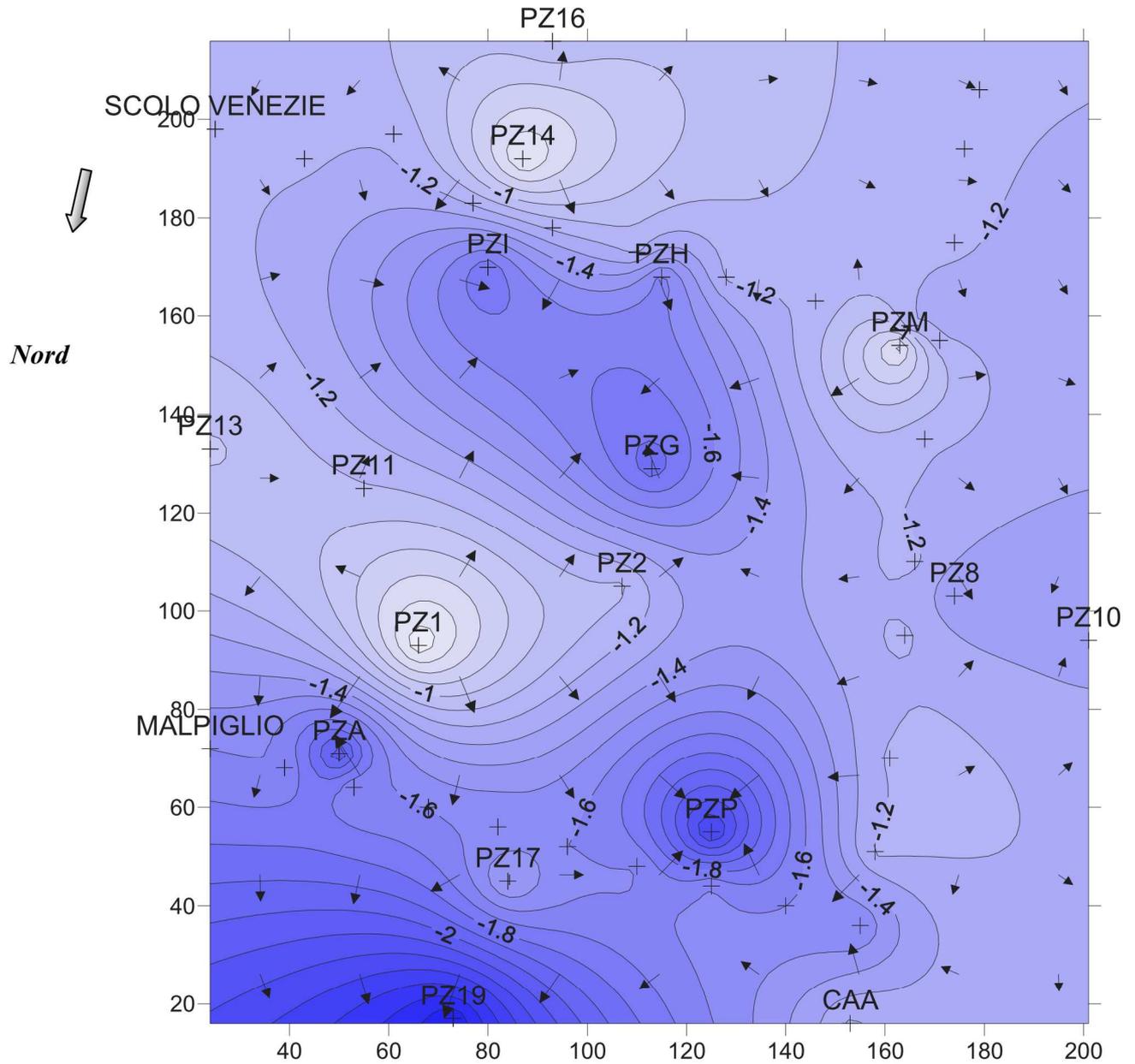


Figura 5 Carta delle isobate della falda freatica

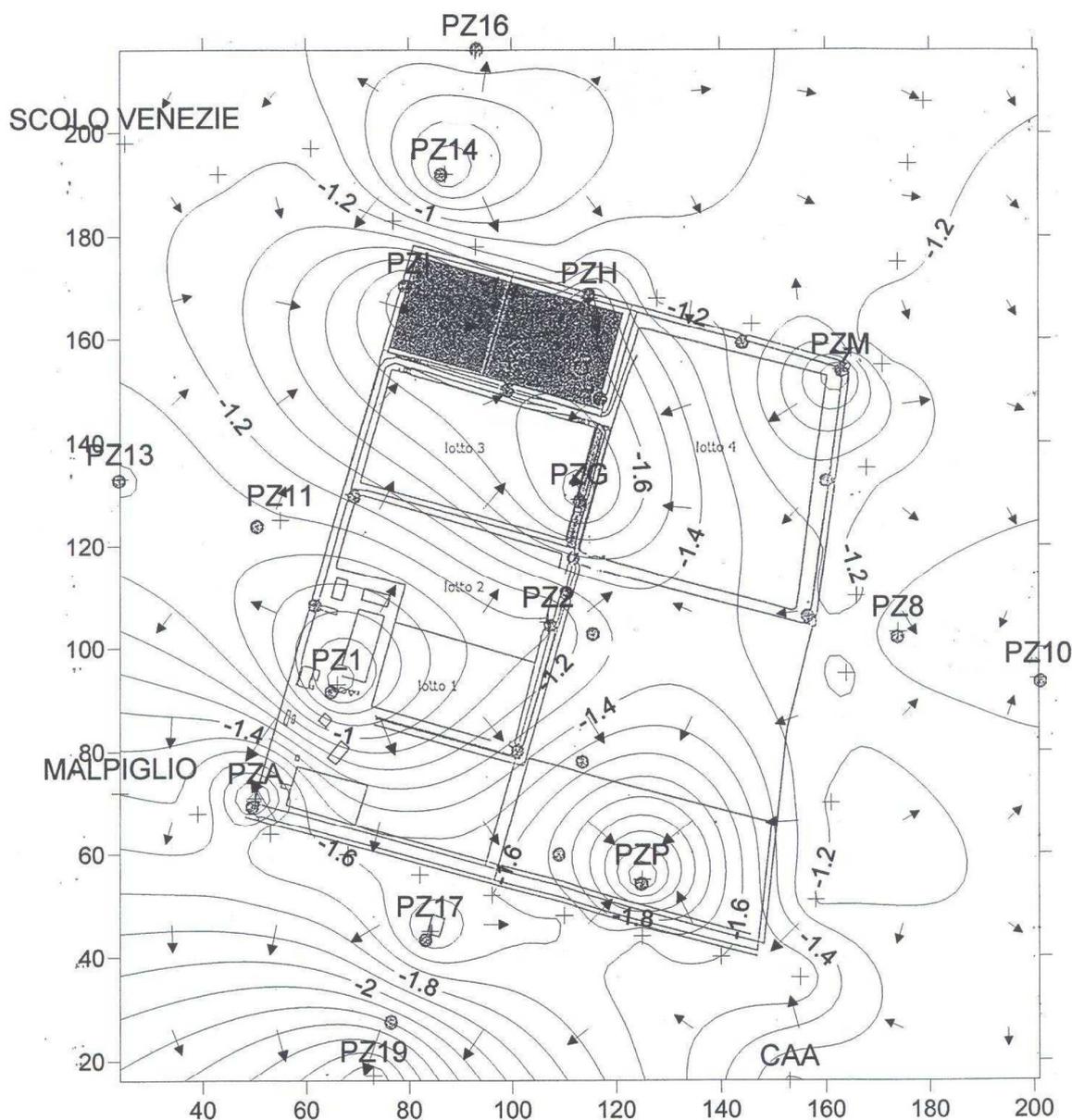
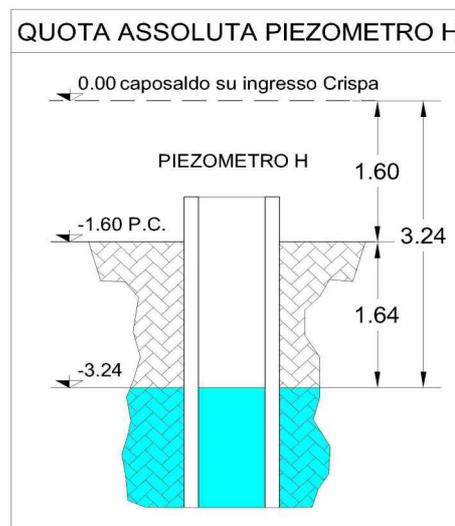


Figura 6 Carta delle isobate della falda freatica, con planimetria degli impianti

- La profondità della tavola d'acqua superficiale, presenta quote dal piano campagna, comprese tra un minimo di -1.64 mt (piezometro "H"), ad un massimo di -2.20 mt in corrispondenza della Cpt 3, passando per Pz L (-1.78 mt) e Pz G (-1.86 mt);

- il piezometro "H", che risulta ubicato circa a metà del lato sud del V° lotto della II^ vasca, presentando le condizioni peggiorative in assoluto, è stato preso come riferimento per le verifiche di stabilità sul lato sud e per quanto **riguarda il franco da tenere nei rispetti del piano di posa della discarica (punto 2.4.2 D.Lgs 36/2003)**;
- per uniformare i riferimenti altimetrici è quindi necessario riferire la quota relativa del piezometro H al caposaldo (0.00) convenzionale posto sull'ingresso dell'impianto Crispa. Tale trasformazione avviene semplicemente sommando alla quota della profondità di falda rilevata, la quota del piano campagna in prossimità del piezometro H (vds. **tav. 3 – rilievo topografico** di progetto) che da:

$$QH = -1.64 - 1.60 = -3.24 \text{ m}$$



- il valore **-3.24m**, riferito allo 0.00 sull'ingresso dell'impianto Crispa è la quota che è stata riportata su tutti gli elaborati grafici presentati.
- i punti, all'interno dell'intero polo Crispa, in cui la falda presenta la profondità minima dal piano campagna, vengono identificati in corrispondenza di Pz M (-0.66 mt), Pz 14 (-0.58 mt), e Pz 1 (-0.52 mt);
- la minore distanza dal piano campagna, evidenziata in prossimità del Pz 1, è probabilmente imputabile alla presenza nelle vicinanze dell'autolavaggio, che con perdite superficiali, contribuisce, in quest'area, a mantenere il livello della falda freatica, più superficiale rispetto alle zone circostanti;
- l'andamento generale della carta delle isobate è quello di una tavola d'acqua che presenta zone di alto e zone di richiamo della falda, rappresentate nell'intorno dei piezometri PzL, PzG e PzP.

3.3 Carta delle isofreatiche

La carta delle isofreatiche, che rappresenta, sempre per curve di livello, le quote rispetto ad una arbitraria superficie orizzontale di riferimento, solitamente rappresentata dal livello medio mare, nel nostro caso per comodità viene individuata passante per il "chiodo miniato", presente sulla spalletta del ponte in prossimità dell'ingresso della discarica "Crispa".

La superficie freatica, che non è piana, ma presenta delle ondulazioni anche complesse, è generalmente "strutturata" in depressioni e alti, dove le depressioni o bacini, sono delimitate da linee di spartiacque sotterranei.

La sua morfologia è condizionata da molti fattori, tra cui la topografia, l'andamento del substrato impermeabile, le caratteristiche idrogeologiche dell'acquifero (litologia, permeabilità, ecc), la posizione delle zone di alimentazione e di quelle di emungimento, solitamente rappresentate dalla rete idrica superficiale e da eventuali pozzi.

La carta delle isofreatiche, che evidenzia l'andamento morfologico della falda, fornisce indicazioni sulle direzioni di deflusso, sugli assi di drenaggio e sugli spartiacque sotterranei.

Tramite lo stesso programma di calcolo utilizzato per le isobate, è stata quindi elaborata la carta delle isofreatiche, visibile in **Figura 7** (e nella **Figura 8** con la planimetria degli impianti), prendendo in considerazione i dati ottenuti dalle indagini svolte, oltre a quelli acquisiti da precedenti lavori.

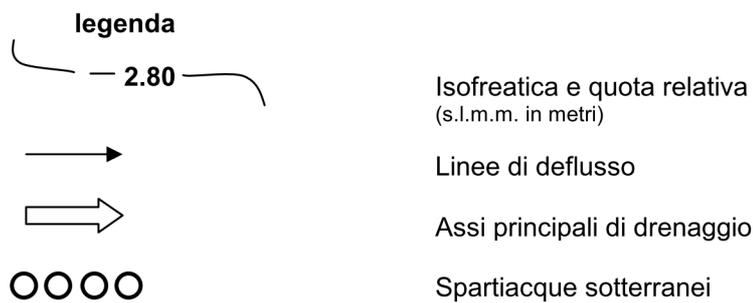
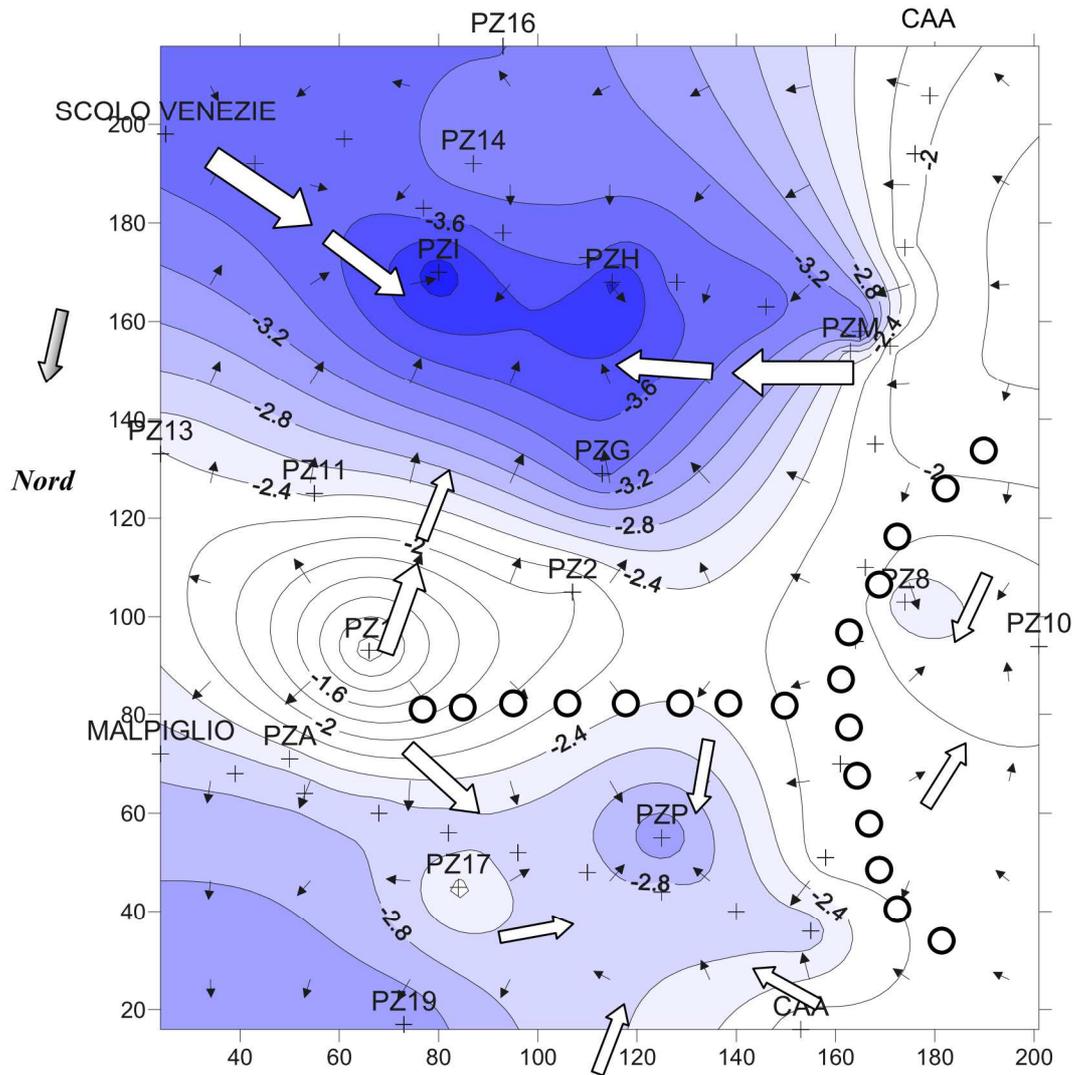


Figura 7 Carta delle isofreatiche

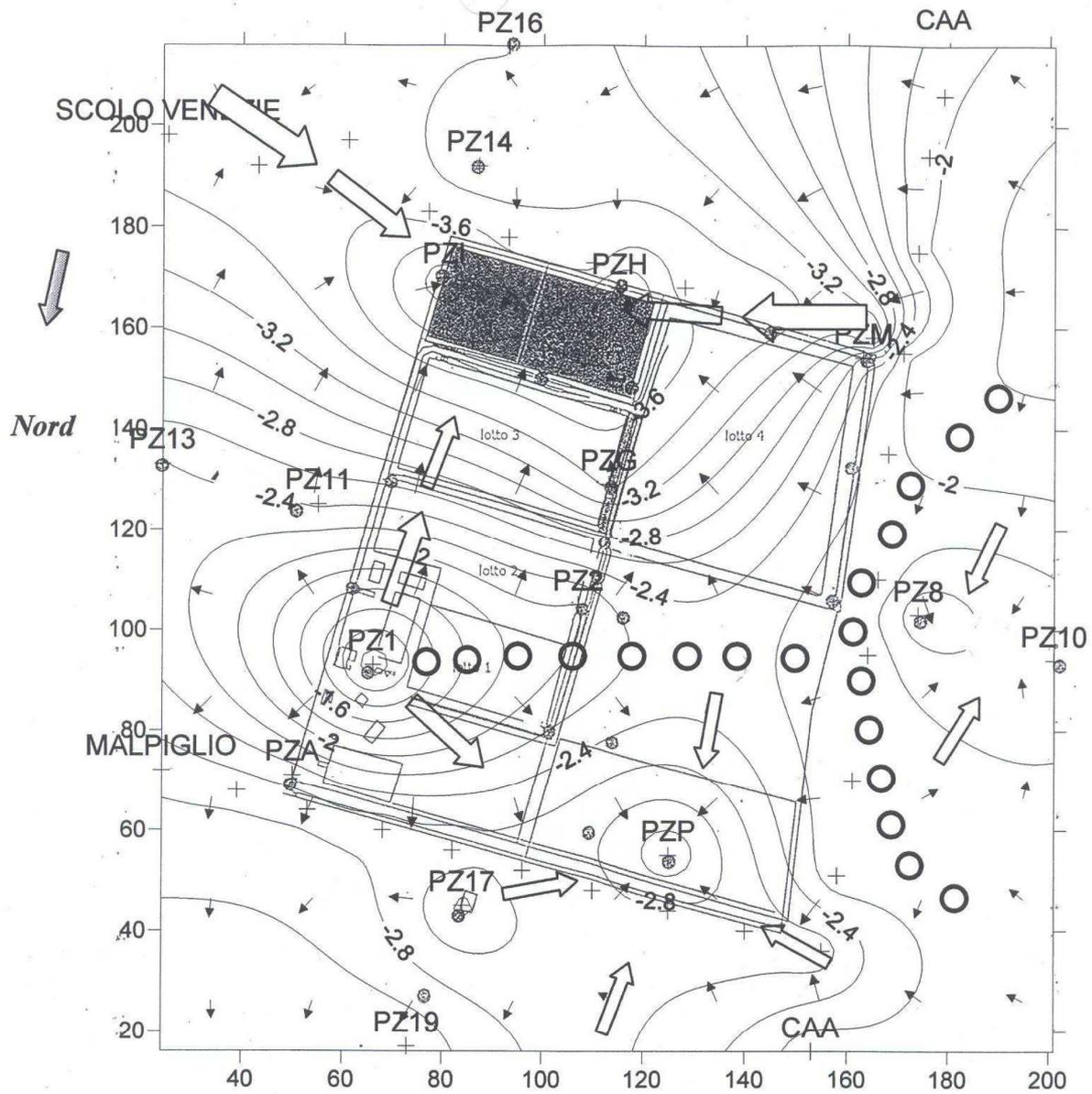


Figura 8 Carta delle isofreatiche, con planimetria degli impianti

- Per l'area oggetto del presente lavoro, si possono individuare due spartiacque: il primo con andamento nord-sud, circa coincidente con il Collettore delle acque Alte, mentre il secondo con direzione circa est-ovest, congiungente Pz.1 con Il Collettore Acque Alte;
- sono stati individuati diversi assi di drenaggio, i principali dei quali presentano andamento da sud-est verso nord-ovest (dalla Canaletta Venezia verso Pz.H), e da ovest verso est (da Pz.M verso Pz.H);
- ulteriori assi di drenaggio secondari sono stati individuati da Pz.1 verso Pz.H e Pz.L, e dalle quattro direzioni cardinali, verso Pz.P;
- più in generale la morfologia della superficie freatica, risulta caratterizzata da due zone di "alto", coincidenti con i due spartiacque individuati e andamento della superficie freatica caratterizzata da due zone di richiamo rispettivamente verso l'asse PzL e PzH, e verso PzP;
- il Collettore Acque Alte, considerato nel regime idrico dell'area in esame, riveste un ruolo alimentante, sia nei confronti dei terreni posti a est che su quelli posti a ovest del suo asse;
- tale carattere alimentante, dovrebbe rimanere pressoché costante nel tempo in quanto, dai dati raccolti presso il Consorzio di Bonifica I° Circondario, la differenza del battente d'acqua tra la quota di scolo (periodo non irriguo) e quella di derivazione (irriguo) non supera, mediamente, i 30 centimetri;
- la Canaletta Venezia presenta anch'essa carattere alimentante almeno per la sua parte più orientale, mentre non risulta ben definito il suo ruolo man mano che ci sposta verso il C.A.A.

4. CARATTERISTICHE SISMICHE

Ai fini della caratterizzazione sismica dei terreni, in data 1 giugno 2007 era stata condotta un'indagine sismica mediante la tecnica dei microtremori (REMI, Refraction Microtremors) e del metodo MASW (Multi Channel Analysis Surface Waves) combinati, alla classificazione del sito in esame, ai sensi dell'OPCM 3274 e successive variazioni e all'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"

I metodi utilizzati sfruttano le onde di superficie (onde di Rayleigh) e il fenomeno della dispersione delle stesse (variazione della velocità di fase con il variare della frequenza).

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$.

Il metodo dei microtremori sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo MASW sfrutta sorgenti "attive", (massa battente).

Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello tecnico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico), onde ricavare il modello reale.

L'indagine è stata eseguita in corrispondenza del VI° lotto, centrale rispetto all'intero Polo Crispa, e viene quindi presa come riferimento per tutta l'area interessata dal progetto in esame.

4.1 Modalità Esecutive

Si è optato per l'analisi delle onde di superficie dal momento che tale tecnica ha dimostrato ampiamente la sua affidabilità e la capacità risolutiva.

Il metodo prevede l'utilizzo di strumentazione classica per sismica a rifrazione ad elevata dinamica (24 bits di conversione A/D), con geofoni a bassa frequenza (preferibilmente da 4,5 Hz).

Nella fattispecie per le misure è stato utilizzato un sismografo a 24 canali mod. RAS24 a 24 bits con scarico dei dati direttamente su PC.

Sono state effettuate 10 registrazioni da 30 secondi ciascuna, per il metodo REMI, e 2 registrazioni da 2 secondi ciascuna per il metodo MASW.

I geofoni usati sono di tipo verticale da 4,5 Hz e, grazie alla dinamica dello strumento (117 dB di range dinamico), è stata possibile la registrazione delle onde di superficie con contenuto in frequenza fino a circa 2 Hz.

I dati acquisiti in campagna sono stati quindi elaborati e, grazie ai dati di taratura forniti, è stato possibile ricostruire un modello $V_s/\text{profondità}$ attendibile.

4.2 Risultati e conclusioni

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 42 metri di profondità.

Di seguito si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh, sia per quanto riguarda il metodo REMI che per il metodo MASW e del modello che ne deriva previa inversione dei dati.

L'errore RMS calcolato risulta pari al 6.5 % .

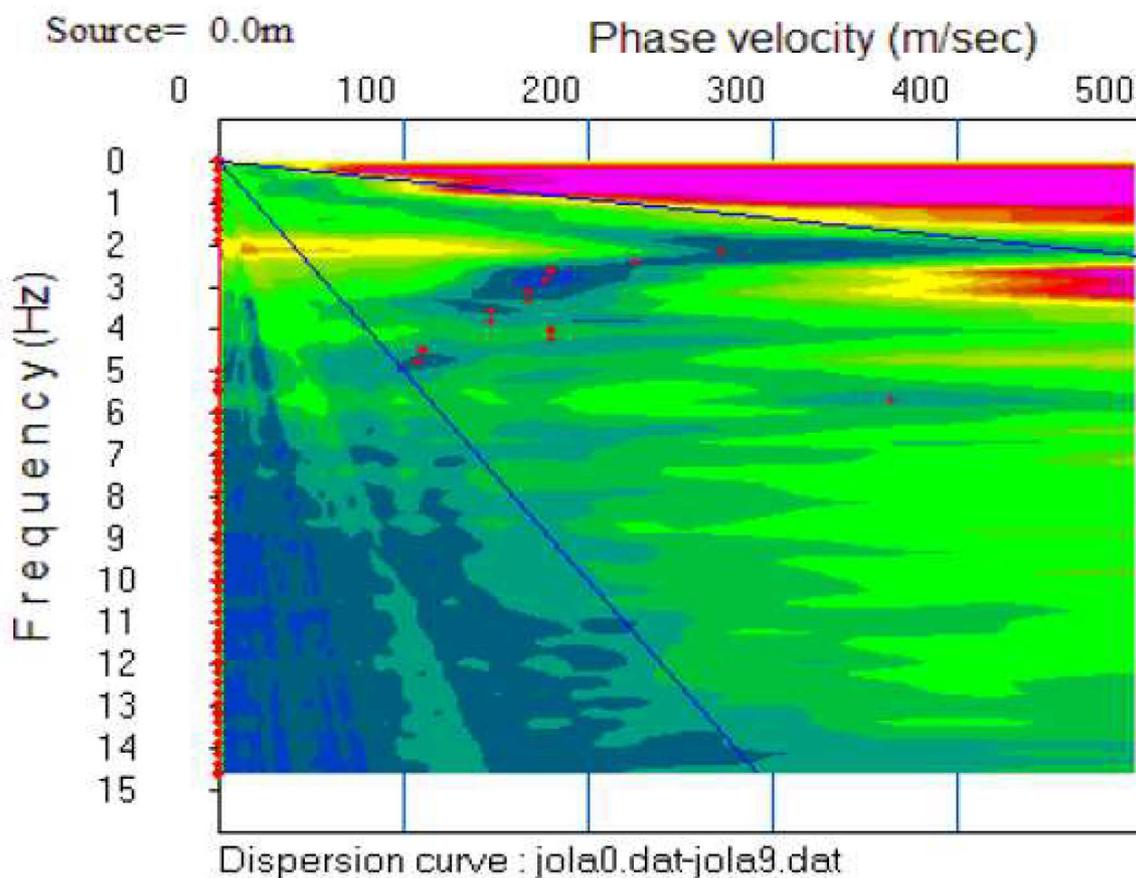


Diagramma 1 - Curva di dispersione: metodo REMI

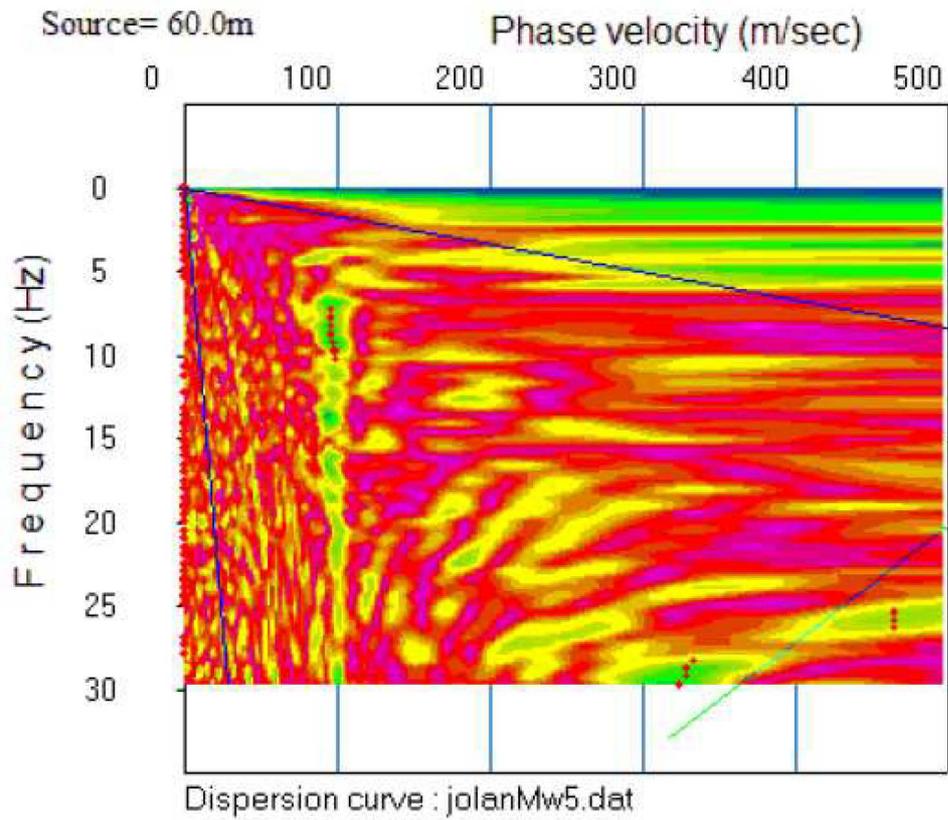


Diagramma 2 - Curva di dispersione: metodo MASW

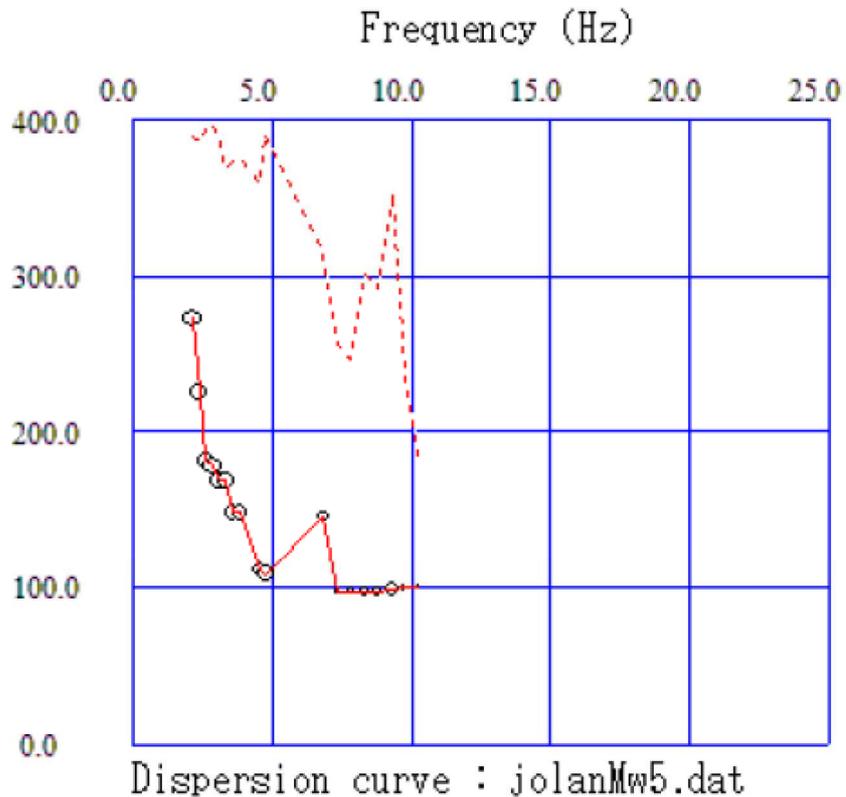


Diagramma 3 - Curva di dispersione complessiva (metodi REMI + MASW)

Modifica sostanziale A.I.A. "Crispa".

