



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:
Dott. Maurizio D'angelo

- PERIZIA DI VARIANTE -

Bolognetta S.c.p.a.



Titolo elaborato:

CANTIERIZZAZIONE E GESTIONE MATERIE

Variante al piano di gestione delle terre e rocce da scavo e progettazione di n. 7 nuovi siti di deposito definitivo in ottemperanza alla prescrizione n. 2 della determina direttoriale del MATTM - Prot. DVA.REGISTRO DECRETI.R.0000001 del 08/01/2018

AREA TUMMINIA

Relazione generale, tecnica e geotecnica

Codice Unico Progetto (CUP): F41B03000230001

	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
Codice elaborato: PA17/08	P V	C A	R T 4 6	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
11 -	PVCART46_50_4137	1=1	4 1 3 7	-
4				
3				
2				
1				
0	PRIMA EMISSIONE		Maggio 2018	G. Anselmo S. Fortino D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

Progettisti:



Il Progettista Responsabile
Ing. Gianluca Coroneo



Il Geologo
Dott. Gualtiero Bellomo



Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di esecuzione:
Ing. Francesco Cocciante

**Il Coordinatore per la sicurezza
in fase di Esecuzione
Ing. Francesco Cocciante**



Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero

**Il Direttore dei Lavori
Ing. Sandro Favero**



ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **L O 4 1 0 C E 1 1 0 1**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

ANAS SPA

LAVORI DI AMMODERNAMENTO DEL TRATTO PALERMO – LERCARA FRIDDI, LOTTO FUNZIONALE DAL KM. 14,4 (KM. 0,0 DEL LOTTO 2) COMPRESO IL TRATTO DI RACCORDO DELLA ROTATORIA BOLOGNETTA, AL KM. 48,0 (KM. 33,6 DEL LOTTO 2 – SVINCOLO MANGANARO INCLUSO) COMPRESI I RACCORDI CON LE ATTUALI SS N. 189 E SS N. 121

VARIANTE AL PIANO DI GESTIONE DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO E PROGETTAZIONE DI N. 7 NUOVI SITI DI DEPOSITO DEFINITIVO IN OTTEMPERANZA ALLA PRESCRIZIONE N. 2 DELLA DETERMINA DIRETTORIALE PROT. 0000001 DEL 08/01/2018

AREA DI RIMODELLAMENTO “AREA TUMMINIA”

RELAZIONE GENERALE, TECNICA E GEOTECNICA

1. PREMESSE

La presente relazione è stata redatta nell’ambito della “*progettazione di n. 7 nuovi siti di deposito definitivo in ottemperanza alla prescrizione n. 2 della determina direttoriale prot. 0000001 del 08/01/2018*” e riguarda in particolare l’area di rimodellamento denominata “Area Tumminia” ed ha lo scopo di:

- ❖ definire l’inquadramento territoriale del sito;
- ❖ descrivere il progetto sia dimensionalmente che nelle sue varie fasi di realizzazione (conferimento e stesa dei materiali, opere di

drenaggio e canalizzazione delle acque meteoriche e selvagge, riqualificazione ambientale del sito; ect.);

- ❖ ricostruire il quadro geologico-strutturale, geomorfologico e idrogeologico nel quale si inserisce il sito in esame;
- ❖ accertare le caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei terreni di fondazione pervenendo alla definizione dei parametri caratteristici dei terreni;
- ❖ caratterizzare i terreni che saranno interessati dalle opere ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto in ottemperanza alle "Norme tecniche per le costruzioni", D.M. Ministero Infrastrutture e Trasporti del 14/01/2008, capitolo 3 Azioni sulle Costruzioni, punto 3.2.2.
- ❖ esporre i criteri ed effettuare le verifiche ed i calcoli delle opere geotecniche previste in progetto.

Gli elementi che in questa fase vengono utilizzati per il calcolo delle verifiche di stabilità e per le scelte delle opere di consolidamento più rispondenti alle necessità del caso sono quelli acquisiti grazie alle indagini in sito eseguite dal Committente per il progetto esecutivo dell'opera e per le successive varianti, le prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati, nonché le indagini sismiche e chimico-fisiche eseguite per il presente lavoro.

Tali dati sono stati integrati dalle informazioni desunte dalla letteratura geologica esistente e da precedenti esperienze lavorative nelle aree limitrofe.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area, denominata "Tumminia", è ubicata nel territorio del Comune di Villafrati e sarà utilizzata per il conferimento delle terre e rocce da scavo provenienti dai lavori inerenti l'"ammodernamento del tratto Palermo – Lercara Friddi, lotto funzionale dal km. 14,4 (km. 0,0 del lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km. 48,0 (km. 33,6 del lotto 2 – svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali ss n. 189 e ss n. 121".

Come visibile nella "Planimetria catastale" allegata, sono interessate le particelle n° 352, 100, 1065, 1066, 1072, 1073, 1069, 1097, 1098, 1099, 1101, 1102, 1103, 1104, 1105, 1106, 1107 e 1108 del foglio di mappa N. 1 del N.C.T. del Comune di Villafrati (PA).

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

3.1 Costruzione del rilevato artificiale

La finalità del presente studio è quella di verificare che gli standard di sicurezza imposti dalle NTC 2008 siano assicurati per l'esecuzione del rilevato artificiale di che trattasi.

Il rilevato artificiale sarà composto da banche inclinate di 20° di una altezza massima di 2,50 m separate tra di loro da pianori orizzontali di 4,00 m minimo.

In testa al rilevato dovranno essere garantite pendenze medie almeno pari allo 1% tali da consentire il naturale deflusso delle acque piovane.

Il rilevato artificiale sarà costituito da una variegata gamma di terreni provenienti dagli scavi dei lavori in oggetto e pertanto risulta impossibile caratterizzarli a priori.

Le caratteristiche dei terreni del rilevato dovranno essere pertanto verificate nel corso dei lavori.

La tipologia e la stesa dei materiali da apportare per la costituzione del rilevato dovrà essere eseguita a perfetta regola d'arte, secondo le norme capitolari tipiche di settore e le indicazioni specifiche del DL.

I terreni saranno posti in opera per strati sottili di spessore sofficie non superiore a 25 cm al fine di ottenere una efficace compattazione da parte dei mezzi meccanici.

Si richiede un numero minimo di passate di rullo dentato da 15 t pari a:

- ✓ corpo del rilevato: n. 4 passate;
- ✓ fascia frontale: n. 8 passate;

(ove per fascia frontale si intende la porzione planimetrica di rilevato compresa tra il piede dell'abbancamento e l'ideale parallela del ciglio distante 5,00 m da esso verso il centro del rilevato stesso).

Il rilevato strutturale dovrà comunque garantire il raggiungimento delle seguenti caratteristiche fisico-meccaniche minime:

- $\gamma_d \geq \gamma_{drif}$
- $c' = 0,01 \text{ kg/cm}^2$
- $\phi' = 21^\circ$

(ove $\gamma_{drif} = \gamma_d$ ottimo determinato con Prova Proctor Standard).

Durante l'esecuzione dovranno essere eseguite le necessarie prove in sito e di laboratorio finalizzate a verificare il raggiungimento delle anzidette caratteristiche minime.

In particolare saranno eseguite le seguenti prove:

- ❖ misura della densità secca in sito - n. 5 prove ogni 10.000 m³;
- ❖ misura della resistenza al taglio con prove di taglio diretto su campioni indisturbati. In particolare sono previste n. 15 prove totali distribuite in modo da eseguire n. 3 prove in corrispondenza del corpo del rilevato ed n. 12 in corrispondenza della fascia frontale.

I campioni in corrispondenza del rilevato esistente andranno prelevati, a discrezione della DL alle profondità di 2,50 m, 5,00 m, 7,50 m dal piano campagna.

La DL potrà richiedere a suo insindacabile giudizio, durante i lavori, una frequenza maggiore delle prove per un periodo di tempo da lei ritenuto necessario, ovvero ulteriori tipologie, al fine di garantire la buona qualità della compattazione ed il raggiungimento delle suddette caratteristiche per l'intero corpo del rilevato.

Nel caso in cui non dovessero essere raggiunti i minimi valori prescritti relativi alle caratteristiche di densità secca o delle caratteristiche meccaniche imposte si dovrà prevedere lo smontaggio dello strato o della porzione che non risulta soddisfare i requisiti richiesti.

I materiali provenienti dallo scotico superficiale che saranno utilizzati per la realizzazione del rilevato strutturale dovranno essere miscelati con i nuovi apporti di terreno e solo successivamente si procederà alla posa in opera del materiale a perfetta regola d'arte secondo le anzidette indicazioni.

Il rinverdimento sarà realizzato tramite posa in opera di uno strato di 20 cm di terreno vegetale ed il successivo spargimento del seguente miscuglio di essenze.

Graminacee	%	Leguminose	%
<i>Dactylis glomerata</i>	15	<i>Onobrychis viciifolia</i>	15
<i>Festuca arundinacea</i>	15	<i>Trifolium pratense</i>	15
<i>Bromus erectus</i>	10	<i>Lotus corniculatus</i>	10
<i>Poa trivialis</i>	10		
<i>Cynodon dactylon</i>	5		
<i>Agropyron repens</i>	5		

Alla base del rilevato artificiale saranno predisposte, secondo gli elaborati grafici, nastri di geotessuto drenante, poste in opera con inclinazione pari ad almeno 1%.

Il geocomposito drenante a nastro di larghezza 0.30 m è impiegato per la consolidazione di terreni saturi a matrice fine. Dovrà essere costituito da un nucleo drenante tridimensionale racchiuso da un non-tessuto filtrante; il filtro dovrà essere termosaldato sull'intera superficie del nucleo drenante, in modo che rimanga teso tra i canali di flusso, evitando la compenetrazione del filtro stesso all'interno della struttura drenante.

Per quanto riguarda le prestazioni idrauliche e meccaniche del geocomposito, i valori di seguito indicati sono da considerarsi come valori medi.

