



CORINALDO

ACCORDO DI PROGRAMMA TRA I COMUNI



CASTELLEONE DI SUASA



REGIONE MARCHE
PROVINCIA DI ANCONA

AMPLIAMENTO DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI DI CORINALDO

PROGETTO DEFINITIVO

N. ELAB.	TITOLO ELABORATO	FORMATO
B.1	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	A4
		SCALA

PROGETTISTI

TIMBRO E FIRMA

TerraDat@
STUDIO DI GEOLOGIA
BALDELLI GEOL. PIERAMELIO

DESCRIZIONE	DATA	PREPARATO	CONTROLLATO	APPROVATO
EMISSIONE	16/07/2012	GEOL. P. BALDELLI	GEOL. P. BALDELLI	GEOL. P. BALDELLI
REVISIONE				

È VIETATA, AI SENSI DI LEGGE, LA DIVULGAZIONE E LA RIPRODUZIONE DEL PRESENTE DOCUMENTO SENZA LA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

Indice

1	PREMESSA	4
2	LOCALIZZAZIONE DELL'AREA	5
3	GEOLOGIA	7
3.1	Situazione litostratigrafica	7
3.2	Lineamenti morfologici	10
3.3	Caratteri geostrutturali generali	16
3.4	Circolazione acque superficiali e sotterranee	17
4	GEOTECNICA	22
4.1	Indagini pregresse (progetto preliminare)	22
4.2	Indagini eseguite per la progettazione definitiva	23
4.2.1	Campagna geognostica	24
4.2.2	Indagine geofisica	27
4.2.3	Prove di laboratorio geotecnico	28
4.2.4	Analisi chimiche	28
4.2.5	Sondaggi ambientali	32
4.3	Litostratigrafia di riferimento	33
4.4	Caratterizzazione geotecnica	35
4.4.1	Risultati prove di laboratorio geotecnico	35
4.4.2	Proprietà fisiche e caratteristiche di storia tensionale	40
4.4.3	Parametri di resistenza al taglio	43
4.4.4	Parametri di deformabilità	43
4.4.5	Permeabilità	44
4.4.6	Stima dei parametri dalle prove CPTE	45
4.5	Parametrizzazione geotecnica operativa	52
4.6	Superficie piezometrica	54
4.7	Sismicità	56
4.8	Verifiche di stabilità	63
4.8.1	Metodologia	63
4.8.2	Discussione dei risultati	65
4.8.3	Sintesi dei risultati delle verifiche di stabilità	69
4.8.4	Verifiche stabilità sbancamenti versante occidentale	69
4.9	Fondazioni	75
4.9.1	Edificio da ristrutturare	75
4.9.2	Vasca raccolta percolato	78

5 FATTIBILITÀ DELL'IMPIANTO DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE	79
6 CONCLUSIONI E GIUDIZIO DI FATTIBILITA'	81

Inserti

- I. Corografie
- II. Correlazioni stratigrafiche sondaggi
- III. Verifiche di stabilità stato attuale
- IV. Verifiche di stabilità sbancamento piede versante ovest
- V. Tabulati verifiche geotecniche SLU fondazioni edificio da ristrutturare
- VI. Tabulati verifiche geotecniche SLU fondazioni vasca raccolta percolato

Allegati

- B.2 Carta geomorfologica con indagini geognostiche scala 1:2.000
- B.3 Sezioni litostratigrafiche scala 1:1000
- B.4 Risultati campagna geognostica
- B.5 Risultati indagini geognostiche caratterizzazione discarica
- B.6 Certificati prove laboratorio geotecnico
- B.7 Risultati campagna geofisica
- B.7.1 sezioni di resistività elettrica (ERT) e polarizzazione indotta (IP)
- B.8 Elaborazioni prove CPTE
- B.9 Caratterizzazione ambientale terre e acque sotterranee

1 PREMESSA

Su incarico del Comune di Corinaldo, e per conto anche dell'Amministrazione comunale di Castelleone di Suasa, si è eseguito lo studio geologico e geotecnico dell'area di sedime dell'ampliamento della discarica per rifiuti non pericolosi sita in località San Vincenzo del comune di Corinaldo (AN). L'ampliamento in progetto prevede, in accordo con i Committenti, di ampliare l'impianto anche sul territorio di Castelleone di Suasa, che confina con l'attuale impianto.

La presente relazione è stata redatta in conformità alle disposizioni delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni (di seguito "N.T.C."), emesse con Decreto Ministro delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008, di concerto con il Ministro dell'interno e con il Capo del Dipartimento della Protezione Civile, ai sensi delle Leggi 05/11/1971, n. 1086, e 02/02/1974, n. 64, così come riunite nel "Testo Unico per l'Edilizia" di cui al D.P.R. 06/06/2001, n. 380, e dell'art. 5 del Decreto legge 28/05/2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27/07/2004, n. 186 e ss. mm.ii.; è inoltre redatto in conformità alle seguenti disposizioni di legge:

- *Circolare del Ministero dei lavori Pubblici, n. 3797 (Pres. Cons. Superiore-Servizio Tecnico Centrale, 6 novembre 1967)* Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni.
- *Circolare 9 gennaio 1996 n. 218/24/3*
Legge 2 febbraio 1974, n. 64. Decreto del Ministro dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica.
- *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617*
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

Nella redazione dello studio di fattibilità geologica si è tenuto inoltre in considerazione, per quanto riguarda gli aspetti più prettamente legati alla discarica, al D.Lgs n.36/2003 ed al D.Lgs 152/2006.

I punti e gli argomenti riportati nella normativa su indicata e non trattati in questa relazione non sono applicabili o sono irrilevanti per gli scopi propri del lavoro in oggetto.

Lo studio si è articolato secondo le seguenti fasi:

- acquisizione degli elaborati progettuali;
- ricerca bibliografica e individuazione della cartografia tecnica di interesse;

- rilievo geologico e geomorfologico con un dettaglio adeguato agli scopi del progetto e avente per oggetto non solo l'area di interesse ma anche un intorno significativo;
- programmazione ed esecuzione campagna geognostica;
- analisi critica dei dati e relative elaborazione;
- redazione elaborati grafici e relazione di sintesi.

Nella redazione di questo lavoro si è tenuto conto delle risultanze dell'indagine geologica eseguita nel 2010 per verificare la fattibilità dell'ampliamento.

2 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA

L'area in oggetto è adiacente alla discarica esistente di R.S.U. del comune di Corinaldo situata in località S. Vincenzo, e rappresenta la testata dell'impluvio del fosso della Casalta.

Essa è delimitata praticamente su tre lati dal crinale che funge da spartiacque e che delimita il bacino idrografico del fosso della Casalta, crinale in corrispondenza del quale corre la strada comunale. Verso Sud la zona di studio è delimitata dal piccolo fosso, tributario in sinistra idrografica del fosso della Casalta, presente immediatamente a meridione dell'attuale discarica. L'allineamento su questo fosso lungo l'altro versante in destra idrografica rappresenta il limite meridionale su questo lato dell'area di studio. In pratica quindi lo studio si svolge a cavallo del limite comunale tra i comuni di Corinaldo a Est e quello di Castelleone di Suasa ad Ovest.

In questo ambito, oltre alla discarica esistente, vi è l'impianto di trattamento della frazione organica per la produzione del compost situato nella zona di crinale.

La superficie complessiva dell'area, compresa la vecchia discarica, è superiore a 50 ha.

I riferimenti cartografici principali, di cui si riportano degli stralci in allegato, sono:

Tavoletta IGM a scala 1:25.000	F.117 - IV - N.O.	CORINALDO
Ortofotocarta regionale a scala 1:10.000	Sez. 281130	CORINALDO.

Le coordinate del sito sono:

Coordinate WGS84

Latitudine 43,621009°

Longitudine 13,012318°

Coordinate ED50

Latitudine 43,621955°

Longitudine 13,013258°

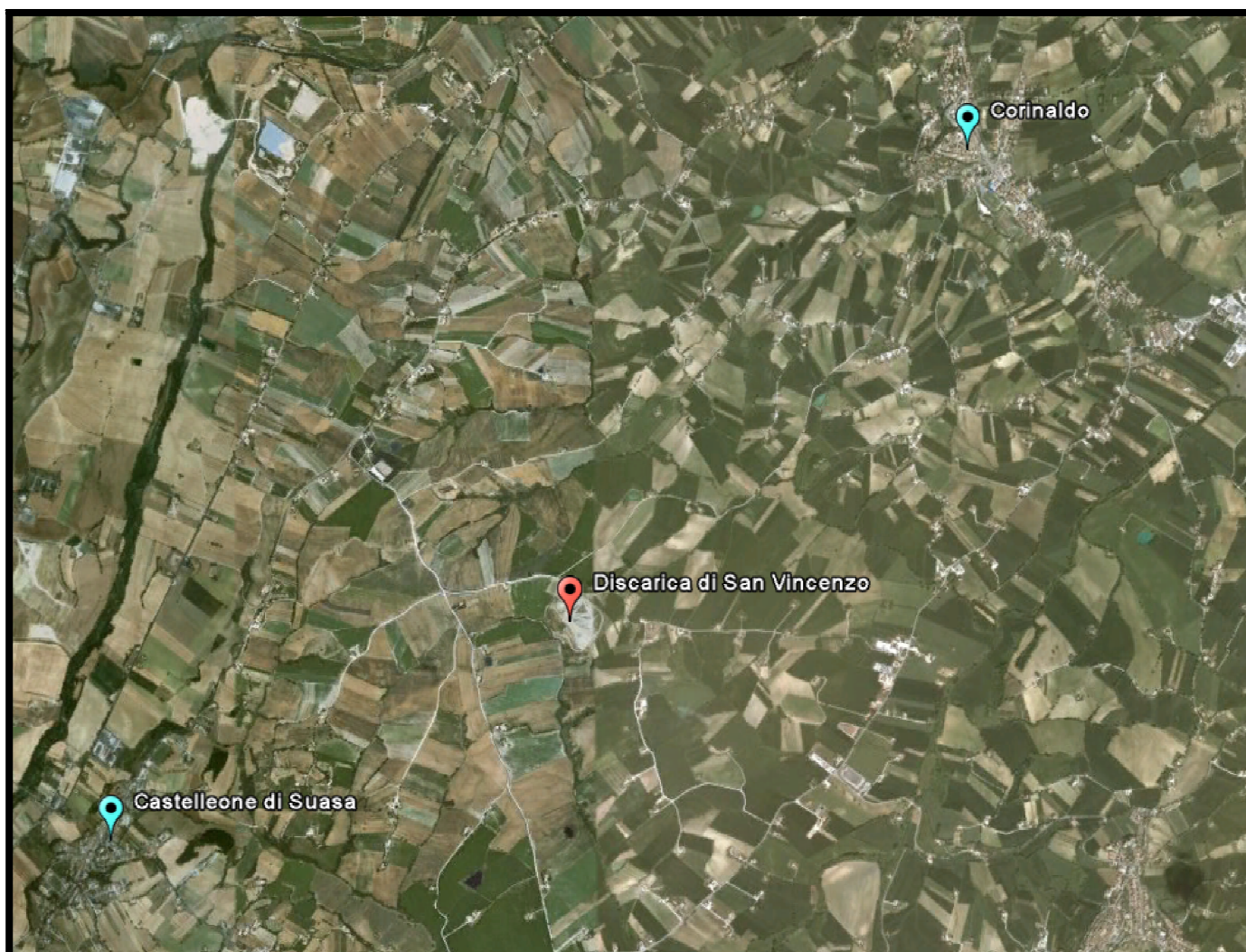


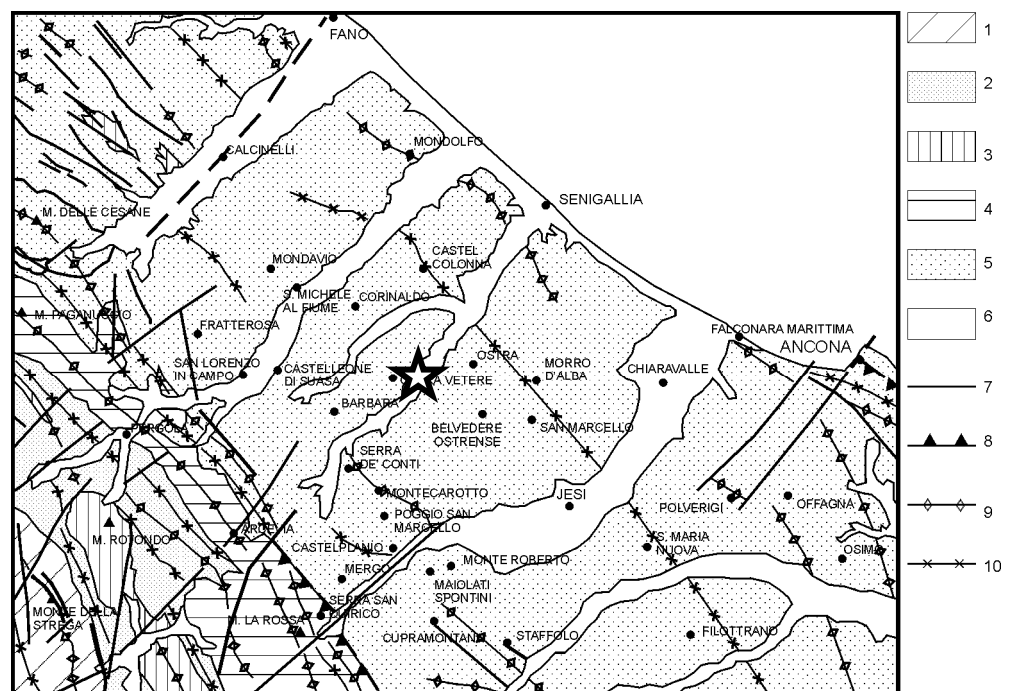
Figura 1 – ubicazione della discarica rispetto ai capoluoghi di comune: Corinaldo a Nord-Est e Castelleone di Suasa a Ovest-Sud-Ovest.

3 GEOLOGIA

3.1 Situazione litostratigrafica

La successione litostratigrafica è caratterizzata dai depositi prevalentemente in facies argillosa del Plio-pleistocene p.p. che si rinvengono in gran parte dei rilievi collinari della fascia adriatica marchigiana.

Geologicamente, la zona si trova infatti in corrispondenza del bacino marchigiano esterno, confinato tra la catena appenninica ed il Mare Adriatico, caratterizzato essenzialmente da questi sedimenti plio-pleistocenici e, subordinatamente, da quelli miocenici (Cfr.: *Figura 2*)



1) dorsale umbro marchigiana; 2) bacino marchigiano interno; 3) dorsali minori; 4) dorsale marchigiana; 5) bacino marchigiano esterno; 6) pianure alluvionali; 7) principali faglie; 8) principali sovrascorimenti; 9) principali assi di anticlinali; 10) principali assi di sinclinali.

Figura 2 - Carta geologico-strutturale della porzione di regione di interesse

La successione stratigrafica completa è costituita da argille marnose azzurre, siltose, talora lievemente sabbiose, ben stratificate (Formazione delle "Argille Azzurre"). Queste, verso l'alto, fanno transizione a litotipi via via sempre più marcatamente sabbioso-arenacei di colorazione giallo-ocracea che, per la loro relativa minore erodibilità, costituiscono essenzialmente gli alti morfologici.

Tale successione litostratigrafica è però piuttosto complessa con aspetti variamente legati alle condizioni morfologiche del bacino ed agli eventi tettonici che hanno condizionato la sedimentazione.

I depositi plio-pleistocenici sono prevalentemente costituiti da argille ben stratificate, depositatesi in mare profondo, con intercalazioni di depositi torbiditici anche grossolani.

In genere questi depositi più grossolani, più competenti e meno erodibili, si rinvencono alla sommità dei rilievi collinari, come ad esempio la zona di S. Vincenzo, mentre le argille dalla tipica colorazione grigio - azzurrastra sono presenti in corrispondenza delle aree altimetricamente meno elevate.

Si tratta di argille marine mineralogicamente caratterizzate da fillosilicati con foglio reticolare a tre strati, in questo gruppo il minerale più rappresentato è sicuramente l'*Illite*. Il contenuto in carbonato di calcio è variabile intorno al 20-25%: questo fa classificare i depositi come argille marnose.

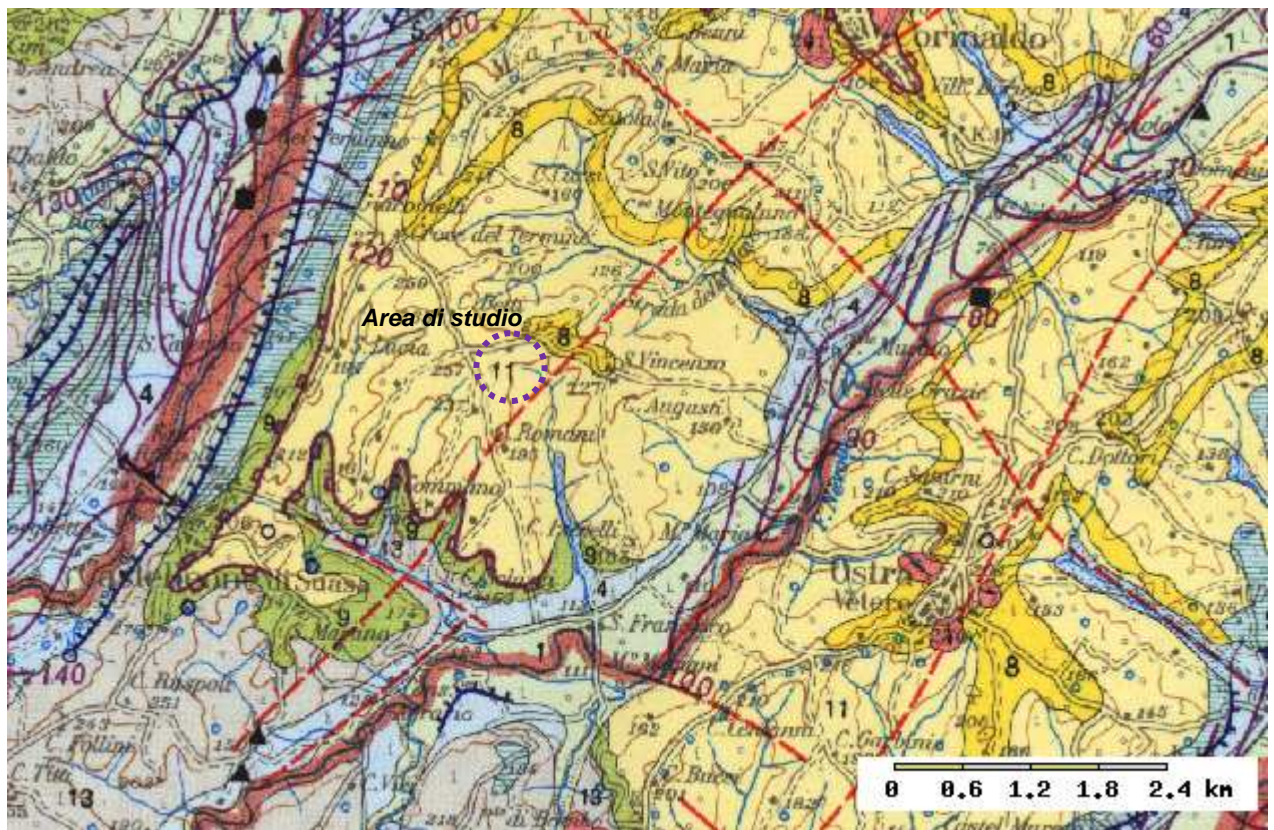
La potenza dei depositi plio-pleistocenici è molto variabile in funzione anche del grado di erosione cui sono stati soggetti ma in questa porzione di territorio sicuramente è di alcune centinaia di metri.

Difficilmente le argille sono però in affioramento diretto. Per la loro alterabilità ed erodibilità esse danno origine a coltri di alterazione di natura eluvio - colluviale che tendono ad accumularsi ai piedi dei versanti dove possono raggiungere potenze superiori anche ai 10 m. Questi coltri colluvio - eluviali, litologicamente molto eterogenee ma prevalentemente argillo - limose con eventuali inclusioni sabbiose, si possono rilevare nella zona in prossimità ed a ridosso del fosso della Casalta nel tratto a monte della discarica. Nel tratto di valle invece tali coltri sono meno potenti e più discontinue almeno in sinistra idrografica del fosso per la presenza di fenomeni erosivi che ne hanno impedito l'accumulo.

I depositi continentali quaternari non sono presenti nell'area più strettamente oggetti di studio.

Essi sono rilevabili, organizzati in più ordini di terrazzi, lungo la piana alluvionale del T. Nevola.

Si tratta di depositi perlopiù grossolani costituiti da ghiaie e sabbie con strutture lentiformi ed estremamente eterogenei in senso sia verticale che orizzontale.



I	II	III	SUCCESSIONE PLIO-OLOGENICA
1			Alluvioni attuali e recenti; depositi delti e di spiaggia attuali e recenti. <i>Olocene</i>
	2		Detriti di falda; depositi di glacis ed eluvio-colluviali. <i>Olocene-Pleistocene superiore-medio</i>
	3		Traverlini. <i>Pleistocene superiore-medio (?)</i>
	4		Alluvioni terrazzate. <i>Pleistocene superiore</i>
	5		Alluvioni terrazzate. <i>Pleistocene medio</i>
	6		Depositi fluvio-lacustri e lacustri. <i>Pleistocene superiore-inferiore p.p. (?)</i>
	7		Conglomerati e sabbie di tetto con intercalazione di un livello-guida limoso a gasteropodi. <i>Pleistocene medio-inferiore</i>
		8	Corpi prevalentemente pelitico-arenacei o siltosi in strati sottili. <i>Pleistocene inferiore - Pliocene medio</i>
	9		Corpi prevalentemente arenaceo-pelitici in strati da sottili a spessi. <i>Pleistocene inferiore - Pliocene medio</i>
	10		Orizzonti arenacei in strati spessi o massicci. <i>Pleistocene inferiore - Pliocene medio</i>
		11	Peliti con intercalazioni pelitico-arenacee in strati sottili. <i>Pleistocene inferiore</i>
		12	Orizzonti conglomeratici, sabbiosi e sabbioso-arenacei a geometria lenticolare con intercalazioni argillose. <i>Pleistocene inferiore - Pliocene medio</i>
		13	Depositi pelitici. <i>Pleistocene inferiore - Pliocene medio</i>

Figura 3 – stralcio della Carta Geologica, Geomorfologica e Idrogeologica: Ambiente Fisico delle Marche

3.2 Lineamenti morfologici

Come accennato nel paragrafo precedente, la zona ricade nella porzione medio - settentrionale del Bacino Marchigiano Esterno. Questo, da un punto di vista morfologico, è costituito da bassi e dolci rilievi collinari del sub - Appennino con versanti in genere poco acclivi e solcati da valli abbastanza ampie.

Le quote massime dell'area di studio sono di poco superiori ai 200 m sul l.m.m. (la quota massima si registra in località S. Vincenzo con 227 m sul l.m.m.).

L'attuale discarica ricade in corrispondenza del versante meridionale di un rilievo collinare allungato in senso Est - Ovest ed avente quote massime sui 210-212 m, con un dislivello sul fondo fosso di circa 50-70 m.

Le pendenze sono abbastanza contenute dell'ordine del 20-25% ma in taluni casi raggiungono valori maggiori del 40% in corrispondenza dei tratti dove il substrato è evidentemente in sub - affioramento.

Morfologicamente la discarica ricade quasi in corrispondenza della porzione sinistra della testata dell'impluvio del Fosso della Casalta che scorre in direzione Nord - Sud verso il T. Nevola, di cui è uno dei tributari in sinistra idrografica.

In questa zona, ma come in gran parte della fascia collinare plio-pleistocenica marchigiana, si rilevano numerosi processi geomorfici legati essenzialmente all'azione della gravità e delle acque.

Sono presenti infatti alcuni dissesti franosi, nella maggior parte dei quali ascrivibili a scorrimenti rototraslativi delle coltri o a fenomeni di solifluzione sempre delle coltri.

Si tratta di fenomeni in genere da lenti a molto lenti (Varnes, 1978) che interessano le coltri superficiali di ricopertura eluvio - colluviali, testimoniati dalle tipiche ondulazioni ed irregolarità morfologiche.

Sono anche presenti numerose ed estese aree denudate soggette a fenomeni erosivi tendenti ad evolvere in morfologie tipicamente calanchiformi. Tali aree sono in genere quelle più prossime ai corsi idrici come quelle in prossimità del Fosso della Casalta, ma sono esterne all'area più strettamente d'interesse.

A proposito dei corsi idrici si è rilevata una generalizzata tendenza all'approfondimento anche se i processi in atto sono di modesta entità ed in lentissima evoluzione.

Per quanto riguarda l'area più prossima alla discarica si sono rilevati gradini morfologici e fessure beanti in corrispondenza dell'area di monte lungo la percorrenza del fosso. Tali elementi morfologici, che tendono a divenire vere e proprie nicchie di distacco, sono da attribuire a fenomeni gravitativi attivi che però interessano solo le coltri superficiali.

La zona della discarica risulta invece estremamente rimaneggiata per i lavori connessi all'attività di abbancamento dei rifiuti: sono stati fatti sia sbancamenti che riporti in gran parte dovuti allo stoccaggio dei materiali di risulta degli scavi eseguiti per la realizzazione delle vasche. L'esempio più evidente di questi accumuli antropici è il cumulo di riporto di terreno posto lungo il crinale, immediatamente a settentrione dell'impianto per il trattamento della frazione organica dei rifiuti.

Altri processi in atto sono stati rilevati in corrispondenza del fianco Nord-Ovest della discarica e della zona immediatamente esterna alla recinzione, a valle dell'impianto di compostaggio, dove sono presenti alcuni gradini morfologici, anche abbastanza evidenti, dovuti allo scollamento della porzione più superficiale del terreno e soprattutto dei riporti abbancati lungo il fianco collinare. Si tratta di scorrimenti rototraslativi, abbastanza attivi anche se superficiali. Essi sono localizzati nella porzione più esterna dell'area della discarica e interessano solo marginalmente l'accumulo dei rifiuti. Di questi dissesti, quello più evidente ed attivo è sicuramente quello rilevato subito a valle del vecchio accumulo dei rifiuti presenti sul fianco occidentale.

Nonostante sia molto evidente è però, con molta probabilità, un corpo franoso superficiale che coinvolge in gran parte il materiale di riporto e la porzione più superficiale della coltre. Comunque per le ridotte dimensioni areali e per i modesti spessori coinvolti allo stato attuale le frane non sono tali da pregiudicare la stabilità e la sicurezza della discarica stessa.

In corrispondenza della discarica e subito più a valle il Fosso della Casalta alterna tratti in evidente fase erosiva (soprattutto di fondo) con zone in sovralluvionamento, come accade ad esempio all'altezza della confluenza di un piccolo immissario in destra idrografica.

Nei tratti in erosione, dove il fosso scorre praticamente sul substrato argilloso, si sono anche osservati limitati fenomeni di scalzamento del piede del pendio che hanno portato alla formazione di piccoli richiami gravitativi verso monte. Dove è in sovralluvionamento le acque del fosso tendono invece a divagare allagando limitate zone prossime al corso vero e proprio. La tendenza all'approfondimento del fosso è stata inibita, all'altezza della discarica, dalla realizzazione di un briglia che ha stabilizzato verso monte il fondo del fosso, almeno per tutto il tratto su cui insiste il piede della discarica.

I processi osservati sono confermati anche dalla cartografia del Rischio Idrogeologico redatta dall'Autorità di Bacino della Regione Marche nell'ambito del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (Figura 4).

Per alcuni dei processi cartografati in tale cartografia si ritiene che andrebbero effettivamente verificati sia in termini di perimetrazione che di effettivo livello di pericolosità.

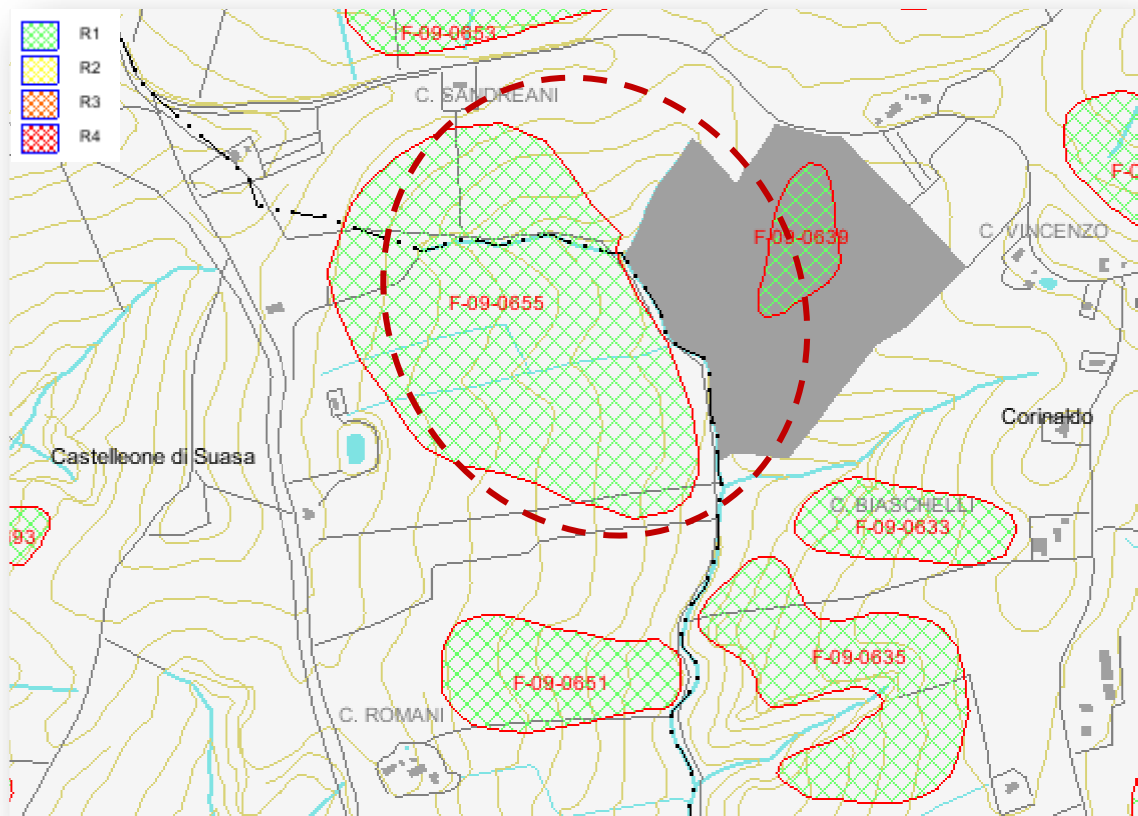


Figura 4 – stralcio della cartografia del rischio idrogeologico a scala 1:10.000 – Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI): Autorità di Bacino Della Regione Marche.

In ogni modo, le aree individuate classificate dal PAI e d'interesse sono:

codice frana	Livello di rischio	Livello di pericolosità
F-09-0655	R1	P2
F-09-0651	R1	P2
F-09-0635	R1	P3
F-09-0633	R1	P3

Tabella 1 – frane di interesse censite e classificate nell'ambito del PAI dall'Autorità di Bacino della Regione Marche.

Come si può osservare, quelle in destra idrografica del fosso della Casalta sono classificate con livello di pericolosità P2, quelle in sinistra idrografica, a sud dell'attuale discarica, sono invece con livello di pericolosità P3.

L'attuale discarica e il futuro ampliamento interessano solo le frane classificate con un livello di pericolosità P2. Questo da un punto di vista procedurale non impone di attivare preliminarmente la procedura per la riclassificazione o riperimetrazione delle frane in quanto le attività previste sono compatibili con il livello di pericolosità con cui sono state classificate.

In genere dunque, quelli di interesse, sono fenomeni gravitativi abbastanza superficiali e poco o niente attivi. Solo nel tratto di versante a occidente della attuale discarica, si sono osservate forme recenti e più attive, quali gradini morfologici riconducibili a nicchie di distacco. Anche in questo caso però sono dissesti gravitativi superficiali che interessano le coltri di ricopertura del substrato e sul quale tendono a scivolare, sia per l'acclività del tetto del substrato stesso che della superficie topografica, soprattutto quando presente una sottospinta idraulica legata alla presenza di una modesta circolazione idrica.

Un inquadramento generale della zona da un punto di vista geomorfologico e dei processi che la caratterizzano è riportato in *Figura 5*, dove è raffigurato uno stralcio della carta geomorfologica a scala 1:10.000 della Regione Marche.

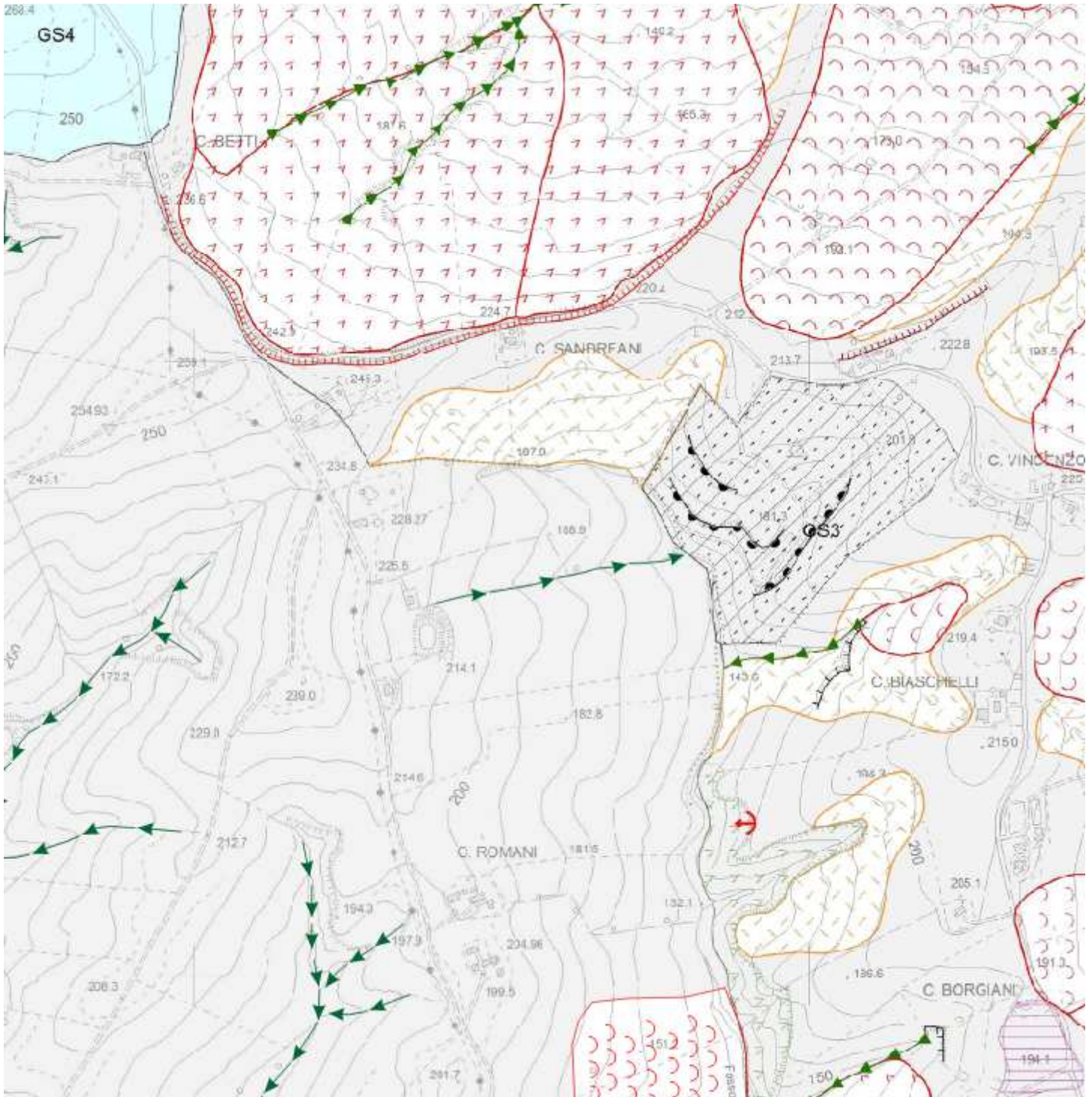
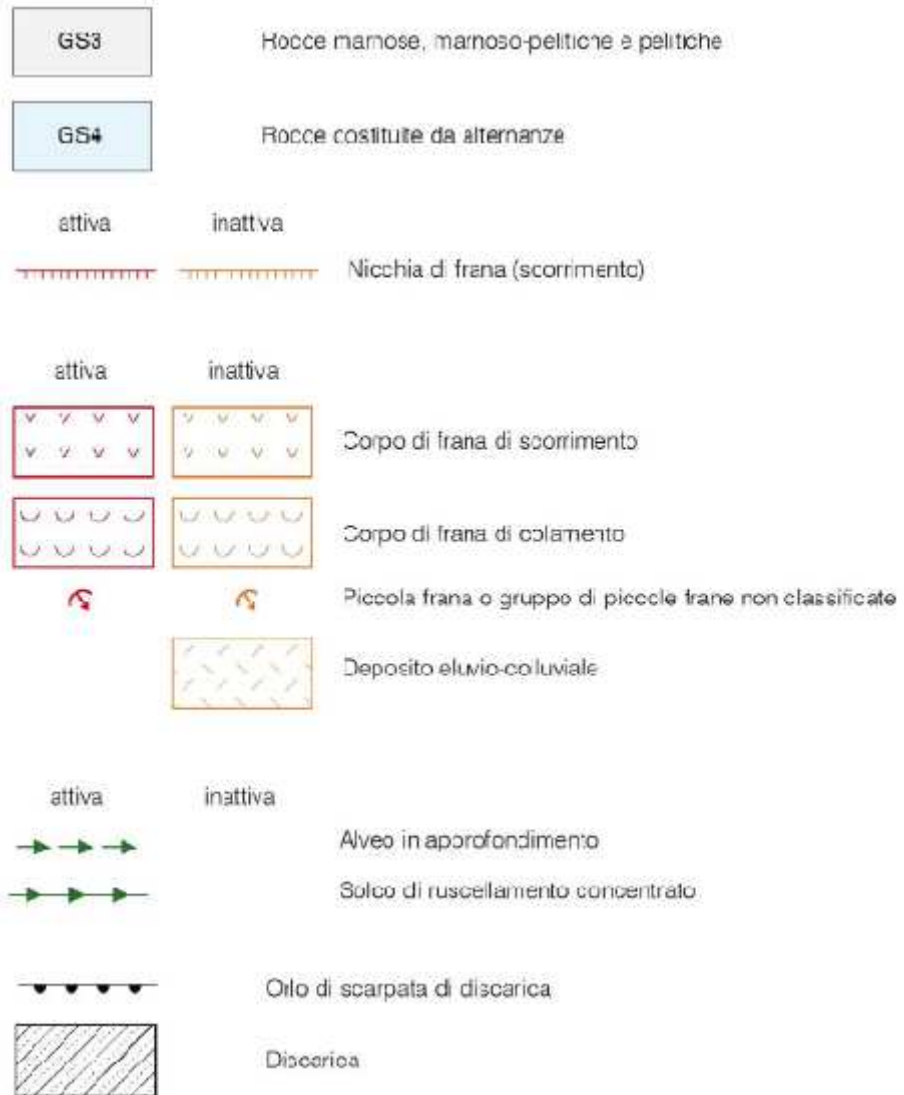


Figura 5 – Stralcio Carta geomorfologica regionale a scala 1:10.000 – Sez 281130 – Regione Marche (la legenda è riportata nella pagina seguente).



3.3 Caratteri geostrutturali generali

Questa porzione della regione è caratterizzata strutturalmente dal susseguirsi di ampie e blande pieghe sinclinaliche ed anticlinaliche con direzione assiale appenninica (Cfr.: *Figura 2*).