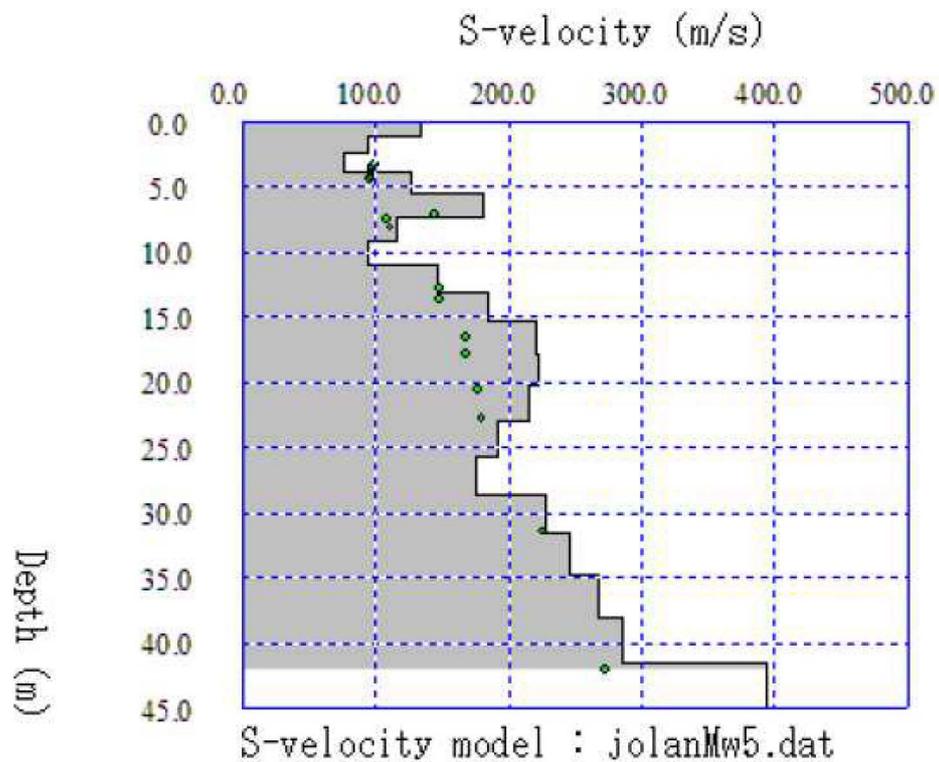


Diagramma 4 - Modello risultante dall'inversione dei dati

Per quanto concerne i dettagli relativi alle caratteristiche geometriche dello stendimento, sono stati utilizzati 12 geofoni in linea con interdistanza di 5 metri.

4.3 Classificazione secondo l'O.P.C.M. 3274

La V_{s30} è stata ricavata dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Nel caso specifico, risultando $V_{s30} = 157$ m/s, il sito esaminato presenta un suolo tipo D ($S = 1.80$).

Nelle pagine seguenti vengono inoltre fornite le tabelle recanti la classificazione del sito e lo spettro di risposta elastico relativo, ricavato sia secondo le prescrizioni della OPCM 3274, sia secondo l'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"

Classificazione delle zone di sismicità

Zona	accelerazione orizzontale (a_g/g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	accelerazione orizzontale (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche)	Valori di a_g , accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, da adottare
1	> 0.25	0.35	0.35 g
2	0.15 – 0.25	0.25	0.25 g
3	0.05 – 0.15	0.15	0.15 g
4	< 0.05	0.05	0.05 g

CLASSIFICAZIONE DEL SITO Ordinanza 3274 del 20/03/2003

Località	Jolanda di Savoia (FE)
Metodo di indagine	RE.MI. + MASW (misura Vs)
Strumentazione utilizzata	Sismografo ABEM RAS-24, 12 canali, 24 bits
Metodo di energizzazione	Rumore naturale + 10 kg
Geometria stendimento	12 geofoni – interasse 5 metri

		Ss	Cc	S= Ss * St
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	1.00	1.00	1.00
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)	1.20	1.38	1.20
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)	1.50	1.52	1.50
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30}$ kPa nei terreni a grana fina)	1.80	2.19	1.80
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s)	1.60	1.80	1.60
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori ai 100 m/s (ovvero $170 < Cu_{30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	Servono studi speciali		
S2	Deposito di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

I parametri a/g , F_0 e T_c vengono forniti dalla normativa

Modifica sostanziale A.I.A. "Crispa".

22

Progetto nuovo assetto impiantistico "Polo Crispa" sito in Via Gran Linea 1A, nel Comune di Jolanda di Savoia (FE).

Relazione Geologia e Geotecnica

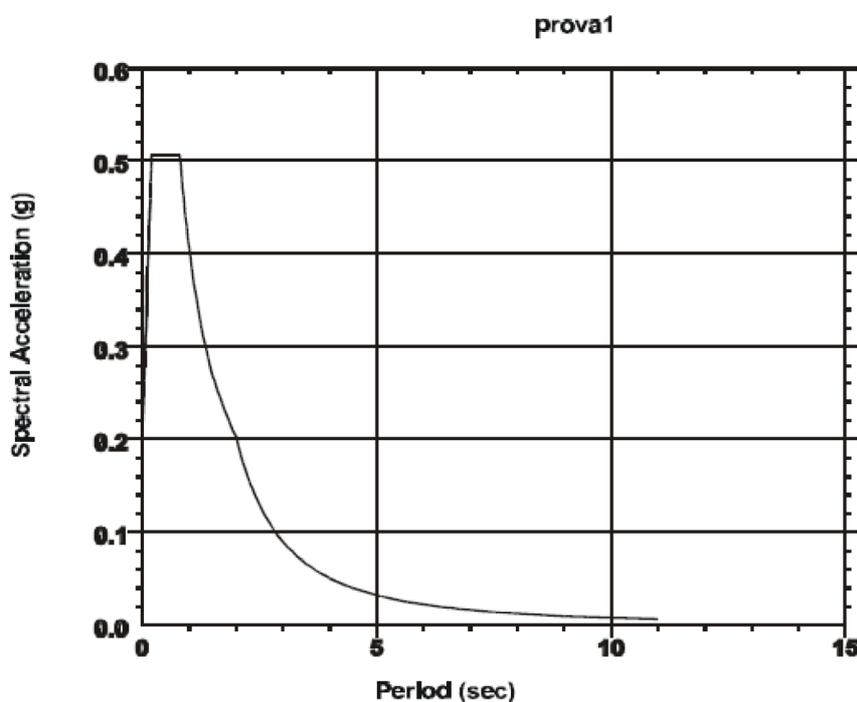
Nella tabella seguente vengono riportate le *Categorie Topografiche*, riferite a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, che devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 metri.

St

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$	1	
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2	Valore alla sommità del pendio
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2	Valore della cresta del rilievo
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4	Valore della cresta del rilievo

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO 5% DI SMORZAMENTO – COMPONENTE ORIZZONTALE

Possibilità di superamento del 10% in 50 anni



$$T_0 = a_g \times S$$

Tb

Tc

Td

Ascisse (s)	Ordinate
0	0.203
0.2	0.5075
0.8	0.5075
2	0.2030

EuroCode Type 1

Soil D a: 0,15g

Damping: 5% - S:1.35

Riassumendo:

Zona sismica di appartenenza: 3

Sottosuolo categoria: D

Accelerazione massima al suolo: $a_{\max}: S * a_{\text{refg}} = 1,80 * 0,080g = 0,144g$

(Secondo l'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la classificazione territoriale e urbanistica).

Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (d_g) e (v_g), sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 * S * T_c * T_D * a_g$$

$$v_g = 0,16 * S * T_c * a_g$$

$$T_C = C_c * T_c^* = 2,19 * 0,325 = 0,711$$

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

per i terreni in esame, risulta:

$$d_g = 0,025 * 1,80 * (2,19 * 0,325) * (4 * 0,144 + 1,6) * 0,144 * 9,81 = \mathbf{0,0984 \text{ mt (9,84 cm)}}$$

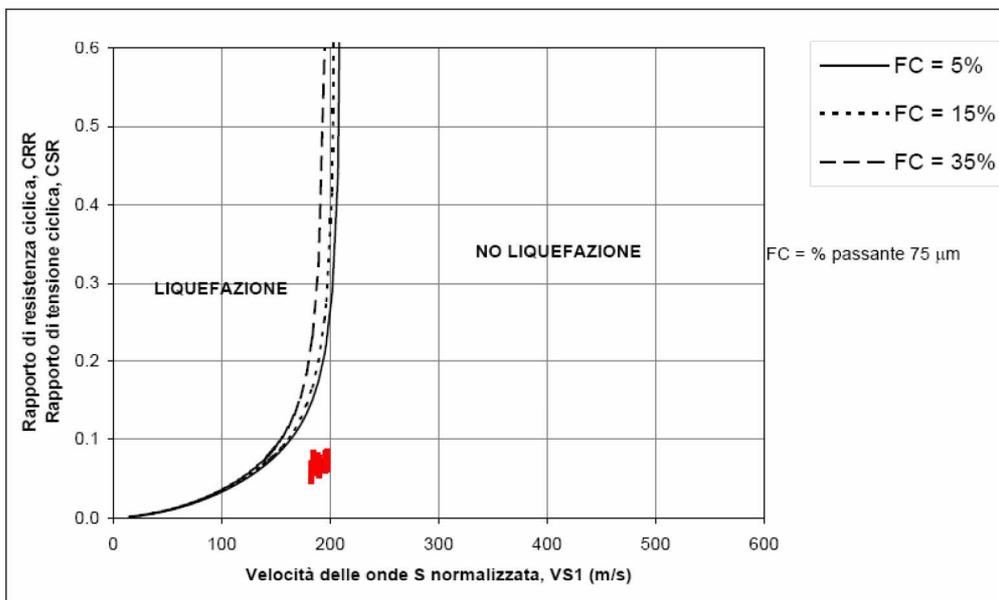
$$v_g = 0,16 * 1,80 * (2,19 * 0,325) * 0,144 * 9,81 = \mathbf{0,289 \text{ m/s.}}$$

4.4 Verifica alla liquefazione

Data la natura granulare dell'orizzonte più profondo, si è reso necessario operare anche una verifica alla liquefazione, in particolare per il livello compreso mediamente tra 15 e 20 metri dal p.c., profondità al di sotto della quale si escludono fenomeni di liquefazione.

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

profondità (m)	Vs	Vs1	CSR	F _s = CRR _{7.5} /CSR _{7.5}
15.0	219	198	0.071	5.98
16.0	220	196	0.070	5.56
17.0	220	194	0.068	5.05
18.0	221	192	0.066	4.88
19.0	217	186	0.064	4.04
20.0	215	183	0.062	3.74



La velocità delle onde sismiche viene ricondotta ad un valore Vs1, ovvero ad un valore normalizzato ad una tensione efficace p_a = 100 kPa attraverso la:

$$V_{S1} = C_V \cdot V_S = V_S \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0.25}$$

$$\text{RAPP. TENSIONALE CICLICO } CSR = \tau_{\text{media}} / \sigma' = 0.65 \cdot (a_{\text{max}} / g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v) \cdot r_d$$

a_{max} = accelerazione di picco al piano campagna

g = accelerazione di gravità

σ_v/σ'_v = tensione totale ed efficace nel sottosuolo

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità d'interesse che tiene conto della deformabilità del sottosuolo

$$\text{COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE } F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$$

$$\text{CSR riferito ad terremoto di magnitudo 7.5 } (CSR)_{M=7.5} = (CSR)_M / MSF$$

fattore di scala per la magnitudo MSF = 6.9 * EXP(-M/4) - 0.058

$$\text{RAPP. DI RESISTENZA CICLICA (riferito a M = 7.5) } CRR_{7.5} = 0.022 \cdot (V_{S1} / 100)^2 + 2.8 \cdot (1 / (V_{S1}^* - V_{S1}) - 1 / V_{S1}^*)$$

Modifica sostanziale A.I.A. "Crispa".

25

Progetto nuovo assetto impiantistico "Polo Crispa" sito in Via Gran Linea 1A, nel Comune di Jolanda di Savoia (FE).

Relazione Geologia e Geotecnica

Utilizzando quindi le velocità V_s misurate e supponendo una percentuale di limo e/o argilla compresa tra il 5% ed il 35%, nonché una magnitudo di riferimento $M= 6.14$, è stato calcolato il coefficiente di sicurezza (previa una “normalizzazione” dei dati ottenuti per riportarli alla magnitudo di riferimento): $F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$ dove:

$CRR_{7.5}$ = rapporto di resistenza ciclica (per $M= 7.5$)

$CSR_{7.5}$ = rapporto di tensione ciclica (per $M= 7.5$)

I risultati ottenuti (vedere grafico e tabella alla pagina precedente) indicano sempre valori di $F_s > 1$ e di conseguenza si possono escludere rischi legati a fenomeni di liquefazione.

5. PROGRAMMA DELLE VERIFICHE

Per le verifiche dei vari lotti, modificati dal progetto in esame, verranno analizzate nel dettaglio le nuove configurazioni nei riguardi della capacità portante dei terreni in funzione dei nuovi carichi agenti, oltre alle verifiche di stabilità degli argini, venutesi a modificare con le nuove altezze, introducendo il coefficiente sismico per la zona di appartenenza.

Il nuovo pacchetto di copertura, rappresentato nel dettaglio nella figura 2, sarà costituito:
25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/mc;
75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/mc;
con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/mc).

Il peso dei rifiuti abbancati viene considerato pari 0,8 t/mc (7,84 kN/mc).

5.1 Verifiche di sicurezza sui carichi (SLU)

In virtù dell'entrata in vigore delle NTC 2008, le verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza (SLU), in accordo con i Progettisti, verranno eseguite tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

NTC 2008 Approccio 1	Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
	Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

5.2 Verifiche di stabilità degli argini

Per le verifiche di stabilità degli argini perimetrali sono stati utilizzati metodi di analisi che prevedono l'uso di soluzioni analitiche (di Bishop, di Janbu, di Morgenstern e Price, etc.) basate sull'ipotesi che lo scivolamento potenziale avvenga su superfici continue e curvilinee e che la struttura in esame sia suddivisa in conci verticali, a ciascuno dei quali, note le caratteristiche geometriche, vengono attribuiti gli appropriati parametri fisico-meccanici.

Questi metodi prendono in considerazione un insieme di superfici di possibile scivolamento nel corpo delle strutture ricercando, fra esse, quella a cui corrisponde il minor fattore di sicurezza.

Risulta quindi di fondamentale importanza la determinazione dei parametri geotecnici di resistenza.

5.2.1 Metodo di calcolo utilizzato

La procedura di calcolo utilizzata per analizzare la stabilità del pendio si basa sul metodo dell'equilibrio limite, che studia la stabilità sulla base del rapporto fra la resistenza disponibile e quella effettivamente mobilitata lungo una determinata superficie di rottura per controbilanciare le forze destabilizzanti (carichi).

Il valore del rapporto deve risultare superiore all'unità sia per effetto dei carichi permanenti che temporanei.

Il fattore di sicurezza si suppone costante lungo la superficie di scivolamento e si determina imponendo condizioni di equilibrio globale.

Tra i vari metodi di calcolo, in questa sede è stato utilizzato il metodo di ***Bishop semplificato***, che non è altro che una semplificazione del metodo completo, ed è applicabile a superfici di scorrimento a direttrici circolari in pendii sia omogenei che stratificati.

L'ammasso di terra compreso tra la superficie di scivolamento ed il profilo viene come già detto, suddiviso in strisce verticali (*conci*), per ciascuna delle quali si ammette che la risultante delle forze tangenziali agenti sulle superfici laterali sia diversa da 0.

Il fattore di sicurezza è dato da:

$$F_s = \frac{\sum [cb + (W - ub)tg\varphi]}{\sum W \cdot \sin\alpha} \quad \text{con} \quad ma = \cos\alpha \frac{(1 + tg\alpha \cdot tg\varphi)}{FS1}$$

dove:

c = coesione apparente

u = pressione dei pori

b = larghezza concio

φ = angolo di attrito

W = peso del concio

α = angolo fra base concio e orizzontale

Si procede quindi assumendo il primo fattore di sicurezza FS1, calcolando FS, e modificandoli poi iterativamente fino ad ottenerli uguali. L'analisi è stata eseguita mediante programma di calcolo su PC, con restituzione grafica della sezione analizzata visualizzando a colori i cerchi di rottura più probabili, e stampa dei risultati.

5.2.2 Definizione del problema

Per ciascuna sezione da analizzare è stato quindi necessario definire:

1. il profilo topografico;
2. la stratigrafia fino a un massimo di 6 strati, con superfici di separazione di forma qualsiasi;
3. le proprietà geotecniche: peso di volume, peso di volume saturo, coesione e angolo di attrito;
4. la superficie della falda.
5. la zona di appartenenza sulla base della nuova normativa sismica.

In fase di calcolo sono stati poi definiti altri parametri come, la superficie di rottura più probabile, la rete dei centri dei cerchi oppure le coordinate dei punti di monte e di valle, la larghezza dei conci, il raggio dei cerchi, ecc.

E' evidente che tanto maggiore sarà l'incertezza con la quale si riescono a definire i suddetti parametri tanto maggiore dovrà essere il fattore di sicurezza accettabile. Nel caso specifico il fattore di sicurezza determina la possibile geometria del rilevato, in quanto a parità delle altre condizioni, occorrerà realizzare un rilevato di geometria tale che il fattore di sicurezza rientri entro i limiti prefissati.

Avendo determinato con sufficiente dettaglio i parametri della resistenza al taglio dei terreni naturali, viene considerato sufficiente un fattore di sicurezza $F_s \geq 1.3$ per le superfici ipotizzate che attraversano e si sviluppano prevalentemente nel substrato. Dovrà essere, invece, almeno $F_s \geq 1.5$ per le superfici che interessano prevalentemente l'ammasso di rifiuti per il quale i valori dei parametri sono stati tratti da bibliografia tecnica.

Per le verifiche di stabilità degli argini, si è scelto di utilizzare $a_g = 0,21$ (NTC 2005 Punto 3.2.2.3, per le opere in *classe II* con vita utile di 100 anni), più cautelativo rispetto alle NTC 2008 e all'Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000, dove risulta $a_{max}: S * a_{refg} = 1,80 * 0,080g = 0,144g$.

5.2.3 Criteri utilizzati nella definizione delle sezioni da analizzare

Per le verifiche in esame, in corrispondenza degli argini perimetrali, laddove variati, sono state considerate le varie sezioni, a suo tempo realizzate secondo i dati di progetto.

Alla definizione della stratigrafia del sottosuolo, si è giunti mediante analisi dettagliata dei profili geologici, elaborati in funzione delle conoscenze acquisite mediante le indagini svolte in situ, per ciascun lotto; laddove le analisi sono risultate scarse o non conosciute, sono stati utilizzati i dati e i parametri geotecnici estrapolati dai lotti confinanti.

I parametri geotecnici attribuiti sono stati definiti attraverso i risultati ottenuti direttamente dalle analisi di laboratorio effettuate sui campioni indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi, prevedendo nelle verifiche sia le condizioni a breve termine, che quelle a lungo termine.

Anche al rilevato di contenimento, laddove realizzato in terra armata, al fine del calcolo, è stato necessario attribuire i parametri geotecnici di una terra (c , φ e γ).

Per esso si sono ipotizzati valori che generalmente competono a rilevati in terra opportunamente compattati. Le terre armate infatti garantiscono, analoghe o superiori caratteristiche di resistenza del rilevato, se realizzate rispettando le specifiche tecniche di costruzione.

Pertanto il rispetto delle specifiche progettuali dovrà essere verificato durante le varie fasi di costruzione e di collaudo dell'intera opera.

Per quanto riguarda i rifiuti, in mancanza di determinazioni dirette degli analoghi parametri meccanici che il programma di calcolo richiede, si sono dovuti assumere valori plausibili nelle ipotesi di progetto, estratti da dati bibliografici, "*Misure geotecniche nelle discariche*" di O. Del Greco, Dipartimento di Georisorse e Territorio del Politecnico di Torino.

La scelta dei parametri costituisce comunque un problema delicato a causa dell'inevitabile approssimazione dei valori.

Molti sono infatti i fattori che determinano la notevole dispersione dei valori dei parametri geotecnici da attribuire ad un rilevato costituito da rifiuti: la grande eterogeneità e variabilità della

composizione, la distribuzione dimensionale degli elementi, il contenuto d'acqua, la variazione nel tempo dovuta ai fenomeni di compattazione e decomposizione.

Nella pagina seguente vengono evidenziati tutti i punti di verifica per le analisi di stabilità degli argini perimetrali e per le verifiche di sicurezza dei vari lotti.

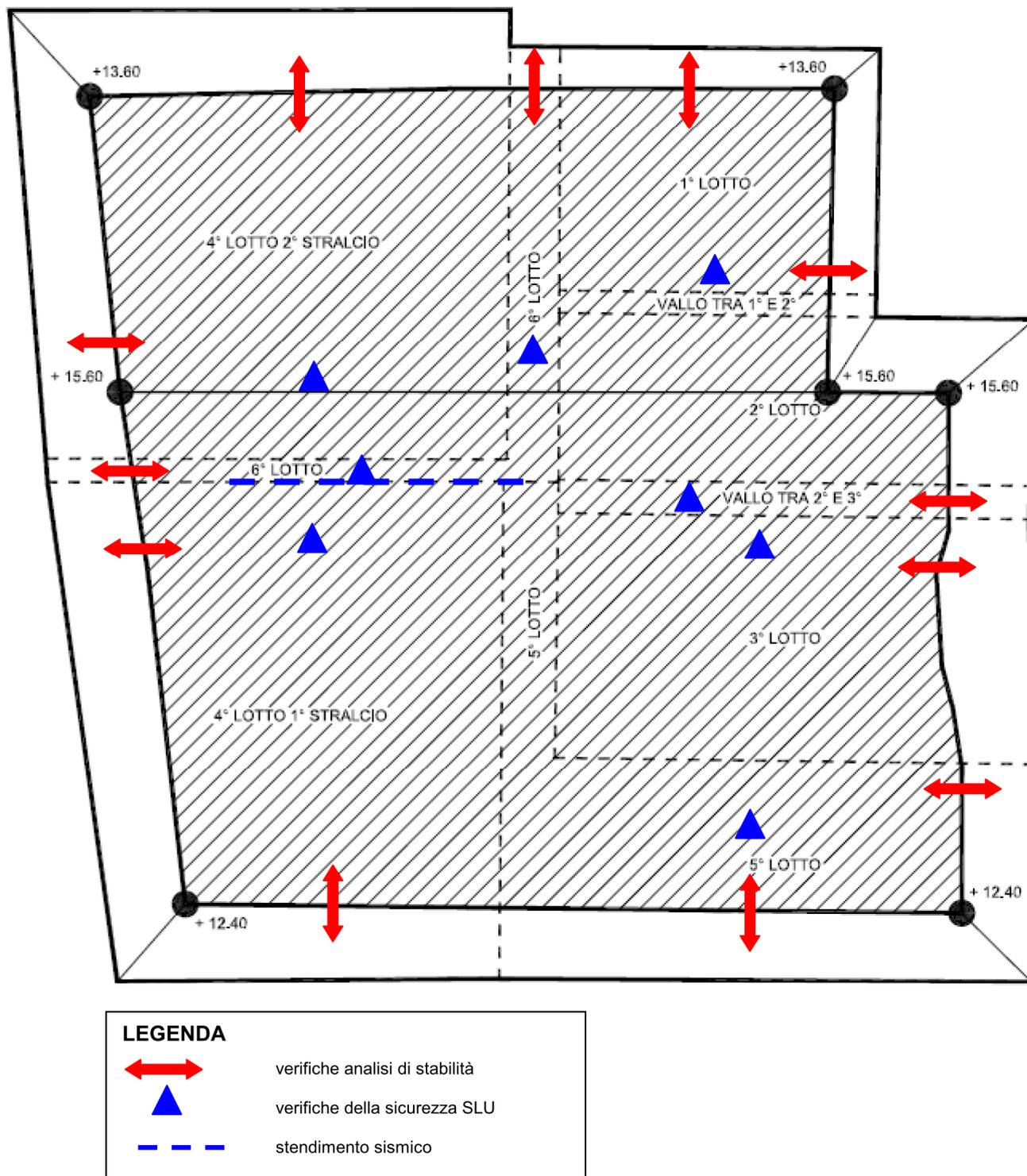


Figura 4 Distribuzione dei vari lotti del polo "Crispa", con indicazione delle analisi eseguite

6. IV° LOTTO (I° STRALCIO)

In virtù dell'entrata in vigore delle NTC 2008, le **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi** di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$Rd = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_{\gamma} * b_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma})$$

$$Ed = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_{ϕ}	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_k	γ_{γ}	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate) per $c'_k = 4 \text{ ton/mq}$, carico verticale centrato, base piana della fondazione e poiché il bulbo d'influenza si sviluppa all'interno di terreni coesivi, quindi per $\varphi = 0^\circ$, si ottiene:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5,7$$

$$N_\gamma = 0$$

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c * N_c * s_c + q * N_q * s_q)$$

$$R_d = (39,23 * 5,7 * 1,3)$$

$$R_d = 290,69 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

dove

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del IV° lotto (I° stralcio), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 14,50 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 13,50 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$)

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 13,50 * 1,3 + 11,87 * 1 * 1,3 + 1,00 * 1,5 = (137,59 + 15,43) + (1,5) = 154,52 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$154,52 \leq 290,69$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R2)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1,8$		

Il calcolo della **resistenza di progetto R_d** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, per $c'_k = 4$ ton/mq, carico verticale centrato, base piana della fondazione e considerando cautelativamente $\phi' = 0^\circ$.

La formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + q * N_q * s_q)$$

$$R_d = (39,23/1,25 * 5,7 * 1,3)$$

$$R_d = 232,55 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione E_d** , viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_Q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del IV° lotto (I° stralcio) punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 14,50 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 13,50 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$)

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 \cdot 13,50 \cdot 1,0 + 11,87 \cdot 1 \cdot 1,0 + 1,00 \cdot 1,3 = (105,84 + 11,87) + (1,3) = 119,01 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$119,01 \leq \frac{232,55}{1,8}$$

$$119,01 \leq 129,19$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica di stabilità degli argini perimetrali

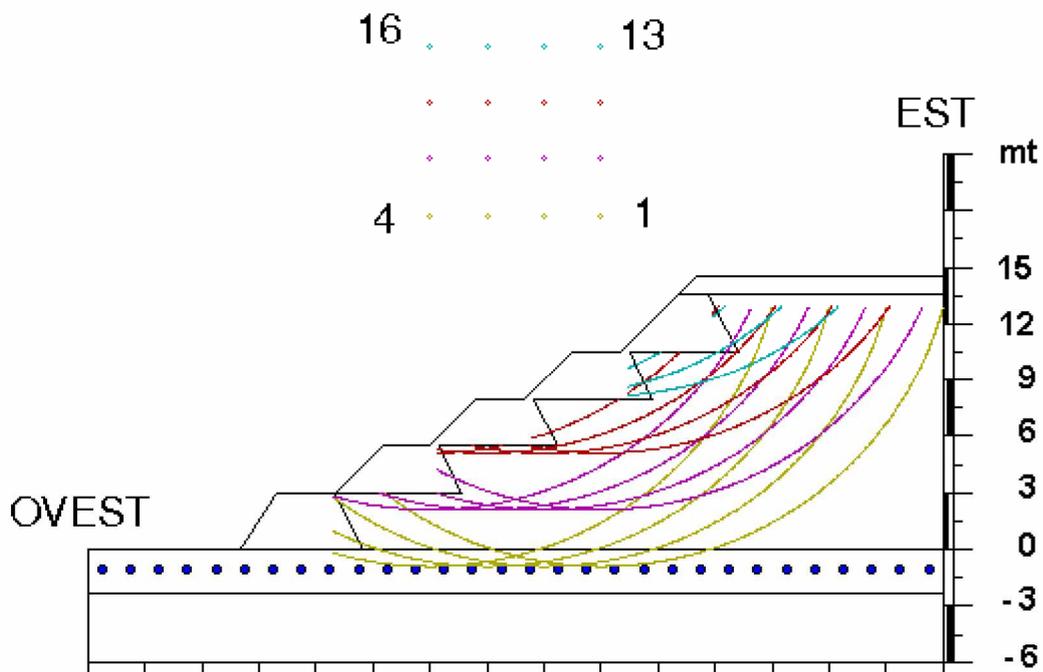
In virtù della nuova configurazione, anche gli argini laterali di contenimento, laddove variati in altezza, sono stati oggetto di nuove verifiche introducendo, inoltre, il coefficiente sismico per la zona di appartenenza.

SEZIONE ARGINE LATO OVEST (H = 14,50 metri)

Caratterizzata dalla CPT 3, dal sondaggio S5 (IV° lotto I° stralcio) e dai sondaggi S10 e S11 (IV° lotto II° stralcio), evidenzia un primo orizzonte costituito da argille plastiche limose con punti torbosi fino alla quota di -2.20 mt dal p.c., sovrastanti a terreni costituiti da argille organiche e torbe fino ad una profondità media di -5.00 metri.