Il geocomposito dovrà avere uno spessore nominale non inferiore a 4 mm, una capacità drenante non inferiore a $140 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$, con gradiente idraulico 0,10 e sotto una pressione di 350 kPa applicata con macchinario avente entrambe le piastre di tipo flessibile al fine di simulare il comportamento del geocomposito interrato (norma EN ISO 12958).

Il geocomposito dovrà avere una resistenza a trazione non inferiore a 2,5 kN (norma EN ISO 10319), un allungamento a 1 kN non superiore al 3%, (norma EN ISO 10319). Il filtro dovrà possedere un valore della permeabilità all'acqua non inferiore a 70 mm/s (norma EN ISO 11058) ed

un valore dell'apertura caratteristica apparente non superiore a 75 mm (norma EN ISO 12956).

Il materiale dovrà essere marcato CE e prodotto da aziende operanti secondo gli standard della certificazione ISO 9001:2000; tale certificato dovrà essere sottoposto alla D.L. preventivamente alla fornitura. Ogni fornitura dovrà essere documentata da una dichiarazione di conformità redatta dal produttore secondo le modalità previste dalla normativa CE.

In corrispondenza delle aree in cui sono già presenti cumuli di terreno temporanei si provvederà ad eseguire perforazioni sub-orizzontali della lunghezza minima di 20,00 m attrezzati con tubi micro fessurati in analogia planimetrica agli anzidetti geotessuti drenanti.

Lungo il bordo delle aree soggette a rimodellamento è prevista la realizzazione di una canaletta prefabbricata in calcestruzzo secondo la geometria riportata negli elaborati grafici.

Dovrà essere sempre garantita una pendenza non inferiore al 1% per garantire il naturale deflusso delle acque.

Lungo un tratto di lunghezza complessiva pari a circa 413 m ed adiacente al fiume Mulinazzo, poiché i tiranti idraulici per T=300anni valutati nel progetto originale sono ad una quota superiore del piede del rilevato artificiale (al massimo pari a circa 90 cm), si prevede l'inserimento di un'opera in gabbioni riempiti di pietrame ed opportuna impermeabilizzazione posta a sua difesa.

In particolare si prevede l'inserimento di gabbioni metallici a scatola di dimensioni 1,00 m x 1,00 m x 1,00 m oppure 2,00 m x 1,00 m x 1,00 m, posti in opera a filari sovrapposti ($H_{max} = 2,00$ m), marcati CE in accordo con la direttiva europea 89/106/CE e realizzati in accordo con le "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e utilizzo di

prodotti in rete metallica a doppia torsione", approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con Parere n.69, reso nell'adunanza del 2 luglio 2013 e con UNI EN 10223-3:2013 e provvisti di marcatura CE in conformità con certificazione ETA. La rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 6x8 o 8x10 cm, tessuta con trafilato di ferro di Ø da 2,70 a 3,00 mm, conforme alle norme UNI-EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche ed UNI-EN 10218-2 per le tolleranze sui diametri, rivestito con zincatura forte (UNI-EN 10244-2 Classe A). La galvanizzazione dovrà superare un test d'invecchiamento secondo la normativa UNI ISO EN 6988. La resistenza nominale a trazione della rete dovrà essere pari a 50 kN/m. Gli elementi saranno assemblati utilizzando, sia per le cuciture che per i tiranti, del filo delle stesse caratteristiche di quello della rete con \varnothing 2,20 mm e galvanizzazione ≥ 230 g/m² o punti metallici meccanizzati galvanizzati con Galmac \varnothing 3 mm e carico di rottura \geq a 1770 MPa. I gabbioni saranno successivamente riempiti con pietrame in scapoli di idonea pezzatura o ciottoli di adeguate dimensioni aventi peso specifico non inferiore a 20 N/m³ e di natura non geliva. Le suddette caratteristiche devono essere accertate e documentate dalla D.L. compresa la preparazione della sede di appoggio e quanto altro occorre per dare l'opera finita a perfetta regola d'arte.

Alla base dei gabbioni sarà predisposto un geocomposito bentonitico o equivalente con funzione impermeabilizzante. Il geocomposito è costituito da due geotessili in polipropilene di cui uno tessuto del peso unitario non inferiore a 100 g/mq e uno non tessuto del peso unitario non inferiore a 200 g/mq, che racchiudono uno strato di bentonite calcica e/o sodica ad elevata prestazione. Lo strato di bentonite deve avere un peso unitario non inferiore a 4800 g/mq. Il geocomposito dovrà essere saldamente unito mediante

cuciture parallele poste a breve distanza tra loro. Il materiale dovrà essere correlato da opportune certificazioni che attestino il tipo di granulo utilizzato e che le caratteristiche del manto ottenuto siano equivalenti o migliori di quello previsto, ogni rotolo dovrà essere fornito di numero di matricola per il riconoscimento, la certificazione di qualità deve essere relativa per ogni rotolo fornito e dovrà essere dotato di marcatura CE. Le giunzioni dei teli verranno effettuate mediante sovrapposizione degli stessi di circa 25 cm, previa stesura di una striscia di impasto bentonitico, e successiva copertura con uno strato di terreno. Il geocomposito dovrà garantire le seguenti caratteristiche:

- ✓ resistenza a trazione longitudinale ≥ 10 kN/m (EN 10319);
- ✓ allungamento a rottura $\leq 20\%$ (EN 10319);
- ✓ punzonamento statico ≥ 1850 N (EN 12236);
- ✓ spessore in condizione asciutta $\geq 6,5$ mm;
- ✓ coefficiente di permeabilità $\leq 5 \times 10^{-11}$ m/s.

3.2 Determinazione del volume di rimodellamento

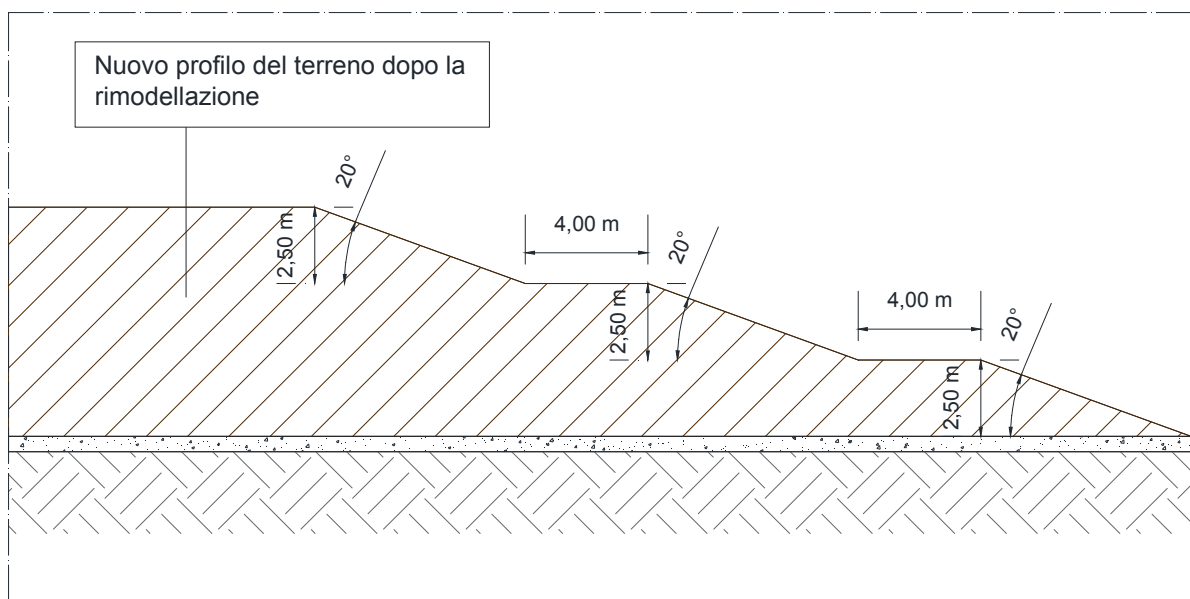
A partire dalla planimetria di rilievo è stata discretizzata l'intera area definendo un asse principale centrale ed una serie di sezioni trasversali ortogonali all'asse.

Nella tavola di rilievo sono state, quindi, riportate e numerate le varie sezioni trasversali indicando le distanze progressive calcolate a partire dal punto zero, individuato all'intersezione tra l'asse centrale e l'inizio dell'area di ricolmo.

Sulle singole sezioni trasversali è stato individuato il profilo di progetto della superficie di ricolmo, creata secondo i seguenti criteri:

- ✓ pendenza massima delle scarpate create con il terreno rimodellato 20° ;
- ✓ realizzazione di banche di larghezza compresa tra i 0.00 e i 2.50 m. poste a determinati intervalli lungo le scarpate rimodellate.

Con tale criterio il profilo di ricolmo è costituito da una serie di gradonature formate da tratti di scarpata a 20° e banche sub orizzontali di larghezza tale da soddisfare i criteri sopraindicati.



Una volta determinato il profilo di progetto nella singola sezione è stata calcolata la superficie del ricolmo nella singola sezione.

E' stata, quindi, creata la tabella di calcolo del volume di ricolmo, presentata al paragrafo successivo e nella tavola della planimetria di progetto, dove sono riportate in colonne successive.

- numero della sezione;
- superficie di ricolmo di ciascuna sezione;
- superficie mediata tra due sezioni successive;
- distanza tra le due sezioni sopradette;
- volume medio del tratto tra le due sezioni determinato come prodotto della distanza per la superficie media.

La somma dei volumi medi dei tratti tra le sezioni determina il volume totale di ricolmo.

Una volta determinata la configurazione plano-altimetrica finale dell'area rimodellata si è previsto l'intervento naturalistico di sistemazione a verde dell'intera area rimodellata tramite la piantumazione di vari tipi di essenze autoctone, sia erbacee che arbustive, secondo la disposizione presentata nella planimetria di sistemazione finale.