Tali pieghe sono abbastanza blande ed ampie.

Esse sono dislocate da faglie, dovute alle forze orogenetiche, che si allineano secondo due direzioni prevalenti: una appenninica NNO-SSE ed una ortogonale a questa con direzione ENE-OSO.

Non mancano anche faglie dirette legate alla fase più distensiva dell'evoluzione dei rilievi, in genere però sono faglie intraformazionali con rigetti limitati.

Questo generale assetto ad ampie pieghe fa sì che gli strati siano in genere poco inclinati o addirittura sub - orizzontali.

E' il caso del versante dove sorge la discarica, qui la giacitura dell'immersione degli strati risulta essere infatti N115 con un angolo di immersione inferiore ai 10°. Ciò fa sì che in corrispondenza di questo versante gli strati siano a traverspoggio con una tendenza a divenire a reggipoggio dove il versante gira ed assume una esposizione più marcatamente verso Ovest.

Dal rilievo non sono emersi elementi legati a fenomeni di neotettonica ed anche in letteratura non si sono reperite notizie relative a tali fenomeni.

3.4 Circolazione acque superficiali e sotterranee

L'idrografia superficiale è caratterizzata dal Fosso della Casalta che, nella classificazione proposta da *Strahler*, è un fosso di ordine 2 nella porzione alta del bacino, dove ricade la discarica, mentre diviene di ordine 3 nella parte medio - bassa del suo corso fino alla confluenza con il F. Nevola. Esso infatti ha affluenti soprattutto in sinistra idrografica ma sempre di ordine 1 o 0 fino ad almeno quota 143 (ben sotto l'area della discarica).

Le acque di origine meteorica tendono a ruscellare lungo le pendici collinari fino a raggiungere i bacini di ordine 0 o i fossetti stagionali eseguiti dagli agricoltori in corrispondenza delle aree coltivate. Da qui raggiungono, o direttamente o tramite i fossi naturali di ordine 1, l'alveo del Fosso della Casalta. Questo è caratterizzato da modeste portate a carattere stagionale. Non avendo delle sorgenti che ne alimentano il corso, il fosso presenta delle portate significative solo in corrispondenza delle precipitazioni meteoriche più abbondanti o dei periodi di pioggia più lunghi, rimanendo praticamente asciutto per gran parte del tempo.

Ciò è confermato anche dalla analisi del bilancio idrologico appositamente calcolato.

Per la valutazione del bilancio idrologico si è fatto riferimento ai dati di precipitazioni meteoriche disponibili per il periodo 1921-1980 e registrati in corrispondenza della stazione pluviometrica di Corinaldo (stazione più prossima all'area della discarica e avente caratteristiche simili sia di altitudine che in termini di distanza dal mare). Per i dati di temperatura si è fatto riferimento invece alla stazione termometrica di Pergola che è quella più prossima all'area della discarica.

Il calcolo del bilancio idrologico è stato eseguito con il metodo di *Thornthwaite - Mather*.

Dall'analisi dei dati disponibili è emerso quanto segue:

- Le precipitazioni registrano un massimo ed un minimo assoluti ed un massimo ed un minimo relativi (si veda *Grafico 1*). Il minimo assoluto si ha nel mese di luglio (circa 50 mm di pioggia) mentre quello relativo si ha in primavera (mese di aprile con oltre 64 mm di pioggia). Il massimo delle precipitazioni si ha invece in autunno inoltrato in corrispondenza del mese di novembre (circa 106 mm di pioggia), il massimo relativo si registra mediamente nel periodo primaverile (con circa 73 mm di pioggia nel mese di maggio).

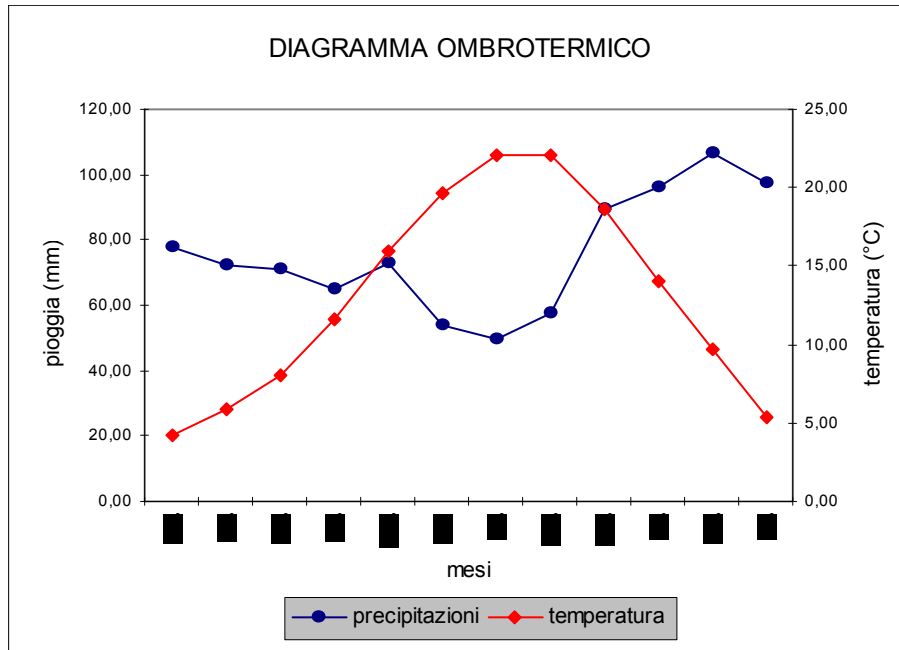


Grafico 1 – diagramma ombro termico

- Il massimo dei giorni piovosi (Grafico 2) si ha in novembre - dicembre (mediamente 9 giorni per mese) mentre il minimo è nei mesi di luglio agosto (con solo 3 giorni per mese).

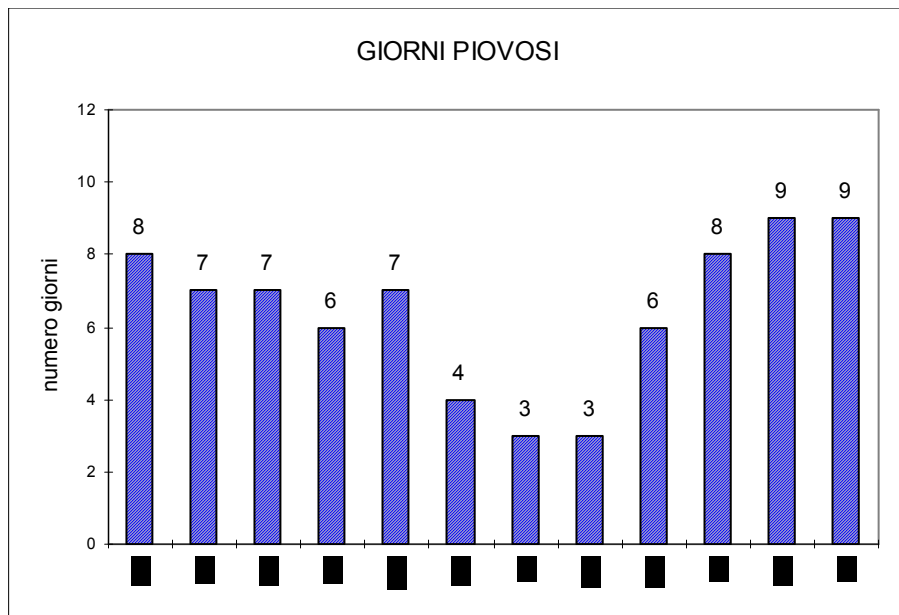


Grafico 2 – giorni piovosi medi

- Per le temperature (*Grafico 1*) si ha invece un solo massimo ed un solo minimo. Il massimo delle temperature si ha in genere nei mesi di luglio - agosto (con temperature medie superiori a 22°C) mentre il minimo si registra normalmente in gennaio (con temperature medie di circa 4°C).
- L'andamento delle precipitazioni e delle temperature fa dunque attribuire il regime pluviometrico dell'area a quello di tipo sub - litoraneo appenninico con influenze marittime.
- Il bilancio idrico (si veda *Grafico 3*) ha evidenziato un periodo di eccedenza idrica in corrispondenza dei mesi invernali - primaverili ai quali corrisponde il massimo periodo dello scorrimento superficiale (novembre - marzo). Il deficit idrico si ha invece nei mesi estivi (luglio - agosto) ai quali corrisponde anche il minimo dello scorrimento superficiale mensile, con valori prossimi allo zero, che si registra nel periodo giugno - settembre. Il deflusso si ha quindi soprattutto nei mesi invernali - primaverili ai quali corrisponde anche un maggior valore di infiltrazione.

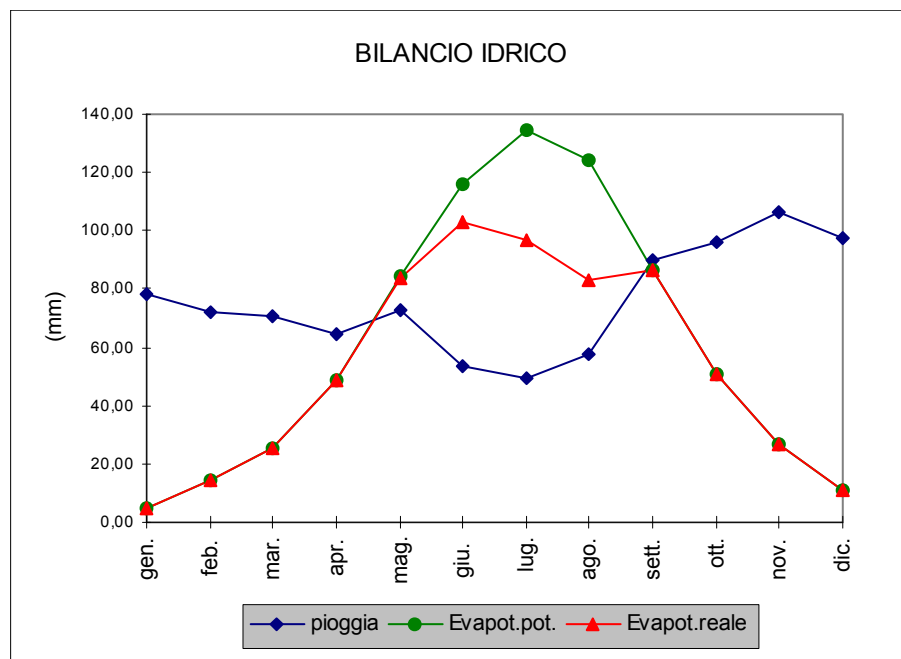


Grafico 3 – bilancio idrico

Oltre ai rilievi di superficie è stato eseguito, per caratterizzare l'idrogeologia della zona, un censimento dei pozzi presenti.

Dalla letteratura i terreni rilevati sono essenzialmente riferibili a due gruppi di permeabilità:

- permeabilità variabile: a questo gruppo possono essere attribuiti sia i terreni di origine marina prevalentemente arenacei o siltosi che le coltri di alterazione eluvio - colluviali in funzione delle inclusioni sabbiose;
- permeabilità bassa o nulla: sono i terreni del substrato pleistocenico in facies prevalentemente argillo - marnosa (*Argille marnose azzurre*). Anche se presentano sottili livelli di sabbie, la loro permeabilità rimane bassa a causa della sostanziale discontinuità di questi e per il prevalere degli strati argillosi.

Mentre i terreni del primo gruppo possono essere anche dei modesti acquiferi, perché caratterizzati in genere sia da una porosità primaria che da una secondaria dovuta a stati fessurativi che conferiscono all'ammasso una permeabilità media ($10^{-2} > K > 10^{-4}$ in m/sec); quelli del secondo gruppo invece sono a permeabilità da bassa ($10^{-5} > K > 10^{-9}$ in m/sec) ad impermeabili ($10^{-9} > K$ in m/sec) e, se ricoperti da orizzonti permeabili, costituiscono il substrato impermeabile che confina le eventuali falde idriche presenti in corrispondenza degli orizzonti acquiferi.

Dal censimento dei punti d'acqua per la zona di collina è emerso quanto segue:

- non esistono sorgenti nella zona, sia a carattere stagionale che permanente, sia nel tratto di monte che in quello di valle, rispetto alla discarica, in corrispondenza della vallecchia del Fosso della Casalta;
- pochissimi sono i pozzi (in genere ci sono cisterne che raccolgono le acque piovane ad ulteriore conferma della impermeabilità del substrato argilloso). Gli unici pozzi sono stati censiti in corrispondenza dell'alto morfologico in località S. Vincenzo a quote più elevate rispetto alla discarica ed alla zona dell'ampliamento, sia come testa pozzo che come livello della superficie piezometrica ed anche del tetto del substrato impermeabile.

Questi pozzi attingono dalla circolazione idrica che si instaura sopra il contatto tra i depositi pleistocenici prevalentemente sabbioso - arenacei ed il substrato plio-pleistocenico argillo-marnoso.

Si tratta comunque di circolazioni idriche di modesta rilevanza per le ridotte dimensioni sia del bacino di alimentazione (praticamente raccolgono solo le acque che si infiltrano dalla superficie al top del rilievo) che per lo spessore dei litotipi interessati.

Queste caratteristiche fanno sì che le circolazioni idriche risentano pesantemente dell'andamento stagionale delle precipitazioni. Esse infatti registrano massimi livelli nei periodi autunnali ed invernali e minimi in quelli estivi (in funzione anche dell'andamento dei prelievi).

I pozzi che vi attingono o non sono più utilizzati o altrimenti servono a scopi esclusivamente irrigui (pertinenze delle abitazioni) e quindi hanno scarsa importanza per gli utilizzi idropotabili.

Per le caratteristiche del bacino di alimentazione e dell'acquifero, posto a quote altimetricamente più elevate rispetto alla discarica, sono da escludere interferenze tra il percolato e questa circolazione idrica.

Nella zona di piana alluvionale si ha invece sicuramente una circolazione idrica in profondità più consistente legata all'alta permeabilità dei depositi alluvionali ($K > 10^{-2}$ in m/sec) dovuta all'elevata porosità primaria dei litotipi ghiaiosi e sabbiosi che li caratterizzano. Qui infatti si instaura una circolazione di sub-alveo con interscambi mutui con il fiume in funzione dei livelli relativi che essi raggiungono durante i cicli stagionali.

In corrispondenza della piana alluvionale i prelievi tramite pozzi sono sicuramente più numerosi e consistenti rispetto all'area collinare, però si tratta sempre di pozzi eseguiti quasi esclusivamente per scopi irrigui.

La piana alluvionale sede della circolazione idrica in profondità è a una distanza così rilevante rispetto alla discarica (circa 2 Km in linea d'aria) e separata da essa da terreni argillosi impermeabili da non poter risentire, in nessun modo, dell'influenza della discarica.

4 GEOTECNICA

4.1 Indagini pregresse (progetto preliminare)

Dal progetto preliminare sono disponibili una serie di dati ricavati da una campagna geognostica appositamente realizzata.

In quella fase si sono realizzati n. 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo. I sondaggi sono stati eseguiti con sonda a rotazione con circolazione d'acqua con diametro del carotiere di 110 mm e rivestimento a seguire dal diametro 127 mm.

I sondaggi sono stati attrezzati con tubi piezometrici in PVC microfessurati da 2" o con tubi inclinometrici in alluminio a 4 guide dal diametro di 101 mm debitamente giuntati con manicotti e rivetti.

Nel dettaglio le profondità raggiunte e la tipologia di attrezzatura è riportata nella tabella seguente:

Sondaggio	Cod. Riferimento	profondità m	tipologia attrezzatura	campioni prelevati N.	prove permeabilità tipo Lefranc
1	S1	10		0	0
2	P2	7	Piezometro	1	2
3	I3	15	Inclinometro	2	0
4	P4	7	Piezometro	1	1
5	P5	5	Piezometro	1	1
6	I6	15	Inclinometro	2	0
7	I7	15	Inclinometro	2	0
7		74		9	4

Tabella 2 – sintesi delle indagini eseguite per il progetto preliminare

Sui campioni indisturbati di terreno sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio geotecnico:

		S2	S3	S3	S4	S5	S6	S6	S7	S7
Sondaggio		1	1	2	1	1	1	2	1	2
Campione										
profondità da		2,0	4,0	10,5	1,7	1,5	3,0	7,5	2,6	7,5
profondità a		2,4	4,5	10,9	2,1	2,0	3,5	8,0	3,0	8,0
Prove										
	Apertura campioni	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Contenuto d'acqua	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	massa volumetrica	1					1		1	1
	massa volumetrica granuli solidi	1					1		1	1
	Limiti di consistenza	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Granulometria per setacciatura									
	Granulometria per sedimentazione									
Compressione non confinata										
Permeabilità										
				1						1
TAGLIO	resistenza di picco	1							1	1
DIRETTO	resistenza residua	1							1	1
TRIASSIALE	Triassiale UU						1			
CONFINATA	Non drenata CU									
	Drenata CD									

Tabella 3 – programma prove di laboratorio geotecnico eseguito sui campioni indisturbati di terreno. Da progetto preliminare.

4.2 Indagini eseguite per la progettazione definitiva

In questa fase progettuale (progettazione definitiva) si è eseguito un generale approfondimento per ricostruire il più compiutamente possibile la successione stratigrafica e i parametri geotecnici relativi.

Oltre alla verifica e approfondimento dei rilievi di superficie, le indagini hanno compreso:

- sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
 - o misure piezometriche nei piezometri installati;
 - o misure inclinometriche negli inclinometri installati;
 - o analisi di laboratorio geotecnico sui campioni indisturbati di terreno;
 - o prova down-hole in foro appositamente attrezzato;
- prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTe);
- profili di tomografia elettrica;
- campionamento e analisi chimiche di caratterizzazione dei terreni;
- campionamento e analisi chimiche di caratterizzazione delle acque.

4.2.1 Campagna geognostica

Nel dettaglio: si sono eseguiti di n. 28 sondaggi geognostici a carotaggio continuo dal diametro minimo di 101 mm e rivestimento a seguire di 127 mm., per un totale di 385 m di perforazione.

In corrispondenza dei fori di sondaggio sono stati prelevati n. 18 campioni indisturbati con fustella metallica con carotiere semplice tipo Shelby e a rotazione con scarpetta avanzata tipo Mazier.

Sono stati prelevati n. 10 campioni rimaneggiati di terreno, conservati in barattoli di vetro da 0.5 l con chiusura stagna a vite (tipo Bormioli) per le successive analisi chimiche di caratterizzazione. I campioni sono stati prelevati in modo da rappresentare un metro di carota opportunamente omogeneizzato e quartato.

In corrispondenza di alcuni sondaggi si sono eseguite n. 8 prove di permeabilità a carico variabile tipo Lefranc.

N.8 sondaggi sono stati strumentati con tubi inclinometrici in alluminio a 4 guide. Altri 9 sondaggi con tubi piezometrici da 3" in PVC. I piezometri a tubo aperto sono stati realizzati con tubi ciechi nei primi 3 m e relativa cementazione con boiaccia di cemento e bentonite dell'intercapedine. La parte fenestrata dal piezometro (da -3.0 m a fondo foro) è stata attrezzata con tubi microfessurati da piezometro e l'intercapedine esterna è stata saturare con sabbia silicea.

Un sondaggio è stato spinto fino alla profondità di 30 m e attrezzato per l'esecuzione della prova Down-Hole.

I sondaggi strumentati (inclinometri, piezometri, prova down-hole) sono stati ultimati con pozzetti metallici di protezione dotati di lucchetto di chiusura e palina di segnalazione di altezza fuori terra minima pari a 1.80 m.

Alcuni dei fori di sondaggio sono stati utilizzati per eseguire prove di permeabilità in sito di tipo Lefranc a carico variabile.

Si sono eseguite inoltre n. 14 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPT) con un penetrometro autoancorante da 20 t.

Tutti i sondaggi, strumentati e non, e le prove penetrometriche sono stati battuti topograficamente per la corretta georeferenziazione.

Nelle successive tabelle si sono sintetizzate le indagini eseguite in questa fase progettuale.

Sigla Sond.	Prof.	Strumentaz.	campioni		Prove Permeab.
			Indist.	Rimaneg.	
	m				
Pd1	15	inclinometro			
Pd2	15	inclinometro	2		
Pd3	15	inclinometro	1		
Pd4	10	===		1	
Pd5	15	piezometro	1	1	1
Pd6	10	===			
Pd7	15	piezometro	2		
Pd8	10	===			
Pd9	10	===			
Pd10	10	===			
Pd11	15	piezometro	1		1
Pd12	10	===			
Pd13	15	inclinometro			
Pd14	15	inclinometro	2	1	1
Pd15	15	piezometro		1	1
Pd16	15	piezometro	1		
Pd17	15	inclinometro			
Pd18	10	===		1	1
Pd19	10	===	1	1	1
Pd20	15	inclinometro			
Pd21	15	piezometro	2		
Pd22	10	===		1	
Pd23	15	inclinometro	2		
Pd24	30	Down-Hole	2		
Pd25	10	===			
Pd26	15	piezometro		1	
Pd27	15	piezometro	1	1	1
Pd28	15	piezometro			1
Totale	385		18	10	8

Tabella 4 – sintesi delle indagini geognostiche eseguite in questa fase per la progettazione definitiva.

Sigla Sond.	Campione Indisturbato	Da	A
		m	m
Pd2	1	3.0	3.5
Pd2	2	8.0	8.5
Pd3	1	6.0	6.5
Pd5	1	3.0	3.5
Pd7	1	3.0	3.5
Pd7	2	7.0	7.5
Pd11	1	4.0	4.5
Pd14	1	3.0	3.5
Pd14	2	10.0	10.5
Pd16	1	5.0	5.5
Pd19	1	5.0	5.5
Pd21	1	4.0	4.5
Pd21	2	9.0	9.5
Pd23	1	5.0	5.5
Pd23	2	10.0	10.5
Pd24	1	7.0	7.5
Pd24	2	9.0	9.5
Pd27	1	3.0	3.5
Totale	18		

Tabella 5 – numero e profondità dei campioni indisturbati prelevati

Sigla Sond.	Prova Permeabilità Lefranc	Profondità Prova	
		da	a
		m	m
Pd5	1	5.0	6.0
Pd11	1	5.0	6.0
Pd14	1	14.0	15.0
Pd15	1	7.0	8.0
Pd18	1	9.0	10.0
Pd19	1	4.0	5.0
Pd27	1	3.0	4.0
Pd28	1	12.0	13.0
Totale	8		

Tabella 6 – profondità e spessore delle camere delle prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc a carico variabile

4.2.2 Indagine geofisica

Tomografia elettrica

Si sono eseguiti N° 5 sezioni multielettrodo (posizionate secondo le indicazioni riportate nella planimetria allegata) per l'acquisizione di misure di resistività (tomografia elettrica) e di polarizzazione indotta (IP). La lunghezza complessiva dei profili è stata pari a circa 1685 m di stendimento.

Le acquisizioni di resistività e di polarizzazione indotta sono state eseguite utilizzando una configurazione elettrodica tipo Wenner-Schlumberger su stendimenti aventi passo elettrodico di 5 m; si sono eseguite almeno 800 acquisizioni delle misure di resistività per 100 m di stendimento.

Le misure hanno raggiunto una profondità di investigazione continua di circa 30-35 m rispetto al p.c. per un settore corrispondente al terzo medio centrale di ogni sezione

Processing dei dati

L'elaborazione è stata effettuata utilizzando dedicati software di inversione in grado di restituire profili di resistività e di polarizzazione indotta su sezioni 2d in cui i risultati numerici vengono rappresentati attraverso curve di iso-resistività e gli intervalli di resistività o di IP sono evidenziati adottando specifiche colorazioni.

Down-Hole

Le prove sismiche Down-Hole sono state eseguite con lo scopo di misurare la velocità delle onde sismiche dirette che si propagano dalla superficie nel terreno in profondità.

Il punto di energizzazione è stato in superficie, in prossimità di testa foro, e la registrazione è avvenuta in foro grazie ad un geofono triassiale ancorato a profondità via via crescenti. Il geofono ha registrato gli spostamenti (tradotti sotto forma di impulsi elettrici) lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x, y, z).

Le onde sismiche sono state generate energizzando il terreno in direzione verticale e in direzione trasversale (parallelamente al suolo). Nel primo caso vsi generano prevalentemente onde compressive (onde P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale (asse z). Nel secondo caso si generano prevalentemente onde di taglio (onde S) visibili principalmente sui geofoni con l'asse posto orizzontalmente (assi x e y).

Per migliorare il rapporto fra l'energia dell'onda compressiva P e l'energia

dell'onda trasversale S a favore di quest'ultima, si è eseguita una doppia energizzazione orizzontale con verso opposto. La sottrazione delle forme d'onda relative a queste due acquisizioni, riduce sensibilmente la componente compressiva presente nel segnale.

La prova Down-Hole è stata eseguita nel sondaggio Pd24 profondo 30 m appositamente attrezzato e cementato.

La prova down-hole è stata finalizzata a determinare il valore delle cosiddette V_{s30} così come previsto dal DM 14/01/2008.

4.2.3 Prove di laboratorio geotecnico

Sui campioni indisturbati sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio geotecnico riportate nella seguente *Tabella 7*.

	Numero prove
CARATTERISTICHE FISICHE	18
DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA	9
LIMITI DI CONSISTENZA	18
CLASSIFICAZIONE U.N.I 10006 - U.S.C.S.	18
COMPRESSIONE NON CONFINATA	9
TAGLIO PICCO	8
TAGLIO RESIDUO	3
EDOMETRICA	6
COMPATTAZIONE PROCTOR	4

Tabella 7 - prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni indisturbati

4.2.4 Analisi chimiche

Sui 10 campioni di terreno e sui campioni delle acque prelevate dopo opportuno spurgo in corrispondenza dei piezometri installati si sono eseguite le analisi riportate in *Tabella 8* e in *Tabella 9*.

Queste prime analisi sono state successivamente integrate per ulteriori approfondimenti per verificare l'effettiva presenza di sostanze contaminanti oltre i limiti della 152/2006.

I risultati della caratterizzazione ambientale delle terre e delle acque sotterranee sono riportate in Allegato 6.

Parametro	U. M.
Residuo secco a 105 °C	%
Scheletro	% s.s.
Azoto totale (come N)	% s.s.
Solfati (ione solfato)	mg/Kg s.s.
METALLI	-
Antimonio	mg/Kg s.s.
Arsenico	mg/Kg s.s.
Cadmio	mg/Kg s.s.
Cobalto	mg/Kg s.s.
Cromo totale	mg/Kg s.s.
Cromo esavalente	mg/Kg s.s.
Mercurio	mg/Kg s.s.
Nichel	mg/Kg s.s.
Piombo	mg/Kg s.s.
Rame	mg/Kg s.s.
Selenio	mg/Kg s.s.
Vanadio	mg/Kg s.s.
Zinco	mg/Kg s.s.
COMPOSTI ORGANICI AROMATICI	-
Benzene	mg/Kg s.s.
Toluene	mg/Kg s.s.
Etilbenzene (A)	mg/Kg s.s.
Stirene (B)	mg/Kg s.s.
o-Xilene	mg/Kg s.s.
m-Xilene	mg/Kg s.s.
p-Xilene	mg/Kg s.s.
Cumene (Isopropilbenzene)	mg/Kg s.s.
1,2,3-Trimetilbenzene	mg/Kg s.s.
1,2,4-Trimetilbenzene (Pseudocumene)	mg/Kg s.s.
1,3,5-Trimetilbenzene (Mesitylene)	mg/Kg s.s.
Sommatoria organici aromatici	mg/Kg s.s.
IDROCARBURI POLICICLICI AROMATICI	-
Naftalene	mg/Kg s.s.
Acenaftilene	mg/Kg s.s.
Acenaftene	mg/Kg s.s.
Fluorene	mg/Kg s.s.
Fenantrene	mg/Kg s.s.
Antracene	mg/Kg s.s.
Fluorantene	mg/Kg s.s.
Pirene (A)	mg/Kg s.s.
Benzo(a)antracene (B)	mg/Kg s.s.
Crisene (C)	mg/Kg s.s.
Benzo(b)fluorantene (D)	mg/Kg s.s.
Benzo(k)fluorantene (E)	mg/Kg s.s.
Benzo(a)pirene (F)	mg/Kg s.s.
Indeno(1,2,3-cd)pirene (G)	mg/Kg s.s.
Dibenzo(a,h)antracene (H)	mg/Kg s.s.
Benzo(ghi)perilene (I)	mg/Kg s.s.
Dibenzo(a,e)pirene (L)	mg/Kg s.s.
Dibenzo(a,h)pirene (M)	mg/Kg s.s.
Dibenzo(a,i)pirene (N)	mg/Kg s.s.
Dibenzo(a,l)pirene (O)	mg/Kg s.s.
Somm. policiclici aromatici (da A a O)	mg/Kg s.s.
ALIFATICI CLORURATI CANCEROGENI	-
Clorometano	mg/Kg s.s.
Diclorometano	mg/Kg s.s.
Triclorometano	mg/Kg s.s.
Cloruro di vinile	mg/Kg s.s.
1,2-Dicloroetano	mg/Kg s.s.
1,1-Dicloroetilene	mg/Kg s.s.
Tricloroetilene	mg/Kg s.s.
Tetracloroetilene (PCE)	mg/Kg s.s.
ALIFATICI CLORURATI NON CANCEROGENI	-
1,1-Dicloroetano	mg/Kg s.s.
1,2-Dicloroetilene	mg/Kg s.s.
1,1,1-Tricloroetano	mg/Kg s.s.
1,2-Dicloropropano	mg/Kg s.s.
1,1,2-Tricloroetano	mg/Kg s.s.
1,2,3-Tricloropropano	mg/Kg s.s.
1,1,2,2-Tetracloroetano	mg/Kg s.s.

Tetracloruro di carbonio	mg/Kg s.s.
Esacloroetano	mg/Kg s.s.
1,1,1,2-Tetracloroetano	mg/Kg s.s.
Pentacloroetano	mg/Kg s.s.
Esaclorobutano	mg/Kg s.s.
Freon 11 (triclorofluorometano)	mg/Kg s.s.
Freon 113 (1,1,2-tricloro-1,2,2-trifluoroetano)	mg/Kg s.s.
Tetraclorobutadieni	mg/Kg s.s.
Pentaclorobutadieni	mg/Kg s.s.
ALIFATICI ALOGENATI CANCEROGENI	-
Tribromometano (bromoformio)	mg/Kg s.s.
1,2-Dibromoetano	mg/Kg s.s.
Dibromoclorometano	mg/Kg s.s.
Bromodiclorometano	mg/Kg s.s.
IDROCARBURI	-
Idrocarburi leggeri (C<12)	mg/Kg s.s.
Idrocarburi pesanti (C>12)	mg/Kg s.s.
ALTRE SOSTANZE	-
Amianto (fibre libere)	mg/Kg s.s.

Tabella 8 – parametri chimici ricercati nei campioni di terreno

Parametro	U. M.
pH	unità pH
Conducibilità elettrica a 20 °C	µS/cm
METALLI	-
Antimonio	µg/L
Arsenico	µg/L
Cadmio	µg/L
Cobalto	µg/L
Cromo totale	µg/L
Cromo esavalente	µg/L
Ferro	µg/L
Manganese	µg/L
Mercurio	µg/L
Nichel	µg/L
Piombo	µg/L
Rame	µg/L
Selenio	µg/L
Vanadio	µg/L
Zinco	µg/L
INQUINANTI INORGANICI	-
Nitriti (ione nitrito)	µg/L
Solfati (ione solfato)	mg/L
Ammoniaca (ione ammonio)	mg/L
COMPOSTI ORGANICI AROMATICI	-
Benzene	µg/L
Etilbenzene	µg/L
Stirene	µg/L
Toluene	µg/L
p-Xilene	µg/L
m-Xilene	µg/L
o-Xilene	µg/L
IDROCARBURI POLICICLICI AROMATICI	-
Naftalene	µg/L
Acenaftilene	µg/L
Acenaftene	µg/L
Fluorene	µg/L
Fenantrene	µg/L
Antracene	µg/L
Fluorantene	µg/L
Pirene	µg/L
Benzo(a)antracene	µg/L
Crisene	µg/L
Benzo(b)fluorantene (A)	µg/L
Benzo(k)fluorantene (B)	µg/L
Benzo(ghi)perilene (C)	µg/L
Benzo(a)pirene	µg/L
Indeno(1,2,3-cd)pirene (D)	µg/L
Dibenzo(a,h)antracene	µg/L
Somm. policiclici aromatici (A,B,C,D)	µg/L

ALIFATICI CLORURATI CANCEROGENI	-
Clorometano	µg/L
Triclorometano	µg/L
Cloruro di vinile	µg/L
1,2-Dicloroetano	µg/L
1,1-Dicloroetilene	µg/L
Tricloroetilene	µg/L
Tetracloroetene	µg/L
Esaclorobutadiene	µg/L
Sommatoria organoalogenati	µg/L
ALIFATICI CLORURATI NON CANCEROGENI	-
1,1-Dicloroetano	µg/L
1,2-Dicloroetilene	µg/L
1,2-Dicloropropano	µg/L
1,1,2-Tricloroetano	µg/L
1,2,3-Tricloropropano	µg/L
1,1,2,2-Tetracloroetano	µg/L
Freon 11 (triclorofluorometano)	µg/L
Freon 113 (1,1,2-tricloro-1,2,2-trifluoroetano)	µg/L
Tetraclorobutadieni	µg/L
Pentaclorobutadieni	µg/L
Pentacloroetano	µg/L
Esacloroetano	µg/L
Esaclorobutano	µg/L
Diclorometano (Cloruro di metilene)	µg/L
Tetracloruro di carbonio	µg/L
1,1,1,2-Tetracloroetano	µg/L
1,1,1-Tricloroetano	µg/L
ALIFATICI ALOGENATI CANCEROGENI	-
Tribromometano	µg/L
1,2-Dibromoetano	µg/L
Dibromoclorometano	µg/L
Bromodiclorometano	µg/L
ALTRE SOSTANZE	-
Idrocarburi totali (n-esano)	µg/L
PARAMETRI MICROBIOLOGICI	-
Coliformi fecali	UFC/100 mL
Coliformi totali	UFC/100 mL
Streptococchi fecali	UFC/100 mL

Tabella 9 – parametri chimici ricercati nei campioni delle acque

4.2.5 Sondaggi ambientali

All'interno dell'area della discarica, sono stati eseguiti n. 5 sondaggi per consentire il prelievo di terreni e la messa in opera di piezometri a tubo aperto per il campionamento delle acque. Le principali caratteristiche tecniche di questi sondaggi sono riportati nella sottostante tabella. Scopo è stato quello di fornire dati essenzialmente al gestore della discarica ma anche di avere ulteriori stratigrafie in ambiti d'interesse.

Sigla Sond.	Prof.	Strumentaz.	Campioni Per analisi
	m		
Sa1	14	piezometro	3
Sa2	14	piezometro	3
Sa3	14	piezometro	3
Sa4	14	piezometro	3
Sa5	14	piezometro	3

Tabella 10 – sondaggi per la caratterizzazione ambientale dell'area della discarica

Sui campioni di acqua e di terreno sono state eseguite le analisi riportate nelle precedenti *Tabella 8* e *Tabella 9*.

4.3 Litostratigrafia di riferimento

La successione litostratigrafica che caratterizza tutta la testata dell'impluvio del fosso della Casalta è tipica delle colline del Bacino Marchigiano Esterno, con la presenza di coltri, più o meno potenti, che ricoprono il substrato pliocenico in posto.

Coltri colluvio-eluviali di natura prettamente limo-argillosa ricoprono il substrato anch'esso argillo-limoso-marnoso. Nella zona di studio tali coltri hanno spessori modesti, di pochi metri, solo in un caso si sono riscontrati spessori più cospicui di oltre 10 m. La situazione è complicata dalle profonde modificazioni antropiche, sia in corrispondenza della discarica che dell'impianto di compostaggio che hanno comportato profondi sbancamenti e riporti di terreno. Fortunatamente tali modificazioni sono circoscritte ad aree ben delimitate ed individuabili come ad esempio la zona del sondaggio Pd3 e della CPT4 dove si è accumulato il riporto per l'ampliamento del piazzale dell'impianto di compostaggio su di un'area già caratterizzata da coltri colluviali consistenti.

In sintesi, la successione litostratigrafica che caratterizza la zona è la seguente:

- **Terreno vegetale:** di natura prettamente limo-argillosa, si presenta di colorazione brunastra, ricca in materia organica e resti vegetali. Per uno spessore di 0,5 – 1,2 m;
- **Litotipo A: Coltre colluviale:** limi argillosi da poco a mediamente consistenti. A struttura caotica, con concrezioni carbonati e macule di torba. Rare patine di ossidazione. Di colorazione da nocciola a brunastra, con rare venature grigiastre. A luoghi inclusi sabbiosi. Lo spessore è variabilissimo, in genere con la tendenza ad aumentare andando dalle zone di sommità del rilievo alla base del pendio. Generalmente si tratta di spessori di pochi metri (3-5). Nel caso del ricordato sondaggio Pd3, anche per la presenza del soprastante riporto, arriva fino alla profondità di 14.70 m. Non è presente nei sondaggi Pd2 e Pd5 dove già era esigua la potenza successivamente sbancata per la realizzazione del ricordato impianto di compostaggio. Nelle prove CPTe è caratterizzata da una resistenza alla punta (qc) generalmente minore di 2-4 MPa;
- **Litotipo B: Fascia eluviale:** si tratta di argille, argille limose consistenti con sottili inclusioni di sabbie fini di colorazione da giallastra a grigiastra. Le argille-limose si presentano di colorazione nocciola, grigiastra variegata. Con rare concrezioni carbonatiche. Per spessori modesti, generalmente compresi entro 3-4 m. Raggiunge spessori più consistenti nel tratto di pendio indagato con il sondaggio Pd14 (6 m circa) e con la prova CPT7 (7 m circa). Si

tratta, di fatto, dell'alterazione del substrato in posto. Al penetrometro è caratterizzata da una resistenza alla punta (qc) pari a 4-6 MPa;

- **Litotipo C: Formazione plio-pleistocenica:** argille, argille marnose grigiastre, molto consistenti e poco plastiche intercalate a sottili livelli di sabbie fini grigiastre. Ben stratificata, a stratificazione sub orizzontale, con strati centimetrici marcati da sottili veli di sabbie fini sempre grigiastre o, più raramente, giallastre. In alcuni tratti della zona indagata il tetto del substrato è praticamente in affioramento (esempio nei sondaggi Pd2, Pd5, Pd10). Nelle zone dove è più profonda, il tetto del substrato è stato rinvenuto alla profondità di 14.0 m circa come nei sondaggi Pd3, Pd13 e Pd14. Al penetrometro la resistenza alla punta è notevole. In genere qc > 8-10 MPa.

In allegato si riportano le stratigrafie dei sondaggi, i diagrammi delle prove penetrometriche statiche con punta elettrica e la ricostruzione delle sezioni geo-litologiche più significative.

4.4 Caratterizzazione geotecnica

4.4.1 Risultati prove di laboratorio geotecnico

Sui campioni indisturbati di terreno prelevati in fase di indagine sono state eseguite prove di laboratorio geotecnico i cui certificati sono riportati in allegato.

I risultati di tali analisi sono sintetizzati nelle tabelle seguenti.