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

Strato n.	Peso di volume (ton/m ³)	Peso di volume imm. (ton/m ³)	Coesione (ton/m ²)	Angolo di attrito (gradi)
Copertura	1,21	1,40	2,00	20°
Argini laterali	1,80	2,00	3,00	20°
Rifiuti	0,8	1,00	2,00	35°
Argine T.A.	2,00	2,10	5,00	40°
I° orizzonte	1,90	2,00	4,50	0°
II° orizzonte	1,40	1,50	4,90	12°
Coefficiente sismico		0,21		



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destabil.	Fs
1	18.78	18.00	24.00	147.95	70.27	2.11
2	18.78	20.00	24.00	141.89	72.71	1.95
3	18.78	22.00	24.00	133.50	70.75	1.89
4	18.78	24.00	24.00	119.03	67.80	1.76
5	18.78	18.00	26.00	123.37	57.67	2.14
6	18.78	20.00	26.00	113.90	57.76	1.97
7	18.78	22.00	26.00	103.71	55.55	1.87
8	18.78	24.00	26.00	94.51	52.00	1.82
9	18.78	18.00	28.00	98.57	43.42	2.27
10	18.78	20.00	28.00	90.29	41.92	2.15
11	18.78	22.00	28.00	77.11	39.89	1.93
12	18.78	24.00	28.00	68.98	35.58	1.94
13	18.78	18.00	30.00	66.84	29.27	2.28
14	18.78	20.00	30.00	59.27	27.29	2.17
15	18.78	22.00	30.00	51.04	24.37	2.09
16	18.78	24.00	30.00	46.97	19.90	2.36

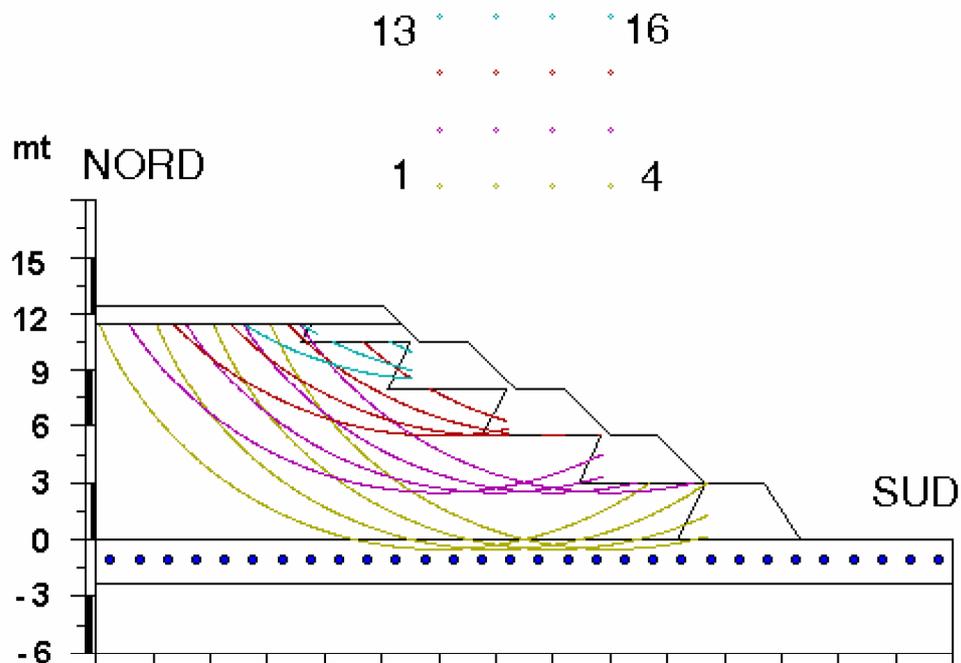
Modifica sostanziale A.I.A. "Crispa".

SEZIONE ARGINE LATO SUD (H = 12,40 metri)

Rappresentata dalla Cpt 1 e correlata con i sondaggi effettuati in corrispondenza del 3 lotto, ubicato a sud del vallo in esame, è costituita da argilla limosa e argilla plastica, con uno spessore medio che a partire dalla Cpt1 (2.60 metri), (2.40 metri in S3), si assottiglia leggermente procedendo verso ovest (2.10 metri in Cpt3); lo strato sottostante costituito da alternanze di argille torbose e livelli di torba marrone scuro, risulta pressoché continuo fino ad una profondità media di -5.00 metri (-4.60 metri in S3).

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,97</i>	<i>2,20</i>	<i>2,00</i>	<i>0°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,56</i>	<i>1,70</i>	<i>2,40</i>	<i>15°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	19.09	18.00	24.00	119.90	61.65	1.94
2	19.09	20.00	24.00	116.05	64.50	1.80
3	19.09	22.00	24.00	109.41	64.97	1.68
4	19.09	24.00	24.00	96.72	63.71	1.52
5	19.09	18.00	26.00	122.07	51.20	2.38
6	19.09	20.00	26.00	117.63	51.61	2.28
7	19.09	22.00	26.00	107.70	51.86	2.08
8	19.09	24.00	26.00	98.88	49.04	2.02
9	19.09	18.00	28.00	97.82	37.64	2.60
10	19.09	20.00	28.00	91.00	37.57	2.42
11	19.09	22.00	28.00	77.29	36.20	2.13
12	19.09	24.00	28.00	63.96	32.50	1.97
13	19.09	18.00	30.00	65.67	25.01	2.63
14	19.09	20.00	30.00	61.15	24.12	2.54
15	19.09	22.00	30.00	56.32	22.44	2.51
16	19.09	24.00	30.00	47.20	17.39	2.71

6.1 VI° LOTTO (VASCA 1)

Le **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi** di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$Rd = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)$$

$$Ed = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,15 \text{ ton/m}^2 \text{ (11,27 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 21^\circ$$

$$N_q = 7,11$$

$$N_c = 15,90$$

$$N_\gamma = 4,69$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 10,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c \cdot N_c \cdot s_c + 0.5 \cdot \gamma / \gamma_\gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma)$$

$$R_d = (11,27 \cdot 15,9 \cdot 1,3 + 0.5 \cdot 18,5 \cdot 10 \cdot 4,69 \cdot 0,7)$$

$$R_d = 232,95 + 303,67 = 536,63 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G \cdot \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del VI° lotto (vasca 1), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,00 * 1,3 + 11,87 * 1 * 1,3 + 1,00 * 1,5 = (142,68 + 15,43) + (1,5) = 159,61 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$159,61 \leq 536,63$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R2)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1,8$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,15 \text{ ton/m}^2 \text{ (11,27 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 21^\circ \quad \varphi'_k = 17^\circ$$

$$N_q = 4,78$$

$$N_c = 12,36$$

$$N_\gamma = 2,31$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B = 10,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c \cdot N_c \cdot s_c + 0.5 \cdot \gamma / \gamma_\gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma)$$

$$R_d = (9,02 \cdot 12,36 \cdot 1,3 + 0.5 \cdot 18,5 \cdot 10 \cdot 2,31 \cdot 0,7)$$

$$R_d = 144,93 + 149,57 = 294,50 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G \cdot \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

dove

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del VI° lotto (vasca 1), punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{gl} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,00 * 1,0 + 11,87 * 1 * 1,0 + 1,00 * 1,3 = (109,76 + 11,87) + (1,3) = 122,93 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$122,93 \leq \frac{294,50}{1,8}$$

$$122,93 \leq 163,61$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica di stabilità degli argini perimetrali

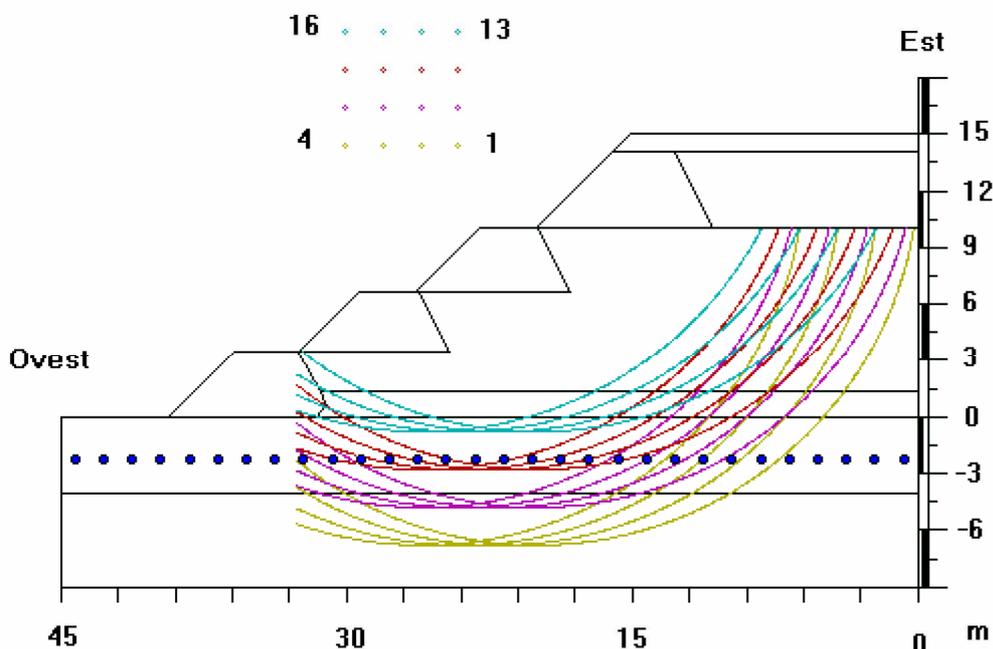
In virtù della nuova configurazione, anche gli argini laterali di contenimento, laddove variati in altezza, sono stati oggetto di nuove verifiche introducendo, inoltre, il coefficiente sismico per la zona di appartenenza.

SEZIONE ARGINE LATO OVEST (H = 15,00 metri)

Caratterizzata dal sondaggio S4, evidenza un primo orizzonte costituito da alternanze di argille debolmente limose e limi debolmente sabbiosi fino alla profondità di -4.10 dal p.c., sovrastanti a terreni costituiti da argille organiche, presenti fino agli 8.00 metri di profondità.

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,81</i>	<i>1,81</i>	<i>0,31</i>	<i>23.64°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,24</i>	<i>1,24</i>	<i>0,37</i>	<i>21.80°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	18.29	18.00	24.00	127.99	61.83	2.07
2	18.29	20.00	24.00	115.85	58.05	2.00
3	18.29	22.00	24.00	97.33	60.15	1.62
4	18.29	24.00	24.00	94.02	61.62	1.53
5	18.29	18.00	26.00	146.07	57.74	2.53
6	18.29	20.00	26.00	133.22	63.99	2.08
7	18.29	22.00	26.00	117.28	66.65	1.76
8	18.29	24.00	26.00	115.53	70.07	1.65
9	18.29	18.00	28.00	211.12	45.72	4.62
10	18.29	20.00	28.00	191.90	52.32	3.67
11	18.29	22.00	28.00	182.17	54.51	3.34
12	18.29	24.00	28.00	159.04	55.46	2.87
13	18.29	18.00	30.00	155.55	31.42	4.95
14	18.29	20.00	30.00	134.79	35.71	3.77
15	18.29	22.00	30.00	123.82	37.15	3.33
16	18.29	24.00	30.00	113.35	36.23	3.13

6.2 VI° LOTTO (VASCA 2)

Le **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi** di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$E_d \leq R_d$$

con E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$R_d = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)$$

$$E_d = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,00 \text{ ton/m}^2 \text{ (9,80 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 22^\circ$$

$$N_q = 7,82$$

$$N_c = 16,88$$

$$N_\gamma = 5,51$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 10,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (9,80 * 16,88 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 10 * 5,51 * 0,7)$$

$$R_d = 215,05 + 356,77 = 571,82 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del VI° lotto (vasca 2), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 \cdot 14,00 \cdot 1,3 + 11,87 \cdot 1 \cdot 1,3 + 1,00 \cdot 1,5 = (142,68 + 15,43) + (1,5) = 159,61 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$159,61 \leq 571,82$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA	Coefficiente parziale (R2)			
Capacità portante	$\gamma_R = 1,8$			

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,00 \text{ ton/m}^2 \text{ (9,80 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 22^\circ \quad \varphi'_k = 17,9^\circ$$

$$N_q = 5,19$$

$$N_c = 12,97$$

$$N_\gamma = 2,71$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 10,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (7,84 * 12,97 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 10 * 2,71 * 0,7)$$

$$R_d = 132,19 + 175,47 = 307,66 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

dove

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del VI° lotto (vasca 2), punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,00 * 1,0 + 11,87 * 1 * 1,0 + 1,00 * 1,3 = (109,76 + 11,87) + (1,3) = 122,93 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$122,93 \leq \frac{307,66}{1,8}$$

$$122,93 \leq 170,92$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica di stabilità degli argini perimetrali

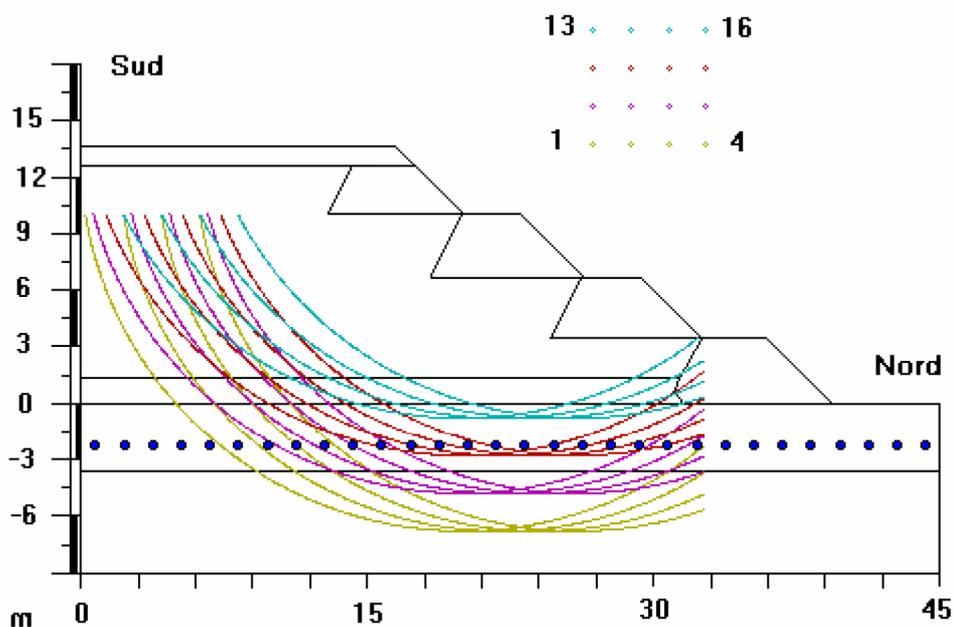
SEZIONE ARGINE LATO NORD (H = 13,60 metri)

Rappresentata dal sondaggio S2, è costituita da un primo orizzonte costituito da argilla plastica con punti torbosi, con uno spessore medio di circa 3.60 metri, seguita da un secondo orizzonte caratterizzato da argille organiche e livelli torbosi che presenta uno spessore di circa 4.40 metri.

Nella sezione considerata, vengono attribuiti i seguenti parametri geotecnici:

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,85</i>	<i>1,85</i>	<i>0,11</i>	<i>24.84°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,36</i>	<i>1,36</i>	<i>0,26</i>	<i>20,56°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	18.41	18.00	24.00	151.43	59.14	2.56
2	18.41	20.00	24.00	127.31	57.93	2.20
3	18.41	22.00	24.00	109.44	62.39	1.75
4	18.41	24.00	24.00	105.35	61.49	1.71
5	18.41	18.00	26.00	244.79	47.67	5.13
6	18.41	20.00	26.00	225.82	57.14	3.95
7	18.41	22.00	26.00	224.56	62.72	3.58
8	18.41	24.00	26.00	215.14	66.77	3.22
9	18.41	18.00	28.00	205.70	35.59	5.78
10	18.41	20.00	28.00	188.91	42.65	4.43
11	18.41	22.00	28.00	177.32	48.49	3.66
12	18.41	24.00	28.00	167.72	49.77	3.37
13	18.41	18.00	30.00	155.53	24.10	6.45
14	18.41	20.00	30.00	142.72	27.93	5.11
15	18.41	22.00	30.00	125.11	31.90	3.92
16	18.41	24.00	30.00	111.92	32.86	3.41

6.3 IV° LOTTO (II° STRALCIO)

Le verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$Rd = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)$$

$$Ed = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 2,10 \text{ ton/m}^2 \text{ (20,58 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 12.3^\circ$$

$$N_q = 3,04$$

$$N_c = 9,36$$

$$N_\gamma = 0,89$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 45,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c \cdot N_c \cdot s_c + 0.5 \cdot \gamma / \gamma_\gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma)$$

$$R_d = (20,58 \cdot 9,36 \cdot 1,3 + 0.5 \cdot 18,5 \cdot 45 \cdot 0,89 \cdot 0,7)$$

$$R_d = 250,42 + 259,32 = 509,74 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G \cdot \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del IV° lotto (II stralcio), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,60 * 1,3 + 11,87 * 1 * 1,3 + 1,00 * 1,5 = (148,80 + 15,43) + (1,5) = 165,73 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$165,73 \leq 509,74$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R2)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1,8$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 2,10 \text{ ton/m}^2 \text{ (20,58 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 12,3^\circ \quad \varphi'_k = 9,89^\circ$$

$$N_q = 2,46$$

$$N_c = 8,37$$

$$N_\gamma = 0,51$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 45,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (7,84 * 8,37 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 45 * 0,51 * 0,7)$$

$$R_d = 85,31 + 148,60 = 233,91 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del IV° lotto (II stralcio), punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,60 * 1,0 + 11,87 * 1 * 1,0 + 1,00 * 1,3 = (114,46 + 11,87) + (1,3) = 127,63 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$127,63 \leq \frac{233,91}{1,8}$$

$$127,63 \leq 129,95$$

VERIFICA SODDISFATTA

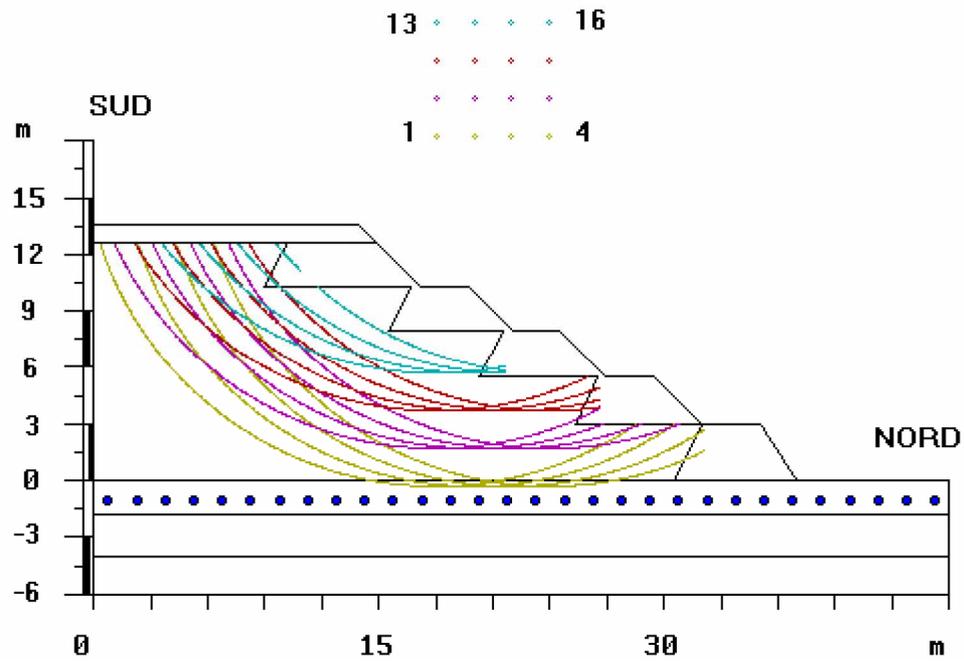
Verifica di stabilità degli argini perimetrali

SEZIONE ARGINE LATO NORD (H = 13,60 metri)

Rappresentata dai sondaggi S7 ed S8, è costituita da argilla limosa (1.80 metri in S8), che si assottiglia leggermente procedendo verso ovest (1.40 metri in corrispondenza di S7); lo strato sottostante costituito da alternanze di argille torbose e livelli di torba marrone scuro, risulta pressoché continuo fino ad una profondità media di -4.00 metri (-4.10 in S7) dal p.c.(piano campagna); nel terzo orizzonte, costituito da argille plastiche grigio azzurre, la profondità verificata raggiunge i 5.00 metri.

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,60</i>	<i>1,50</i>	<i>1,50</i>	<i>18°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,60</i>	<i>1,50</i>	<i>2,00</i>	<i>15°</i>
<i>III° orizzonte</i>	<i>1,80</i>	<i>1,00</i>	<i>3,00</i>	<i>16°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



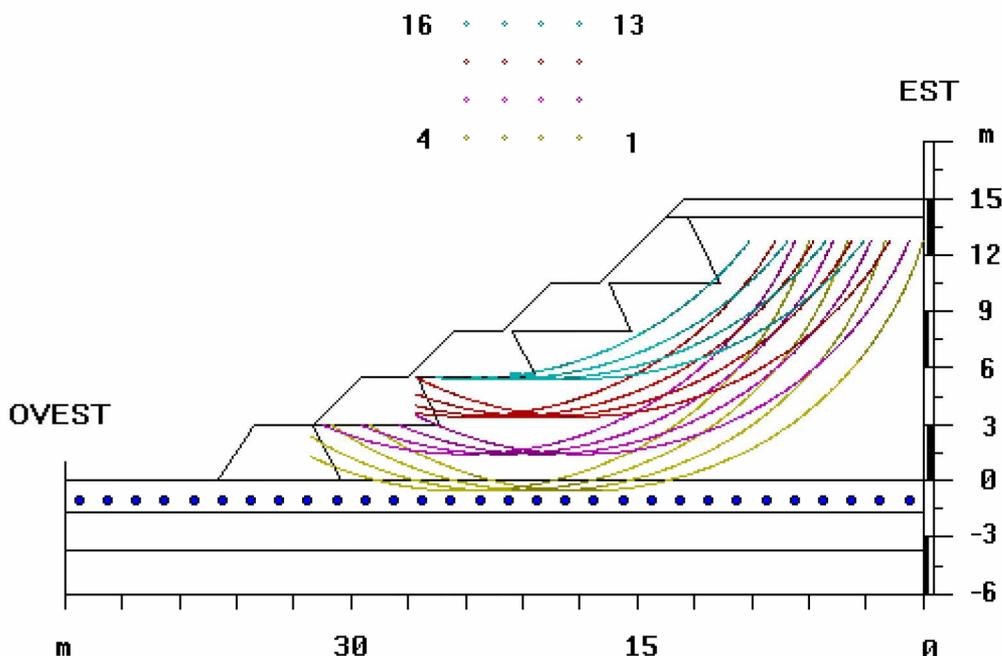
Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destabil.	Fs
1	26.16	25.00	27.50	183.60	107.62	1.71
2	26.16	27.00	27.50	175.07	113.58	1.54
3	26.16	29.00	27.50	167.74	116.46	1.44
4	26.16	31.00	27.50	158.77	115.92	1.37
5	26.16	25.00	29.50	217.83	117.17	1.86
6	26.16	27.00	29.50	199.62	108.95	1.83
7	26.16	29.00	29.50	183.92	108.10	1.70
8	26.16	31.00	29.50	171.52	104.01	1.65
9	26.16	25.00	31.50	240.33	115.89	2.07
10	26.16	27.00	31.50	221.11	111.78	1.98
11	26.16	29.00	31.50	207.09	104.55	1.98
12	26.16	31.00	31.50	189.71	97.09	1.95
13	26.16	25.00	33.50	201.20	86.64	2.32
14	26.16	27.00	33.50	183.42	81.06	2.26
15	26.16	29.00	33.50	167.76	73.92	2.27
16	26.16	31.00	33.50	143.56	62.79	2.29

SEZIONE ARGINE LATO OVEST (H = 15,00 metri)

Rappresentata dal sondaggio S5 e dal sondaggio S6, è caratterizzata nel primo orizzonte da argille plastiche alternate ad argille organiche fino ad una profondità di 1.70 metri (1.80 mt in S 6); torbe e argille organiche sono caratteristiche del secondo orizzonte raggiungendo mediamente i 3.70 metri di profondità dal p.c., per lasciare posto nel terzo orizzonte ad argille plastiche passanti a partire mediamente dai 4.30 metri di profondità ad argille limose e sabbie fini limose.

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,53</i>	<i>2,00</i>	<i>1,10</i>	<i>20°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,53</i>	<i>2,03</i>	<i>2,10</i>	<i>12°</i>
<i>III° orizzonte</i>	<i>1,70</i>	<i>1,50</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	26.16	25.00	27.50	189.29	108.18	1.75
2	26.16	27.00	27.50	178.62	114.22	1.56
3	26.16	29.00	27.50	171.01	117.28	1.46
4	26.16	31.00	27.50	161.64	116.98	1.38
5	26.16	25.00	29.50	221.80	117.09	1.89
6	26.16	27.00	29.50	205.51	108.92	1.89
7	26.16	29.00	29.50	193.71	108.14	1.79
8	26.16	31.00	29.50	179.38	104.00	1.72
9	26.16	25.00	31.50	240.33	115.89	2.07
10	26.16	27.00	31.50	221.11	111.78	1.98
11	26.16	29.00	31.50	207.09	104.55	1.98
12	26.16	31.00	31.50	189.71	97.09	1.95
13	26.16	25.00	33.50	201.20	86.64	2.32
14	26.16	27.00	33.50	183.42	81.06	2.26
15	26.16	29.00	33.50	167.76	73.92	2.27
16	26.16	31.00	33.50	143.56	62.79	2.29

6.4 V° LOTTO (VASCA I e VASCA 2)

Le verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$Rd = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)$$

$$Ed = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando la media dei parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,65 \text{ ton/m}^2 \text{ (16,17 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 18,2^\circ$$

$$N_q = 5,35$$

$$N_c = 13,23$$

$$N_\gamma = 2,87$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 20,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (16,17 * 13,23 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 20 * 2,87 * 0,7)$$

$$R_d = 278,10 + 371,66 = 649,76 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del V° lotto (Vasca I e Vasca II), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 13,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 12,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 \cdot 12,60 \cdot 1,3 + 11,87 \cdot 1 \cdot 1,3 + 1,00 \cdot 1,5 = (128,42 + 15,43) + (1,5) = 145,35 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$145,35 \leq 649,76$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R2)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1,8$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,65 \text{ ton/m}^2 \text{ (16,17 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 18,2^\circ \quad \varphi'_k = 14,73^\circ$$

$$N_q = 3,81$$

$$N_c = 10,71$$

$$N_\gamma = 1,46$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 20,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma$$

$$R_d = (16,17 * 10,71 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 20 * 1,46 * 0,7)$$

$$R_d = 225,13 + 189,07 = 414,20 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del V° lotto (Vasca I e Vasca II), punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 13,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 12,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 12,60 * 1,0 + 11,87 * 1 * 1,0 + 1,00 * 1,3 = (98,78 + 11,87) + (1,3) = 114,22 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$114,22 \leq \frac{414,20}{1,8}$$

$$114,22 \leq 230,11$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica di stabilità degli argini perimetrali

SEZIONE ARGINE LATO EST (H = 13,60 metri)

Rappresentata dal sondaggio S1, dalla Cpt1 e dati ottenuti dalle precedenti indagini, è costituita da un primo orizzonte costituito da argilla plastica con punti torbosi, con uno spessore medio di circa 1.70 metri, seguita da un secondo orizzonte caratterizzato da argille organiche e livelli torbosi che presenta uno spessore di circa 4.00 metri.

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

I° orizzonte:

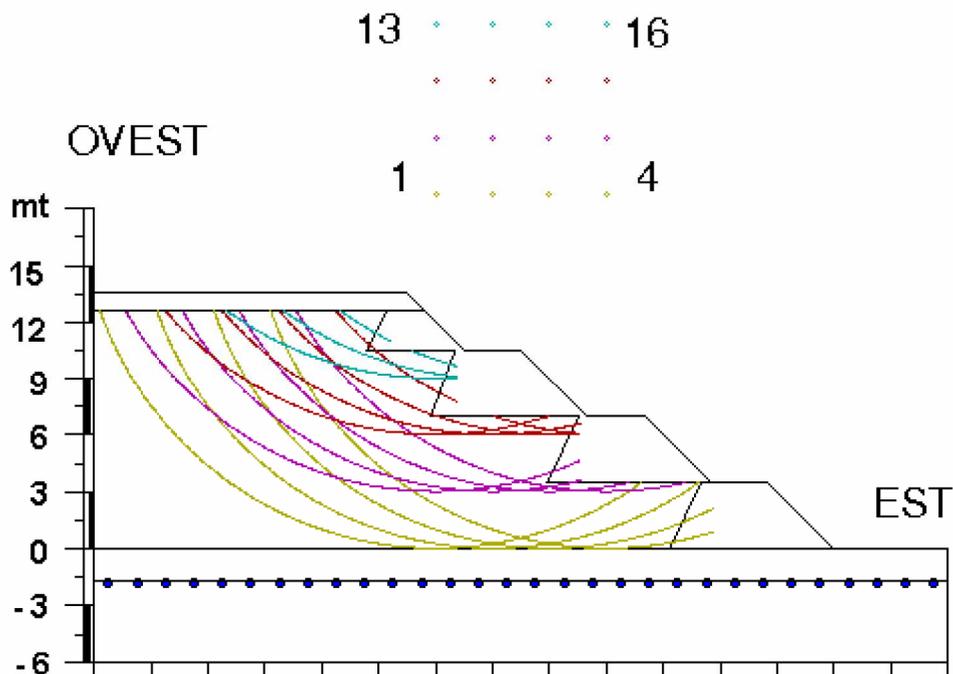
$$c' = 1.0 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.30 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.35 \text{ t/mc} \quad \varphi' = 20^\circ$$

II° orizzonte:

$$c' = 3.5 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.92 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.95 \text{ t/mc} \quad \varphi' = 20^\circ$$

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

Strato n.	Peso di volume (ton/m ³)	Peso di volume imm. (ton/m ³)	Coesione (ton/m ²)	Angolo di attrito (gradi)
Copertura	1,21	1,40	2,00	20°
Argini laterali	1,80	2,00	3,00	20°
Rifiuti	0,8	1,00	2,00	35°
Argine T.A.	2,00	2,10	5,00	40°
I° orizzonte	1,30	1,35	1,00	20°
II° orizzonte	1,92	1,95	3,50	20°
Coefficiente sismico		0,21		



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	22.41	22.00	24.00	134.90	45.42	2.97
2	22.41	24.00	24.00	115.56	51.89	2.23
3	22.41	26.00	24.00	111.45	53.27	2.09
4	22.41	28.00	24.00	109.00	55.67	1.96
5	22.41	22.00	26.00	158.49	48.31	3.28
6	22.41	24.00	26.00	158.68	49.92	3.18
7	22.41	26.00	26.00	125.43	60.01	2.09
8	22.41	28.00	26.00	110.11	66.12	1.67
9	22.41	22.00	28.00	136.00	58.19	2.34
10	22.41	24.00	28.00	151.73	56.38	2.69
11	22.41	26.00	28.00	164.75	64.92	2.54
12	22.41	28.00	28.00	153.15	59.32	2.58
13	22.41	22.00	30.00	222.84	59.67	3.73
14	22.41	24.00	30.00	204.89	64.53	3.18
15	22.41	26.00	30.00	192.85	65.99	2.92
16	22.41	28.00	30.00	189.93	67.59	2.81

SEZIONE ARGINE LATO SUD (H = 12,40 metri)

Caratterizzata dai sondaggi S3 ed S4, evidenza un primo orizzonte costituito da alternanze di argille debolmente limose e argille plastiche con punti torbosi fino alla profondità di -2.00 dal p.c., sovrastanti a terreni costituiti da argille organiche, argille limose e sottili livelli di limi sabbiosi (tra -3.10 e -3.70 in S3).