3.3 Computo dei volumi

Nella seguente tabella è presentato il computo dei volumi per il rimodellamento.

AREA TUMMINIA				
Numero Sezione	Area della sezione i (Si) [m ²]	Area media tra le sezioni i ed i+1 Sm = (Si+Si+1)/2 [m ²]	Distanza tra le sezioni i ed i+1 (D) [m]	Volume medio tra le sezioni i ed i+1 Vm = Sm x D [m ³]
Start	0,00			
		143,225	47,45	6796,03
1	286,45			
		174,51	30,00	5235,30
2	62,57			
		149,91	30,00	4497,30
3	237,25			
		365,575	30,00	10967,25
4	493,90			
		441,37	30,00	13241,10
5	388,84			
		303,465	30,00	9103,95
6	218,09			
		259,985	30,00	7799,55
7	301,88			
		425,245	30,00	12757,35
8	548,61			
		614,49	30,00	18434,70
9	680,37			
		581,69	30,00	17450,70
10	483,01			
		328,77	30,00	9863,10
11	174,53			
		174	30,00	5220,00
12	173,47			
		86,735	43,94	3811,14
End	0,00			
Volume rilevato temporaneo esistente (V1)				185 000,00 m³
Volume di terre ancora da conferire (V2)				- 59 822,54 m³
Volume terreno di scotico superficiale (V3)				20 250,50 m³
Volume totale rilevato (V4)=(V1)+(V2)+(V3)				145 427,96 m³

3.4 Idoneità del sito a ricevere le terre e rocce da scavo

In relazione all' idoneità del sito a ricevere le terre e rocce da scavo provenienti dai lavori indicati in epigrafe, come si evince da tutti gli elaborati allegati, si può dire che:

- ✓ l' area direttamente interessata dallo studio è caratterizzata dalla esclusiva presenza in affioramento dei depositi alluvionali terrazzati

riferibili granulometricamente ad argille limose debolmente sabbiose, sabbie e ghiaie di spessore pari a 8 m. Detti terreni sono ricoperti dal terreno vegetale di spessore medio pari a 0.5 m e poggiano sulla frazione argillosa della Fm. Portella Colla, che rappresenta il substrato impermeabile non affiorante nell'area in studio e che si presenta alterata alla profondità compresa tra 8.5 e 10.00 m;

- ✓ da un punto di vista geomorfologico, l'area direttamente interessata dallo studio è caratterizzata da una ampia pianura sub-orizzontale in cui non sono presenti segni di dissesto attivo. Ciò è confermato dal P.A.I. (Piano Assetto Idrogeologico) redatto dall'A.R.T.A. (Assessorato Regionale Territorio ed Ambiente) che esclude la nostra area da qualunque tipo di pericolosità e rischio geomorfologico ed idraulico. Si mette in evidenza la presenza di aree interessate da “colamenti lenti” attivi indicati dal P.A.I. con i codici (035-6VF-017 e 035-6VF-015) che interessano il versante opposto ed esterno all'area direttamente interessata dallo studio;
- ✓ Questi fenomeni geodinamici sono legati all'attività erosiva del corso d'acqua che in questo tratto ha un andamento meandriforme con attività erosiva lungo il lato convesso e con prevalente sedimentazione lungo il lato concavo che è proprio quello che delimita la nostra area;
- ✓ da quanto detto prima se ne deduce che l'evoluzione morfogenetica del versante interessato dal nostro progetto non potrà essere coinvolto dall'attività erosiva del corso d'acqua. Da evidenziare, inoltre, che i versanti argillosi sono caratterizzati dalla frequente presenza di diffusi fenomeni geodinamici di vario tipo ma che non

influenzano la stabilità del sito in progetto né è ipotizzabile che lo influenzeranno nel futuro;

- ✓ vista la natura dei terreni presenti e dai dati forniti dal committente si può affermare che il livello piezometrico si attesta a limitate profondità e nei periodi di pioggia intensa detto livello può raggiungere il piano campagna;
- ✓ i terreni scavati sono perfettamente compatibili con il sito in progetto in quanto afferenti alle stesse formazioni geologiche;
- ✓ tenuto conto che il Piano Territoriale Paesistico della Provincia di Palermo è in fase di redazione, relativamente alla verifica dei vincoli paesaggistici presenti nell'area in studio si fa riferimento alla "Carta dei vincoli" allegata allo Studio di Impatto Ambientale presentato dal Committente al MATTM ed approvato dalla CTVIA con parere n. 19 del 11/04/2008;
- ✓ l'area non interessa zone tutelate (ZSC, SIC, ZPS, IBA, Riserve e Parchi);
- ✓ per quanto riguarda il "vincolo archeologico" l'area non si trova all'interno di aree sottoposte a vincolo;
- ✓ per quanto riguarda il vincolo idrogeologico, l'area si trova all'esterno delle aree soggette a vincolo idrogeologico R.D. 3267/23;
- ✓ l'area si trova all'interno di un'Area tutelata per legge – Fiumi, torrenti e corsi d'acqua Fiumi, torrenti e corsi d'acqua iscritti negli elenchi di cui al R.D. 11/12/33 n.1775 e relative sponde o argini; lettera c comma 1 art. 142 D. Lgs 22/01/04 n.42 (ex art. 146 lett. c D.L. 490/99 ed ex L. 431/85) e, quindi, il progetto è da sottoporre all'approvazione della competente Soprintendenza BB.CC.AA.;

- ✓ l'area è inserita, da un punto di vista urbanistico, nella Zona E “*Verde Agricolo*” e gli interventi di rimodellamento morfologico previsti sono conformi alle norme di attuazione del PRG;
- ✓ il progetto è da un punto di vista ambientale compatibile e coerente con le norme vigenti e mira a raggiungere i seguenti obiettivi:
 - ❖ protezione e valorizzazione dell'agricoltura in quanto presidio dell'ecosistema e riconoscimento del suo ruolo di tutela ambientale nelle aree marginali;
 - ❖ conservazione della biodiversità delle specie agricole e della diversità del paesaggio agricolo;
 - ❖ tutela dell'agricoltura da fattori di inquinamento antropico concentrato;
 - ❖ conservazione dei valori paesistici, mantenimento degli elementi caratterizzanti l'organizzazione del territorio e dell'insediamento agricolo.

3.5 Descrizione e sistemazione finale dell'area

L'intervento prevede il rimodellamento dell'area disponibile con materiale proveniente da scavi.

Il rimodellamento morfologico sarà eseguito in fasi, come di seguito specificato.

I fase:

- ✓ Individuazione di una rete di capisaldi per il controllo planovolumetrico;
- ✓ Asportazione del terreno vegetale e suo abbancamento in aree limitrofe (circa 0,50 m di spessore).

In questa fase sono previsti scavi e movimentazioni di terreno di limitata entità.

II fase:

- ✓ Stesa dei materiali e compattazione in strati dello spessore massimo di 0,25 m. La compattazione sarà ottenuta mediante utilizzo di rullo-compattatore. Il deposito del materiale sarà naturalmente funzione della quantità di materiale prodotta dall'attività di cantiere. I lavori sia durante la fase di sbancamento che in fase di rinterro saranno oggetto di controllo plano-altimetrico al fine di verificare il rispetto delle quote finali.

III fase:

- ✓ Riprofilatura del pendio con banche inclinate di 20° di una altezza massima di 2,50 m separate tra di loro da pianori orizzontali di 4,00 m minimo;
- ✓ Realizzazione di canalette per l'evacuazione delle acque meteoriche;
- ✓ Pettinatura e stesa di un adeguato spessore di coltivo vegetale tale da garantire al rimodellamento un profilo ad unica pendenza di almeno 0,1%;
- ✓ Piantumazione specie arboree.

Si prevede in particolare la piantumazione a sesto regolare con interasse 7,00 m di Ulivi di varietà Biancolilla in testa al rilevato e di piante di Robinia Pseudoacacia nelle sottostanti banche con interasse pari a 12,00 m.

In tale fase si provvederà all'avvio del progetto di ripristino ambientale dell'area mediante spandimento del coltivo vegetale di scotico

dell'area e terre derivanti dall'attività di cantiere, opportunamente miscelate con concime organico e torba.

Nella seguente immagine satellitare è visibile la zona prima della realizzazione dell'intervento in oggetto.



4. INDAGINI

Ai fini della realizzazione del presente studio è stata prevista la realizzazione di un programma di indagine finalizzato all'approfondimento delle conoscenze geologico-idrologico-geotecniche dell'area.

4.1 Prescrizioni delle NTC

Le NTC (6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA) prescrivono che “è responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.”

Prescrivono in particolare che:

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di *opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.*

- ✓ *I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.*
- ✓ *Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.*
- ✓ *Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce*

comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

La Circolare (C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA) fornisce ulteriori precisazioni tra cui le più significative sono nel seguito riportate.

Tra i dati geotecnici necessari per il progetto dell'opera devono in particolare essere presi in considerazione:

- ❖ *la successione stratigrafica*
- ❖ *il regime delle pressioni interstiziali*
- ❖ *le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli altri elementi significativi del sottosuolo*
- ❖ *le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione di opere di materiali sciolti.*

Le indagini geotecniche devono permettere un'adeguata caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, che è la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa. Il volume significativo ha forma ed estensione diverse a seconda del problema in esame e deve essere individuato caso per caso, in base alle caratteristiche dell'opera e alla natura e caratteristiche dei terreni.

Indagini e prove geotecniche in sito

Il tipo e la tecnica esecutiva delle perforazioni di sondaggio devono essere scelti in funzione della natura dei terreni e delle operazioni da compiere nel corso del sondaggio (prelievo di campioni indisturbati, installazione di strumenti di misura, esecuzione di prove, ecc.).

La posizione dei punti di indagine e la loro quota assoluta devono essere rilevate topograficamente e riportate in planimetria.