SONDAGGIO		Pd2	Pd2	Pd3	Pd5
CAMPIONE		1	2	1	1
PROFONDITA' (m)		3,0/3,5	8,0/8,5	6,0/6,5	3,0/3,5
CARATTERISTICHE FISICHE					
Contenuto in acqua	%	15.5	15.2	24.9	14.8
Massa volumica	Mg/m ³	2.08	2.09	1.97	2.10
Massa volumica secca	Mg/m ³	1.80	1.81	1.58	1.83
Massa volumica granuli solidi	Mg/m ³	2.68	2.73	2.73	2.73
Indice dei vuoti	-	0.488	0.505	0.731	0.492
Grado di saturazione	-	0.85	0.82	0.93	0.82
DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA					
Frazione ghiaiosa	%	-	0.0	-	0.0
Frazione sabbiosa	%	-	1.1	-	4.3
Frazione limosa	%	-	66.8	-	66.7
Frazione argillosa	%	-	32.1	-	29.0
LIMITI DI CONSISTENZA					
Limite di liquidità	%	37	37	47	34
Indice di plasticità	%	12	11	19	11
Indice di consistenza	-	1.79	1.98	1.16	1.75
Indice di liquidità	-	-0.79	-0.98	-0.16	-0.75
CLASSIFICAZIONE					
U.N.I.10006		A6 (*)	A6	A7-6 (*)	A6
U.S.C.S.		ML (*)	ML	ML (*)	CL
COMPRESSIONE NON CONFINATA					
Resistenza al taglio non drenata	kPa	432.3	303.5	95.5	405.1
Deformazione a rottura	%	7.7	4.9	13.5	6.5
TAGLIO PICCO					
Coesione intercetta	kPa	-	-	9.4	44.6
Angolo di resistenza al taglio	°	-	-	24.7	27.1
TAGLIO RESIDUO					
Coesione intercetta	kPa	-	-	-	2.8
Angolo di resistenza al taglio	°	-	-	-	22.0
EDOMETRICA					
Modulo edometrico (49,0 - 98,1 kPa)	kPa	-	-	-	-
Modulo edometrico (98,1 - 196,1 kPa)	kPa	-	-	-	-
Modulo edometrico (196,1 - 392,3 kPa)	kPa	-	-	-	-
COMPATTAZIONE PROCTOR					
Contenuto in acqua ottimale	%	18.5	-	-	-
Massa volumica secca massima	Mg/m ³	1.66	-	-	-

(*) Passante allo 0,075 mm stimato maggiore del 50%

SONDAGGIO		Pd7	Pd7	Pd11	Pd16
CAMPIONE		1	2	1	1
PROFONDITA' (m)		3,0/3,5	7,0/7,5	4,0/4,5	5,0/5,5
CARATTERISTICHE FISICHE					
Contenuto in acqua	%	20.2	17.7	20.6	26.4
Massa volumica	Mg/m ³	2.07	2.09	2.03	1.92
Massa volumica secca	Mg/m ³	1.72	1.78	1.68	1.52
Massa volumica granuli solidi	Mg/m ³	2.72	2.76	2.77	2.75
Indice dei vuoti	-	0.579	0.554	0.646	0.810
Grado di saturazione	-	0.95	0.88	0.88	0.90
DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA					
Frazione ghiaiosa	%	-	-	0.0	-
Frazione sabbiosa	%	-	-	1.2	-
Frazione limosa	%	-	-	50.4	-
Frazione argillosa	%	-	-	48.4	-
LIMITI DI CONSISTENZA					
Limite di liquidità	%	45	43	44	43
Indice di plasticità	%	17	17	15	16
Indice di consistenza	-	1.46	1.49	1.56	1.04
Indice di liquidità	-	-0.46	-0.49	-0.56	-0.04
CLASSIFICAZIONE					
U.N.I.10006		A7-6 (*)	A7-6 (*)	A7-6	A7-6 (*)
U.S.C.S.		ML (*)	CL (*)	ML	ML (*)
COMPRESSIONE NON CONFINATA					
Resistenza al taglio non drenata	kPa	-	206.5	-	-
Deformazione a rottura	%	-	6.2	-	-
TAGLIO PICCO					
Coesione intercetta	kPa	29.9	-	-	10.2
Angolo di resistenza al taglio	°	26.0	-	-	26.1
TAGLIO RESIDUO					
Coesione intercetta	kPa	2.3	-	-	3.6
Angolo di resistenza al taglio	°	18.5	-	-	18.1
EDOMETRICA					
Modulo edometrico (49,0 - 98,1 kPa)	kPa	-	-	-	-
Modulo edometrico (98,1 - 196,1 kPa)	kPa	-	-	21304	-
Modulo edometrico (196,1 - 392,3 kPa)	kPa	-	-	13720	-
COMPATTAZIONE PROCTOR					
Contenuto in acqua ottimale	%	18.4	-	-	-
Massa volumica secca massima	Mg/m ³	1.67	-	-	-

(*) Passante allo 0,075 mm stimato maggiore del 50%

SONDAGGIO		Pd14	Pd14
CAMPIONE		1	2
PROFONDITA' (m)		3,0/3,5	10,0/10,5

CARATTERISTICHE FISICHE

Contenuto in acqua	%	21.9	21.0
Massa volumica	Mg/m ³	2.01	2.06
Massa volumica secca	Mg/m ³	1.65	1.70
Massa volumica granuli solidi	Mg/m ³	2.70	2.66
Indice dei vuoti	-	0.637	0.562
Grado di saturazione	-	0.93	0.99

DISTRIBUZIONE
GRANULOMETRICA

Frazione ghiaiosa	%	0.0	-
Frazione sabbiosa	%	2.4	-
Frazione limosa	%	53.7	-
Frazione argillosa	%	43.9	-

LIMITI DI
CONSISTENZA

Limite di liquidità	%	42	49
Indice di plasticità	%	17	23
Indice di consistenza	-	1.18	1.22
Indice di liquidità	-	-0.18	-0.22

CLASSIFICAZIONE

U.N.I.10006		A7-6	A7-6 (*)
U.S.C.S.		CL	CL (*)

COMPRESSIONE NON CONFINATA

Resistenza al taglio non drenata	kPa	-	-
Deformazione a rottura	%	-	-

TAGLIO PICCO

Coesione intercetta	kPa	30.1	35.1
Angolo di resistenza al taglio	°	23.6	22.3

TAGLIO RESIDUO

Coesione intercetta	kPa	6.1	-
Angolo di resistenza al taglio	°	13.9	-

EDOMETRICA

Modulo edometrico (49,0 - 98,1 kPa)	kPa	-	-
Modulo edometrico (98,1 - 196,1 kPa)	kPa	-	-
Modulo edometrico (196,1 - 392,3 kPa)	kPa	-	-

COMPATTAZIONE PROCTOR

Contenuto in acqua ottimale	%	-	-
Massa volumica secca massima	Mg/m ³	-	-

(*) Passante allo 0,075 mm stimato maggiore del 50%

SONDAGGIO		Pd23	Pd23	Pd24	Pd24
CAMPIONE		1	2	1	2
PROFONDITA' (m)		5,0/5,5	10,0/10,5	7,0/7,5	9,0/9,5
CARATTERISTICHE FISICHE					
Contenuto in acqua	%	28.2	14.4	23.2	18.2
Massa volumica	Mg/m ³	1.94	2.07	2.00	2.07
Massa volumica secca	Mg/m ³	1.51	1.81	1.62	1.75
Massa volumica granuli solidi	Mg/m ³	2.75	2.71	2.74	2.65
Indice dei vuoti	-	0.817	0.498	0.688	0.513
Grado di saturazione	-	0.95	0.78	0.92	0.94
DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA					
Frazione ghiaiosa	%	0.0	0.0	-	-
Frazione sabbiosa	%	2.0	5.8	-	-
Frazione limosa	%	58.0	58.1	-	-
Frazione argillosa	%	40.0	36.1	-	-
LIMITI DI CONSISTENZA					
Limite di liquidità	%	52	38	44	40
Indice di plasticità	%	19	14	19	15
Indice di consistenza	-	1.25	1.69	1.09	1.45
Indice di liquidità	-	-0.25	-0.69	-0.09	-0.45
CLASSIFICAZIONE					
U.N.I.10006		A7-5	A6	A7-6 (*)	A6 (*)
U.S.C.S.		MH	CL	CL (*)	CL (*)
COMPRESSIONE NON CONFINATA					
Resistenza al taglio non drenata	kPa	98.0	293.3	-	143.8
Deformazione a rottura	%	14.1	4.8	-	12.8
TAGLIO PICCO					
Coesione intercetta	kPa	15.5	40.8	-	24.5
Angolo di resistenza al taglio	°	24.2	25.2	-	23.9
TAGLIO RESIDUO					
Coesione intercetta	kPa	-	-	-	-
Angolo di resistenza al taglio	°	-	-	-	-
EDOMETRICA					
Modulo edometrico (49,0 - 98,1 kPa)	kPa	-	-	4933	-
Modulo edometrico (98,1 - 196,1 kPa)	kPa	8660	-	5695	-
Modulo edometrico (196,1 - 392,3 kPa)	kPa	7096	-	8890	-
COMPATTAZIONE PROCTOR					
Contenuto in acqua ottimale	%	23.1	-	-	-
Massa volumica secca massima	Mg/m ³	1.61	-	-	-

(*) Passante allo 0,075 mm stimato maggiore del 50%

Tabella 11 – parametri geotecnici ricavati dalle prove di laboratorio geotecnico.

Gli stessi litotipi sono stati indagati anche in precedenza in fase di progettazione preliminare. I risultati di queste prove di laboratorio geotecnico sono riportati nella successiva *Tabella 12*.

	<i>Sondaggio</i>	S2	S3	S3	S4	S5	S6	S6	S7	S7
	<i>Campione</i>	1	1	2	1	1	1	2	1	2
	<i>profondità</i>									
	<i>da</i>	2,0	4,0	10,5	1,7	1,5	3,0	7,5	2,6	7,5
	<i>profondità</i>									
	<i>a</i>	2,4	4,5	10,9	2,1	2,0	3,5	8,0	3,0	8,0
	Litotipo	coll	eluv	formaz	coll	formaz	coll	formaz	colluv	colluv
PROVE										
CARATTERISTICHE FISICHE										
Contenuto d'acqua	%	23,40	20,40	17,80	22,60	23,90	28,50	20,00	29,60	24,60
massa volumetrica	t/m ³	1,98					1,97		1,95	2,00
massa volumetrica secca	t/m ³	1,60					1,53		1,50	1,61
massa volumetrica granuli solidi	t/m ³	2,70					2,73		2,74	2,73
indice dei vuoti	-	0,683					0,781		0,821	0,701
grado di saturazione	-	0,93					1,00		0,99	0,96
LIMITI DI CONSISTENZA										
limite di liquidità	%	50	50	61	56	54	46	58	56	58
limite di plasticità	%	27	27	37	31	30	23	33	31	36
indice di consistenza		0,99	1,10	1,17	1,08	1,00	0,76	1,15	0,85	0,93
indice di liquidità		0,01	-0,10	-0,17	-0,08	0,00	0,24	-0,15	0,15	0,07
CLASSIFICAZIONE										
UNI 10006		A7-6	A7-6	A7-6	A7-6	A7-6	A7-6	A7-6	A7-6	A7-6
USCS		CL-CH	CL-CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH
TAGLIO DIRETTO										
coesione intercetta	kPa	9,0							10,3	10,9
angolo di resistenza al taglio	°	27,2							26,2	26,2
TAGLIO RESIDUO										
coesione intercetta	kPa	3,1							3,4	3,1
angolo di resistenza al taglio	°	18,3							16,4	15,3
TRIASIALE UU										
resistenza al taglio non drenata	kPa						52,1			
PERMEABILITA'										
Coefficiente di permeabilità	m/s			4,30E-11						5,80E-11

Tabella 12 – sintesi dei risultati delle prove di laboratorio geotecnico (da progetto preliminare, 2010).

4.4.2 Proprietà fisiche e caratteristiche di storia tensionale

In base ai risultati ottenuti, si può osservare che tutti i litotipi riscontrati sono classificabili, in base alla classificazione U.S.C.S., o come argille inorganiche con limite di liquidità da basso (CL) ad alto (CH); o come limi inorganici sempre con limite di liquidità o basso (ML) o alto (MH).

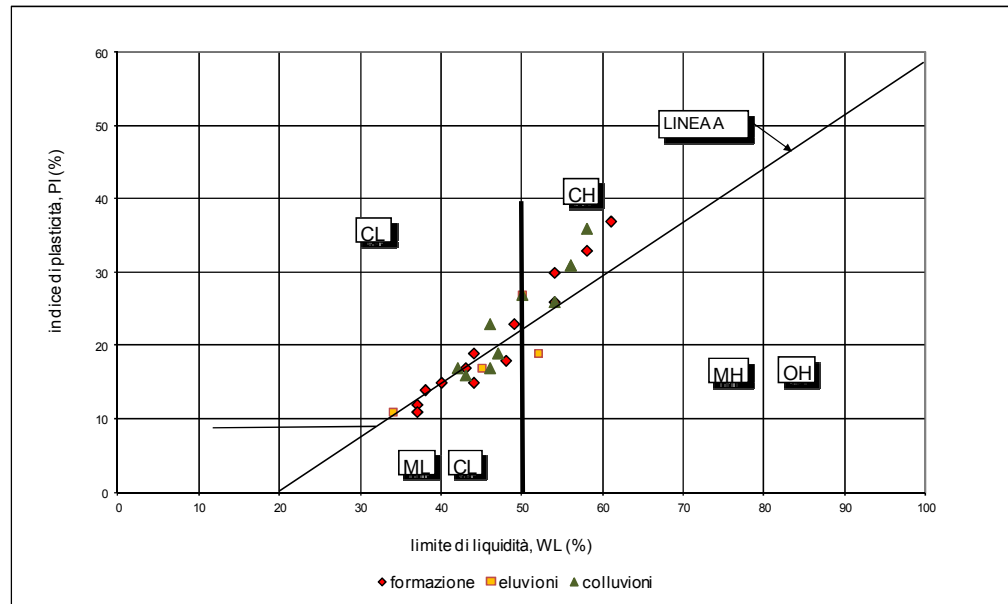


Grafico 4 – Carta di plasticità adattata al sistema unificato.

Come si può osservare dalla carta di plasticità, non vi è differenziazione tra i dati relativi al substrato e quelli delle coltri colluvio-eluviali.

Da un punto di vista granulometrico tutti i terreni campionati, senza distinzione significativa tra i vari litotipi riscontrati, possono essere classificati come limi argillosi. La frazione argillosa è sempre predominante e oscilla tra un 51% ed un 67% mentre quella argillosa tra un minimo del 29% ed un 48%. La sabbia è praticamente assente con valori che variano tra l'1% ed un massimo del 6%.

Il valore del grado di sovraconsolidazione OCR (Over Consolidation Ratio) dei terreni coesivi è stato stimato sulla base del valore della coesione non drenata (C_u) e la tensione litostatica efficace (σ'_v) attraverso la relazione (Ladd 1985):

$$\frac{C_u}{\sigma'_v} = 0.255 OCR^{0.8}$$

In base a tale stima tutti i terreni sono risultati sovraconsolidati, con i valori più bassi riferibili alle coltri colluviali.

Per quello che riguarda il **peso di volume** (γ) allo stato naturale si sono ottenuti i seguenti valori:

Litotipo A	19 – 20	kN/m ³
Litotipo B	19 - 21	kN/m ³
Litotipo C	20 – 21	kN/m ³

Per il **contenuto d'acqua** (W_n) si sono ottenuti i seguenti valori:

Litotipo A	22 – 30	%
Litotipo B	16 – 28	%
Litotipo C	14 – 24	%

In base alla caratterizzazione speditiva con il pocket penetrometer le varie unità litologiche sono risultate:

Litotipo A	Consistenza media – compatta
Litotipo B	consistenza compatta – molto compatta
Litotipo C	consistenza molto compatta - compattissima

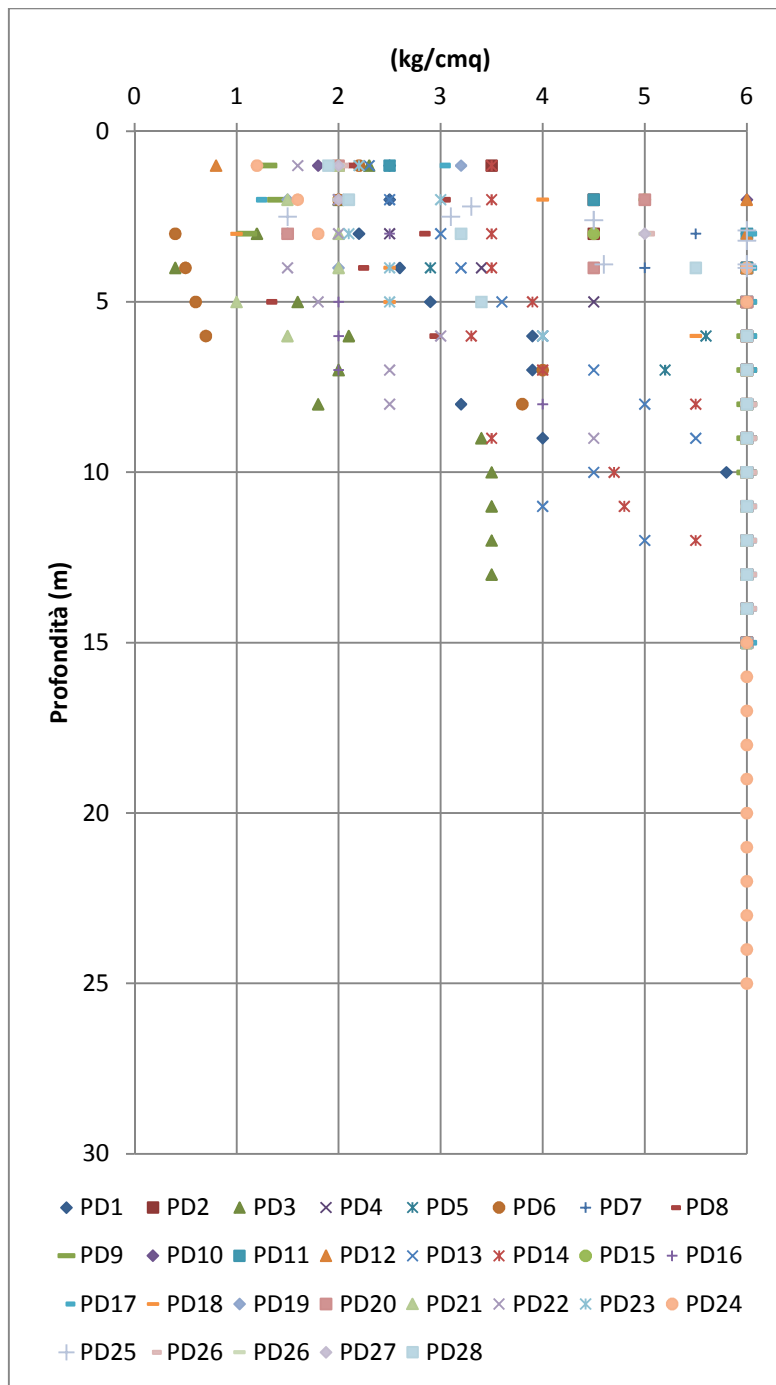


Grafico 5 – andamento dei valori di pocket penetrometer con la profondità

4.4.3 Parametri di resistenza al taglio

Per quello che riguarda l'angolo di attrito e la coesione drenata, ricavati con il taglio eseguito con la scatola Casagrande, si sono ricavati i seguenti parametri:

angolo di attrito drenato (ϕ')

Litotipo A	24° - 27°
Litotipo B	24° - 27°
Litotipo C	22° - 25°

Coesione efficace (C')

Litotipo A	9 - 30	KPa
Litotipo B	15 - 40	KPa
Litotipo C	24 - 40	KPa

Angolo di resistenza residuo (j_r)

Litotipo A	14° - 18°
Litotipo B	18° - 22°

La coesione non drenata si è ricavata da prove con compressione non confinata.

Coesione non drenata (C_u)

Litotipo A	74 - 95	KPa
Litotipo B	valori intermedi tra litotipo A e litotipo C	
Litotipo C	143 - 430	KPa

4.4.4 Parametri di deformabilità

Il modulo edometrico (E_{ed}) è stato ricavato da prove di consolidazione monoassiale in edometro a deformazione confinata.

Considerando classi di carico intermedie, dell'ordine di 98 – 196 KPa, i moduli edometrici sono pari a:

Litotipo A	5800 – 6400	KPa
Litotipo B	8600 – 9000	KPa
Litotipo C	21300	KPa

4.4.5 Permeabilità

La permeabilità (K) dei vari litotipi sono stati ricavati sia da prove di permeabilità in laboratorio che da prove in sito di tipo Lefranc a carico variabile.

Con entrambe le metodiche si sono ricavati valori congruenti tra loro ad indicare terreni esclusivamente impermeabili.

Dalle prove di laboratorio si sono ricavati i seguenti valori di permeabilità:

Litotipo A	5.80E-11	m/sec
Litotipo C	4.30E-11	m/sec

I risultati delle prove Lefranc in sito sono stati elaborati con la relazione seguente¹:

$$k = \frac{A}{C_L(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Dove:

k = permeabilità; *A* = area di base del foro di sondaggio; *h1* e *h2* = altezza dei livelli d'acqua nel foro di sondaggio; *t1* e *t2* = tempi in cui si misurano i livelli; *CL* = fattore di forma.

Si sono presi in considerazione solo i tratti uniformi della curva di assorbimento, eliminando le prime misurazioni dove il flusso è andato per la saturazione dei vari livelli di terreno. I risultati delle prove sono riportati nella tabella seguente:

sondaggio prova	profondità prova		Permeabilità K m/sec	litologia	litotipo
	da m	a m			
PD 5 - 1	5	6	8.49E-10	formazione	litotipo C
PD 11 - 1	7	8	1.51E-09	formazione	litotipo C
PD 14 - 1	16	17	2.32E-10	formazione	litotipo C
PD 15 - 1	8.5	9.5	9.57E-10	formazione	litotipo C
PD 18 - 1	9	10	1.18E-09	formazione	litotipo C
PD 19 - 1	5	6	2.12E-09	passaggio coltre-formazione	litotipo A
PD 27 - 1	4	5	3.06E-09	coltre	litotipo A
PD 28 - 1	13	14	4.65E-10	formazione	litotipo C

Tabella 13 – permeabilità misurata con le prove Lefranc a carico variabile.

¹ AGI – raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche; 1977

Come si può osservare tutti i litotipi sono terreni praticamente impermeabili secondo la classificazione di Casagrande e Fadum.

Il grado di permeabilità è comunque molto basso per le coltri (valore della classe di permeabilità $k = 2 \times 10^{-9} - 3 \times 10^{-9}$ m/sec) mentre il substrato ricade sempre nella classe dei terreni impermeabili con una permeabilità media pari a $k = 8.6 \times 10^{-10}$ m/sec.

Il substrato argillo-marnoso soddisfa dunque il criterio dettato dal DL 13/01/2003 n. 36 ($K \leq 1 \times 10^{-9}$ m/sec e spessore di almeno 1 m) per il quale il substrato della discarica può essere considerato come barriera geologica. Senza considerare che lo spessore non è certo 1 m, come richiesto la legge, ma di decine se non centinaia di metri.

4.4.6 Stima dei parametri dalle prove CPTE

Per l'interpretazione delle prove penetrometriche sono state utilizzate le seguenti sperimentate correlazioni disponibili in letteratura:

- per la caratterizzazione dei terreni dal punto di vista stratigrafico, al diagramma di interpretazione proposto da Olsen & Malone (1988) ed a quelli proposti da Douglass, Olsen R. (1981) e da Olsen R., Farr J. (1986);
- per la determinazione della resistenza al taglio non drenata (s_u) dei terreni coesivi, alla seguente correlazione (riportata in De Ruiter, 1982):

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_c}$$

nella quale:

q_c = resistenza alla punta;

σ_{vo} = pressione litostatica verticale totale;

N_c = fattore del cono, i cui valori tipici sono in genere compresi tra 10 e 20

- per la determinazione del modulo di deformazione confinato (M_0) dei terreni coesivi, alla correlazione di Mitchell & Gardner (1975).

I risultati delle prove penetrometriche statiche con punta elettrica sono sintetizzate nei diagrammi seguenti.

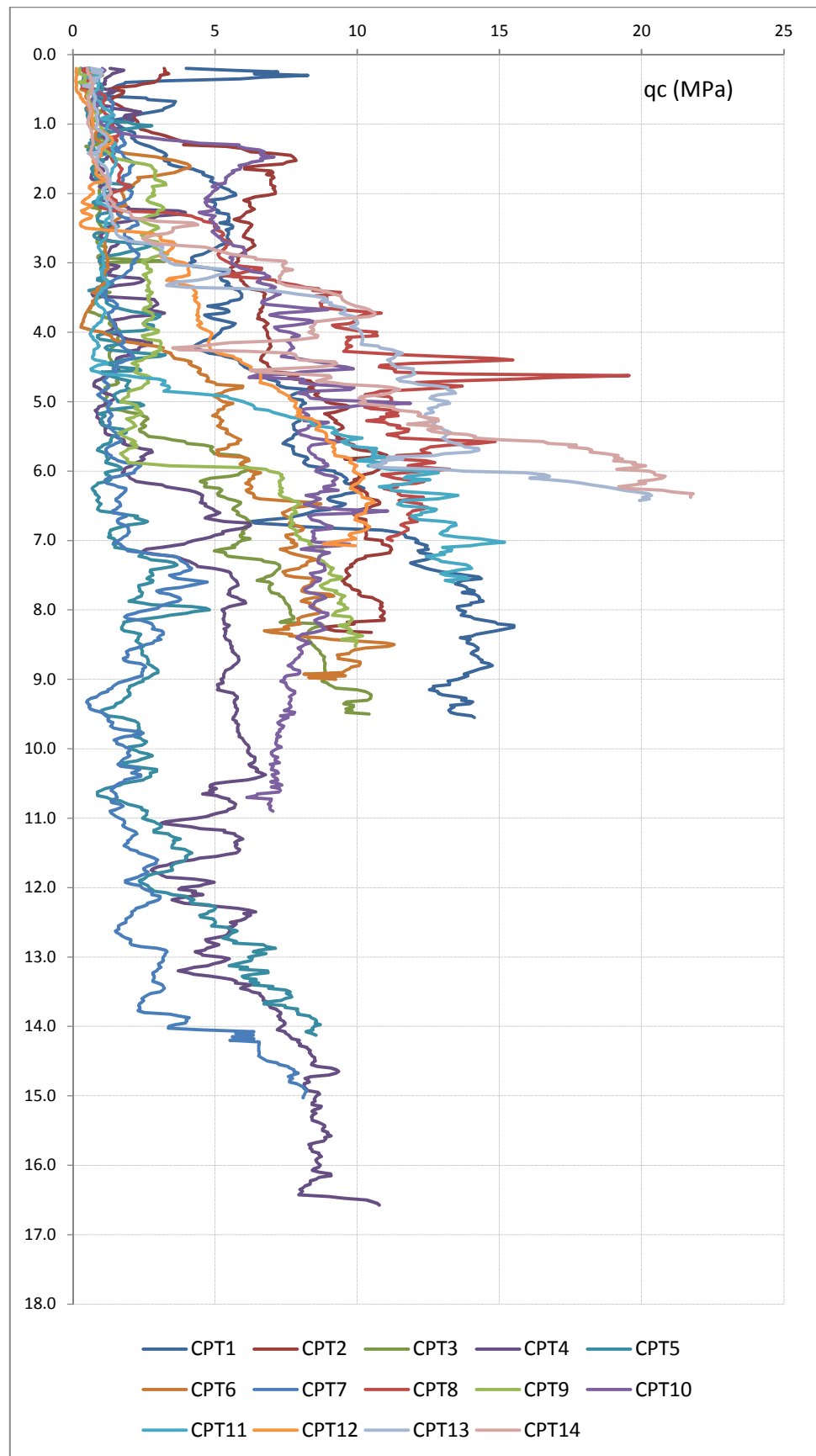


Grafico 6 – andamento della resistenza alla punta qc.

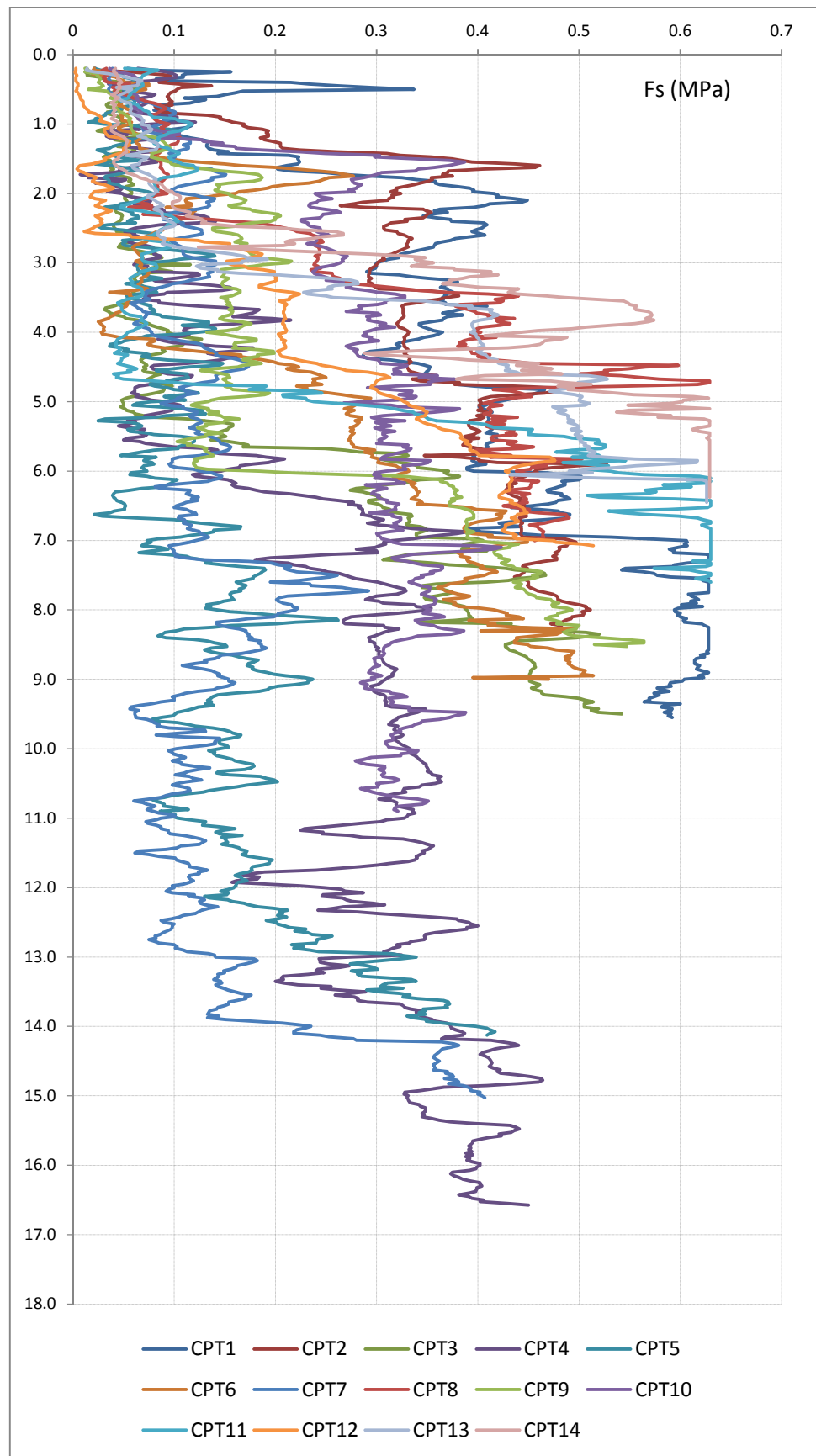


Grafico 7 – andamento della resistenza specifica locale al manicotto

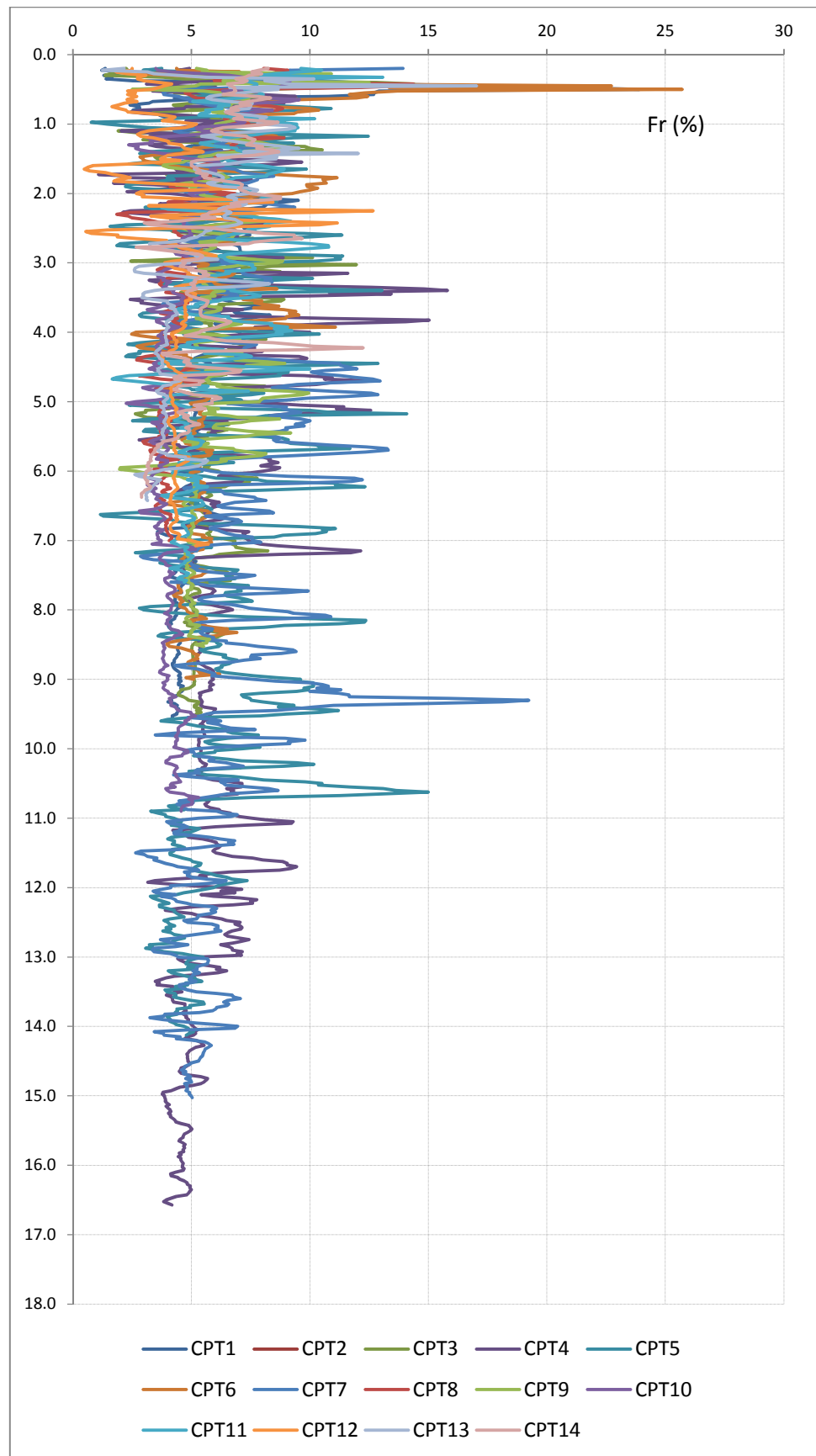


Grafico 8 – Rapporto di Schmertmann $Fr = Fs/qc$ (%)

Sulla base di questi dati, utilizzando i diagrammi di classificazione proposti dai vari autori si è potuto attribuire i litotipi indagati prevalentemente alla classe delle argille, argille limose e, più raramente, alla classe dei limi sabbiosi.

Qui di seguito sono riportati due esempi di classificazione tra quelli utilizzati.

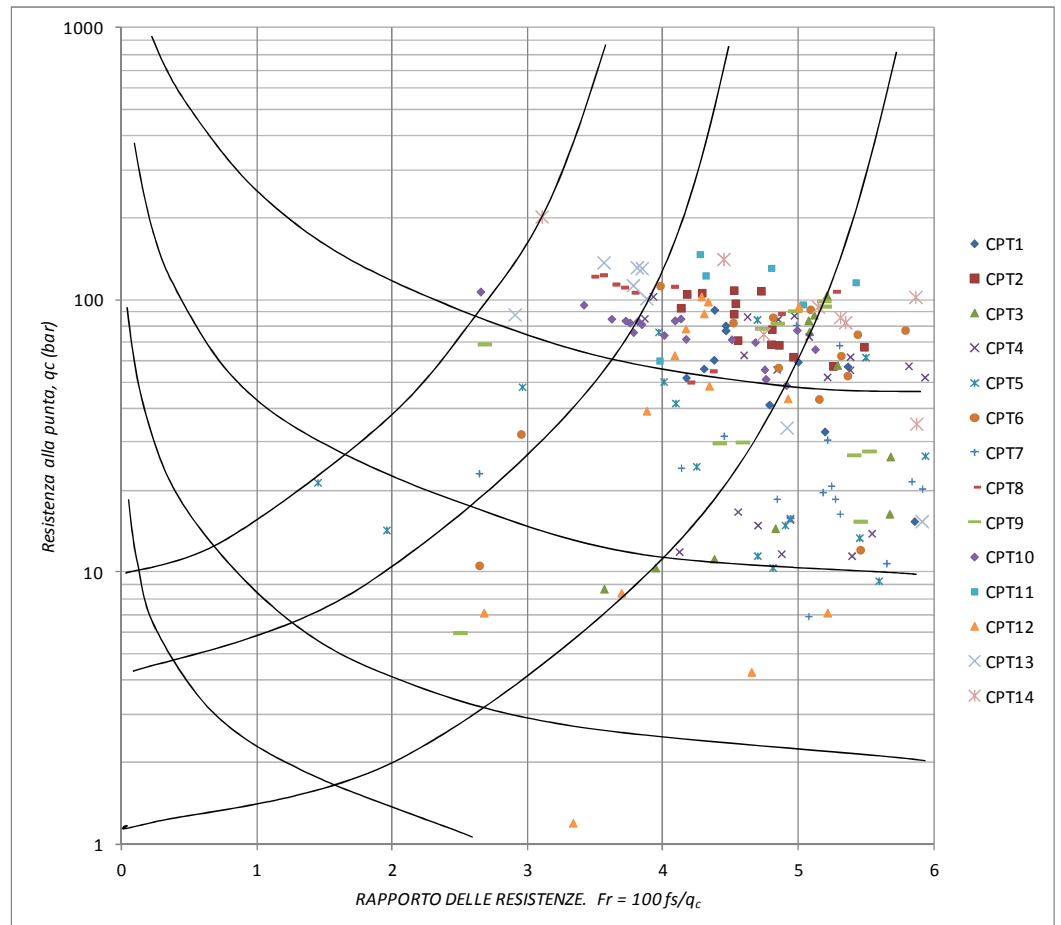


Grafico 9 – classificazione dei terreni dai risultati di prove CPT con punta elettrica standard (Douglass, Olsen R., 1981)

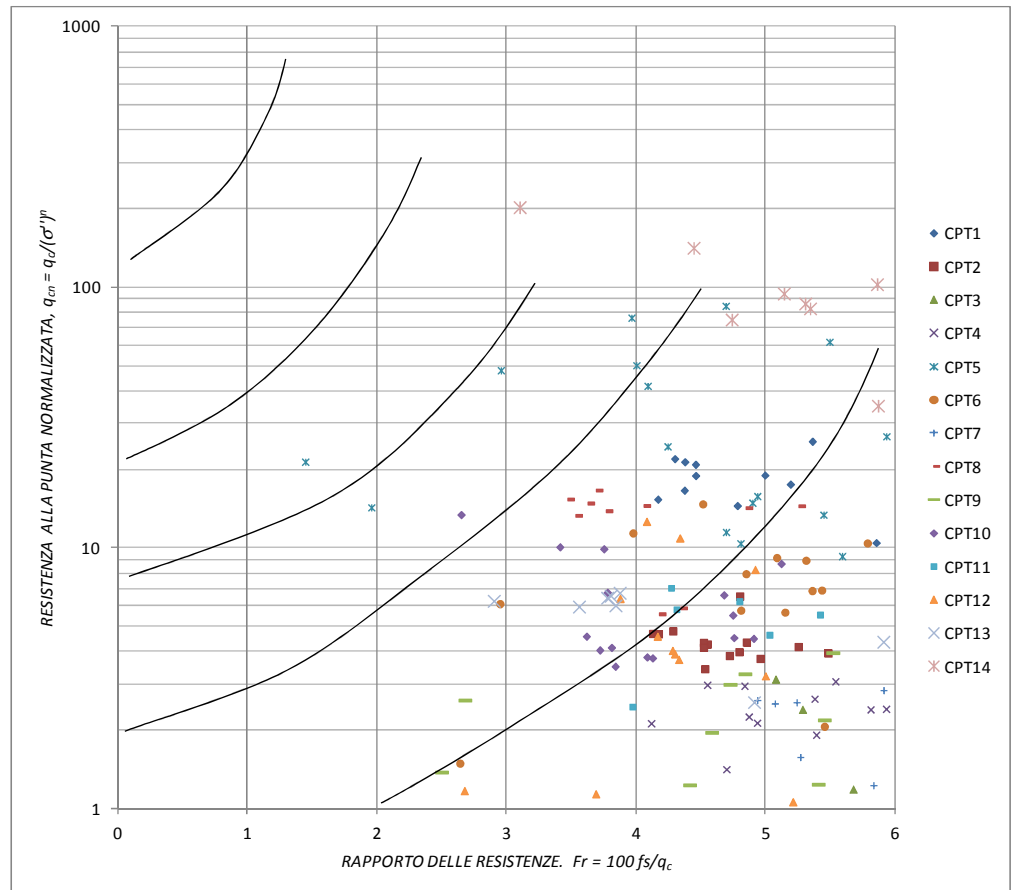


Grafico 10 – classificazione dei terreni dai risultati di prove CPT con punta elettrica standard (Olsen R., Farr J., 1986)

Nella *Tabella 14* è riportata la sintesi della elaborazione dei dati penetrometrici per la stima dei parametri geotecnici.