I parametri geotecnici attribuiti alla sezione di riferimento, risultano i seguenti:

I° orizzonte:

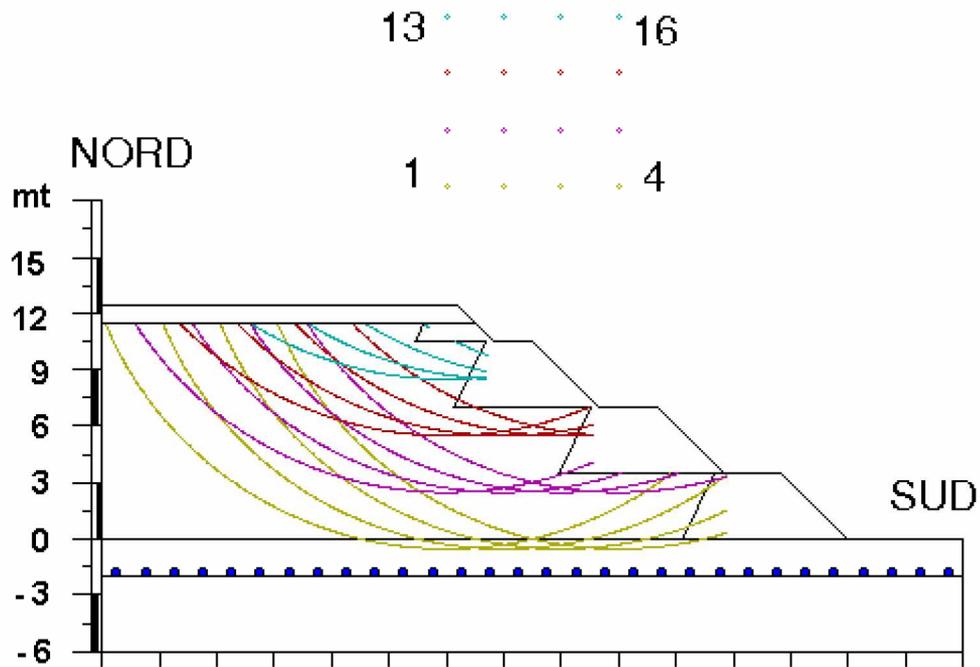
$$c' = 2.0 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.30 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.35 \text{ t/mc} \quad \phi' = 15^\circ$$

II° orizzonte:

$$c' = 1.5 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.31 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.32 \text{ t/mc} \quad \phi' = 18^\circ$$

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,30</i>	<i>1,35</i>	<i>2,00</i>	<i>15°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,31</i>	<i>1,32</i>	<i>1,50</i>	<i>18°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	22.41	22.00	24.00	153.06	45.34	3.38
2	22.41	24.00	24.00	134.82	51.86	2.60
3	22.41	26.00	24.00	129.84	53.24	2.44
4	22.41	28.00	24.00	128.20	55.67	2.30
5	22.41	22.00	26.00	172.30	48.31	3.57
6	22.41	24.00	26.00	171.66	49.92	3.44
7	22.41	26.00	26.00	140.96	60.03	2.35
8	22.41	28.00	26.00	126.80	66.12	1.92
9	22.41	22.00	28.00	147.66	58.19	2.54
10	22.41	24.00	28.00	162.13	56.38	2.88
11	22.41	26.00	28.00	174.11	64.92	2.68
12	22.41	28.00	28.00	160.85	59.32	2.71
13	22.41	22.00	30.00	222.84	59.67	3.73
14	22.41	24.00	30.00	204.89	64.53	3.18
15	22.41	26.00	30.00	192.85	65.99	2.92
16	22.41	28.00	30.00	189.93	67.59	2.81

6.5 III° LOTTO

Le **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi** di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$Rd = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)$$

$$Ed = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando la media dei parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 2,00 \text{ ton/m}^2 \text{ (19,60 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 15^\circ$$

$$N_q = 3,94$$

$$N_c = 10,97$$

$$N_\gamma = 1,59$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 20,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma$$

$$R_d = (19,60 * 10,97 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 20 * 1,59 * 0,7)$$

$$R_d = 279,51 + 205,90 = 485,41 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del III° lotto, nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 14,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 13,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 \cdot 13,60 \cdot 1,3 + 11,87 \cdot 1 \cdot 1,3 + 1,00 \cdot 1,5 = (138,61 + 15,43) + (1,5) = 155,54 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$155,54 \leq 485,41$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R2)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1,8$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 2,00 \text{ ton/m}^2 \text{ (19,60 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 15^\circ \quad \varphi'_k = 10,13^\circ$$

$$N_q = 2,48$$

$$N_c = 8,29$$

$$N_\gamma = 0,53$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 20,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (19,60 * 8,29 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 20 * 0,53 * 0,7)$$

$$R_d = 211,23 + 68,63 = 279,87 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del V° lotto (Vasca I e Vasca II), punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 14,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 13,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 13,60 * 1,0 + 11,87 * 1 * 1,0 + 1,00 * 1,3 = (106,62 + 11,87) + (1,3) = 119,79 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$119,79 \leq \frac{279,87}{1,8}$$

$$119,79 \leq 155,48$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica di stabilità degli argini perimetrali

SEZIONE ARGINE LATO EST (H = 14,60 metri)

Per la rappresentazione del sottosuolo si è adottato il modello che si è venuto a delineare dall'insieme dei dati raccolti che risulta costituito da due strati, separati da una superficie orizzontale posta a -3 metri, con caratteristiche geomeccaniche differenziate .

Il primo mezzo è rappresentato litologicamente da limi argillosi e/o argille limose passanti verso il basso ad argille torbose, mentre il secondo orizzonte caratterizzato da argille plastiche e livelli torbosi.

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

I° orizzonte:

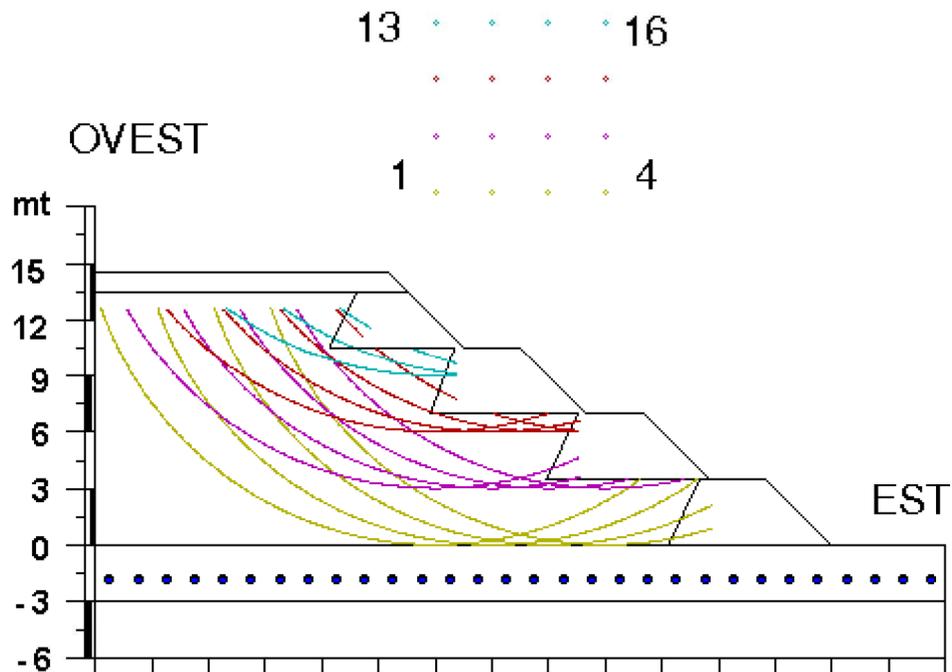
$$c = 4 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.9 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.95 \text{ t/mc} \quad \varphi = 17^\circ$$

II° orizzonte:

$$c = 2 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.5 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.65 \text{ t/mc} \quad \varphi = 15^\circ$$

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,90</i>	<i>1,95</i>	<i>4,00</i>	<i>17°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,50</i>	<i>1,65</i>	<i>2,00</i>	<i>15°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	18.49	18.00	22.00	174.64	93.80	1.86
2	18.49	20.00	22.00	152.90	92.36	1.66
3	18.49	22.00	22.00	136.12	98.32	1.38
4	18.49	24.00	22.00	127.53	87.47	1.46
5	18.49	18.00	24.00	200.51	86.95	2.31
6	18.49	20.00	24.00	170.67	85.18	2.00
7	18.49	22.00	24.00	159.11	77.55	2.05
8	18.49	24.00	24.00	128.38	68.02	1.89
9	18.49	18.00	26.00	157.81	69.50	2.27
10	18.49	20.00	26.00	145.37	60.74	2.39
11	18.49	22.00	26.00	120.54	53.89	2.24
12	18.49	24.00	26.00	109.87	45.17	2.43
13	18.49	18.00	28.00	118.54	47.55	2.49
14	18.49	20.00	28.00	108.47	41.20	2.63
15	18.49	22.00	28.00	87.98	33.88	2.60
16	18.49	24.00	28.00	77.95	25.67	3.04

6.6 VALLO fra II° e III° LOTTO

Le **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi** di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$Rd = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)$$

$$Ed = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando la media dei parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 2,50 \text{ ton/m}^2 \text{ (24,50 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 17^\circ$$

$$N_q = 4,78$$

$$N_c = 12,36$$

$$N_\gamma = 2,31$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 15,50 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (24,50 * 12,36 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 15,50 * 2,31 * 0,7)$$

$$R_d = 393,67 + 231,84 = 625,51 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

dove

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del vallo compreso tra II° e III° lotto, nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 \cdot 14,00 \cdot 1,3 + 11,87 \cdot 1 \cdot 1,3 + 1,00 \cdot 1,5 = (142,68 + 15,43) + (1,5) = 159,61 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$159,61 \leq 625,51$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R2)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1,8$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 2,50 \text{ ton/m}^2 \text{ (24,50 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 17^\circ \quad \varphi'_k = 13,74^\circ$$

$$N_q = 3,50$$

$$N_c = 10,22$$

$$N_\gamma = 1,22$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 20,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma$$

$$R_d = (24,50 * 10,22 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 20,00 * 1,22 * 0,7)$$

$$R_d = 325,51 + 122,44 = 447,95 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del III° lotto, nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,00 * 1,0 + 11,87 * 1 * 1,0 + 1,00 * 1,3 = (109,76 + 11,87) + (1,3) = 122,93 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$122,93 \leq \frac{447,95}{1,8}$$

$$122,93 \leq 248,86$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica di stabilità degli argini perimetrali

SEZIONE ARGINE LATO EST (H = 15,00 metri)

Rappresentata dalla Cpt 1 e correlata con i sondaggi effettuati in corrispondenza del 3 lotto, ubicato a sud del vallo in esame, è costituita da argilla limosa e argilla plastica, con uno spessore medio che a partire dalla Cpt1 (2.60 metri), (2.40 metri in S3), si assottiglia leggermente procedendo verso ovest (2.10 metri in Cpt3); lo strato sottostante costituito da alternanze di argille torbose e livelli di torba marrone scuro, risulta pressoché continuo fino ad una profondità media di -5.00 metri (-4.60 metri in S3).

Nella sezione di riferimento, vengono attribuiti agli orizzonti descritti i seguenti parametri geotecnici:

I° orizzonte:

$$c' = 2.0 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.80 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.00 \text{ t/mc} \quad \varphi' = 15^\circ$$

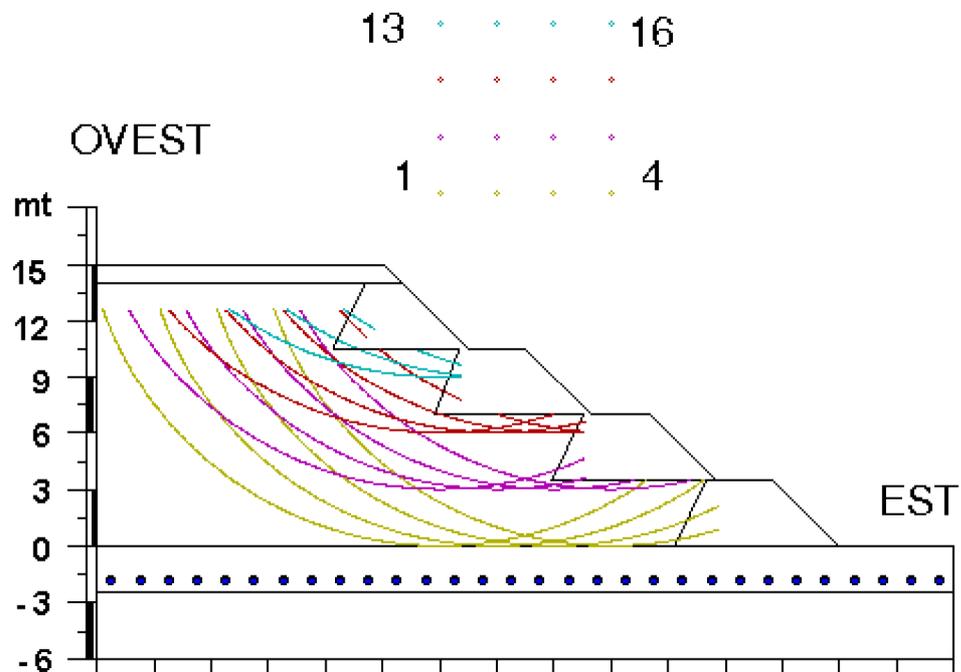
II° orizzonte:

$$c' = 3.0 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.80 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.10 \text{ t/mc} \quad \varphi' = 17^\circ$$

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,80</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>15°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,80</i>	<i>1,10</i>	<i>3,00</i>	<i>17°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	

SEZIONE TRASVERSALE AL LATO EST



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	18.73	18.00	22.00	119.19	85.31	1.40
2	18.73	20.00	22.00	112.01	80.36	1.39
3	18.73	22.00	22.00	100.68	67.44	1.49
4	18.73	24.00	22.00	91.89	52.51	1.75
5	18.73	18.00	24.00	141.05	78.66	1.79
6	18.73	20.00	24.00	119.75	68.32	1.75
7	18.73	22.00	24.00	95.81	54.75	1.75
8	18.73	24.00	24.00	77.60	35.17	2.21
9	18.73	18.00	26.00	112.69	52.84	2.13
10	18.73	20.00	26.00	92.27	42.00	2.20
11	18.73	22.00	26.00	74.29	25.80	2.88
12	18.73	24.00	26.00	60.39	12.77	4.73
13	18.73	18.00	28.00	67.69	28.80	2.35
14	18.73	20.00	28.00	52.93	17.14	3.09
15	18.73	22.00	28.00	40.22	6.87	5.86
16	18.73	24.00	28.00	19.95	4.16	4.80

6.7 I° LOTTO, VALLO fra I° e II° LOTTO, II° LOTTO

In questo caso, le condizioni più critiche competono al I° lotto, dove la verifica viene fatta considerando un'altezza dell'intero ammasso pari a 15.00 metri.

A tale riguardo va ricordato che attualmente l'altezza del I° lotto è pari a circa 17.00metri, quindi decisamente superiore di circa 2.00 metri rispetto a quanto risulterà dopo il capping definitivo.

Le verifiche di sicurezza vengono effettuate considerando i parametri geotecnici relativi al VI° lotto (vasca 2) e al Vallo fra II° e III° lotto.

Le **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi** di resistenza (SLU), vengono verificate tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

$$Rd = (c' * N_c * b_c * i_c + q * N_q * b_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)$$

$$Ed = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

NTC 2008 Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 1 si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche $\gamma_F = 1$

Si procede alle verifiche di progetto, utilizzando

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R1)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,00 \text{ ton/m}^2 \text{ (9,80 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 22^\circ$$

$$N_q = 7,82$$

$$N_c = 16,88$$

$$N_\gamma = 5,51$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 20,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_c * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (9,80 * 16,88 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 20 * 5,51 * 0,7)$$

$$R_d = 215,05 + 713,54 = 928,59 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del I° lotto, nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,00 * 1,3 + 11,87 * 1 * 1,3 + 1,00 * 1,5 = (142,68 + 15,43) + (1,5) = 159,61 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$159,61 \leq 928,59$$

VERIFICA SODDISFATTA

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

Nella combinazione 2 si amplificano solo le azioni variabili e solo in condizioni statiche, mentre in condizioni sismiche si riducono sia i parametri del terreno, e sia le resistenze caratteristiche.

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficient e Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0
VERIFICA		Coefficiente parziale (R2)		
Capacità portante		$\gamma_R = 1,8$		

Il calcolo della **resistenza di progetto Rd** viene effettuata in condizioni a lungo termine (condizioni drenate), utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini svolte sul lotto in oggetto, considerando carico verticale centrato e base piana della fondazione:

$$c' = 1,00 \text{ ton/m}^2 \text{ (9,80 kN/m}^2\text{)}$$

$$\varphi' = 22^\circ \quad \varphi'_k = 17,9^\circ$$

$$N_q = 5,19$$

$$N_c = 12,97$$

$$N_\gamma = 2,71$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,3$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 0,00 \text{ mt}$$

$$B' = 20,00 \text{ mt}$$

la formula generale risulta

$$R_d = (c'/\gamma_{c'} * N_c * s_c + 0.5 * \gamma / \gamma_\gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma)$$

$$R_d = (7,84 * 12,97 * 1,3 + 0.5 * 18,5 * 20 * 2,71 * 0,7)$$

$$R_d = 132,19 + 350,94 = 483,13 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo del **valore di progetto dell'azione Ed**, viene eseguito con la relazione:

$$E_d = (G * \gamma_{G1} + Q \gamma_q)$$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. 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	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

dove

G = carico permanente

Q = carico accidentale (neve per zona II, Ferrara $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del VI° lotto (vasca 2), punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = (G \cdot \gamma_{g1} + Q \gamma_q)$$

$$Ed = 7,84 * 14,00 * 1,0 + 11,87 * 1 * 1,0 + 1,00 * 1,3 = (109,76 + 11,87) + (1,3) = 122,93 \text{ kN/m}^3$$

$$Ed \leq \frac{Rd}{\gamma_R}$$

$$122,93 \leq \frac{483,13}{1,8}$$

$$122,93 \leq 268,40$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica di stabilità degli argini perimetrali

SEZIONE ARGINE LATO EST (H = 15,00 metri)

Rappresentata dalla Cpt 1 e correlata con i sondaggi effettuati in corrispondenza del vallo fra II° e III° lotto, ubicato a sud del vallo in esame, è costituita da argilla limosa e argilla plastica, con uno spessore medio che a partire dalla Cpt1 (2.60 metri), (2.40 metri in S3), si assottiglia leggermente procedendo verso ovest (2.10 metri in Cpt3); lo strato sottostante costituito da alternanze di argille torbose e livelli di torba marrone scuro, risulta pressoché continuo fino ad una profondità media di -5.00 metri (-4.60 metri in S3).

Nella sezione di riferimento, vengono attribuiti agli orizzonti descritti i seguenti parametri geotecnici:

I° orizzonte:

$$c' = 2.0 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.80 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.00 \text{ t/mc} \quad \varphi' = 15^\circ$$

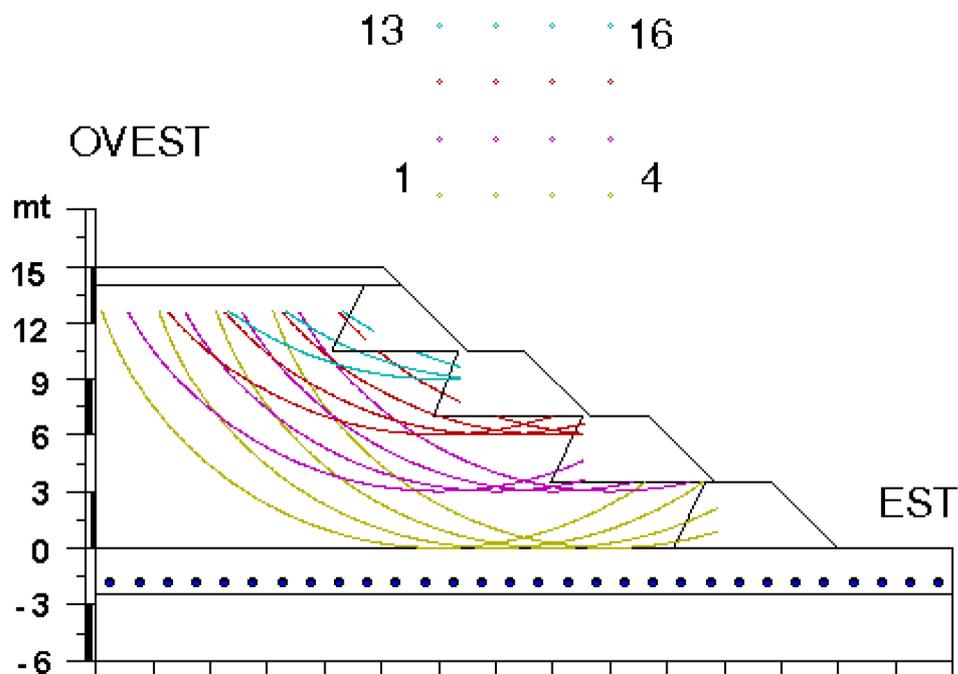
II° orizzonte:

$$c' = 3.0 \text{ t/mq} \quad \gamma = 1.80 \text{ t/mc} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.10 \text{ t/mc} \quad \varphi' = 17^\circ$$

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,80</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>15°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,80</i>	<i>1,10</i>	<i>3,00</i>	<i>17°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	

SEZIONE TRASVERSALE AL LATO EST



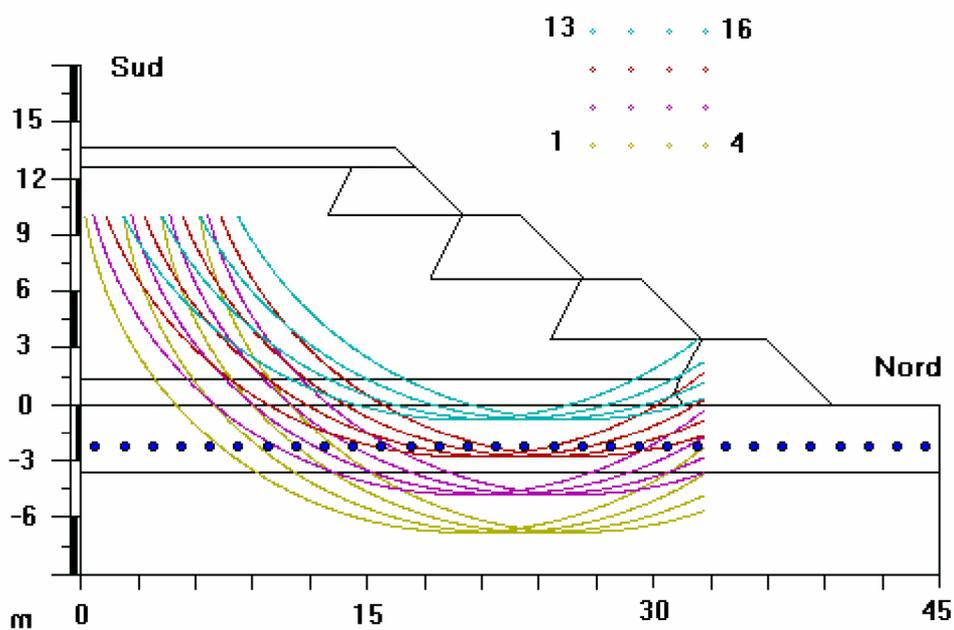
Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	18.73	18.00	22.00	119.19	85.31	1.40
2	18.73	20.00	22.00	112.01	80.36	1.39
3	18.73	22.00	22.00	100.68	67.44	1.49
4	18.73	24.00	22.00	91.89	52.51	1.75
5	18.73	18.00	24.00	141.05	78.66	1.79
6	18.73	20.00	24.00	119.75	68.32	1.75
7	18.73	22.00	24.00	95.81	54.75	1.75
8	18.73	24.00	24.00	77.60	35.17	2.21
9	18.73	18.00	26.00	112.69	52.84	2.13
10	18.73	20.00	26.00	92.27	42.00	2.20
11	18.73	22.00	26.00	74.29	25.80	2.88
12	18.73	24.00	26.00	60.39	12.77	4.73
13	18.73	18.00	28.00	67.69	28.80	2.35
14	18.73	20.00	28.00	52.93	17.14	3.09
15	18.73	22.00	28.00	40.22	6.87	5.86
16	18.73	24.00	28.00	19.95	4.16	4.80

SEZIONE ARGINE LATO NORD (H = 13,60 metri)

Rappresentata dai parametri ottenuti dal VI° lotto (vasca 2), è costituita da un primo orizzonte costituito da argilla plastica con punti torbosi, con uno spessore medio di circa 3.60 metri, seguita da un secondo orizzonte caratterizzato da argille organiche e livelli torbosi che presenta uno spessore di circa 4.40 metri.

I parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati sono rappresentati nella tabella seguente.

<i>Strato n.</i>	<i>Peso di volume (ton/m³)</i>	<i>Peso di volume imm. (ton/m³)</i>	<i>Coesione (ton/m²)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>
<i>Copertura</i>	<i>1,21</i>	<i>1,40</i>	<i>2,00</i>	<i>20°</i>
<i>Argini laterali</i>	<i>1,80</i>	<i>2,00</i>	<i>3,00</i>	<i>20°</i>
<i>Rifiuti</i>	<i>0,8</i>	<i>1,00</i>	<i>2,00</i>	<i>35°</i>
<i>Argine T.A.</i>	<i>2,00</i>	<i>2,10</i>	<i>5,00</i>	<i>40°</i>
<i>I° orizzonte</i>	<i>1,85</i>	<i>1,85</i>	<i>0,11</i>	<i>24.84°</i>
<i>II° orizzonte</i>	<i>1,36</i>	<i>1,36</i>	<i>0,26</i>	<i>20,56°</i>
<i>Coefficiente sismico</i>			<i>0,21</i>	



Cerchio N.	Raggio m	Ascissa m	Ordinata m	Forze stab.	Forze destab.	Fs
1	18.41	18.00	24.00	151.43	59.14	2.56
2	18.41	20.00	24.00	127.31	57.93	2.20
3	18.41	22.00	24.00	109.44	62.39	1.75
4	18.41	24.00	24.00	105.35	61.49	1.71
5	18.41	18.00	26.00	244.79	47.67	5.13
6	18.41	20.00	26.00	225.82	57.14	3.95
7	18.41	22.00	26.00	224.56	62.72	3.58
8	18.41	24.00	26.00	215.14	66.77	3.22
9	18.41	18.00	28.00	205.70	35.59	5.78
10	18.41	20.00	28.00	188.91	42.65	4.43
11	18.41	22.00	28.00	177.32	48.49	3.66
12	18.41	24.00	28.00	167.72	49.77	3.37
13	18.41	18.00	30.00	155.53	24.10	6.45
14	18.41	20.00	30.00	142.72	27.93	5.11
15	18.41	22.00	30.00	125.11	31.90	3.92
16	18.41	24.00	30.00	111.92	32.86	3.41

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

- Per la realizzazione del progetto del nuovo assetto impiantistico “Polo Crispa”, ubicato sulla Via Gran Linea 1A, nel Comune di Jolanda di Savoia (FE), A.R.E.A. S.p.A. gestore del polo, ha commissionato a questo studio una relazione generale di fattibilità, principalmente dal punto di vista geotecnico, che tenga conto della nuova configurazione che si verrà a creare con la realizzazione prevista.
- Lo scopo principale di tale operazione, sarà quindi di creare un capping generale, garantendo uniformità dal punto di vista del drenaggio superficiale delle acque meteoriche e riducendo, in tal modo, le eventuali infiltrazioni d’acqua nella massa di rifiuti sottostante che porterebbero al conseguente aumento della produzione di percolato.
- Questa procedura permetterà quindi di non creare “coperture” separate e differenziate tra loro, che inevitabilmente genererebbero linee di impluvio tra i diversi lotti, vanificando la funzione stessa del telo impermeabile.
- Nello specifico dovranno essere verificati i nuovi carichi, laddove variati, in funzione delle caratteristiche di capacità portante del terreno di posa e, dove necessario, le stabilità degli argini perimetrali dell’intero ammasso di rifiuti, in corrispondenza dei lotti oggetto di modifica.
- L’estensione di un capping definitivo, che ha già interessato i lotti I°, II°, III°, IV° (I° stralcio) e i valli esistenti tra il I° e il - II° lotto e tra II° e III° lotto, verrà quindi esteso a tutti i vari lotti dell’intero Polo Crispa.
- Dopo aver evidenziato le caratteristiche sismiche, geologiche, geotecniche e idrogeologiche dell’intero polo “Crispa”, il presente lavoro verrà sviluppato prendendo in esame i lotti oggetto d’intervento analizzando, nel dettaglio, gli aspetti geotecnici relativamente alle nuove modifiche apportate.
- Il nuovo pacchetto di copertura, rappresentato nel dettaglio nella figura 2, sarà uguale a quello già proposto e approvato, per il progetto di riprofilatura.
- Ne dettaglio, sarà costituito da:
 - 25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) 4,9 kN/mc;
 - 75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) 14,21 kN/mc;
 - con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ (11,87 kN/mc).
- I rifiuti abbancati vengono considerati con un peso specifico medio pari a $0,8 \text{ t/mc}$ (7,84 kN/mc).

- L'area oggetto del presente studio, ricadente nell'elemento 186111 della C.T.R. in scala 1:5.000 denominato " Ponte Crispa ", di cui è rappresentato uno stralcio nella fig. 3, dove viene evidenziata tutta l'area del presente studio.
- E' ubicata nella parte occidentale del Comune di Jolanda di Savoia, in un'area a ridosso del Collettore Acque Alte e compresa tra il Canale Malpiglio, il Collettore stesso e lo Scolo Venezia.
- Una rappresentazione schematica degli impianti è stata riprodotta nella *figura 4*, con evidenziati i vari lotti e gli impianti principali del polo discariche "Crispa".
- Dalle indagini e dalle risultanze emerse durante tutte le varie fasi d'indagine condotte dallo scrivente sull'intero Polo Crispa, è stata riscontrata sotto, il profilo litostratigrafico, la buona correlazione sia orizzontale che verticale, dei litotipi incontrati.
- Una stratigrafia di massima, fino a 30 metri di profondità, può essere così riassunta:
 - **I strato**: argille plastiche a tratti debolmente limose, a buona consistenza fino alla profondità minima di 2.50 m e massima di 3.60 m da p.c. idrogeologicamente impermeabile.
 - **II strato**: argille scure torbose con intercalazioni e lenti di torba, nel complesso poco consistenti e tendenzialmente impermeabili; spessore da 90 cm a 2.50 m
 - **III strato**: potente complessivamente oltre 11 metri ; alternanze di argille limose e limi argillosi che racchiudono lenti di sabbie fini limose potenti fino a qualche metro; permeabilità variabile lateralmente ed in aumento con la profondità.
 - **IV strato**: sabbie fini e medie costituenti l'acquifero principale il cui tetto si trova mediamente a partire dai 19.00 metri di profondità e che procede, con qualche piccola variazione, fino ai 30 metri investigati.
- L'acquifero più significativo è rappresentato dalle sabbie profonde, mentre locali piccole falde sospese, con fenomeni di capillarità possono verificarsi negli orizzonti limoso argillosi e torbosi.
- Dal punto di vista della permeabilità, i risultati emersi nei riguardi delle determinazioni effettuate sui campioni superficiali, per profondità comprese tra il piano campagna e i -2.30 metri, hanno fornito valori del coefficiente di permeabilità compreso tra $2.64 \cdot 10^{-7} < k < 6.86 \cdot 10^{-8}$ (cm/sec).