I risultati delle indagini e prove geotecniche in sito devono essere documentati con:

- *una planimetria della zona con indicate le posizioni delle verticali di indagine;*
- *indicazioni sui tipi e le caratteristiche delle attrezzature impiegate;*
- *i profili stratigrafici ottenuti dalle perforazioni di sondaggio e dagli scavi esplorativi;*
- *i particolari esecutivi delle prove e delle misure eseguite;*
- *i risultati delle prove e delle misure eseguite;*
- *le notizie di eventuali eventi particolari verificatisi durante l'esecuzione dei lavori e ogni altro dato utile per la caratterizzazione del sottosuolo.*

4.2 Indagini effettuate ed utilizzate

Sono state eseguite n. 5 misure di microtremore ambientale, a partire dal piano di campagna, con un tromografo digitale progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico e sono state utilizzate le seguenti prove eseguite durante le varie campagne di indagini a supporto della progettazione:

- ✓ n. 1 sondaggio a carotaggio continuo denominato SD1bisINCL eseguito nell'ambito della campagna di indagine del progetto definitivo (2009-2010);
- ✓ n. 1 sondaggio a carotaggio continuo denominato SD2DH eseguito nell'ambito della campagna di indagine del progetto definitivo (2009-2010);

- ✓ n. 1 prova CPT denominata CPT3 eseguita nell'ambito della campagna di indagine del progetto definitivo (2009-2010);
- ✓ n. 3 prove DPSH e CPT denominate DPSH (CPT-01), DPSH (CPT-02) e DPSH (CPT-03) eseguite nell'ambito della campagna di indagine integrativa – 2° Fase nell'anno 2016.

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni sono stati utilizzati i dati derivanti dalle prove di laboratorio ed in sito effettuati sui terreni dello stesso tipo litologico nell'ambito delle varie fasi di progettazione nonché i dati acquisiti dalle pubblicazioni scientifiche e dall'esperienza maturata su questi terreni, nonché per coerenza dalla caratterizzazione geotecnica allegata al progetto originale.

5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione geologica del sito è stata sviluppata sulla base dei rilievi geologici e dei risultati delle indagini in situ eseguite sul sito in oggetto.

5.1 Modellazione geologica - Prescrizioni delle NTC

Le NTC (6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito) indicano che:

- ❖ *La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.*
- ❖ *In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.*
- ❖ *Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.*
- ❖ *Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.*

La Circolare (C6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito) fornisce alcune ulteriori indicazioni circa i criteri da utilizzare e gli obiettivi dello studio, di cui si riportano nel seguito i più significativi passaggi:

- *Lo studio geologico deve essere esteso ad una zona significativamente estesa, in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si colloca.*
- *I metodi e le tecniche di studio, l'approfondimento e il dettaglio delle analisi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica del sito, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.*
- *Lo studio geologico deve definire, con preciso riferimento al progetto, i lineamenti geomorfologici della zona nonché gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale, con la descrizione della natura e della distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità; inoltre, deve illustrare i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità e fornire lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.*
- *Il piano delle indagini specifiche sui terreni e sulle rocce nel sito di interesse deve essere definito ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica di dettaglio che possa risultare adeguata ed utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo.*

5.2 Sintesi dello studio geologico

Si riporta nel seguito uno stralcio della relazione geologica da cui si evidenzia la caratterizzazione geologica del territorio in esame.

I tipi litologici affioranti nell'area studiata sono riferibili ad un ampio periodo di tempo che va dall'Oligocene Sup. - Miocene inf. all'Attuale e che distinguiamo dal più recente al più antico.

Entrando nel particolare, i terreni affioranti sono:

- **DETRITO DI FALDA (Attuale):** *si tratta di ghiaie e ciottoli quarzarenitici a spigoli vivi immersi in una matrice sabbioso limosa di colore avana scuro.*
- **DEPOSITI ALLUVIONALI (Attuale):** *Comprendono i depositi ubicati lungo gli alvei dei corsi d'acqua. Si tratta di rocce prevalentemente sciolte costituite da sabbie limose e limi sabbiosi con intercalazioni di sabbie grossolane e ghiaie. I limi sono costituiti in prevalenza da minerali argillosi e sono privi di tessitura.*
- **DEPOSITI ALLUVIONALI TERRAZZATI (Recente):** *Si tratta di rocce prevalentemente pseudocoerenti e sciolte costituite argille limose, sabbie e ghiaie. Le sabbie presentano granulometria variabile da fine a grossolana. Le ghiaie sono caratterizzate da sporadici clasti quarzarenitici arrotondati di dimensioni da millimetriche a decimetriche. Questi terreni interessano direttamente le aree di progetto.*
- **FM. PORTELLA COLLA (Oligocene Sup. - Miocene inf.):** *Questa formazione è costituita prevalentemente da peliti di colore bruno talora manganesifere, con laminazione pian-parallela cui si alternano in subordinate strati centimetrici di siltiti ed arenarie a grana fine (Frazione argillosa). Si trovano intercalati a luoghi*

biocalcareniti risedimentate, quarzoareniti e/o conglomerati prevalentemente quarzosi. La frazione argillosa di questa formazione costituisce il substrato impermeabile mentre la parte alta del Fiume Mulinazzo è, invece, caratterizzata dalla presenza della frazione quarzarenitica-conglomeratica della stessa formazione geologica costituita da strati e banchi di conglomerati più o meno cementati e quarzareniti spesso a consistenza litoide.

Dai dati delle indagini in nostro possesso e fornite dal Committente, dai rilievi geologici e dalle indagini tomografiche eseguite per il presente studio, si può dire che l'area direttamente interessata dal progetto è caratterizzata in affioramento dalla esclusiva presenza dei depositi alluvionali terrazzati riferibili granulometricamente ad argille limose debolmente sabbiose, sabbie e ghiaie di spessore pari a 8 m.

Detti terreni sono ricoperti dal terreno vegetale di spessore medio pari a 0.5 m e poggiano sulla frazione argillosa della Fm. Portella Colla, che rappresenta il substrato impermeabile non affiorante nell'area in studio e che si presenta alterata alla profondità compresa tra 8.5 e 10.00 m.

6. VERIFICHE IDRAULICHE

L'area Tumminia è in prossimità del Fiume Mulinazzo ed è parzialmente coinvolta dalle aree soggette ad esondazione per $T = 300$ anni inserite nello studio idraulico di cui al progetto esecutivo dell'opera stradale di che trattasi.

Riportando nelle sezioni allegate i tiranti idraulici desunti dal predetto studio si evince che in corrispondenza di alcune sezioni il rilevato artificiale è sottoposto ad un tirante idrico al massimo pari a circa 90 cm.

Al fine di rivalutare il tirante idraulico considerando l'ingombro del rilevato (difeso da una fila di gabbioni metallici riempiti di pietrame e con impermeabilizzazione di monte tramite membrana artificiale) è stato condotto un calcolo cautelativo, seppure approssimato, ipotizzando il moto uniforme.

Si considera la portata massima transitabile in alveo per $T = 300$ anni, in accordo con gli studi idraulici di progetto, pari a $139,17 \text{ m}^3/\text{s}$ (cautelativa in quanto relativa ad una sezione di chiusura del bacino molto più a valle ovvero "bacino M6").

Sono stati utilizzati i coefficienti di scabrezza relativi ad alvei ed aree inondabili naturali come previsti nel progetto originale e quindi pari a $0,03 \text{ m}^{(-1/3)} \text{ s}$.

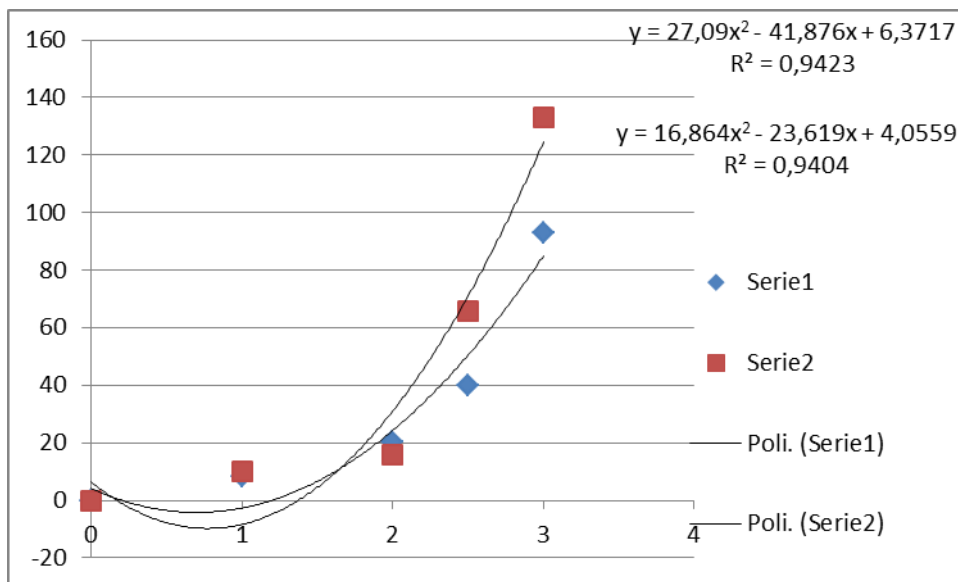
La pendenza dell'alveo è stata considerata cautelativamente la minima riscontrata lungo il percorso ovvero pari a 1%.

Dall'applicazione delle precedenti condizioni se ne deducono i nuovi tiranti riportati negli elaborati grafici.

Nel seguito si riportano i calcoli eseguiti per determinare gli anzidetti tiranti.