CPT	riporti		colluvioni		eluvioni		formazione	
	Cu kg/cm ²	M0 kg/cm ²	Cu kg/cm ²	M0 kg/cm ²	Cu kg/cm ²	M0 kg/cm ²	Cu kg/cm ²	M0 kg/cm ²
1					5.0	250	5.0	500
2					4.5	250	5.0	400
3	0.5	40			3.5	200	5.0	350
4			1.0	50	4.0	200	5.0	350
5	0.5	30	1.0	60	3.5	200		
6			0.5	40	3.5	200	5.0	300
7			1.3	60			5.0	300
8			0.8	40	3.5	180	5.0	300
9			1.8	90			5.0	450
10					3.5	180	5.0	250
11			0.8	40			5.0	500
12			0.5	30	2.5	150	5.0	300
13			0.5	35	4.5	300	5.0	350
14			0.5	20	4.5	300	5.0	400
min	0.5	30.0	0.5	20.0	2.5	150.0	5.0	250.0
media	0.5	35.0	0.9	46.5	3.9	219.1	5.0	365.4
max	0.5	40.0	1.8	90.0	5.0	300.0	5.0	500.0
moda	0.5		0.5	40	3.5	200	5	300

Tabella 14 – sintesi dei parametri geotecnici stimati dall'elaborazione dei dati ricavati con le prove penetrometriche statiche con punta elettrica

4.5 Parametrizzazione geotecnica operativa

Come riportato nei paragrafi precedenti, la stratigrafia tipica di riferimento per l'area dell'ampliamento della discarica è la seguente:

	Litotipo di riferimento	Tipo	Descrizione litologica
		Terreno vegetale	<i>Limi argillosi brunastrì ricchi in materia organica e resti vegetali</i>
	LITOTIPO A	Coltre colluviale	<i>Limi argillosi con inclusioni limo-sabbiose. Di colorazione nocciola o variegata da nocciola a grigiastre. A struttura caotica. Presenza di concrezioni e patine di ossidazione.</i>
	LITOTIPO B	Fascia eluviale	<i>Argille limose nocciola-grigiastre, consistenti. Con inclusi sabbiosi giallastri.</i>
	LITOTIPO C	Formazione plio-pleistocenica in posto	<i>Argilla marnosa grigio-azzurrastra stratificata. Dura e di bassa plasticità. Con sottili veli di sabbie fini grigiastre.</i>

Figura 6 – schema stratigrafico di riferimento

Gli spessori sono variabili in funzione della localizzazione e possono essere anche molto variabili. Inoltre non sempre la colonna stratigrafica rappresentata in *Figura 6* è completa. Possono mancare le coltri di ricopertura colluvio-eluviali e il substrato è in sub-affioramento.

La stratigrafia è ulteriormente complicata dalla presenza dei riporti antropici sia di terreno che di rifiuti all'interno dell'attuale discarica in esercizio.

Come visto, pur essendo i litotipi esclusivamente argillosi e argillo-limosi, i principali parametri geotecnici sono caratterizzati da una marcata variabilità in funzione della natura litologica e dello stato di alterazione. Dovendo schematizzare si può procedere come riportato nella tabella seguente.

Litotipo di riferimento	litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Coesione Efficace C' (kPa)	Coes.non Drenata C_u (kPa)	Ang. attr. Residuo ϕ_R (°)	Modulo Edomet. E_{ed} (kPa)
Litotipo A	Colluvioni	19	25±2	12±2	85±30	16±2	4000 - 9800
Litotipo B	Eluvioni	20	24±2	15±2	250-300	20±2	15000-25000
Litotipo C	Formazione	21	24±2	24±2	275±50		25000-36000

Tabella 15 - Principali parametri geotecnici riferiti ai litotipi riscontrati in corrispondenza dell'area dell'ampliamento della discarica.

4.6 Superficie piezometrica

Durante la fase di indagine non si è rinvenuta nessuna falda idrica. In corrispondenza dei sondaggi i livelli di acqua sono rimasti costanti, legati alla circolazione idrica utilizzata per la perforazione (i livelli indicati nelle stratigrafie è il livello di tale circolazione a fine perforazione).

Anche tutte le prove penetrometriche non hanno intercettato falde. In tutte le prove le aste sono sempre risultate asciutte e pulite. In caso di presenza di falda le aste sarebbero risultate bagnate almeno fino alla quota piezometrica.

I livelli piezometrici misurati in corrispondenza dei piezometri è riportata nella tabella seguente.

	04/05/2012	23/05/2012
pd5	3.2	2.98
pd7	6.7	2.61
pd11	6.2	3.21
pd15	4.6	1.03
Pd16	4.8	3.56
pd21	7.8	9.21
pd26	12.1	11.38
pd27	6.2	5.13
pd28	6.6	1.95
p2	2.6	3.1
p4	3.9	4.33
p5	1.8	1.66

Tabella 16 – livelli piezometrici misurati dal piano campagna (m)

La lettura del 4/05/2012 è stata eseguita dopo alcuni giorni dallo spurgo dei piezometri per il prelievo dei campioni di acqua (30/04/2012). Intervallo temporale caratterizzato da abbondanti piogge. Piogge che sono perdurate per tutto il mese di maggio e quindi anche nell'intervallo di tempo tra la prima e la seconda lettura.

E' da notare che in gran parte dei piezometri il livello d'acqua si attesta in prossimità della base o all'interno della coltre di ricopertura del substrato (Pd5; Pd7; Pd11; Pd15; Pd16; Pd27; Pd28). Nei piezometri Pd21 e Pd26 il livello è molto basso, poco sopra il fondo dei piezometri (15 m).

Stessa cosa dicasi per i piezometri installati per la progettazione preliminare. Tutti e 3 questi piezometri hanno un livello d'acqua corrispondente al contatto colte-substrato.

Sulla base di queste osservazioni, in relazione al substrato impermeabile che non giustificerebbe una variazione di livelli così repentini come registrato dopo lo spurgo, si ritiene che la circolazione idrica sia confinata nei metri più superficiali, in corrispondenza delle coltri di ricopertura.

Questa circolazione superficiale, intercettata dai piezometri che invece sono per gran parte immorsati in terreni impermeabili, va a riempire i piezometri stessi come fossero bicchieri stagni. Dove la permeabilità delle coltri è più elevata, l'acqua penetra dall'alto nel piezometro riempiendolo fino a dove ritrova un livello più permeabile (contatto tra coltre e substrato). Dove invece anche in superficie la permeabilità è minore, l'acqua penetra con più difficoltà nei piezometri riempiendoli solo parzialmente.

Questo fenomeno è ancor più evidente nei piezometri installati durante lo studio di fattibilità. Questi sono poco profondi 5-7 m e quindi tendono a riempirsi ancora più rapidamente fino al contatto con i superiori e superficiali livelli delle coltri.

Tanto più che, essendo il terreno oggetto di lavorazioni agricole meccanizzate, il primo metro risulta permeabile anche per l'effetto di queste lavorazioni.

La circolazione idrica, comunque modesta, è confinata dunque nella coltre di ricopertura colluviale, nei metri più superficiali del sottosuolo.

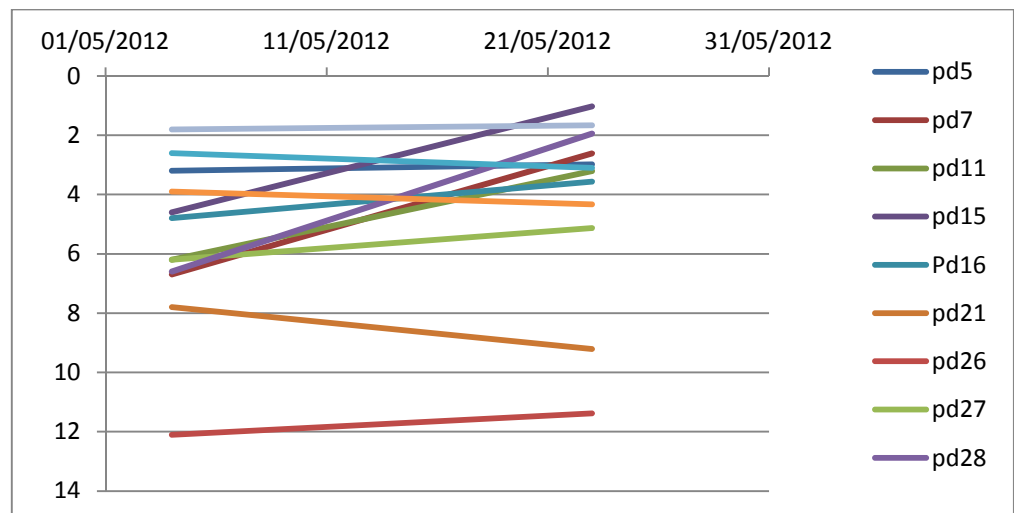


Grafico 11 – andamento dei livelli di acqua misurati nei piezometri.

4.7 Sismicità

Per caratterizzare la sismicità dell'area si è fatto riferimento, oltre che alla normativa vigente, ai dati disponibili in letteratura ed in particolare ai lavori svolti dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).

In particolare si è tenuto conto della nuova Zonazione Sismogenetica ZS9 (C.Mainetti et Alii – 2004) che suddivide il territorio nazionale in 42 zone omogenee da un punto di vista sismico-tettonico denominandole dal n. 901 al 936 e con le lettere A-F. Le zone sismogenetiche dell'Italia centrale sono riportate in *Figura 7*.

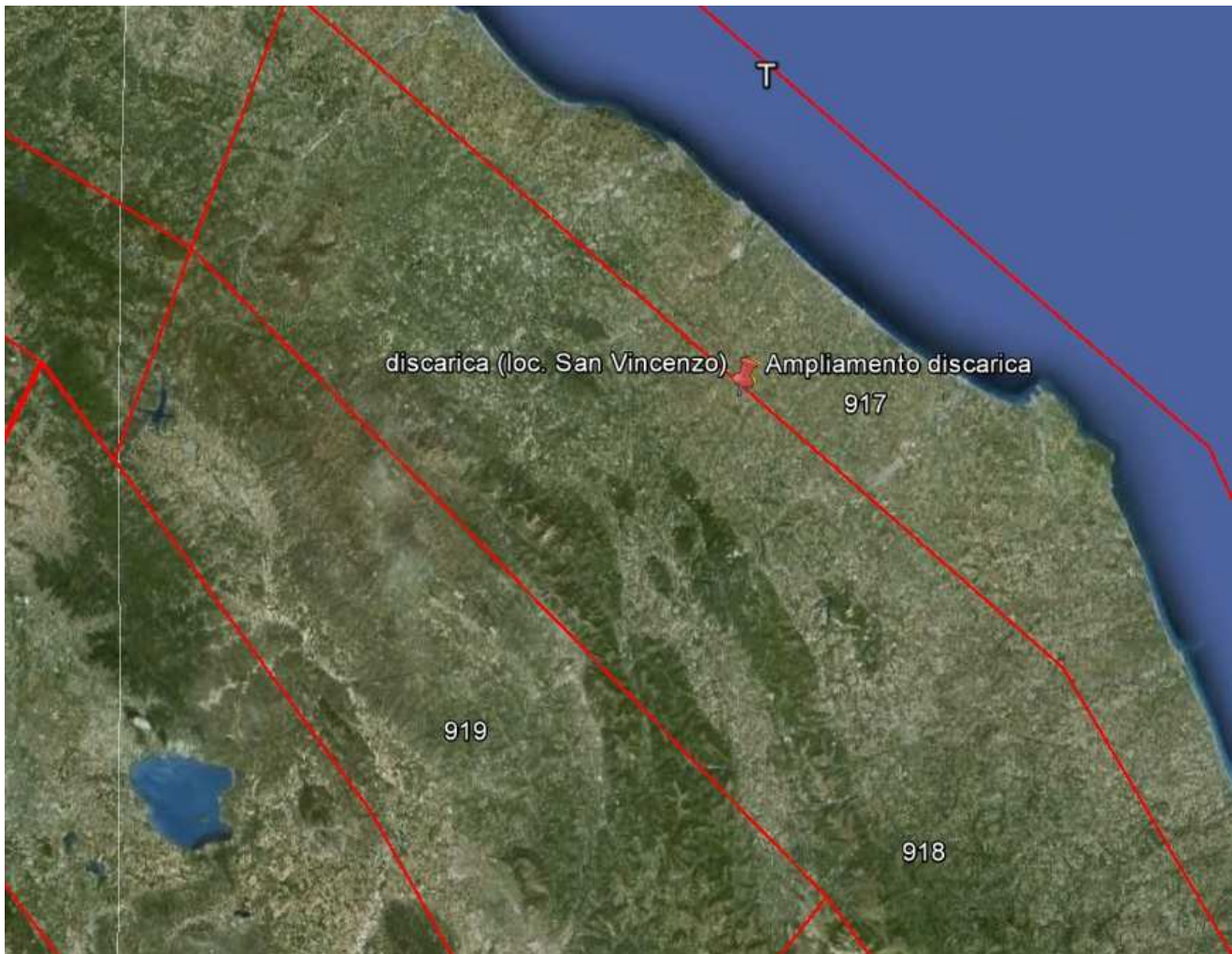


Figura 7 - Zonazione sismogenetica del territorio italiano (Zonazione sismogenetica ZS9 – App. 2 al Rapporto Conclusivo. C Mainetti et alii – INGV; 2004)

L'area oggetto di studio ricade in corrispondenza dell'area n. 918. Nella zona 918 sono attesi terremoti prevalentemente dovuti a meccanismi di tipo compressivo nella porzione nord-occidentale e distensivi in quella sud-

orientale. Si possono avere altresì meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture. L'intera fascia è caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo. La profondità ipocentrale è generalmente maggiore rispetto a quella della fascia più esterna.

La magnitudo massima attesa per la fascia 918 è pari a $M_{\max} = 6.14$, con valori della classe di profondità ipocentrale di 5-8 km.

L'intensità massima risentita nella zona, come risulta dai dati del catalogo del Servizio Sismico Nazionale, non ha superato in epoca storica il valore del VII-VIII grado MCS.

In base all'*Ordinanza del Presidente dei Ministri n. 3274* del 20 marzo 2003, entrambi i comuni di Corinaldo e Castelleone di Suasa (AN) risultano classificati in **zona 2**, zone per le quali l'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni è pari a $a_g = 0.15 - 0.25 g$.

Relativamente al *D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni*, per la individuazione della categoria di sottosuolo necessaria per la definizione dell'azione sismica di progetto, in assenza di analisi specifiche per valutare l'effetto della risposta sismica locale, si è fatto riferimento alle categorie di sottosuolo di riferimento previste dalla normativa stessa.

Per determinare la velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, è stata eseguita una prova Down-Hole in un foro di sondaggio appositamente attrezzato.

I risultati della prova sono sintetizzati nella Figura 8.

La prova ha consentito di determinare la velocità delle onde di taglio nei primi 30 m, la cosiddetta V_{s30} definita come dalla formula seguente.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

In base alle velocità registrate si è ricavato un valore delle V_{s30} pari a:

$$V_{s30} = 318 \text{ m/sec}$$

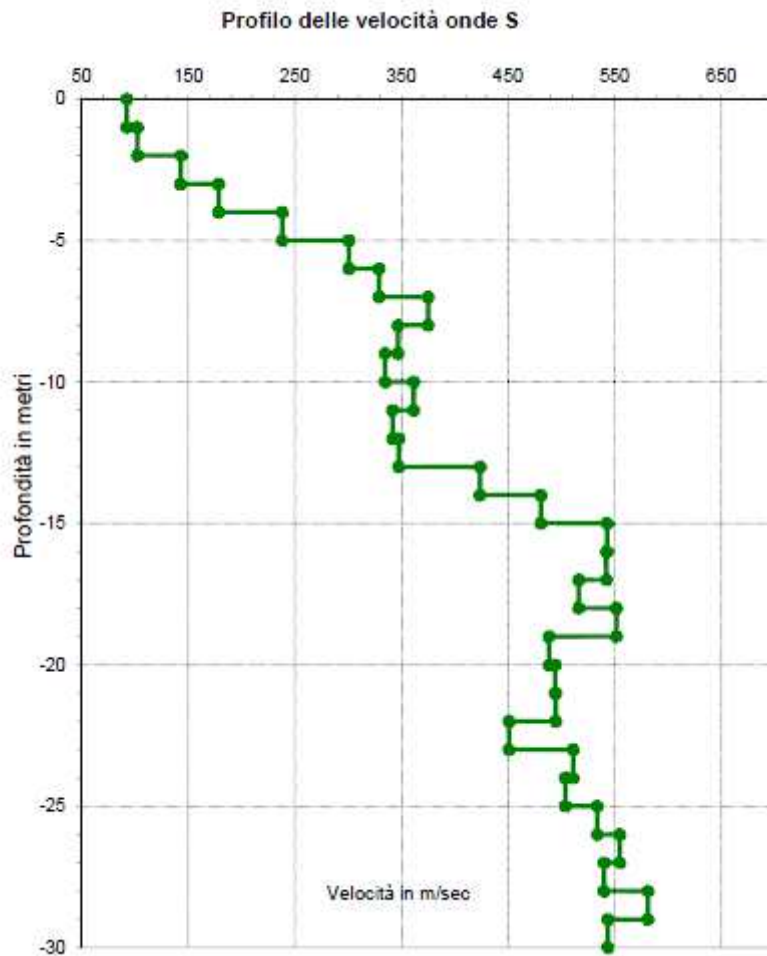


Figura 8 – risultati prova Down-Hole.

In base a questo studio ed a quanto riportato nella normativa è possibile attribuire le condizioni litostratigrafiche alla **categoria di sottosuolo C** – depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m. Caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Per le caratteristiche topografiche l'intervento ricade nella **categoria topografica T1** – superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$.

I parametri di pericolosità sismica previsti dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, riportati nella tabella seguente, sono stati determinati per la **classe d'uso II** – costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche.

Per queste costruzioni è prevista una vita nominale della struttura pari 50 anni e un periodo di riferimento dell'azione sismica pari a 50 anni. Tali valori sono stati interpolati sulla base dei valori relativi alla pericolosità sismica calcolata sul reticolo di riferimento e riportati nella tabella dell'allegato B della normativa. I nodi del reticolo intorno al sito presi in considerazione sono riportati nella *Figura 9*. I risultati ottenuti dall'interpolazione sono riportati nella successiva *Tabella 17*.

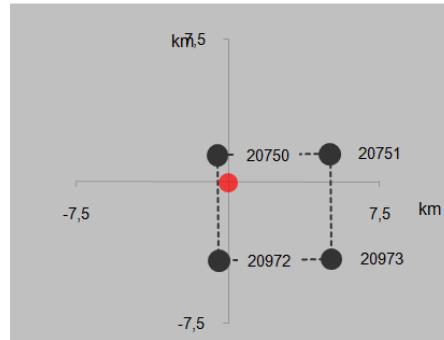


Figura 9 – Nodi del reticolo intorno al sito utilizzati per determinare la risposta sismica locale

Stato Limite"		T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
Stati limite di Esercizio SLE	Operatività	45	0,064	2,421	0,287
	Danno	75	0,081	2,439	0,294
Stati limite Ultimi SLU	Salvaguardia Vita	712	0,214	2,456	0,323
	Prevenzione Collasso	1462	0,279	2,463	0,331

Tabella 17 – parametri di pericolosità sismica in base al D.M. 14/01/2008

La risposta sismica locale, come previsto dalla normativa vigente, può essere determinata, in mancanza di dati sperimentali, utilizzando la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui:

S_S = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica

a_g = accelerazione orizzontale massima sul suolo di categoria A

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

Tabella 18 – coefficienti di amplificazione stratigrafica (tabella 3.2.V delle Norme)

Categoria topografica	S_T
T1	1,0
T2	1.2
T3	1.2
T4	1.4

Tabella 19 – valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica (tabella 3.2.VI delle norme)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,214 g
F_n	2,456
T_C^*	0,323 s
S_s	1,385
C_C	1,524
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,385
η	0,417
T_B	0,164 s
T_C	0,493 s
T_D	2,456 s

Tabella 20 – parametri per lo stato limite SLV: Componenti orizzontali.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{mv}	0,134 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,534
S	1,000
η	0,667

Tabella 21 – parametri per lo stato limite SLV: Componenti verticali.

Nel nostro caso, andando a sostituire nella formula per il calcolo dell'accelerazione massima attesa al sito si ha:

$$\begin{aligned} \text{componente orizzontale} \quad a_{\max} &= S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.385 \times 1.0 \times 0.214 = 0.296g \\ \text{componente verticale} \quad a_{\max} &= S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.0 \times 1.0 \times 0.134 = 0.134g \end{aligned}$$

Le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni (coltre detritica prevalentemente coesiva) permettono di escludere l'instaurarsi di fenomeni di alterazione locale (liquefazione) delle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni. La verifica a liquefazione è stata omessa in quanto ricorre almeno una delle condizioni di esclusione previste nel § 7.11.3.4.2 del D.M. 14 gennaio 2008 – *Norme tecniche per le costruzioni*.

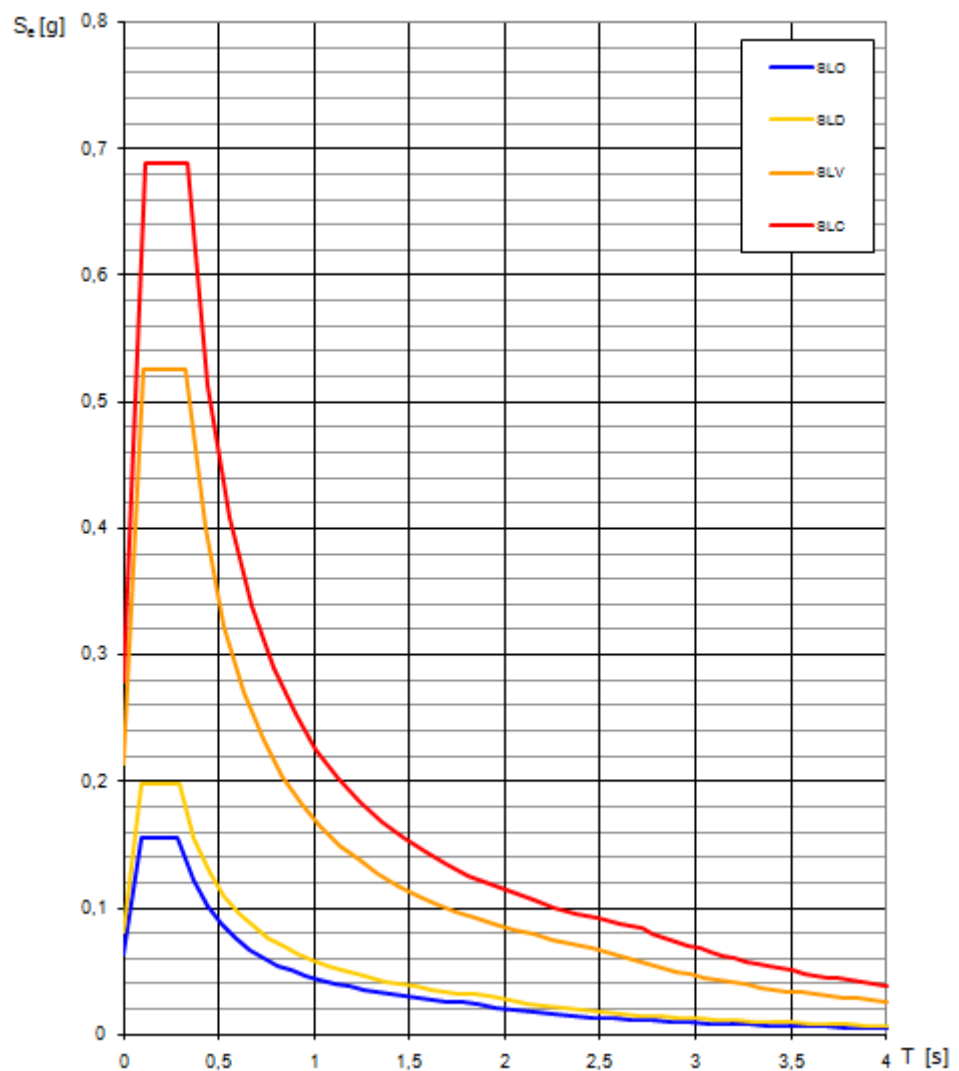


Figura 10 – spettri di risposta elastici per diversi stati limite

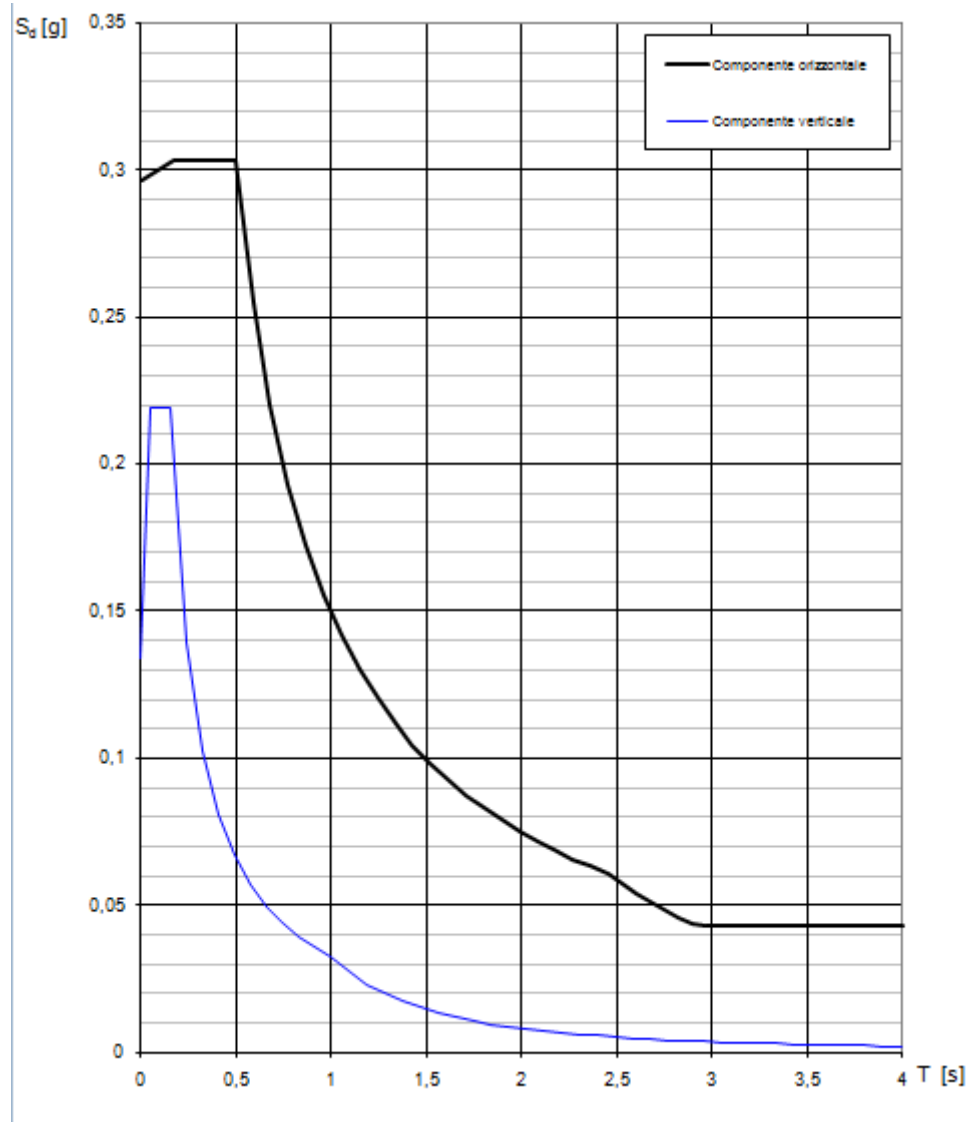


Figura 11 – spettri di risposta (componenti orizzontali e verticali) per lo stato limite SLV

4.8 Verifiche di stabilità

4.8.1 Metodologia

Qui di seguito, vengono esaminate le condizioni di stabilità dei versanti interessati dal progetto di fattibilità dell'ampliamento della discarica. Le verifiche, considerando l'attuale profilo topografico, sono state condotte sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche (condizioni pseudostatiche).

Le verifiche sono state eseguite con il metodo cosiddetto "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; Janbu, 1973; Morgenstern e Price, 1965; Fellenius, 1927; etc.), si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

- il coefficiente di sicurezza è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo la ipotetica superficie di scorrimento;
- il coefficiente di sicurezza (FS), che per la superficie corrispondente alla rottura è unitario, è 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 limite.

Per la situazione più critica riscontrata sul territorio, le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piane; fra i vari metodi è stato impiegato quello di Janbu completo, valido per qualsiasi forma della superficie di scivolamento, implementato all'interno di un programma di calcolo specifico per tale tipo di analisi (SLOPE/W della GEO-SLOPE International, Ltd).

I calcoli sono stati svolti in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14 Gennaio 2008), che prescrivono di effettuare le analisi di stabilità dei pendii naturali determinando il livello di sicurezza espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche, in accordo con il D.M. 14/01/2008, è stata eseguita con il metodo pseudostatico.

Per quello che riguarda le verifiche di stabilità, condotte con il metodo dell'equilibrio limite in condizioni pseudostatiche, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza sismica sono state espresse con le seguenti formule (cfr.: D.M. 14.01.08):

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

Dove W è il peso del volume di terreno e k_h e k_v sono i coefficienti sismici orizzontali e verticali pari a:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

Andando a sostituire con i valori tabellati ripresi dalla normativa e riportati nel § 4.7, si ha:

$$k_h = 0.083$$

$$k_v = 0.041$$

4.8.2 Discussione dei risultati

Le verifiche di stabilità sono state effettuate, ricercando automaticamente la superficie più critica, in corrispondenza della seguenti sezioni:

Sezione 2
Sezione 5
Sezione 7
Sezione 15
Sezione 16
Sezione I
Sezione L

Queste sezioni sono infatti rappresentative di tutte le condizioni più critiche riscontrate in corrispondenza della zona oggetto dell'ampliamento.

Non si sono effettuate verifiche di stabilità in corrispondenza dell'attuale corpo discarica perché:

- a) La stabilità della discarica deve essere garantita dal progettista e dal gestore della discarica stessa. Essa è funzione non solo della geometria degli abbancamenti ma anche della natura dei rifiuti e della loro compattazione;
- b) Le azioni progettuali sono tali da creare il piede della discarica stessa, andando a colmare il fosso al piede della stessa, aumentandone quindi in assoluto il grado di stabilità.

E' dunque inutile andare a determinare il grado di stabilità della discarica che è comunque garantito dal progettista della stessa e dal suo gestore quando l'interferenza che si avrà con essa tende a migliorarne sicuramente e oggettivamente la stabilità stessa colmandone il piede.

Nelle verifiche si sono adottate le seguenti assunzioni:

1. Per la coltre si sono adottati i parametri residui in quanto gran parte dei versanti sono oggetto di processi gravitativi che le interessano;
2. Per la formazione di base si sono adottati i parametri di resistenza di picco;
3. È stata inserita una superficie piezometrica al contatto tra la coltre e il substrato con un franco superiore di circa 1.0 m.
4. Per le sezioni dove con le verifiche in condizioni statiche si sono ottenuti valori prossimi all'equilibrio limite si sono omesse le verifiche pseudostatiche e si è proceduto ad approfondire le analisi come descritto di seguito.

I risultati delle verifiche di stabilità sono riportati nella tabella seguente:

Sezione	Fs	Fs
	Statico	Pseudostatico
2	2.099	1.308
5	1.557	1.084
7	1.386	0.970
15	0.868	===
16	0.954	===
I	0.820	===
L	1.556	1.057

Tabella 22 – fattori di sicurezza ricavati con le verifiche di stabilità con il metodo di Janbu in condizioni statiche e pseudostatiche.

Andando a commentare i risultati si può affermare quanto segue:

Sezione 2

La sezione 2 risulta stabile sia in condizioni statiche che in concomitanza di un evento sismico di massima intensità prevista. In questa zona non sono stati osservati processi gravitativi a conferma della buona stabilità di questo tratto di pendio.

Sezione 5

Anche in questo caso le verifiche di stabilità hanno dato fattori di sicurezza cautelativi. Sicuramente in condizioni statiche. Ma anche in condizioni pseudostatiche, considerando che le forze sismiche sono applicate per un periodo di tempo molto limitato, il fattore di sicurezza risulta accettabile.

Le superfici più critiche sono comunque quelle nella parte bassa del pendio, a ridosso del fosso, dove si sono osservati gradini morfologici a testimoniare la presenza di processi gravitativi anche se lenti.

Sezione 7

In condizioni statiche il fattore di sicurezza è più che cautelativo mentre in condizioni pseudostatiche il fattore di sicurezza è prossimo all'equilibrio limite (di poco inferiore).

La parte critica è quella medio bassa del pendio, dove si sono rilevate le evidenze di dissesti gravitativi in atto.

Per questa sezione, le verifiche di stabilità sono state integrate considerando:

1. Parametri di picco anche per la coltre;
2. Falda prossima al piano campagna;
3. In condizioni pseudostatiche si sono considerati i parametri di resistenza non drenati.

In queste ipotesi si sono ottenuti i seguenti fattori di sicurezza:

parametri di picco	Falda prossima al p.c. Parametri di picco condizioni pseudostatiche	Falda prossima al p.c. Parametri non drenati condizioni pseudostatiche
1.716	1.438	1.458

Le verifiche indicano che se la coltre non ha raggiunto i parametri residui ancora può risultare stabile anche con falda prossima al piano campagna. Tanto più in condizioni pseudostatiche che, per la repentinità delle sollecitazioni sismiche non si ha tempo del drenaggio dell'acqua e quindi si rimane in condizioni non drenate.

Sezione 15

La sezione 15 risulta con un fattore di sicurezza minore dell'unità anche in condizioni statiche. Le superfici più critiche interessano la parte medio-bassa del pendio dove sono stati osservati i movimenti più attivi testimoniati dalle nicchie di distacco. Le superfici critiche interessano solo le coltri superficiali, mentre la formazione risulta stabile.

Analogamente a quanto effettuato per la sezione 7, le verifiche sono state integrate considerando:

1. Parametri di picco anche per la coltre;
2. In condizioni pseudostatiche si sono considerati i parametri di resistenza non drenati con la falda prossima al piano campagna.

In queste ipotesi si sono ottenuti i seguenti fattori di sicurezza:

parametri di picco condizioni pseudostatiche	Falda prossima al p.c. Parametri non drenati condizioni pseudostatiche
1.058	1.458

I calcoli indicano che se la coltre non ha ancora raggiunto le condizioni residue, le verifiche rimangono prossime all'equilibrio limite. Mentre in condizioni pseudostatiche i fattori di sicurezza sono cautelativi soprattutto se si considerano i parametri non drenati anche con la falda prossima al piano campagna.

Sezione 16

Per la sezione 16 valgono le stesse considerazioni effettuate per la sezione 15.

Infatti i fattori di sicurezza ottenuti in condizioni statiche sono minori dell'equilibrio limite.

Per le altre ipotesi di verifica effettuate si sono ottenuti i seguenti fattori di sicurezza:

parametri di picco	Falda prossima al p.c. Parametri di picco Condizioni pseudostatiche	Falda prossima al p.c. Parametri non drenati Condizioni pseudostatiche
1.145	1.060	1.241

Anche in questo caso le superfici critiche sono quelle che interessano la parte bassa del pendio dove sono state osservate le forme di dissesto attive. Inoltre anche con i parametri di picco, in caso di saturazione delle coltri, il fattore di sicurezza rimane troppo prossimo all'equilibrio limite anche considerando i parametri di resistenza di picco.

Sezione I

Dalle verifiche risulta che le coltri sono instabili anche in condizioni statiche, per la forte acclività del pendio. I risultati delle analisi sono coerenti con quanto osservato in sito dove nella parte bassa del pendio si sono osservati indizi di instabilità in atto.

Nelle altre ipotesi verificate risultano i seguenti fattori di sicurezza:

parametri di picco	Falda prossima al p.c. Parametri di picco Condizioni pseudostatiche	Falda prossima al p.c. Parametri non drenati Condizioni pseudostatiche
1.392	1.105	1.985

Considerando i parametri di picco si hanno invece fattori di sicurezza cautelativi, anche con la falda prossima al piano campagna. Anche in questo caso in condizioni sismiche considerando i parametri non drenati si hanno fattori di sicurezza ampiamente cautelativi.

Sezione L

I fattori di sicurezza calcolati dalle verifiche di stabilità indicano, anche in condizioni pseudostatiche, fattori di sicurezza cautelativi a conferma della buona stabilità osservata in sito di questa porzione di pendio.

4.8.3 Sintesi dei risultati delle verifiche di stabilità

Dalle analisi di stabilità si è avuto dunque conferma di quanto rilevato in sito. I processi osservati, sia quelli attivi che quelli poco attivi o quiescenti, sono generalmente superficiali e interessano le sole coltri di ricopertura mentre il substrato plio-pleistocenico risulta essere stabile e sicuro.

L'instabilità è più probabile nelle porzioni medio basse dei versanti dove maggior sono anche la pendenze.

Causa dei dissesti è essenzialmente il livello di saturazione delle coltri, mentre le azioni sismiche non sembrano avere particolarmente ripercussioni sulla stabilità.

Questo fa sì che le coltri colluviali, ma non è escluso anche quelle eluviali, siano in equilibrio instabile lungo il pendio, in funzione del livello piezometrico raggiunto nel loro interno e del livello di degradazione dei parametri di resistenza, da quelli di picco a quelli residui.