- Nel secondo e nel terzo strato, tendenzialmente impermeabili potranno essere presenti accumuli localizzati e semi confinati in corrispondenza delle lenti più permeabili, mentre nei livelli francamente argillosi si avrà al più un livello saturo senza o con limitatissima circolazione orizzontale.

- Dal punto di vista idrogeologico, il quadro generale ha permesso di:
- definire dell'andamento della superficie freatica rispetto al piano campagna (profondità della tavola d'acqua);
- ricostruire la sua morfologia generale;
- individuare le direzioni di deflusso principali.
- Dall'osservazione della carta delle isobate, visibile nella **Figura 5** (e nella **Figura 6** con la planimetria degli impianti) che esprime, attraverso una rappresentazione per curve di livello, le variazioni della profondità della tavola d'acqua rispetto al piano campagna, si sono potute trarre le seguenti conclusioni:
- la profondità della tavola d'acqua superficiale, relativamente ad un intorno significativo per l'area oggetto del presente studio, presenta quote dal piano campagna, comprese tra un minimo di -1.64 mt (piezometro "H"), ad un massimo di -2.20 mt in corrispondenza della Cpt 3, passando per Pz L (-1.78 mt) e Pz G (-1.86 mt);
- il piezometro "H", che risulta ubicato circa a metà del lato sud del V° lotto della II^ vasca, presentando le condizioni peggiorative in assoluto, è stato preso come riferimento per le verifiche di stabilità sul lato sud e per quanto **riguarda il franco da tenere nei rispetti del piano di posa della discarica (punto 2.4.2 D.Lgs 36/2003)**;
- per uniformare i riferimenti altimetrici è quindi necessario riferire la quota relativa del piezometro H al caposaldo (0.00) convenzionale posto sull'ingresso dell'impianto Crispa. Tale trasformazione avviene semplicemente sommando alla quota della profondità di falda rilevata, la quota del piano campagna in prossimità del piezometro H;
- il valore **-3.24m**, riferito allo 0.00 sull'ingresso dell'impianto Crispa è la quota che è stata riportata su tutti gli elaborati grafici presentati.
- i punti, all'interno dell'intero polo Crispa, in cui la falda presenta la profondità minima dal piano campagna, vengono identificati in corrispondenza di Pz M (-0.66 mt), Pz 14 (-0.58 mt), e Pz 1 (-0.52 mt);

- la minore distanza dal piano campagna, evidenziata in prossimità del Pz 1, è probabilmente imputabile alla presenza nelle vicinanze dell'autolavaggio, che con perdite superficiali, contribuisce, in quest'area, a mantenere il livello della falda freatica, più superficiale rispetto alle zone circostanti;
- l'andamento generale della carta delle isobate è quello di una tavola d'acqua che presenta zone di alto e zone di richiamo della falda, rappresentate nell'intorno dei piezometri PzL, PzG e PzP.
- La carta delle isofreatiche, che evidenzia l'andamento morfologico della falda, fornisce indicazioni sulle direzioni di deflusso, sugli assi di drenaggio e sugli spartiacque sotterranei.
- Tramite lo stesso programma di calcolo utilizzato per le isobate, è stata quindi elaborata la carta delle isofreatiche, visibile in **Figura 7** (e nella **Figura 8** con la planimetria degli impianti), prendendo in considerazione i dati storici ottenuti dalle precedenti indagini.
- Per l'area oggetto del presente lavoro, si possono individuare due spartiacque: il primo con andamento nord-sud, circa coincidente con il Collettore delle acque Alte, mentre il secondo con direzione circa est-ovest, congiungente Pz.1 con Il Collettore Acque Alte;
- sono stati individuati diversi assi di drenaggio, i principali dei quali presentano andamento da sud-est verso nord-ovest (dalla Canaletta Venezia verso Pz.H), e da ovest verso est (da Pz.M verso Pz.H);
- ulteriori assi di drenaggio secondari sono stati individuati da Pz.1 verso Pz.H e Pz.L, e dalle quattro direzioni cardinali, verso Pz.P;
- più in generale la morfologia della superficie freatica, risulta caratterizzata da due zone di "alto", coincidenti con i due spartiacque individuati e andamento della superficie freatica caratterizzata da due zone di richiamo rispettivamente verso l'asse PzL e PzH, e verso PzP;
- il Collettore Acque Alte, considerato nel regime idrico dell'area in esame, riveste un ruolo alimentante, sia nei confronti dei terreni posti a est che su quelli posti a ovest del suo asse;
- tale carattere alimentante, dovrebbe rimanere pressoché costante nel tempo in quanto, dai dati raccolti presso il Consorzio di Bonifica I° Circondario, la differenza del battente d'acqua tra la quota di scolo (periodo non irriguo) e quella di derivazione (irriguo) non supera, mediamente, i 30 centimetri;
- la Canaletta Venezia presenta anch'essa carattere alimentante almeno per la sua parte più orientale, mentre non risulta ben definito il suo ruolo man mano che ci sposta verso il C.A.A.

- Ai fini della caratterizzazione sismica dei terreni, in data 1 giugno 2007 era stata condotta un'indagine sismica mediante la tecnica dei microtremori (REMI, Refraction Microtremors) e del metodo MASW (Multi Channel Analysis Surface Waves) combinati, alla classificazione del sito in esame, ai sensi dell'OPCM 3274 e successive variazioni e all'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"
- I metodi utilizzati sfruttano le onde di superficie (onde di Rayleigh) e il fenomeno della dispersione delle stesse (variazione della velocità di fase con il variare della frequenza).
- Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$.
- Il metodo dei microtremori sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo MASW sfrutta sorgenti "attive", (massa battente).
- Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello tecnico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico), onde ricavare il modello reale.
- L'indagine eseguita in corrispondenza del VI° lotto, in posizione centrale rispetto all'intero Polo Crispa, è stata quindi presa come riferimento per tutta l'area interessata dal progetto in esame.
- Nel caso specifico, risultando $V_{s30} = 157 \text{ m/s}$, il sito esaminato presenta un suolo tipo D ($S = 1.35$).
- Nel capitolo dedicato vengono inoltre fornite le tabelle recanti la classificazione del sito e lo spettro di risposta elastico relativo, ricavato sia secondo le prescrizioni della OPCM 3274, sia secondo l'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".
- Riassumendo:
- Zona sismica di appartenenza: 3
- Sottosuolo categoria: D
- Accelerazione massima al suolo: $a_{\text{max}} = S * a_{\text{refg}} = 1,80 * 0,080g = 0,144g$
- (Secondo l'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la classificazione territoriale e urbanistica).

■ Spostamento e velocità del terreno

- I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (d_g) e (v_g), sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 * S * T_c * T_D * a_g$$

$$v_g = 0,16 * S * T_c * a_g$$

■ $T_C = C_c * T_c^* = 2,19 * 0,325 = 0,711$

■ $T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$

- per i terreni in esame, risulta:

■ $d_g = 0,025 * 1,80 * (2,19 * 0,325) * (4*0,144+1,6) * 0,144 * 9,81 = \mathbf{0,0984 \text{ mt (9,84 cm)}}$

■ $v_g = 0,16 * 1,80 * (2,19 * 0,325) * 0,144 * 9,81 = \mathbf{0,289 \text{ m/s.}}$

- Data la natura granulare dell'orizzonte più profondo, si è reso necessario operare anche una verifica alla liquefazione, in particolare per il livello compreso mediamente tra 15 e 20 metri dal p.c., profondità al di sotto della quale si escludono fenomeni di liquefazione.
- Utilizzando quindi le velocità V_s misurate e supponendo una percentuale di limo e/o argilla compresa tra il 5% ed il 35%, nonché una magnitudo di riferimento $M= 6.14$, è stato calcolato il coefficiente di sicurezza (previa una "normalizzazione" dei dati ottenuti per riportarli alla magnitudo di riferimento): $F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$ dove:
- $CRR_{7.5}$ = rapporto di resistenza ciclica (per $M= 7.5$)
- $CSR_{7.5}$ = rapporto di tensione ciclica (per $M= 7.5$)
- I risultati ottenuti (vedere grafico e tabella nel capitolo dedicato) indicano sempre valori di $F_s > 1$ escludendo, di conseguenza, rischi legati a fenomeni di liquefazione.
- Per le verifiche dei vari lotti, modificati dal progetto in esame, sono state analizzate nel dettaglio le nuove configurazioni, nei riguardi della capacità portante dei terreni in funzione dei nuovi carichi agenti, oltre alle verifiche di stabilità degli argini, venutesi a modificare con le nuove altezze, introducendo il coefficiente sismico per la zona di appartenenza.

- Il nuovo pacchetto di copertura, rappresentato nel dettaglio nella figura 2, sarà costituito:
 - 25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/mc;
 - 75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/mc;
 - con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/mc).
 - Il peso dei rifiuti abbancati viene considerato pari 0,8 t/mc (7,84 kN/mc).
- In virtù dell'entrata in vigore delle NTC 2008, le **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi** di resistenza (SLU), in accordo con i Progettisti, verranno eseguite tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

- con Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

NTC 2008 Approccio 1	Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1)
	Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

I risultati dettagliati delle analisi effettuate in corrispondenza dei singoli lotti, considerando le nuove condizioni di carico, sono inserite nei paragrafi dedicati.

- Per le verifiche di stabilità degli argini perimetrali sono stati utilizzati metodi di analisi che prevedono l'uso di soluzioni analitiche (di Bishop, di Janbu, di Morgenstern e Price, etc.) basate sull'ipotesi che lo scivolamento potenziale avvenga su superfici continue e curvilinee e che la struttura in esame sia suddivisa in conci verticali, a ciascuno dei quali, note le caratteristiche geometriche, vengono attribuiti gli appropriati parametri fisico-meccanici .
- Questi metodi prendono in considerazione un insieme di superfici di possibile scivolamento nel corpo delle strutture ricercando, fra esse, quella a cui corrisponde il minor fattore di sicurezza.
- Risulta quindi di fondamentale importanza la determinazione dei parametri geotecnici di resistenza.
- La procedura di calcolo utilizzata per analizzare la stabilità del pendio si basa sul metodo dell'equilibrio limite, che studia la stabilità sulla base del rapporto fra la resistenza disponibile e quella effettivamente mobilitata lungo una determinata superficie di rottura per controbilanciare le forze destabilizzanti (carichi).
- Il valore del rapporto deve risultare superiore all'unità sia per effetto dei carichi permanenti che temporanei.

- Il fattore di sicurezza si suppone costante lungo la superficie di scivolamento e si determina imponendo condizioni di equilibrio globale.
- Tra i vari metodi di calcolo, in questa sede è stato utilizzato il metodo di ***Bishop semplificato***, che non è altro che una semplificazione del metodo completo, ed è applicabile a superfici di scorrimento a direttrici circolari in pendii sia omogenei che stratificati.
- Per ciascuna sezione da analizzare è stato quindi necessario definire:
 - il profilo topografico;
 - la stratigrafia fino a un massimo di 6 strati, con superfici di separazione di forma qualsiasi;
 - le proprietà geotecniche: peso di volume, peso di volume saturo, coesione e angolo di attrito;
 - la superficie della falda.
 - la zona di appartenenza sulla base della nuova normativa sismica.
- In fase di calcolo sono stati poi definiti altri parametri come, la superficie di rottura più probabile, la rete dei centri dei cerchi oppure le coordinate dei punti di monte e di valle, la larghezza dei conci, il raggio dei cerchi, ecc.
- E' evidente che tanto maggiore sarà l'incertezza con la quale si riescono a definire i suddetti parametri tanto maggiore dovrà essere il fattore di sicurezza accettabile. Nel caso specifico il fattore di sicurezza determina la possibile geometria del rilevato, in quanto a parità delle altre condizioni, occorrerà realizzare un rilevato di geometria tale che il fattore di sicurezza rientri entro i limiti prefissati.
- Avendo determinato con sufficiente dettaglio i parametri della resistenza al taglio dei terreni naturali, viene considerato sufficiente un fattore di sicurezza $F_s \geq 1.3$ per le superfici ipotizzate che attraversano e si sviluppano prevalentemente nel substrato. Dovrà essere, invece, almeno $F_s \geq 1.5$ per le superfici che interessano prevalentemente l'ammasso di rifiuti per il quale i valori dei parametri sono stati tratti da bibliografia tecnica.
- Per le verifiche di stabilità degli argini, si è scelto di utilizzare $a_g = 0,21$ (NTC 2005 Punto 3.2.2.3), per le opere in *classe II* con vita utile di 100 anni), più cautelativo rispetto alle NTC 2008 e all'Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000, dove risulta $a_{max}: S * a_{refg} = 1,80 * 0,080g = 0,144g$.
- I punti su cui sono state condotte le analisi di stabilità (evidenziate nella Figura 4), sono rappresentative di sezioni trasversali agli argini principali, laddove risultano maggiormente sollecitati e distribuite in posizione mediana lungo i vari lati.

- I risultati emersi dai calcoli effettuati, riportati nei paragrafi dedicati dove, oltre ai fattori di sicurezza in funzione del tipo di superficie di scivolamento considerata, sono state rappresentate le sezioni analizzate, con visualizzazione a colori delle superfici di rottura più probabili.
- I fattori di sicurezza più critici, competono generalmente a superfici di rottura profonde, passanti quasi sempre all'interno dei terreni costituenti il I° ed il II° orizzonte di riferimento: in questi casi infatti, il maggior volume della massa interessata da un probabile scivolamento determina il fatto che le forze destabilizzanti, legate in maggior parte al peso stesso dell'ammasso, sono più rilevanti.
- Per questi casi, comunque, il fattore di sicurezza si mantiene sempre maggiore di 1.3, con valori di Fs (fattore di sicurezza) compresi tra 1.37 e 5.13, nelle condizioni a lungo termine.
- Nel caso delle superfici di rottura più superficiali (punti 9-16), sono presenti valori più elevati del fattore di sicurezza che competono invece a superfici di rottura meno profonde, che si originano lungo il pendio, o poco all'interno dello stesso, con valori di Fs compresi tra 1.93 e 6.45, sempre in condizioni a lungo termine.

I risultati dettagliati delle analisi effettuate in corrispondenza di tutti gli argini considerati, secondo le nuove condizioni geometriche e di carico, sono inserite nei paragrafi dedicati.

Ferrara, 15 ottobre 2010

Dr. Geol. Marco Condotta



GEOLOGIA TECNICA ESTENSE
STUDIO GEOLOGICO
Dr. Geol. Marco Condotta

PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI JOLANDA DI SAVOIA



Procedura congiunta di VIA e modifica sostanziale di AIA per il progetto di completamento del
"Polo Crispa" in Comune di Jolanda di Savoia (FE), Via Gran Linea 1A

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

COMMITTENTE : "A.R.E.A." S.p.A.
Azienda Recupero Energia Ambiente
Via A. Volta, 26/A, 44034 COPPARO (FE)



RELATORE : Dr. Geol. M. Condotta



rif. n° 14/11

G.T.E. Via Fiume, 8 int. 244121 Ferrara (FE)
P.I.01145510382 C.F. CND MRC 59E04 G702L

Ferrara 1 luglio 2011
tel & fax 0532/210434
e-mail: marco.condotta@libero.it

INDICE

1. PREMESSA	pag. 3
2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	pag. 3
2.1 Classificazione secondo l'O.P.C.M. 3274	pag. 6
2.2 Classificazione del sito (Delibera Regionale n. 112)	pag. 8
3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	pag. 10
4. VERIFICA DI STABILITA' DEGLI ARGINI	pag. 12
4.1 Metodologia di calcolo	pag. 18
4.2 Parametri di progetto dei materiali	pag. 19
4.3 Stabilità della discarica	pag. 19
4.4 Stabilità in condizioni sismiche	pag. 20
4.5 Verifica manuale (metodo di Frontard)	pag. 20

1. PREMESSA

Facendo seguito alla richiesta di integrazioni, pervenuta alla Ditta A.R.E.A., dalla Provincia di Ferrara, circa la Modifica sostanziale A.I.A. "Crispa", Progetto nuovo assetto impiantistico "Polo Crispa", sito via Gran Linea, 1/A Jolanda di Savoia, lo scrivente è stato incaricato dalla Committenza di redigere la presente relazione tecnica.

2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Ai fini della caratterizzazione sismica dei terreni, oggetto delle presenti verifiche, in data 1 giugno 2007 era stata condotta un'indagine sismica mediante la tecnica dei microtremori (REMI, Refraction Microtremors) e del metodo MASW (Multi Channel Analysis Surface Waves) combinati, atta alla classificazione del sito in esame, ai sensi dell'OPCM 3274 e successive variazioni e all'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"

I metodi utilizzati sfruttano le onde di superficie (onde di Rayleigh) e il fenomeno della dispersione delle stesse (variazione della velocità di fase con il variare della frequenza).

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$.

Il metodo dei microtremori sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo MASW sfrutta sorgenti "attive", (massa battente).

Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello tecnico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico), onde ricavare il modello reale.

L'indagine è stata eseguita in corrispondenza del VI° lotto, centrale rispetto all'intero Polo Crispa, e viene quindi presa come riferimento per tutta l'area interessata dal progetto in esame.

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle V_s fino a circa 42 metri di profondità.

Di seguito si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh, sia per quanto riguarda il metodo REMI che per il metodo MASW e del modello che ne deriva previa inversione dei dati.

L'errore RMS calcolato risulta pari al 6.5 % .

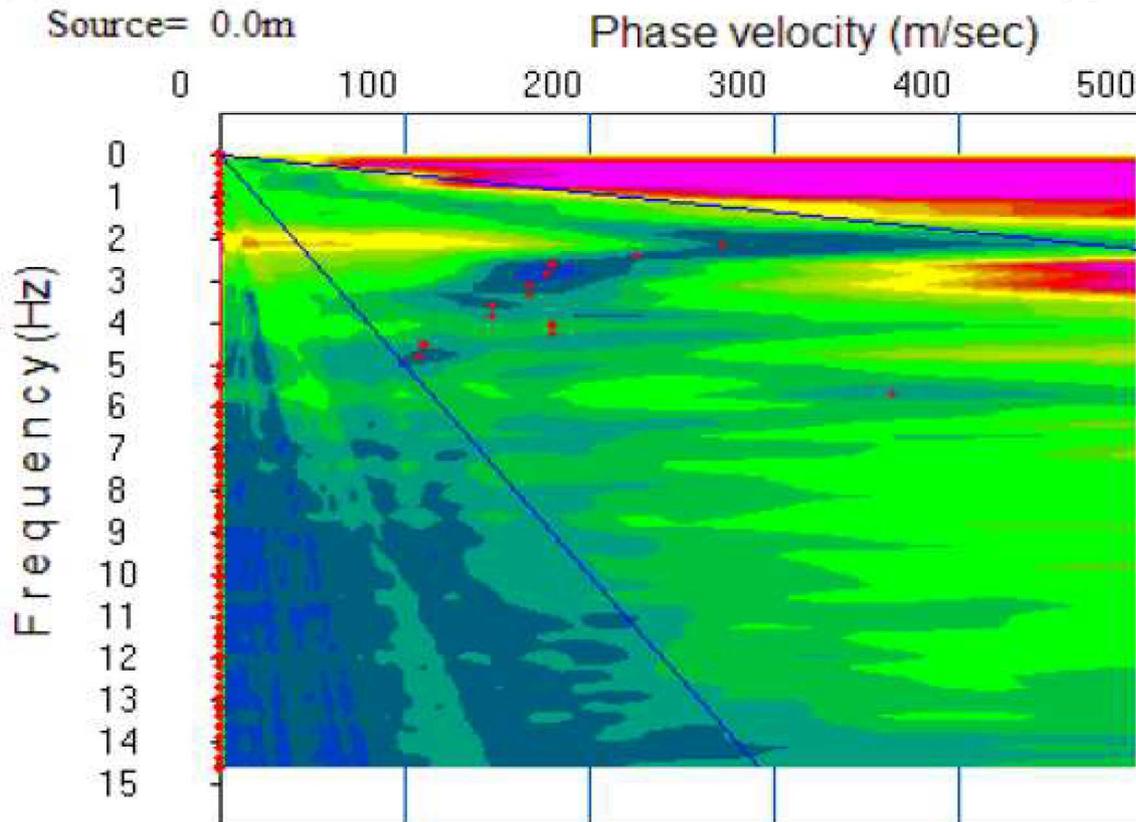


Diagramma 1 - Curva di dispersione: metodo REMI

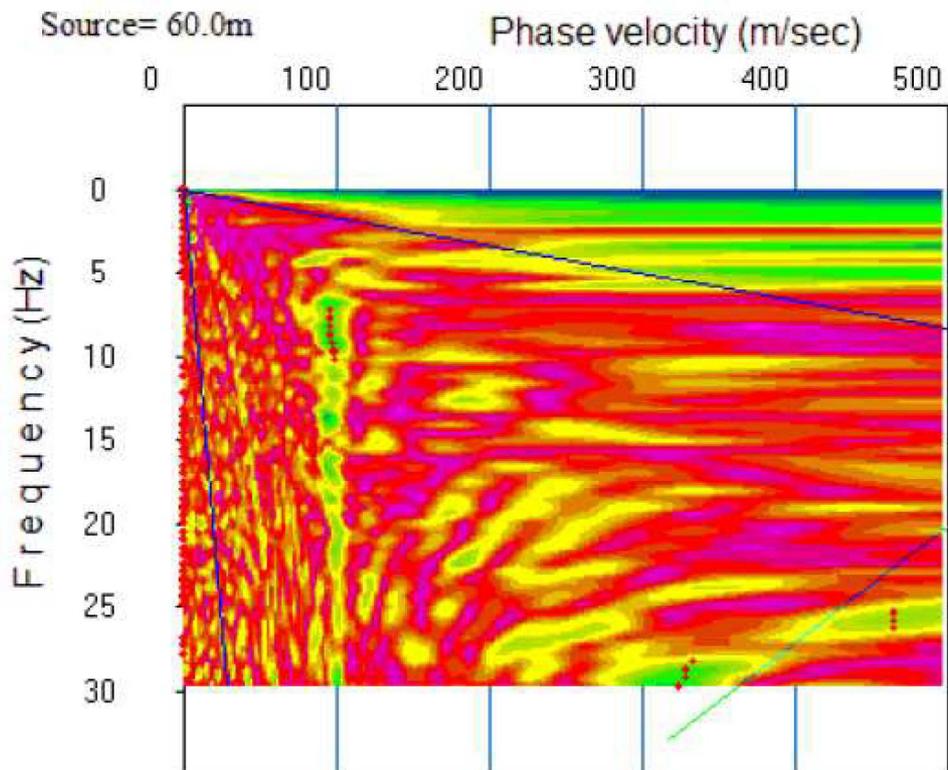


Diagramma 2 - Curva di dispersione: metodo MASW

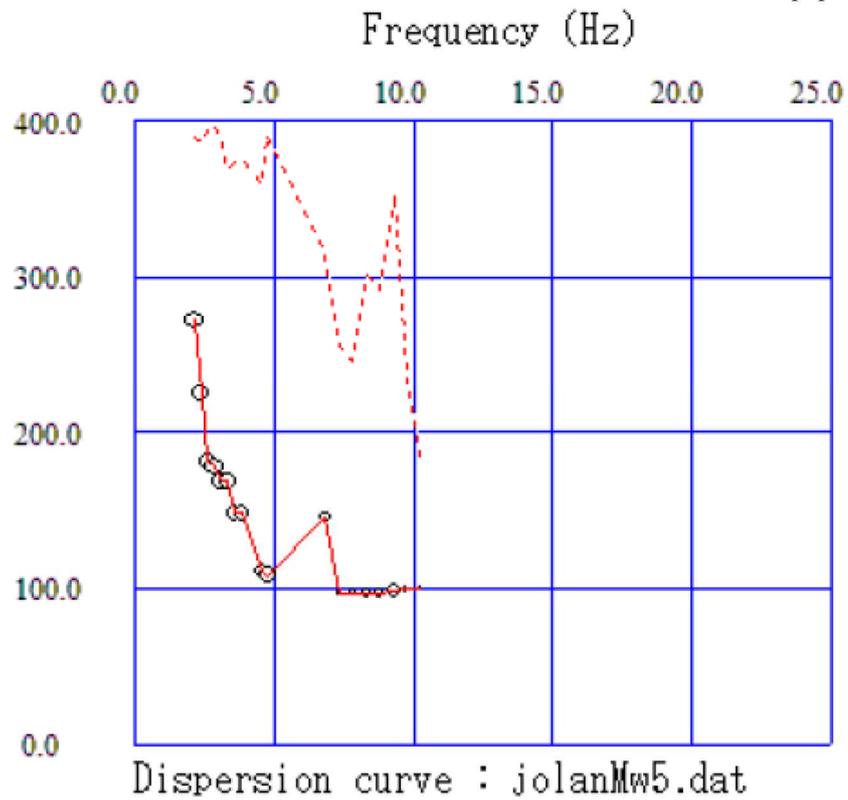


Diagramma 3 - Curva di dispersione complessiva (metodi REMI + MASW)

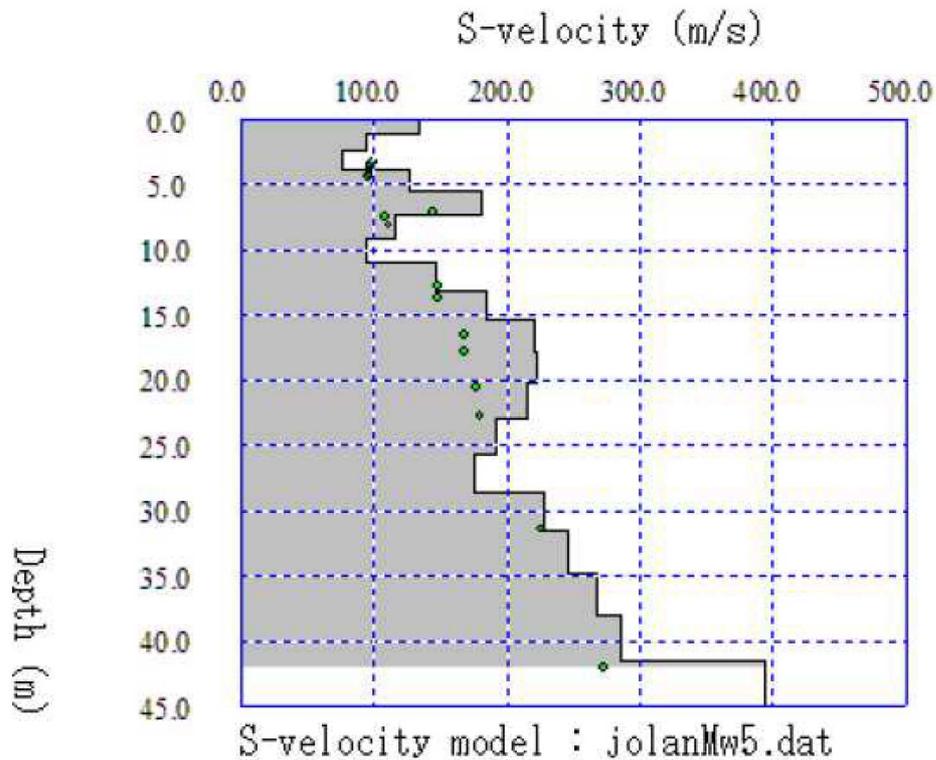


Diagramma 4 - Modello risultante dall'inversione dei dati

Per quanto concerne i dettagli relativi alle caratteristiche geometriche dello stendimento, sono stati utilizzati 12 geofoni in linea con interdistanza di 5 metri.

2.1 Classificazione secondo l'O.P.C.M. 3274

La V_{s30} è stata ricavata dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Nel caso specifico, risultando $V_{s30} = 157$ m/s, il sito esaminato presenta un suolo tipo D ($S = 1.80$).

Nelle pagine seguenti vengono inoltre fornite le tabelle recanti la classificazione del sito e lo spettro di risposta elastico relativo, ricavato sia secondo le prescrizioni della OPCM 3274, sia secondo l'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"

Classificazione delle zone di sismicità

Zona	accelerazione orizzontale (a_g/g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	accelerazione orizzontale (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche)	Valori di a_g , accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, da adottare
1	> 0.25	0.35	0.35 g
2	0.15 – 0.25	0.25	0.25 g
3	0.05 – 0.15	0.15	0.15 g
4	< 0.05	0.05	0.05 g

CLASSIFICAZIONE DEL SITO Ordinanza 3274 del 20/03/2003

Località	Jolanda di Savoia (FE)
Metodo di indagine	RE.MI. + MASW (misura Vr)
Strumentazione utilizzata	Sismografo ABEM RAS-24, 12 canali, 24 bits
Metodo di energizzazione	Rumore naturale + 10 kg
Geometria stendimento	12 geofoni – interasse 5 metri

		Ss	Cc	S= Ss * St
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	1.00	1.00	1.00
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)	1.20	1.38	1.20
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine)	1.50	1.52	1.50
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine)	1.80	2.19	1.80
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s)	1.60	1.80	1.60
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori ai 100 m/s (ovvero $10 \text{ kPa} < Cu_{30} < 20 \text{ kPa}$), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	Servono studi speciali		
S2	Deposito di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

Nella tabella seguente vengono riportate le *Categorie Topografiche*, riferite a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, che devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 metri.

St

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$	1	
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2	Valore alla sommità del pendio
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2	Valore della cresta del rilievo
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4	Valore della cresta del rilievo

2.2 Classificazione del sito (Delibera Regionale n. 112)

Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la classificazione territoriale e urbanistica.