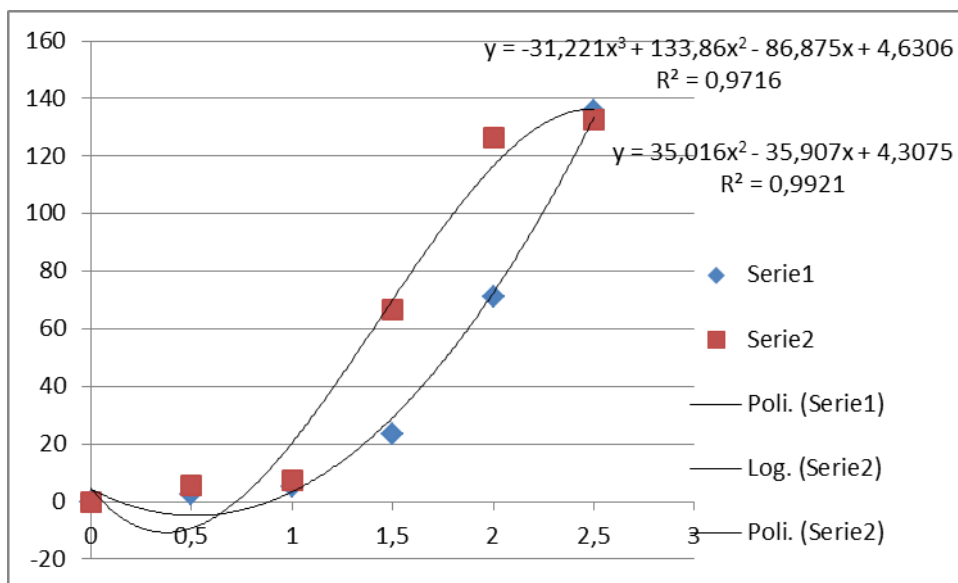
SEZIONE 4

Qrif [m3/s]	H (m slm)	Ks [m ^{1/3} /s]	A [m2]	P [m]	i	Q [m3/s]
139,17	2,544804	33	53,16191	75,24082	0,01	139,1701



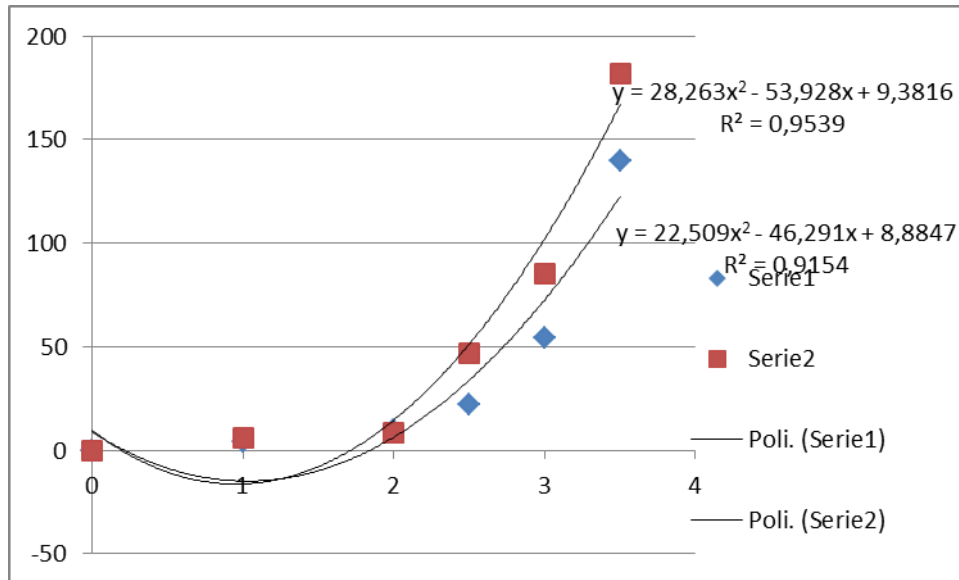
SEZIONE 6

Qrif [m3/s]	H (m slm)	Ks [m ^{1/3} /s]	A [m2]	P [m]	i	Q [m3/s]
139,17	1,888256	33	61,35582	107,6692	0,01	139,1701



SEZIONE 8

Qrif [m3/s]	H (m slm)	Ks [m ^{1/3} /s]	A [m2]	P [m]	i	Q [m3/s]
139,17	2,875238	33	61,86882	109,934	0,01	139,17



7. CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO

Le NTC definiscono i criteri da adottare per la definizione del modello geotecnico del terreno da utilizzare per la progettazione degli interventi.

7.1 Caratterizzazione e modellazione geotecnica

I risultati delle indagini e prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, devono essere interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati. I parametri geotecnici da valutare per l'esecuzione delle analisi e delle verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio dipendono dai modelli costitutivi adottati per descrivere il comportamento meccanico dei terreni.

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi.

FASE 1

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.

FASE 2

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali (Es. angolo di resistenza di picco, residuo o critico).

Nel caso in esame il modello geotecnico è finalizzato alla esecuzione delle verifiche previste dalle norme per la valutazione della stabilità della scarpata.

Ai fini delle verifiche suddette i parametri appropriati da utilizzare sono i valori minimi dei parametri meccanici dell'angolo di resistenza e della coesione in condizioni drenate e non drenate, nonché il modulo edometrico per la deformabilità.

Un aspetto cruciale riguarda il passaggio dai valori rappresentativi dei parametri geotecnici ai corrispondenti valori caratteristici. La seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella scelta dei valori caratteristici è necessario tener conto, come già esposto, della specifica verifica e delle condizioni costruttive che ad essa corrispondono.

La Circolare fornisce un utile chiarimento circa il criterio base da utilizzare per effettuare tale scelta.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a

valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

7.2 Modello geotecnico

Il modello geotecnico viene realizzato sulla base delle indagini eseguite e citate nei paragrafi precedenti.

Nel complesso i terreni, distinti per caratteristiche litologiche e strutturali principali, possono essere ricondotti alle seguenti tipologie di strati:

- **Terreno compattato proveniente dagli scavi:** terreni relativi alle attività di scavo effettuate nell'ambito dei lavori di che trattasi;
- **Depositi alluvionali terrazzati**
- **Formazione Portella Colla** – frazione alterata
- **Formazione Portella Colla** – frazione inalterata

Per l'area in esame, in accordo con quanto indicato dalla relazione geologica, il livello piezometrico si imposta a limitate profondità e nei periodi di pioggia intensa detto livello può raggiungere il piano campagna.

La caratterizzazione geotecnica è stata eseguita in coerenza con quanto riportato al capitolo 10 della relazione geotecnica della perizia di variante n. 2 dei lavori di che trattasi, cautelativamente considerando sempre i valori minimi e secondo le indicazioni date dal geologo incaricato per la redazione della variante n. 2 che ha indicato le seguenti corrispondenze con la relazione geotecnica di progetto:

- **Depositi alluvionali terrazzati e recenti => Unità LSA**
- **Fm. Portella Colla => Unità AG**

7.3 Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni

TERRENO compattato proveniente dagli scavi

(caratteristiche minime che dovrà presentare il rilevato da dimostrare nel corso dei lavori con prove in situ ed in laboratorio)

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m³)	18,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m³)	20,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	21
Coesione drenata c' (kN/m²)	1,0
Coesione non drenata c_u (kN/m²)	40

Inviluppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 1 + \sigma \tan 21^\circ$ (kPa)

TERRENO Depositi alluvionali terrazzati

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	19,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	20,00
Angolo di resistenza al taglio φ' (°)	22
Coazione drenata c' (kN/m ²)	5
Coazione non drenata c_u (kN/m ²)	50

Inviluppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 5 + \sigma \tan 22^\circ$ (kPa)

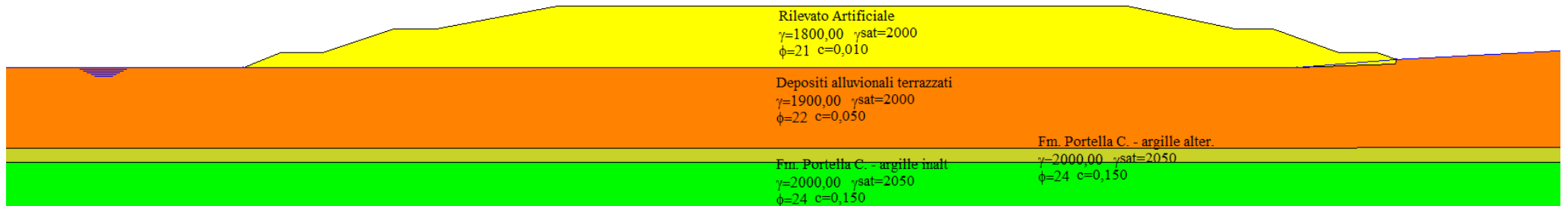
TERRENO Fm. Portella Colla – frazione alterata ed inalterata

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	20,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	20,50
Angolo di resistenza al taglio φ' (°)	24
Coazione drenata c' (kN/m ²)	15
Coazione non drenata c_u (kN/m ²)	40

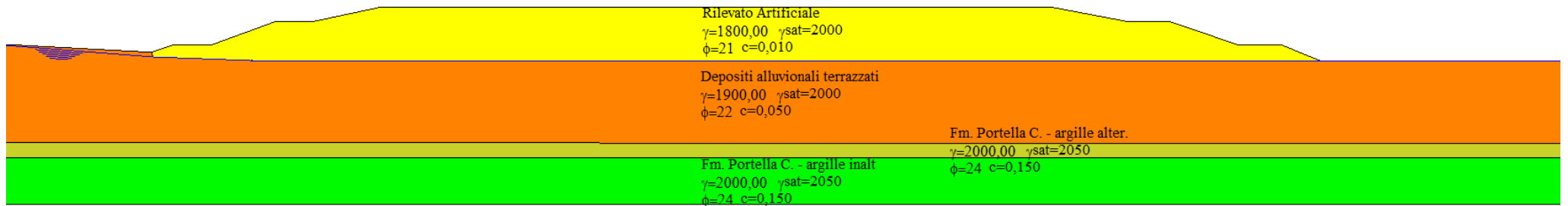
Inviluppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 15 + \sigma \tan 24^\circ$ (kPa)

Gli schemi geotecnici utilizzati sono riferiti alle sezioni “9 lato a” , “9 lato b” e “3 lato a”, ritenute essere le più cautelative da punto di vista della sicurezza dell’opera.