Per questo si dovrà drenare le coltri prima di sbancarle e di scalzarne il piede, avendo cura, se necessario, anche di realizzare opere di contenimento preventive al fine di non innescare processi di richiamo verso monte.

La formazione risulta invece stabile e non interessata da processi gravitativi in atto. Essa dà sufficienti garanzie di stabilità per la realizzazione sicura delle vasche di coltivazione della discarica.

4.8.4 Verifiche stabilità sbancamenti versante occidentale

Per la realizzazione delle vasche di coltivazione della discarica, occorrerà realizzare degli sbancamenti e delle gradonature del pendio.

Senza entrare nelle scelte progettuali, si sono condotte delle verifiche di stabilità del versante occidentale, coltivato successivamente a quello orientale, e per questo intaccato al piede dai lavori di sbancamento.

Si sono ipotizzati angoli di scarpa di 16° per riprofilare provvisoriamente il piede del versante stesso.

I grafici delle verifiche sono riportati in allegato.

Per rendere il più rispondente possibile le verifiche di stabilità alla situazione reale, nei calcoli di verifica si è introdotto uno livello, al contatto tra la coltre e la formazione, dello spessore di circa 1 m, dotato dei soli parametri di

resistenza residua. Infatti, in questo caso, sarebbe troppo semplicistico dotare tutta la coltre dei parametri residui in quanto il movimento, quando c'è, è limitato alla sola superficie d'interfaccia tra la coltre e il substrato. Il resto della massa soprastante in genere trasla parallelamente a se stessa senza subire fenomeni di taglio per cui si possono attribuire i parametri di resistenza totale.

Le verifiche sono state eseguite in condizioni pseudostatiche anche se, per il carattere provvisorio di questa sistemazione (che sarà resa più stabile dalla coltivazione dei rifiuti al piede), la probabilità che accada un sisma di massima intensità prevista in questo breve arco temporale (alcuni anni) è veramente molto bassa prossima ad essere nulla.

In genere, quando applicabili, si sono fatte due ipotesi del possibile punto di passaggio della superficie di scivolamento:

- Nel punto più basso dello sbancamento (**BS**);
- In corrispondenza della superficie di contatto tra la coltre e il substrato quando questa emerge a causa degli sbancamenti (in questo caso è probabile che il meccanismo di rottura sia legato allo scivolamento delle coltri sul contatto) (**PS**).

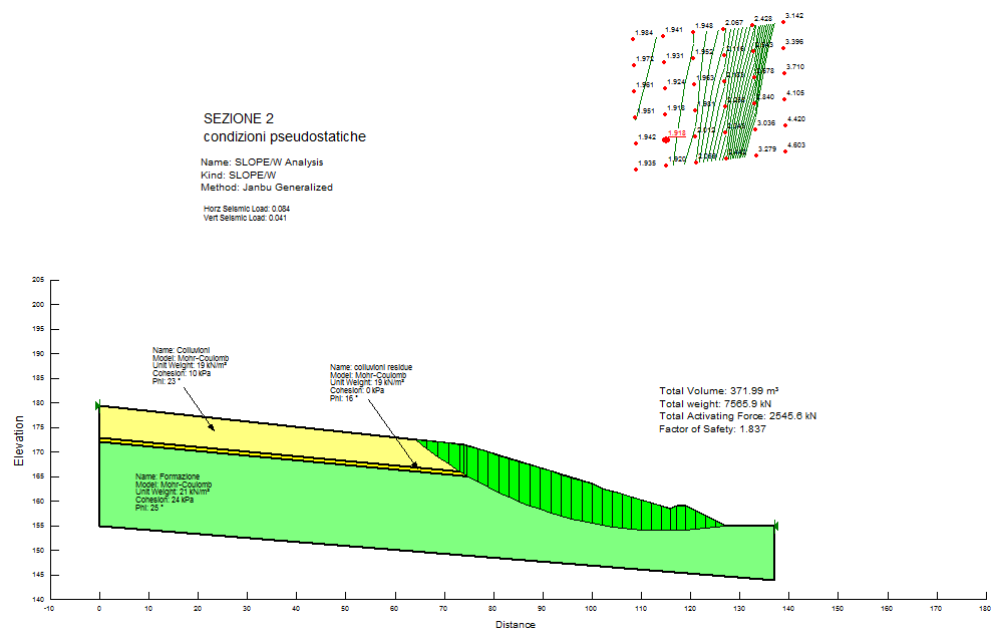


Figura 12 – Esempio di superficie di scivolamento passante per il piede dello sbancamento (Tipo di verifica BS)

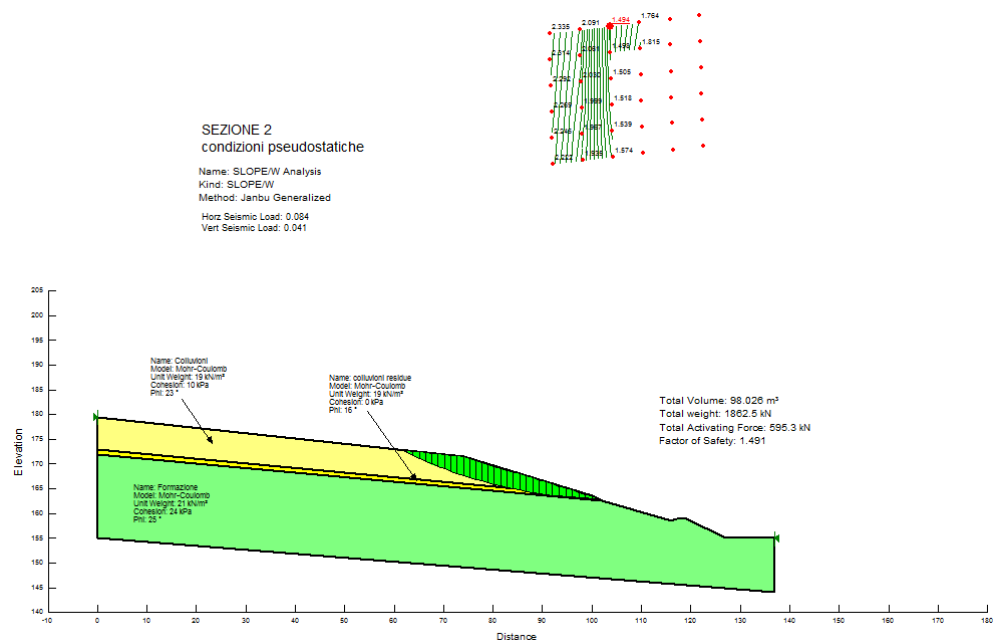


Figura 13 – Esempio di superficie di scivolamento passante al contatto tra la coltre di ricopertura colluvio-eluviale e il substrato argilloso (tipo di verifica PS).

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente:

Sezione	Fattore sicurezza	Tipologia di verifica
0	1.806	
1	1.487	
2	1.837	BS
2	1.870	PS
3	1.814	
4	1.708	
5	1.837	BS
5	1.611	PS
6	1.903	BS
6	1.905	PS

Tabella 23 – Fattori di sicurezza relativi al versante occidentale dopo i lavori di realizzazione delle vasche di coltivazione – approccio equilibrio limite classico.

Nella configurazione geometriche verificate i fattori di sicurezza sono sempre cautelativi.

Si fa presente però che nelle verifiche non è stata introdotta nessuna superficie piezometrica, in accordo con quanto emerso dalle indagini eseguite. Come si è visto anche dal monitoraggio, la coltre superficiale può essere oggetto di un flusso di acqua che può saturarla per spessori anche significati in concomitanza di eventi meteorici particolarmente gravosi in termini sia di intensità che di durata.

A titolo di esempio, prendendo in considerazione la sezione 1, in quanto dalle verifiche ha mostrato i fattori di sicurezza più bassi, introducendo un livello piezometrico nei calcoli di verifica, i fattori di sicurezza divengono minori di quanto previsto dalla normativa e quindi non più accettabili. Nell'ipotesi di saturazione di tutta la coltre addirittura il fattore di sicurezza diventa minore dell'equilibrio limite, a conferma del ruolo fondamentale svolto dall'acqua nella stabilità delle coltri presenti sui versanti interessati.

Sezione 1

Falda coincidente con il p.c.	$F_s = 0.926$
Falda a -2.0 m dal p.c.	$F_s = 1.169$
Falda a -3.0 m dal p.c.	$F_s = 1.228$

Da qui l'importanza del controllo delle infiltrazioni e delle sovrappressioni neutre dovute all'acqua di infiltrazione in corrispondenza del corpo delle coltri più superficiali.

La presenza dell'acqua può infatti generare fenomeni di instabilità in grado di coinvolgere le coltri in ampi tratti di pendio.

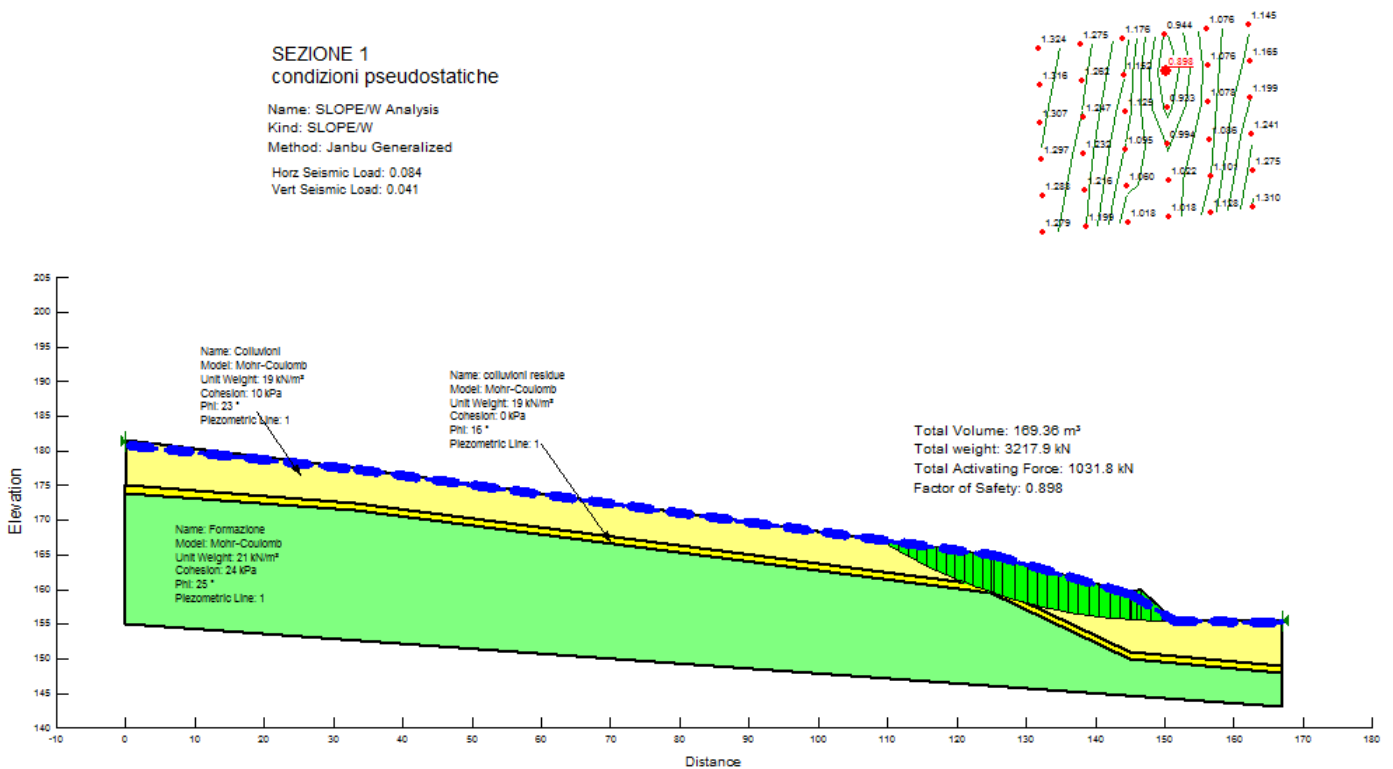


Figura 14 – Sezione 1 – verifica di stabilità ipotizzando una superficie piezometrica al piano campagna

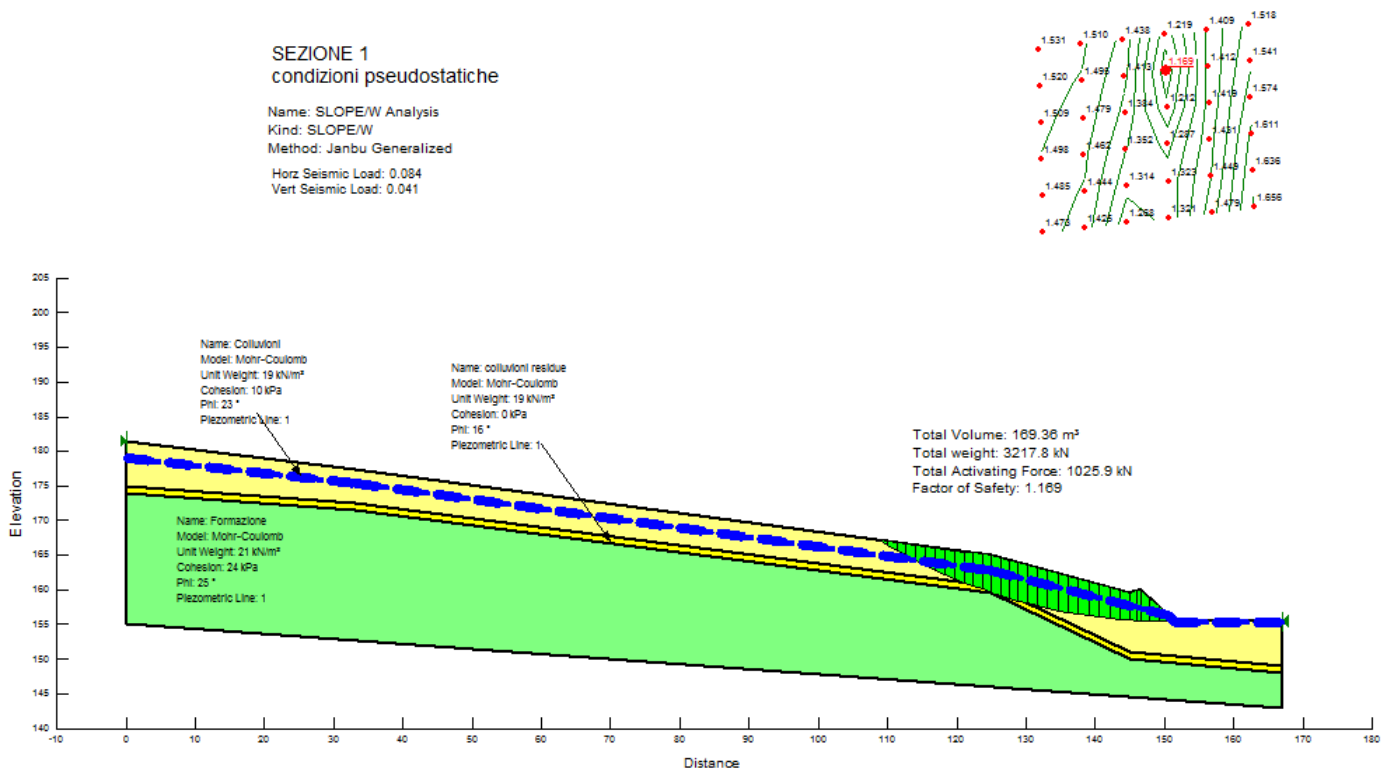


Figura 15 – Sezione 1 – verifica di stabilità ipotizzando una superficie piezometrica a -0 m dal p.c.

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

La nuova configurazione geometrica del pendio lo fa ricadere nei fronti di scavo normati dall'Art. 6.8 – Opere in materiali sciolti e fronti di scavo – del D.L. del 14.01.2008 – Norme Tecniche per le costruzioni.

Per queste opere, a differenza dei pendii naturali per i quali le verifiche vanno eseguite con i parametri caratteristici, la norma prevede verifiche di sicurezza (SLU) adottando l'Approccio 1, combinazione 2:

A2+M2+R2.

Queste prevedono l'adozione dei coefficienti riportati in *Tabella 26 – Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I delle NTC)* e in *Tabella 27 – Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II delle NTC)* oltre al coefficiente riportato nella tabella seguente:

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 24 – Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (tab. 6.8.1 delle TNT).

I risultati delle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) hanno dato i seguenti risultati:

Sezione	Fattore sicurezza
0	1.255
1	1.090
2	1.294
3	1.281
4	1.241
5	1.181
6	1.345

Tabella 25 – fattori di sicurezza relativi al versante determinati con le verifiche agli SLU (NTC 13/01/2008)

La norma vigente non prevede più che il fattore di sicurezza sia maggiore di $F_s = 1.3$, limite della sicurezza per la normativa precedente.

Come si può osservare i fattori di sicurezza sono tutti comunque superiori all'equilibrio limite e quindi, considerando anche le azioni sismiche particolarmente gravose adottate, si ritiene che i fattori di sicurezza, in assenza di falda, siano accettabili e diano sufficienti garanzie di sicurezza per gli scopi propri del lavoro.

4.9 Fondazioni

4.9.1 Edificio da ristrutturare

In corrispondenza della zona alta dell'area dell'ampliamento della discarica è presente un edificio che andrà ristrutturato (a Ovest dell'impianto di compostaggio). In prossimità dell'edificio sono state realizzate n. 2 prove penetrometriche (CPT1 e CPT2).

In corrispondenza dell'area di imposta dell'edificio il substrato pliocenico dalle buone caratteristiche geotecniche è rinvenibile a partire da profondità di 4.5 – 5.0 m non raggiungibili con fondazioni dirette. Il substrato è però ricoperto da una coltre eluviale sufficientemente consistente per gli scopi del lavoro. Anche le condizioni morfologiche sono favorevoli: non sono state rilevate forme di dissesto in atto, quiescente o inattivo e l'area di imposta si presenta manifestamente stabile.

Le indagini hanno evidenziato la presenza di terreni consistenti a profondità modeste da consentire quindi l'intestazione diretta di fondazioni superficiali. In base all'assetto litostratigrafico ed in relazione alla struttura di quanto in progetto, si ritiene dunque che possano essere adottate fondazioni superficiali dirette continue di tipo nastriforme.

In questa ipotesi la quota d'imposta non dovrà essere inferiore a $D = 1.80$ m soprattutto sul lato valle, dove minori sono gli sbancamenti, per superare la parte più superficiale che più risente delle variazioni stagionali di umidità e per consentire una omogenea intestazione in livelli consistenti.

Per quello che riguarda le verifiche richieste dal DM 14 gennaio 2008, si sono considerati gli stati limite ultimi (SLU) di cui al § 6.4.2.1 e al § 6.4.3.1.

Le verifiche allo stato limite ultimi sono state condotte con i due approcci previsti dal Capitolo 6 e le prescrizioni del § 7.11.1. In questo caso si sono considerati i coefficienti relativi ad edifici ricadenti in **classe d'uso II** – *costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.*

Per queste strutture è prevista una vita nominale (V_N) della struttura pari 50 anni ed un periodo di riferimento dell'azione sismica sempre di 50 anni.

In particolare per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si sono considerati gli SLU di tipo geotecnico (GEO) rimandando al progettista strutturale quelle di tipo strutturale (STR).

Si sono dunque considerati:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale.

Per ogni stato limite ultimo analizzato deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati per i parametri geotecnici, per le azioni e per la formula di calcolo sono riassunti nelle tabelle seguenti.

		Coefficienti	EQU	A1	A2
		γ_F		STR	GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Tabella 26 – Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I delle NTC)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente all'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1.0	1.0

Tabella 27 – Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II delle NTC)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 28 – Coeff. parziali per le verifiche agli stati limite ultimi (tabella 6.4.I delle NTC)

Le verifiche di stabilità globale, da effettuarsi secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 non sono state eseguite perché non pertinenti:

A2 + M2 + R2

(Con i coefficienti parziali della norma riportati nelle Tab. 6.2.I e 6.2.II per le azioni e per i parametri geotecnici; nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali).

Le rimanenti verifiche sono state effettuate con i parametri parziali delle Tab. 6.2.I; 6.2.II e 6.4.I delle Norme, seguendo l'**Approccio 1**:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

E quelle dell'**Approccio 2**



A1 + M1 +R3

I coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici utilizzati sono riportati nella tabella seguente:

Combinazione	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
A1+M1+R1	No	1	1	1	1	1	1	1
A2+M2+R2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
SISMA	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
A1+M1+R3	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1

Tabella 29 – coefficienti di sicurezza parziali utilizzati nei vari approcci

I carichi ultimi ed ammissibili, per cordoli o travi rovesce di lato pari a 0.6 m intestati alla profondità $D = 1.8$ m sono stati determinati con la relazione di *Brinch-Hansen*.

Come carico di progetto nelle varie verifiche è stato dunque adottato il valore di $E_{ed} = 1.6$ kg/cm².

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente, per il dettaglio dei calcoli si rimanda ai tabulati di calcolo allegati:

Approccio	Combinazione	Carico di progetto Kg/cm ²	Resistenza di progetto Kg/cm ²	Fattori di sicurezza (Brinch-Hansen)	Stati Limite
1	A1 + M1 + R1	1.6	13.41	8.38	Verificato
1	A2 + M2 + R2	1.6	5.38	3.36	Verificato
1	SISMA	1.6	5.38	3.36	Verificato
2	A1 + M1 + R3	1.6	5.83	3.64	Verificato

Tabella 30 – Risultati delle verifiche SLU

Con i carichi su indicati non sono attesi cedimenti per consolidamento significativi, ne in termini assoluti ne differenziali, comunque in grado di compromettere l'integrità della struttura in progetto.

Nell'ipotesi di calcolo di una trave elastica su suolo alla Winkler, in mancanza di dati sperimentali, si potrà far riferimento ai dati disponibili in letteratura per una piastra quadrata di lato unitario. Attraverso correlazioni con i parametri geotecnici si può infatti risalire ad un coefficiente di sottofondo pari a:

Approccio 1 $K_{unit} = 3.87$ (kg/cm³)

Approccio 2 $K_{unit} = 8.38$ (kg/cm³)

In allegato si riportano i tabulati di calcolo.

4.9.2 Vasca raccolta percolato

La vasca per la raccolta del percolato della discarica, dalle dimensioni in pianta 9.80 m x 22.40 m, ha una altezza di 6.10 m, ed è tutta interrata. Con tale profondità di immersione la fondazione sarà impostata nel substrato in posto. In base alla tipologia della struttura e alla natura del terreno, potrà essere adottata una fondazione diretta di tipo a platea.

Come carico di progetto nelle varie verifiche agli stati limite è stato adottato il valore di $E_{ed} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$.

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente, per il dettaglio dei calcoli si rimanda ai tabulati di calcolo allegati:

Approccio	Combinazione	Carico di progetto Kg/cm ²	Resistenza di progetto Kg/cm ²	Fattori di sicurezza (Brinch-Hansen)	Stati Limite
1	A1 + M1 + R1	2.0	15.26	7.63	Verificato
1	A2 + M2 + R2	2.0	6.25	3.13	Verificato
1	SISMA	2.0	6.25	3.13	Verificato
2	A1 + M1 + R3	2.0	6.64	3.32	Verificato

Tabella 31 – Risultati delle verifiche SLU

Come risulta dai calcoli, la capacità potrebbe essere molto superiore a quella indicata, basti pensare che la pressione litostatica preesistente sul piano di imposta è pari a circa 1.2 kg/cm^2 . Si ritiene che il valore indicato sia più che sufficiente per gli scopi del lavoro e rimane nell'ambito degli usuali valori utilizzati per questi terreni.

Con i carichi su indicati non sono attesi cedimenti per consolidamento significativi, ne in termini assoluti ne differenziali, comunque in grado di compromettere l'integrità della struttura in progetto. Se si considera che la vasca sarà riempita da un liquido con un peso di volume prossimo all'unità, i carichi indotti saranno compensati da quelli litostatici preesistenti. Per tale motivo si escludono cedimenti dovuti ai carichi indotti dalla struttura.

Nell'ipotesi di calcolo di una trave elastica su suolo alla Winkler, si potranno adottare coefficiente di sottofondo pari a:

Approccio 1 $K_{unit} = 4.50 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$

Approccio 2 $K_{unit} = 6.11 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$

In allegato si riportano i tabulati di calcolo.

5 FATTIBILITÀ DELL'IMPIANTO DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE

Per quanto riguarda la fattibilità dello smaltimento sul suolo dei liquami provenienti dall'edificio situato nella parte alta dell'area da adibire ad ampliamento della discarica, si è fatto riferimento al D.P.C.M. 11/3/88 ed alle disposizioni del Ministero dei LLPP 4 febbraio 1977.

Le indagini eseguite hanno evidenziato che l'area in oggetto presenta i requisiti richiesti dalla normativa vigente che regola lo smaltimento sul suolo dei liquami provenienti da insediamenti civili di consistenza inferiore a 50 vani o 5.000 m³, classe al quale appartiene l'intervento in progetto.

Si ritiene quindi che vi sia la fattibilità per lo smaltimento sul suolo delle acque reflue attraverso processi di chiarificazione ed ossidazione. La chiarificazione dei liquami dovrà avvenire in vasche settiche di tipo Imhoff e solo successivamente potrà essere effettuata la ossidazione per dispersione nel terreno mediante **sub-irrigazione con dreno disperdente** (si veda lo schema allegato). Infatti si ha che:

- ✓ non esistono pozzi, condotte o serbatoi destinati per le acque potabili nell'arco di 10 m dalla possibile localizzazione della vasca settica;
- ✓ è sicuramente rispettata la distanza minima di 1.00 m tra il fondo delle trincee disperdenti (circa 1.5-2.0 m) ed il massimo livello della falda (circa 6.9 m) come prescritto dalle norme;
- ✓ non ci sono prelievi idrici a valle delle trincee disperdenti per uso potabile o domestico o per irrigazione di prodotti mangiabili crudi;
- ✓ l'area non ricade in zone di tutela assoluta, zone di rispetto o zone di protezione di pozzi o sorgenti;
- ✓ i terreni presenti, in base ai valori di permeabilità che presentano ed alla natura litologica, sono ascrivibili alla classe di riferimento delle argille (si veda l'All.5 della Delibera 4-2-77) per cui essendo praticamente impermeabili non consentono l'adozione di trincee disperdenti ed impongono l'impiego del **dreno disperdente**. Nel calcolo del dimensionamento della lunghezza del tratto disperdente del dreno **occorrerà attribuire almeno 3.0 m di trincea ad ogni abitante**.

Nella *Figura 16* si riporta uno standard del dreno disperdente da adottare per la percolazione nel terreno dei liquami.

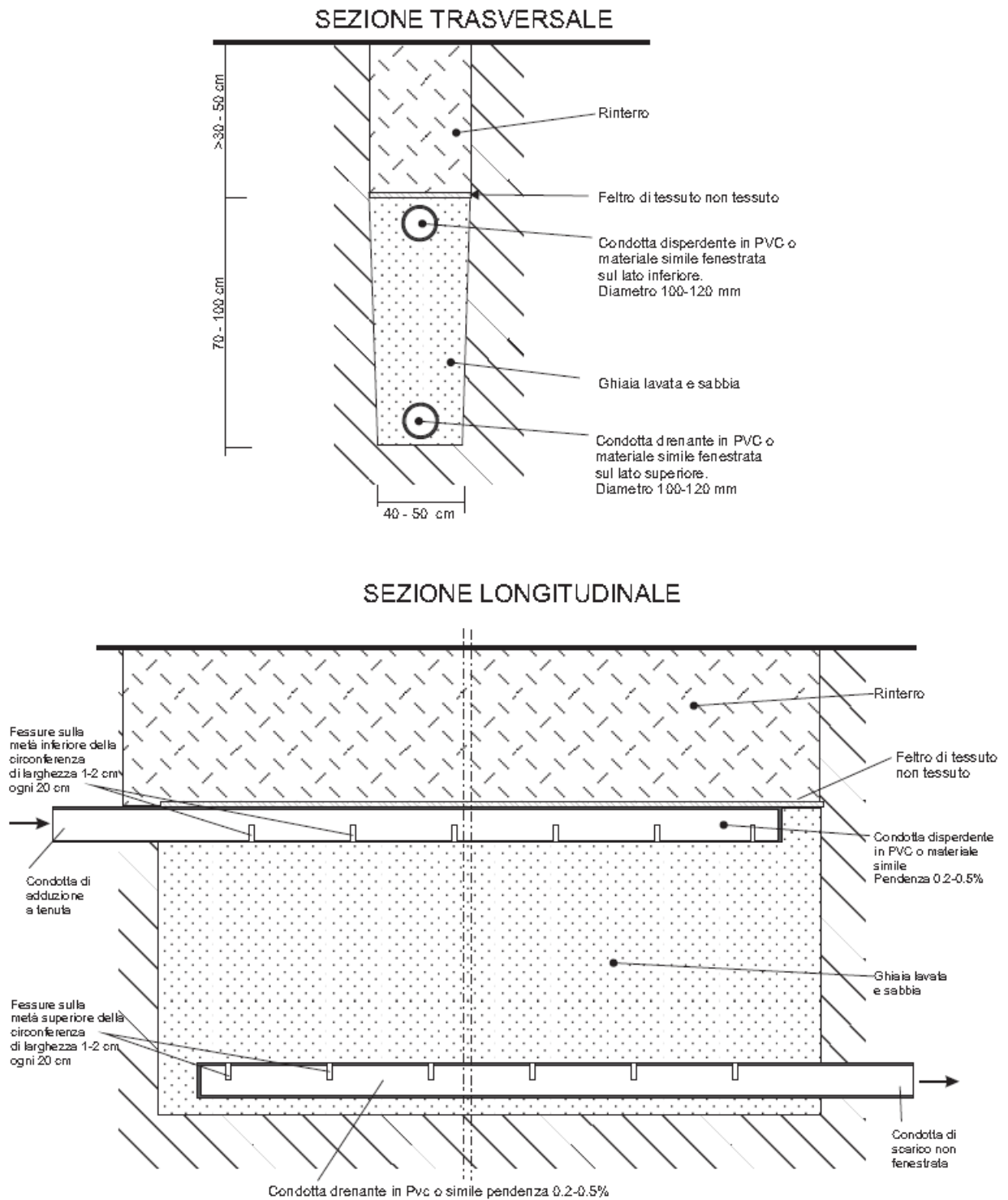


Figura 16 – schema dreno disperdente

6 CONCLUSIONI E GIUDIZIO DI FATTIBILITA'

I rilievi, le indagini, gli studi eseguiti sono risultati adeguati al livello progettuale raggiunto (progetto definitivo).

Si ricorda che il progetto definitivo determina in ogni dettaglio i lavori da realizzare ed il relativo costo previsto, e deve essere sviluppato ad un livello di definizione tale da consentire che ogni elemento sia identificabile (Allegato 4 del DM 471/99). Il progetto definitivo individua compiutamente i lavori da realizzare, nel rispetto delle esigenze, dei criteri, dei vincoli, degli indirizzi e delle indicazioni stabiliti nel progetto preliminare e contiene tutti gli elementi necessari ai fini del rilascio delle prescritte autorizzazioni ed approvazioni. Contiene inoltre, tra l'altro, gli studi e le indagini occorrenti, quali quelli di tipo geognostico, idrologico, sismico, chimico, i rilievi e i sondaggi, sono condotti fino ad un livello tale da consentire i calcoli preliminari delle strutture e degli impianti e lo sviluppo del computo metrico estimativo (Riferimento Legge 11 febbraio 1994, n. 109 – art. 16).

Da quanto emerso dalle indagini eseguite risulta infatti che le condizioni geologiche, litostratigrafiche, idrogeologiche e morfologiche sono tali da far esprimere un pieno giudizio di fattibilità sia geologica che geotecnica.

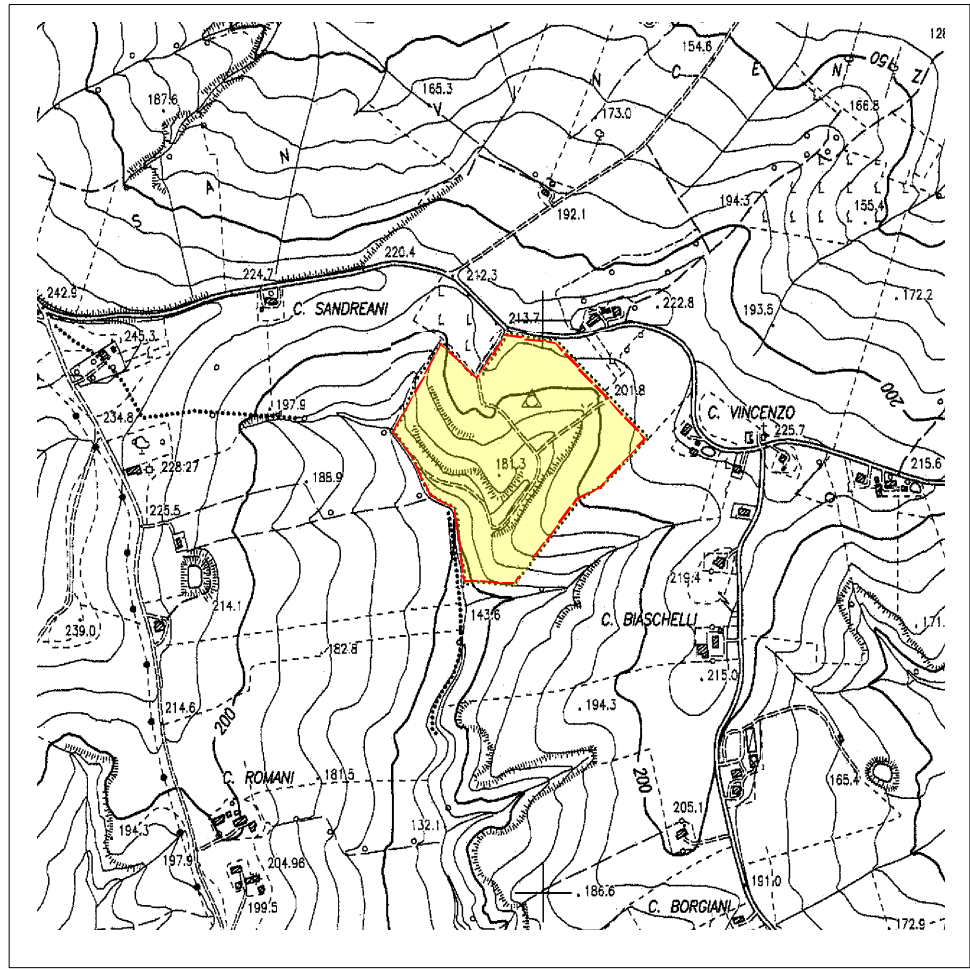
Particolare cura dovrà essere posta nello sbancamento delle coltri che potrebbero risultare in equilibrio precario lungo il pendio anche per la saturazione delle stesse ad opera delle acque meteoriche. Per questo si consiglia di effettuare interventi di drenaggio preventivi e di realizzare tali sbancamenti durante i periodi estivi a minor precipitazione meteorica.

Dopo aver necessariamente sbancato le coltri di ricopertura che, come visto dalle analisi di stabilità e dal monitoraggio geotecnico, sono quelle più soggette a essere sede di instabilità, il fondo delle vasche raggiungerà e sarà realizzato in corrispondenza del substrato argillo-marnoso.

I livelli di permeabilità molto bassi ($k < 1E-9$ m/s) registrati soprattutto in corrispondenza del substrato e i spessori considerevoli di questo, fanno ritenere quest'ultimo barriera geologica, così come richiesto dal D.L. 36/2003.