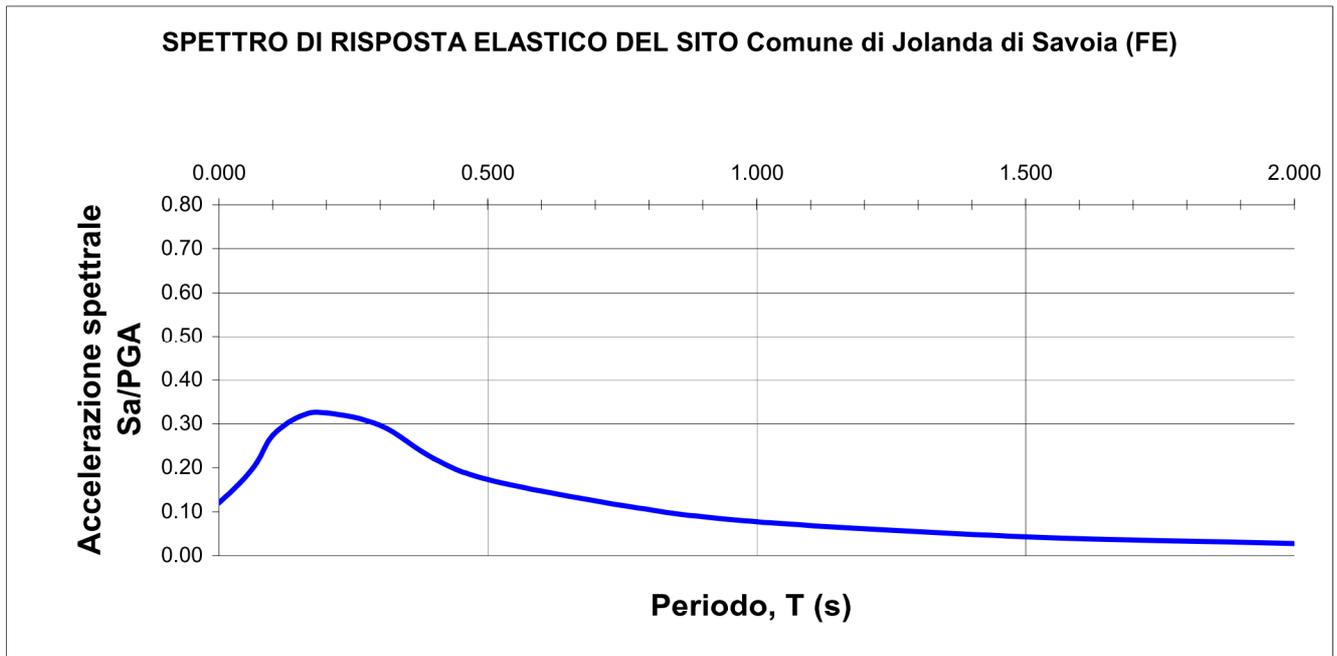
Dalla Tabella 2 dell'Atto di indirizzo n. 112, il Comune di Jolanda di Savoia (FE) assume un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo a_{refg} 0,080.

Di seguito si riporta la tabella per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica, valida supponendo il substrato profondo (≥ 100 m da p.c.) PIANURA 2.

Vs30	F.A.
200	1.5
250	1.5
300	1.5
350	1.4
400	1.4
450	1.4
500	1.3
600	1.1
700	1.0
800	1.0

Nel seguito viene calcolato lo spettro di risposta elastico 5% smorzamento –componente orizzontale, con possibilità di superamento del 10% in 50 anni (tempo di ritorno 475 anni), dove tale condizione corrisponde allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**.

T(s)	Sa/a _{refg}	Sa/a _g
0	1,000	0,120
0,04	1,389	0,167
0,07	1,759	0,211
0,1	2,283	0,274
0,15	2,637	0,316
0,2	2,707	0,325
0,3	2,466	0,296
0,4	1,840	0,221
0,5	1,445	0,173
0,75	0,955	0,115
1	0,645	0,077
1,5	0,355	0,043
2	0,231	0,028



Riassumendo:

Zona sismica di appartenenza: 3

Sottosuolo categoria: D

Accelerazione massima al suolo: $a_{max}: S * a_{refg} = 1,80 * 0,080g = 0,144g$

(Secondo l'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la classificazione territoriale e urbanistica).

Parametri sismici

Tramite programma per PC, dopo aver inserito

- le coordinate geografiche del sito in oggetto;
- la vita nominale dell'opera;
- la classe d'uso;
- la tipologia (nel nostro caso rilevati);
- la categoria di suolo (nel nostro caso D);
- la categoria topografica (nel nostro caso T1)

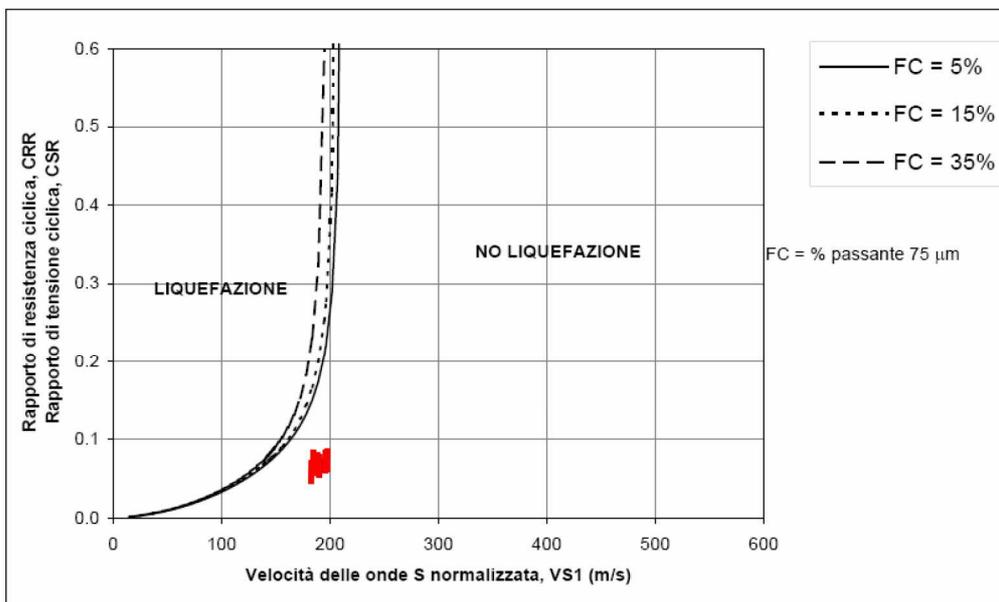
si ricavano i parametri e i coefficienti sismici.

3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Data la natura granulare dell'orizzonte più profondo, si è reso necessario operare anche una verifica alla liquefazione, in particolare per il livello compreso mediamente tra 15 e 20 metri dal p.c., profondità al di sotto della quale si escludono fenomeni di liquefazione.

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

profondità (m)	Vs	Vs1	CSR	F _s = CRR _{7.5} /CSR _{7.5}
15.0	219	198	0.071	5.98
16.0	220	196	0.070	5.56
17.0	220	194	0.068	5.05
18.0	221	192	0.066	4.88
19.0	217	186	0.064	4.04
20.0	215	183	0.062	3.74



La velocità delle onde sismiche viene ricondotta ad un valore Vs1, ovvero ad un valore normalizzato ad una tensione efficace p_a = 100 kPa attraverso la:

$$V_{S1} = C_V \cdot V_S = V_S \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0.25}$$

RAPP. TENSIONALE CICLICO $CSR = \tau_{media} / \sigma' = 0.65 \cdot (a_{max} / g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v) \cdot r_d$

a_{max} = accelerazione di picco al piano campagna

g = accelerazione di gravità

σ_v/σ'_v = tensione totale ed efficace nel sottosuolo

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità d'interesse che tiene conto della deformabilità del sottosuolo

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE $F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$

CSR riferito ad terremoto di magnitudo 7.5 $(CSR)_{M=7.5} = (CSR)_M / MSF$

fattore di scala per la magnitudo $MSF = 6.9 \cdot \exp(-M/4) - 0.058$

RAPP. DI RESISTENZA CICLICA (riferito a M = 7.5) $CRR_{7.5} = 0.022 \cdot (V_{S1} / 100)^2 + 2.8 \cdot (1 / (V_{S1}^* - V_{S1} - 1 / V_{S1}^*))$

Utilizzando quindi le velocità V_s misurate e supponendo una percentuale di limo e/o argilla compresa tra il 5% ed il 35%, nonché una magnitudo di riferimento $M= 6.14$, è stato calcolato il coefficiente di sicurezza (previa una “normalizzazione” dei dati ottenuti per riportarli alla magnitudo di riferimento): $F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$ dove:

$CRR_{7.5}$ = rapporto di resistenza ciclica (per $M= 7.5$)

$CSR_{7.5}$ = rapporto di tensione ciclica (per $M= 7.5$)

I risultati ottenuti (vedere grafico e tabella alla pagina precedente) indicano sempre valori di $F_s > 1$ e di conseguenza si possono escludere rischi legati a fenomeni di liquefazione.

4. VERIFICA DI STABILITA' DEGLI ARGINI

La verifica viene effettuata per le condizioni più gravose, rappresentate dalla sezione relativa all'argine lato nord (quota prevista 15.60 metri) del IV° lotto (I° stralcio), allo stato limite ultimo (p.to 6.8.2 della NTC) secondo l'Approccio 1:

Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficiente Parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	γ_ϕ	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_k	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.8.I

Coefficiente	(R2)
γ_R	1,1

Ai fini della presente normativa (NTC 2008), le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima 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

In ottemperanza alla Delibera di Giunta Regionale Emilia-Romagna del 2 Novembre 2009, N. 1661 **“Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ed elenco categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso”**, viene considerato specificatamente l'Allegato B **“Categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso”**.

Punto B2.3 - STRUTTURE CON ATTIVITA' PERICOLOSE PER L'AMBIENTE, al paragrafo B2.3.2 - *Altre strutture individuate nei piani provinciali di protezione civile, (quali discariche, inceneritori, impianti di trattamento delle acque reflue) il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di danni ambientali, vengono fatte rientrare le discariche.*

Fatto salvo quanto precedentemente esposto e poiché il tipo di “costruzione” di cui trattasi non trova corrispondenza nella tab. 2.4.1 delle NTC che fornisce la vita nominale delle opere, si può assumere, a buon senso, un’assimilazione con le opere in classe III e pertanto, come da Tabella 2.4.II (NTC 2008) con coefficiente d’uso $C_U = 1,5$.

Ciò porta ad una vita di riferimento $V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75$ anni

Trattandosi di un rilevato (pendio artificiale), si utilizzano le logiche indicate al p.to 6.8.2 delle NTC che indicano nello stato limite ultimo la condizione di sicurezza da adottare; si assume, nella fattispecie, la condizione di stato limite ultimo di collasso che corrisponde ad un sisma che abbia la possibilità di superamento P_{vr} del 5% (periodo o tempo di ritorno) nella vita di riferimento V_r considerata.

Il tempo di ritorno T_r da considerare, diventa quindi, $-V_r / \ln(1 - P_{vr}) = -75 / \ln(1 - 0,05) = 1462$ anni

TIPO DI COSTRUZIONE(...industrie con attività pericolose per l'ambiente) D.G.R. N. 1661/2009	2
VITA NOMINALE V_N	≥ 50 ANNI
CLASSE D'USO (... , industrie con attività pericolose per l'ambiente)	III
COEFFICIENTE D'USO C_U	1,5
PERIODO DI RIFERIMENTO per l'azione sismica $V_R = V_N * C_U$	75 anni

Parametri sismici

Sito in esame: latitudine: 44.885551
longitudine: 11.908149

Operatività

(SLO)

Probabilità di superamento: 81 [%]
Tr: 45 [anni]
 a_g : 0,037 [g]
 F_0 : 2,563
 T_c^* : 0,264 [s]

<u>Danno</u>	<u>(SLD)</u>
Probabilità di superamento:	63 [%]
Tr:	75 [anni]
a _g :	0,044 [g]
F ₀ :	2,558
T _c [*] :	0,292 [s]

<u>Salvaguardia della vita</u>	<u>(SLV)</u>
Probabilità di superamento:	10 [%]
Tr:	712 [anni]
a _g :	0,101 [g]
F ₀ :	2,587
T _c [*] :	0,325 [s]

<u>Prevenzione dal collasso</u>	<u>(SLC)</u>
Probabilità di superamento:	5 [%]
Tr:	1462 [anni]
a _g :	0,127 [g]
F ₀ :	2,603
T _c [*] :	0,330 [s]

Ottenuti quindi i valori di a_g, F₀, e T_c^{*}, si passa alla valutazione dell'accelerazione massima attesa al sito $A_{max} = a_g * S_s * S_t$ e dei coefficienti sismici orizzontale $k_h = \beta * A_{max} / g$ e verticale $k_v = 0.5 * k_h$.

Elaborazione Stabilità dei pendii, fondazioni

Coefficienti sismici

<u>(SLO)</u>	Ss	:	1,80
	Cc	:	2,61
	St	:	1,00
	kh	:	0,013
	kv	:	0,007
	Amax	:	0,652
	Beta	:	0,200

(SLD)

Ss	:	1,80
Cc	:	2,39
St	:	1,00
kh	:	0,016
kv	:	0,008
Amax	:	0,776
Beta	:	0,200

(SLV)

Ss	:	1,80
Cc	:	2,19
St	:	1,00
kh	:	0,043
kv	:	0,021
Amax	:	1,774
Beta	:	0,240

(SLC)

Ss	:	1,80
Cc	:	2,19
St	:	1,00
kh	:	0,054 <i>coefficiente sismico orizzontale</i>
kv	:	0,027 <i>coefficiente sismico verticale</i>
Amax	:	2,234 <i>accelerazione massima[m/s²]</i>
Beta	:	0,240

Valutazione dell'accelerazione di progetto

STABILITA' DEI PENDII, FONDAZIONI			
a _g accelerazione orizzontale massima	STATO LIMITE		a _g [g]
	SLU <u>SLV</u>		0,101
	SLU <u>SLC</u>		0,127
	SLE <u>SLO</u>		0,037
	SLE <u>SLD</u>		0,044
Amax (accelerazione massima)	Amax=a _g * S= a _g *Ss*St	0,228 [g] 2,234 [m/s ²]	(per SLC)
Coefficiente sismico orizzontale	Kh = β*Amax[g]	0,054	
Coefficiente sismico verticale	Kv = kv= 0.5*k _h	0,027	

Poiché l'accelerazione massima Amax è fornita in [m/s²], dal valore nominale di a_g [g] accelerazione massima attesa al sito, si passa ad a_g [m/s²], moltiplicando per 9.81 .

Essendo poi Amax = a_g [m/s²]*S , si deve moltiplicare il valore precedentemente trovato* S.

La sezione indagata è quella relativa alla situazione più critica, corrispondente all'argine nord del IV° lotto, riportata in precedenti relazioni, con altezza pari a 15,60 metri dal piano campagna.

Il coefficiente di sicurezza γ adottato è 1,1 secondo quanto riportato al punto 6.8.2 delle NTC 2008 e le verifiche dovranno essere eseguite secondo l'Approccio 1:

-Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.II e 6.8.I.

La discarica Crispa del Comune di Jolanda di Savoia (FE) ha, come coordinate più prossime a quelle della zonizzazione sismica delle NTC 2008, le seguenti:

long: 11,908149

lat: 44,885551

che, per il tempo di ritorno di 1462 anni, indica:

$ag_{1462} = 0,127$

$F_0 = 2,60$

$T_{c^*} = 0,33$

I valori di F_0 e di T_{c^*} adottati, sono rispettivamente **2,60 e 0,33**.

Da precedenti indagini effettuate in sito (VI° lotto Vasca 1, confinante con il IV° lotto), costituite da una CPT a 25 metri di profondità e da due sondaggi a 8,00 e 20,00 metri, si ricava che il sottosuolo su cui viene appoggiato l'argine è costituito sino a quota di -3,60 mt dal piano campagna da terreni limosi e argillosi a buona consistenza, seguiti da terreni a natura essenzialmente coesiva, costituiti da argille e argille organiche fino a quota di -18,00 mt circa.

La CPT ha evidenziato una resistenza alla punta pressoché costante con media di circa 15 kg/cmq per i primi 3,60 metri e di circa 6 kg/cmq sino a -18,00; applicando la formula di Begemann : $C_u = (R_p - \sigma'_{v0}) / 13,4$ con σ'_{v0} = pressione totale a metà strato, ottengo i seguenti valori:

Strato n° 1 (p.c. -3,60 mt)	Strato n° 2 (-3,60 mt / -18,00 mt)
$R_{pm} = 15 \text{ kg/cmq}$	$R_{pm} = 6 \text{ kg/cmq}$
$\gamma = 1,78 \text{ ton/mc}$;	$\gamma = 1,75 \text{ ton/mc}$;
$\sigma'_{v0} = 0,178 * 3,6 / 2 = 0,32 \text{ kg/cmq}$;	$\sigma'_{v0} = 0,178 * 3,6 + 0,17 * 14,4 / 2 = 1,86 \text{ kg/cmq}$;
$\sigma'_{v0} = 0,078 * 3,6 / 2 = 0,14 \text{ kg/cmq}$	$\sigma'_{v0} = 0,078 * 3,6 + 0,07 * 14,4 / 2 = 0,78 \text{ kg/cmq}$
$C_u = (15 - 0,32) / 13,4 = 1,095 \text{ kg/cmq}$	$C_u = (6 - 1,86) / 13,4 = 0,31 \text{ kg/cmq}$
$C_c = 0,09 - 0,055 \log(2 C_u / \sigma'_{v0}) =$ $0,09 - 0,055 \log(2 * 1,09 / 0,14) = 0,024$	$C_c = 0,09 - 0,055 \log(2 C_u / \sigma'_{v0}) =$ $0,09 - 0,055 \log(2 * 0,31 / 0,78) = 0,095$

Lo strato successivo, presente oltre i 18,00 metri di profondità e costituito da sabbie medie e grosse addensate, non viene considerato in quanto sicuramente ininfluenza per gli scopi di cui al presente studio e viene utilizzato come "bedrock".

In funzione di quanto emerso dall'analisi dello stendimento sismico effettuato, viene considerato:

- il terreno in categoria D (Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina);
- un coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica β_s di 0,24 in quanto $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$ g come risulta dal calcolo dei **Coefficienti sismici**, ottenuti in funzione del tipo di suolo e delle coordinate geografiche, riportate precedentemente;
- un coefficiente di amplificazione topografica $T1 = 1$, in quanto il pendio in oggetto ha altezza complessiva inferiore a 30 metri;
- senza verifica alla liquefazione in quanto già verificata precedentemente;
- un valore di $S_s = 1,80$;
- un valore di $k_h = 0,054$
- un valore di $k_v = 0,027$
- assenza di carichi al di sopra della sezione di verifica.

4.1 Metodologia di calcolo

Le verifiche sono state eseguite con il cosiddetto metodo “dell’equilibrio limite”, che consiste nell’individuare diverse possibili superfici di scivolamento coinvolgenti uno o più materiali e nell’analizzare, per ciascuna di esse, l’equilibrio allo scivolamento del cuneo di materiali soprastanti, considerato come se fosse rigido.

I vari metodi di calcolo dell’equilibrio limite disponibili in letteratura (Bishop, 1955; Jambu, 1973; Morgenstern e Price, 1965; Fellenius, 1972; ecc), si basano tutti sulle seguenti ipotesi:

- il coefficiente di sicurezza (FS) è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo la ipotetica superficie di scorrimento;
- il coefficiente di sicurezza è assunto costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza al taglio limite.

Fra i vari metodi è stato impiegato quello di Bishop, implementato all’interno di un programma di calcolo specifico per tale tipo di analisi utilizzando il software “*Stabilità dei pendii*”, di A. Bruschi, Dario Flaccovio editore.

Il calcolo è stato svolto seguendo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008).

Secondo queste ultime le analisi di stabilità dei rilevati in terreni sciolti (od assimilabili ad essi quali i rifiuti) devono essere effettuati verificando che sia soddisfatta la condizione:

$$Ed \leq Rd,$$

avendo indicato con Ed il valore di progetto delle azioni e Rd il valore di progetto della resistenza del terreno.

In tale senso in campo statico i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali e delle azioni vengono, rispettivamente, divisi e moltiplicati per i coefficienti parziali previsti dalla combinazione di carico A2+M2+R2, con l’impiego di un coefficiente parziale della resistenza del sistema geotecnico γ_R (corrispondente ad FS precedentemente definito) pari a 1,1.

Viceversa, in presenza di sollecitazioni sismiche vengono adoperati i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali lasciando al giudizio del progettista la scelta dei valori più idonei da assegnare al coefficiente γ_R . Nel nostro caso si è assunto lo stesso coefficiente adottato in campo statico.

4.2 Parametri di progetto dei materiali

I parametri di progetto dei materiali vengono ricavati dividendo i parametri caratteristici per i ripetitivi coefficienti parziali indicati nelle Norme Tecniche, in modo che, ai fini della situazione schematizzata, siano, oltre che rappresentativi, adeguatamente cautelativi

4.3 Stabilità della discarica

Questo tipo di analisi, comprende la verifica dell'insieme discarica-argini perimetrali-terreno di fondazione, in cui sono coinvolti i rifiuti, l'argine perimetrale ed il substrato naturale.

I valori di progetto sono impiegati nelle verifiche relative alle condizioni statiche, mentre i parametri caratteristici vengono impiegati nelle verifiche pseudo-statiche.

I parametri attribuiti alle analisi, sono riportati nella tabella seguente.

Parametro	u.m.	Valore caratteristico	Valore di progetto
Copertura			
Peso di volume naturale	kN/m ³	17.64	17.64
Coesione drenata	kPa	29.4	23.5
Angolo di resistenza al taglio	°	20	16
Argini perimetrali			
Peso di volume naturale	kN/m ³	11.86	11.86
Coesione drenata	kPa	19.6	15.68
Angolo di resistenza al taglio	°	20	16
Rifiuti			
Peso di volume naturale	kN/m ³	7.84	7.84
Coesione drenata	kPa	19.60	15.68
Angolo di resistenza al taglio	°	35	29
Argine principale in terre armate			
Peso di volume naturale	kN/m ³	19.60	19.60
Coesione drenata	kPa	49	39.20
Angolo di resistenza al taglio	°	40	33.87
Substrato naturale			
Peso di volume naturale	kN/m ³	17.44	17.44
Coesione drenata	kPa	11.27	9.02
Angolo di resistenza al taglio	°	21.25	17.28

4.4 Stabilità in condizioni sismiche

La stabilità in condizioni sismiche è stata valutata mediante il metodo pseudo-statico, in cui il coefficiente sismico, kh, viene calcolato come (par.7.11.3.5.2 delle Norme Tecniche NTC 2008)

$$K_h = \beta_S * A_{max}[g]$$

con:

$$\beta_S = 0,24 \text{ (coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito);}$$

$$A_{max} = S_s * S_T * a_g = 0,228$$

$$S_s = 1,80$$

$$S_T = 1;$$

$$a_g = 0,127g$$

ottenendo quindi

$$k_h = 0,054$$

$$k_v = 0,027$$

Come già detto, le analisi di stabilità in condizioni sismiche sono state eseguite assegnando ai materiali i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Il fattore di sicurezza, calcolato in corrispondenza della superficie critica, è risultato pari a 1,151 comunque superiore al valore di 1,1 precedentemente assunto e che, come già riscontrato in condizioni statiche, aumenta per superfici di rottura più superficiali.

4.5 Verifica manuale (metodo di Frontard)

Esperienze condotte in argille molli hanno indotto Frontard ad indicare come altezza limite di scarpata

$$h_{ult} = \frac{c_u}{\gamma} (2 + \pi - 2\beta) = \frac{c_u}{\gamma} * N_s$$

Tabella: Altezza limite di scarpate in argille molli (Frontard)

$tg\beta$	0	1/1	2/3	1/2	1/3	1/5
N_s	2	3,57	3,97	4,21	4,50	4,75
$\frac{\gamma * h_{ult}}{c_u * tg\beta}$	0	3,57	5,95	8,42	13,50	23,75

Il substrato naturale al cui interno si manifestano le superfici di rottura più profonde, aveva evidenziato una resistenza alla punta pressoché costante con media di circa 15 kg/cmq; applicando la formula di Begemann : $C_u = (R_p - \sigma_v0)/13,4$ con $\sigma_v0 =$ pressione totale a metà strato, sono stati ottenuti i seguenti valori:

$$R_{pm} = 15 \text{ kg/cmq}$$

$$\gamma = 1,78 \text{ ton/mc};$$

$$\sigma_v0 = 0,178 * 3,6/2 = 0,32 \text{ kg/cmq};$$

$$C_u = (15 - 0,32)/13,4 = 1,095 \text{ kg/cmq}$$

Tradotto nelle unità di misura di riferimento kg e cm, e considerando per il caso in esame $\text{tg}\beta = 2/3$, risulta:

$$h_{ult} = \frac{c_u}{\gamma} (2 + \pi - 2\beta) = \frac{c_u}{\gamma} * N_s$$

$$h_{ult} = \frac{1,09}{0,00178} * 3,97 = 2431 \text{ cm (24,31 mt)}$$

superiore ai 15,60 metri di altezza della sezione più critica considerata e confermando la bontà dei calcoli svolti.

Ferrara, 1 luglio 2011

Dr. Geol. Marco Condotta





GEOLOGIA TECNICA ESTENSE
STUDIO GEOLOGICO
Dr. Geol. Marco Condotta
PROVINCIA DI FERRARA

COMUNE DI JOLANDA DI SAVOIA



Procedura congiunta di VIA e modifica sostanziale di AIA per il progetto di completamento del "Polo Crispa" in Comune di Jolanda di Savoia (FE), Via Gran Linea 1A.

RELAZIONE GEOTECNICA (valutazione cedimenti)

COMMITTENTE : "A.R.E.A." S.p.A.
Azienda Recupero Energia Ambiente
Via A. Volta, 26/A, 44034 COPPARO (FE)



RELATORE : Dr. Geol. M. Condotta



rif. n° 15/11

G.T.E. Via Fiume, 8 int. 2 44121 Ferrara (FE) tel & fax 0532/210434

P.I.01145510382

C.F. CND MRC 59E04 G702L

e-mail: marco.condotta@libero.it

INDICE

1. PREMESSA	pag. 2
2. ASPETTI NORMATIVI	pag. 5
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	pag. 7
4. PROGRAMMA DELLE VERIFICHE	pag. 10
4.1 IV° Lotto (I° stralcio)	pag. 11
4.1.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 11
4.2 VI° Lotto (Vasca 1)	pag. 13
4.2.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 13
4.3 VI° LOTTO (Vasca 2)	pag. 15
4.3.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 15
4.4 IV° Lotto (II° Stralcio)	pag. 17
4.4.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 17
4.5 V° Lotto (Vasca I e II)	pag. 19
4.5.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 19
4.6 V° Lotto (Vasca 3)	pag. 21
4.6.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 21
4.7 III° Lotto	pag. 23
4.7.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 23
4.8 Vallo fra II° e III° Lotto	pag. 25
4.7.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche	pag. 25
5. Calcolo dei cedimenti postsismici del fondo della discarica	pag. 27
5.1 IV° Lotto	pag. 29
5.2 V° Lotto	pag. 31
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	pag. 35

1. PREMESSA

La procedura in corso, ha per oggetto: “D.Lgs. 152/06 e s.m.i. - L.R. 9/99 e s.m.i. - L.R. 21/04. Società **AREA S.p.A.** di Copparo. Procedura congiunta di VIA e modifica sostanziale di AIA per il progetto di completamento del Polo Crispa in Comune di Jolanda di Savoia (FE), Via Gran Linea 1/A”.

Facendo seguito alla riunione (C.d.S.) svoltasi con gli Enti partecipanti, presso l’Amministrazione Provinciale di Ferrara, in data 08.03.2011 e a seguito della riunione pubblica tenutasi presso il teatro del Comune di Jolanda di Savoia in data 31.03.2011, si ritiene necessario acquisire ulteriore documentazione integrativa ai fini della conclusione del procedimento in corso.

Sulla base di quanto dichiarato, la Ditta A.R.E.A. S.p.A., gestore del “Polo Crispa”, ha incaricato lo scrivente incaricato di redigere la presente relazione geotecnica, per rispondere ad alcune richieste di integrazioni, fornendo una valutazione sui cedimenti dei terreni in condizioni statiche e postsismiche.

Nello specifico, dopo essere stati verificati i nuovi carichi, agenti sui terreni di posa, in virtù della nuova configurazione che si verrà a creare, verranno ricalcolati i cedimenti conseguenti.

La configurazione finale sarà quella riportata nella *figura 1*, dove sono evidenziati i vari lotti e le nuove altezze, derivanti dalla copertura finale.

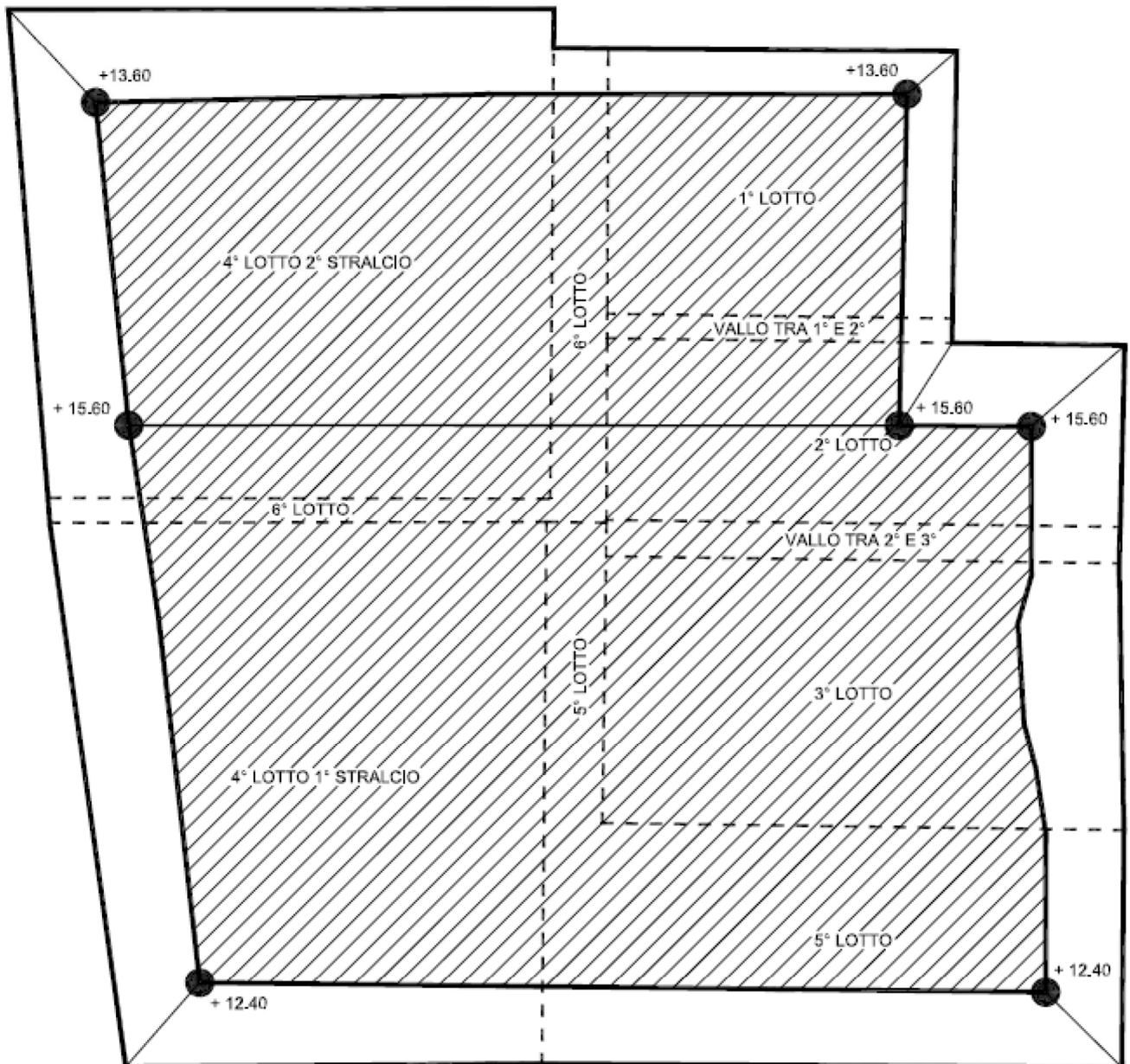


Figura 1 Nuova configurazione della copertura finale dell'intero polo di discariche Crispa

Il presente lavoro verrà sviluppato prendendo in esame i lotti oggetto d'intervento analizzando, nel dettaglio, le variazioni dei carichi, al fine di valutare i nuovi cedimenti.