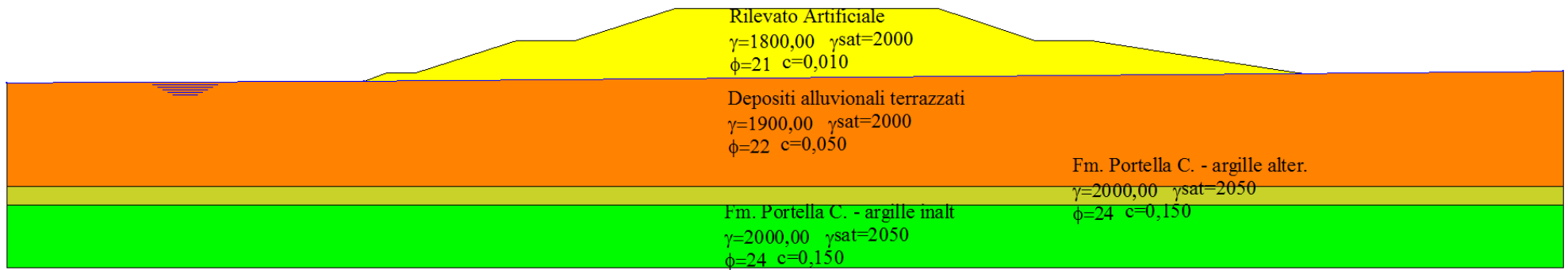
SEZIONE 9 lato a



SEZIONE 9 lato b



SEZIONE 3 lato a



7.4 Valutazione dell'azione sismica

Ai fini della valutazione dell'azione sismica si considerano i seguenti parametri:

- ✓ Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
- ✓ Classe d'uso: Classe II
- ✓ Vita nominale: 50.0 [anni] (verifica definitiva)
- ✓ Vita di riferimento: 50.0 [anni] (verifica definitiva)
- ✓ Categoria sottosuolo: C
- ✓ Categoria topografica: T1

Da cui si desumono:

- $K_h = 0,025$
- $K_v = 0,5 k_h$

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- *NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.*
- *CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)*
- *Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.*

8.2 Criteri generali di progetto e verifica di sicurezza

(NTC 6.4.1)

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

(Circolare C6.4.1)

La circolare, sulla base del presupposto che “*Il comportamento delle fondazioni è condizionato da numerosi fattori*”, elenca quelli che generalmente occorre considerare:

- a) *Terreni di fondazione:*
 - ✓ *successione stratigrafica;*
 - ✓ *proprietà fisiche e meccaniche dei terreni;*

- ✓ *regime delle pressioni interstiziali.*
- b) *Opere in progetto:*
 - *dimensioni dell'insieme dell'opera;*
 - *caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento alla sua attitudine a indurre o a subire cedimenti differenziali;*
 - *sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera;*
 - *distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi in fondazione, distinguendo i carichi permanenti da quelli variabili, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.*
- c) *Fattori ambientali:*
 - ❖ *caratteri morfologici del sito;*
 - ❖ *deflusso delle acque superficiali;*
 - ❖ *presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.*

8.2.1 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni attese

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right], \quad (6.2.2b)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]. \quad (6.2.3)$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle:

- ✓ azioni di progetto γF F_k ,*
- ✓ dei parametri di progetto $X_k/\gamma M$*
- ✓ della geometria di progetto *ad.**

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γR che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Coefficienti parziali

La verifica condizione $E_d < R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per

- le azioni (A_1 e A_2),*
- per i parametri geotecnici (M_1 e M_2)*
- per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3).*

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Approccio 1

sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- ❖ la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno*
- ❖ la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.*

Approccio 2

è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche

LE N.T.C. PREVEDONO DUE APPROCCI PROGETTUALI,
DISTINTI E ALTERNATIVI

Amplificato Parzialmente amplificato Ridotto Valore caratteristico

AZIONI	PARAMETRI MECCANICI	RESISTENZE	AP1-C1 (STR)
AZIONI	PARAMETRI MECCANICI	RESISTENZE	AP1-C2 (GEO)
AZIONI	PARAMETRI MECCANICI	RESISTENZE	AP2 (STR/GEO)

Approccio 1 (AP1)

Combinazione 1 (AP1- C1):	A1 + M1 + R1	(STR)
Combinazione 2 (AP1- C2):	A2 + M2 + R2	(GEO)

Approccio 2 (AP2) A1 + M1 + R3 (STR/GEO)

Azioni (NTC 6.2.3.1.1)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1.

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Resistenze (NTC 6.2.3.1.2)

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0	1,0

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) (NTC C6.2.3.1)

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata degli eurocodici, sono così identificati:

EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR – raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

STABILITA' DEI PENDII

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Prescrizioni specifiche per la stabilità dei pendii (NTC 6.3.5 e Circolare C6.3.5)

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve essere effettuata solo dopo aver individuato le cause promotrici della frana e dipende, oltre che da queste, da forma e posizione della superficie di scorrimento.

La valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione lungo la superficie di scorrimento critica deve essere accompagnata da valutazioni del grado di sicurezza lungo superfici di scorrimento alternative a quella critica.

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

Nel dimensionamento degli interventi di stabilizzazione devono essere valutate le condizioni di stabilità iniziali, prima dell'esecuzione dell'intervento, e quelle finali, ad intervento eseguito, in modo da valutare l'incremento del margine di sicurezza rispetto al cinematismo di collasso critico potenziale o effettivo. In dipendenza della tipologia di intervento deve essere valutata l'evoluzione temporale dell'incremento del coefficiente di sicurezza nel tempo, per garantire il raggiungimento di condizioni di stabilità adeguate in tempi compatibili con i requisiti di progetto. In ogni caso, le condizioni di stabilità devono essere verificate non solo lungo il cinematismo di collasso critico originario, ma anche

lungo possibili cinematismi alternativi che possano innescarsi a seguito della realizzazione dell'intervento di stabilizzazione.

DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI (NTC e Circolare 6.11)

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad es. i depositi di rifiuti solidi urbani e industriali, i materiali di risulta di scavi e demolizioni, le discariche minerarie).

L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona e alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza e alle possibili influenze sulla circolazione idrica, superficiale e sotterranea, e sulla quantità delle acque.

In merito ai provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo, si richiama la necessità di far ricorso ad un'adeguata strumentazione di controllo laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni del territorio.

Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

Verifiche di sicurezza (NTC 6.11.1.4)

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, e la stabilità delle pareti laterali.

In particolare, nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pretrattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

In particolare vengono eseguite le verifiche relative alla stabilità globale del pendio utilizzando la combinazione A2 + M2 + R2.

8.3 Metodologie di calcolo delle verifiche di stabilità globale

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

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

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

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

l	lunghezza della base della striscia
α	angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
b	larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
ϕ	angolo di attrito lungo la base della striscia
c	coesione lungo la base della striscia
γ	peso di volume del terreno
u	pressione neutra
W	peso della striscia
N	sforzo normale alla base della striscia
T	sforzo di taglio alla base della striscia
E_s, E_d	forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
X_s, X_d	forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra

E_a, E_b forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio

ΔX variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$

ΔE variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Metodo di Morgenstern e Price

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

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

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

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

$$\frac{dE}{dx} (Kx + L) + KE = Nx + P$$

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

le cui condizioni al contorno sono:

$$E(x) = E_a \quad \text{quando } x = x_0$$

$$E(x) = E_b \quad \text{quando } x = x_n$$

$$M = E(y - y_t) = \int_{x_0}^{x_n} (X - E dy / dx) dx = 0$$

I termini del sistema sono dati da:

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

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

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

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

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

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

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

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

- ✓ si assegnano due valori ad \mathbf{F} ed a λ ;
- ✓ si calcolano \mathbf{M}_i ed \mathbf{E}_i dalle equazioni riportate;
- ✓ si calcolano $\delta\lambda$ e $\delta\mathbf{F}$;
- ✓ si incrementano $\lambda = \lambda + \delta\lambda$ ed $\mathbf{F} = \mathbf{F} + \delta\mathbf{F}$;

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

dove gli incrementi per λ ed F sono espressi da:

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

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

dove M_n ed E_n sono i valori di M ed E all'ultima striscia.

VERIFICA DELLE SPINTE

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso

spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- ❖ si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- ❖ si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- ❖ dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il rilevato (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il rilevato (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del rilevato e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci.

Nel momento stabilizzante interviene il peso del rilevato (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-rilevato δ è positivo, ribaltante se δ è negativo.

δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al rilevato, negativo quando è il rilevato che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del rilevato lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il rilevato deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza.