Inserto I


COROGRAFIE



Scala 1:10.000

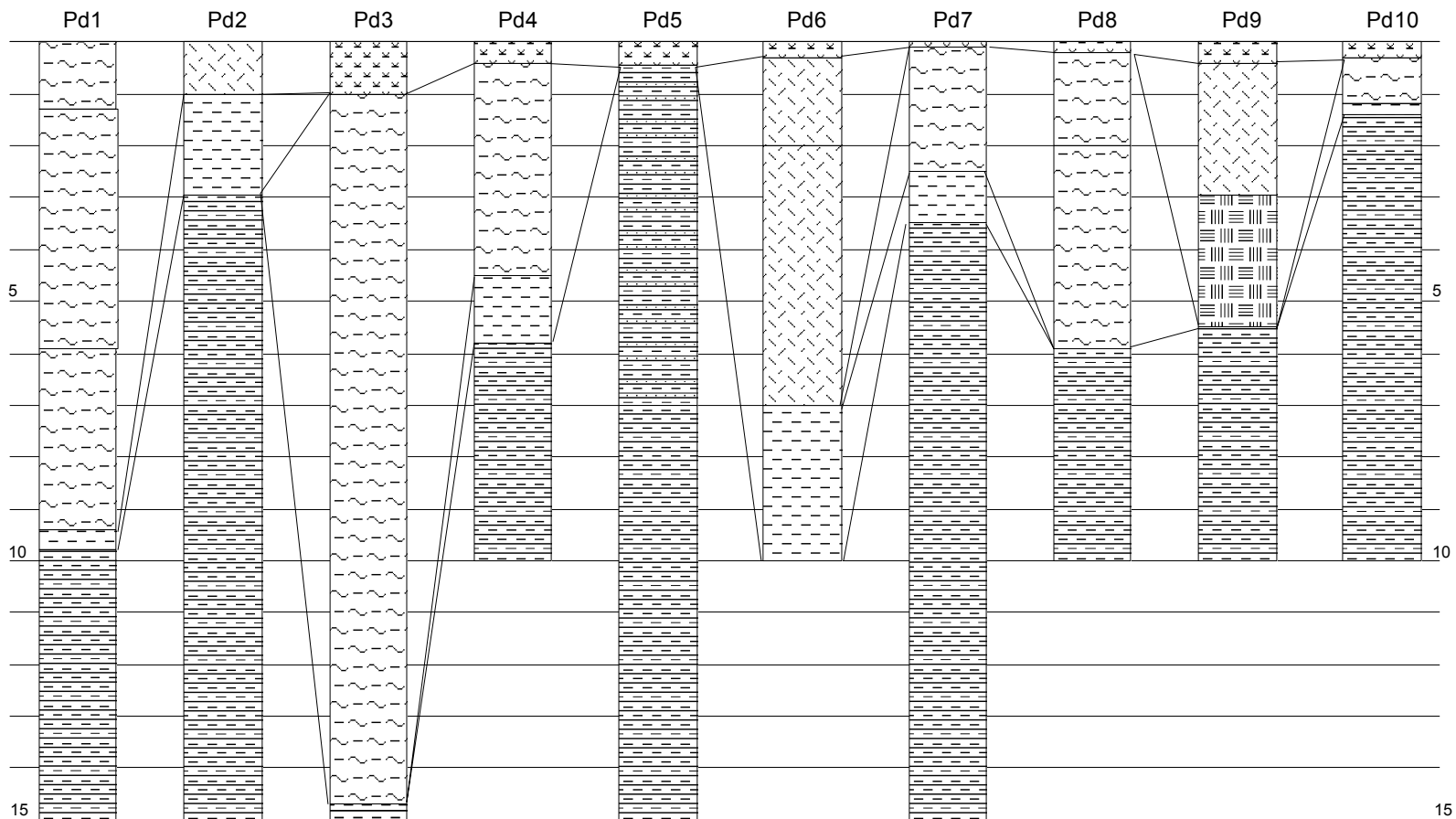
COROGRAFIA

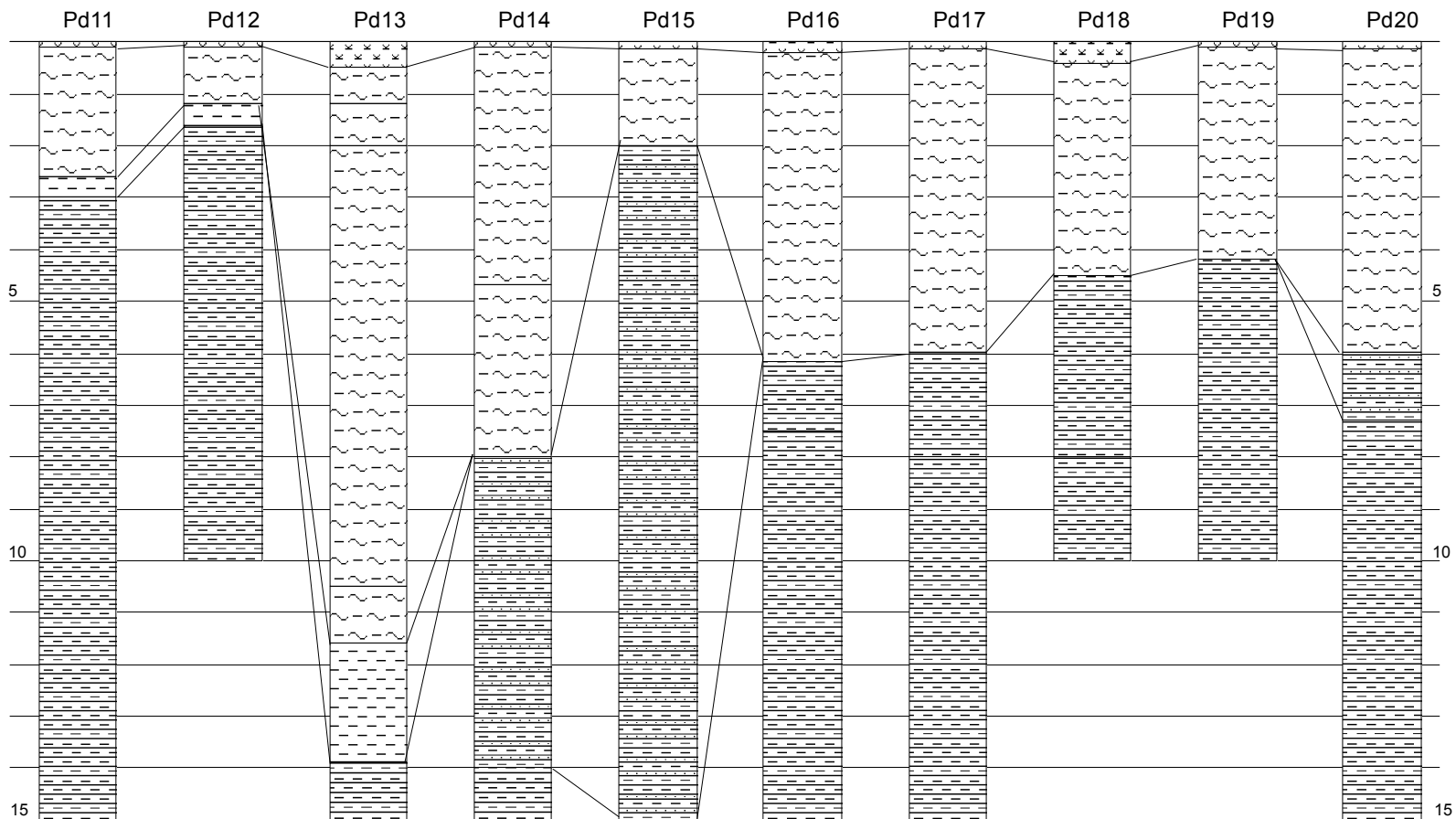
Su base Carta Tecnica Regionale
Sez. 281130 - CORINALDO

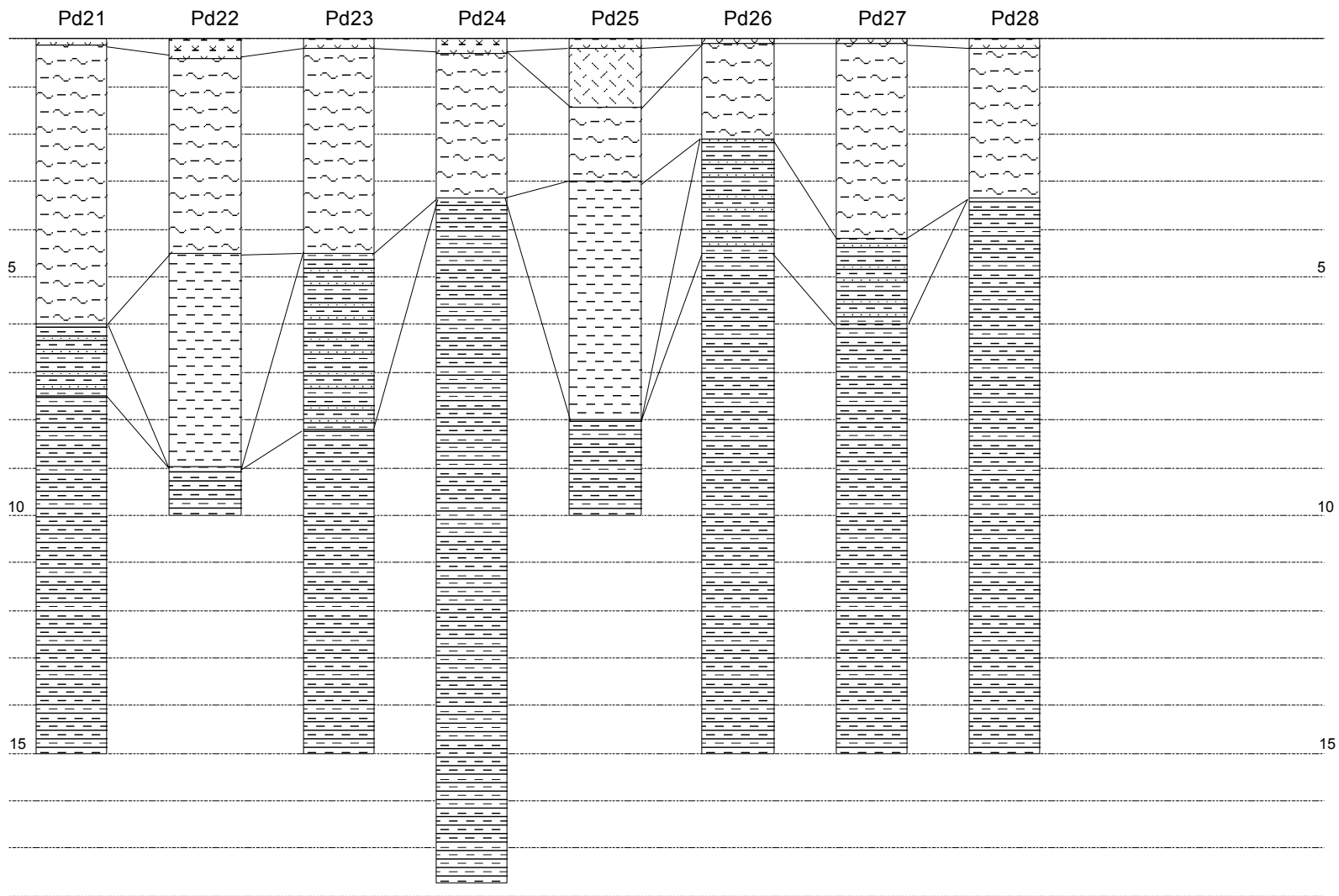
 Area dell'attuale discarica

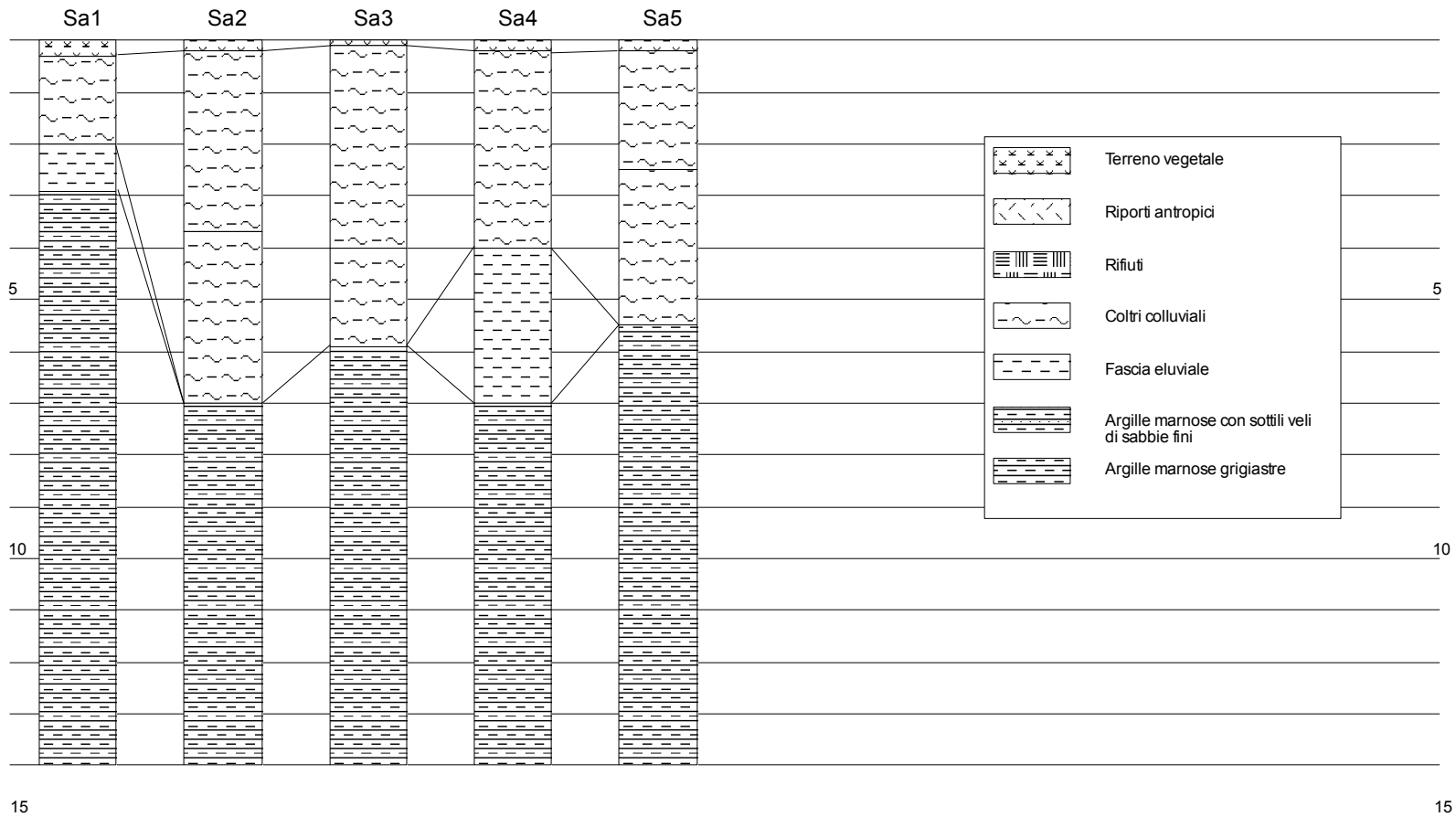
Inserto II

CORRELAZIONI STRATIGRAFICHE SONDAGGI



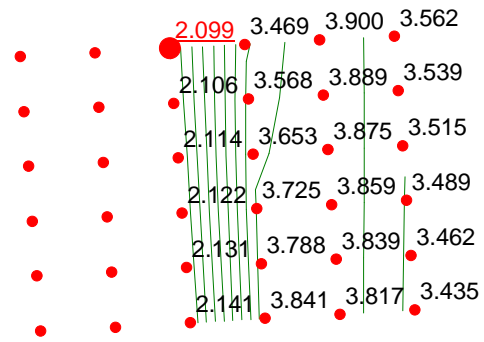






Inserto III

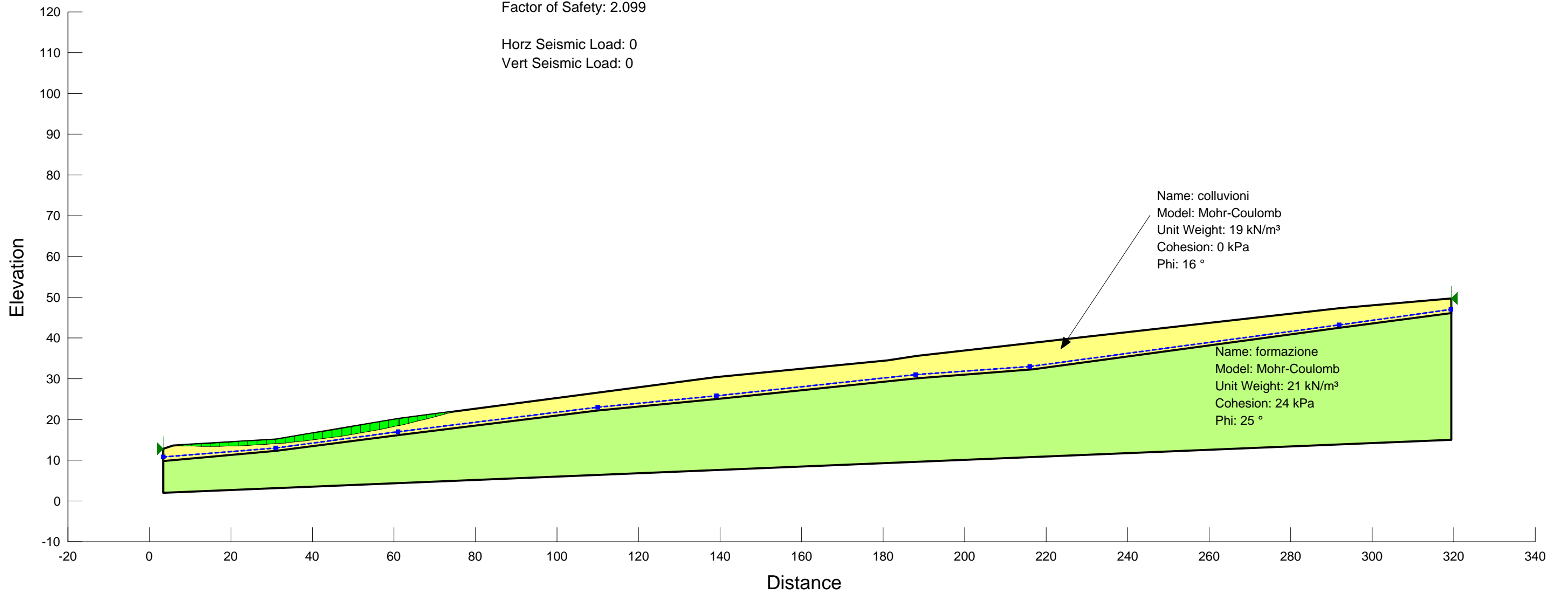
VERIFICHE STABILITA' STATO ATTUALE

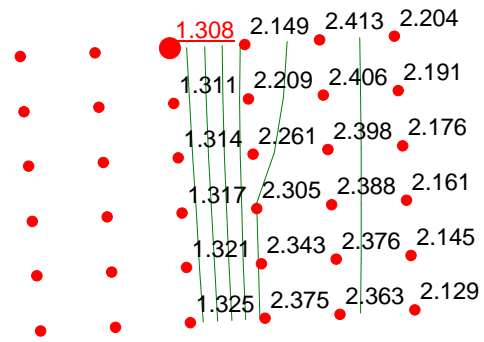


SEZIONE 2
 stato attuale
 condizioni statiche

Total Volume: 83.548 m³
 Total weight: 1587.4 kN
 Total Resisting Force: 446.83 kN
 Total Activating Force: 212.92 kN
 Factor of Safety: 2.099

Horz Seismic Load: 0
 Vert Seismic Load: 0

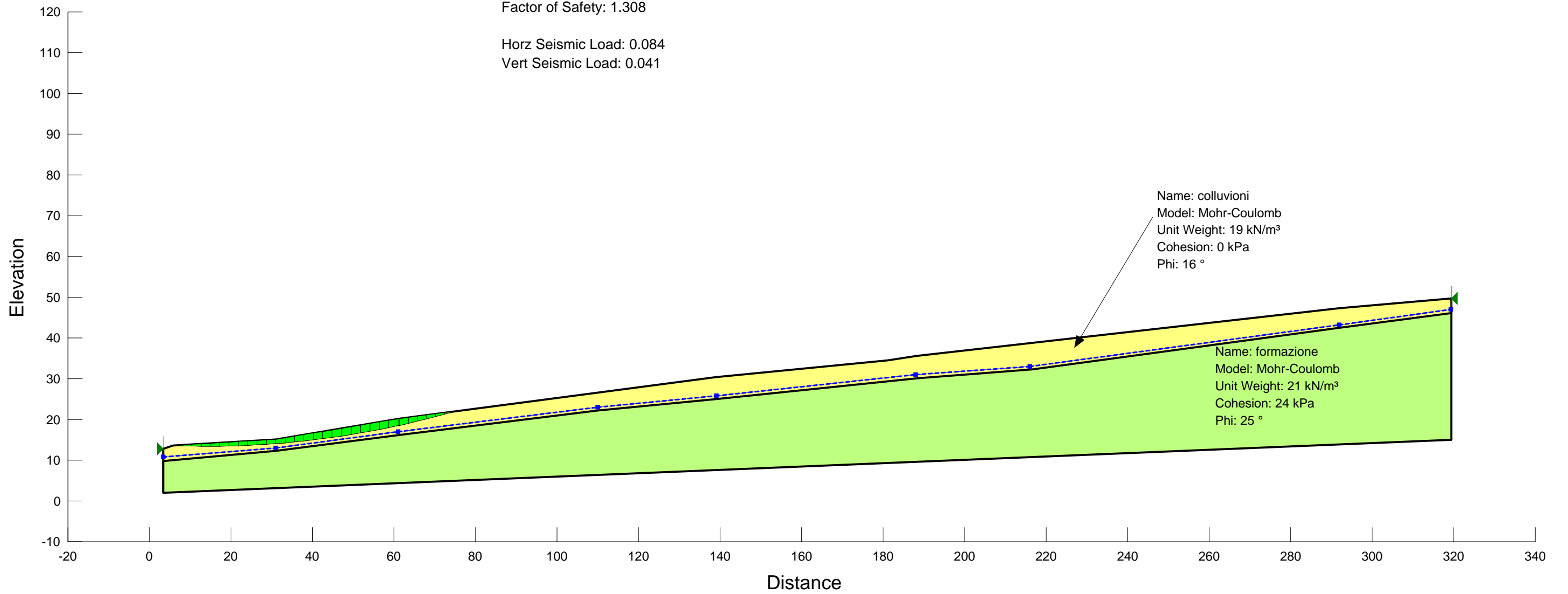


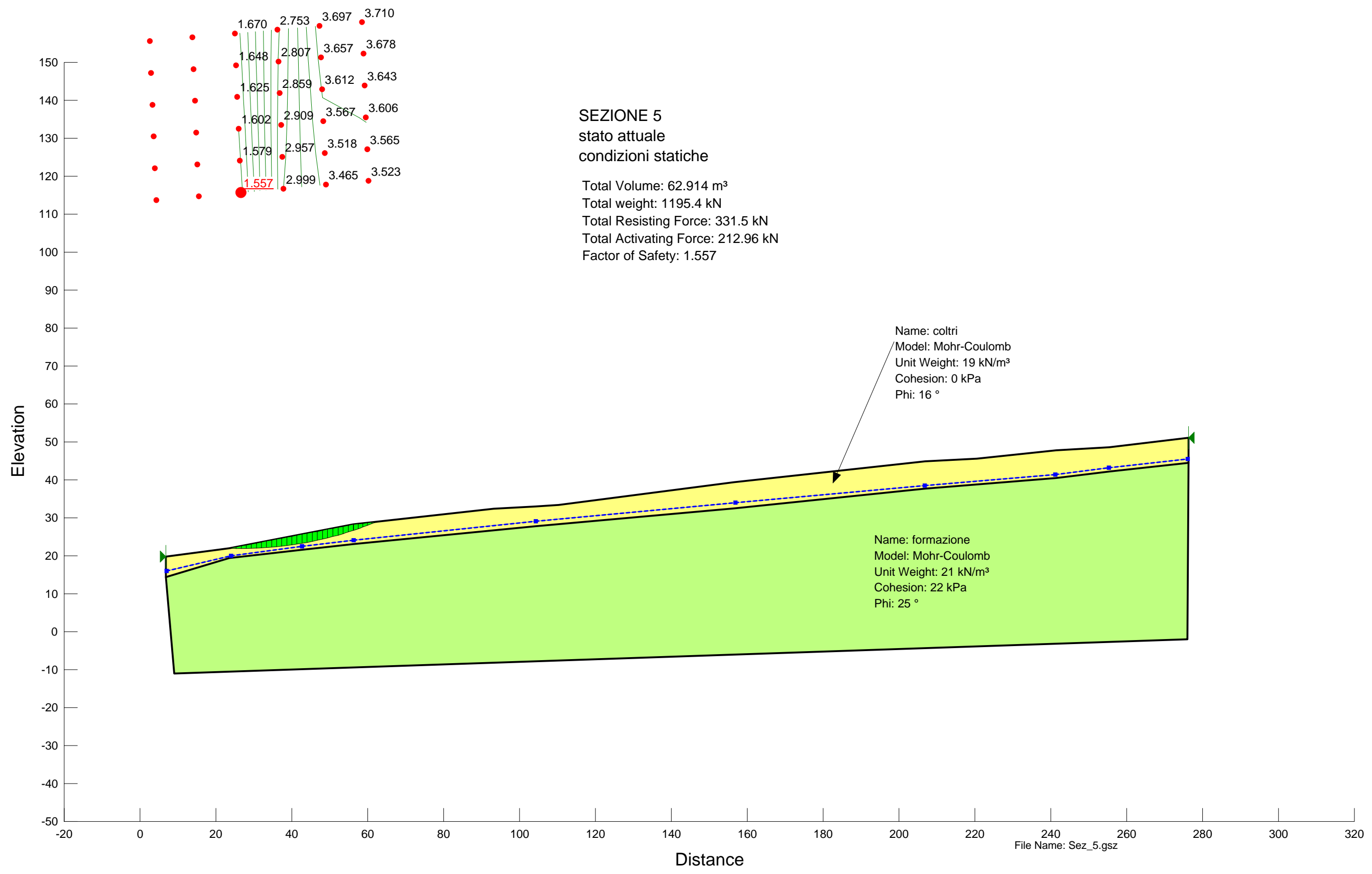


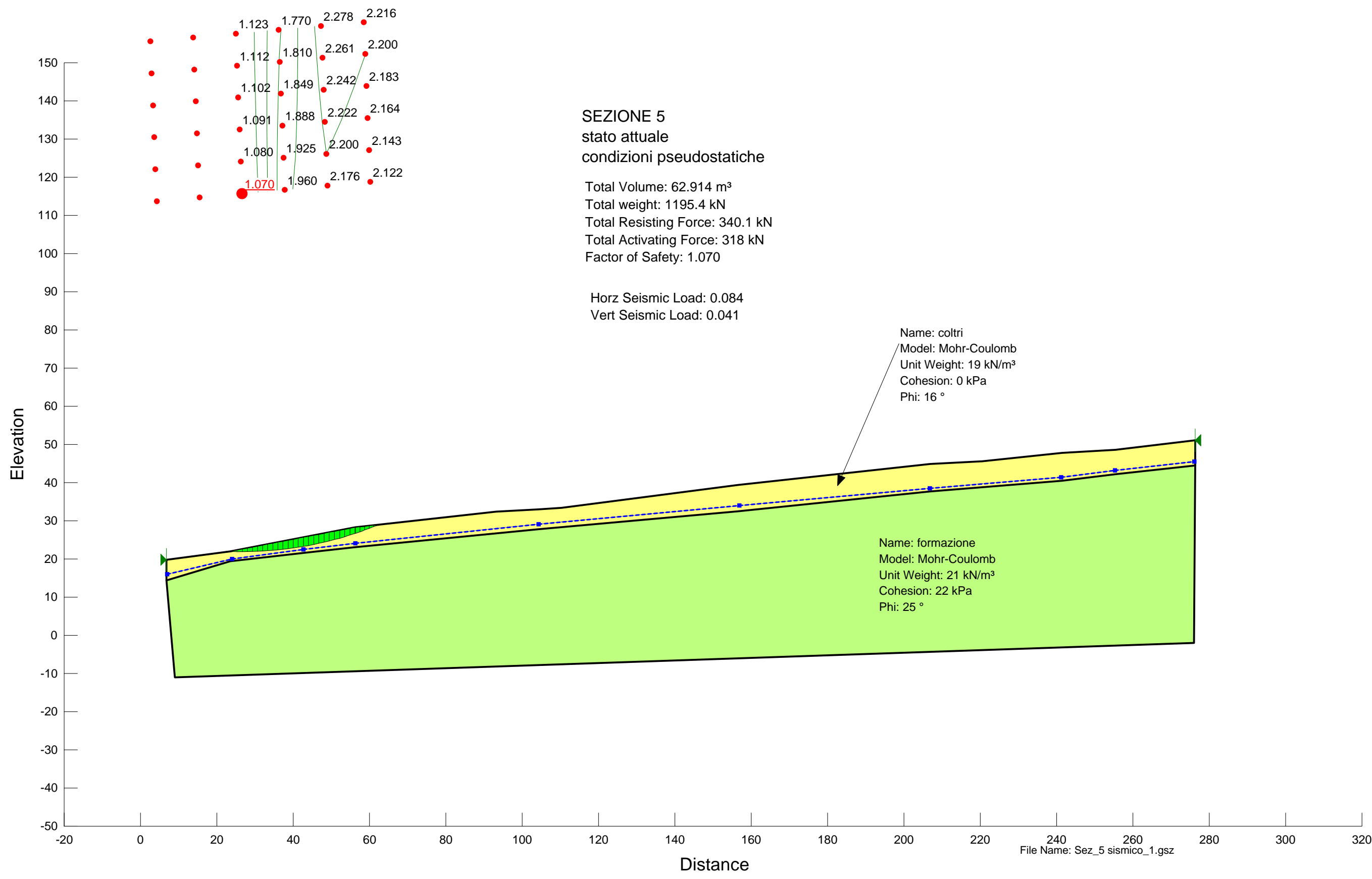
SEZIONE 2
 stato attuale
 condizioni pseudostatiche

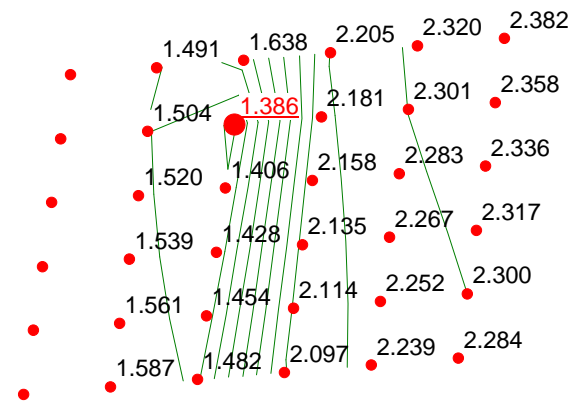
Total Volume: 83.548 m³
 Total weight: 1587.4 kN
 Total Resisting Force: 460.11 kN
 Total Activating Force: 351.88 kN
 Factor of Safety: 1.308

Horz Seismic Load: 0.084
 Vert Seismic Load: 0.041

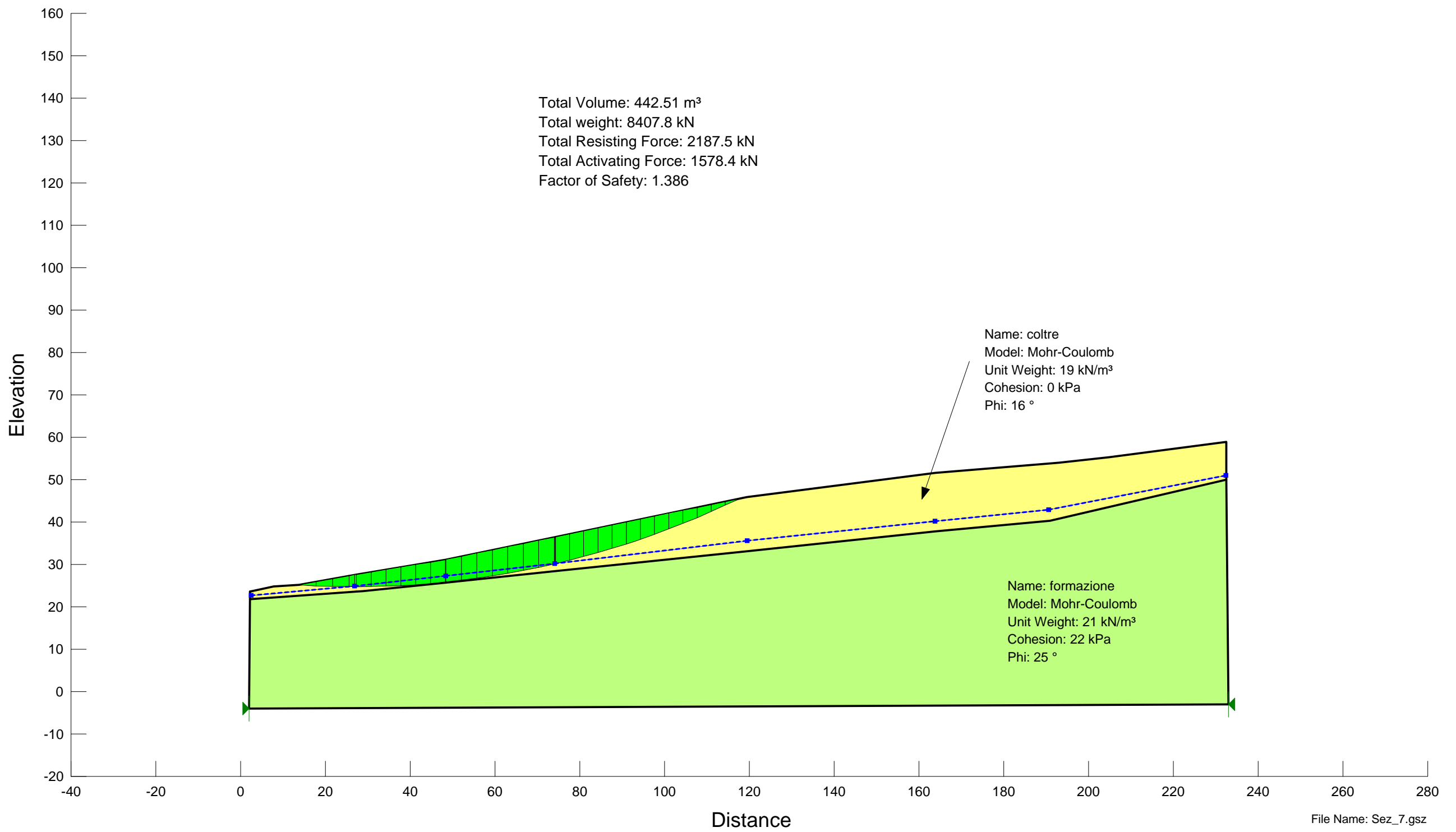


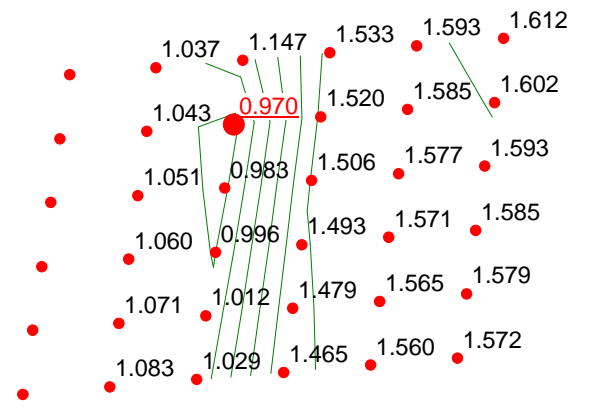






SEZIONE 7
 stato attuale
 condizioni statiche

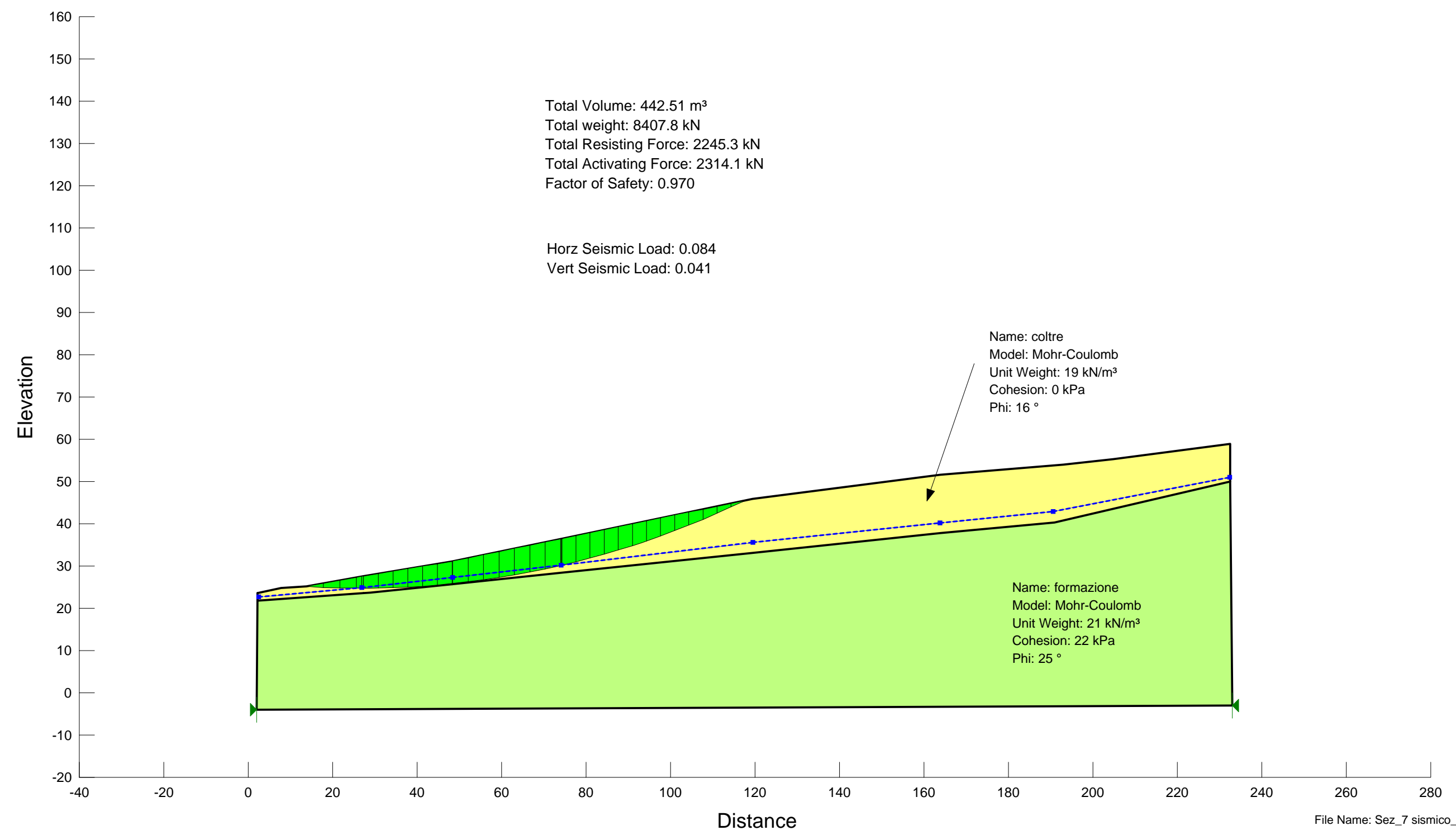


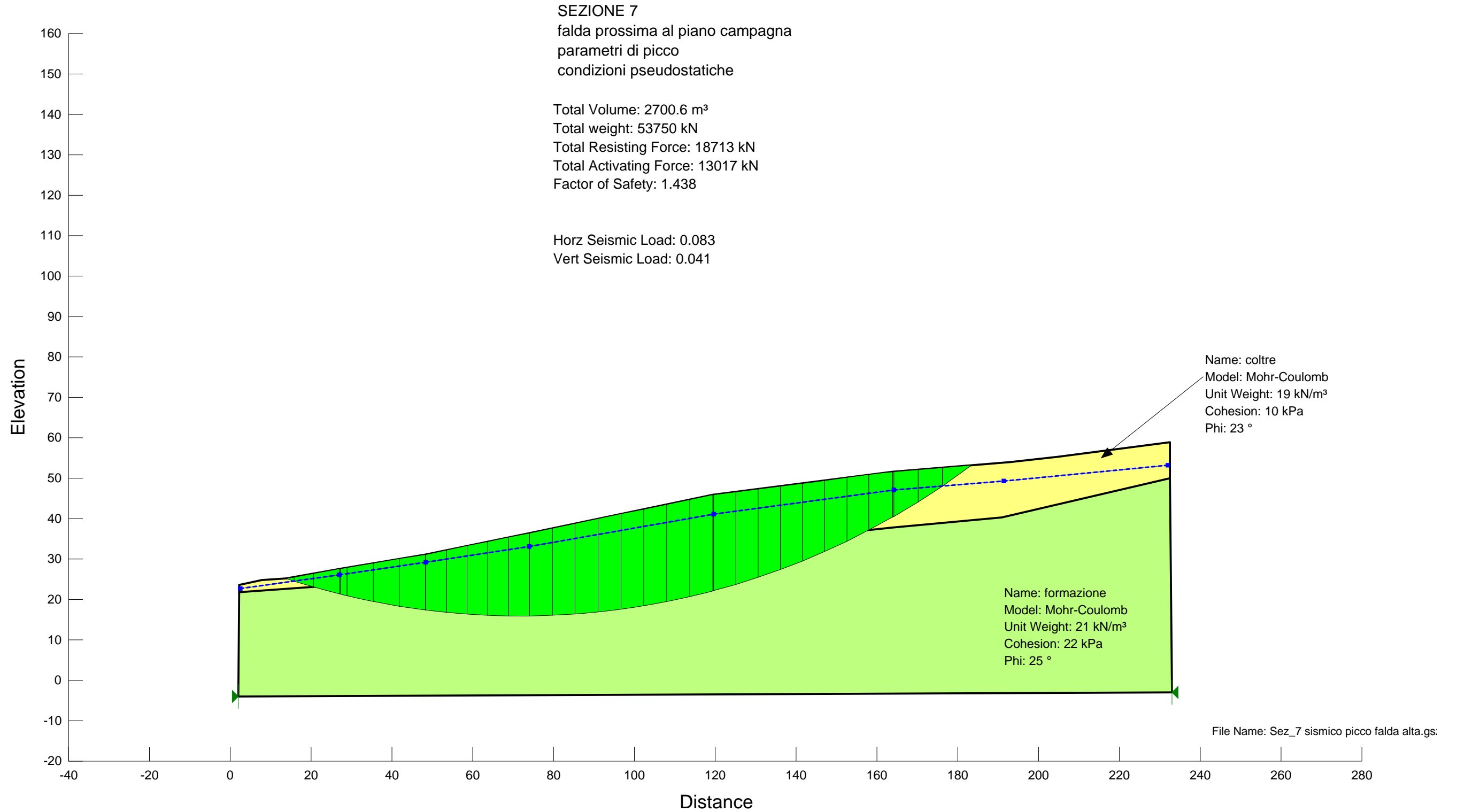
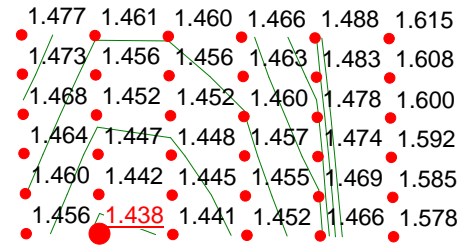