Il nuovo pacchetto di copertura, rappresentato nel dettaglio nella figura 2, sarà quello proposto e approvato, per il progetto di riprofilatura.

COPERTURA SUPERFICIALE FINALE PROPOSTA

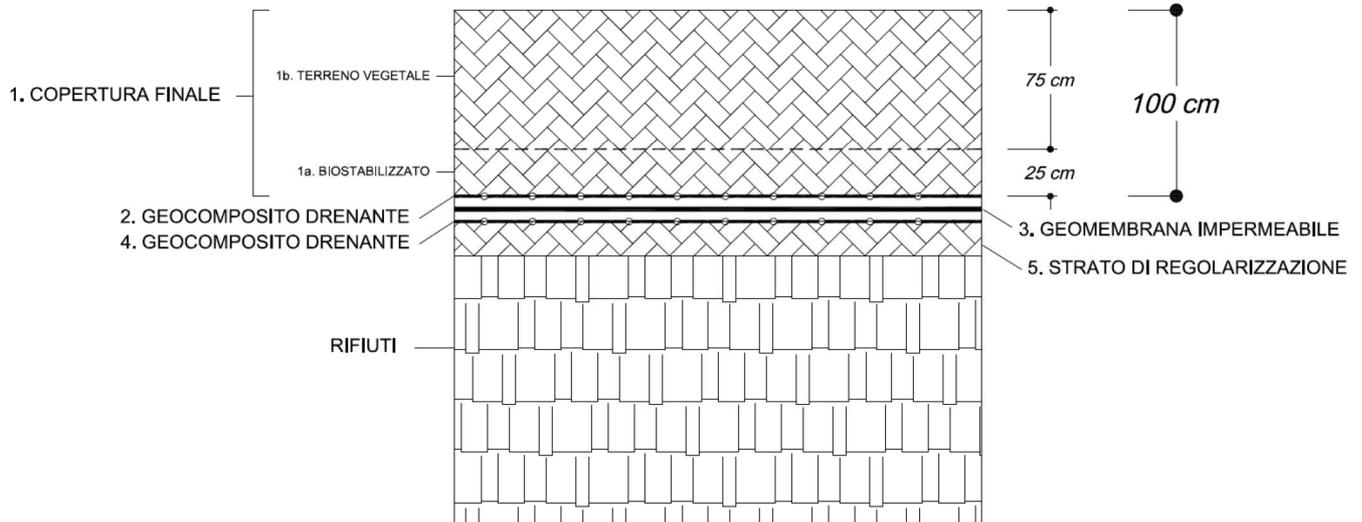


Figura 2

- 25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/mc}$;
- 75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/mc}$;
- con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/mc}$).

I rifiuti abbancati vengono considerati con un peso specifico medio pari a $0,8 \text{ t/mc}$ ($7,84 \text{ kN/mc}$).

2. ASPETTI NORMATIVI

Decreto del Presidente della Repubblica 10/09/1982 n. 915

“Attuazione delle direttive 75/439/CEE relativa ai rifiuti, 76/403/CEE relativa allo smaltimento dei policlorodifenili e dei policlorotriphenili e 78/319/CEE relativa ai rifiuti tossici e nocivi”.

Delibera Comitato Interministeriale 27 luglio 1984: Disposizioni per la prima applicazione dell'art.4 del *decreto del presidente della Repubblica 10 settembre 1982, n. 915*, concernente lo smaltimento dei rifiuti”.

L.R. 12 luglio 1994, n. 27: "Disciplina dello smaltimento dei rifiuti"

C.I.S.M. e I.C.M.S. - “ Aspetti geotecnici relativi alla progettazione, alla costruzione ed al controllo delle discariche controllate “ - Atti del convegno sulle discariche - (Udine 10-12 ottobre 1995).

D.Lgs. 5 febbraio 1997, n. 22: "Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CEE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio".

D.Lgs. 8 novembre 1997, n. 389: "Modifiche ed integrazioni al decreto D.Lgs.5 febbraio 1997, n. 22 in materia di rifiuti, rifiuti pericolosi, di imballaggi e di rifiuti di imballaggio".

Tra le direttive tecniche per le discariche vanno ricordate, ancorché non costituiscono una norma vera e propria, le "Linee guida per le discariche controllate dei rifiuti solidi urbani", della **C.T.D.** (*Commissione Tecnica Discariche*), pubblicate nel 1997 dal CISA di Cagliari che costituiscono un valido riferimento per gli operatori del settore.

Direttiva 1999/31/CE del 26/04/1999

“Direttiva del Consiglio relativa alle discariche di rifiuti”

Legge Regionale 06/09/1999 n. 25

“Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli enti locali per l'organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani”

Decreto Legislativo 13/01/2003 n. 36

“Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti”

Ordinanze P.C.M. 20 marzo 2003 n° 3274 e 2 ottobre 2003 n° 3316

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005 n° 3431

“...viene prorogato di ulteriori tre mesi il periodo transitorio nel corso del quale sarà possibile impiegare le norme di cui al D.M. 16 gennaio 1996...”

D.M. 14 gennaio 2008

“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”

D.M. 14 gennaio 2008

“Circolare applicativa 2 febbraio 2009 n. 617” C.S. LL. PP.

Delibera di Giunta Regionale regione Emilia-Romagna n. 1677 del 24 ottobre 2005 relativa alle “Norme tecniche per le costruzioni”. Prime indicazioni applicative.

Provincia di Ferrara Settore Pianificazione Territoriale

Parere preventivo sugli strumenti di pianificazione urbanistica nelle zone sismiche di cui all’art. 37 della L.R. 31/’02. Prima fase applicativa.

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana

“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977)”.

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana

“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” Linee guida (marzo 2005).

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto del presente studio, ricadente nell'elemento 186111 della C.T.R. in scala 1:5.000 denominato " Ponte Crispa ", di cui è rappresentato uno stralcio nella fig. 3, con evidenziata tutta l'area del presente studio.

E' ubicata nella parte occidentale del Comune di Jolanda di Savoia, in un'area a ridosso del Collettore Acque Alte e compresa tra il Canale Malpiglio, il Collettore stesso e lo Scolo Venezia.



Figura 3 Stralcio C.T.R. 1: 5.000 Elemento 186111 denominato "Ponte Crispa"

Una rappresentazione schematica degli impianti è stata riprodotta nella figura 4, con evidenziati i vari lotti e gli impianti principali del polo discariche "Crispa".

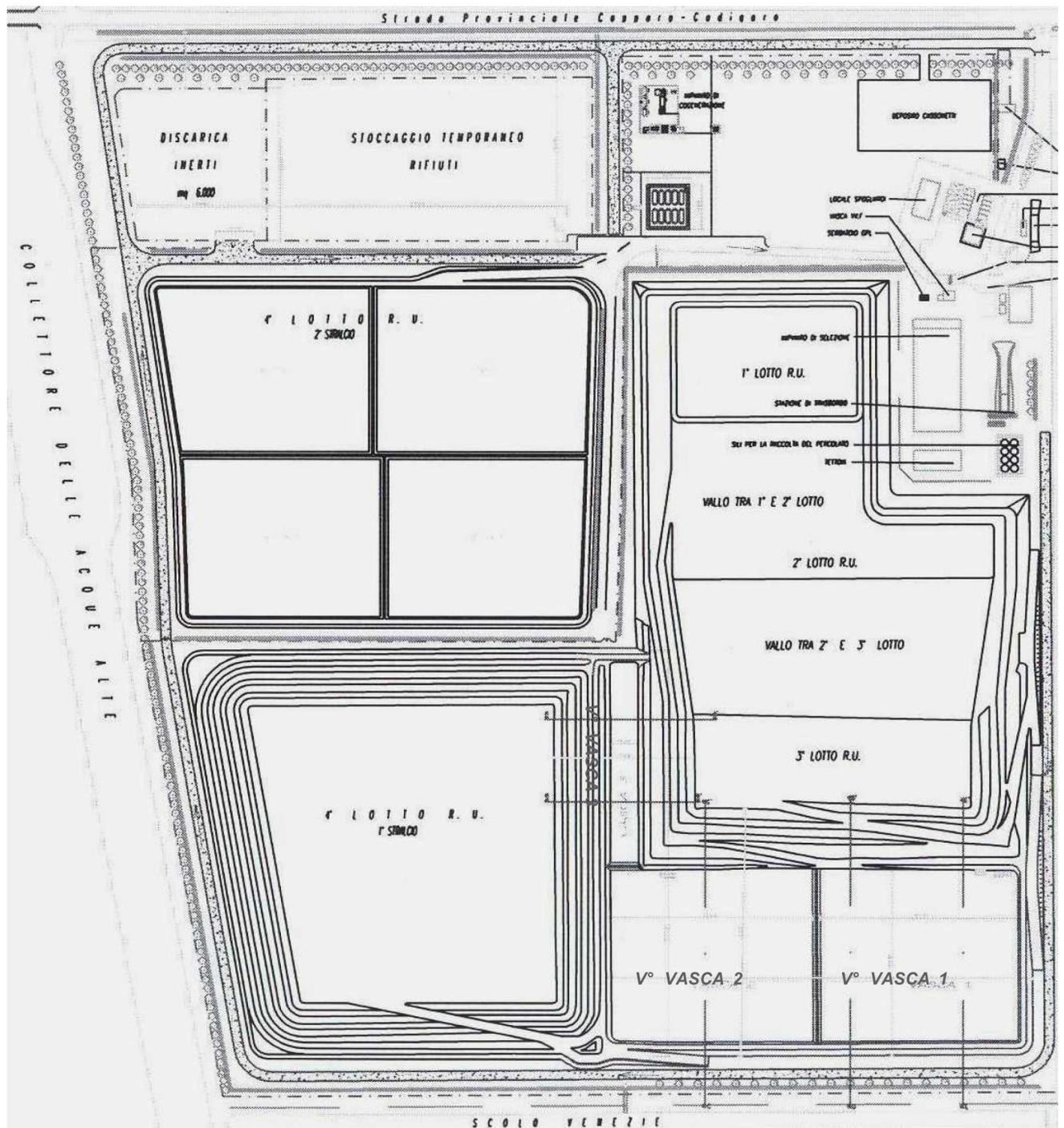


Figura 4 Distribuzione dei vari lotti e degli impianti principali del polo "Crispa"

Dalle indagini e dalle risultanze emerse nelle precedenti verifiche, condotte in corrispondenza dei vari lotti è stata riscontrata sotto, il profilo litostratigrafico, la buona correlazione sia orizzontale che verticale, dei litotipi incontrati.

Una stratigrafia di massima, fino a 30 metri di profondità, può essere così riassunta:

I strato: argille plastiche a tratti debolmente limose, a buona consistenza fino alla profondità minima di 2.50 m e massima di 3.60 m da p.c. idrogeologicamente impermeabile.

II strato: argille scure torbose con intercalazioni e lenti di torba, nel complesso poco consistenti e tendenzialmente impermeabili; spessore da 90 cm a 2.50 m

III strato: potente complessivamente oltre 11 metri ; alternanze di argille limose e limi argillosi che racchiudono sottili lenti di sabbie fini limose potenti fino a qualche metro; permeabilità variabile lateralmente ed in aumento con la profondità.

IV strato: sabbie fini e medie costituenti l'acquifero superficiale il cui tetto si trova a profondità compresa mediamente tra gli 11,00 e i 19.00 metri di profondità e che procede, con qualche piccola variazione, fino ai 30 metri investigati.

L'acquifero più significativo è rappresentato dalle sabbie profonde, mentre locali piccole falde sospese, con fenomeni di capillarità possono verificarsi negli orizzonti limoso argillosi e torbosi.

Nel secondo e nel terzo strato, tendenzialmente impermeabili potranno essere presenti accumuli localizzati e semi confinati in corrispondenza delle lenti più permeabili, mentre nei livelli francamente argillosi si avrà al più un livello saturo senza o con limitatissima circolazione orizzontale.

4. PROGRAMMA DELLE VERIFICHE

Per le verifiche dei vari lotti, modificati dal progetto in esame verranno analizzate, nel dettaglio, le nuove configurazioni in funzione dei nuovi carichi agenti, modificati con le nuove altezze.

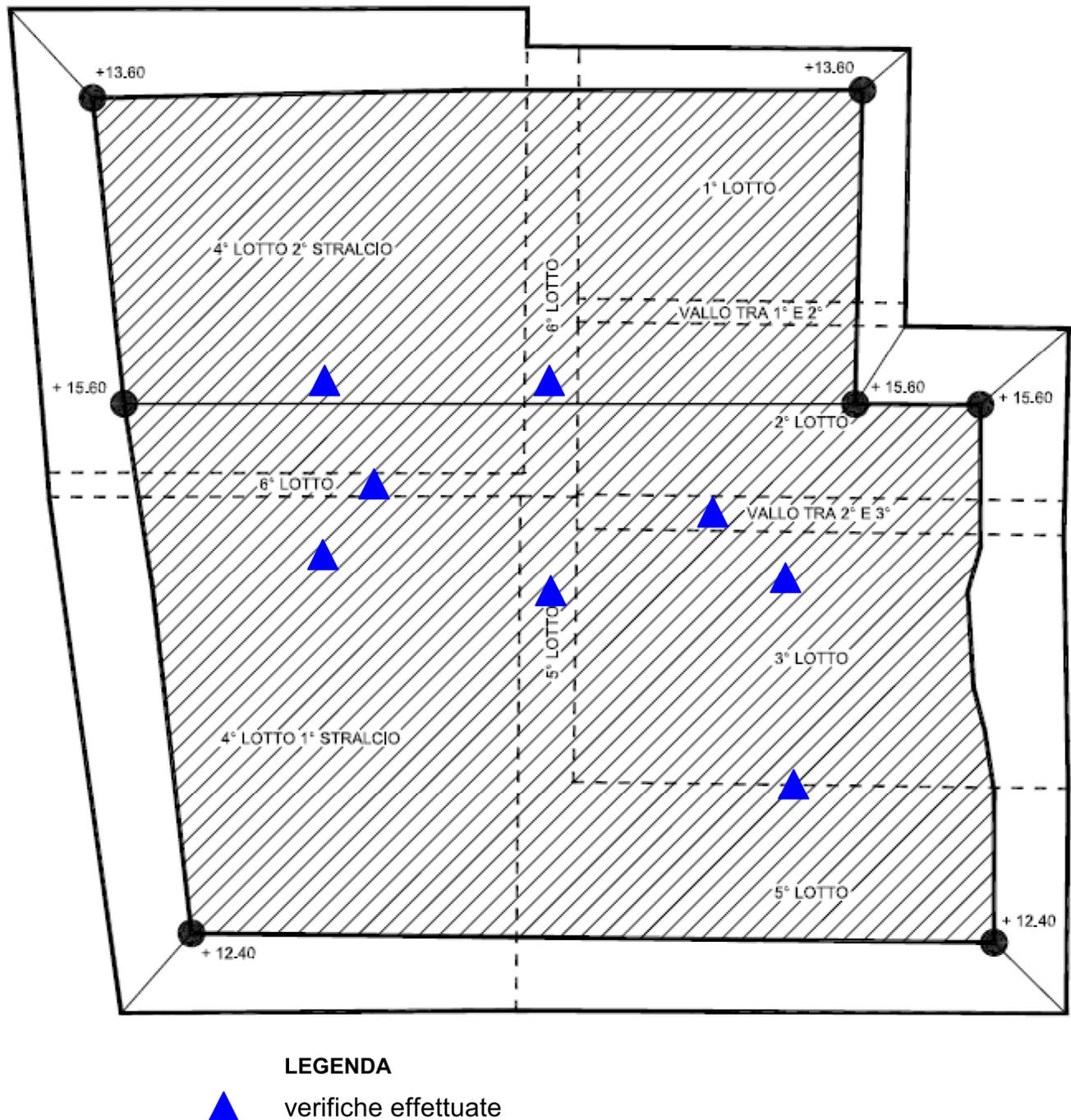


Figura 5 Distribuzione dei vari lotti del polo "Crispa", con indicazione delle analisi eseguite

Nella figura precedente vengono evidenziati tutti i punti di verifica per il calcolo dei cedimenti, in virtù delle nuove altezze e di conseguenza dei nuovi carichi applicati sui terreni di fondazione.

I vari punti sono stati concentrati in corrispondenza delle nuove maggiori altezze, considerando le condizioni più gravose.

4.1 IV° LOTTO (I° STRALCIO)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del IV° lotto (I° stralcio), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 14,50 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 13,50 metri di rifiuti con peso specifico pari a 0,8 t/m³ (7,84 kN/m³) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/m³;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/m³;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/m³)

$$Ed = 13,50 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,20 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

Nel nostro caso, avendo a disposizione i dati ottenuti dalle prove di consolidazione edometrica, eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, viene utilizzata la relazione seguente:

$$St_n = (Cc / 1 + e_o) * H * \log [(Po + \Delta p) / Po]$$

dove:

St_n = cedimento dello strato considerato

Cc = indice di compressione

e_o = indice dei vuoti in situ, per lo strato a cui si riferisce **Cc**

H = spessore dello strato considerato

Po = pressione geostatica efficace alla quota media dello strato H considerato

Dp = incremento di carico applicato sul piano di fondazione.

Se lo strato argilloso è di notevole spessore, lo si divide in strati minori per tener conto meglio delle variazioni della pressione verticale e dei parametri di compressibilità.

In questo caso lo spessore dei terreni compressibili (coesivi) è stato valutato fino alla profondità di 11,20 metri dal piano campagna.

Il terreno sottostante il piano di fondazione è stato suddiviso in 5 strati, attribuendo a ciascuno i parametri geotecnici corrispondenti, ottenuti dalle analisi di laboratorio.

Dopo aver calcolato il cedimento dei singoli strati, sono stati sommati i risultati per ottenere il cedimento totale.

Di seguito vengono riassunti i risultati dei calcoli effettuati per ciascun strato, per la vecchia e per la nuova configurazione:

Vecchia configurazione	Nuova configurazione
STRATO 1 da 0.00 a - 4.50 m $St_1 = 35.63$ cm	STRATO 1 da 0.00 a - 4.50 m $St_1 = 36.88$ cm
STRATO 2 da - 4.50 a - 6.00 m $St_2 = 12.29$ cm	STRATO 2 da - 4.50 a - 6.00 m $St_2 = 12.82$ cm
STRATO 3 da - 6.00 a - 8.00 m $St_3 = 14.15$ cm	STRATO 3 da - 6.00 a - 8.00 m $St_3 = 14.79$ cm
STRATO 4 da - 8.00 a - 10.00 m $St_4 = 12.31$ cm	STRATO 4 da - 8.00 a - 10.00 m $St_4 = 12.89$ cm
STRATO 5 da - 10.00 a - 11.20 m $St_5 = 10.40$ cm	STRATO 5 da - 10.00 a - 11.20 m $St_5 = 10.91$ cm
Cedimento totale $S_t = 84,78$ cm	Cedimento totale $S_t = 88,29$ cm

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,12	84,78 (re. 09/98)	1,20	88,29

Nella nuova configurazione si è ottenuto quindi un valore del cedimento totale pari a **St = 88.29 cm.**

4.2 VI° LOTTO (VASCA 1)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del VI° lotto (vasca 1), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a $0,8 \text{ t/m}^3$ ($7,84 \text{ kN/m}^3$) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/m}^3$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/m}^3$;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/m}^3$).

$$Ed = 14,60 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,29 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

Anche in questo, attraverso i dati ottenuti dalle prove di consolidazione edometrica, eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, viene utilizzata la relazione seguente:

$$St_n = (Cc / 1 + e_o) * H * \log [(Po + \Delta p) / Po]$$

dove:

St_n = cedimento dello strato considerato

Cc = indice di compressione

e_o = indice dei vuoti in situ, per lo strato a cui si riferisce Cc

H = spessore dello strato considerato

Po = pressione geostatica efficace alla quota media dello strato H considerato

Dp = incremento di carico applicato sul piano di fondazione.

Se lo strato argilloso è di notevole spessore, lo si divide in strati minori per tener conto meglio delle variazioni della pressione verticale e dei parametri di compressibilità.

In questo caso lo spessore dei terreni compressibili (coesivi) è stato valutato fino alla profondità di 17,00 metri dal piano campagna .

Il terreno sottostante il piano di fondazione è stato suddiviso in 4 strati, attribuendo a ciascuno i parametri geotecnici corrispondenti, ottenuti dalle analisi di laboratorio.

Dopo aver calcolato il cedimento dei singoli strati, sono stati sommati i risultati per ottenere il cedimento totale.

Di seguito vengono riassunti i risultati dei calcoli effettuati per ciascun strato, per la vecchia e per la nuova configurazione:

VASCA 1

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
STRATO 1	da 0.00 a - 5.00 m $St_1 = 12.59$ cm	STRATO 1	da 0.00 a - 5.00 m $St_1 = 12.80$ cm
STRATO 2	da - 5.00 a -12.00 m $St_2 = 18.50$ cm	STRATO 2	da - 5.00 a - 12.00 m $St_2 = 18.89$ cm
STRATO 3	da - 12.00 a - 15.00 m $St_3 = 14.31$ cm	STRATO 3	da - 12.00 a - 15.00 m $St_3 = 14.64$ cm
STRATO 4	da - 15.00 a -17.00 m $St_4 = 5.49$ cm	STRATO 4	da - 15.00 a -17.00 m $St_4 = 5.62$ cm
Cedimento totale $S_t = 50,89$ cm		Cedimento totale $S_t = 51,95$ cm	

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,25	50,89 (re. 10/07)	1,29	51,95

Nella nuova configurazione si è ottenuto un valore del cedimento totale pari a **$St = 51.95$ cm.**

4.3 VI° LOTTO (VASCA 2)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del VI° lotto (vasca 2), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a 0,8 t/m³ (7,84 kN/m³) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/m³;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/m³;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/m³).

$$Ed = 14,00 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,24 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

In accordo con quanto effettuato per la vasca 1, anche in questo caso sono stati utilizzati i dati ottenuti dalle prove di consolidazione edometrica, eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, introducendoli nella relazione seguente:

$$St_n = (Cc / 1 + e_o) * H * \log [(Po + \Delta p) / Po]$$

dove:

St_n = cedimento dello strato considerato

Cc = indice di compressione

e_o = indice dei vuoti in situ, per lo strato a cui si riferisce **Cc**

H = spessore dello strato considerato

Po = pressione geostatica efficace alla quota media dello strato H considerato

Dp = incremento di carico applicato sul piano di fondazione.

Se lo strato argilloso è di notevole spessore, lo si divide in strati minori per tener conto meglio delle variazioni della pressione verticale e dei parametri di compressibilità.

Lo spessore dei terreni compressibili (coesivi) è stato valutato fino alla profondità di 18,00 metri dal piano campagna, escludendo, in questo caso, l'orizzonte sabbioso incompressibile, presente negli strati superficiali.

Il terreno sottostante il piano di fondazione è stato suddiviso in 4 strati, attribuendo a ciascuno i parametri geotecnici corrispondenti, ottenuti dalle analisi di laboratorio.

Dopo aver calcolato il cedimento dei singoli strati, sono stati sommati i risultati per ottenere il cedimento totale.

Di seguito vengono riassunti i risultati dei calcoli effettuati per ciascun strato, per la vecchia e per la nuova configurazione:

VASCA 2

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
STRATO 1 da 0.00 a - 6.30 m	$St_1 = 27.45$ cm	STRATO 1 da 0.00 a - 6.30 m	$St_1 = 27.30$ cm
STRATO 2 da - 11.10 a - 12.60 m	$St_2 = 4.38$ cm	STRATO 2 da - 11.10 a - 12.60 m	$St_2 = 4.36$ cm
STRATO 3 da - 12.60 a - 14.10 m	$St_3 = 3.25$ cm	STRATO 3 da - 12.60 a - 14.10 m	$St_3 = 3.23$ cm
STRATO 4 da - 14.10 a - 18.00 m	$St_4 = 12.48$ cm	STRATO 4 da - 14.10 a - 18.00 m	$St_4 = 12.38$ cm
Cedimento totale $S_t = 47,56$ cm		Cedimento totale $S_t = 47,27$ cm	

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,25	47,56 (re. 10/07)	1,24	47,27

Nella nuova configurazione si è ottenuto un valore del cedimento totale pari a **$St = 47.27$ cm.**

4.4 IV° LOTTO (II° STRALCIO)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del IV° lotto (II stralcio), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a 0,8 t/m³ (7,84 kN/m³) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/m³;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/m³;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/m³).

$$Ed = 14,60 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,29 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato utilizzando i dati ottenuti dalle prove di consolidazione edometrica, eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, introducendoli nella relazione seguente:

$$St_n = (Cc / 1 + e_o) * H * \log [(Po + \Delta p) / Po]$$

dove:

St_n = cedimento dello strato considerato

Cc = indice di compressione

e_o = indice dei vuoti in situ, per lo strato a cui si riferisce **Cc**

H = spessore dello strato considerato

Po = pressione geostatica efficace alla quota media dello strato H considerato

Dp = incremento di carico applicato sul piano di fondazione.

Se lo strato argilloso è di notevole spessore, lo si divide in strati minori per tener conto meglio delle variazioni della pressione verticale e dei parametri di compressibilità.

Lo spessore dei terreni compressibili (coesivi) è stato valutato fino alla profondità di 16,00 metri dal piano campagna.

Il terreno sottostante il piano di fondazione è stato suddiviso in 6 strati, attribuendo a ciascuno i parametri geotecnici corrispondenti, ottenuti dalle analisi di laboratorio.

Dopo aver calcolato il cedimento dei singoli strati, sono stati sommati i risultati per ottenere il cedimento totale.

Di seguito vengono riassunti i risultati dei calcoli effettuati per ciascun strato, per la vecchia e per la nuova configurazione:

Vecchia configurazione			Nuova configurazione		
STRATO 1	da 0.00 a - 1.50 m	$St_1 = 18.20$ cm	STRATO 1	da 0.00 a - 1.50 m	$St_1 = 19.19$ cm
STRATO 2	da - 1.50 a - 2.50 m	$St_2 = 5.30$ cm	STRATO 2	da - 1.50 a - 2.50 m	$St_2 = 5.69$ cm
STRATO 3	da - 2.50 a - 6.00 m	$St_3 = 16.27$ cm	STRATO 3	da - 2.50 a - 6.00 m	$St_3 = 17.87$ cm
STRATO 4	da - 6.10 a -10.20 m	$St_4 = 15.74$ cm	STRATO 4	da - 6.10 a -10.20 m	$St_4 = 17.63$ cm
STRATO 5	da - 10.20 a -13.00 m	$St_5 = 10.08$ cm	STRATO 5	da - 10.20 a -13.00 m	$St_5 = 11.41$ cm
STRATO 6	da - 13.20 a -16.00 m	$St_6 = 18.20$ cm	STRATO 6	da - 13.20 a -16.00 m	$St_6 = 20.73$ cm
Cedimento totale $S_t = 83,79$ cm			Cedimento totale $S_t = 92,52$ cm		

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,07	83,79 (re. 15/03)	1,29	92,52

Nella nuova configurazione si è ottenuto un valore del cedimento totale pari a $St = 92.52$ cm.

4.5 V° LOTTO (VASCA I e II)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del V° lotto (Vasca I e Vasca II), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 13,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 12,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a 0,8 t/m³ (7,84 kN/m³) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/m³;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/m³;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/m³).

$$Ed = 12,60 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,13 \text{ kg/cm}^2$$

4.5.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato utilizzando i dati ottenuti dalle prove di consolidazione edometrica, eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, introducendoli nella relazione seguente:

$$St_n = (Cc / (1 + e_o)) * H * \log [(Po + \Delta p) / Po]$$

dove:

St_n = cedimento dello strato considerato

Cc = indice di compressione

e_o = indice dei vuoti in situ, per lo strato a cui si riferisce **Cc**

H = spessore dello strato considerato

Po = pressione geostatica efficace alla quota media dello strato H considerato

Dp = incremento di carico applicato sul piano di fondazione.

Se lo strato argilloso è di notevole spessore, lo si divide in strati minori per tener conto meglio delle variazioni della pressione verticale e dei parametri di compressibilità.

Lo spessore dei terreni compressibili (coesivi) è stato valutato fino alla profondità di 19,00 metri dal piano campagna.

Il terreno sottostante il piano di fondazione è stato suddiviso in 5 strati, attribuendo a ciascuno i parametri geotecnici corrispondenti, ottenuti dalle analisi di laboratorio.

Dopo aver calcolato il cedimento dei singoli strati, sono stati sommati i risultati per ottenere il cedimento totale.

Di seguito vengono riassunti i risultati dei calcoli effettuati per ciascun strato, per la vecchia e per la nuova configurazione:

Vecchia configurazione			Nuova configurazione		
STRATO 1	da 0.00 a -2.60 m	$St_1 = 23.88$ cm	STRATO 1	da 0.00 a -2.60 m	$St_1 = 23.20$ cm
STRATO 2	da -2.60 a -4.60 m	$St_2 = 21.54$ cm	STRATO 2	da -2.60 a -4.60 m	$St_2 = 21.03$ cm
STRATO 3	da -4.60 a -9.70 m	$St_3 = 25.21$ cm	STRATO 3	da -4.60 a -9.70 m	$St_3 = 24.33$ cm
STRATO 4	da -9.70 a -11.60 m	$St_4 = 8.64$ cm	STRATO 4	da -9.70 a -11.60 m	$St_4 = 8.28$ cm
STRATO 5	da -11.60 a -19.00 m	$St_5 = 12.26$ cm	STRATO 5	da -11.60 a -19.00 m	$St_5 = 11.60$ cm
Cedimento totale $S_t = 91,53$ cm			Cedimento totale $S_t = 88,54$ cm		

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,21	91,53 (re. 05/04)	1,13	88,54

Nella nuova configurazione si è ottenuto un valore del cedimento totale pari a **$St = 88.54$ cm.**

4.6 V° LOTTO (VASCA 3)

In considerazione della nuova configurazione, il centro del V° lotto (Vasca III), nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 14,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 13,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a 0,8 t/m³ (7,84 kN/m³) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/m³;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/m³;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/m³).

$$Ed = 13,00 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,16 \text{ kg/cm}^2$$

4.6.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

Per il calcolo dei cedimenti al centro della Vasca III del V° lotto, sono stati utilizzati i dati della prova CPT 3, eseguita per lo studio del lotto in esame.

Lo spessore dello strato comprimibile è stato considerato pari a 15,40 metri, limite degli orizzonti coesivi, suddividendo l'intero spessore del terreno investigato in strati di 20 cm, e valutando per ciascun livello la tensione verticale " σ_v " in corrispondenza del centro della superficie di carico, secondo la teoria dell'elasticità di Boussinesq.

Il relativo valore del modulo edometrico " M_o " viene ottenuto, per i vari livelli, in base alla relazione:

$$M_o = \alpha * R_p$$

dove:

α = coefficiente tabulato in funzione della litologia.

R_p = resistenza alla punta in corrispondenza del livello considerato

Tramite programma di calcolo, la valutazione dei cedimenti, nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale, è stata effettuata considerando la pressione di esercizio realmente applicata, utilizzando la seguente espressione:

$$S = n * \Sigma (h * \sigma_v / M_o)$$

dove:

- S** = cedimento esteso alla profondità H_c (metri)
n = coefficiente di riduzione ($n = 0.85$) che tiene conto della rigidità strutturale
 Σ = somm. degli strati di 20 cm fino alla profondità H_c
h = spessore degli strati considerati (= 20cm)
 σ_v = tensione verticale al centro della superficie di carico
Mo = modulo edometrico

Di seguito vengono riassunti i risultati ottenuti, confrontando la vecchia e la nuova configurazione.

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,21	61,07 (re. 05/04)	1,13	57,68

Nella nuova configurazione si è ottenuto un valore del cedimento totale pari a **St = 57.68 cm.**

4.7 III° LOTTO

In considerazione della nuova configurazione, il centro del III° lotto, nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 14,60 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 13,60 metri di rifiuti con peso specifico pari a 0,8 t/m³ (7,84 kN/m³) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/m³;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/m³;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/m³).

$$Ed = 13,60 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,21 \text{ kg/cm}^2$$

4.7.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato utilizzando i dati ottenuti dalle prove di consolidazione edometrica, eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, introducendoli nella relazione seguente:

Nel nostro caso, avendo a disposizione i dati ottenuti dalle prove eseguite sui campioni, viene utilizzata la relazione seguente:

$$S = H_o * D_p * m_v$$

dove:

S = cedimento dello strato considerato

H_o = spessore dello strato considerato

D_p = incremento di carico applicato sul piano di fondazione, valutato alla profondità corrispondente al centro dello strato preso in esame.

m_v = $\frac{a_v}{1 + e^0}$ coefficiente di compressibilità di volume

Se lo strato argilloso è di notevole spessore, lo si divide in strati minori per tener conto meglio delle variazioni della pressione verticale e dei parametri di compressibilità.

Nel nostro caso il terreno sottostante il piano di fondazione è stato suddiviso in 7 strati, attribuendo a ciascuno, il valore corrispondente di mv, ottenuto dalle analisi di laboratorio.

Dopo aver calcolato il cedimento dei singoli strati, sono stati sommati i risultati per ottenere il cedimento totale.

Di seguito vengono riassunti i risultati dei calcoli effettuati per ciascun strato, per la vecchia e per la nuova configurazione:

Vecchia configurazione				Nuova configurazione			
STRATO 1	da 0.00 a -2.00 m	$St_1 = 9.28$ cm		STRATO 1	da 0.00 a -2.00 m	$St_1 = 9.92$ cm	
STRATO 2	da -2.00 a -3.00 m	$St_2 = 2.25$ cm		STRATO 2	da -2.00 a -3.00 m	$St_2 = 2.42$ cm	
STRATO 3	da -3.00 a -5.00 m	$St_3 = 24.77$ cm		STRATO 3	da -3.00 a -5.00 m	$St_3 = 26.62$ cm	
STRATO 4	da -5.00 a -7.50 m	$St_4 = 11.66$ cm		STRATO 4	da -5.00 a -7.50 m	$St_4 = 12.10$ cm	
STRATO 5	da -7.50 a -8.80 m	$St_5 = 3.21$ cm		STRATO 5	da -7.50 a -8.80 m	$St_5 = 3.46$ cm	
STRATO 6	da -8.80 a -12.30 m	$St_5 = 13.90$ cm		STRATO 6	da -8.80 a -12.30 m	$St_5 = 15.24$ cm	
STRATO 6	da -12.30 a -16.00 m	$St_5 = 7.52$ cm		STRATO 6	da -12.30 a -16.00 m	$St_5 = 8.06$ cm	
Cedimento totale $S_t = 72,59$ cm				Cedimento totale $S_t = 77,82$ cm			

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,12	72,59 (re. 03/95)	1,21	77,82

Nella nuova configurazione si è ottenuto un valore del cedimento totale pari a $S_t = 77.82$ cm.

4.8 VALLO fra II° e III° LOTTO

In considerazione della nuova configurazione, il centro del vallo compreso tra II° e III° lotto, nel punto maggiormente sollecitato, avrà un'altezza finale pari a circa 15,00 metri, costituiti dal basso verso l'alto da 14,00 metri di rifiuti con peso specifico pari a 0,8 t/m³ (7,84 kN/m³) e dal metro di copertura stabilito secondo le seguenti proporzioni:

25 % in peso di compost (con peso specifico di 0,50 t/m³) 4,9 kN/m³;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico 1,45 t/m³) 14,21 kN/m³;

con un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa 1,212 t/m³ (11,87 kN/m³).

$$Ed = 14,00 * 0,80 + 1,00 * 1,21 = 1,24 \text{ kg/cm}^2$$

4.8.1 Calcolo cedimenti in condizioni statiche

Per il calcolo dei cedimenti al centro del vallo compreso tra il II° ed il III° lotto, sono stati utilizzati i dati della prova CPT 2, eseguita per lo studio del lotto in esame.

Lo spessore dello strato comprimibile è stato considerato pari a 20,00 metri, limite degli orizzonti coesivi, suddividendo l'intero spessore del terreno investigato in strati di 20 cm, e valutando per ciascun livello la tensione verticale " σ_v " in corrispondenza del centro della superficie di carico, secondo la teoria dell'elasticità di Boussinesq.

Il relativo valore del modulo edometrico " M_o " viene ottenuto, per i vari livelli, in base alla relazione:

$$M_o = \alpha * R_p$$

dove:

α = coefficiente tabulato in funzione della litologia.

R_p = resistenza alla punta in corrispondenza del livello considerato

Tramite programma di calcolo, la valutazione dei cedimenti, nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale, è stata effettuata considerando la pressione di esercizio realmente applicata, utilizzando la seguente espressione:

$$S = n * \Sigma (h * \sigma_v / M_o)$$

dove:

- S** = cedimento esteso alla profondità H_c (metri)
n = coefficiente di riduzione ($n = 0.85$) che tiene conto della rigidità strutturale
 Σ = somm. degli strati di 20 cm fino alla profondità H_c
h = spessore degli strati considerati (= 20cm)
 σ_v = tensione verticale al centro della superficie di carico
Mo = modulo edometrico

Di seguito vengono riassunti i risultati ottenuti, confrontando la vecchia e la nuova configurazione.

Vecchia configurazione		Nuova configurazione	
Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)	Carico di esercizio (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1,30	69,45 (re. 19/03)	1,24	66,25

Nella nuova configurazione si è ottenuto un valore del cedimento totale pari a **St = 66.25 cm**

5. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI DEL FONDO DELLA DISCARICA

Per valutare se il fondo della discarica, possa subire fenomeni di instabilità in condizioni sismiche, la presente nota si prefigge lo scopo di verificare l'entità di eventuali cedimenti postsismici nei terreni coesivi.

A rappresentatività delle condizioni stratigrafiche generali del Polo "Crispa", vengono presi in considerazione i parametri e le caratteristiche litologiche del IV° lotto I° stralcio e del V° lotto.

La presente verifica viene redatta secondo quanto previsto dalla Nota Provinciale Prot. 110883/05 del 29/11/2005, che richiama la "Valutazione di compatibilità delle previsioni con la riduzione del rischio sismico e con le esigenze di Protezione Civile", prevista dalla Delibera di Giunta Regionale n. 1677/05; deve inoltre essere conforme ai contenuti dell'"Atto di indirizzo e coordinamento tecnico" approvato dall'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna con Delibera n. 112 del 2 maggio 2007.

I cedimenti post-sismici dei terreni coesivi molto soffici ($c_u \leq 70 \text{ kPa}$) e plastici ($IP \geq 30\%$), dovuti a fenomeni di riconsolidazione conseguenti alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante un terremoto risulta essere significativo, ai fini ingegneristici, solo se il rapporto dell'incremento delle pressioni interstiziali $r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$ è maggiore o uguale a 0.3.

Tale rapporto può essere valutato dal grafico riportato in **figura 6**.

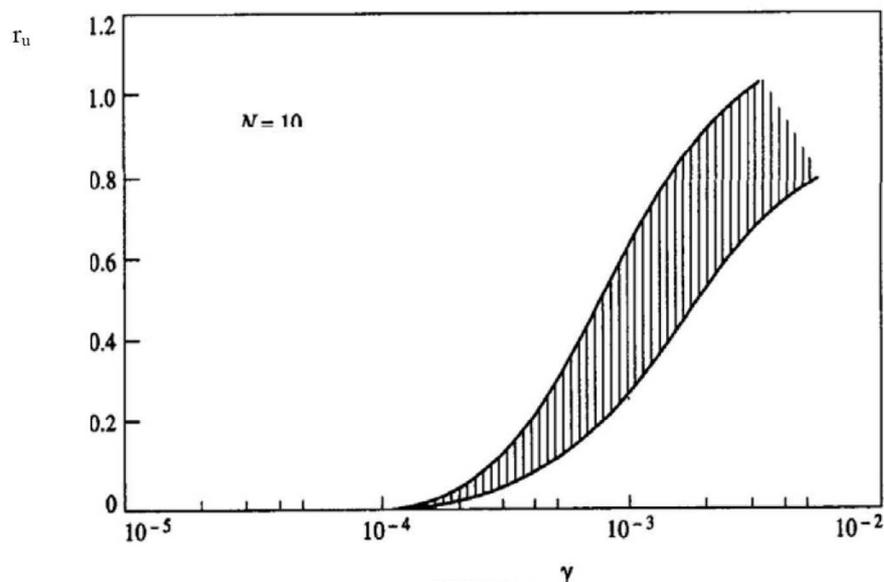


Figura 6. Valutazione dell'incremento di pressioni neutre normalizzato ($r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$) in funzione della deformazione indotta dal sisma di progetto (Dobry, 1989) [11].

Per valutare se negli orizzonti coesivi soffici possano sussistere condizioni legate a fenomeni di riconsolidazione, significativi ai fini ingegneristici e conseguenti alla dissipazione delle pressioni interstiziali che potrebbero accumularsi dopo un eventuale terremoto, i campioni indisturbati prelevati sono stati sottoposti alle analisi previste.

Nel seguito vengono brevemente riassunti i risultati, per quanto riguarda i limiti di consistenza e le caratteristiche naturali, presi come riferimento per l'intero fondo della discarica "Crispa", mediando i parametri ottenuti in fase progettuale, scaturiti da analisi critica dei dati presenti al contorno.

Profondità (mt)	Parametri IV° lotto		Profondità (mt)	Parametri V° lotto	
	Ip	Cc		e ₀	Cc
0,70÷1,30	Ip	32.89	1,00÷1,60	e ₀	3,79
0,70÷1,30	Cc	0.232	3,90÷4,50	e ₀	6,168
0,70÷1,30	e ₀	0,989	3,90÷4,50	Cc	0,94
0,80÷1,40	Ip	30.02	5,70÷6,30	e ₀	0,93
0,60÷1,20	Ip	37,69	5,70÷6,30	Cc	0,117
0,70÷1,30	Ip	33,64	11,00÷11,60	e ₀	1,226
5,10÷5,70	Cc	0.338	11,00÷11,60	Cc	0,170
5,10÷5,70	e ₀	0,964	13,30÷13,90	e ₀	1,151
7,00÷7,60	Cc	0.344	13,30÷13,90	Cc	0,043
7,00÷7,60	e ₀	0,990			
9,00÷9,60	Cc	0.390			
9,00÷9,60	e ₀	1,277			
10,40÷11,00	e ₀	2,294			

Nella zona interessata dal IV° lotto, l'analisi stratigrafica evidenzia la presenza di un orizzonte superficiale coesivo soffice, individuato nel corso delle varie indagini svolte, compreso tra il piano campagna e i 12.00 metri di profondità, con $I_p > 30\%$ e valori di coesione non drenata c_u compresi tra 10 e 30 kPa.

Per l'area caratterizzata dal V° lotto, l'analisi delle indagini svolte, ha evidenziato la presenza di un primo orizzonte a natura coesiva-organica a debole resistenza, che presenta valori di c_u compresi tra 5 e 25 kPa e probabile indice plastico $I_p > 30\%$.

In accordo con l'Atto di indirizzo si procederà, quindi, alla valutazione del rapporto dell'incremento delle pressioni interstiziali $r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$.

La deformazione indotta dal terremoto di progetto negli strati di terreno è valutabile utilizzando la seguente espressione:

$$\gamma_{\max} = 0.65 * a_{g,rif} * S * \sigma_{vo} * r_d * \frac{1}{G}$$

- dove: $a_{g,rif}$ = accelerazione di riferimento per il Comune allo studio (Jolanda di Savoia $a_{g,rif} = 0.120$)
 S = fattore di amplificazione, funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e della stratigrafia dei terreni (nel caso in esame F.A. = 1.5)
 σ_{vo} = carico litostatico in termini di tensioni totali
 r_d = $(1 - 0.00766 * Z)$ (1-0,00766*6,00) per profondità dello strato entro 9,15 metri dal p.c.
 r_d = $(1,174 - 0.0267 * Z)$ per profondità comprese tra 9,15 metri e 23 metri dal p.c.
 G = valore ridotto di G_0 funzione dell'accelerazione a_{\max}
 G_0 = modulo di taglio alle piccole deformazioni

5.1 IV° Lotto

Il calcolo del cedimento postsismico viene effettuato nell'orizzonte medio compreso tra -1,00 m e -12,00 m dal p.c. con una R_p media di 5 kg/cm^2 (490 kPa).

$a_{\max s}$ [g]	G/G_0
0.10	0.80
0.20	0.50
0.30	0.35
0.40	0.28

Fattore di riduzione del modulo di taglio G nei primi 20 metri, in funzione dell'accelerazione $a_{\max s}$

Tramite interpolazione lineare sui dati riportati nella tabella soprastante, per l'accelerazione $a_{g,rif} = 0,120$ il rapporto G/G_0 è pari a 0,74.

Il Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 per i terreni coesivi, viene ricavato dalla relazione di Mayne & Rix, 1993 riportate nelle seguente equazione:

$$G_0 = 406 \cdot (qc)^{0.695} \cdot (e)^{-1.13} = 30418,97 \text{ kPa} = 310,18 \text{ kg/cm}^2$$

Lo strato su cui viene calcolato il cedimento postsismico inizia a -1,00 m dal p.c. e termina a -12,00 m dal p.c. con una R_p media di 5 kg/cm^2 .

Nella tabella sottostante vengono riportati i dati di input per l'analisi.

strato	Tetto-letto (m da p.c.)	DH	qc (kPa)	Go	G/Go	G (kPa)	r_d	γ_{\max}
1	Da -1.00 a -12,00	11,00	490	30400	0,74	22500	0,9502	$1.066 \cdot 10^{-3}$

Deformazione massima attesa per il terremoto di progetto nello strato coesivo rappresentativo del sito di intervento

Sostituendo i valori, si ottiene

$$\gamma_{\max} = 0.65 \cdot a_{g,rif} \cdot S \cdot \sigma_{vo} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

$$\sigma_{vo} = 1,75 \cdot 12 = 21 \text{ T/m}^2 \text{ (205 kPa)}$$

$$\gamma_{\max} = 0.65 \cdot 0.120 \cdot 1,5 \cdot 205 \cdot 0,85 \cdot \frac{1}{22500} = 9.06 \cdot 10^{-4}$$

e introducendo in ascissa il valore di γ_{\max} calcolato, si valuta se la r_u assume valori tali da dover procedere al calcolo dei cedimenti post-sismici.

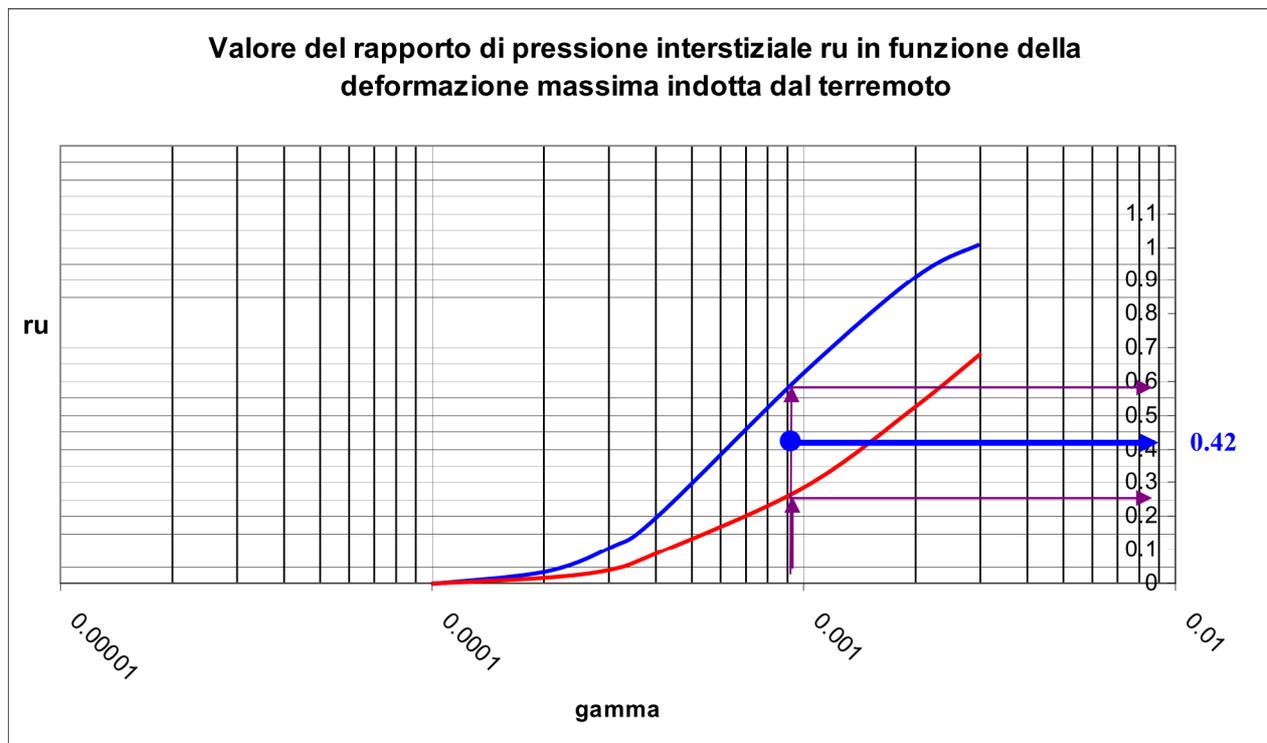


Figura 7

Come si può notare, lo strato considerato subisce, a causa del terremoto un incremento di pressione interstiziale r_u pari a 0,26.

Pur risultando, un valore di r_u inferiore a 0,3 per cui non si dovrebbe procedere al calcolo dei cedimenti postsismici, ai fini cautelativi si esegue il calcolo, per il valore mediano, compreso tra le due curve e pari a 0,42 utilizzando la seguente espressione:

$$\Delta H = H \frac{\alpha \cdot C_r}{1+e_0} * \log \left\{ \frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}} \right\}$$

Sostituendo i valori per lo strato considerato:

$$H = 1100 \text{ cm}$$

$$\sigma'_{v6,00} = 1,20 \text{ kg/cm}^2 \text{ (117,68 kPa)}$$

$$\alpha = 1.25 \text{ (valore medio compreso tra 1 e 1.5)}$$

$$e_0 = 0.99$$

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = 0.42 \text{ (come da figura 7)}$$

$$C_r = 0.225 * C_c = 0.225 * 0.344 = 0.0774$$

Si ricava

$$\mathbf{DH_{(0,42)} = 12.65 \text{ cm}}$$

5.2 V° Lotto

Per il V° lotto, il calcolo del cedimento postsismico viene effettuato nell'orizzonte medio compreso tra -1,00 m e -14,00 m dal p.c.

Questo orizzonte, individuato nel sondaggio S2, effettuato al centro del V° lotto e in corrispondenza delle Cpt 1 Cpt 2, ubicate rispettivamente al centro della vasca 1 e della vasca 2 presenta una R_p media pari a 4 kg/cm² (392 kPa), valori di c_u compresi tra 5 e 25 kPa e probabile indice plastico $I_p > 30\%$.

a_{maxs} [g]	G/G_0
0.10	0.80
0.20	0.50
0.30	0.35
0.40	0.28

Fattore di riduzione del modulo di taglio G nei primi 20 metri, in funzione dell'accelerazione a_{maxs}

Tramite interpolazione lineare sui dati riportati nella tabella soprastante, per l'accelerazione $a_{g,rif} = 0,120$ (relativa al Comune di Jolanda di Savoia), il rapporto G/G_0 è pari a 0,74.

Il Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 per i terreni coesivi, viene ricavato dalla relazione di Mayne & Rix, 1993 riportata nella seguente equazione:

$$G_0 = 406 \cdot (qc)^{0.695} \cdot (e)^{-1.13} = 20458,11 \text{ kPa} = 208,61 \text{ kg/cm}^2$$

Nella tabella sottostante vengono riportati i dati di input per l'analisi.

strato	Tetto-letto (m da p.c.)	DH	qc (kPa)	G_0	G/G_0	G (kPa)	r_d	γ_{max}
1	Da -1.00 a -14,00	13,00	392	20458	0,74	15140	0,9502	$1.066 \cdot 10^{-3}$

Deformazione massima attesa per il terremoto di progetto nello strato coesivo rappresentativo del sito di intervento

Sostituendo i valori, si ottiene

$$\gamma_{max} = 0.65 \cdot a_{g,rif} \cdot S \cdot \sigma_{vo} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

$$\sigma_{vo} = 1,75 \cdot 14 = 24.5 \text{ t/m}^2 \text{ (240 kPa)}$$

$$\gamma_{max} = 0,65 \cdot 0,120 \cdot 1,5 \cdot 240 \cdot 0,80 \cdot \frac{1}{15140} = 1.484 \cdot 10^{-3}$$

e introducendo in ascissa il valore di γ_{max} calcolato, si valuta se la r_u assume valori tali da dover procedere al calcolo dei cedimenti post-sismici.

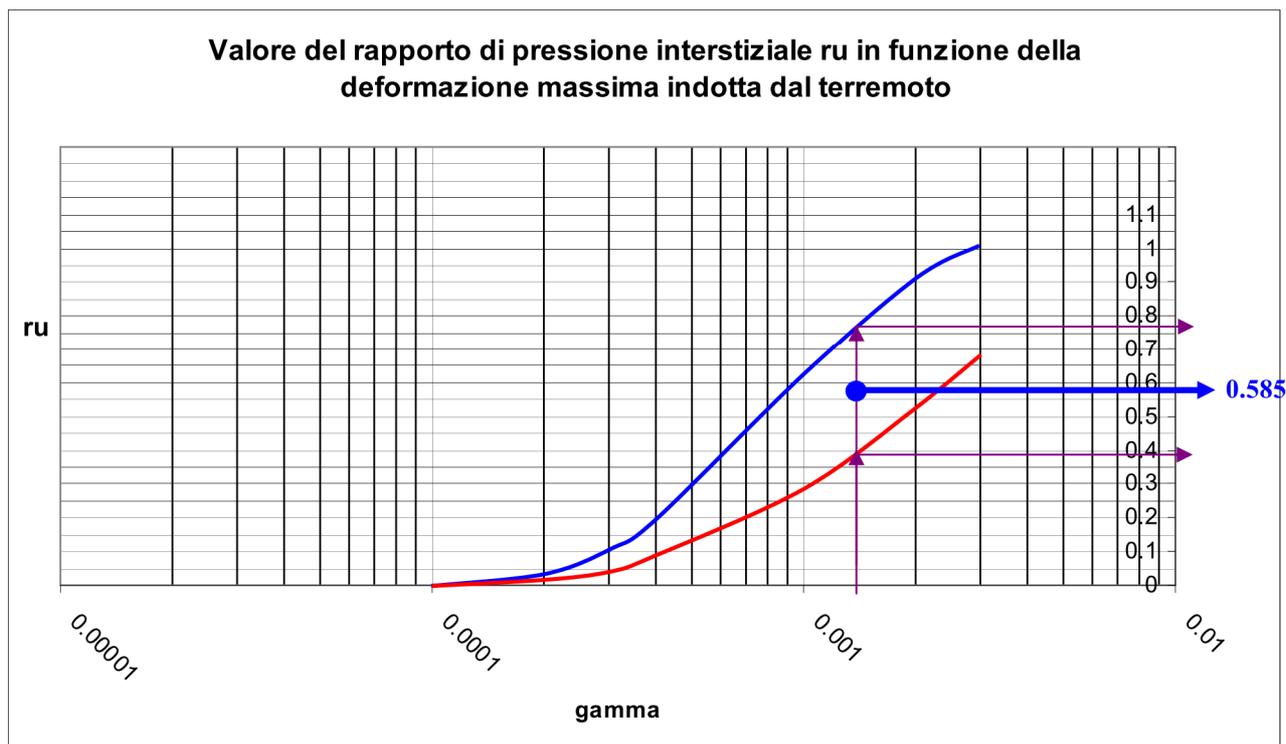


Figura 8

Come si può notare, lo strato considerato subisce, a causa del terremoto un incremento di pressione interstiziale r_u pari a 0,39.

Risultando, un valore di r_u superiore a 0,3 si procede al calcolo dei cedimenti postsismici utilizzando, ai fini del calcolo, il valore mediano, compreso tra le due curve e pari a 0,585, utilizzando la seguente espressione:

$$\Delta H = H \frac{\alpha \cdot C_r}{1+e_0} * \log \left\{ \frac{1}{1 - \frac{\Delta_u}{\sigma'_{v0}}} \right\}$$

Sostituendo i valori per lo strato considerato:

$$H = 1300 \text{ cm}$$

$$\sigma'_{v7.00} = 1,22 \text{ kg/cm}^2 \text{ (119,64 kPa)}$$

$$\alpha = 1.25 \text{ (valore medio compreso tra 1 e 1.5)}$$

$$e_0 = 1.226$$

$$ru = \frac{\Delta_U}{\sigma_{v0}} = 0.5856 \text{ (come da *figura 8*)}$$

$$Cr = 0.225 * Cc = 0.225 * 0.117 = 0.0263$$

Si ricava

$$DH_{(0.58)} = 7,33 \text{ cm}$$

E' doveroso ricordare che i calcoli sopra esposti, comportano ulteriori abbassamenti dei terreni di posa, solo in caso di evento sismico e che le predette valutazioni sono state effettuate utilizzando i dati elaborati dalle indagini effettuate in fase progettuale, cioè prima dell'abbancamento dei rifiuti.

I terreni in esame, proprio in virtù dei carichi applicati, hanno già subito la maggior parte dei cedimenti; si ritiene quindi, verosimilmente, che l'entità di quanto evidenziato nei calcoli sopra esposti possa essere ridotto, in via cautelativa, almeno del 50%.

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nella procedura in corso, che ha per oggetto “Procedura congiunta di VIA e modifica sostanziale di AIA per il progetto di completamento del Polo Crispa in Comune di Jolanda di Savoia (FE), Via Gran Linea 1/A”, la Ditta A.R.E.A. S.p.A. gestore del “Polo Crispa”, ha incaricato lo scrivente di redigere la presente relazione geotecnica, per rispondere alla richiesta di integrazioni pervenute, fornendo una valutazione sui cedimenti dei terreni in condizioni statiche e postsismiche.

Nello specifico, dopo essere stati verificati i nuovi cedimenti dei terreni, sottostanti i vari lotti, in virtù della nuova configurazione che si verrà a creare.

Il nuovo pacchetto di copertura, rappresentato in dettaglio nella figura 2, sarà uguale a quello già proposto e approvato, per il progetto di riprofilatura e costituito da:

25 % in peso di compost (con peso specifico di $0,50 \text{ t/m}^3$) $4,9 \text{ kN/mc}$;

75 % in peso di terra naturale (peso specifico $1,45 \text{ t/m}^3$) $14,21 \text{ kN/mc}$;

da cui risulta un peso specifico medio della terra di ricopertura di circa $1,212 \text{ t/m}^3$ ($11,87 \text{ kN/mc}$).

I rifiuti abbancati vengono considerati con un peso specifico medio pari a $0,8 \text{ t/mc}$ ($7,84 \text{ kN/mc}$).

Le verifiche effettuate, hanno preso in considerazione vari punti, concentrate nelle zone maggiormente caricate, e quindi a ridosso del “colmo” della nuova copertura, che presenterebbe una quota finale pari a 15,60 metri.

In totale sono state eseguite n. 8 verifiche, evidenziate in *figura 5*, che hanno preso in esame la configurazione esistente e la nuova configurazione che si verrà a creare, raccogliendo in tabelle, i risultati.

Sono state eseguite le verifiche in corrispondenza di:

IV° Lotto (I° stralcio)

VI° Lotto (Vasca 1)

VI° LOTTO (Vasca 2)

IV° Lotto (II° Stralcio)

V° Lotto (Vasca I e II)

V° Lotto (Vasca 3)

III° Lotto

Vallo fra II° e III° Lotto

Sostanzialmente, i risultati emersi mettono in evidenza la sostanziale uniformità dei terreni coinvolti, con modifiche dei cedimenti, molto limitate;

gli incrementi calcolati risultano compresi tra un minimo di + 1,06 cm (VI° lotto-Vasca 1) ad un massimo di +8,73 cm (IV° lotto II° stralcio), per passare ad alcuni casi dove risulta una diminuzione dei cedimenti -3,39 cm (V° lotto Vasca 3).

In definitiva si tratta quindi, laddove risulta un maggior cedimento per effetto della nuova configurazione, di aumenti modesti, sicuramente sopportabili dalle opere.

I cedimenti post-sismici dei terreni coesivi molto soffici ($cu \leq 70 \text{ kPa}$) e plastici ($IP \geq 30\%$), dovuti a fenomeni di riconsolidazione conseguenti alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante un terremoto risulta essere significativo solo se il rapporto dell'incremento delle pressioni interstiziali $r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$ è maggiore o uguale a 0.3.

Con i dati a disposizione è stato possibile valutare i cedimenti postsismici, risultati compresi tra 12,65 cm e 7,33 cm.

E' doveroso ricordare che i calcoli sopra esposti, comportano ulteriori abbassamenti dei terreni di posa, **solo in caso di evento sismico** e che le predette valutazioni sono state effettuate utilizzando i dati elaborati dalle indagini effettuate in fase progettuale, cioè prima dell'abbancamento dei rifiuti.

I terreni in esame, proprio in virtù dei carichi applicati, hanno già subito la maggior parte dei cedimenti; si ritiene quindi, verosimilmente, che l'entità di quanto evidenziato nei calcoli sopra esposti possa essere ridotto, in via cautelativa, almeno del 50%.

Ferrara, 1 luglio 2011

Dr. Geol. Marco Condotta