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il rilevato F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del rilevato. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal rilevato sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^\phi \quad \text{per } \phi > 0$$

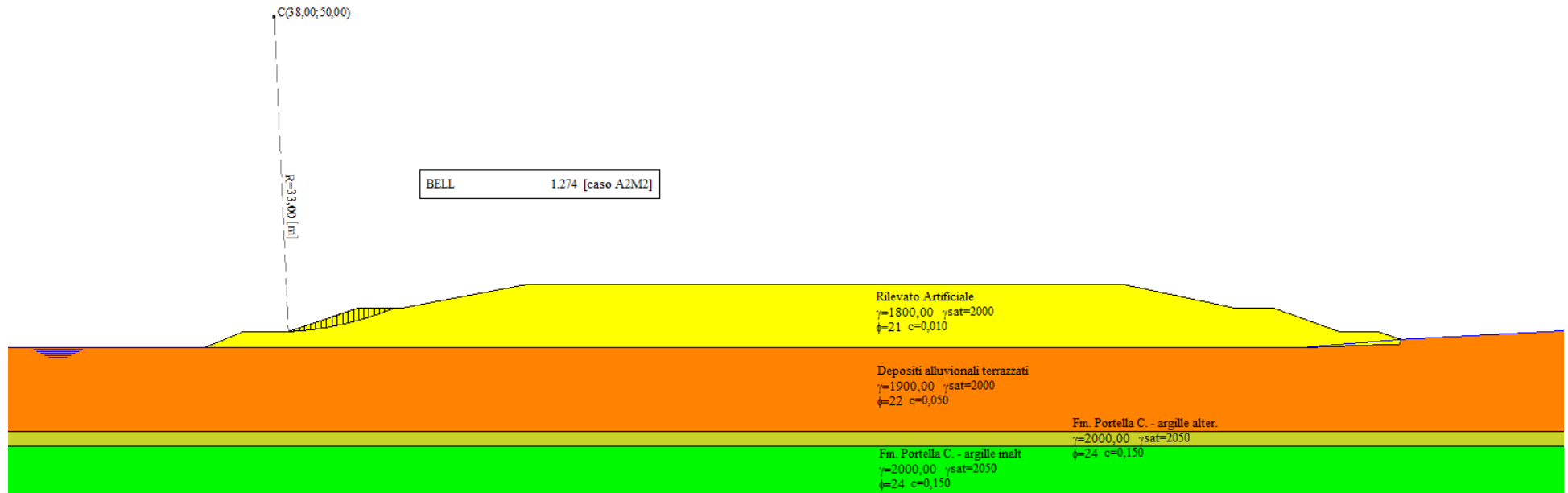
$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

9. *RISULTATI VERIFICHE*

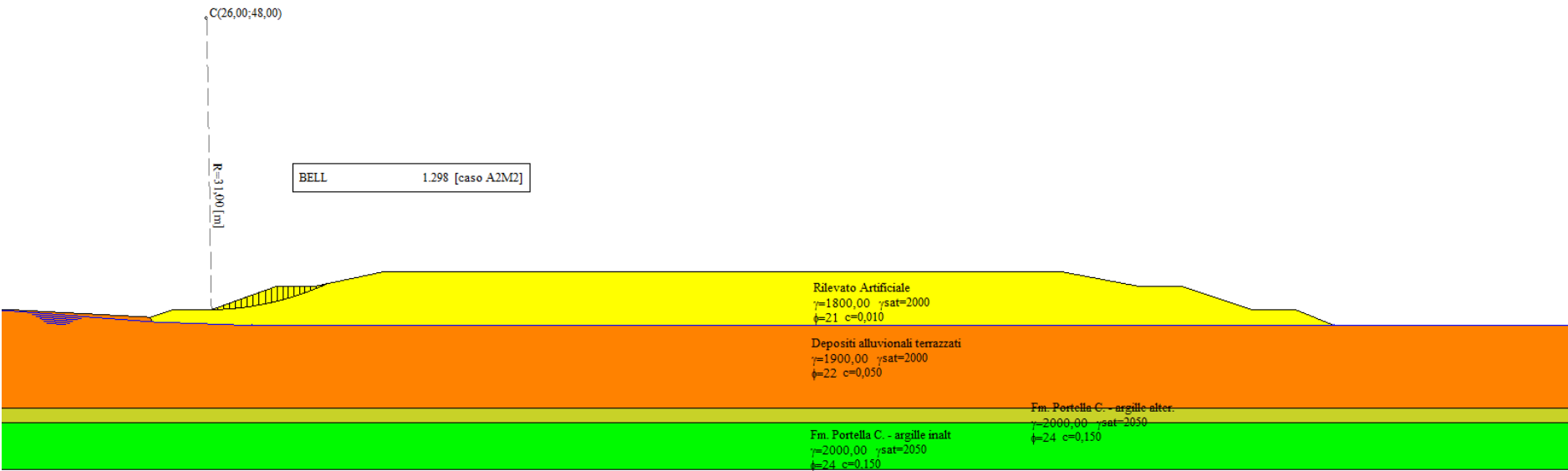
In primo luogo viene eseguita la verifica di stabilità globale geotecnica del pendio relativa alla sezione riportata precedentemente.

Nel seguito vengono riportati i risultati delle verifiche di stabilità globale con l'indicazione della superficie di scivolamento a coefficiente di sicurezza minimo, da cui si desume che viene soddisfatto il requisito di sicurezza richiesto da normativa pari a 1,1.

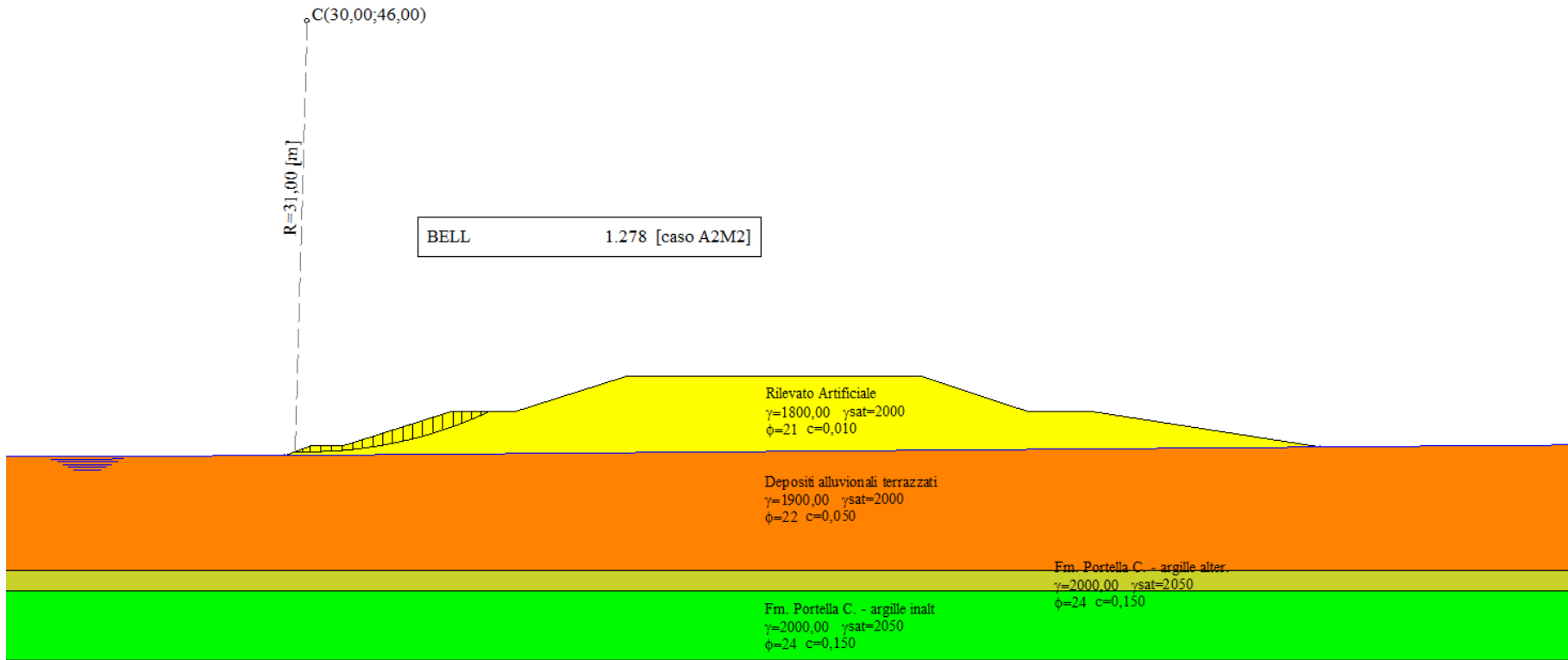
SEZIONE 9 lato a



SEZIONE 9 lato b



SEZIONE 3 lato a



10. TABULATI DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITÀ

Descrizione terreno

Simbologia adottata

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

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ'	c'	ϕ_u	c_u
1	Fm. Terravecchia - argille inalt	2000	2050	24.00	0,150	0.00	4,000
2	Rilevato Artificiale	1800	2000	21.00	0,010	0.00	0,400
3	Depositi alluvionali terrazzati	1900	2000	22.00	0,050	0.00	0,500
4	Fm.Terravecchia - argille alter.	2000	2050	24.00	0,150	0.00	4,000
5	Depositi alluvionali recenti	1900	2000	22.00	0,050	0.00	0,500

Profilo del piano campagna

Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

Nr.	Identificativo del punto
X	Ascissa del punto del profilo espressa in m
Y	Ordinata del punto del profilo espressa in m

Nr.	X [m]	Y [m]
1	0,00	19,00
2	9,43	19,00
3	46,17	19,02
4	48,92	19,02
5	56,09	19,07
6	60,08	20,53
7	64,14	20,53
8	71,10	23,03
9	75,16	23,03
10	80,73	25,03
11	303,82	26,03
12	305,13	26,66
13	313,21	26,56

Descrizione stratigrafia

Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

Strato N° 1 costituito da terreno n° 1 (Fm. Terravecchia - argille inalt)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

N°	X[m]	Y[m]
1	0,00	10,00
2	0,00	0,00
3	313,21	0,00
4	313,21	17,56
5	305,13	17,66
6	292,49	11,53
7	185,08	10,25
8	136,19	9,81
9	12,47	9,76

Strato N° 2 costituito da terreno n° 5 (Depositi alluvionali recenti)

Coordinate dei vertici dello strato n° 2

N°	X[m]	Y[m]
1	46,17	19,02
2	9,43	19,00
3	9,66	18,63
4	12,53	15,26
5	17,47	14,31
6	42,63	14,53
7	46,11	18,89

Strato N° 3 costituito da terreno n° 2 (Rilevato Artificiale)

Coordinate dei vertici dello strato n° 3

N°	X[m]	Y[m]
1	303,82	26,03
2	80,73	25,03
3	75,16	23,03
4	71,10	23,03
5	64,14	20,53
6	60,08	20,53
7	56,09	19,07
8	157,89	19,13
9	255,92	19,66
10	292,49	20,53

Strato N° 4 costituito da terreno n° 3 (Depositi alluvionali terrazzati)

Coordinate dei vertici dello strato n° 4

N°	X[m]	Y[m]
1	313,21	18,56
2	313,21	26,56
3	305,13	26,66
4	303,82	26,03
5	292,49	20,53
6	255,92	19,66
7	157,89	19,13
8	56,09	19,07
9	48,92	19,02
10	46,17	19,02
11	46,11	18,89
12	42,63	14,53
13	17,47	14,31
14	12,53	15,26
15	9,66	18,63
16	9,43	19,00
17	0,00	19,00
18	0,00	11,00
19	12,47	10,76
20	136,19	10,81
21	185,08	11,25
22	292,49	12,53
23	305,13	18,66

Strato N° 5 costituito da terreno n° 4 (Fm.Terravecchia - argille alter.)