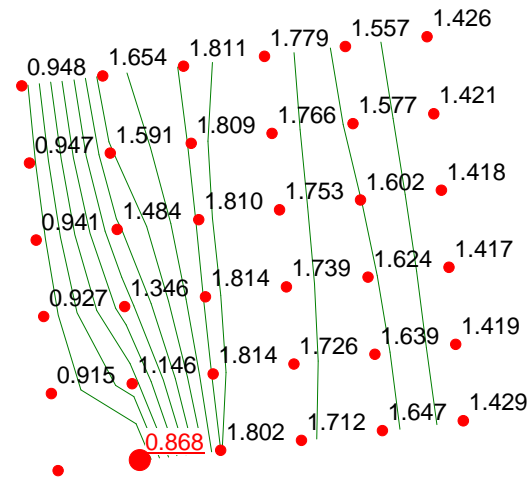
SEZIONE 7
 stato attuale
 condizioni pseudostatiche

Total Volume: 442.51 m³
 Total weight: 8407.8 kN
 Total Resisting Force: 2245.3 kN
 Total Activating Force: 2314.1 kN
 Factor of Safety: 0.970

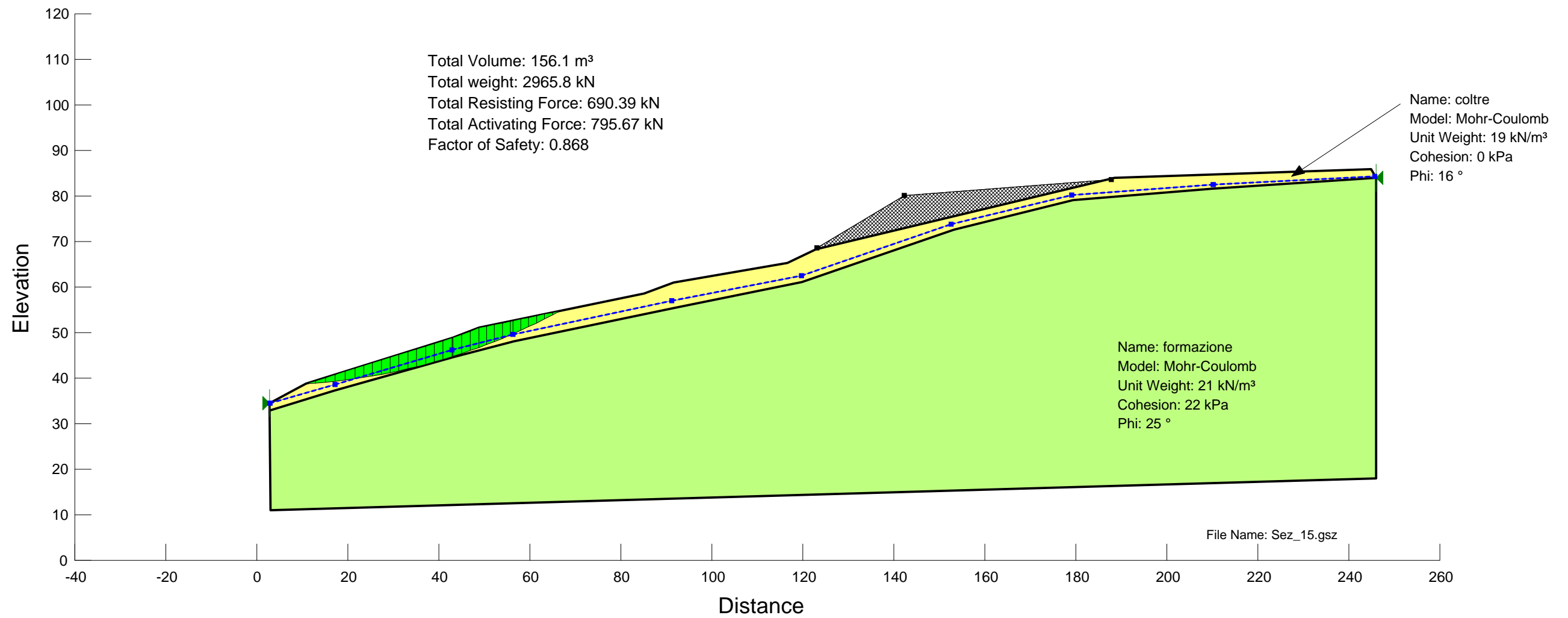
Horz Seismic Load: 0.084
 Vert Seismic Load: 0.041

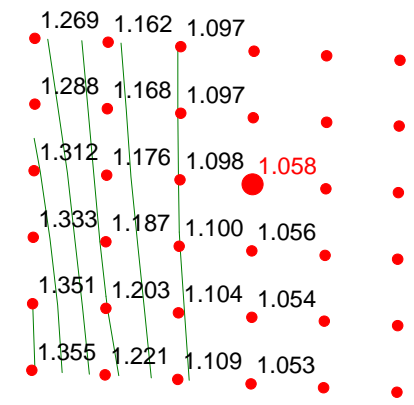






SEZIONE 15
 stato attuale
 condizioni statiche

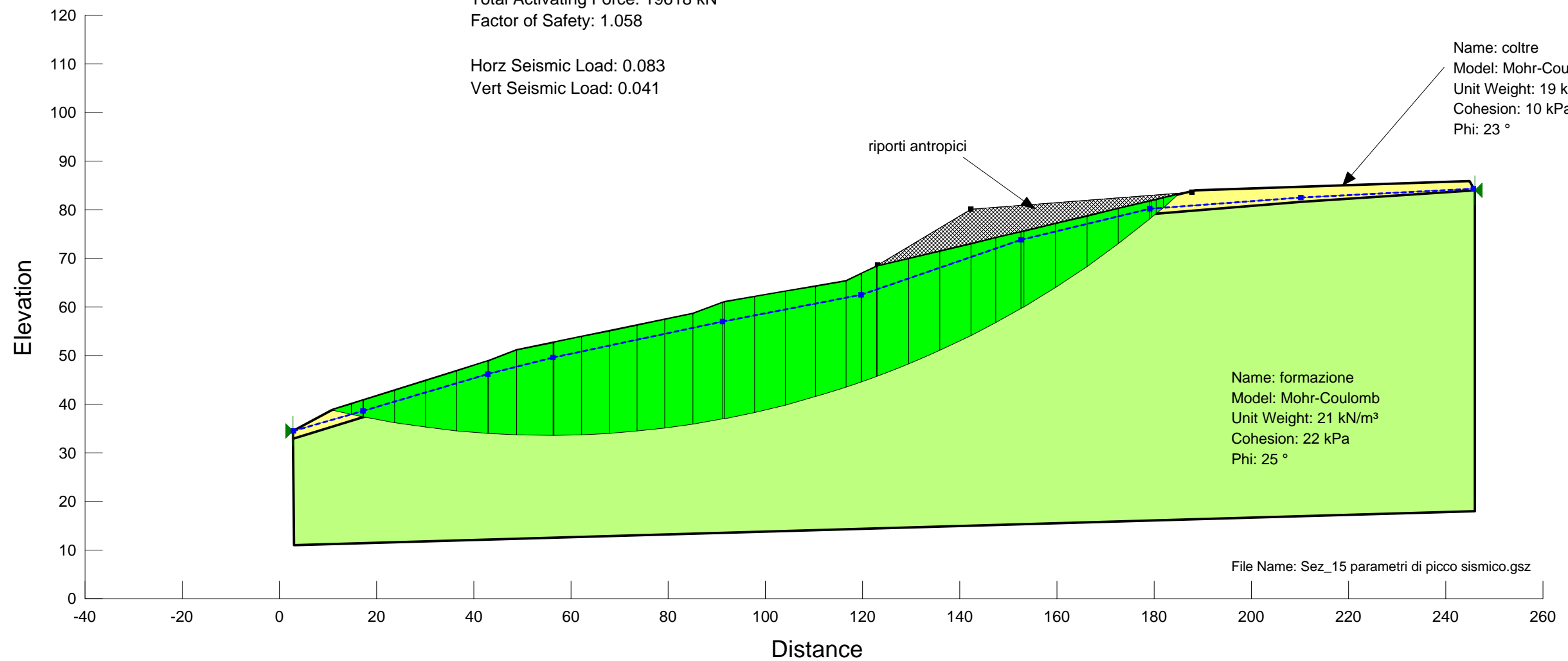




SEZIONE 15
 falda prossima al piano campagna
 parametri di resistenza di picco
 condizioni pseudostatiche

Total Volume: 2831.7 m³
 Total weight: 58013 kN
 Total Resisting Force: 20747 kN
 Total Activating Force: 19618 kN
 Factor of Safety: 1.058

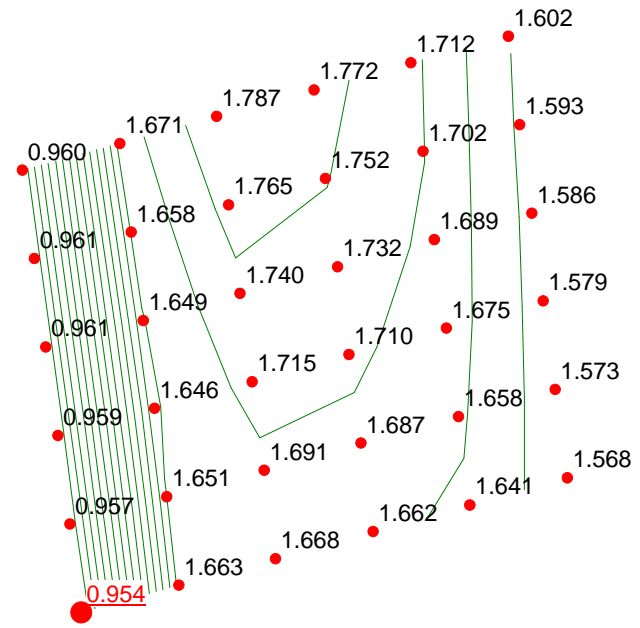
Horz Seismic Load: 0.083
 Vert Seismic Load: 0.041



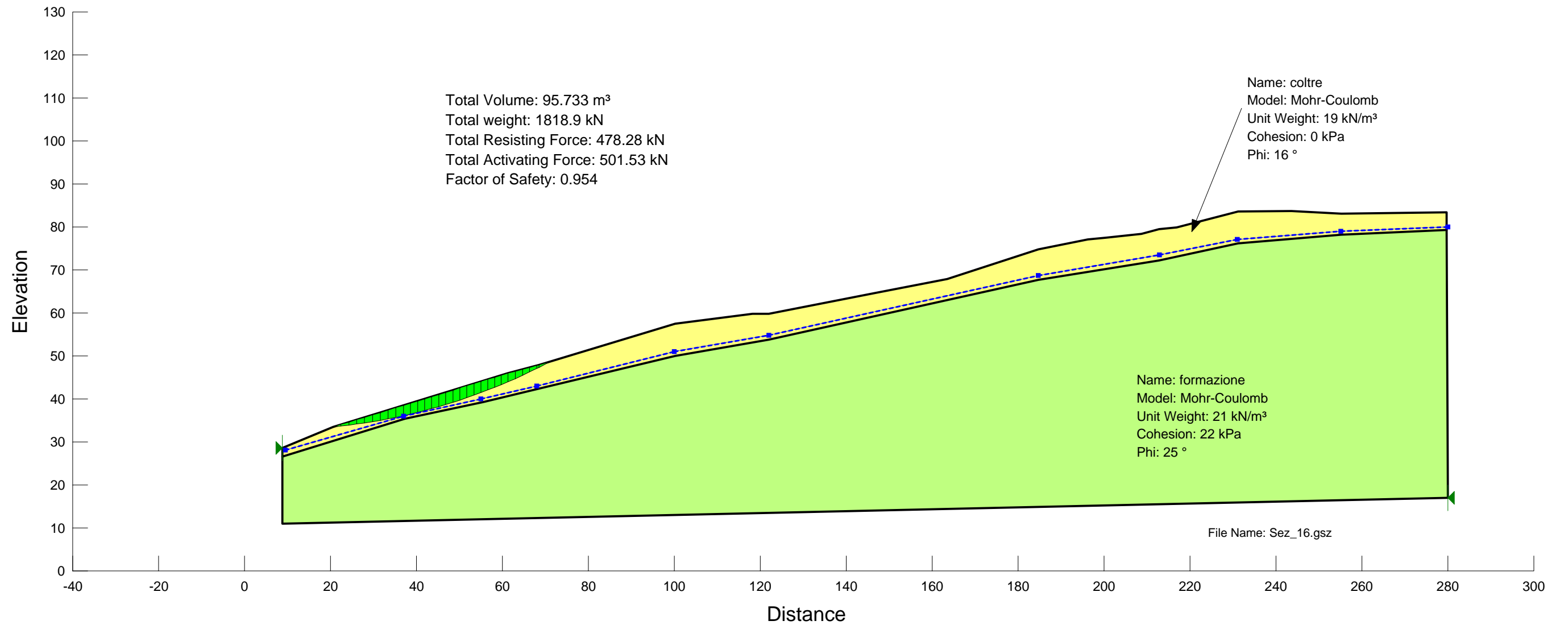
Name: formazione
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 21 kN/m³
 Cohesion: 22 kPa
 Phi: 25 °

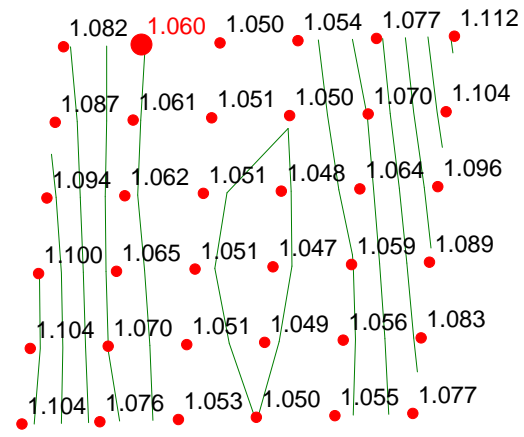
Name: coltre
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 19 kN/m³
 Cohesion: 10 kPa
 Phi: 23 °

File Name: Sez_15 parametri di picco sismico.gsz

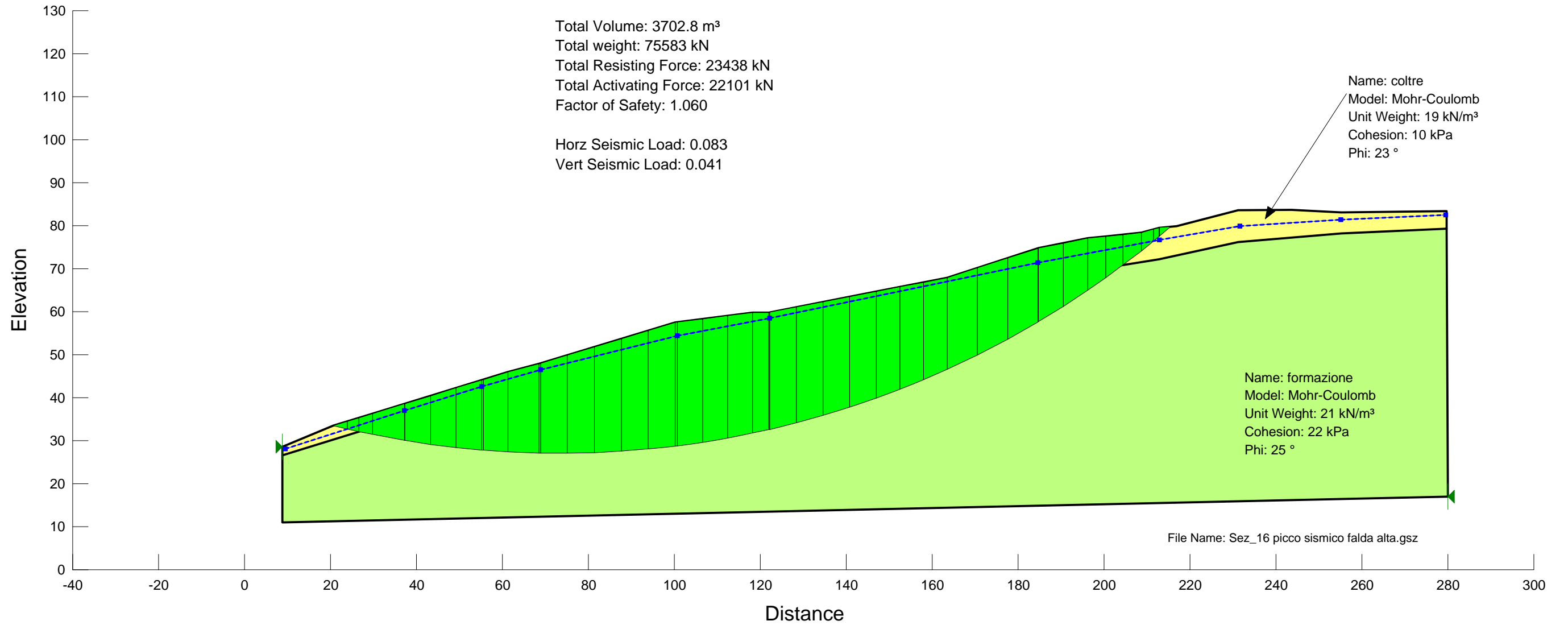


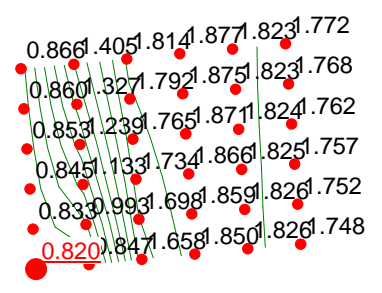
SEZIONE 16
 stato attuale
 condizioni statiche



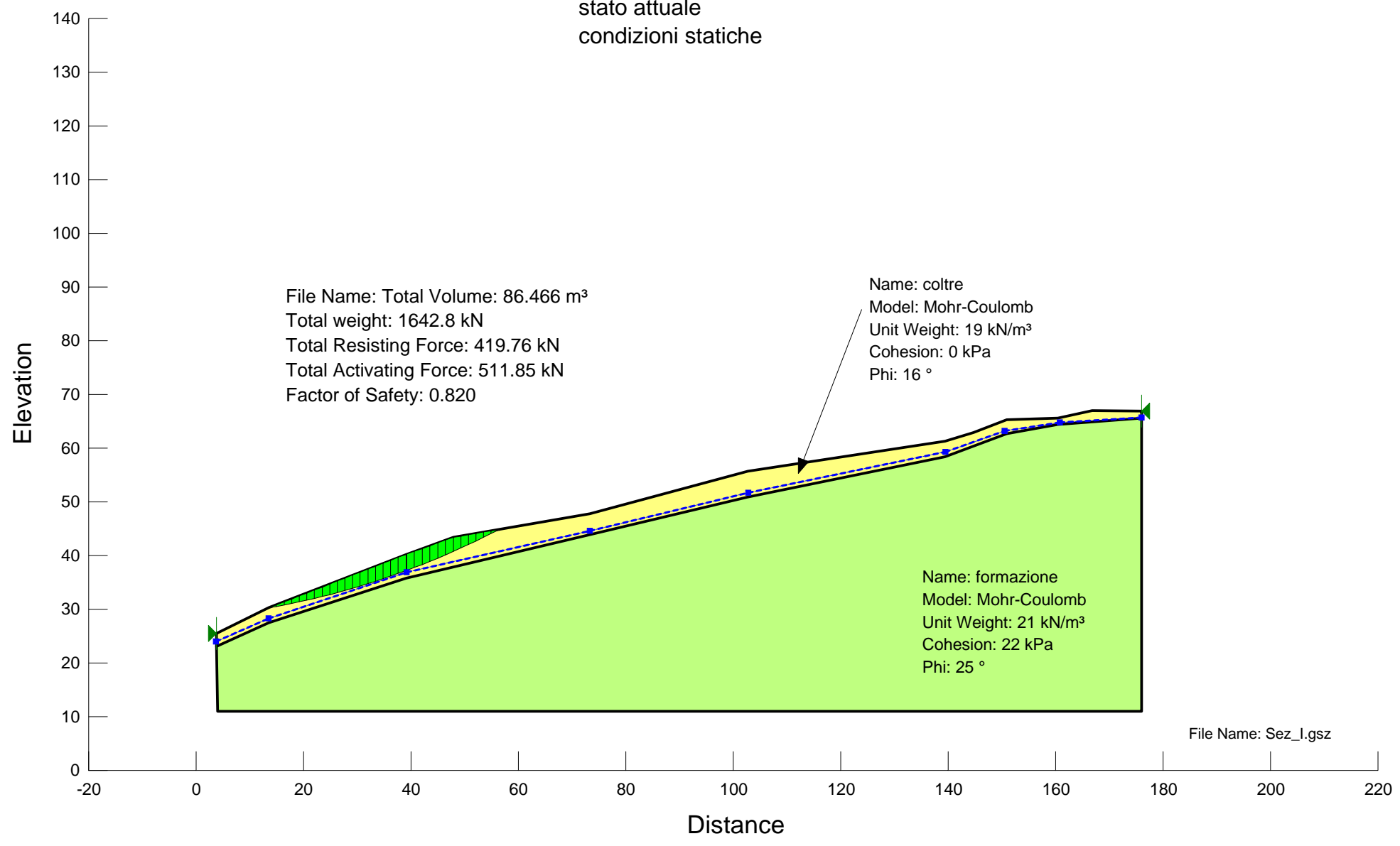


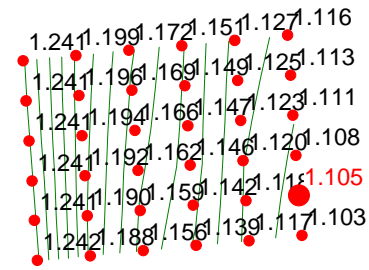
SEZIONE 16
 falda prossima al piano campagna
 parametri di resistenza di picco
 condizioni pseudostatiche



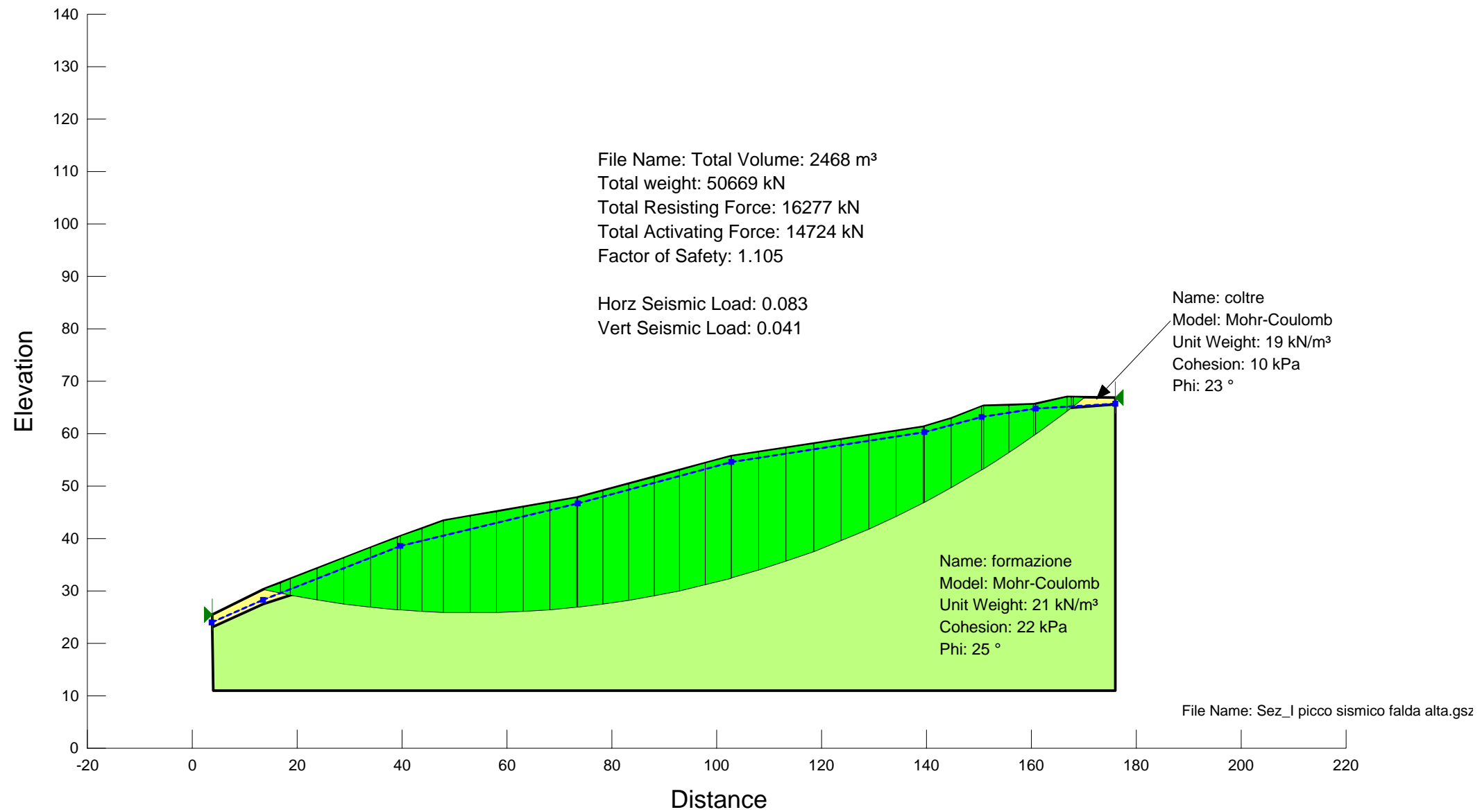


SEZIONE I
 stato attuale
 condizioni statiche





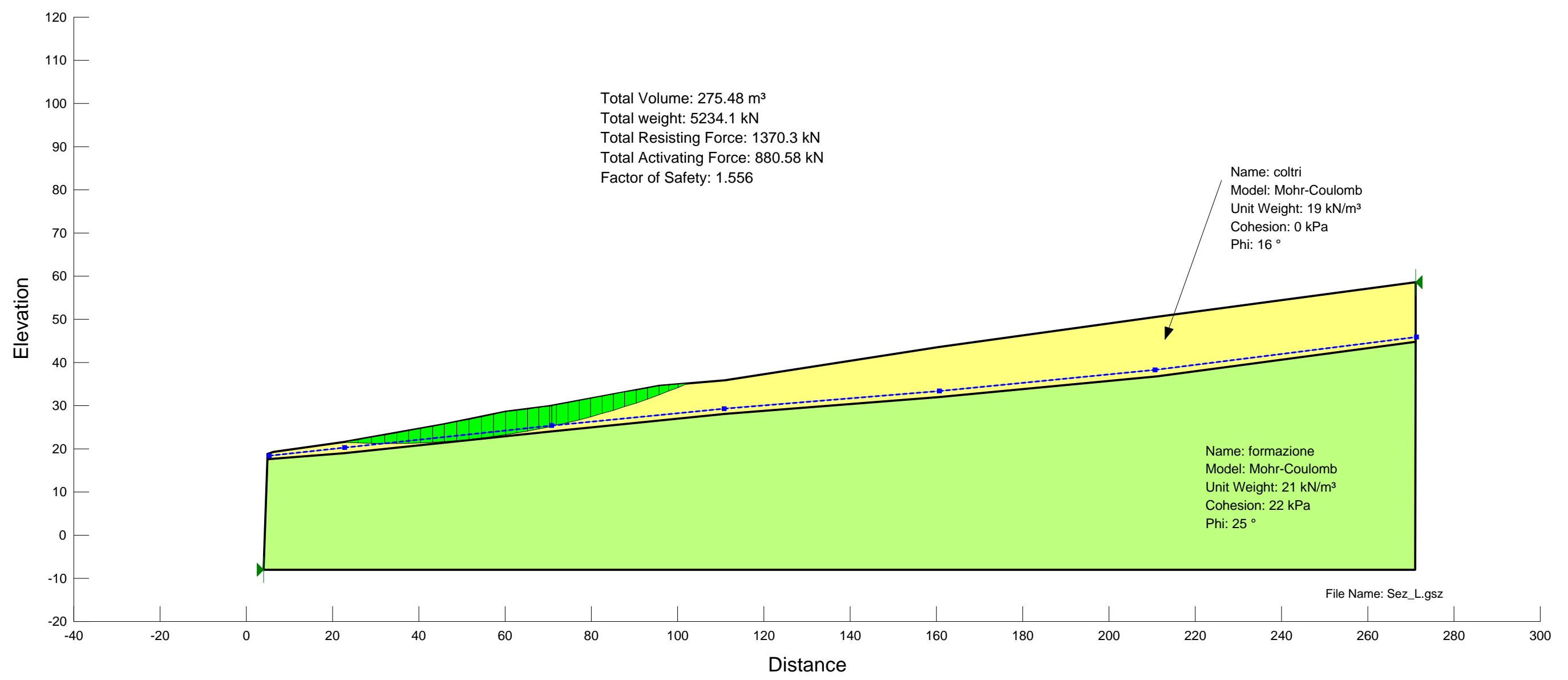
SEZIONE I
 falda prossima al piano campagna
 parametri di resistenza di picco
 condizioni pseudostatiche



1.62560183968877938
 1.6265995766510870935
 1.62759757216321862933
 1.62759856256121853929
 1.6275995610539844924
 1.62661.556568835920

SEZIONE L
 stato attuale
 condizioni statiche

Total Volume: 275.48 m³
 Total weight: 5234.1 kN
 Total Resisting Force: 1370.3 kN
 Total Activating Force: 880.58 kN
 Factor of Safety: 1.556



1.106087237772897928
1.106087064763894927
1.107087062753891927
1.10708600742887926
1.107089058732883924
1.10608105720879923

SEZIONE L
stato attuale
condizioni pseudostatiche

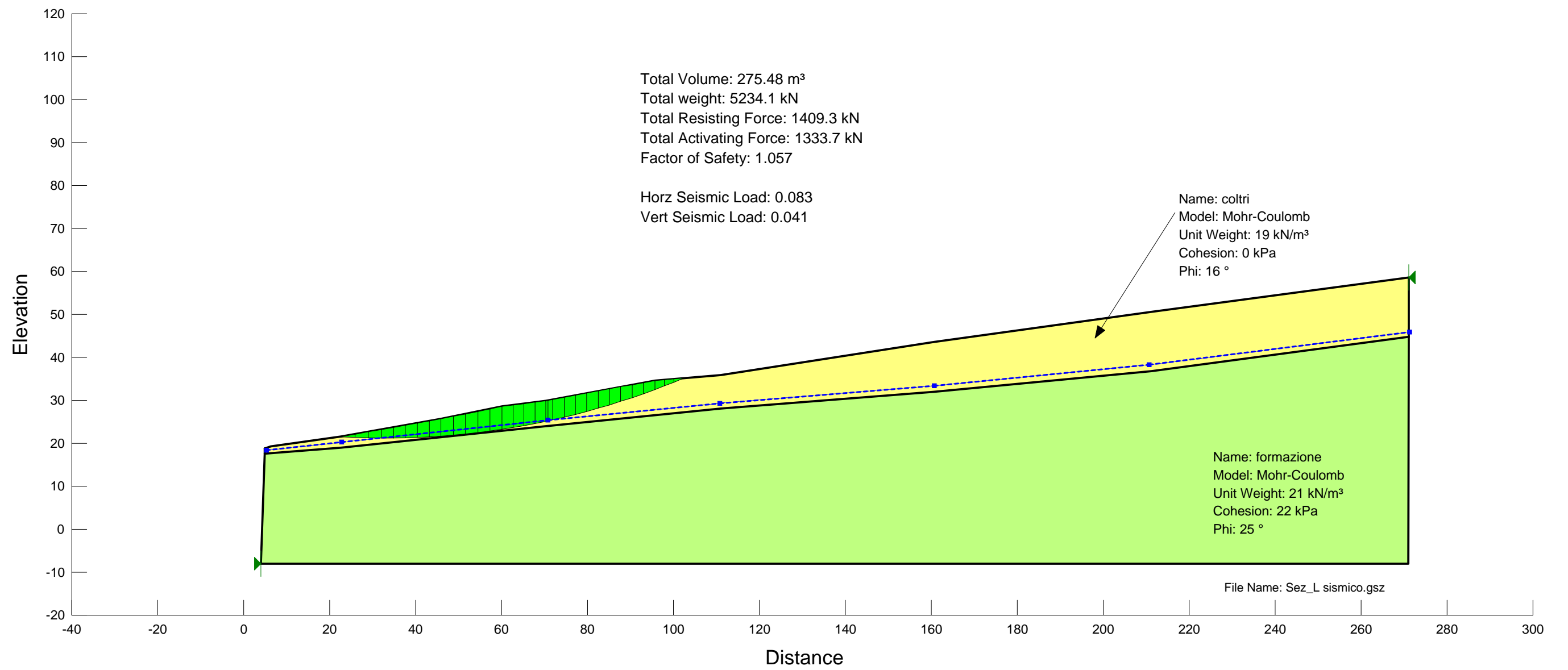
Total Volume: 275.48 m³
Total weight: 5234.1 kN
Total Resisting Force: 1409.3 kN
Total Activating Force: 1333.7 kN
Factor of Safety: 1.057

Horz Seismic Load: 0.083
Vert Seismic Load: 0.041

Name: coltri
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 16 °

Name: formazione
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21 kN/m³
Cohesion: 22 kPa
Phi: 25 °

File Name: Sez_L sismico.gsz



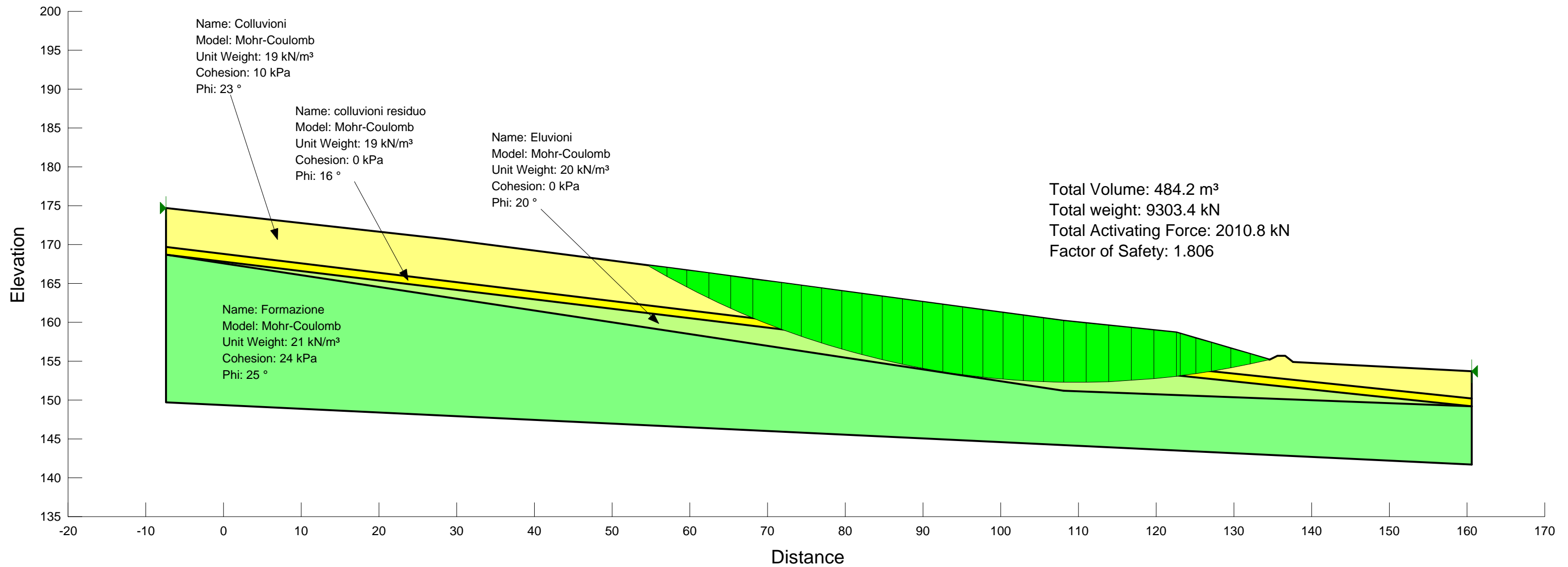
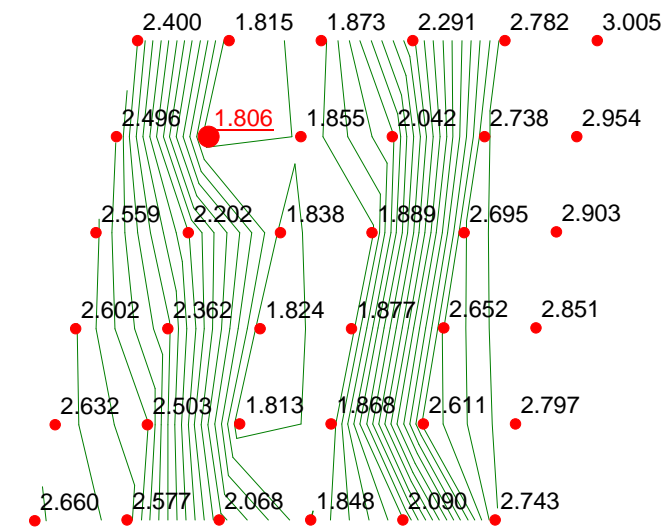
Inserto IV

VERIFICHE STABILITA' SBANCAMENTO PIEDE VERSANTE OVEST

SEZIONE 0 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041

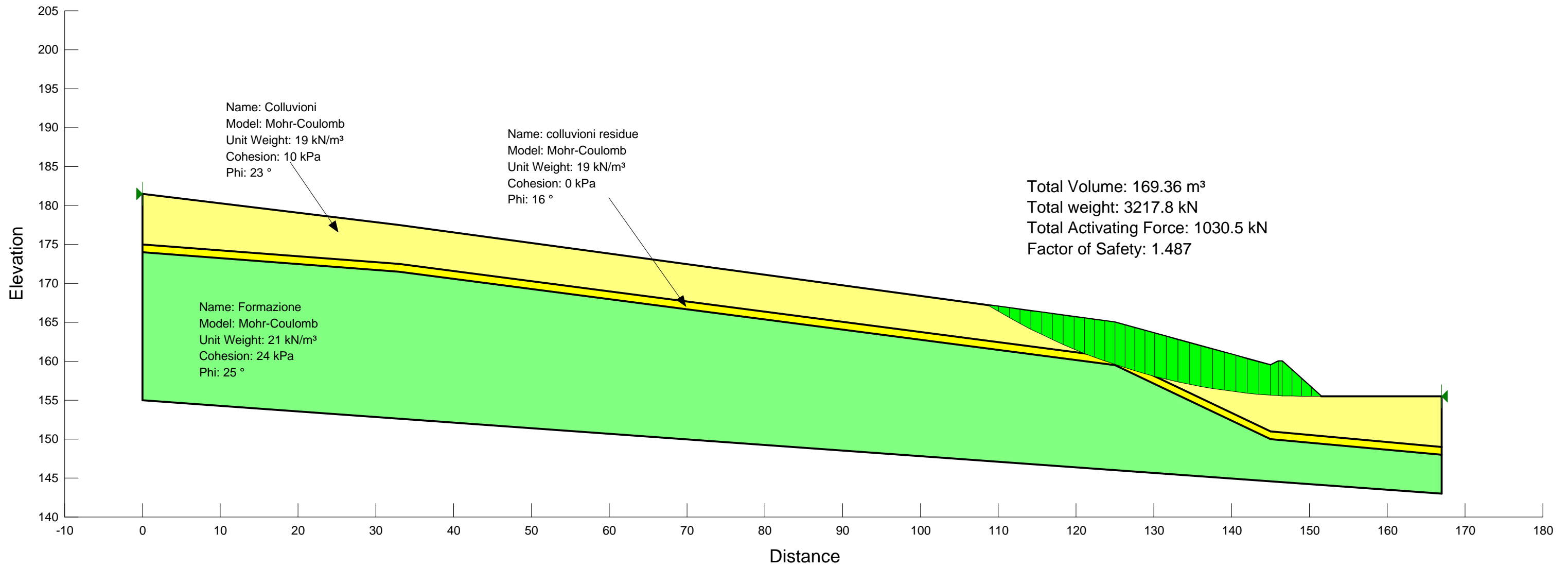
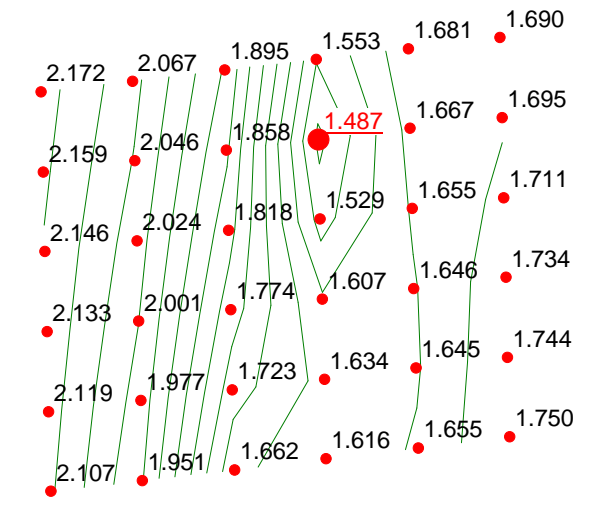