Coordinate dei vertici dello strato n° 5

N°	X[m]	Y[m]
1	313,21	17,56
2	313,21	18,56
3	305,13	18,66
4	292,49	12,53
5	185,08	11,25
6	136,19	10,81
7	12,47	10,76
8	0,00	11,00
9	0,00	10,00
10	12,47	9,76
11	136,19	9,81
12	185,08	10,25
13	292,49	11,53
14	305,13	17,66

Descrizione falda

Livello di falda

Nr.	X[m]	Y[m]
1	0,00	17,00
2	9,66	17,63
3	46,17	18,02
4	56,09	18,07
5	157,89	18,13
6	255,92	18,66
7	292,49	19,53
8	303,82	25,03
9	313,21	25,56

Risultati analisi

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

Metodo di BELL (L)

Impostazioni analisi

Normativa :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

Coefficienti di partecipazione caso statico

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione caso sismico

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Sisma

Accelerazione al suolo a_g =	1.050 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_s)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_s*St*S) = 3.85$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.93$
Coefficiente di sicurezza richiesto	1.10

Le superfici sono state analizzate per i casi: [A2M2]

Sisma verticale: verso il basso - verso l'alto

Analisi condotta in termini di tensioni efficaci

Presenza di falda

Impostazioni delle superfici di rottura

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

Origine maglia [m]:	$X_0 = 32,00$	$Y_0 = 26,00$
Passo maglia [m]:	$dX = 2,00$	$dY = 2,00$
Numero passi :	$Nx = 20$	$Ny = 20$
Raggio [m]:	$R = 30,00$	

Si utilizza un raggio variabile con passo $dR=0,50$ [m] ed un numero di incrementi pari a 20

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a 1,00 m
- freccia inferiore a 0,50 m
- volume inferiore a 2,00 mc

Numero di superfici analizzate	7144
Coefficiente di sicurezza minimo	1.305
Superficie con coefficiente di sicurezza minimo	1

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS _{min}	S _{min}	FS _{max}	S _{max}
BELL	7144	1.305	1	11.369	7144

Caratteristiche delle superfici analizzate

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

N° numero d'ordine della superficie cerchio

C_x ascissa x del centro [m]

C_y ordinata y del centro [m]

R raggio del cerchio espresso in m

x_v, y_v ascissa e ordinata del punto di intersezione con il profilo (valle) espresse in m

x_m, y_m ascissa e ordinata del punto di intersezione con il profilo (monte) espresse in m

V volume interessato dalla superficie espresso [cmq]

C_s coefficiente di sicurezza

caso caso di calcolo

N°	C _x	C _y	R	x _v	y _v	x _m	y _m	V	C _s	caso
1	66,00	52,00	31,50	64,20	20,55	82,29	25,04	21,95	1.305 (L)	[A2M2]
2	66,00	52,00	31,50	64,20	20,55	82,29	25,04	21,95	1.307 (L)	[A2M2]
3	66,00	54,00	33,50	64,19	20,55	82,84	25,04	23,58	1.307 (L)	[A2M2]
4	66,00	54,00	33,50	64,19	20,55	82,84	25,04	23,58	1.309 (L)	[A2M2]
5	66,00	56,00	35,50	64,19	20,55	83,37	25,04	25,17	1.314 (L)	[A2M2]
6	66,00	56,00	35,50	64,19	20,55	83,37	25,04	25,17	1.317 (L)	[A2M2]
7	64,00	60,00	39,50	62,46	20,53	82,38	25,04	19,19	1.321 (L)	[A2M2]
8	64,00	60,00	39,50	62,46	20,53	82,38	25,04	19,19	1.321 (L)	[A2M2]
9	66,00	50,00	30,00	60,39	20,53	82,64	25,04	30,73	1.324 (L)	[A2M2]
10	66,00	58,00	37,50	64,18	20,54	83,89	25,04	26,71	1.325 (L)	[A2M2]

Analisi della superficie critica

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso destra

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Le strisce sono numerate da valle verso monte

N°	numero d'ordine della striscia
X _s	ascissa sinistra della striscia espressa in m
Y _{ss}	ordinata superiore sinistra della striscia espressa in m
Y _{si}	ordinata inferiore sinistra della striscia espressa in m
X _g	ascissa del baricentro della striscia espressa in m
Y _g	ordinata del baricentro della striscia espressa in m
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso °(positivo antiorario)
φ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in kg/cm ²
L	sviluppo della base della striscia espressa in m(L=b/cosα)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in kg/cm ²
W	peso della striscia espresso in kg
Q	carico applicato sulla striscia espresso in kg
N	sforzo normale alla base della striscia espresso in kg
T	sforzo tangenziale alla base della striscia espresso in kg
U	pressione neutra alla base della striscia espressa in kg
E _s , E _d	forze orizzontali sulla striscia a sinistra e a destra espresse in kg
X _s , X _d	forze verticali sulla striscia a sinistra e a destra espresse in kg
ID	Indice della superficie interessata dall'intervento

Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	20	
Coordinate del centro	X[m]= 66,00	Y[m]= 52,00
Raggio del cerchio	R[m]= 31,50	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X _v [m]= 64,20	Y _v [m]= 20,55
Intersezione a monte con il profilo topografico	X _m [m]= 82,29	Y _m [m]= 25,04
Coefficiente di sicurezza	C _s = 1.305	

Geometria e caratteristiche strisce

N°	X _s	Y _{ss}	Y _{si}	X _d	Y _{ds}	Y _{di}	X _g	Y _g	L	α	φ	c
1	64,20	20,55	20,55	65,06	20,86	20,51	64,77	20,64	0,86	-2,49	17,07	0,01
2	65,06	20,86	20,51	65,92	21,17	20,50	65,54	20,77	0,86	-0,92	17,07	0,01
3	65,92	21,17	20,50	66,79	21,48	20,51	66,38	20,92	0,86	0,65	17,07	0,01
4	66,79	21,48	20,51	67,65	21,79	20,54	67,24	21,08	0,86	2,22	17,07	0,01
5	67,65	21,79	20,54	68,51	22,10	20,60	68,09	21,26	0,86	3,79	17,07	0,01
6	68,51	22,10	20,60	69,37	22,41	20,68	68,95	21,45	0,87	5,36	17,07	0,01
7	69,37	22,41	20,68	70,24	22,72	20,79	69,81	21,65	0,87	6,94	17,07	0,01
8	70,24	22,72	20,79	71,10	23,03	20,92	70,68	21,86	0,87	8,52	17,07	0,01
9	71,10	23,03	20,92	72,11	23,03	21,10	71,60	22,02	1,03	10,26	17,07	0,01
10	72,11	23,03	21,10	73,13	23,03	21,32	72,61	22,12	1,04	12,14	17,07	0,01
11	73,13	23,03	21,32	74,14	23,03	21,57	73,62	22,24	1,05	14,03	17,07	0,01

12	74,14	23,03	21,57	75,16	23,03	21,86	74,63	22,37	1,06	15,95	17,07	0,01
13	75,16	23,03	21,86	76,09	23,36	22,16	75,63	22,60	0,97	17,79	17,07	0,01
14	76,09	23,36	22,16	77,02	23,70	22,49	76,55	22,93	0,99	19,58	17,07	0,01
15	77,02	23,70	22,49	77,94	24,03	22,85	77,48	23,27	1,00	21,38	17,07	0,01
16	77,94	24,03	22,85	78,87	24,36	23,25	78,40	23,62	1,01	23,20	17,07	0,01
17	78,87	24,36	23,25	79,80	24,70	23,68	79,33	24,00	1,02	25,05	17,07	0,01
18	79,80	24,70	23,68	80,73	25,03	24,16	80,25	24,39	1,04	26,93	17,07	0,01
19	80,73	25,03	24,16	81,51	25,03	24,58	81,08	24,69	0,89	28,69	17,07	0,01
20	81,51	25,03	24,58	82,29	25,04	25,04	81,77	24,88	0,90	30,31	17,07	0,01

Forze applicate sulle strisce [BELL]

N°	W	Q	N	T	U	E _s	E _d	X _s	X _d
1	270	0	271	117	0	0	118	0	-1
2	791	0	795	240	0	118	340	-1	-18
3	1275	0	1282	355	0	340	631	-18	-53
4	1722	0	1730	460	0	631	958	-53	-111
5	2133	0	2137	556	0	958	1289	-111	-188
6	2507	0	2502	642	0	1289	1598	-188	-280
7	2843	0	2824	718	0	1598	1860	-280	-382
8	3143	0	3104	784	0	1860	2054	-382	-486
9	3695	0	3624	916	0	2054	2168	-486	-591
10	3328	0	3235	825	0	2168	2166	-591	-663
11	2897	0	2784	719	0	2166	2077	-663	-697
12	2400	0	2275	600	0	2077	1936	-697	-695
13	1983	0	1851	495	0	1936	1766	-695	-664
14	2015	0	1856	497	0	1766	1535	-664	-604
15	1992	0	1811	487	0	1535	1252	-604	-514
16	1913	0	1715	466	0	1252	930	-514	-397
17	1775	0	1569	432	0	930	589	-397	-260
18	1576	0	1373	387	0	589	251	-260	-115
19	928	0	797	242	0	251	45	-115	-20
20	316	0	267	118	0	45	0	-20	0

Ing. Gianluca Coroneo