SEZIONE 1

condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
 Kind: SLOPE/W
 Method: Janbu Generalized

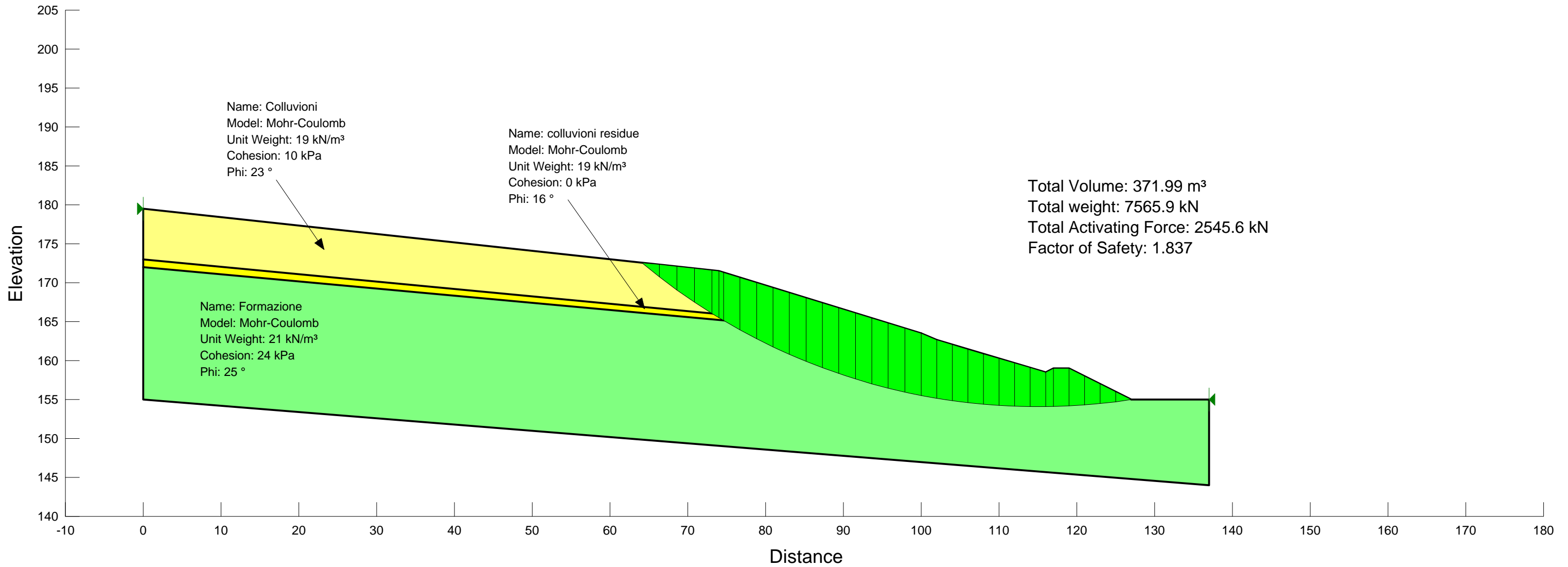
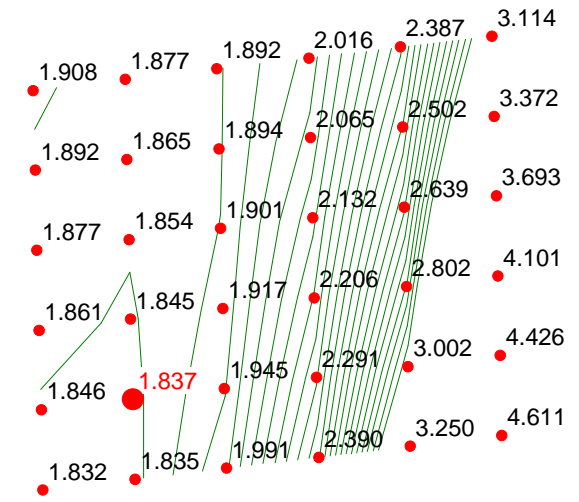
Horz Seismic Load: 0.084
 Vert Seismic Load: 0.041



SEZIONE 2 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

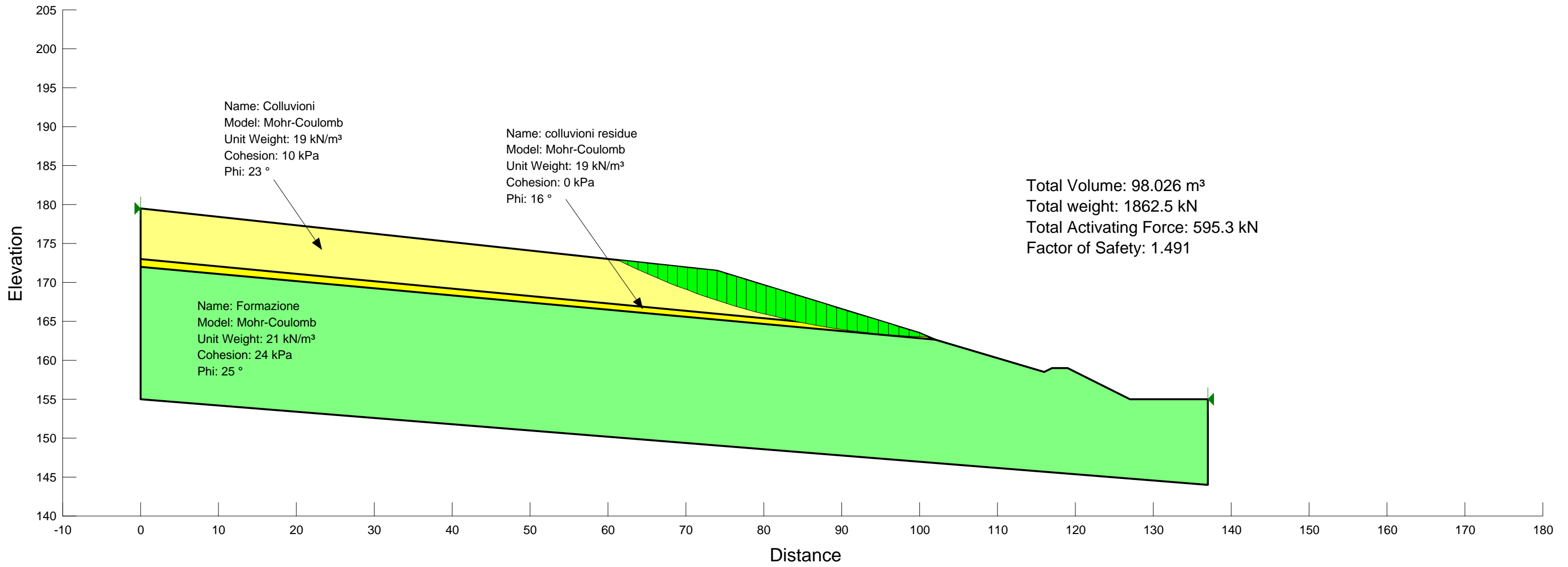
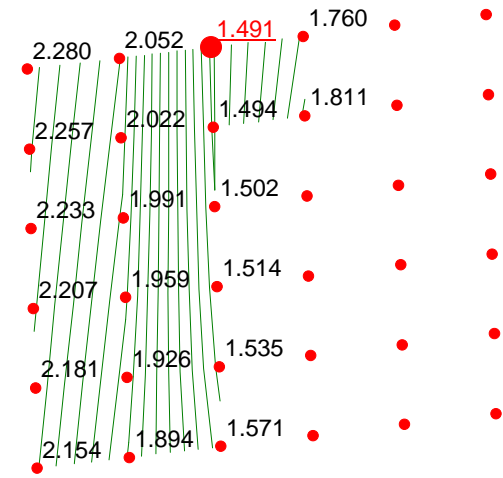
Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041



SEZIONE 2 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

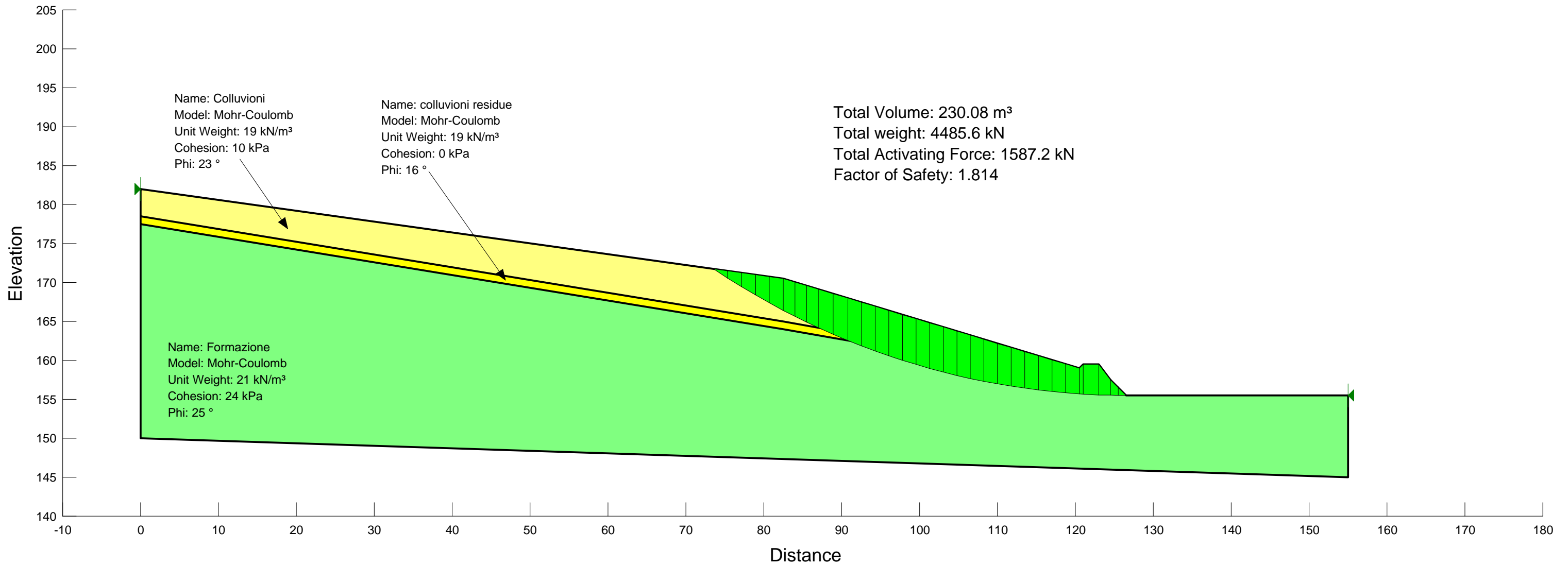
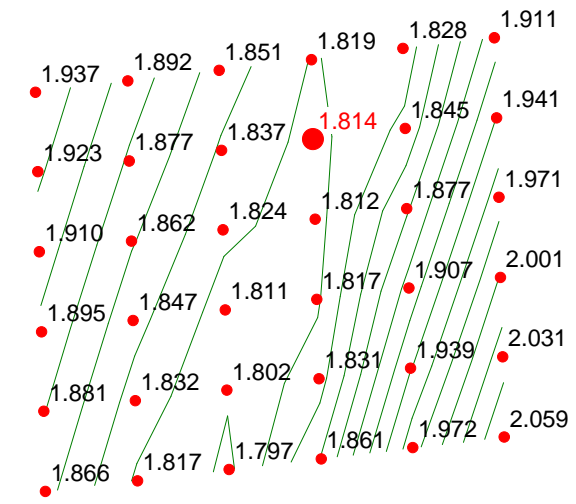
Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041



SEZIONE 3 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

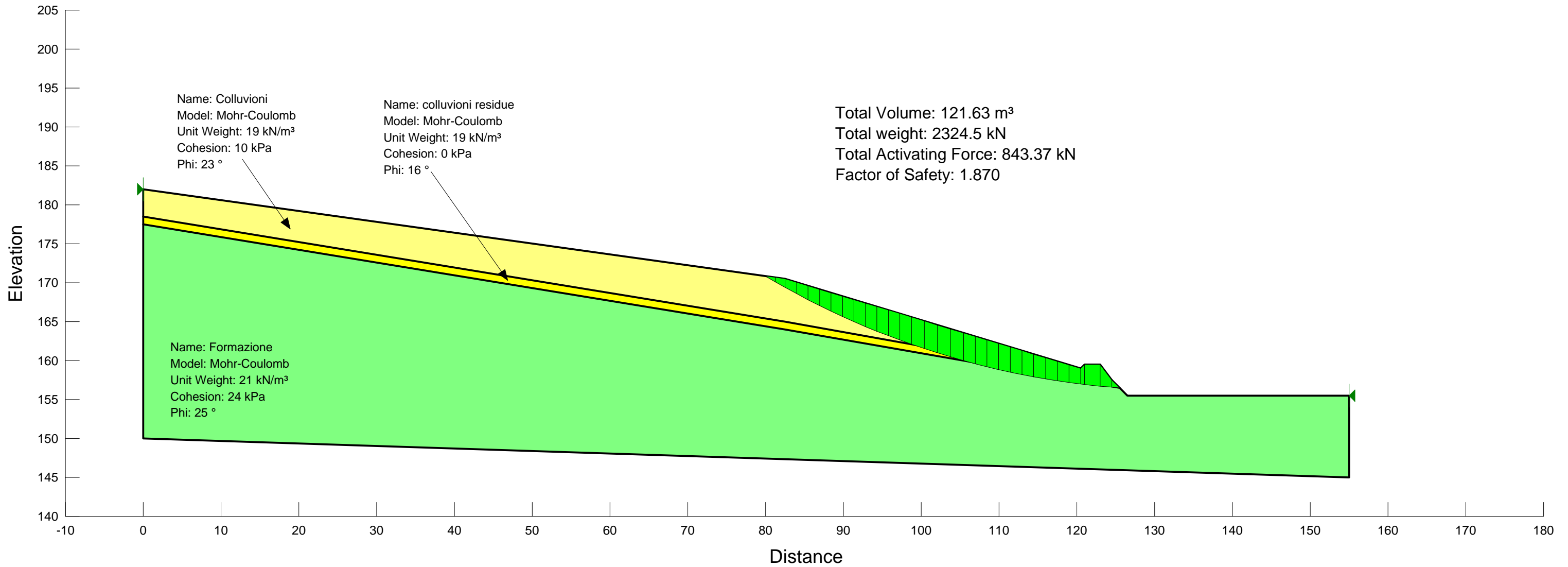
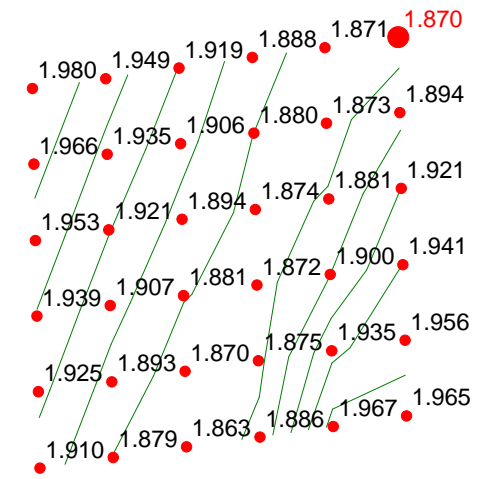
Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041



SEZIONE 3 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

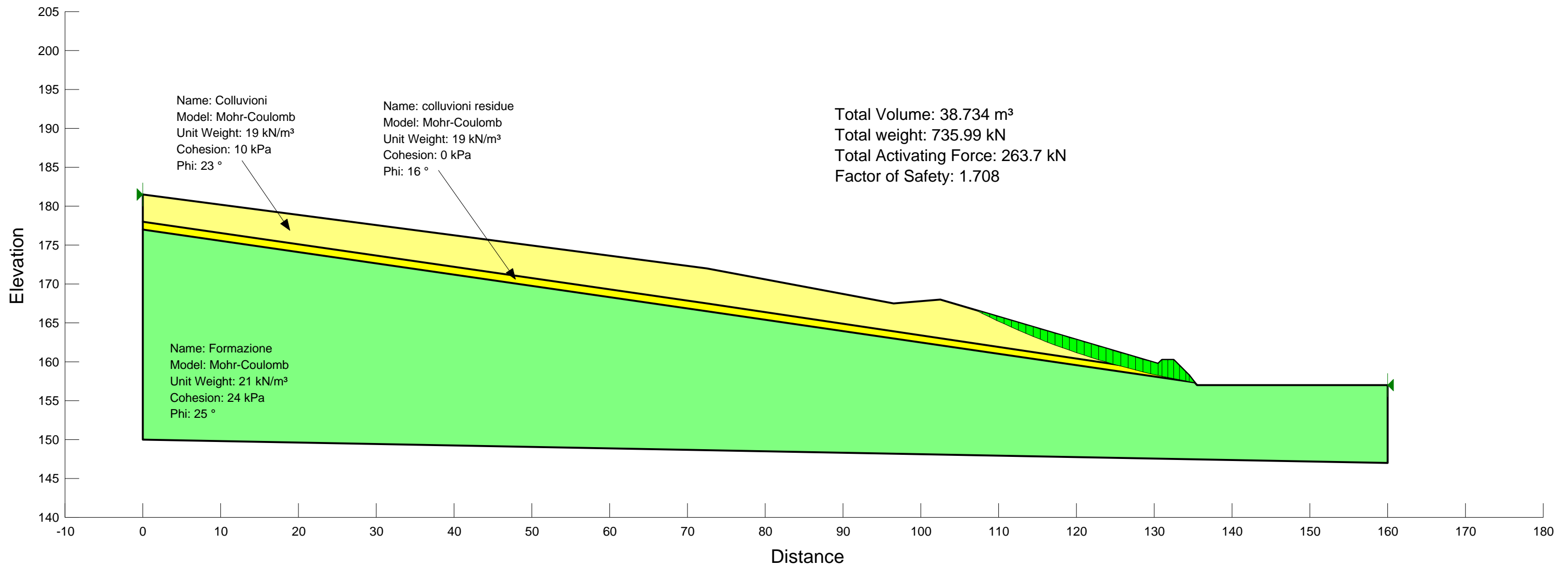
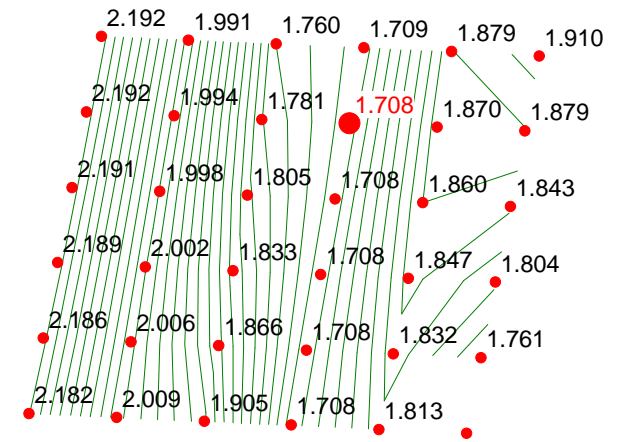
Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041



SEZIONE 4 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

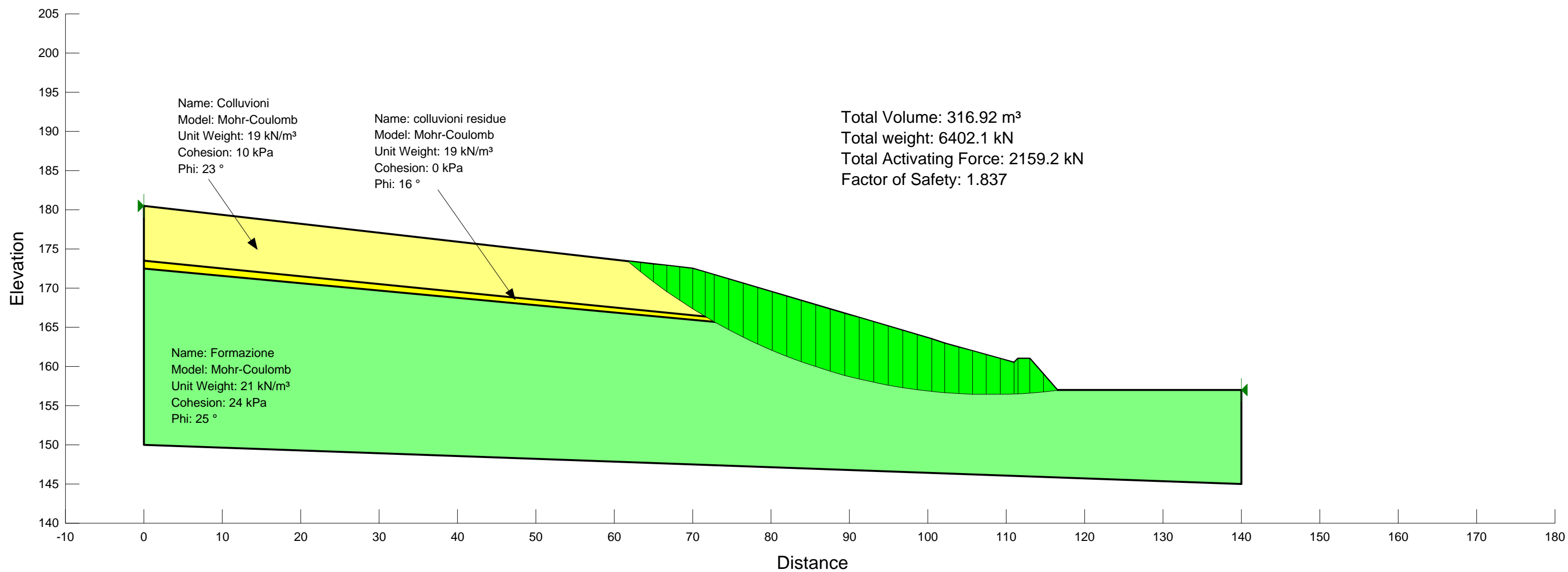
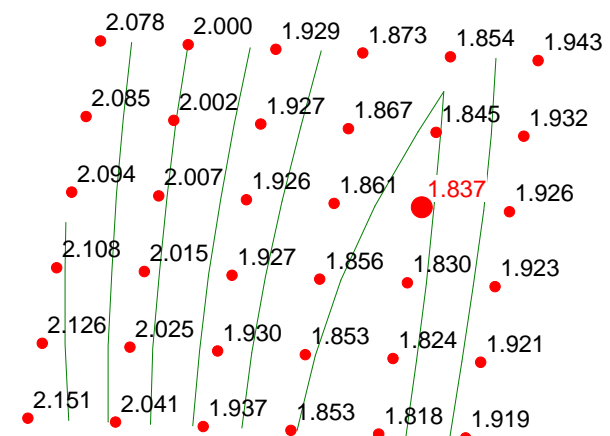
Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041



SEZIONE 5 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

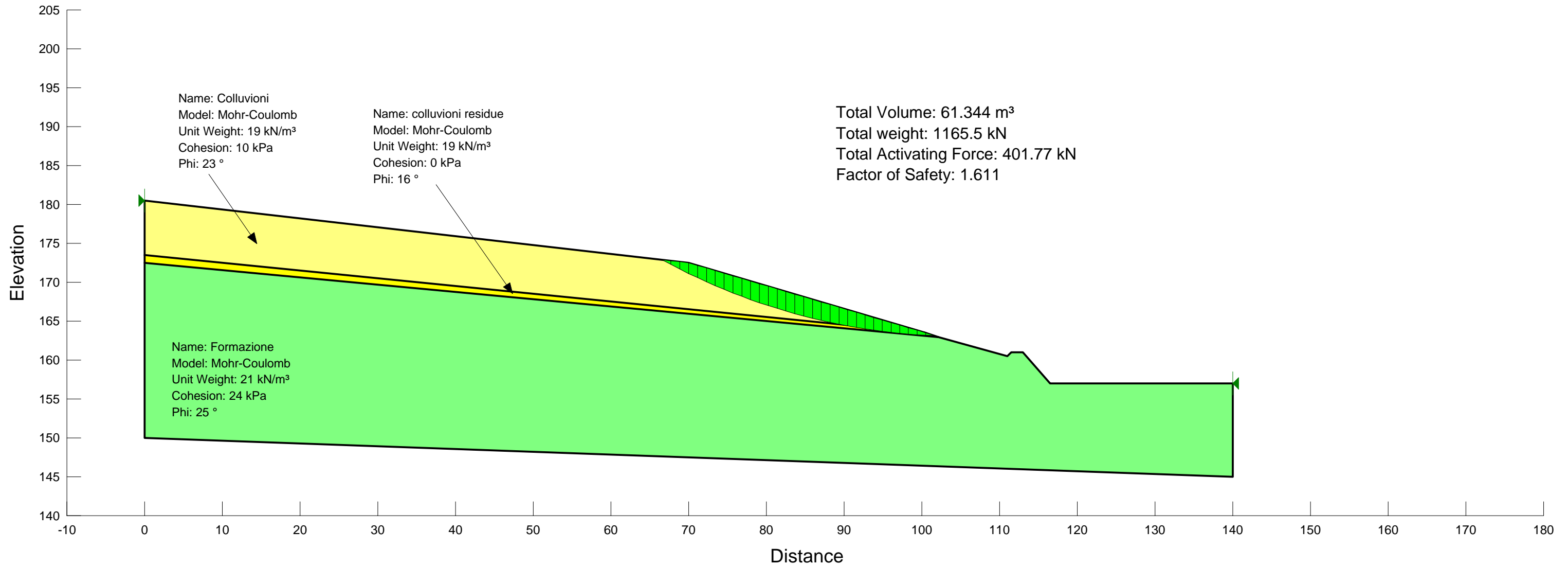
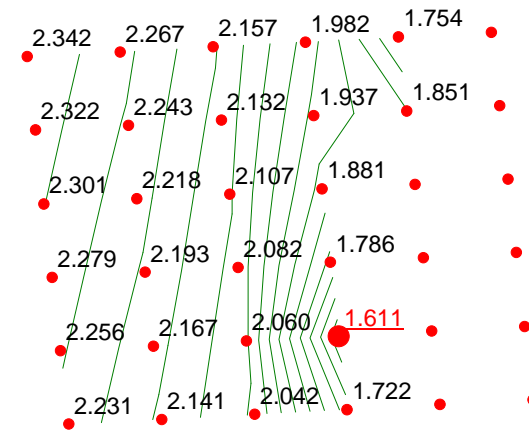
Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041

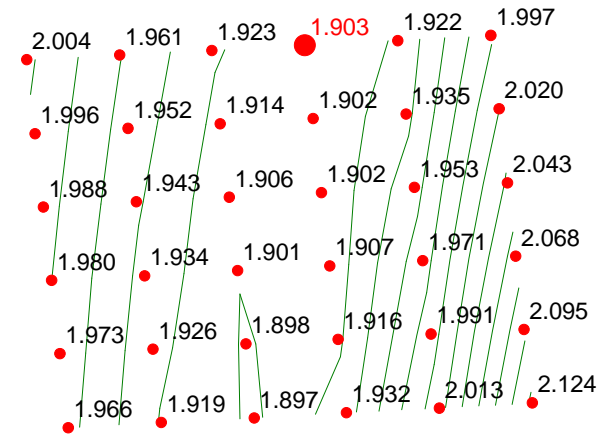


SEZIONE 5 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Janbu Generalized

Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041

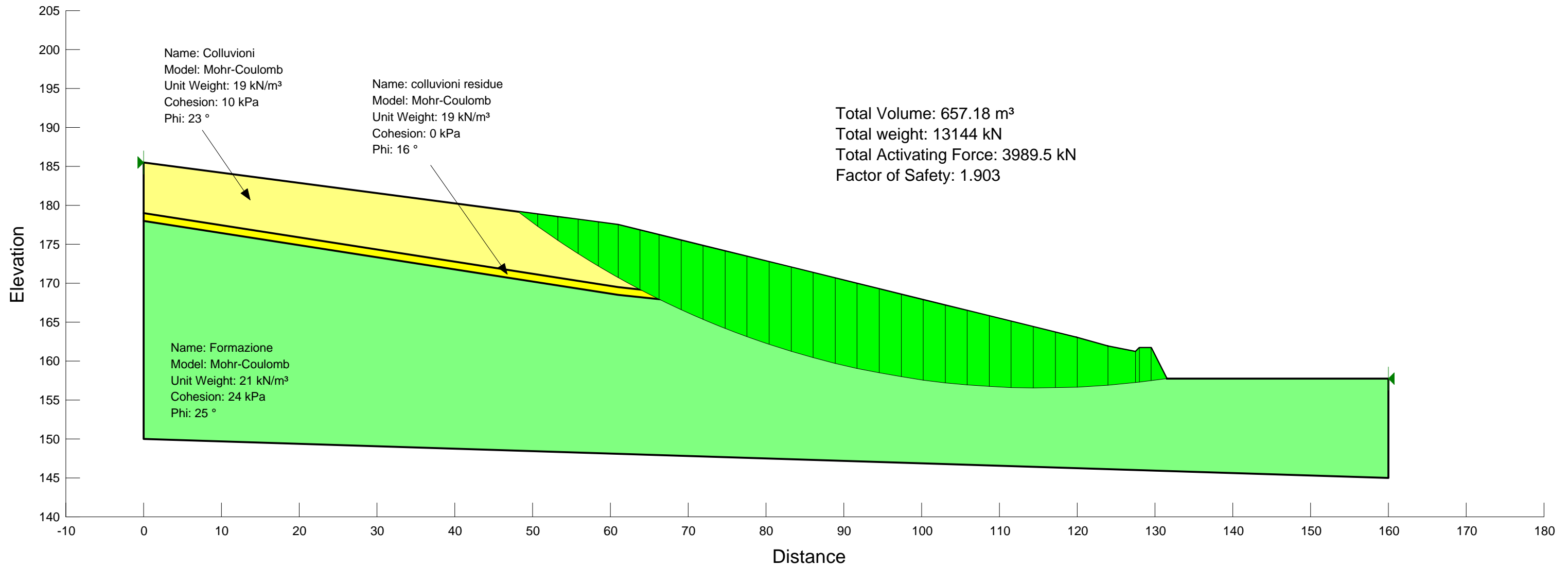


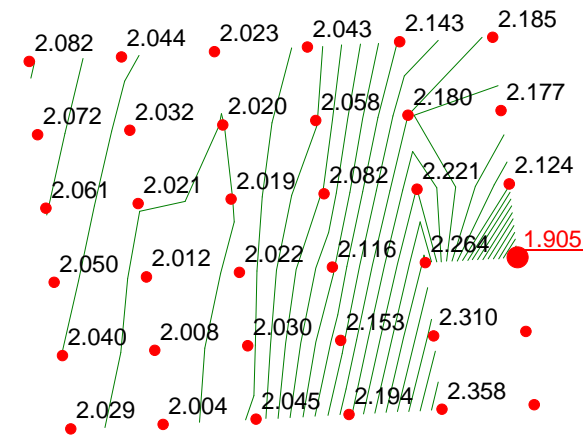


SEZIONE 6 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
Kind: SLOPE/W
Method: Morgenstern-Price

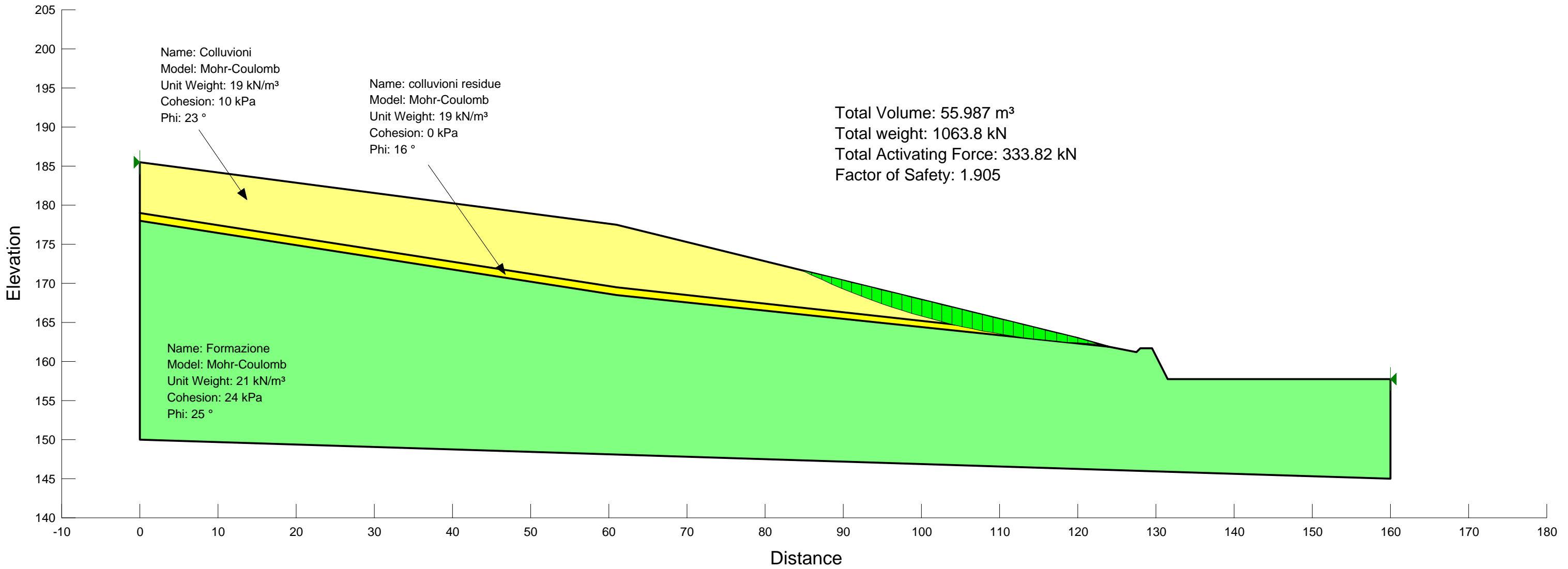
Horz Seismic Load: 0.084
Vert Seismic Load: 0.041





SEZIONE 6 condizioni pseudostatiche

Name: SLOPE/W Analysis
 Kind: SLOPE/W
 Method: Morgenstern-Price
 Horz Seismic Load: 0.084
 Vert Seismic Load: 0.041



Inserto V

TABULATI VERIFICHE GEOTECNICHE SLU FONDAZIONI
EDIFICIO DA RISTRUTTURARE

APPROCCIO 1**DATI GENERALI**

=====	
Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,6 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	1,8 m
=====	

SISMA

=====	
Accelerazione massima (ag/g)	0,263
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0631
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2137
=====	

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,52	2,43	0,27
S.L.D.	50,0	0,66	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,8	2,44	0,32
S.L.C.	975,0	2,36	2,48	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,78	0,2	0,0159	0,008
S.L.D.	0,99	0,2	0,0202	0,0101
S.L.V.	2,5763	0,24	0,0631	0,0315
S.L.C.	3,1668	0,28	0,0904	0,0452

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,5	1800,0	1900,0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	0,0	40,0	0,0	0,0	0,0
3,5	1900,0	2100,0	0,0	0	0,0	0,0	2,5	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2000,0	2200,0	0,0	0	0,0	0,0	3,0	0,0	250,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	9,68 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	5,38 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,6 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	6,05
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 3,87 Kg/cm³**A1+M1+R1**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	13,41 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,41 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 9,68 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 5,38 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
 =====

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
 =====

Fattore [Nq] 1,0
 Fattore [Nc] 5,14
 Fattore [Ng] 0,0
 Fattore forma [Sc] 1,01
 Fattore profondità [Dc] 1,5
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0
 =====

Carico limite 9,68 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 5,38 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
 =====

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 1,6 Kg/cm²
 Cedimento dopo T anni 5,0
 Cedimento totale 0,77 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	3,4	0,631	0,296	Edometrico	0,63	--	0,63
3	7,5	1,435	0,072	Edometrico	0,14	--	0,14

APPROCCIO 2**DATI GENERALI**

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,6 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	1,8 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,263
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0631
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2137

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,52	2,43	0,27
S.L.D.	50,0	0,66	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,8	2,44	0,32
S.L.C.	975,0	2,36	2,48	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,78	0,2	0,0159	0,008
S.L.D.	0,99	0,2	0,0202	0,0101
S.L.V.	2,5763	0,24	0,0631	0,0315
S.L.C.	3,1668	0,28	0,0904	0,0452

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,5	1800,0	1900,0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	0,0	40,0	0,0	0,0	0,0
3,5	1900,0	2100,0	0,0	0	0,0	0,0	2,5	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2000,0	2200,0	0,0	0	0,0	0,0	3,0	0,0	250,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	13,41 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	5,83 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,6 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	8,38
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 5,37 Kg/cm³**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	13,41 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,83 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Inserto VI

TABULATI VERIFICHE GEOTECNICHE SLU FONDAZIONI
VASCA RACCOLTA PERCOLATO

APPROCCIO 1**DATI GENERALI**

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	9,8 m
Lunghezza fondazione	22,4 m
Profondità piano di posa	6,1 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,263
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0631
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2137

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,52	2,43	0,27
S.L.D.	50,0	0,66	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,8	2,44	0,32
S.L.C.	975,0	2,36	2,48	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,78	0,2	0,0159	0,008
S.L.D.	0,99	0,2	0,0202	0,0101
S.L.V.	2,5763	0,24	0,0631	0,0315
S.L.C.	3,1668	0,28	0,0904	0,0452

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,5	1800,0	1900,0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	0,0	40,0	0,0	0,0	0,0
3,5	1900,0	2100,0	0,0	0	0,0	0,0	2,5	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2000,0	2200,0	0,0	0	0,0	0,0	3,0	0,0	250,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	11,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	6,25 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	2,0 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	5,63
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 4,5 Kg/cm³**A1+M1+R1**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	15,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15,26 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	11,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6,25 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	11,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6,25 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

APPROCCIO 2**DATI GENERALI**

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	9,8 m
Lunghezza fondazione	22,4 m
Profondità piano di posa	6,1 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,263
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0631
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2137

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,52	2,43	0,27
S.L.D.	50,0	0,66	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,8	2,44	0,32
S.L.C.	975,0	2,36	2,48	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,78	0,2	0,0159	0,008
S.L.D.	0,99	0,2	0,0202	0,0101
S.L.V.	2,5763	0,24	0,0631	0,0315
S.L.C.	3,1668	0,28	0,0904	0,0452

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,5	1800,0	1900,0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	0,0	40,0	0,0	0,0	0,0
3,5	1900,0	2100,0	0,0	0	0,0	0,0	2,5	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2000,0	2200,0	0,0	0	0,0	0,0	3,0	0,0	250,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	15,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	6,64 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	2,0 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	7,63
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6,11 Kg/cm³**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	15,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6,64 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	15,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6,64 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata