



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Struttura di Vigilanza sulle Concessionarie Autostradali



AMMODERNAMENTO A N° 4 CORSIE DELLA S.S. 514
"DI CHIARAMONTE" E DELLA S.S. 194 RAGUSANA
DALLO SVINCOLO CON LA S.S. 115 ALLO
SVINCOLO CON LA S.S. 114.

(C.U.P. F12C03000000001)

PROGETTO DEFINITIVO

LOTTO 3
GEOLOGIA E GEOTECNICA
Geotecnica
Relazione tecnica
Interventi di stabilizzazione di versante

Il Progettista

Responsabile di progetto ed
incaricato delle integrazioni tra
le varie prestazioni:



Ing. Santa Monaco - Ordine Ing. Torino 5760H

Supporto specialistico

Ottimizzazione della cantierizzazione
delle opere



Ing. Gianmaria De Stavola - Ordine Ing. Venezia 2074

Consulenze specialistiche

Geologo:

Dott. Geologo Fabio Melchiorri
Ordine Geologi del Lazio A.P. n 663

Geotecnica e opere d'arte minori:

Ing. Antonio Alparone



Opere d'arte principali:

Viadotti
Ing. G. Mondello



Gallerie
Ing. G. Guiducci



Opere di mitigazione dell'impatto ambientale:

Ecosistemi e
paesaggio



Rumore,
vibrazioni
ed atmosfera



RIFERIMENTO ELABORATO

FASE	TR\LT	DISCIPLINA/OPERA	DOC	PROGR.	ST.REV.	FOGLIO
D01	T1L3	GT053	1	RG	001	0A

FOGLIO	DATA
01 DI 01	GENNAIO '17
SCALA	-

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO/CONSULENTE	VERIFICATO	APPROVATO
A	GENNAIO '17	Emissione	SILEC/ALISEA	Tresso	Monaco

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	IL CONCESSIONARIO SARC SRL		L'ENTITA' COSTRUTTRICE VISTO PER ACCETTAZIONE
--	-----------------------------------	--	--

INDICE

A	PREMESSA	4
B	INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 5+371-5+640 - FRANA L3_1	5
C	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	7
D	NORMATIVA E RIFERIMENTI	10
D.1	Normativa di riferimento	10
D.2	Documentazione di riferimento	10
D.3	Software utilizzati	11
E	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
E.1	Calcestruzzo	12
E.2	Acciaio.....	14
E.3	Geogriglie	14
F	MODELLO GEOTECNICO	15
F.1.1	Valutazione della spinta esercitata dall'accumulo di frana.....	19
G	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	21
H	AZIONI DI CALCOLO	22
H.1	Peso proprio della struttura	22
H.2	Peso del terreno a monte dell'opera	22
H.3	Spinta del carico variabile stradale	22
H.4	Spinta statica del terreno a monte dell'opera di sostegno	22
H.5	Azione sismica di riferimento	23
H.6	Incremento di spinta sull'opera di sostegno dovuto al sisma.....	24
I	COMBINAZIONI DEI CARICHI	27
J	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	30
J.1	Muri in cemento armato	30
J.1.1	Criteri di verifica geotecnica delle fondazioni su pali.....	30
J.1.2	Verifiche strutturali del muro.....	37
J.2	Terre rinforzate.....	37

J.3	Verifica allo scorrimento sul piano di posa (GEO)	38
J.4	Verifica al ribaltamento (EQU)	38
J.5	Verifica di capacità portante (GEO)	38
J.6	Resistenza a rottura di esercizio dei rinforzi (geogriglie)	38
J.7	Resistenza allo sfilamento del rinforzo (pull-out)	39
J.8	Verifica di stabilità globale e di stabilità interna (GEO)	41
K	VERIFICHE DEL MURO IN C.A.	44
K.1	Verifica dei pali di fondazione per carichi orizzontali (Broms)	46
K.2	Verifiche muro H = 2.00 metri	49
K.2.1	Input di calcolo.....	49
K.2.2	Analisi delle sollecitazioni.....	51
K.2.3	Verifiche geotecniche	53
K.2.4	Verifiche strutturali.....	57
K.3	Verifiche muro H = 5.00 metri	81
K.3.1	Input di calcolo.....	81
K.3.2	Analisi delle sollecitazioni.....	83
K.3.3	Verifiche geotecniche	85
K.3.4	Verifiche strutturali.....	89
L	VERIFICHE MURO IN TERRA RINFORZATA.....	112
L.1	Verifiche terra rinforzata al km 5+400	114
L.1.1	Verifiche di stabilità.....	115
L.1.2	Verifiche di corpo rigido.....	117
L.2	Verifiche terra rinforzata al km 5+575	118
L.2.1	Verifiche di stabilità.....	119
L.2.2	Verifiche di corpo rigido.....	121
M	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL VERSANTE.....	123
N	INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 6+004-6+107 - FRANA L3_2.....	126
N.1	Premessa	126
N.2	Dimensionamento della barriera paramassi	126

N.3	Analisi di caduta massi.....	127
N.4	Metodo di calcolo e sua taratura.....	127
N.4.1	Algoritmo	129
N.4.2	Coefficienti di restituzione	131
N.5	Analisi statistica.....	131
N.6	Criteri di progettazione e dimensionamento della barriera paramassi	132
N.7	Simulazioni numeriche	135
N.8	Dimensionamento della barriera paramassi	137
N.8.1	Parametri di progetto.....	137
N.9	Conclusioni.....	141
O	INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 7+215-7+245 - FRANA L3_3.....	142
O.1	Caratterizzazione geotecnica.....	144
O.2	Verifica di stabilità	147
O.2.1	Combinazione A2-M2-R2	148
O.2.2	Combinazione A2-M2-R2 +sisma	153
O.2.3	Parametri caratteristici e $F_s=1.3$ con sisma	156
P	INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 7+815-7+873 - FRANA L3_4.....	160
P.1	Caratterizzazione geotecnica.....	162
P.2	Verifica di stabilità	165
Q	BIBLIOGRAFIA.....	168
R	ALLEGATO 1 – TERRE RINFORZATE	173
S	ALLEGATO 2 – VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL VERSANTE.....	197
T	ALLEGATO 3 – METODO DI SARMA	211

A PREMESSA

Nella presente relazione tecnica, facendo riferimento all'elaborato "Allegato alla relazione geologica – Monografie delle frane censite", sono riportate per le aree in frana denominate Frana L3_1, Frana L3_2, Frana L3_3 e Frana L3_4 le verifiche geotecniche collegate al movimento franoso unitamente agli interventi di stabilizzazione previsti dove ritenuti necessari.

In particolare per la Frana L3_1 che risulta essere una frana quiescente si è resa necessaria l'adozione dei pali per un tratto del muro di sottoscarpa.

La frana L3_2 essendo una frana di crollo che potenzialmente arriva ad interessare la sede stradale in progetto è stata protetta adottando una barriera paramassi posizionata in sinistra lungo il pendio a monte della sede stradale.

La frana L3_3 è un colamento che arriva ad interessare gli scavi in sinistra delle fondazioni del Viadotto Tenchio ed a protezione delle stesse si è progettato un intervento costituito da due paratie di pali di grande diametro.

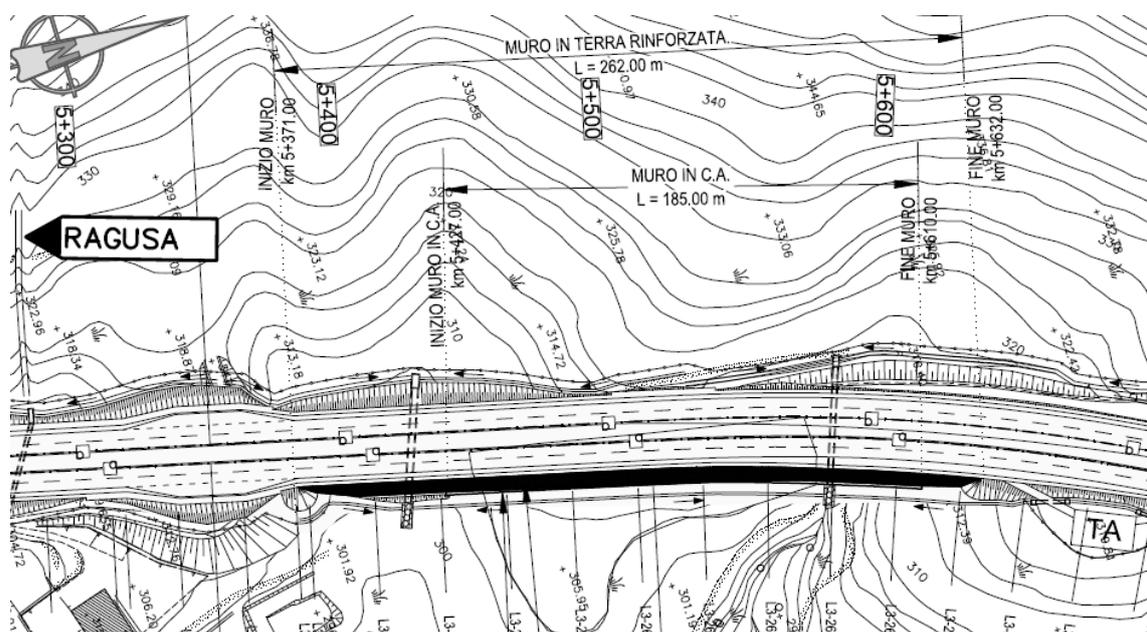
La frana L3_4 risulta essere anch'essa una frana quiescente che mostra locali riattivazioni legate alle condizioni di saturazione ed arriva ad interessare gli scavi in sinistra dell'asse principale, a protezione degli scavi si è progettato un intervento costituito da una paratia di pali di grande diametro.

B INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 5+371-5+640 - FRANA L3_1

Si riportano nei successivi paragrafi il calcolo e il dimensionamento dell'opera per la stabilizzazione del versante dal km 5+371 al km 5+640 del Lotto 1 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaramonte" e della s.s. 194 ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114", lotto funzionale dal Km 18+181.61 al Km 26+101.24 (lotto 3 da pk 0 a pk 7+919.63).

Il tracciato stradale prevede un allargamento dell'attuale sede stradale verso valle ove però è presente un accumulo di frana con potenza dello strato di circa 6.0 m. Tale fenomeno di instabilità è ad oggi del tutto quiescente tanto che il rilevato della viabilità attuale vi insiste senza mostrare segni di cedimento evidenti. Nella figura seguente si mostra la situazione topografica di progetto, con evidenziati anche gli interventi previsti.

Figura B.1: Planimetria di inquadramento



Come si può notare dall'esame delle curve di livello, il tracciato si appoggia su una zona pianeggiante che poi presenta un marcato impluvio per l'allontanamento delle acque.

Nel seguito si mostrano l'estratto della carta geologica (con evidenziata in giallo la frana quiescente) e la sezione topografica di progetto più rappresentativa con descritte le formazioni geologiche in essere. Come si nota, si tratta di un accumulo che giace su di una formazione di marne e calcari-marnosi (Pm) aventi giacitura sub-orizzontale.

Figura B.2: Carta geologica della zona

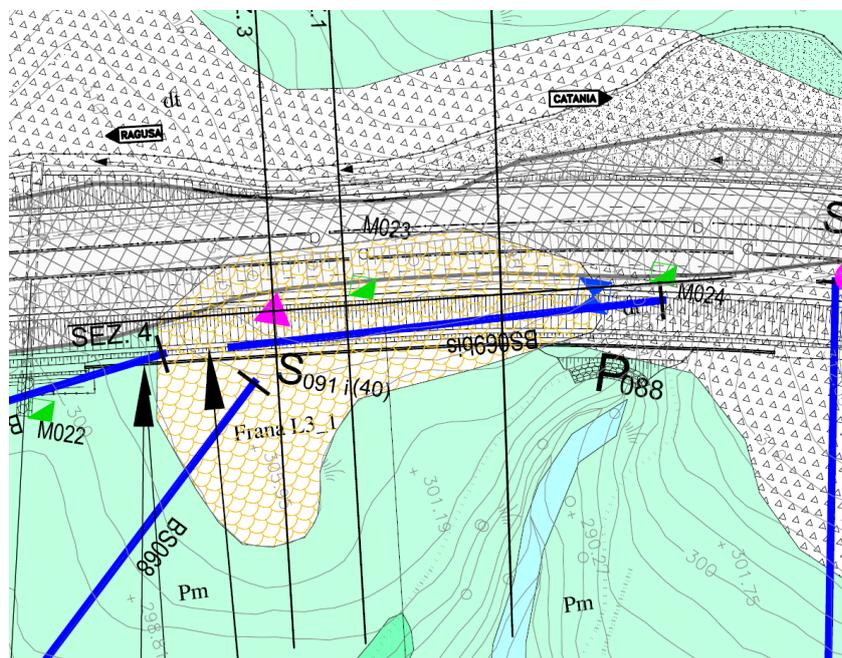
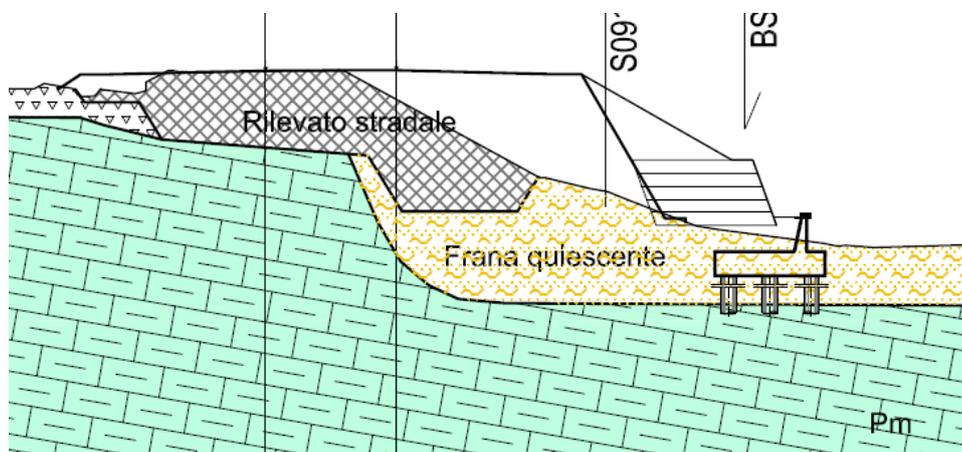


Figura B.3: Sezione geologica su Frana



Al fine di evitare possibili riattivazioni dei fenomeni di instabilità, sia durante le fasi costruttive che durante l'esercizio della nuova arteria stradale, si prevede la realizzazione di un muro su pali che abbiano la funzione di intercettare le possibili superfici di scivolamento oltre che di sostegno del nuovo rilevato in progetto. L'impiego del muro su fondazioni indirette viene prolungato oltre la zona di frana quiescente in modo da oltrepassare con una soluzione omogenea il tratto di impluvio riportando le azioni derivanti dal muro agli strati profondi stabili del sedime di fondazione.

Nel punto seguente vengono descritte dettagliatamente le opere presenti per il tratto in esame.

C DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

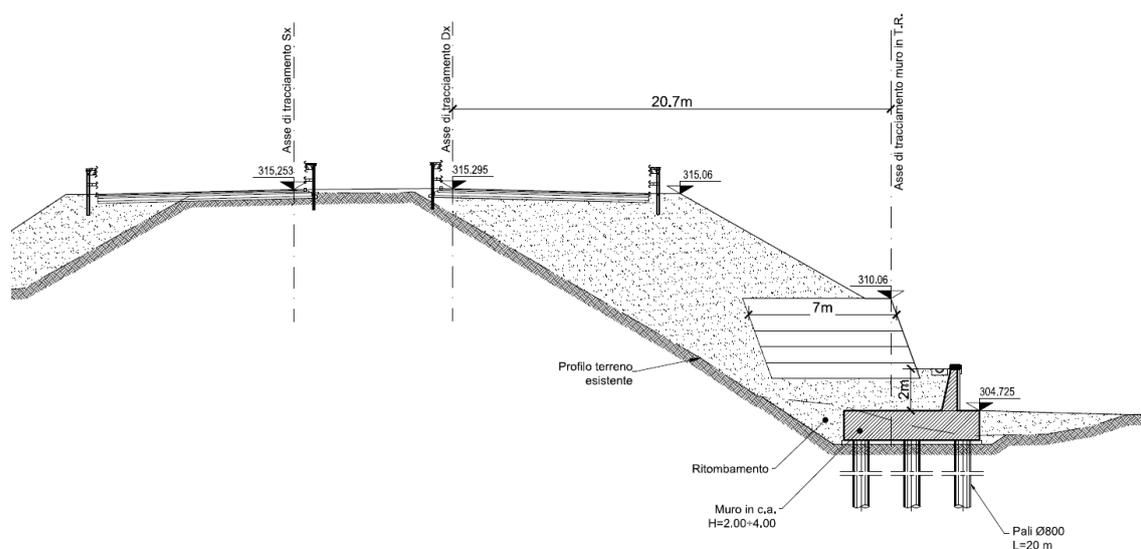
L'opera oggetto della presente relazione si sviluppa tra il km 5+371 e il km 5+632 del Lotto 3 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaramonte" e della s.s. 194 ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114" e possiede una lunghezza complessiva di 269 m.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro in cemento armato fondato indirettamente nel terreno mediante pali di grande diametro ($\varnothing 800$). Tali fondazioni, oltre a trasmettere le azioni in profondità nel terreno, daranno stabilità al materiale che costituisce l'accumulo di frana situato al piede del versante.

Il muro, che si estende fra le progressive chilometriche 5+427 e 5+610, avrà lunghezza complessiva di 185 m, e sarà realizzato da una zattera larga 6.40 m e alta 1.40 m, e da un paramento ad altezza variabile da 2.00 ÷ 5.00 m.

I pali di fondazione saranno realizzati con interasse longitudinale di 2.4 m e disposti su tre allineamenti trasversali distanti 2.4 m l'uno dall'altro; le lunghezze dei pali variano da 15 m a 31 m. Nella figura seguente si riporta la sezione più rappresentativa sul deposito di frana quiescente. Come si nota è presente anche un muro in Terra Rinforzata che consente di limitare l'ingombro trasversale del manufatto stradale.

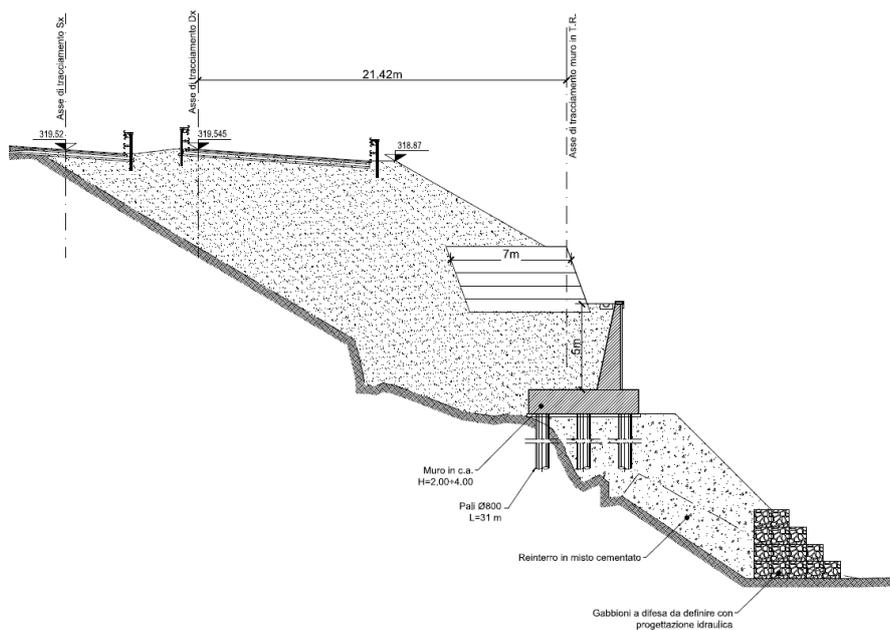
Figura C.1: Sezione dell'opera (pk 5+450)



La figura sotto mostra il muro su pali in corrispondenza dell'impluvio attuale; l'incisione del terreno viene dapprima colmata con la realizzazione di un riempimento in misto cementato e

gabbioni a protezione dal corso d'acqua; successivamente si realizza la fondazione su pali del muro che consentono di raggiungere gli strati portanti profondi del sedime di fondazione. Anche in tal caso si mantiene la realizzazione del muro superiore in Terra Rinforzata per il contenimento degli ingombri trasversali.

Figura C.2: Sezione dell'opera (pk 5+575)



Le figure seguenti mostrano il prospetto dell'opera con il primo ed ultimo tratto interessati dal solo manufatto in Terra Rinforzata (che assolve alle funzioni prima descritte) ed il tratto centrale che prevede la realizzazione sia del muro in TR che del sottostante muro in c.a. su pali.

Figura C.3: Profilo longitudinale dell'opera (parte 1 di 2)

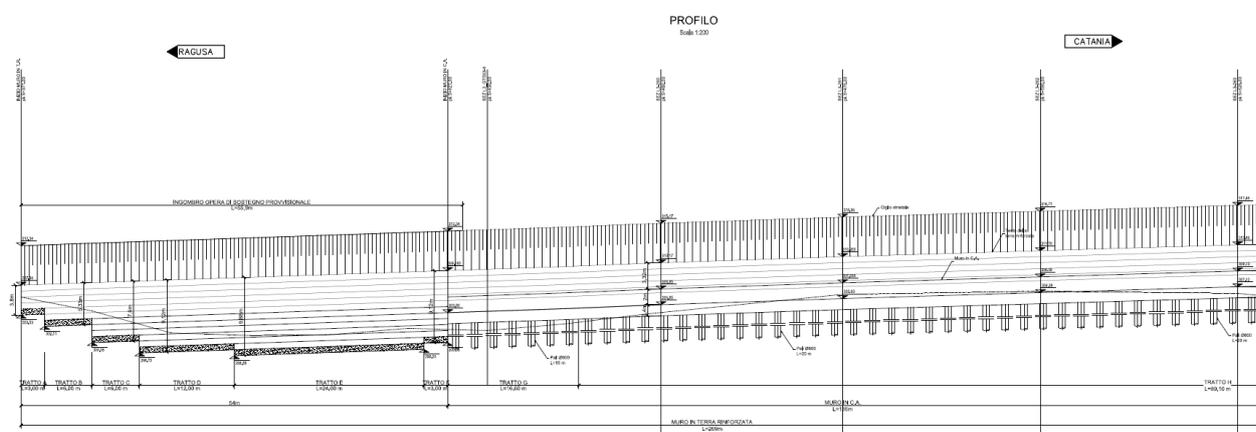
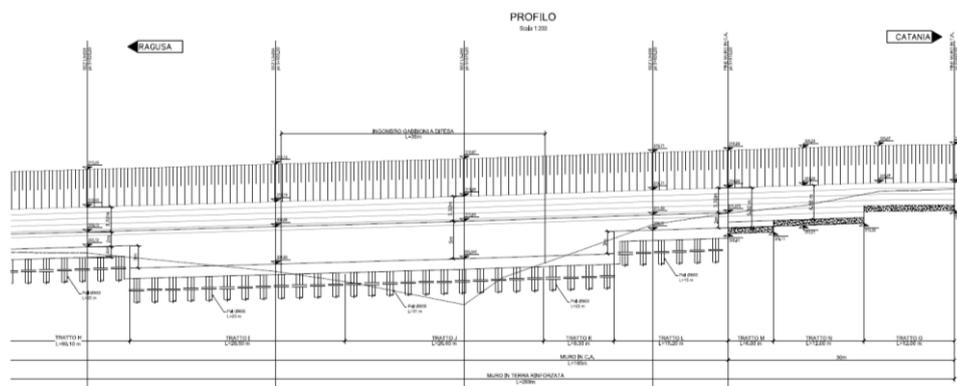


Figura C.4: Profilo longitudinale dell'opera (parte 2 di 2)



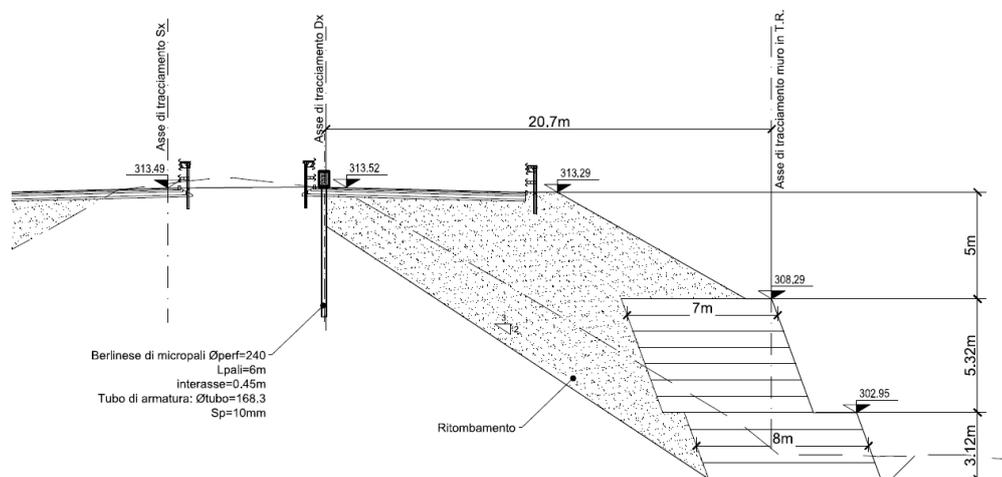
Il muro in Terra Rinforzata, realizzato a sostegno del rilevato tradizionale, presenta un'estensione longitudinale pari a 269 m, essendo ubicato tra il km 5+371 e il km 5+640. L'altezza di tale muro sarà compresa fra 3.8 ÷ 8.4 m circa, e sarà realizzata mediante la sovrapposizione di moduli elementari alti 0.76 m e larghi come da descrizione seguente:

- In corrispondenza della sezione del muro di massima altezza, in prossimità della progressiva chilometrica 5+400, la terra rinforzata sarà realizzata da un totale di 11 moduli: 4 moduli di base larghi 8 m più 7 moduli larghi 7 m;
- In corrispondenza della sezione del muro di minore altezza, fra i chilometri 5+430 e 5+610, la terra rinforzata sarà realizzata da un totale di 5 moduli larghi 7 m.

Il paramento della terra rinforzata sarà realizzato con inclinazione sull'orizzontale di 70°

L'opera sarà quindi completata da un'idrosemina superficiale per il rinverdimento finale della facciata esterna del paramento.

Figura C.5: Sezione dell'opera (pk 5+400)



D NORMATIVA E RIFERIMENTI

D.1 Normativa di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n.ro 617 del 2 febbraio 2009 – “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1 – Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- Model Code 1990, CEB-FIP.

D.2 Documentazione di riferimento

Per il progetto delle opere in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione Geotecnica generale, corredata dalle risultanze delle indagini in sito e prove di laboratorio (RGG) “D01-T100-GT050-1-RN-001-0A”;
- Relazione Geologica “D01-T100-GG020-1-RJ-001-0A”;
- Profil Geotecnici “D01-T1L3-GT051-1-P6-001-2-3-4-5-6-0A e D01-T1L3-GT054-1-P6-001-2-3-4-5-6-0A”;
- Relazione sismica “D01-T100-GG002-1-RZ-001-0A”;
- Sezioni Geologiche;
- Frane censite - Sezioni geologiche “D01-T1L3-GG031-1-EZ-001-2-3-4-0A”;
- Allegato alla relazione geologica - Monografie delle frane censite “D01-T100-GG020-1-RJ-002-0A”.

D.3 Software utilizzati

Per il calcolo dell'opera in esame sono stati utilizzati i seguenti software:

- Microsoft Excel (fogli di calcolo proprietari);
- Macstars W: codice di calcolo prodotto dalla MACCAFERRI in grado di eseguire verifiche di stabilità e di corpo rigido per i blocchi in terra rinforzata;
- Slide (versione 5.014 – RocScience) per le analisi di stabilità globale.

E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere di sostegno in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

E.1 Calcestruzzo

Magrone di pulizia e livellamento (non strutturale) – Riporto strutturale

- Classe di resistenza: C 12/15

Elevazione muri

- Classe di resistenza: C 32/40
- Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump: S4
- Max dimensione dell'aggregato: 25 mm
- Classe di esposizione: XA2
- Copriferro: 40 mm

Pannelli prefabbricati

- Classe di resistenza: C 28/35
- Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: XC3
- Copriferro: 25 mm

Fondazioni

- Classe di resistenza: C 32/40

- Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump: S4
- Max dimensione dell'aggregato: 30 mm
- Classe di esposizione: XA2
- Copriferro: 40 mm

Pali di fondazione

- Classe di resistenza: C 32/40
- Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump: S4
- Max dimensione dell'aggregato: 25 mm
- Classe di esposizione: XA2
- Copriferro: 60 mm

Paratie di micropali per opere provvisionali

- Classe di resistenza: C25/30
- Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2.55 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.8 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza: S5

E.2 Acciaio

Acciaio per armature ordinarie e per cassero terre rinforzate

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Tubi paratia di micropali

- Tipo: EN 10025-S355 JR
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$

Rinforzi in rete esagonale (terre rinforzate)

Rinforzi costituiti da rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale 8x10, avente diametro del filo galvanizzato pari a 2.7 mm.

Il filo sarà inoltre ricoperto da un rivestimento in materiale plastico portando il diametro esterno nominale a 3.7 mm.

- resistenza a trazione nominale 50.11 kN/m

E.3 Geogriglie

Geogriglie in poliestere ad alta tenacità (terre rinforzate)

Sono state utilizzate geogriglie in poliestere ad alta tenacità di diverse resistenze a trazione nominali:

- PG50 50 kN/m
- PG80 80 kN/m
- PG125 125 kN/m
- PG160 160 kN/m
- PG200 200 kN/m

F MODELLO GEOTECNICO

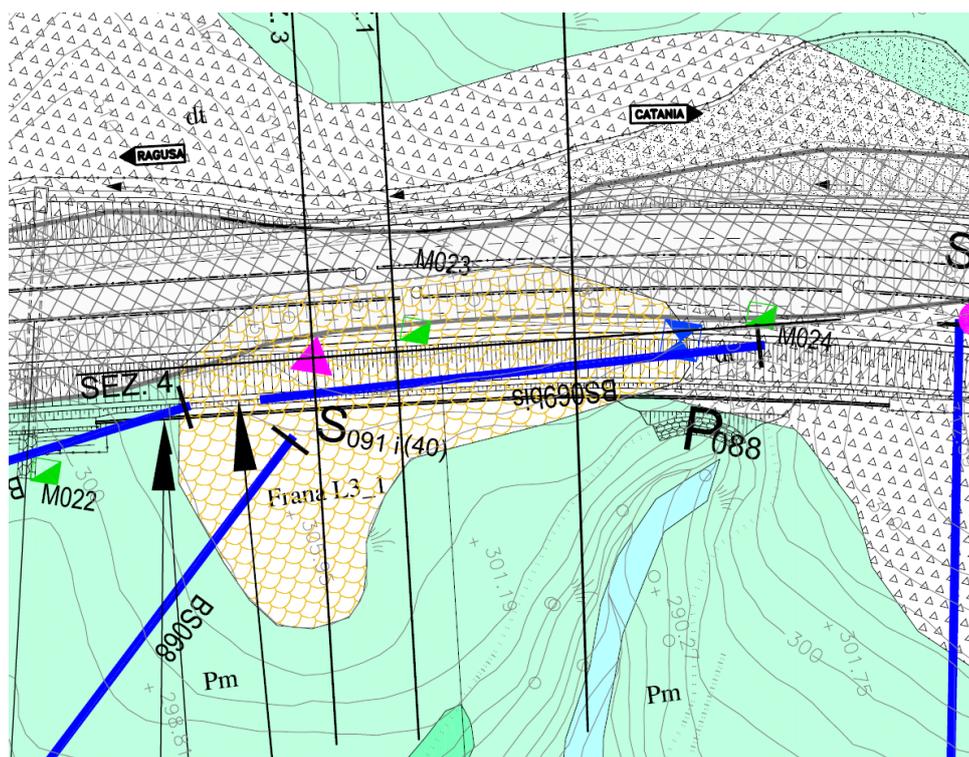
Il modello geotecnico del versante è stato definito a partire dalle indicazioni geologiche riportate negli appositi allegati del progetto.

Considerando il profilo geologico disponibile per il tratto in esame, è possibile individuare un unico litotipo appartenente alla formazione Pm (Formazione Trubi) relativa a terreni marnosi. Soltanto per il tratto fino alla progressiva pk 5+420 circa, al di sotto di tale formazione si rinviene un litotipo sempre marnoso, ma con carattere litoide (Mg); oltre la progressiva pk 5+420 tale margine non è rilevato, proseguendo la formazione Pm fino ad una profondità che supera i 40 m dal p.c.

Superficialmente, a partire dalla progressiva pk 5+420 è presente uno strato di frana quiescente che raggiunge una potenza massima di circa 4.5 m, proseguendo fino alla progressiva pk 5+570. Oltre tale progressiva lo strato superficiale è caratterizzato da materiale detritico (dt) di spessore limitato a pochi metri dal p.c..

L'estensione planimetrica della frana e dello strato detritico superficiale è chiaramente riportata nella carta geologica per il tratto in esame (vedi Figura sottostante).

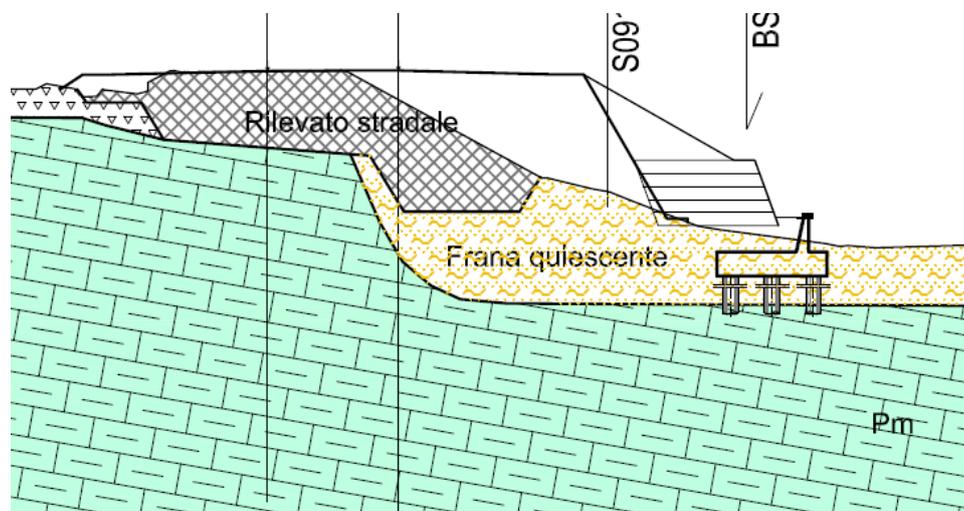
Figura F.1: Stralcio della carta geologica per il sito in esame



Per il tratto in esame, caratterizzato dalla Frana L3_1 sono disponibili anche tre diverse sezioni geologiche: la sezione in cui la coltre in frana raggiunge la massima potenza è riportata nella Figura sottostante.

Dalla sezione è possibile evidenziare al di sotto del tracciato stradale e della coltre franosa lo strato Pm presente come strato di base lungo tutta la sezione geologica.

Figura F.2: Sezione geologica della frana L3_1



I parametri geotecnici della formazione Pm sono stati ricavati dai risultati disponibili dalle prove in sito e dalle analisi di laboratorio su campioni di terreno estratti dai sondaggi S090, S091 e S092 ubicati alle progressive di interesse.

Nel dettaglio si rinviene un primo strato superficiale che raggiunge una profondità prossima o di poco superiore a 20 m dal p.c. fino alla progressiva pk 5+500 circa, che si approfondisce oltre i 30 m arrivando alla progressiva pk 5+630 circa. Tale primo strato è costituito da marna calcarea (MC) e argilla marnosa e marna argillosa (AM-MA) a carattere sciolto.

Al di sotto di tali strati superficiali si raggiungono formazioni a carattere litoide afferenti agli strati di calcare (CC) e di marna argillosa calcarea (MACC).

Per le opere in progetto, considerando la quota degli strati litoidei rispetto al p.c., si è assunto, a favore di sicurezza, uno strato omogeneo costituito dalla formazione Pm sciolta fino alle profondità di interesse.

A partire dalle prove eseguite sui campioni estratti nella campagna di indagini geognostiche per la formazione in esame è stato quindi possibile caratterizzare lo strato Pm sciolto: con particolare riferimento a quanto ottenuto per il sondaggio S091, i parametri caratteristici sono riassunti nella seguente Tabella.

Tabella F.1: Parametri geotecnici modello di calcolo formazione Pm

Litotipo	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]
Pm sciolta	18.00	27	14.00

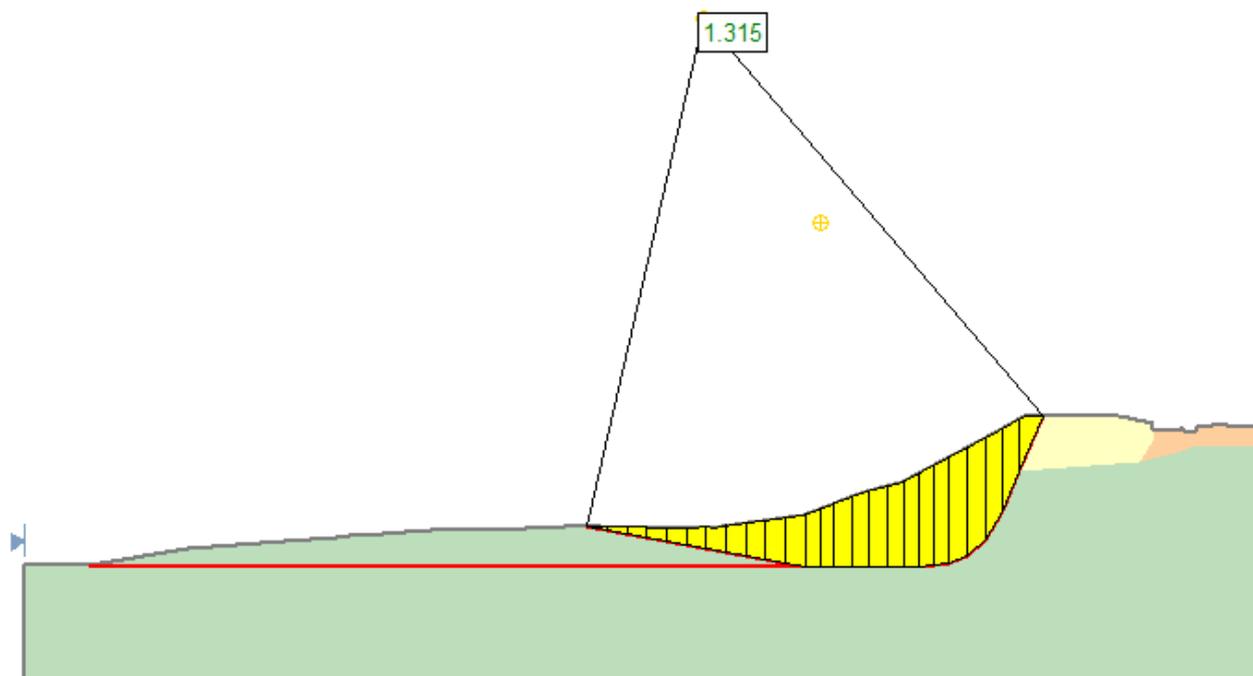
Per valutare i parametri geotecnici della zona in frana quiescente, non avendo a disposizione parametri misurati direttamente in sito, si è fatto ricorso ad una back-analysis del versante.

Si è pertanto modellata la situazione attuale utilizzando il codice di calcolo SLIDE e si sono degradate le proprietà del terreno quiescente fino ad ottenere un fattore di sicurezza in condizioni statiche pari o superiore a 1.3.

La forma e le dimensioni della superficie di scivolamento critica è stata ricavata dalle sezioni geologiche delle frane censite disponibili dalla documentazione di progetto (Figura F.2).

I risultati ottenuti, riportati nella Figura sottostante, hanno permesso di caratterizzare il terreno in frana con un angolo d'attrito caratteristico pari a 18° in assenza di coesione.

Figura F.3: Back-analysis in condizioni statiche per la valutazione delle caratteristiche di resistenza della coltre franosa.



Pertanto i parametri caratteristici della coltre franosa possono essere assunti così come riportato nella seguente Tabella.

Tabella F.2: Parametri geotecnici modello di calcolo coltre in frana

Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Frana quiescente	19.00	18	0.00

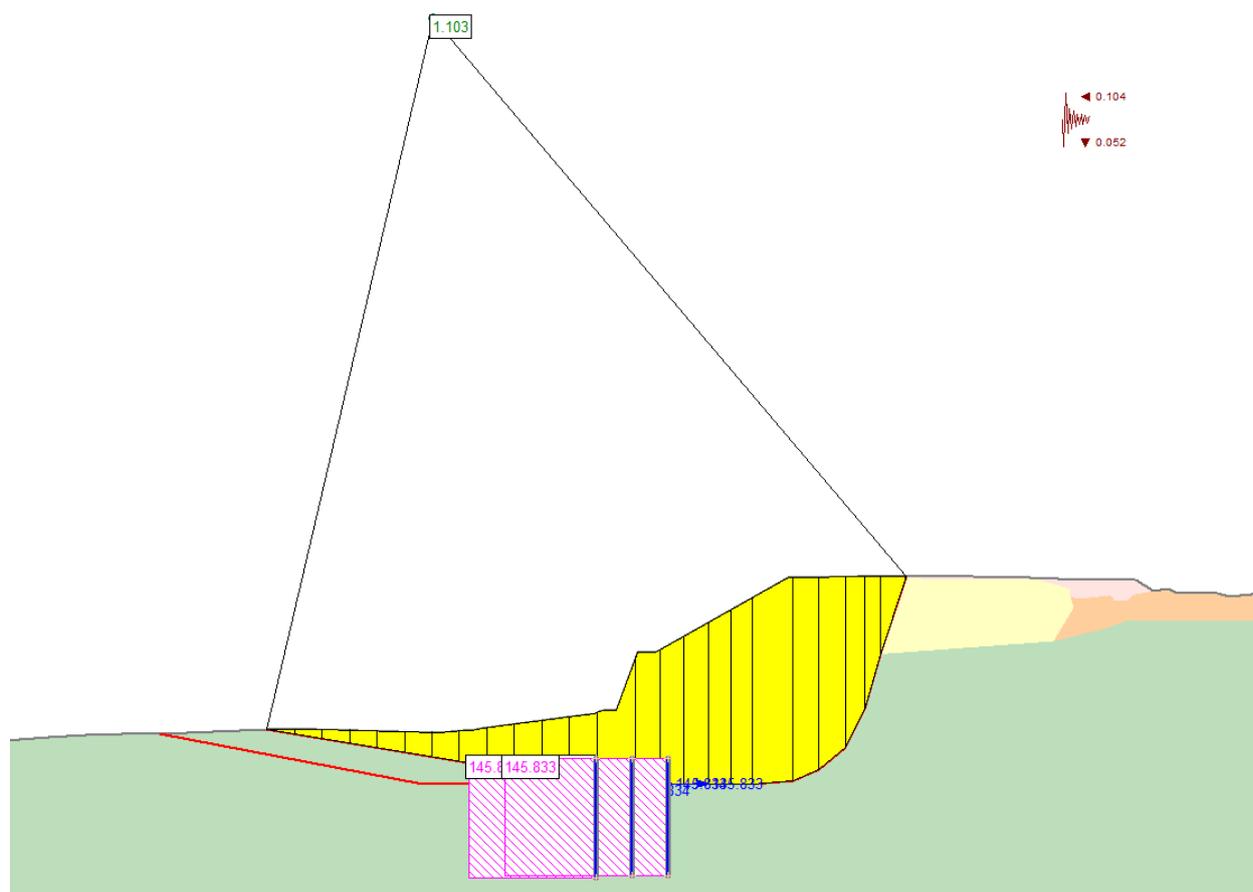
Dai profili geologici disponibili, per il tratto in esame è stata rilevata la presenza di falda ad una profondità di circa 22 m dal p.c. fino alla progressiva pk 5+500 circa, e a circa 14 m dal p.c. alla pk 5+640.

F.1.1 Valutazione della spinta esercitata dall'accumulo di frana

La spinta esercitata dalla coltre in frana sull'opera di sostegno di valle è stata valutata adottando i parametri geotecnici per la coltre franosa definiti dalla back analysis. L'azione di taglio agente sui pali di fondazione del muro in c.a. è stata quindi valutata inserendo nel modello di calcolo a stabilità globale in condizioni sismiche delle forze resistenti sulla superficie di scorrimento quiescente, tali da garantire il fattore di sicurezza minimo previsto dalla normativa vigente e pari a 1.1.

Per garantire tali condizioni di verifica, la forza di taglio corrispondente ad ogni palo è risultata pari a circa 350 kN che, tenendo conto dell'interasse longitudinale dei pali pari a 2.4 m, corrisponde ad una forza per palo pari a circa 145.8 kN/m, così come mostrato nella Figura seguente.

Figura F.4: Valutazione della resistenza al taglio nei pali di fondazione in condizioni sismiche per garantire un fattore di sicurezza alla stabilità globale pari a 1.1.



Tenendo conto che tale forza è applicata a tre pali, si può determinare l'azione tagliante globale a metro lineare di lunghezza moltiplicando per tre il valore ottenuto, ricavando pertanto una forza di taglio da applicare all'opera di sostegno alla quota della frana (a circa 2 m dall'intradosso della fondazione del muro) pari a:

$$F = 437.5 \text{ kN/m}$$

Tale azione è stata utilizzata per verificare le sezioni dell'opera situate in corrispondenza dell'accumulo di frana, considerando come suo punto d'applicazione l'intradosso della zattera di fondazione del muro di sostegno (verifica muro $h = 2 \text{ m}$).

G VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale (VN) di un'opera è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica".

Per il dimensionamento delle opere pertanto sono stati considerati i seguenti parametri di progettazione:

- Vita nominale dell'opera VN: 50 anni (opera di importanza ordinaria)
- Classe d'uso dell'opera: IV
- Coefficiente d'uso Cu: 2
- Vita di riferimento: $V_R = V_N \times C_u = 100$ anni
- Stato limite di riferimento per l'azione sismica: SLV (salvaguardia della vita)
- Probabilità di superamento PVR: 10 %
- Tempo di ritorno TR :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 100)} = 949 \text{ anni}$$

H AZIONI DI CALCOLO

Per il progetto e la verifica delle opere esaminate sono state considerate le seguenti azioni elementari, descritte dettagliatamente nei prossimi paragrafi:

- Peso proprio della struttura;
- Peso del terreno a monte dell'opera;
- Spinta del carico variabile stradale;
- Spinte del terreno a monte dell'opera;
- Incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro;
- Forze inerziali della struttura e del terreno solidale con l'opera;
- Spinta esercitata da materiale in frana.

H.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolati considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

H.2 Peso del terreno a monte dell'opera

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

H.3 Spinta del carico variabile stradale

Nella progettazione in oggetto è stato considerato un sovraccarico stradale pari a 20 kN/m^2 .

H.4 Spinta statica del terreno a monte dell'opera di sostegno

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte dell'opera che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente).

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Per il calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a si farà riferimento alla formulazione di Coulomb riveduta da Muller-Breslau:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2};$$

Dove φ è l'angolo d'attrito del terreno, β rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\beta = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-muro e ε è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale. L'inclinazione della retta d'azione della spinta sull'opera di sostegno è valutata considerando $\delta = 2/3 \varphi$ nel caso dei muri in cemento armato, e $\delta = \varphi$ nel caso delle terre rinforzate.

H.5 Azione sismica di riferimento

Per la caratterizzazione dell'azione sismica sull'opera analizzata si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine 14°39'26.91"E

Latitudine 37°7'42.73"N

Si riporta di seguito il riepilogo della caratterizzazione sismica del territorio, i valori delle accelerazioni di picco e gli altri parametri necessari alla definizione degli spettri di progetto, per i diversi stati limiti da analizzare:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV
- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Tabella H.1: Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto.

	SLO	SLD	SLV	SLC
ag =	0.067	0.097	0.348	0.499
F0 =	2.508	2.394	2.362	2.349
TC* =	0.273	0.290	0.460	0.521
SS, oriz =	1.200	1.200	1.071	1.000
ST =	1.000	1.000	1.000	1.000

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- categoria di suolo B;
- massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0,348$;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1,071$;
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1,000$;

H.6 Incremento di spinta sull'opera di sostegno dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sull'opera di sostegno dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 14/01/2008 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se $\beta \leq \varphi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

β = angolo tra l'intradosso della parete e la verticale

ϑ = angolo definito come:

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \text{coefficiente di intensità sismica orizzontale}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = \text{coefficiente di intensità sismica verticale}$$

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

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Quest'ultimo parametro assume i valori riportati nella tabella seguente.

Tabella H.2: Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,20 < a_g (g) \leq 0,40$	0,31	0,31
$0,10 < a_g (g) \leq 0,20$	0,29	0,24
$a_g (g) \leq 0,10$	0,20	0,18

Nel caso di opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, come è possibile ipotizzare nel caso dei muri fondati su pali, il coefficiente riduttivo β_m deve essere assunto pari a 1 (DM 2008 7.11.6.2.1).

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.

I COMBINAZIONI DEI CARICHI

Per le verifiche dei muri sono state considerate le sollecitazioni risultanti dalle azioni applicate direttamente sull'opera proveniente dalla spinta delle terre e gli eventuali carichi dovuti al traffico.

Le combinazioni di calcolo sono state effettuate secondo quanto disposto dal D.M. 14.01.2008; in particolare sono state considerate:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La normativa prevede che i diversi set di coefficienti di sicurezza parziali siano scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

L'Approccio 1 prevede l'impiego di due diverse combinazioni di set di coefficienti: la prima combinazione risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, la seconda nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO).

L'Approccio 2 prevede l'impiego di una sola combinazione di set di coefficienti:

Combinazione: A1+M1+R3.

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 1 Combinazione 2, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni differiscono a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e EQU).

Tabella I.1: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

		Coefficiente parziale γ_F	EQU ¹	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

¹ se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

⁴ 1.20 per effetti locali

Ai fini delle verifiche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) riassunte di seguito:

Tabella I.2: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

		Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tang } \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_γ	1.0	1.0

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche e strutturali del muro in cemento armato è stato impiegato l'Approccio 1, mentre per quanto riguarda le verifiche della terra rinforzata si fa presente quanto segue:

- Le verifiche di stabilità globale e interna sono state effettuate con riferimento all'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2);
- Le verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa e di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione terreno sono state eseguite, in accordo con quanto prescritto dalla normativa, utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3);
- La verifica al ribaltamento è stata condotta utilizzando i coefficienti parziali delle azioni della tabella 2.6.I (colonna EQU) del DM 2008 ed i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

J VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Il presente capitolo illustra i criteri generali di verifica adottati per le verifiche geotecniche e strutturali condotte nel progetto. I singoli calcoli hanno riguardato quelle sezioni trasversali che in generale sono parse più onerose nei confronti delle singole verifiche (altezze massime) e quelle più rappresentative.

J.1 Muri in cemento armato

J.1.1 Criteri di verifica geotecnica delle fondazioni su pali

Note le terne di azioni (F_x , F_z , ed M_y) ad intradosso platea di fondazione, si procede come segue:

- calcolo dei carichi assiali sui pali;
- dimensionamento geotecnico dei pali;
- verifica strutturale dei pali;
- verifica strutturale della platea di fondazione.

J.1.1.1 Calcolo dei carichi assiali sui pali

Dato un gruppo di n pali soggetto ad una terna di sollecitazioni relativi ad una determinata combinazione, i carichi agenti alla testa di ciascun palo risultano:

$$N_i = \frac{F_z}{n} - \left[\frac{M_y \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2} \right]$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n}$$

dove, fissato un sistema di riferimento XYZ destrorso, avente origine nel baricentro della zattera, asse X positivo verso valle e asse Z rivolto verso l'alto:

- M_y = momento esterno attorno all'asse Y;
- F_x = forza orizzontale esterna nella direzione X;

- F_z = forza verticale esterna nella direzione Z;
- N_i = forza verticale agente alla testa del palo;
- V_{xi} = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione X;
- x_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione X;

Ciascun palo, in virtù dell'inclinazione con cui è posizionato rispetto alla verticale, lo sforzo assiale agente ($N_{i,ass}$) risulta:

$$N_{i,ass} = \frac{N_i}{\cos \alpha_{xi} \cdot \cos \alpha_{yi}}$$

con

- α_{xi} = inclinazione del palo i-esimo rispetto alla verticale, in direzione X;

Per cui deve risultare per ciascuna combinazione e per ciascun palo:

$$Q_{Rd} \geq N_{i,ass} \quad (1).$$

Inoltre devono verificarsi le seguenti condizioni:

$$F_x \leq \sum_{i=1}^n \frac{H_{i,res}}{\sin \alpha_{xi}} \quad (2)$$

$$F_y \leq \sum_{i=1}^n \frac{H_{i,res}}{\sin \alpha_{yi}} \quad (3)$$

dove $H_{i,res}$ è la componente orizzontale del residuo di resistenza assiale dei singoli mediopali che vale:

$$H_{i,res} = Q_{Rd} - N_{i,ass}$$

Mediante un procedimento iterativo è possibile quindi determinare la lunghezza minima dei mediopali affinché siano soddisfatte contemporaneamente le condizioni (1), (2) e (3).

J.1.1.2 Capacità portante dei pali di fondazione

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con l'approccio progettuale 1 previsto da normativa, con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Ed}$$

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R_{s_i}} + \frac{Q_b}{R_{b_i}} \right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_s = \sum_i \pi \cdot D \cdot \tau \cdot \Delta L_i = \text{portata laterale}$$

$$Q_b = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot q_b = \text{portata alla punta (} q_b = \text{pressione di base)}$$

D = diametro del palo di fondazione;

L_i = lunghezza del tratto i-esimo del palo;

τ = resistenza tangenziale limite tra palo e terreno;

W_k = peso proprio del palo

S_w = spinta idraulica sulla porzione di palo immerso

R_w = coefficiente di abbattimento del contributo della spinta idraulica.

In riferimento alla situazione stratigrafica riscontrata, il calcolo della resistenza laterale lungo il palo (τ_s) è stato condotto mediante il metodo classico:

$$\tau_s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

dove:

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;

$$K = (0.7 \div 1) \cdot K_0;$$

K_0 = coefficiente di spinta a riposo;

$\delta = (0.5 \div 1) \cdot \varphi$ (Nel caso in esame si è assunto $\delta = \varphi$);

φ = angolo di resistenza a taglio;

La resistenza alla punta in condizioni drenate è stata calcolata utilizzando la seguente relazione:

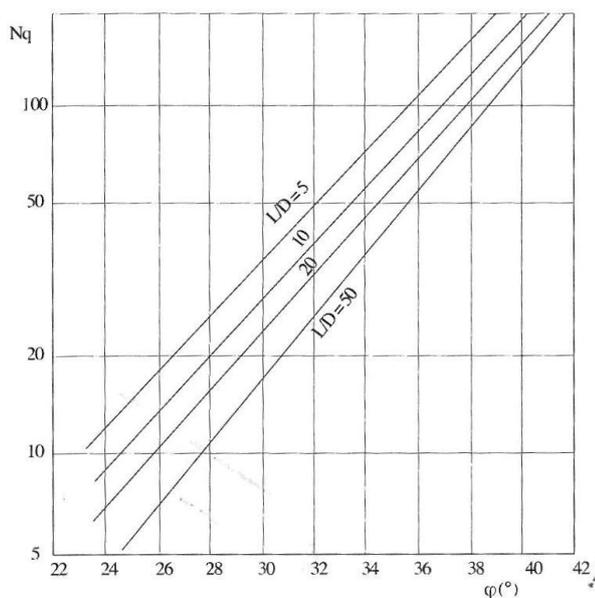
$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

dove:

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;

N_q = fattore di capacità portante valutato secondo le indicazioni di Berezantzev (vedere figura seguente)

Tabella J.1: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev



In condizioni non drenate si è invece adottata la formulazione classica, calcolando la resistenza alla punta in termini di tensioni totali:

$$q_b = (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0})$$

Tenendo conto della forma della fondazione e della profondità relativa, il coefficiente di capacità portante N_c è assunto uguale a 9.

J.1.1.3 Verifica geotecnica a carichi trasversali del palo (Broms)

In presenza di forze orizzontali agenti su un palo (come nel caso dell'azione esercitata dal cumulo di frana) è necessario che esso venga dimensionato a carico limite sotto queste azioni. Lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno si presenta come problema tridimensionale, per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative.

La teoria che verrà presentata è quella sviluppata da Broms, che assume:

terreno omogeneo;

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo ininfluente;
- comportamento del palo di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè si trascurano le deformazioni elastiche dello stesso.

Quest'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione (M_y) del palo, a partire dalla quale si forma una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

Nello studio seguente si fa riferimento a pali soggetti a carichi orizzontali con rotazione impedita in testa, in quanto la presenza di una struttura rigida sulla sommità del palo (zattera) consente l'ipotesi dell'esistenza di un vincolo di incastro.

In funzione delle caratteristiche del terreno e della geometria del palo di fondazione, la resistenza nei confronti dell'azione sollecitante (H) è data dalla minima fra quelle legate a tre differenti risposte strutturali del palo, che sono quella proprio di palo corto, intermedio e lungo.

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

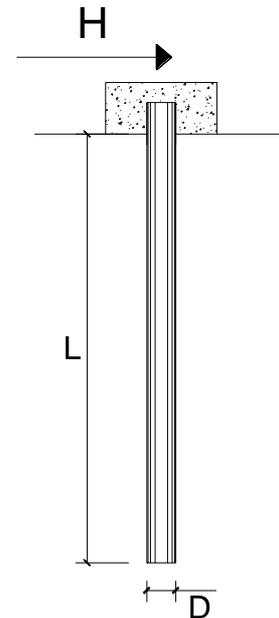
k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



J.1.1.4 Calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo

La determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni del palo, per assegnati carichi trasversali (V_p , M_p) applicati in testa viene effettuata risolvendo la seguente equazione differenziale:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} - E_s \cdot y = 0$$

Nell'espressione precedente, i simboli hanno i seguenti significati:

E_p = modulo di Young del palo

I_p = momento di inerzia del palo

y = spostamento orizzontale

$E_s = k_{s,h} z$ = modulo di reazione orizzontale secante medio del terreno;

$k_{s,h}$ = gradiente del modulo di reazione orizzontale con la profondità z che viene valutato mediante la formulazione di Bowles (1996):

$$k_{s,h} = A_{s,h} + B_{s,h} \cdot z^{0.5} \text{ (MPa)}$$

dove $A_{s,h}$ e $B_{s,h}$ sono fattori che variano in funzione dei parametri geotecnici, la presenza di falda e il diametro di palo.

In riferimento alla litologia dell'area interessata, è stato assunto, secondo le indicazioni geologiche di progetto, uno modulo di reazione orizzontale costante per tutta la stratigrafia.

Tale equazione viene risolta in campo lineare mediante la teoria di Matlock & Reese (1960), che dalle ipotesi di:

- pali interamente immorsati in un terreno omogeneo;
- pali caricati in testa da una forza orizzontale (V_p) ed un momento flettente (M_p)

ricava le espressioni generali di seguito riportate:

$$\delta_h = \left(\frac{V_p \cdot T^3}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot A_y + \left(\frac{M_p \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot B_y \quad \text{spostamento orizzontale;}$$

$$\vartheta = \left(\frac{V_p \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot A_s + \left(\frac{M_p \cdot T}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot B_s \quad \text{rotazione;}$$

$$M = (V_p \cdot T) \cdot A_m + M_p \cdot B_m \quad \text{momento flettente;}$$

$$V = V_p \cdot A_v + \frac{M_p}{T} \cdot B_v \quad \text{taglio;}$$

con:

$$V_p = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \text{azione tagliante polare testa palo;}$$

$$M_p = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \text{momento flettente polare testa palo;}$$

$$T = \left(\frac{E_p \cdot I_p}{E_s} \right)^{0.25}$$

A , B = coefficienti adimensionali funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai

rapporti $\frac{L_p}{T}$ e $\frac{z}{T}$, essendo L_p la lunghezza del palo e z la profondità generica riferita alla testa palo.

Per quanto concerne lo sforzo normale, è stato valutato l'andamento lungo il fusto del palo mediante la risoluzioni dell'equilibrio in direzione assiale per ciascun concio in cui questo è stato suddiviso, secondo la seguente espressione:

$$N(z) = N_{sd} - \frac{Q_s(z)}{FS_s} + Wp$$

con significato dei termini già noto.

Mediante le espressioni di Matlock & Reese appena descritte, vengono valutate le sollecitazioni di taglio e di momento lungo i fusti dei mediopali di fondazione per ciascuna combinazione di carico definita, e sulle quelle risultanti più gravose, vengono condotte le relative verifiche strutturali.

J.1.2 Verifiche strutturali del muro

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti il muro:

- Paramento verticale;
- Zattera di fondazione;
- Palo di fondazione.

J.2 Terre rinforzate

Il progetto e la verifica delle strutture in questione sono stati eseguiti mediante il metodo degli "Stati Limite", verificando:

- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno e stabilità interna (locale);

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica, sia con riferimento alle condizioni statiche che alle condizioni sismiche.

J.3 Verifica allo scorrimento sul piano di posa (GEO)

La risultante delle azioni orizzontali agenti sulla struttura non deve risultare superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come prodotto della risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\varphi')$.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse della terra rinforzata ad essa collegate.

J.4 Verifica al ribaltamento (EQU)

La somma dei momenti instabilizzanti, valutati rispetto allo spigolo di valle del blocco, dovuti alle azioni agenti sulla terra rinforzata non deve risultare superiore al momento stabilizzante dovuto al peso proprio del blocco e le relative azioni variabili.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse della terra rinforzata ad essa collegate.

J.5 Verifica di capacità portante (GEO)

Nella verifica di collasso fondazione-terreno (verifica della capacità portante) l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze normali al piano di posa, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del terreno di fondazione.

J.6 Resistenza a rottura di esercizio dei rinforzi (geogriglie)

La resistenza di esercizio degli elementi di rinforzo (geogriglie) è stata determinata facendo riferimento alla British Standard 8006:1995 "Code of practice for strenghtened/reinforced soils and fills". In accordo alla BS 8006, la resistenza di progetto $T_{progetto}$ del rinforzo è determinata come segue:

$$T_{progetto} = T_{rottura} / (f_{creep} \cdot f_m)$$

dove:

- $T_{rottura}$ è il carico di rottura nominale del rinforzo;
- f_{creep} è il fattore di creep del rinforzo a lungo termine;
- f_m è il fattore di sicurezza del rinforzo, pari a $f_{m11} \cdot f_{m12} \cdot f_{m21} \cdot f_{m22}$

- f_{m11} tiene conto delle procedure produttive (tolleranze) f_{m12} tiene conto della qualità dei processi industriali e di sviluppo del prodotto
- f_{m21} valuta gli effetti dovuti al danneggiamento potenziale durante l'installazione
- f_{m22} rappresenta la suscettibilità all'aggressione chimica, fisica e biologica

il fattore f_{creep} viene calcolato per una data deformazione massima ammissibile durante la vita di progetto, tenendo conto di eventuali fenomeni di creep che dovessero interessare i rinforzi; per le opere in terra rinforzata le deformazioni massime ammissibili nei rinforzi sono nell'ordine del 5 %. Ciò significa che ad esempio per le rete metallica a doppia torsione, non subendo essa gli effetti del creep, avendo un resistenza a rottura con deformazioni inferiori al 5 %, tale resistenza può essere assunta come resistenza a trazione nominale ($f_{creep} = 1.00$).

i fattori parziali di sicurezza che concorrono al valore di f_m per i rinforzi sono considerati all'interno del software a seconda del tipo di rinforzo e del terreno da armare mediante tali rinforzi.

Tale verifica risulta implicitamente verificata nella risoluzione del modello con il software Macstars.

J.7 Resistenza allo sfilamento del rinforzo (pull-out)

Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito nell'ipotesi che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima.

La forza necessaria per lo sfilamento del rinforzo del rilevato (F_{po}) è data dalla seguente relazione:

$$F_{po} = 2\sigma_v \cdot L \cdot W \cdot \mu \cdot \tan \varphi$$

dove:

- σ_v è la tensione verticale agente sul rinforzo
- L è la lunghezza della zona di ancoraggio
- W è la larghezza del rinforzo
- μ è il coefficiente di interazione tra materiale del rilevato e rinforzo
- φ è l'angolo d'attrito interno del materiale da rilevato

i valori del coefficiente di interazione μ derivano da prove di laboratorio e variano a seconda del tipo di terreno che compone il rilevato.

Per i rinforzi in rete metallica a doppia torsione e per i rinforzi in poliestere tali coefficienti sono stati assunti secondo le tabelle successive.

Tabella J.2: Valori del coefficiente di interazione M per rinforzi metallici

Tipo di interazione	μ
Interazione rinforzo-rinforzo	0.30
Sfilamento rinforzo-ghiaia	0.90
Sfilamento rinforzo-sabbia	0.65
Sfilamento rinforzo-limo	0.50
Sfilamento rinforzo-argilla	0.30

Tabella J.3: Valori del coefficiente di interazione M per rinforzi in poliestere ad alta tenacità

Tipo di interazione	μ
Interazione rinforzo-rinforzo	0.316
Sfilamento rinforzo-ghiaia	0.90
Sfilamento rinforzo-sabbia	0.90
filamento rinforzo-limo	0.70
Sfilamento rinforzo-argilla	0.40

Come è possibile dedurre per ogni livello di rinforzi all'interno della struttura il valore della resistenza a rottura rimane costante, mentre la resistenza allo sfilamento varia in quanto è direttamente correlata alla tensione normale agente a quella determinata profondità.

Tale verifica risulta implicitamente verificata nella risoluzione del modello con il software Macstars.

J.8 Verifica di stabilità globale e di stabilità interna (GEO)

Queste verifiche consentono di accertare che la geometria della sezione esaminata, in relazione alle caratteristiche di resistenza al taglio del materiale impiegato, assicuri un sufficiente fattore di sicurezza nei confronti della rottura.

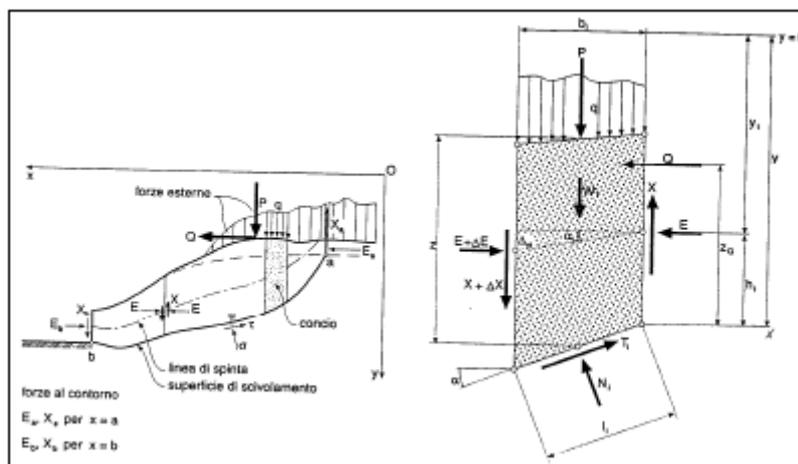
Per l'analisi di stabilità è stato utilizzato il metodo di calcolo di Bishop, che permette di determinare il coefficiente di sicurezza alla rottura.

L'analisi di stabilità è stata condotta secondo il principio dell'equilibrio limite globale; tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio.

Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Di seguito sono riportate schematicamente le azioni agenti su di un singolo concio.

Figura J.1: Forze agenti sul singolo concio



Per ogni concio sono disponibili, per la risoluzione del sistema, le tre equazioni della statica (equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n conci si avranno 3n equazioni linearmente indipendenti; il contributo dei rinforzi viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento.

La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilitarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra la superficie di scorrimento e il rinforzo stesso; il modulo di tale forza è determinato scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile (il minimo tra i due valori). La prima è costante ed assegnata mentre le seconde variano linearmente con la profondità.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido; in tale modello si ipotizza che un qualsiasi rinforzo che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi.

Per ciascun rinforzo devono essere garantite le seguenti condizioni:

- ancoraggio minimo;
- resistenza allo sfilamento nella zona di ancoraggio.

Infatti una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione del rinforzo, mentre se non viene garantita la resistenza allo sfilamento nella zona di ancoraggio la resistenza a trazione viene limitata al valore di sfilamento.

Un corretto dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto una scelta opportuna della lunghezza e della spaziatura dei rinforzi, al fine di garantire la stabilità.

L'analisi di stabilità è stata condotta distinguendola in due tipi:

- **Stabilità globale**: verifica delle dimensioni della massa strutturale nei confronti di scivolamenti più esterni, che possano determinare fenomeni di instabilità più profondi negli strati di terreno; in questo caso si è assunto che le superfici partano a valle del piede dell'opera ed è stata individuata per tentativi la posizione più critica del punto di partenza delle superfici di scivolamento, spostando tale punto verso valle.
- **Stabilità interna**: verifica della lunghezza necessaria e della spaziatura degli elementi di rinforzo tali da garantire che il rilevato rinforzato sia sufficientemente compatto e resistente alle azioni interne provocate dai carichi; si è assunto in questo caso che le superfici partano dal piede di valle dell'opera e si stendano verso monte fino ad incontrare il profilo del terreno, intersecando totalmente o anche solo parzialmente l'ammasso rinforzato. In quest'ultimo caso è considerato che la superficie più critica, ossia con fattore di stabilità minimo, non necessariamente si svilupperà interamente all'interno dell'ammasso rinforzato.

La verifica viene condotta utilizzando superfici di rottura circolari adottando, come prescritto dalla normativa, l'Approccio 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2) in condizioni statiche e (M2+R2+Sisma) in condizioni sismiche.

K VERIFICHE DEL MURO IN C.A.

Nel presente capitolo si riportano i risultati delle verifiche strutturali e geotecniche del muro in cemento armato. Tali risultati faranno riferimento alle due sezioni del muro caratterizzate da altezza del paramento pari rispettivamente a 2 m e 5 m.

A tal proposito si fa presente che:

- Le verifiche strutturali e geotecniche del muro con paramento alto 2 m, essendo il muro stesso localizzato in corrispondenza del corpo della frana, sono state eseguite calcolando la portanza delle fondazioni senza considerare il contributo di resistenza offerto dal primo strato di terreno con potenza 2.5 m (spessore massimo del materiale in frana);
- Le verifiche strutturali e geotecniche del muro con paramento alto 5 m, date le incertezze relative alla geometria del ritombamento di valle, sono state eseguite trascurando la resistenza offerta dal terreno per i primi 6 m di profondità da intradosso platea.

Nella verifica del muro sono stati assunti i parametri geotecnici riportati nelle tabelle sottostanti.

Tabella K.1: Parametri geotecnici modello di calcolo muro H = 5.00 m

Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Rilevato di nuova realizzazione stabilizzato a calce (materiale di riempimento)	19	24	17
Litologia al di sotto dell'intradosso platea			
Rinterro alla base del muro	19	38	0
Pm	18.00	27	14.00
Falda a 12.00 m da intradosso platea			

Tabella K.2: Parametri geotecnici modello di calcolo muro H = 2.00 m

Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
----------	----------------------------------	----------------	---------------

Rilevato di nuova realizzazione stabilizzato a calce (materiale di riempimento) (materiale di riempimento)	19	24	17
Litologia al di sotto dell'intradosso platea			
Frana	19.00	18	0.00
Pm	18.00	27	14.00
Falda a 20.00 m da intradosso platea			

Figura K.1: Sezione di riferimento (muro da 2.00 m)

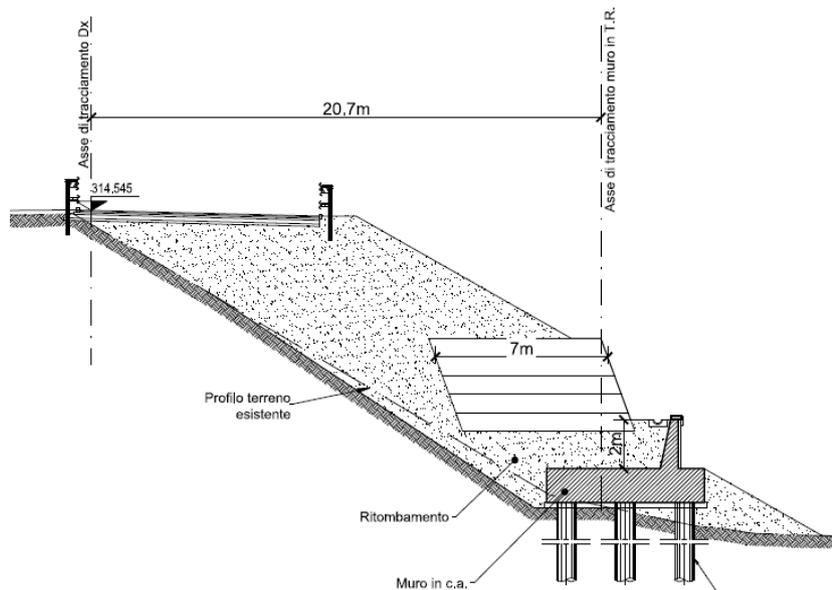
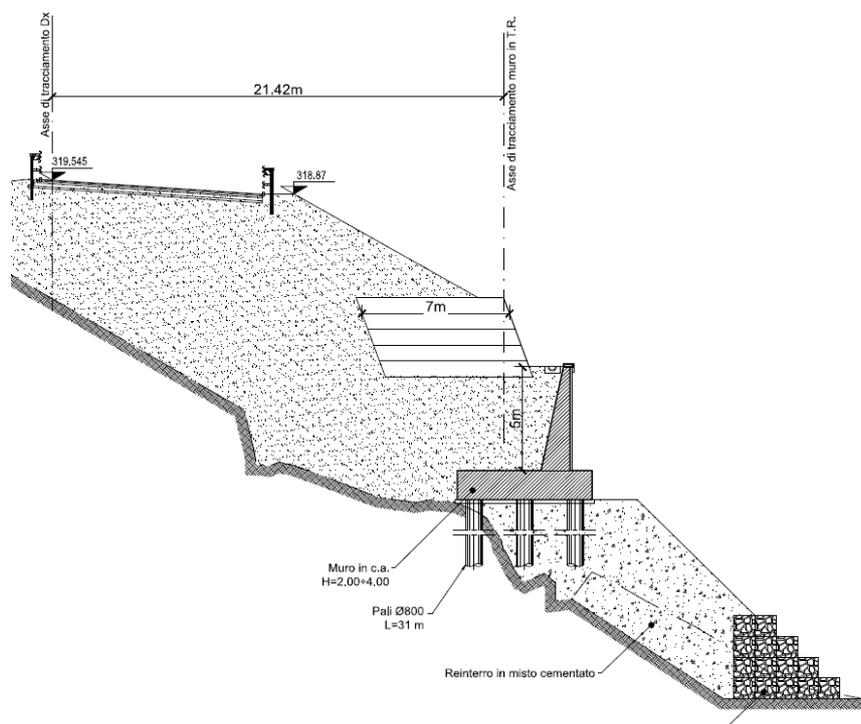


Figura K.2: Sezione di riferimento (muro da 5.00 m)



K.1 Verifica dei pali di fondazione per carichi orizzontali (Broms)

Ai fini dell'analisi si è considerata un'armatura longitudinale dei pali costituita da un totale di 40Ø24 disposti su due livelli concentrici. Tale armatura, considerando la lunghezza necessaria all'ancoraggio delle barre e lo spessore dello strato di accumulo di frana (2 m), si dispone lungo i primi 4 m del palo a partire dalla sommità.

Tabella K.3: risultati verifica Broms (parte 1 di 2)

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

$R_{ck} = 40$ (N/mm²)

$\gamma_c = 1.5$

$f_{cd} = 0.83 * R_{ck} / \gamma_c = 18.81$ (N/mm²)

Acciaio

tipo di acciaio

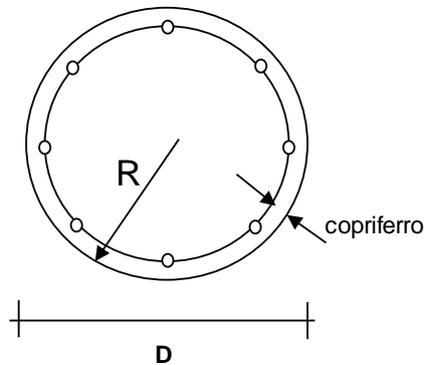
$f_{yk} = 450$ (N/mm²)

$\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ (N/mm²)

$E_s = 200000$ (N/mm²)

$\epsilon_{ys} = 0.20\%$



Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 24	9047.79	50
20	φ 24	9047.79	100
0	φ 8	0.00	0

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 1822.62$ (kN m)

Tabella K.4: risultati verifica Broms (parte 2 di 2)

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

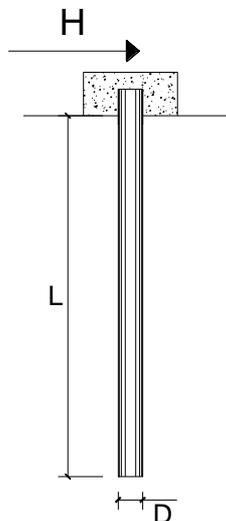
k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$



DATI DI IMPUT:

L = 20.00 (m)

D = 0.80 (m)

M_y = 1822.62 (kN m)

F_s = 2.64 (-)

ϕ' = 27.00 (°)

k_p = 2.66 (-)

γ = 18.00 (kN/m³)

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Valore scelto di ξ = 1.65

Valore scelto di R = 1.60

Palo corto:

H1 = 23007.80 (kN)

H1/FS = 8715.08 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 7760.40 (kN)

H2/FS = 2939.54 (kN)

Palo lungo:

H3 = 1198.46 (kN)

H3/FS = 453.96 (kN)

H = min(H1, H2, H3) = 453.96 (kN) palo lungo

Dal momento che $H=454 \text{ kN} > F=437.5 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

K.2 Verifiche muro H = 2.00 metri

K.2.1 Input di calcolo

Tabella K.5: Dati geometrici

Tipologia di fondazione:	Indiretta su pali	
Lunghezza platea:	Lpl =	6.40 m
Spessore platea:	Hpl =	1.40 m
Altezza paramento muro:	Hm =	2.00 m
Spessore superiore paramento muro:	SMS =	0.30 m
Spessore inferiore paramento muro:	SML =	0.59 m
Inclinazione interna paramento muro:	$\beta =$	8.130 ° (>=0)
Inclinazione esterna paramento muro:	$\alpha =$	0.000 ° (>=0)
Inclinazione terrapieno a monte:	$i =$	0.000 ° (>=0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	4.61 m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	0.00 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	1.20 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	4.90 m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	1.20 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	3.40 m
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	0.00 m
Diametro del palo:	Dp =	0.80 m
Classe di resistenza del palo:	Rck =	C32/40
Modulo di Young del palo:	Ep =	33643 Mpa
Numero di pali in direzione X:	N° pali =	3
Lunghezza tratto non reagente:	Lnr =	0.00 m
Interasse trasversale:	ltrasv =	2.40 m
Interasse longitudinale:	llong =	2.40 m
Distanza bordo fondazione e asse palo:	s =	0.80 m

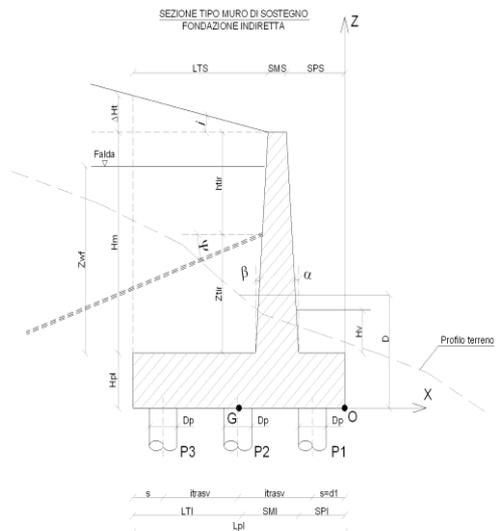


Tabella K.6: Dati di calcolo

Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t =$	19.00 kN/m ³
Coesione terreno:	$c_t =$	17.00 kN/m ²
Angolo di attrito interno:	$\phi =$	24.00 °
Rapporto α/ϕ :	$\alpha/\phi =$	0.667
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta =$	13.077 °
Posizione della falda da intradosso platea:	zwf =	-20.00 m
Sottospinta idraulica:	ADM =	0 (1= si, 0= no)
Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} =$	25 kN/m ³
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:		

Dati di carico

Sovraccarico a monte:	qm =	20.00 kN/m ²
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	30 (0 -100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	0.00 kN/m ²

Volume di terreno a monte:	VTM =	45.00 m ³
----------------------------	-------	----------------------

Azione di svio in testa muro

Forza verticale in testa paramento:	Fzm =	0.00 kN/m
Forza orizzontale in testa paramento:	Fxm =	0.00 kN/m
Momento in testa paramento:	Mym =	0.00 kN/m
Braccio da estradosso paramento:	ezm =	0.00 m (>0 in alto)
Braccio da filo est. sup. paramento muro:	exm =	-0.15 m (>0 a valle)

Coefficiente di spinta a riposo:	$K_0 =$	0.664
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a =$	0.505
Coefficiente di spinta passiva:	$K_p =$	1.761
Considerare spinta passiva a valle?		No
Coefficiente di spinta utilizzato	$K =$	0.664
Coefficiente sismico orizzontale:	$k_h =$	0.3727
Considerare sisma verticale?		Si
Coefficiente sismico verticale:	$k_v =$	0.1864

Tabella K.7: Coefficienti parziali

Coefficienti parziali	Approccio 1		EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-	Fessurazione	
	STR	GEO				Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.25	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00
Coazione drenata	1.00	1.25	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00
Coazione non drenata	1.00	1.40	1.40	1.40	1.40	1.00	1.00
Capacità portante	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Scorrimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.00	1.45	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.00	1.70	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.00	1.60	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.30	1.50	0.00	0.00	0.40	0.00

K.2.2 Analisi delle sollecitazioni

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 6

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	$K_s =$	0.664
Peso di volume terreno:	$P_t =$	19.0 kN/m ³
Peso di volume calcestruzzo:	$P_{cls} =$	25.0 kN/m ³
Inclinazione spinta su paramento muro:	$\text{ism} =$	21.207 °
Angolo di attrito terreno di base:	$\phi_t =$	14.6 °
Angolo di attrito platea-terreno:	$\alpha =$	14.6 °
Coesione non drenata:	$c_u =$	0.00 kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	$A_{so} =$	0.00 g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	$A_{sv} =$	0.00 g
Incremento sismico spinta:	$\Delta K_S =$	0.00
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	$A_{ot} =$	1 (1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	$Q_{sm} =$	26 kPa
Percentuale sovr. su platea:	$SSP =$	30 (0 -100%)
Carico terreno a monte:	$Q_{tm} =$	113.62 kPa
Sovraccarico variabile a valle:	$Q_{sv} =$	0.00 kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	$h_{wf} =$	-21.40 m
Press. idrostatica dietro paramento muro:	$ADM =$	0 (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	2.00	30.00	0.15	65.82	-33.04	0.00	0.00	0.00
1	0.20	1.80	32.86	0.16	68.18	-34.67	-6.77	13.40	1.33
2	0.40	1.60	35.71	0.18	70.53	-36.29	-13.87	27.27	5.39
3	0.60	1.40	38.57	0.19	72.88	-37.92	-21.29	41.61	12.27
4	0.80	1.20	41.43	0.21	75.24	-39.55	-29.04	56.42	22.07
5	1.00	1.00	44.29	0.22	77.59	-41.18	-37.11	71.71	34.87
6	1.20	0.80	47.14	0.24	79.95	-42.81	-45.51	87.46	50.78
7	1.40	0.60	50.00	0.25	82.30	-44.43	-54.23	103.68	69.89
8	1.60	0.40	52.86	0.26	84.65	-46.06	-63.28	120.38	92.29
9	1.80	0.20	55.71	0.28	87.01	-47.69	-72.65	137.55	118.07
10	2.00	0.00	58.57	0.29	89.36	-49.32	-82.35	155.18	147.34

Legenda:

Z da PS quota sezione da estradosso platea

Z da MS quota sezione da estradosso muro

S = spessore sezione

Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea

qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)

qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)

Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)

Vk = sforzo di taglio caratt.

Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	0.60	1.35	2.40	0.00	-15.00	-20.31	0.00	27.69
Paramento triang.m	0.29	1.60	2.07	0.00	-7.14	-11.43	0.00	11.43
Paramento triang.v	0.00	1.20	2.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	8.96	3.20	0.70	0.00	-224.00	-716.80	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	9.22	4.10	2.40	0.00	-175.18	-717.36	0.00	-156.79
Terrapieno monte 2	0.29	1.69	2.73	0.00	-5.43	-9.20	0.00	8.17
Terrapieno valle	0.00	0.60	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	3.95	3.40	0.00	-205.07	-810.45	0.00	-154.24
Peso sovracc. su platea a valle	0.60	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sovr. monte	6.40	1.70	294.07	-114.10	0.00	-230.33	134.80
Spinta terreno su muro	6.40	1.13	-2.25	0.87	0.00	3.04	0.24
Incremento sismico spinta terr.	6.40	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	1.35	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta dell'acqua	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sottospinta idraulica	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	1.20	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	1.20	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-246.14	-748.54	0.00	39.12
Terrapieno	0.00	-180.61	-726.56	0.00	-148.61
Sollecitazioni esterne	291.82	-318.30	-810.45	-227.30	-19.20
TOTALE:	729.32	-745.05	-2285.55	-227.30	-1003.70

Legenda:

X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro

Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro

Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante

Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

K.2.3 Verifiche geotecniche

Tabella K.8: Sollecitazioni risultanti

Combinazioni		Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
			Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m
1	STR	Statica	105.66	-69.49	96.40	650.17	-692.53	-1055.59
2	STR	Statica + Variabile	138.14	-84.05	128.89	705.39	-761.34	-1074.04
3	STR	Statica + Svio	105.66	-69.49	96.40	650.17	-692.53	-1055.59
4	STR	Statica + Variabile + Svio	138.14	-84.05	128.89	705.39	-761.34	-1074.04
5	GEO	Statica	122.97	-69.86	115.12	674.56	-685.61	-1000.08
6	GEO	Statica + Variabile	155.18	-82.35	147.34	729.32	-745.05	-1003.70
7	GEO	Statica + Svio	122.97	-69.86	115.12	674.56	-685.61	-1000.08
8	GEO	Statica + Variabile + Svio	155.18	-82.35	147.34	729.32	-745.05	-1003.70
9	EQU	Statica	129.46	-70.16	120.83	688.39	-648.30	-990.62
10	EQU	Statica + Variabile	166.63	-84.58	157.99	751.58	-716.88	-994.80
11	EQU	Statica + Svio	129.46	-70.16	120.83	688.39	-648.30	-990.62
12	EQU	Statica + Variabile + Svio	166.63	-84.58	157.99	751.58	-716.88	-994.80
13	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	121.30	-52.47	114.45	843.97	-580.93	-689.06
14	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	123.19	-60.72	116.34	849.81	-739.98	-719.94
15	Freq.	Fessurazione - Frequente	107.12	-70.15	100.26	644.09	-701.56	-1054.25
16	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	98.46	-66.26	91.60	629.36	-683.21	-1049.33

Figura K.3: Riassunto verifica capacità portante dei pali

Dati di input della fondazione

Diametro del palo	Dp =	0.80 m
Modulo di Young del palo	Ep =	33643 MPa
Momento di inerzia del palo	Ip =	2.01E-02 m ⁴
Numero di pali in direzione X	N° pali =	3 (1-6)
Lunghezza tratto non reagente	Lnr =	0.00 m
Matloock&Reese?		No
Larghezza della platea	B _{platea} =	6.40 m
Interasse trasversale	i _{trav} =	2.40 m
Interasse longitudinale	i _{long} =	2.40 m
Numero di strati di base	ns =	3
Profondità della falda dal p.p.	Zw =	20.00 m
Distanza bordo platea e asse palo	s =	0.80 m
Altezza di scavo dal p.c.	D =	0.00 m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	ks (kN/m ³)	Es (kN/m ²)
1	Frana	Sabbie sciolte	Drenate	0.00	2.50	19.00	19.00	18.00	0.00	0.00	-	120000
2	Pm	Argilla/Limo	Drenate	2.50	20.00	18.00	18.00	27.00	14.00	140.00	-	56000
3	Pm	Argilla/Limo	Non drena	20.00	60.00	18.00	18.00	27.00	14.00	140.00	-	5600

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = peso specifico strato

γ_{sat} = peso specifico strato

φ' = Angolo di attrito efficace

cu = Coesione non drenata

c' = Coesione drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno

ks = Coefficiente direzione orizzontale del terreno

Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo

Condizioni drenate:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

1 .Metodo di Reese&O'Neill (1988): $\tau = \beta\sigma'_{v0}$ con

2 .Metodo classico: $\tau = c_u + \beta\sigma'_{v0}$ con

per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi

per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

2

$c_u/c' =$ 0.00 (0.20÷0.60)

$K/K_0 =$ 0.75 (0.70÷1.00)

$\delta/\phi =$ 1.00 (0.50÷1.00)

Limite superiore della resistenza a taglio drenata:

$\beta\sigma'_{v0} =$ 200 kPa

Condizione non drenata:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo: $\tau = \alpha c_u$ con α coefficiente empirico

Valore di α in sede di progettazione:

α = 0.65 (0.45÷0.65)

Limite superiore della resistenza a taglio non drenata:

αc_u = 96 kPa

Criterio di calcolo della resistenza alla punta del palo

Tensione litostatica alla punta: $\sigma_{v0} = 318.15 \text{ kN/m}^2$
 Coesione non drenata alla punta: $c_u = 140.00 \text{ kPa}$
 Coesione efficace alla punta: $c' = 14.00 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito alla punta: $\phi' = 27.00^\circ$
 Diametro palo: $D_p = 0.80 \text{ m}$

Tipo di strato di base: Drenato

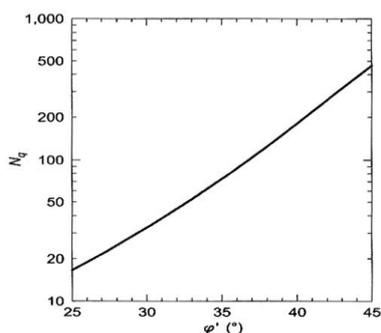
Strato di base in condizioni drenate

Metodo di calcolo:

- 1 .Metodo di Berezantzev: $q_{kb} = N_q \sigma'_{v0}$ per terreni prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi
- 2 .Metodo di Reese&O'Neill: $q_{kb} = \alpha_N N_{SPT}$ noti i risultati delle prove penetrometriche SPT
- 3 .Metodo di Meyerhof-Vesic: $q_{kb} = c N_c + \eta \sigma_{v0} (N_q - 1)$ per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo: 1

Metodo di Berezantzev:



Fattore di capacità portante: $N_q = 20.00$
 Pressione di base: $q_{kb} = 4.00 \text{ MPa}$

Condizioni di calcolo

Trascurare la resistenza alla punta? No
 Trascurare la resistenza laterale? No

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Valore scelto di $\xi = 1.65$

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche con i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	Approccio 1					Fessurazione	
	STR	GEO	EQU	ISMA X+ Z	ISMA X+ Z	Freq.	Q. Perm.
Resistenza laterale:	1.65	2.39	1.65	1.90	1.90	1.65	1.65
Resistenza alla punta:	1.65	2.81	1.65	2.23	2.23	1.65	1.65
Resistenza laterale in trazione:	1.65	2.64	1.65	2.06	2.06	1.65	1.65
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella K.9: Riassunto azioni in testa palo

Combinazioni			Vp (kN)	Mp (kNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
N°	Tipo	Descr.					
1	STR	Statica	520.14	0.00	-26.23	-554.03	-1081.82
2	STR	Statica + Variabile	564.32	0.00	-72.05	-609.07	-1146.09
3	STR	Statica + Svio	520.14	0.00	-26.23	-554.03	-1081.82
4	STR	Statica + Variabile + Svio	564.32	0.00	-72.05	-609.07	-1146.09
5	GEO	Statica	539.65	0.00	-48.45	-548.49	-1048.53
6	GEO	Statica + Variabile	583.46	0.00	-94.19	-596.04	-1097.89
7	GEO	Statica + Svio	539.65	0.00	-48.45	-548.49	-1048.53
8	GEO	Statica + Variabile + Svio	583.46	0.00	-94.19	-596.04	-1097.89
9	EQU	Statica	550.71	0.00	-23.33	-518.64	-1013.96
10	EQU	Statica + Variabile	601.26	0.00	-76.10	-573.51	-1070.91
11	EQU	Statica + Svio	550.71	0.00	-23.33	-518.64	-1013.96
12	EQU	Statica + Variabile + Svio	601.26	0.00	-76.10	-573.51	-1070.91
13	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	675.18	0.00	-120.22	-464.74	-809.27
14	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	679.85	0.00	-232.02	-591.99	-951.96
15	Freq.	Fessurazione - Frequente	515.27	0.00	-34.12	-561.25	-1088.37
16	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	503.49	0.00	-21.90	-546.57	-1071.23

Tabella K.10: Calcolo lunghezza pali

Combinazioni			Lp,max	Lp1 (m)	Lp2 (m)	Lp3 (m)
N°	Tipo	Descr.				
1	STR	Statica	9.50	0.50	5.50	9.50
2	STR	Statica + Variabile	10.00	1.00	6.00	10.00
3	STR	Statica + Svio	9.50	0.50	5.50	9.50
4	STR	Statica + Variabile + Svio	10.00	1.00	6.00	10.00
5	GEO	Statica	17.00	1.00	8.50	17.00
6	GEO	Statica + Variabile	18.00	2.00	9.00	18.00
7	GEO	Statica + Svio	17.00	1.00	8.50	17.00
8	GEO	Statica + Variabile + Svio	18.00	2.00	9.00	18.00
9	EQU	Statica	9.00	0.50	5.00	9.00
10	EQU	Statica + Variabile	9.50	1.00	5.50	9.50
11	EQU	Statica + Svio	9.00	0.50	5.00	9.00
12	EQU	Statica + Variabile + Svio	9.50	1.00	5.50	9.50
13	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	9.50	2.00	6.00	9.50
14	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	10.50	3.50	7.50	10.50
15	Freq.	Fessurazione - Frequente	9.50	0.50	5.50	9.50
16	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	9.00	0.50	5.50	9.00

Tabella K.11: Calcolo resistenza laterale palo

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo

N° Concio	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	0.90	0.45	1	19.00	8.55	0.00	0.00	0.17	1.44	0.00
2	1.80	1.35	1	19.00	25.65	0.00	0.00	0.17	4.32	0.00
3	2.70	2.25	1	19.00	42.75	0.00	0.00	0.17	7.20	0.00
4	3.60	3.15	2	18.00	58.95	140.00	0.00	0.21	12.30	27.82
5	4.50	4.05	2	18.00	75.15	140.00	0.00	0.21	15.68	35.47
6	5.40	4.95	2	18.00	91.35	140.00	0.00	0.21	19.06	43.11
7	6.30	5.85	2	18.00	107.55	140.00	0.00	0.21	22.44	50.76
8	7.20	6.75	2	18.00	123.75	140.00	0.00	0.21	25.82	58.41
9	8.10	7.65	2	18.00	139.95	140.00	0.00	0.21	29.20	66.05
10	9.00	8.55	2	18.00	156.15	140.00	0.00	0.21	32.58	73.70
11	9.90	9.45	2	18.00	172.35	140.00	0.00	0.21	35.96	81.34
12	10.80	10.35	2	18.00	188.55	140.00	0.00	0.21	39.34	88.99
13	11.70	11.25	2	18.00	204.75	140.00	0.00	0.21	42.72	96.63
14	12.60	12.15	2	18.00	220.95	140.00	0.00	0.21	46.10	104.28
15	13.50	13.05	2	18.00	237.15	140.00	0.00	0.21	49.48	111.93
16	14.40	13.95	2	18.00	253.35	140.00	0.00	0.21	52.86	119.57
17	15.30	14.85	2	18.00	269.55	140.00	0.00	0.21	56.24	127.22
18	16.20	15.75	2	18.00	285.75	140.00	0.00	0.21	59.62	134.86
19	17.10	16.65	2	18.00	301.95	140.00	0.00	0.21	63.00	142.51
20	18.00	17.55	2	18.00	318.15	140.00	0.00	0.21	66.38	150.16

Q_s = 1512.81

Legenda:

zfin conc = profondità finale del concio dal piano di posa

zm conc = profondità media del concio dal piano di posa

γ' = peso specifico efficace dello strato

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota zm

cu = Coesione non drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratteristica sul palo

ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Calcolo della capacità portante del palo

Resistenza laterale caratteristica: **Q_{k,s} = 1512.81 kN**

Resistenza alla punta caratteristica: **Q_{k,b} = 2010.62 kN**

Peso caratteristico del palo: **W_{p,k} = -226.19 kN**

Combinazione più gravosa:

6 GEO

Lunghezza palo di progetto: **L_p = 18.00 m**

Carico resistente ultimo a compr.: **Q_{Rd,compr} = -1122.92 kN**

Carico resistente ultimo a traz.: **Q_{Rd,traz} = 799.23 kN**

K.2.4 Verifiche strutturali

Tabella K.12: Riassunto parametri di calcolo

Parametri di resistenza

Resistenza caract. cls:	Rck =	40 MPa	fctm =	3.10 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	18.81 MPa	fcd =	9.41 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.45 MPa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 MPa	cotθ =	2.5 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	6.00 cm		

K.2.4.1 Paramento

Il paramento verticale viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia. Il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo agli SLE, secondo le indicazioni geometriche prima descritte.

Tabella K.13: Verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$A_{S_{nec}}$ (cm ² /m)	$A_{S_{min}}$ (cm ² /m)	$A_{S_{prog}}$ (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.94	10.05	2.00
1.00	32.86	24.86	-6.77	1.33	0.00	0.00	0.02	4.45	10.05	1.80
2.00	35.71	27.71	-13.87	5.39	0.00	0.00	0.27	4.96	10.05	1.60
3.00	38.57	30.57	-21.29	12.27	0.01	0.01	0.69	5.47	10.05	1.40
4.00	41.43	33.43	-29.04	22.07	0.01	0.01	1.25	5.99	10.05	1.20
5.00	44.29	36.29	-37.11	34.87	0.02	0.02	1.92	6.50	10.05	1.00
6.00	47.14	39.14	-45.51	50.78	0.02	0.02	2.69	7.01	10.05	0.80
7.00	50.00	42.00	-54.23	69.89	0.02	0.02	3.54	7.52	10.05	0.60
8.00	52.86	44.86	-63.28	92.29	0.03	0.03	4.47	8.03	15.71	0.40
9.00	55.71	47.71	-72.65	118.07	0.03	0.03	5.46	8.54	15.71	0.20
10.00	58.57	50.57	-82.35	147.34	0.03	0.04	6.51	9.05	15.71	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

$A_{S_{nec}}$ = Area di armatura tesa necessaria

$A_{S_{prog}}$ = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

$A_{S_{min}}$ = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella K.14: Verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm ² /m)	Asw/s_{nec} (cm ² /m)	Asw/s_{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	22.00	0.00	127.67	1605.62	10.24	0.00	10.60	2.00
1.00	32.86	24.86	13.40	134.49	1814.14	10.24	0.00	10.60	1.80
2.00	35.71	27.71	27.27	140.99	2022.66	10.24	0.00	10.60	1.60
3.00	38.57	30.57	41.61	149.99	2231.19	10.24	0.00	10.60	1.40
4.00	41.43	33.43	56.42	159.22	2439.71	10.24	0.00	10.60	1.20
5.00	44.29	36.29	71.71	168.31	2648.23	10.24	0.00	10.60	1.00
6.00	47.14	39.14	87.46	177.26	2856.75	10.24	0.00	10.60	0.80
7.00	50.00	42.00	103.68	186.10	3065.27	10.24	0.00	10.60	0.60
8.00	52.86	44.86	120.38	203.37	3273.80	10.24	0.00	10.60	0.40
9.00	55.71	47.71	137.55	209.33	3482.32	10.24	0.00	10.60	0.20
10.00	58.57	50.57	155.18	215.16	3690.84	10.24	0.00	10.60	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compresse

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella K.15: Verifica a fessurazione

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	x [cm]	A _{c, eff} [cm ²]	S _s [Nmm ²]	S _{sr} [Nmm ²]	r _f	e _{sm} - ε _{cm} ‰	S _{rm} [mm]	W _k [mm]
Paramento	0	2.51	8.80	6.72	2200.00	0.00	252.20	0.00	0.00	625.16	0.00
Paramento	1	2.51	8.80	13.51	2200.00	1.14	257.80	0.00	0.00	625.16	0.00
Paramento	2	2.51	8.80	10.69	2200.00	8.32	270.76	0.00	0.00	625.16	0.02
Paramento	3	2.51	8.80	10.37	2200.00	20.39	283.74	0.00	0.00	625.16	0.04
Paramento	4	2.51	8.80	10.48	2200.00	36.21	296.72	0.00	0.00	625.16	0.07
Paramento	5	2.51	8.80	10.73	2200.00	55.03	309.68	0.00	0.00	625.16	0.10
Paramento	6	2.51	8.80	11.03	2200.00	76.35	322.60	0.00	0.00	625.16	0.14
Paramento	7	2.51	8.80	11.36	2200.00	99.79	335.47	0.00	0.00	625.16	0.19
Paramento	8	3.93	9.00	13.91	2250.00	82.76	232.78	0.01	0.00	517.61	0.13
Paramento	9	3.93	9.00	14.35	2250.00	100.43	241.22	0.01	0.00	517.61	0.16
Paramento	10	3.93	9.00	14.78	2250.00	119.07	249.61	0.01	0.00	517.61	0.18

K.2.4.2 Pali di fondazione

Il palo viene suddiviso in 20 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio. Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e di seguito si riportano gli involucri delle verifiche a pressoflessione e taglio relative alla combinazione di carico più gravosa.

Per quanto riguarda l'armatura dei pali si fa presente quanto segue:

- I quantitativi d'armatura longitudinale sono congruenti con quelli necessari al superamento della verifica geotecnica del palo (Broms) riportata nel paragrafo precedente, e pari a 40Ø20 nei primi 4 m di palo;
- L'armatura a taglio, nei primi 12 m di palo, è stata progettata a fronte della resistenza richiesta per il soddisfacimento delle verifiche di stabilità globale, per il superamento delle quali deve essere $V_{Rds} \geq 1240$ kN (resistenza a taglio del palo lato acciaio teso). Tale valore si ottiene armando la sezione mediante una staffatura a spirale Ø14/12.5 (equivalenti a 24.6 cm²/m). Risulta infatti

$$V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot 2.5 = 0.9 \cdot 570 \cdot 2.46 \cdot 393.1 \cdot 2.5 = 1240 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità globale si rimanda al prossimo capitolo.

Si riportano di seguito rispettivamente le tabelle riassuntive delle azioni sui pali relative alle varie combinazioni ed i risultati delle verifiche eseguite sui pali.

Tabella K.16: Azioni in testa al palo combinazione 1

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	520.14	0.00	-26.23	-554.03	-1081.82
1	0.450	177.89	299.84	-37.54	-565.34	-1093.13
2	1.350	-11.55	362.93	-48.85	-576.65	-1104.44
3	2.250	-92.38	309.45	-60.16	-587.96	-1115.75
4	3.150	-101.68	341.76	-59.84	-587.64	-1115.43
5	4.050	-104.12	246.06	-56.33	-584.12	-1111.92
6	4.950	-89.18	158.09	-49.62	-577.41	-1105.21
7	5.850	-67.15	88.14	-39.71	-567.51	-1095.30
8	6.750	-44.80	38.05	-26.61	-554.40	-1082.20
9	7.650	-26.29	6.48	-10.31	-538.10	-1065.90
10	8.550	-12.63	-10.83	0.00	-518.61	-1046.41
11	9.450	-7.81	-14.55	0.00	-495.92	-1023.72
12	10.350	-7.00	-13.05	0.00	-470.04	-997.83
13	11.250	-6.20	-11.56	0.00	-440.96	-968.75
14	12.150	-5.39	-10.06	0.00	-408.68	-936.47
15	13.050	-4.59	-8.56	0.00	-373.21	-901.00
16	13.950	-3.79	-7.06	0.00	-334.54	-862.33
17	14.850	-2.98	-5.56	0.00	-292.67	-820.47
18	15.750	-2.18	-4.07	0.00	-247.61	-775.41
19	16.650	-1.38	-2.57	0.00	-199.36	-727.15
20	17.550	-0.57	-1.07	0.00	-147.91	-675.70

Tabella K.17: Azioni in testa al palo combinazione 2

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	564.32	0.00	-72.05	-609.07	-1146.09
1	0.450	192.99	325.30	-83.36	-620.38	-1157.40
2	1.350	-12.53	393.76	-94.67	-631.69	-1168.71
3	2.250	-100.22	335.73	-105.98	-643.00	-1180.02
4	3.150	-110.31	370.78	-105.66	-642.68	-1179.70
5	4.050	-112.96	266.96	-102.15	-639.17	-1176.19
6	4.950	-96.75	171.51	-95.44	-632.46	-1169.48
7	5.850	-72.85	95.62	-85.53	-622.55	-1159.57
8	6.750	-48.61	41.28	-72.43	-609.45	-1146.47
9	7.650	-28.53	7.04	-56.13	-593.15	-1130.17
10	8.550	-13.70	-11.76	-36.64	-573.66	-1110.68
11	9.450	-8.47	-15.79	-13.95	-550.97	-1087.99
12	10.350	-7.60	-14.16	0.00	-525.08	-1062.10
13	11.250	-6.72	-12.54	0.00	-496.00	-1033.02
14	12.150	-5.85	-10.91	0.00	-463.72	-1000.74
15	13.050	-4.98	-9.29	0.00	-428.25	-965.27
16	13.950	-4.11	-7.66	0.00	-389.58	-926.60
17	14.850	-3.24	-6.04	0.00	-347.72	-884.74
18	15.750	-2.37	-4.41	0.00	-302.66	-839.68
19	16.650	-1.49	-2.79	0.00	-254.40	-791.42
20	17.550	-0.62	-1.16	0.00	-202.95	-739.97

Tabella K.18: Azioni in testa al palo combinazione 3

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	520.14	0.00	-26.23	-554.03	-1081.82
1	0.450	177.89	299.84	-37.54	-565.34	-1093.13
2	1.350	-11.55	362.93	-48.85	-576.65	-1104.44
3	2.250	-92.38	309.45	-60.16	-587.96	-1115.75
4	3.150	-101.68	341.76	-59.84	-587.64	-1115.43
5	4.050	-104.12	246.06	-56.33	-584.12	-1111.92
6	4.950	-89.18	158.09	-49.62	-577.41	-1105.21
7	5.850	-67.15	88.14	-39.71	-567.51	-1095.30
8	6.750	-44.80	38.05	-26.61	-554.40	-1082.20
9	7.650	-26.29	6.48	-10.31	-538.10	-1065.90
10	8.550	-12.63	-10.83	0.00	-518.61	-1046.41
11	9.450	-7.81	-14.55	0.00	-495.92	-1023.72
12	10.350	-7.00	-13.05	0.00	-470.04	-997.83
13	11.250	-6.20	-11.56	0.00	-440.96	-968.75
14	12.150	-5.39	-10.06	0.00	-408.68	-936.47
15	13.050	-4.59	-8.56	0.00	-373.21	-901.00
16	13.950	-3.79	-7.06	0.00	-334.54	-862.33
17	14.850	-2.98	-5.56	0.00	-292.67	-820.47
18	15.750	-2.18	-4.07	0.00	-247.61	-775.41
19	16.650	-1.38	-2.57	0.00	-199.36	-727.15
20	17.550	-0.57	-1.07	0.00	-147.91	-675.70

Tabella K.19: Azioni in testa al palo combinazione 4

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	564.32	0.00	-72.05	-609.07	-1146.09
1	0.450	192.99	325.30	-83.36	-620.38	-1157.40
2	1.350	-12.53	393.76	-94.67	-631.69	-1168.71
3	2.250	-100.22	335.73	-105.98	-643.00	-1180.02
4	3.150	-110.31	370.78	-105.66	-642.68	-1179.70
5	4.050	-112.96	266.96	-102.15	-639.17	-1176.19
6	4.950	-96.75	171.51	-95.44	-632.46	-1169.48
7	5.850	-72.85	95.62	-85.53	-622.55	-1159.57
8	6.750	-48.61	41.28	-72.43	-609.45	-1146.47
9	7.650	-28.53	7.04	-56.13	-593.15	-1130.17
10	8.550	-13.70	-11.76	-36.64	-573.66	-1110.68
11	9.450	-8.47	-15.79	-13.95	-550.97	-1087.99
12	10.350	-7.60	-14.16	0.00	-525.08	-1062.10
13	11.250	-6.72	-12.54	0.00	-496.00	-1033.02
14	12.150	-5.85	-10.91	0.00	-463.72	-1000.74
15	13.050	-4.98	-9.29	0.00	-428.25	-965.27
16	13.950	-4.11	-7.66	0.00	-389.58	-926.60
17	14.850	-3.24	-6.04	0.00	-347.72	-884.74
18	15.750	-2.37	-4.41	0.00	-302.66	-839.68
19	16.650	-1.49	-2.79	0.00	-254.40	-791.42
20	17.550	-0.62	-1.16	0.00	-202.95	-739.97

Tabella K.20: Azioni in testa al palo combinazione 5

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	539.65	0.00	-48.45	-548.49	-1048.53
1	0.450	184.56	311.08	-59.76	-559.80	-1059.84
2	1.350	-11.98	376.55	-71.07	-571.11	-1071.15
3	2.250	-95.84	321.06	-82.38	-582.42	-1082.46
4	3.150	-105.49	354.58	-82.06	-582.10	-1082.14
5	4.050	-108.02	255.29	-78.55	-578.58	-1078.62
6	4.950	-92.52	164.02	-71.84	-571.87	-1071.91
7	5.850	-69.67	91.44	-61.93	-561.97	-1062.01
8	6.750	-46.48	39.48	-48.83	-548.87	-1048.90
9	7.650	-27.28	6.73	-32.53	-532.57	-1032.61
10	8.550	-13.10	-11.24	-13.04	-513.07	-1013.11
11	9.450	-8.10	-15.10	0.00	-490.38	-990.42
12	10.350	-7.26	-13.54	0.00	-464.50	-964.54
13	11.250	-6.43	-11.99	0.00	-435.42	-935.46
14	12.150	-5.60	-10.43	0.00	-403.14	-903.18
15	13.050	-4.76	-8.88	0.00	-367.67	-867.71
16	13.950	-3.93	-7.33	0.00	-329.00	-829.04
17	14.850	-3.10	-5.77	0.00	-287.14	-787.17
18	15.750	-2.26	-4.22	0.00	-242.08	-742.11
19	16.650	-1.43	-2.66	0.00	-193.82	-693.86
20	17.550	-0.60	-1.11	0.00	-142.37	-642.41

Tabella K.21: Azioni in testa al palo combinazione 6

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	583.46	0.00	-94.19	-596.04	-1097.89
1	0.450	199.54	336.34	-105.50	-607.35	-1109.20
2	1.350	-12.96	407.11	-116.81	-618.66	-1120.51
3	2.250	-103.62	347.12	-128.12	-629.97	-1131.81
4	3.150	-114.06	383.36	-127.80	-629.65	-1131.50
5	4.050	-116.79	276.01	-124.28	-626.13	-1127.98
6	4.950	-100.03	177.33	-117.57	-619.42	-1121.27
7	5.850	-75.32	98.87	-107.67	-609.51	-1111.36
8	6.750	-50.26	42.68	-94.56	-596.41	-1098.26
9	7.650	-29.49	7.27	-78.27	-580.11	-1081.96
10	8.550	-14.16	-12.15	-58.77	-560.62	-1062.47
11	9.450	-8.76	-16.32	-36.08	-537.93	-1039.78
12	10.350	-7.85	-14.64	-10.20	-512.05	-1013.89
13	11.250	-6.95	-12.96	0.00	-482.97	-984.81
14	12.150	-6.05	-11.28	0.00	-450.69	-952.54
15	13.050	-5.15	-9.60	0.00	-415.22	-917.06
16	13.950	-4.25	-7.92	0.00	-376.55	-878.40
17	14.850	-3.35	-6.24	0.00	-334.68	-836.53
18	15.750	-2.45	-4.56	0.00	-289.62	-791.47
19	16.650	-1.54	-2.88	0.00	-241.37	-743.22
20	17.550	-0.64	-1.20	0.00	-189.92	-691.77

Tabella K.22: Azioni in testa al palo combinazione 7

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	539.65	0.00	-48.45	-548.49	-1048.53
1	0.450	184.56	311.08	-59.76	-559.80	-1059.84
2	1.350	-11.98	376.55	-71.07	-571.11	-1071.15
3	2.250	-95.84	321.06	-82.38	-582.42	-1082.46
4	3.150	-105.49	354.58	-82.06	-582.10	-1082.14
5	4.050	-108.02	255.29	-78.55	-578.58	-1078.62
6	4.950	-92.52	164.02	-71.84	-571.87	-1071.91
7	5.850	-69.67	91.44	-61.93	-561.97	-1062.01
8	6.750	-46.48	39.48	-48.83	-548.87	-1048.90
9	7.650	-27.28	6.73	-32.53	-532.57	-1032.61
10	8.550	-13.10	-11.24	-13.04	-513.07	-1013.11
11	9.450	-8.10	-15.10	0.00	-490.38	-990.42
12	10.350	-7.26	-13.54	0.00	-464.50	-964.54
13	11.250	-6.43	-11.99	0.00	-435.42	-935.46
14	12.150	-5.60	-10.43	0.00	-403.14	-903.18
15	13.050	-4.76	-8.88	0.00	-367.67	-867.71
16	13.950	-3.93	-7.33	0.00	-329.00	-829.04
17	14.850	-3.10	-5.77	0.00	-287.14	-787.17
18	15.750	-2.26	-4.22	0.00	-242.08	-742.11
19	16.650	-1.43	-2.66	0.00	-193.82	-693.86
20	17.550	-0.60	-1.11	0.00	-142.37	-642.41

Tabella K.23: Azioni in testa al palo combinazione 8

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	583.46	0.00	-94.19	-596.04	-1097.89
1	0.450	199.54	336.34	-105.50	-607.35	-1109.20
2	1.350	-12.96	407.11	-116.81	-618.66	-1120.51
3	2.250	-103.62	347.12	-128.12	-629.97	-1131.81
4	3.150	-114.06	383.36	-127.80	-629.65	-1131.50
5	4.050	-116.79	276.01	-124.28	-626.13	-1127.98
6	4.950	-100.03	177.33	-117.57	-619.42	-1121.27
7	5.850	-75.32	98.87	-107.67	-609.51	-1111.36
8	6.750	-50.26	42.68	-94.56	-596.41	-1098.26
9	7.650	-29.49	7.27	-78.27	-580.11	-1081.96
10	8.550	-14.16	-12.15	-58.77	-560.62	-1062.47
11	9.450	-8.76	-16.32	-36.08	-537.93	-1039.78
12	10.350	-7.85	-14.64	-10.20	-512.05	-1013.89
13	11.250	-6.95	-12.96	0.00	-482.97	-984.81
14	12.150	-6.05	-11.28	0.00	-450.69	-952.54
15	13.050	-5.15	-9.60	0.00	-415.22	-917.06
16	13.950	-4.25	-7.92	0.00	-376.55	-878.40
17	14.850	-3.35	-6.24	0.00	-334.68	-836.53
18	15.750	-2.45	-4.56	0.00	-289.62	-791.47
19	16.650	-1.54	-2.88	0.00	-241.37	-743.22
20	17.550	-0.64	-1.20	0.00	-189.92	-691.77

Tabella K.24: Azioni in testa al palo combinazione 9

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	550.71	0.00	-23.33	-518.64	-1013.96
1	0.450	188.34	317.46	-34.64	-529.95	-1025.26
2	1.350	-12.23	384.27	-45.95	-541.26	-1036.57
3	2.250	-97.81	327.64	-57.26	-552.57	-1047.88
4	3.150	-107.66	361.85	-56.94	-552.25	-1047.56
5	4.050	-110.24	260.52	-53.43	-548.74	-1044.05
6	4.950	-94.42	167.38	-46.71	-542.03	-1037.34
7	5.850	-71.10	93.32	-36.81	-532.12	-1027.43
8	6.750	-47.44	40.28	-23.71	-519.02	-1014.33
9	7.650	-27.84	6.87	-7.41	-502.72	-998.03
10	8.550	-13.37	-11.47	0.00	-483.23	-978.54
11	9.450	-8.26	-15.41	0.00	-460.54	-955.85
12	10.350	-7.41	-13.82	0.00	-434.65	-929.96
13	11.250	-6.56	-12.23	0.00	-405.57	-900.88
14	12.150	-5.71	-10.65	0.00	-373.29	-868.61
15	13.050	-4.86	-9.06	0.00	-337.82	-833.13
16	13.950	-4.01	-7.48	0.00	-299.15	-794.47
17	14.850	-3.16	-5.89	0.00	-257.29	-752.60
18	15.750	-2.31	-4.30	0.00	-212.23	-707.54
19	16.650	-1.46	-2.72	0.00	-163.97	-659.29
20	17.550	-0.61	-1.13	0.00	-112.52	-607.84

Tabella K.25: Azioni in testa al palo combinazione 10

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	601.26	0.00	-76.10	-573.51	-1070.91
1	0.450	205.63	346.60	-87.41	-584.82	-1082.22
2	1.350	-13.35	419.54	-98.72	-596.12	-1093.53
3	2.250	-106.79	357.72	-110.03	-607.43	-1104.84
4	3.150	-117.54	395.06	-109.71	-607.12	-1104.52
5	4.050	-120.36	284.44	-106.20	-603.60	-1101.00
6	4.950	-103.08	182.74	-99.49	-596.89	-1094.29
7	5.850	-77.62	101.88	-89.58	-586.98	-1084.38
8	6.750	-51.79	43.98	-76.48	-573.88	-1071.28
9	7.650	-30.39	7.50	-60.18	-557.58	-1054.98
10	8.550	-14.59	-12.52	-40.69	-538.09	-1035.49
11	9.450	-9.02	-16.82	-18.00	-515.40	-1012.80
12	10.350	-8.09	-15.09	0.00	-489.51	-986.92
13	11.250	-7.17	-13.36	0.00	-460.43	-957.83
14	12.150	-6.24	-11.63	0.00	-428.16	-925.56
15	13.050	-5.31	-9.89	0.00	-392.68	-890.09
16	13.950	-4.38	-8.16	0.00	-354.02	-851.42
17	14.850	-3.45	-6.43	0.00	-312.15	-809.55
18	15.750	-2.52	-4.70	0.00	-267.09	-764.49
19	16.650	-1.59	-2.97	0.00	-218.84	-716.24
20	17.550	-0.66	-1.24	0.00	-167.39	-664.79

Tabella K.26: Azioni in testa al palo combinazione 11

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	550.71	0.00	-23.33	-518.64	-1013.96
1	0.450	188.34	317.46	-34.64	-529.95	-1025.26
2	1.350	-12.23	384.27	-45.95	-541.26	-1036.57
3	2.250	-97.81	327.64	-57.26	-552.57	-1047.88
4	3.150	-107.66	361.85	-56.94	-552.25	-1047.56
5	4.050	-110.24	260.52	-53.43	-548.74	-1044.05
6	4.950	-94.42	167.38	-46.71	-542.03	-1037.34
7	5.850	-71.10	93.32	-36.81	-532.12	-1027.43
8	6.750	-47.44	40.28	-23.71	-519.02	-1014.33
9	7.650	-27.84	6.87	-7.41	-502.72	-998.03
10	8.550	-13.37	-11.47	0.00	-483.23	-978.54
11	9.450	-8.26	-15.41	0.00	-460.54	-955.85
12	10.350	-7.41	-13.82	0.00	-434.65	-929.96
13	11.250	-6.56	-12.23	0.00	-405.57	-900.88
14	12.150	-5.71	-10.65	0.00	-373.29	-868.61
15	13.050	-4.86	-9.06	0.00	-337.82	-833.13
16	13.950	-4.01	-7.48	0.00	-299.15	-794.47
17	14.850	-3.16	-5.89	0.00	-257.29	-752.60
18	15.750	-2.31	-4.30	0.00	-212.23	-707.54
19	16.650	-1.46	-2.72	0.00	-163.97	-659.29
20	17.550	-0.61	-1.13	0.00	-112.52	-607.84

Tabella K.27: Azioni in testa al palo combinazione 12

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	601.26	0.00	-76.10	-573.51	-1070.91
1	0.450	205.63	346.60	-87.41	-584.82	-1082.22
2	1.350	-13.35	419.54	-98.72	-596.12	-1093.53
3	2.250	-106.79	357.72	-110.03	-607.43	-1104.84
4	3.150	-117.54	395.06	-109.71	-607.12	-1104.52
5	4.050	-120.36	284.44	-106.20	-603.60	-1101.00
6	4.950	-103.08	182.74	-99.49	-596.89	-1094.29
7	5.850	-77.62	101.88	-89.58	-586.98	-1084.38
8	6.750	-51.79	43.98	-76.48	-573.88	-1071.28
9	7.650	-30.39	7.50	-60.18	-557.58	-1054.98
10	8.550	-14.59	-12.52	-40.69	-538.09	-1035.49
11	9.450	-9.02	-16.82	-18.00	-515.40	-1012.80
12	10.350	-8.09	-15.09	0.00	-489.51	-986.92
13	11.250	-7.17	-13.36	0.00	-460.43	-957.83
14	12.150	-6.24	-11.63	0.00	-428.16	-925.56
15	13.050	-5.31	-9.89	0.00	-392.68	-890.09
16	13.950	-4.38	-8.16	0.00	-354.02	-851.42
17	14.850	-3.45	-6.43	0.00	-312.15	-809.55
18	15.750	-2.52	-4.70	0.00	-267.09	-764.49
19	16.650	-1.59	-2.97	0.00	-218.84	-716.24
20	17.550	-0.66	-1.24	0.00	-167.39	-664.79

Tabella K.28: Azioni in testa al palo combinazione 13

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	675.18	0.00	-120.22	-464.74	-809.27
1	0.450	230.91	389.21	-131.53	-476.05	-820.58
2	1.350	-14.99	471.11	-142.84	-487.36	-831.89
3	2.250	-119.91	401.69	-154.15	-498.67	-843.20
4	3.150	-131.99	443.63	-153.83	-498.35	-842.88
5	4.050	-135.15	319.40	-150.31	-494.84	-839.37
6	4.950	-115.76	205.21	-143.60	-488.13	-832.66
7	5.850	-87.17	114.41	-133.69	-478.22	-822.75
8	6.750	-58.16	49.39	-120.59	-465.12	-809.65
9	7.650	-34.13	8.42	-104.29	-448.82	-793.35
10	8.550	-16.39	-14.06	-84.80	-429.33	-773.86
11	9.450	-10.13	-18.89	-62.11	-406.64	-751.17
12	10.350	-9.09	-16.94	-36.23	-380.75	-725.28
13	11.250	-8.05	-15.00	-7.14	-351.67	-696.20
14	12.150	-7.00	-13.06	0.00	-319.40	-663.92
15	13.050	-5.96	-11.11	0.00	-283.92	-628.45
16	13.950	-4.92	-9.17	0.00	-245.25	-589.78
17	14.850	-3.87	-7.22	0.00	-203.39	-547.92
18	15.750	-2.83	-5.28	0.00	-158.33	-502.86
19	16.650	-1.79	-3.33	0.00	-110.08	-454.60
20	17.550	-0.74	-1.39	0.00	-58.62	-403.15

Tabella K.29: Azioni in testa al palo combinazione 14

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	679.85	0.00	-232.02	-591.99	-951.96
1	0.450	232.51	391.90	-243.33	-603.30	-963.26
2	1.350	-15.10	474.37	-254.64	-614.61	-974.57
3	2.250	-120.74	404.47	-265.95	-625.92	-985.88
4	3.150	-132.90	446.70	-265.63	-625.60	-985.57
5	4.050	-136.09	321.61	-262.11	-622.08	-982.05
6	4.950	-116.56	206.63	-255.40	-615.37	-975.34
7	5.850	-87.77	115.20	-245.50	-605.46	-965.43
8	6.750	-58.56	49.73	-232.39	-592.36	-952.33
9	7.650	-34.37	8.48	-216.10	-576.06	-936.03
10	8.550	-16.50	-14.16	-196.60	-556.57	-916.54
11	9.450	-10.20	-19.02	-173.91	-533.88	-893.85
12	10.350	-9.15	-17.06	-148.03	-508.00	-867.96
13	11.250	-8.10	-15.10	-118.95	-478.92	-838.88
14	12.150	-7.05	-13.15	-86.67	-446.64	-806.61
15	13.050	-6.00	-11.19	-51.20	-411.17	-771.13
16	13.950	-4.95	-9.23	-12.53	-372.50	-732.47
17	14.850	-3.90	-7.27	0.00	-330.63	-690.60
18	15.750	-2.85	-5.31	0.00	-285.57	-645.54
19	16.650	-1.80	-3.36	0.00	-237.32	-597.29
20	17.550	-0.75	-1.40	0.00	-185.87	-545.84

Tabella K.30: Azioni in testa al palo combinazione 15

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	515.27	0.00	-34.12	-561.25	-1088.37
1	0.450	176.22	297.03	-45.43	-572.56	-1099.68
2	1.350	-11.44	359.54	-56.74	-583.87	-1110.99
3	2.250	-91.51	306.56	-68.05	-595.18	-1122.30
4	3.150	-100.73	338.56	-67.73	-594.86	-1121.98
5	4.050	-103.14	243.76	-64.22	-591.34	-1118.47
6	4.950	-88.34	156.61	-57.50	-584.63	-1111.76
7	5.850	-66.52	87.31	-47.60	-574.72	-1101.85
8	6.750	-44.38	37.69	-34.50	-561.62	-1088.75
9	7.650	-26.05	6.42	-18.20	-545.32	-1072.45
10	8.550	-12.51	-10.73	0.00	-525.83	-1052.96
11	9.450	-7.73	-14.42	0.00	-503.14	-1030.27
12	10.350	-6.94	-12.93	0.00	-477.26	-1004.38
13	11.250	-6.14	-11.45	0.00	-448.17	-975.30
14	12.150	-5.34	-9.96	0.00	-415.90	-943.02
15	13.050	-4.55	-8.48	0.00	-380.43	-907.55
16	13.950	-3.75	-7.00	0.00	-341.76	-868.88
17	14.850	-2.96	-5.51	0.00	-299.89	-827.02
18	15.750	-2.16	-4.03	0.00	-254.83	-781.96
19	16.650	-1.36	-2.54	0.00	-206.58	-733.70
20	17.550	-0.57	-1.06	0.00	-155.13	-682.25

Tabella K.31: Azioni in testa al palo combinazione 16

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	503.49	0.00	-21.90	-546.57	-1071.23
1	0.450	172.19	290.24	-33.21	-557.88	-1082.54
2	1.350	-11.18	351.32	-44.52	-569.19	-1093.85
3	2.250	-89.42	299.55	-55.83	-580.50	-1105.16
4	3.150	-98.42	330.82	-55.51	-580.18	-1104.84
5	4.050	-100.78	238.18	-52.00	-576.66	-1101.33
6	4.950	-86.32	153.03	-45.29	-569.95	-1094.62
7	5.850	-65.00	85.32	-35.38	-560.05	-1084.71
8	6.750	-43.37	36.83	-22.28	-546.94	-1071.61
9	7.650	-25.45	6.28	-5.98	-530.64	-1055.31
10	8.550	-12.22	-10.49	0.00	-511.15	-1035.82
11	9.450	-7.56	-14.09	0.00	-488.46	-1013.13
12	10.350	-6.78	-12.64	0.00	-462.58	-987.24
13	11.250	-6.00	-11.19	0.00	-433.50	-958.16
14	12.150	-5.22	-9.74	0.00	-401.22	-925.88
15	13.050	-4.44	-8.29	0.00	-365.75	-890.41
16	13.950	-3.67	-6.84	0.00	-327.08	-851.74
17	14.850	-2.89	-5.39	0.00	-285.21	-809.88
18	15.750	-2.11	-3.94	0.00	-240.15	-764.82
19	16.650	-1.33	-2.49	0.00	-191.90	-716.56
20	17.550	-0.56	-1.04	0.00	-140.45	-665.11

Tabella K.32: Verifica a pressoflessione: inviluppo dei momenti lungo il fusto del palo

N° Concio	zm con (m)	N° Comb.	N° Palo	$N_{Ed,max}$ kN	$M_{Ed,p}$ kNm	$A_{S,long,nec}$ cm ²	M_{Rd} kNm	FS_M	$A_{S,long,disp}$ cm ²
0	0.00	1	1	36.18	0.00	0.00	-	-	125.66
1	0.45	13	1	-61.59	374.59	30.24	1306.68	3.49	125.66
2	1.35	13	1	-73.52	438.57	35.38	1311.73	2.99	125.66
3	2.25	13	1	-85.46	358.55	27.61	1311.73	3.66	125.66
4	3.15	13	1	-83.58	389.98	31.44	1311.73	3.36	125.66
5	4.05	13	1	-77.90	267.58	0.00	1311.73	4.90	125.66
6	4.95	13	1	-68.42	160.12	0.00	277.26	1.73	20.11
7	5.85	10	1	0.00	69.19	0.00	255.44	3.69	20.11
8	6.75	10	1	0.00	22.23	0.00	255.44	11.49	20.11
9	7.65	10	1	0.00	-4.52	0.00	255.44	56.49	20.11
10	8.55	13	1	0.00	-18.48	0.00	255.44	13.82	20.11
11	9.45	13	1	0.00	-16.56	0.00	255.44	15.42	20.11
12	10.35	13	1	0.00	-14.64	0.00	255.44	17.44	20.11
13	11.25	14	1	-2.83	-12.73	0.00	255.44	20.07	20.11
14	12.15	14	1	0.00	-10.81	0.00	255.44	23.64	20.11
15	13.05	14	1	0.00	-8.88	0.00	255.44	28.75	20.11
16	13.95	14	1	0.00	-6.96	0.00	255.44	36.69	20.11
17	14.85	14	1	0.00	-5.04	0.00	255.44	50.67	20.11
18	15.75	14	1	0.00	-3.12	0.00	255.44	81.87	20.11
19	16.65	14	1	0.00	-1.20	0.00	255.44	213.09	20.11
20	17.55	1	1	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11

Legenda:

$z_{m,con}$ = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo ultimo agente sul palo

$M_{Ed,p}$ = Momento polare ultimo agente sul palo

M_{Rd} = Momento resistente del palo

FS_M = Fattore di sicurezza al momento flettente

$A_{S,long,nec}$ = Area di armatura longitudinale necessaria

$A_{S,long,disp}$ = Area di armatura longitudinale disposta

Tabella K.33: Verifica a taglio: involuppo del taglio lungo il fusto del palo

N° Concio	z_m con (m)	N° Comb.	N° palo	$N_{Ed,max}$ (kN)	$V_{Ed,p}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	Asw/s_{nec} (cm ² /m)	Asw/s_{disp} (cm ² /m)
0	0.00	14	1	-232.02	679.85	315.28	1187.24	13.672	24.630
1	0.45	14	1	-243.33	232.51	315.28	1187.25	0.000	24.630
2	1.35	14	1	-254.64	-15.10	315.28	1187.25	0.000	24.630
3	2.25	14	1	-265.95	-120.74	315.28	1187.25	0.000	24.630
4	3.15	14	1	-265.63	-132.90	315.28	1187.25	0.000	24.630
5	4.05	14	1	-262.11	-136.09	315.28	1187.25	0.000	24.630
6	4.95	14	1	-255.40	-116.56	184.41	1187.24	0.000	24.630
7	5.85	14	1	-245.50	-87.77	184.41	1187.24	0.000	24.630
8	6.75	14	1	-232.39	-58.56	184.41	1187.24	0.000	24.630
9	7.65	14	1	-216.10	-34.37	184.40	1187.23	0.000	24.630
10	8.55	14	1	-196.60	-16.50	184.40	1187.23	0.000	24.630
11	9.45	14	1	-173.91	-10.20	184.39	1187.22	0.000	24.630
12	10.35	14	1	-148.03	-9.15	184.38	1187.21	0.000	24.630
13	11.25	14	1	-118.95	-8.10	184.37	1187.21	0.000	24.630
14	12.15	14	1	-86.67	-7.05	184.37	1187.20	0.000	24.630
15	13.05	14	1	-51.20	-6.00	184.36	1187.19	0.000	11.310
16	13.95	14	1	-12.53	-4.95	184.35	1187.18	0.000	11.310
17	14.85	14	1	0.00	-3.90	184.34	1187.17	0.000	11.310
18	15.75	14	1	0.00	-2.85	184.33	1187.16	0.000	11.310
19	16.65	14	1	0.00	-1.80	184.33	1187.16	0.000	11.310
20	17.55	14	1	0.00	-0.75	184.33	1187.16	0.000	11.310

Legenda:

z_m = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo sul palo

$V_{Ed,p}$ = Taglio polare sul palo

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria (staffe)

Asw/s_{disp} = Area armatura a taglio disposta (staffe)

K.2.4.3 Platea lato monte

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO INFERIORE

Combinazione di verifica: 2

Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte LTI = 4.61 m
Lunghezza mensola a valle SPI = 1.20 m
Interasse longitudinale ilong = 2.40 m

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione Rck = 40 MPa
fcd = 22.13 MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio fyk = 450 MPa
fyd = 391.30 MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1 P1 = -72.05 kN
Sollecitazione palo P2 P2 = -609.07 kN
Sollecitazione palo P3 P3 = -1146.09 kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea $\nu = 45^\circ$
Larghezza collaborante palo P1 b1 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P2 b2 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P3 b3 = 2.40 m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

Sollecitazione per metro lineare P1 P1 = -30.02 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2 P2 = -253.78 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P3 P3 = -477.54 kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1 d1 = 0.80 m
Distanza bordo platea e asse palo P2 d2 = 3.20 m
Distanza bordo platea e asse palo P3 d3 = 5.60 m
Distanza bordo platea - lato interno muro dbm = 1.79 m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte qt = 73.00 KN/m/m
Carico stradale di monte qstr = 0.00 KN/m/m
Carico totale su platea di monte q = 73.00 KN/m/m

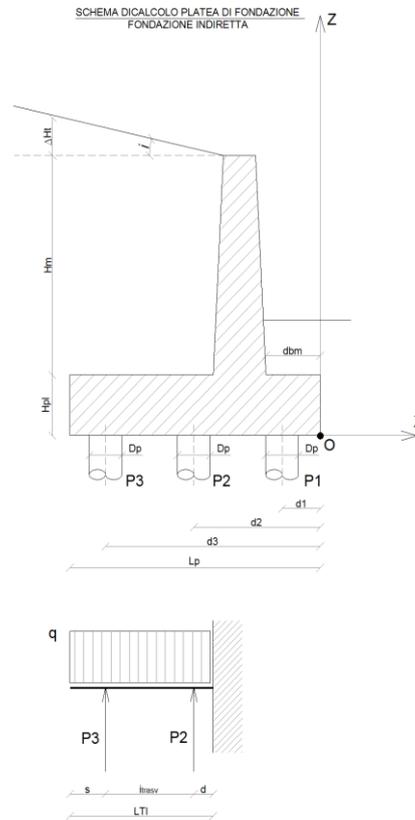


Tabella K.34: Verifiche a pressoflessione platea lato monte

Descriz.	HP (m)	c (m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$A_{S_{long,nec}}$ (cm ² /m)	$A_{S_{long,min}}$ (cm ² /m)	$A_{S_{long,prog}}$ (cm ² /m)	$A_{S_{trasv,prog}}$ (cm ² /m)
Mmax+	1.40	0.060	1401.55	0.035	0.037	27.67	18.60	31.42	10.05

Tabella K.35: Verifica a taglio platea lato monte

Descriz.	HP (m)	c (m)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	cot θ (1-2,5)	A_{sw}/s_{min} (cm ² /m)	A_{sw}/s_{nec} (cm ² /m)	A_{sw}/s_{prog} (cm ² /m)
Vmax	1.40	0.06	33.65	441.79	4602.21	2.50	10.24	-	10.60

HP = Spessore della fondazione

c = Copriferro

M_{Ed} = Momento ultimo del palo

V_{Ed} = Taglio ultimo agente sul palo

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato

$A_{S_{long,min}}$ = Area armatura longitudinale minima di normativa

$A_{S_{long,nec}}$ = Area armatura longitudinale necessaria

$A_{S_{long,prog}}$ = Area armatura longitudinale di progetto

$A_{S_{trasv,prog}}$ = Area armatura trasversale di progetto

A_{sw}/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa

A_{sw}/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria

A_{sw}/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO SUPERIORE

Combinazione di verifica: 13

Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte LTI = 4.61 m
Lunghezza mensola a valle SPI = 1.20 m
Interasse longitudinale ilong = 2.40 m

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione Rck = 40 MPa
fcd = 22.13 MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio fyk = 450 MPa
fyd = 391.30 MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1 P1 = -120.22 kN
Sollecitazione palo P2 P2 = -464.74 kN
Sollecitazione palo P3 P3 = -809.27 kN
Sollecitazione palo P4 P4 = 0.00 kN
Sollecitazione palo P5 P5 = 0.00 kN
Sollecitazione palo P6 P6 = 0.00 kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea $\nu = 45^\circ$
Larghezza collaborante palo P1 b1 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P2 b2 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P3 b3 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P4 b4 = 0.00 m
Larghezza collaborante palo P5 b5 = 0.00 m
Larghezza collaborante palo P6 b6 = 0.00 m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

Sollecitazione per metro lineare P1 P1 = -50.09 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2 P2 = -193.64 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P3 P3 = -337.20 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P4 P4 = 0.00 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P5 P5 = 0.00 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P6 P6 = 0.00 kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1 d1 = 0.80 m
Distanza bordo platea e asse palo P2 d2 = 3.20 m
Distanza bordo platea e asse palo P3 d3 = 5.60 m
Distanza bordo platea e asse palo P4 d4 = 0.00 m
Distanza bordo platea e asse palo P5 d5 = 0.00 m
Distanza bordo platea e asse palo P6 d6 = 0.00 m
Distanza bordo platea - lato interno muro dbm = 1.79 m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte qt = 73.00 KN/m/m
Carico stradale di monte qstr = 26.00 KN/m/m
Carico totale su platea di monte q = 99.00 KN/m/m

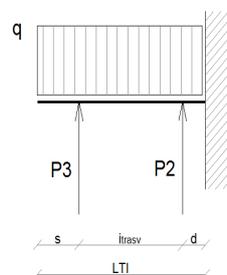
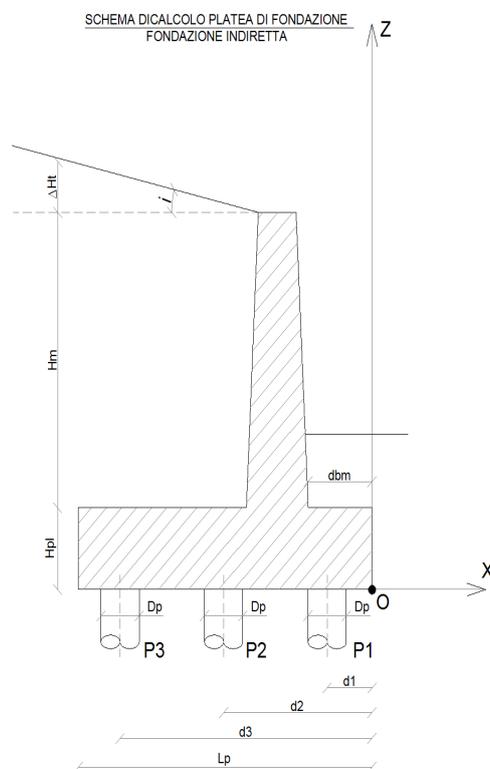


Tabella K.36: Verifiche a pressoflessione platea lato monte

Descriz.	HP (m)	c (m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	As _{long,nec} (cm ² /m)	As _{long,min} (cm ² /m)	As _{long,prog} (cm ² /m)	As _{trasv,prog} (cm ² /m)
Mmax-	1.40	0.060	10.52	0.0003	0.0003	0.20	23.99	31.42	10.05

Tabella K.37: Verifica a taglio platea lato monte

Descriz.	HP (m)	c (m)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	cotθ (1-2,5)	ASw/s _{min} (cm ² /m)	ASw/s _{nec} (cm ² /m)	ASw/s _{prog} (cm ² /m)
Vmax	1.40	0.080	45.64	438.30	4533.52	2.5	10.24	-	10.60

HP = Spessore della fondazione

c = Copriferro

M_{Ed} = Momento ultimo agente

V_{Ed} = Taglio ultimo agente

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato

ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

AS_{long,min} = Area armatura longitudinale minima di normativa

AS_{long,nec} = Area armatura longitudinale necessaria

AS_{long,prog} = Area armatura longitudinale di progetto

AS_{trasv,prog} = Area armatura trasversale di progetto

ASw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa

ASw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria

ASw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

K.2.4.4 Mensola lato valle, modello struct and ties

Tabella K.38: Verifica modello struct and ties

Combinazione di verifica: 6

Sforzo normale del palo

$$Q_{p1} = -232.02 \text{ kN}$$

Sforzo normale per metro lineare di palo, in valore ass.

$$Q_{p1} = 96.67 \text{ kN/m}$$

Sforzo normale base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass:

$$N_{\text{muro}} = 82.35 \text{ kN/m}$$

Momento base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass.

$$M_{\text{muro}} = 147.34 \text{ kNm/m}$$

Momento all'incastro, adimensionalizzato

$$\mu = 0.033$$

Non è necessaria armatura a compressione

$$\mu_{\text{lim}} = 0.252$$

Asse neutro adimensionalizzato

$$\xi = 0.09$$

Asse neutro

$$x_c = 0.10 \text{ m}$$

Distanza asse palo-asse muro

$$a = 0.44 \text{ m}$$

Verifica biella compressa

Azione di compressione:

$$R_{Ed} = 101.93 \text{ kN/m}$$

Area resistente di cls

$$A_{Cd} = 0.477 \text{ m}^2$$

Forza max a compressione assorbibile dal cls:

$$R_{Rd} = 8976.10 \text{ kN/m}$$

Verifica

Calcola armatura a trazione

Trazione nell'acciaio

$$T = 32.29 \text{ kN/m}$$

Armatura necessaria per metro lineare

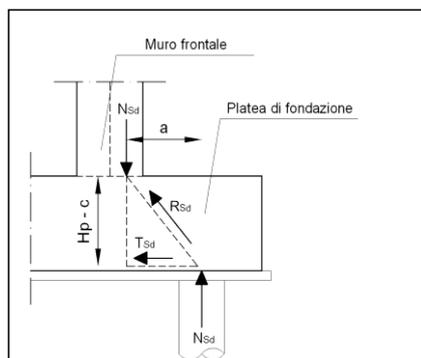
$$A_s = 0.825 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatura necessaria totale per verifica a Struct end Ties

$$A_s = 1.981 \text{ cm}^2$$

Armatura aggiuntava sul palo

$$A_{s,agg.} = 0.000 \text{ cm}^2/\text{palo}$$



K.3 Verifiche muro H = 5.00 metri

K.3.1 Input di calcolo

Tabella K.39: Dati geometrici

Tipologia di fondazione:	Indiretta su pali	
Lunghezza platea:	Lpl =	6.40 m
Spessore platea:	Hpl =	1.40 m
Altezza paramento muro:	Hm =	5.00 m
Spessore superiore paramento muro:	SMS =	0.30 m
Spessore inferiore paramento muro:	SMI =	1.37 m
Inclinazione interna paramento muro:	$\beta =$	12.090 ° (>=0)
Inclinazione esterna paramento muro:	$\alpha =$	0.000 ° (>=0)
Inclinazione terrapieno a monte:	$i =$	0.000 ° (>=0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	3.97 m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	0.00 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	1.06 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	5.04 m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	1.06 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	6.40 m
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	0.00 m
Diametro del palo:	Dp =	0.80 m
Classe di resistenza del palo:	Rck =	C32/40
Modulo di Young del palo:	Ep =	33643 Mpa
Numero di pali in direzione X:	N° pali =	3
Lunghezza tratto non reagente:	Lnr =	0.00 m
Interasse trasversale:	ltrasv =	2.40 m
Interasse longitudinale:	llong =	2.40 m
Distanza bordo fondazione e asse palo:	s =	0.80 m

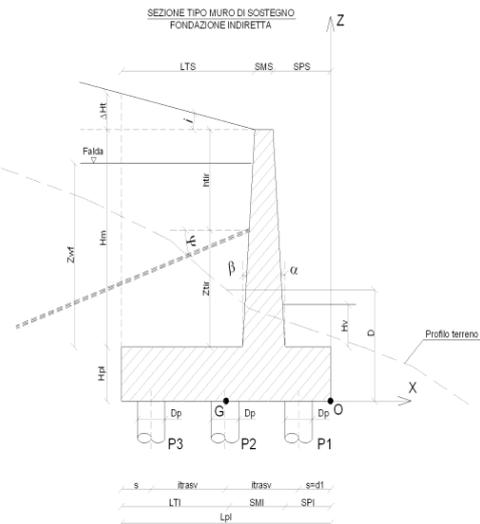


Tabella K.40: Dati di calcolo

Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t =$	19.00 kN/m ³
Coesione terreno:	$c_t =$	17.00 kN/m ²
Angolo di attrito interno:	$\phi' =$	24.00 °
Rapporto δ/ϕ' :	$\delta/\phi' =$	0.667
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta =$	13.077 °
Posizione della falda da intradosso platea:	z _{wf} =	-12.00 m
Sottospinta idraulica:	ADM =	0 (1= si, 0= no)
Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} =$	25 kN/m ³
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:		

Dati di carico

Sovraccarico a monte:	qm =	20.00 kN/m ²
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	30 (0 -100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	0.00 kN/m ²
Volume di terreno a monte:	VTM =	45.53 m ³

Azione di svio in testa muro

Forza verticale in testa paramento:	Fzm =	0.00 kN/m
Forza orizzontale in testa paramento:	Fxm =	0.00 kN/m
Momento in testa paramento:	Mym =	0.00 kN/m
Braccio da estradosso paramento:	ezm =	0.00 m (>0 in alto)
Braccio da filo est. sup. paramento muro:	exm =	-0.15 m (>0 a valle)

Tabella K.41: Coefficienti parziali

Coefficienti parziali	Approccio 1		EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Fessurazione	
	STR	GEO				Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.25	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.25	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.40	1.40	1.40	1.40	1.00	1.00
Capacità portante	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Scorrimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.00	1.45	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.00	1.70	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.00	1.60	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.30	1.50	0.00	0.00	0.40	0.00

Coefficiente di spinta a riposo: $K_0 = 0.664$

Coefficiente di spinta attiva: $K_a = 0.538$

Coefficiente di spinta passiva: $K_p = 2.451$

Considerare spinta passiva a valle? No

Coefficiente di spinta utilizzato $K = 0.664$

Coefficiente sismico orizzontale: $k_h = 0.3727$

Considerare sisma verticale? Si

Coefficiente sismico verticale: $k_v = 0.1864$

K.3.2 Analisi delle sollecitazioni

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 14

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	$K_S =$	0.538
Peso di volume terreno:	$P_t =$	19.0 kN/m ³
Peso di volume calcestruzzo:	$P_{cls} =$	25.0 kN/m ³
Inclinazione spinta su paramento muro:	$i_{sm} =$	25.167 °
Angolo di attrito terreno di base:	$\phi_t =$	22.2 °
Angolo di attrito platea-terreno:	$\delta =$	22.2 °
Coesione non drenata:	$c_u =$	100.00 kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	$A_{so} =$	0.37 g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	$A_{sv} =$	-0.19 g
Incremento sismico spinta:	$\Delta K_S =$	0.79
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	$A_{ot} =$	1 (1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	$Q_{sm} =$	0 kPa
Percentuale sovr. su platea:	$SSP =$	30 (0 -100%)
Carico terreno a monte:	$Q_{tm} =$	92.59 kPa
Sovraccarico variabile a valle:	$Q_{sv} =$	0.00 kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	$h_{wf} =$	-13.40 m
Press. idrostatica dietro paramento muro:	$ADM =$	0 (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	5.00	30.00	0.15	63.63	-21.61	0.00	0.00	0.00
1	0.50	4.50	40.71	0.20	69.26	-26.96	-12.14	33.22	8.19
2	1.00	4.00	51.42	0.26	74.88	-32.31	-26.96	69.26	33.69
3	1.50	3.50	62.13	0.31	80.51	-37.66	-44.45	108.11	77.91
4	2.00	3.00	72.84	0.36	86.14	-43.01	-64.62	149.77	142.27
5	2.50	2.50	83.55	0.42	91.77	-48.37	-87.47	194.25	228.15
6	3.00	2.00	94.26	0.47	97.39	-53.72	-112.99	241.54	336.98
7	3.50	1.50	104.97	0.52	103.02	-59.07	-141.18	291.64	470.16
8	4.00	1.00	115.68	0.58	108.65	-64.42	-172.06	344.56	629.09
9	4.50	0.50	126.39	0.63	114.27	-69.77	-205.60	400.29	815.18
10	5.00	0.00	137.10	0.69	119.90	-75.12	-241.83	458.83	1029.84

Legenda:

- Z da PS quota sezione da estradosso platea
- Z da MS quota sezione da estradosso muro
- S = spessore sezione
- Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea
- qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)
- qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)
- Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)
- Vk = sforzo di taglio caratt.
- Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	F _x (kN/m)	F _z (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	1.50	1.21	3.90	13.98	-44.49	-45.34	44.49	141.51
Paramento triang.m	2.68	1.72	3.07	24.95	-79.41	-114.86	51.11	190.36
Paramento triang.v	0.00	1.06	3.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	8.96	3.20	0.70	83.49	-265.74	-716.80	-100.03	33.55

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	F _x (kN/m)	F _z (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	19.85	4.42	3.90	140.57	-447.43	-1665.12	180.08	-53.25
Terrapieno monte 2	2.68	2.07	4.73	18.96	-60.35	-105.46	66.43	154.10
Terrapieno valle	0.00	0.53	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	F _x (kN/m)	F _z (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	3.88	6.40	0.00	-140.02	-543.19	0.00	-95.14
Peso sovracc. su platea a valle	0.53	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sovr. monte	6.40	3.20	288.74	-135.66	0.00	55.71	489.83
Spinta terreno su muro	6.40	2.13	74.00	-34.77	0.00	-64.66	46.61
Increment sismico spinta terr.	6.40	3.20	305.78	0.00	0.00	978.50	978.50
Azioni di svio	1.21	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta dell'acqua	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sottospinta idraulica	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	1.06	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	1.06	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	F _x (kN/m)	F _z (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	122.41	-389.64	-877.00	-4.43	365.42
Terrapieno	159.53	-507.79	-1770.58	246.51	100.85
Sollecitazioni esterne	668.52	-310.45	-543.19	969.55	1419.80
TOTALE:	950.46	-1207.88	-3190.77	1211.63	1886.08

Legenda:

X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro

F_x, F_z = componenti forze applicate sul muro

Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante

Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

K.3.3 Verifiche geotecniche

Tabella K.42: Sollecitazioni risultanti

Combinazioni		Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
			Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m
1	STR	Statica	304.85	-267.20	622.28	450.34	-1142.86	210.06
2	STR	Statica + Variabile	383.35	-309.11	818.54	550.82	-1241.88	329.10
3	STR	Statica + Svio	304.85	-267.20	622.28	450.34	-1142.86	210.06
4	STR	Statica + Variabile + Svio	383.35	-309.11	818.54	550.82	-1241.88	329.10
5	GEO	Statica	320.89	-255.21	683.21	461.93	-1113.52	348.99
6	GEO	Statica + Variabile	399.07	-291.94	878.66	562.01	-1199.86	492.04
7	GEO	Statica + Svio	320.89	-255.21	683.21	461.93	-1113.52	348.99
8	GEO	Statica + Variabile + Svio	399.07	-291.94	878.66	562.01	-1199.86	492.04
9	EQU	Statica	345.21	-256.19	732.10	498.18	-1054.90	394.51
10	EQU	Statica + Variabile	435.42	-298.58	957.62	613.65	-1154.52	559.57
11	EQU	Statica + Svio	345.21	-256.19	732.10	498.18	-1054.90	394.51
12	EQU	Statica + Variabile + Svio	435.42	-298.58	957.62	613.65	-1154.52	559.57
13	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	444.19	-202.90	993.24	923.95	-925.94	1885.83
14	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	458.83	-241.83	1029.84	950.46	-1207.88	1886.08
15	Freq.	Fessurazione - Frequente	282.28	-255.15	602.11	405.86	-1131.21	211.52
16	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	261.34	-243.97	549.78	379.07	-1104.81	179.78

Figura K.4: Riassunto verifica capacità portante dei pali

Dati di input della fondazione

Diametro del palo	Dp =	0.80 m
Modulo di Young del palo	Ep =	33643 MPa
Momento di inerzia del palo	Ip =	2.01E-02 m ⁴
Numero di pali in direzione X	N° pali =	3 (1-6)
Lunghezza tratto non reagente	Lnr =	0.00 m
Matloock&Reese?		Si
Larghezza della platea	Bplatea =	6.40 m
Interasse trasversale	itrav =	2.40 m
Interasse longitudinale	ilong =	2.40 m
Numero di strati di base	ns =	3
Profondità della falda dal p.p.	Zw =	12.00 m
Distanza bordo platea e asse palo	s =	0.80 m
Altezza di scavo dal p.c.	D =	0.00 m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	ks (kN/m ³)	Es (kN/m ²)
1	Pm	Argilla/Limo	Drenate	0.00	5.00	18.00	18.00	27.00	14.00	140.00	-	56000
2	Pm	Argilla/Limo	Drenate	5.00	12.00	18.00	18.00	27.00	14.00	140.00	-	56000
3	Pm	Argilla/Limo	Non drenate	12.00	60.00	18.00	18.00	27.00	14.00	140.00	-	56000

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = peso specifico strato

γ_{sat} = peso specifico strato

ϕ' = Angolo di attrito efficace

cu = Coesione non drenata

c' = Coesione drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno

ks = Coefficiente direzione orizzontale del terreno

Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo

Condizioni drenate:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

1. Metodo di Reese&O'Neill (1988): $\tau = \beta\sigma'_{v0}$ con
2. Metodo classico: $\tau = c_u + \beta\sigma'_{v0}$ con

per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi
per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

2

c_u/c' =	0.00 (0.20÷0.60)
K/K ₀ =	0.75 (0.70÷1.00)
$\delta\phi$ =	1.00 (0.50÷1.00)

Limite superiore della resistenza a taglio drenata:

$\beta\sigma'_{v0}$ = 200 kPa

Condizione non drenata:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo: $\tau = \alpha c_u$ con α coefficiente empirico

Valore di α in sede di progettazione:

α = 0.65 (0.45÷0.65)

Limite superiore della resistenza a taglio non drenata:

αc_u = 96 kPa

Criterio di calcolo della resistenza alla punta del palo

Tensione litostatica alla punta:

σ'_{v0} = 535.28 kN/m²

Coesione non drenata alla punta:

cu = 140.00 kPa

Coesione efficace alla punta:

c' = 14.00 kPa

Angolo di attrito alla punta:

ϕ = 27.00 °

Diametro palo:

Dp = 0.80 m

Tipo di strato di base:

Non drenato

Strato di base in condizioni non drenate

Tensione alla punta caratteristica:

qkb = 1.80 kN

Condizioni di calcolo

Trascurare la resistenza alla punta? **No**
Trascurare la resistenza laterale? **No**

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Valore scelto di $\xi =$ **1.65**

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche con i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	Approccio 1		EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-	Fessurazione	
	STR	GEO				Freq.	Q. Perm.
Resistenza laterale:	1.65	2.39	1.65	1.90	1.90	1.65	1.65
Resistenza alla punta:	1.65	2.81	1.65	2.23	2.23	1.65	1.65
Resistenza laterale in trazione:	1.65	2.64	1.65	2.06	2.06	1.65	1.65
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella K.43: Riassunto azioni in testa palo

Combinazioni			Vp (kN)	Mp (kNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
N°	Tipo	Descr.					
1	STR	Statica	360.27	-197.80	-1316.01	-914.29	-512.56
2	STR	Statica + Variabile	440.66	-241.93	-1520.95	-993.50	-466.05
3	STR	Statica + Svio	360.27	-197.80	-1316.01	-914.29	-512.56
4	STR	Statica + Variabile + Svio	440.66	-241.93	-1520.95	-993.50	-466.05
5	GEO	Statica	369.55	-202.89	-1369.64	-890.81	-411.98
6	GEO	Statica + Variabile	449.60	-246.84	-1576.17	-959.88	-343.60
7	GEO	Statica + Svio	369.55	-202.89	-1369.64	-890.81	-411.98
8	GEO	Statica + Variabile + Svio	449.60	-246.84	-1576.17	-959.88	-343.60
9	EQU	Statica	398.54	-218.81	-1369.39	-843.92	-318.45
10	EQU	Statica + Variabile	490.92	-269.53	-1607.69	-923.62	-239.54
11	EQU	Statica + Svio	398.54	-218.81	-1369.39	-843.92	-318.45
12	EQU	Statica + Variabile + Svio	490.92	-269.53	-1607.69	-923.62	-239.54
13	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	739.16	-405.82	-2292.40	-740.75	810.89
14	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	760.37	-417.46	-2535.53	-966.30	602.93
15	Freq.	Fessurazione - Frequente	324.69	-178.26	-1278.12	-904.97	-531.82
16	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	303.25	-166.49	-1223.47	-883.85	-544.22

Tabella K.44: Calcolo lunghezza pali

N°	Combinazioni		Lp,max	Lp1 (m)	Lp2 (m)	Lp3 (m)
	Tipo	Descr.				
1	STR	Statica	18.00	18.00	15.00	11.00
2	STR	Statica + Variabile	19.50	19.50	15.50	10.00
3	STR	Statica + Svio	18.00	18.00	15.00	11.00
4	STR	Statica + Variabile + Svio	19.50	19.50	15.50	10.00
5	GEO	Statica	24.00	24.00	18.50	13.00
6	GEO	Statica + Variabile	26.50	26.50	19.50	12.00
7	GEO	Statica + Svio	24.00	24.00	18.50	13.00
8	GEO	Statica + Variabile + Svio	26.50	26.50	19.50	12.00
9	EQU	Statica	18.00	18.00	14.00	0.00
10	EQU	Statica + Variabile	19.50	19.50	15.00	0.00
11	EQU	Statica + Svio	18.00	18.00	14.00	0.00
12	EQU	Statica + Variabile + Svio	19.50	19.50	15.00	0.00
13	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	28.50	28.50	15.00	15.50
14	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	30.50	30.50	17.00	13.50
15	Freq.	Fessurazione - Frequente	17.00	17.00	14.00	10.50
16	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	17.00	17.00	14.00	10.50

Tabella K.45: Calcolo resistenza laterale palo

N° Concio	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	1.53	0.76	1	18.00	13.73	140.00	0.00	0.21	2.86	0.00
2	3.05	2.29	1	18.00	41.18	140.00	0.00	0.21	8.59	0.00
3	4.58	3.81	1	18.00	68.63	140.00	0.00	0.21	14.32	0.00
4	6.10	5.34	2	18.00	96.08	140.00	0.00	0.21	20.05	76.83
5	7.63	6.86	2	18.00	123.53	140.00	0.00	0.21	25.77	98.79
6	9.15	8.39	2	18.00	150.98	140.00	0.00	0.21	31.50	120.74
7	10.68	9.91	2	18.00	178.43	140.00	0.00	0.21	37.23	142.69
8	12.20	11.44	2	18.00	205.88	140.00	0.00	0.21	42.96	164.64
9	13.73	12.96	3	8.00	218.08	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
10	15.25	14.49	3	8.00	230.28	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
11	16.78	16.01	3	8.00	242.48	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
12	18.30	17.54	3	8.00	254.68	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
13	19.83	19.06	3	8.00	266.88	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
14	21.35	20.59	3	8.00	279.08	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
15	22.88	22.11	3	8.00	291.28	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
16	24.40	23.64	3	8.00	303.48	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
17	25.93	25.16	3	8.00	315.68	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
18	27.45	26.69	3	8.00	327.88	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
19	28.98	28.21	3	8.00	340.08	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78
20	30.50	29.74	3	8.00	352.28	140.00	0.65	0.00	91.00	348.78

Qs = 4789.04

Legenda:

zfin conc = profondità finale del concio dal piano di posa

zm conc = profondità media del concio dal piano di posa

γ' = peso specifico efficace dello strato

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota zm

cu = Coesione non drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratterizzata sul palo

ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Calcolo della capacità portante del palo

Resistenza laterale caratteristica: **Q_{k,s} = 4789.04 kN**

Resistenza alla punta caratteristica: **Q_{k,b} = 902.40 kN**

Peso caratteristico del palo: **W_{p,k} = -383.27 kN**

Combinazione più gravosa: 14 SISMA X+ Z-

Lunghezza palo di progetto: L_p = 30.50 m

Carico resistente ultimo a compr.: Q_{Rd,compr} = -2545.71 kN

Carico resistente ultimo a traz.: Q_{Rd,traz} = 2705.23 kN

K.3.4 Verifiche strutturali

Tabella K.46: Riassunto parametri di calcolo

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	$R_{ck} =$	40 MPa	$f_{ctm} =$	3.10 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	$f_{cd} =$	18.81 MPa	$f_{cd} =$	9.41 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	$f_{ctd} =$	1.45 MPa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	$f_{yd1} =$	391.30 MPa	$\cot\theta =$	2.5 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	$f_{yd2} =$	391.30 MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	$c =$	6.00 cm		

K.3.4.1 Paramento

Il paramento verticale viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia. Il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo agli SLE, secondo le indicazioni geometriche prima descritte.

Tabella K.47: Verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$A_{S_{nec}}$ (cm ² /m)	$A_{S_{min}}$ (cm ² /m)	$A_{S_{prog}}$ (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.94	15.71	5.00
1.00	40.71	32.71	-12.14	8.19	0.00	0.00	0.45	5.86	15.71	4.50
2.00	51.42	43.42	-26.96	33.69	0.01	0.01	1.60	7.77	15.71	4.00
3.00	62.13	54.13	-44.45	77.91	0.02	0.02	3.09	9.69	15.71	3.50
4.00	72.84	64.84	-64.62	142.27	0.02	0.02	4.81	11.61	15.71	3.00
5.00	83.55	75.55	-87.47	228.15	0.02	0.02	6.69	13.53	15.71	2.50
6.00	94.26	86.26	-112.99	336.98	0.03	0.03	8.71	15.44	15.71	2.00
7.00	104.97	96.97	-141.18	470.16	0.03	0.03	10.86	17.36	31.42	1.50
8.00	115.68	107.68	-172.06	629.09	0.03	0.03	13.12	19.28	31.42	1.00
9.00	126.39	118.39	-205.60	815.18	0.04	0.04	15.50	21.20	31.42	0.50
10.00	137.10	129.10	-241.83	1029.84	0.04	0.04	17.98	23.12	31.42	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

$A_{S_{nec}}$ = Area di armatura tesa necessaria

$A_{S_{prog}}$ = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

$A_{S_{min}}$ = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella K.48: Verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	22.00	0.00	148.15	1605.62	10.24	0.00	10.60	5.00
1.00	40.71	32.71	33.22	176.04	2387.26	10.24	0.00	10.60	4.50
2.00	51.42	43.42	69.26	200.31	3168.90	10.24	0.00	10.60	4.00
3.00	62.13	54.13	108.11	222.56	3950.54	10.24	0.00	10.60	3.50
4.00	72.84	64.84	149.77	253.65	4732.18	10.24	0.00	10.60	3.00
5.00	83.55	75.55	194.25	283.98	5513.82	10.24	0.00	10.60	2.50
6.00	94.26	86.26	241.54	313.69	6295.46	10.24	0.00	10.60	2.00
7.00	104.97	96.97	291.64	373.52	7077.10	10.24	0.00	10.60	1.50
8.00	115.68	107.68	344.56	394.15	7858.74	10.24	0.00	10.60	1.00
9.00	126.39	118.39	400.29	414.02	8640.38	10.24	0.00	10.60	0.50
10.00	137.10	129.10	458.83	433.21	9422.02	10.24	4.04	10.60	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella K.49: Verifica a fessurazione

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	S _s [N/mm ²]	S _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm} - e _{cm} ‰	S _{sm} [mm]	W _k [mm]
Paramento	0	3.93	9.00	7.93	2250.00	0.00	171.04	0.01	0.00	517.61	0.00
Paramento	1	3.93	9.00	14.62	2250.00	4.96	198.07	0.01	0.00	517.61	0.01
Paramento	2	3.93	9.00	15.54	2250.00	19.54	232.21	0.01	0.00	517.61	0.03
Paramento	3	3.93	9.00	17.16	2250.00	38.87	265.87	0.01	0.00	517.61	0.06
Paramento	4	3.93	9.00	18.83	2250.00	61.35	298.95	0.01	0.00	517.61	0.10
Paramento	5	3.93	9.00	20.46	2250.00	86.33	331.43	0.01	0.00	517.61	0.13
Paramento	6	3.93	9.00	22.02	2250.00	113.49	363.32	0.01	0.00	517.61	0.18
Paramento	7	7.85	9.00	30.91	2250.00	74.61	212.22	0.01	0.00	274.11	0.06
Paramento	8	7.85	9.00	32.93	2250.00	90.71	228.32	0.01	0.00	274.11	0.07
Paramento	9	7.85	9.00	34.88	2250.00	107.75	244.09	0.01	0.00	274.11	0.09
Paramento	10	7.85	9.00	36.76	2250.00	125.71	259.56	0.01	0.00	274.11	0.10

K.3.4.2 Pali di fondazione

Il palo viene suddiviso in 20 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio. Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e di seguito si riportano gli involuppi delle verifiche a pressoflessione e taglio relative alla combinazione di carico più gravosa.

Per quanto riguarda l'armatura dei pali, rimangono valide le considerazioni esposte nello stesso paragrafo relativo al muro con paramento alto 2 m:

- L'armatura longitudinale, sebbene la sezione analizzata sia già esterna all'accumulo di frana, si mantiene uguale a 40Ø20 nei primi 4 metri dalla sommità del palo;

- L'armatura a taglio è realizzata mediante staffatura a spirale $\varnothing 14/12.5$ nei primi 12 metri di palo.

Si riportano di seguito rispettivamente le tabelle riassuntive delle azioni sui pali relative alle varie combinazioni ed i risultati delle verifiche eseguite sui pali.

Tabella K.50: Azioni in testa al palo combinazione 1

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	360.27	-197.80	-1316.01	-914.29	-512.56
1	0.763	105.14	137.19	-1335.18	-933.45	-531.73
2	2.288	-14.43	190.76	-1354.34	-952.62	-550.89
3	3.813	-46.04	135.76	-1373.51	-971.78	-570.05
4	5.338	-38.83	69.12	-1352.18	-950.45	-548.73
5	6.863	-22.23	20.47	-1319.28	-917.55	-515.83
6	8.388	-8.78	-1.32	-1274.81	-873.09	-471.36
7	9.913	-6.38	-2.76	-1218.78	-817.05	-415.33
8	11.438	-5.16	-2.23	-1151.18	-749.45	-347.72
9	12.963	-3.94	-1.70	-986.53	-584.80	-183.08
10	14.488	-2.72	-1.18	-821.88	-420.16	-18.43
11	16.013	-1.50	-0.65	-657.24	-255.51	0.00
12	17.538	-0.27	-0.12	-492.59	-90.86	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-327.94	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-163.30	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.51: Azioni in testa al palo combinazione 2

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	440.66	-241.93	-1520.95	-993.50	-466.05
1	0.763	128.61	167.80	-1540.11	-1012.67	-485.22
2	2.288	-17.65	233.32	-1559.28	-1031.83	-504.38
3	3.813	-56.32	166.05	-1578.44	-1050.99	-523.55
4	5.338	-47.49	84.55	-1557.11	-1029.66	-502.22
5	6.863	-27.19	25.04	-1524.22	-996.77	-469.32
6	8.388	-10.74	-1.61	-1479.75	-952.30	-424.85
7	9.913	-7.80	-3.38	-1423.71	-896.27	-368.82
8	11.438	-6.31	-2.73	-1356.11	-828.66	-301.22
9	12.963	-4.82	-2.08	-1191.46	-664.02	-136.57
10	14.488	-3.32	-1.44	-1026.82	-499.37	0.00
11	16.013	-1.83	-0.79	-862.17	-334.72	0.00
12	17.538	-0.34	-0.15	-697.52	-170.08	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-532.88	-5.43	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-368.23	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	-203.59	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	-38.94	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.52: Azioni in testa al palo combinazione 3

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	360.27	-197.80	-1316.01	-914.29	-512.56
1	0.763	105.14	137.19	-1335.18	-933.45	-531.73
2	2.288	-14.43	190.76	-1354.34	-952.62	-550.89
3	3.813	-46.04	135.76	-1373.51	-971.78	-570.05
4	5.338	-38.83	69.12	-1346.10	-944.38	-542.65
5	6.863	-22.23	20.47	-1305.40	-903.67	-501.95
6	8.388	-8.78	-1.32	-1251.39	-849.66	-447.93
7	9.913	-6.38	-2.76	-1184.07	-782.35	-380.62
8	11.438	-5.16	-2.23	-1103.45	-701.73	-300.00
9	12.963	-3.94	-1.70	-911.24	-509.51	-107.78
10	14.488	-2.72	-1.18	-719.02	-317.29	0.00
11	16.013	-1.50	-0.65	-526.80	-125.07	0.00
12	17.538	-0.27	-0.12	-334.58	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-142.36	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.53: Azioni in testa al palo combinazione 4

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	440.66	-241.93	-1520.95	-993.50	-466.05
1	0.763	128.61	167.80	-1540.11	-1012.67	-485.22
2	2.288	-17.65	233.32	-1559.28	-1031.83	-504.38
3	3.813	-56.32	166.05	-1578.44	-1050.99	-523.55
4	5.338	-47.49	84.55	-1551.04	-1023.59	-496.14
5	6.863	-27.19	25.04	-1510.33	-982.89	-455.44
6	8.388	-10.74	-1.61	-1456.32	-928.87	-401.43
7	9.913	-7.80	-3.38	-1389.01	-861.56	-334.11
8	11.438	-6.31	-2.73	-1308.39	-780.94	-253.49
9	12.963	-4.82	-2.08	-1116.17	-588.72	-61.28
10	14.488	-3.32	-1.44	-923.95	-396.50	0.00
11	16.013	-1.83	-0.79	-731.73	-204.29	0.00
12	17.538	-0.34	-0.15	-539.52	-12.07	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-347.30	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-155.08	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.54: Azioni in testa al palo combinazione 5

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	369.55	-202.89	-1369.64	-890.81	-411.98
1	0.763	107.85	140.72	-1388.81	-909.98	-431.15
2	2.288	-14.80	195.67	-1407.97	-929.14	-450.31
3	3.813	-47.23	139.26	-1427.14	-948.30	-469.47
4	5.338	-39.83	70.90	-1399.73	-920.90	-442.07
5	6.863	-22.80	21.00	-1359.03	-880.20	-401.36
6	8.388	-9.00	-1.35	-1305.02	-826.19	-347.35
7	9.913	-6.54	-2.83	-1237.70	-758.87	-280.04
8	11.438	-5.29	-2.29	-1157.08	-678.25	-199.42
9	12.963	-4.04	-1.75	-964.87	-486.03	-7.20
10	14.488	-2.79	-1.21	-772.65	-293.82	0.00
11	16.013	-1.53	-0.66	-580.43	-101.60	0.00
12	17.538	-0.28	-0.12	-388.21	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-195.99	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-3.78	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.55: Azioni in testa al palo combinazione 6

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	449.60	-246.84	-1576.17	-959.88	-343.60
1	0.763	131.22	171.21	-1595.34	-979.05	-362.76
2	2.288	-18.01	238.06	-1614.50	-998.21	-381.92
3	3.813	-57.46	169.42	-1633.66	-1017.38	-401.09
4	5.338	-48.46	86.26	-1606.26	-989.97	-373.69
5	6.863	-27.74	25.55	-1565.55	-949.27	-332.98
6	8.388	-10.95	-1.65	-1511.54	-895.26	-278.97
7	9.913	-7.96	-3.45	-1444.23	-827.94	-211.65
8	11.438	-6.44	-2.79	-1363.61	-747.32	-131.04
9	12.963	-4.91	-2.13	-1171.39	-555.10	0.00
10	14.488	-3.39	-1.47	-979.17	-362.89	0.00
11	16.013	-1.87	-0.81	-786.96	-170.67	0.00
12	17.538	-0.34	-0.15	-594.74	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-402.52	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-210.30	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	-18.09	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.56: Azioni in testa al palo combinazione 7

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	369.55	-202.89	-1369.64	-890.81	-411.98
1	0.763	107.85	140.72	-1388.81	-909.98	-431.15
2	2.288	-14.80	195.67	-1407.97	-929.14	-450.31
3	3.813	-47.23	139.26	-1427.14	-948.30	-469.47
4	5.338	-39.83	70.90	-1399.73	-920.90	-442.07
5	6.863	-22.80	21.00	-1359.03	-880.20	-401.36
6	8.388	-9.00	-1.35	-1305.02	-826.19	-347.35
7	9.913	-6.54	-2.83	-1237.70	-758.87	-280.04
8	11.438	-5.29	-2.29	-1157.08	-678.25	-199.42
9	12.963	-4.04	-1.75	-964.87	-486.03	-7.20
10	14.488	-2.79	-1.21	-772.65	-293.82	0.00
11	16.013	-1.53	-0.66	-580.43	-101.60	0.00
12	17.538	-0.28	-0.12	-388.21	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-195.99	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-3.78	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.57: Azioni in testa al palo combinazione 8

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	449.60	-246.84	-1576.17	-959.88	-343.60
1	0.763	131.22	171.21	-1595.34	-979.05	-362.76
2	2.288	-18.01	238.06	-1614.50	-998.21	-381.92
3	3.813	-57.46	169.42	-1633.66	-1017.38	-401.09
4	5.338	-48.46	86.26	-1606.26	-989.97	-373.69
5	6.863	-27.74	25.55	-1565.55	-949.27	-332.98
6	8.388	-10.95	-1.65	-1511.54	-895.26	-278.97
7	9.913	-7.96	-3.45	-1444.23	-827.94	-211.65
8	11.438	-6.44	-2.79	-1363.61	-747.32	-131.04
9	12.963	-4.91	-2.13	-1171.39	-555.10	0.00
10	14.488	-3.39	-1.47	-979.17	-362.89	0.00
11	16.013	-1.87	-0.81	-786.96	-170.67	0.00
12	17.538	-0.34	-0.15	-594.74	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-402.52	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-210.30	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	-18.09	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.58: Azioni in testa al palo combinazione 9

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	398.54	-218.81	-1369.39	-843.92	-318.45
1	0.763	116.31	151.77	-1388.55	-863.08	-337.61
2	2.288	-15.96	211.02	-1407.72	-882.25	-356.78
3	3.813	-50.93	150.18	-1426.88	-901.41	-375.94
4	5.338	-42.95	76.47	-1399.48	-874.01	-348.54
5	6.863	-24.59	22.65	-1358.77	-833.30	-307.83
6	8.388	-9.71	-1.46	-1304.76	-779.29	-253.82
7	9.913	-7.06	-3.05	-1237.45	-711.98	-186.51
8	11.438	-5.71	-2.47	-1156.83	-631.36	-105.89
9	12.963	-4.35	-1.89	-964.61	-439.14	0.00
10	14.488	-3.00	-1.30	-772.39	-246.92	0.00
11	16.013	-1.65	-0.72	-580.17	-54.71	0.00
12	17.538	-0.30	-0.13	-387.96	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-195.74	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-3.52	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.59: Azioni in testa al palo combinazione 10

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	490.92	-269.53	-1607.69	-923.62	-239.54
1	0.763	143.27	186.94	-1626.85	-942.78	-258.71
2	2.288	-19.66	259.94	-1646.02	-961.94	-277.87
3	3.813	-62.74	184.99	-1665.18	-981.11	-297.04
4	5.338	-52.91	94.19	-1637.78	-953.71	-269.63
5	6.863	-30.29	27.90	-1597.07	-913.00	-228.93
6	8.388	-11.96	-1.80	-1543.06	-858.99	-174.92
7	9.913	-8.69	-3.76	-1475.75	-791.68	-107.60
8	11.438	-7.03	-3.04	-1395.13	-711.06	-26.98
9	12.963	-5.36	-2.32	-1202.91	-518.84	0.00
10	14.488	-3.70	-1.60	-1010.69	-326.62	0.00
11	16.013	-2.04	-0.88	-818.47	-134.40	0.00
12	17.538	-0.37	-0.16	-626.26	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-434.04	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-241.82	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	-49.60	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.60: Azioni in testa al palo combinazione 11

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	398.54	-218.81	-1369.39	-843.92	-318.45
1	0.763	116.31	151.77	-1388.55	-863.08	-337.61
2	2.288	-15.96	211.02	-1407.72	-882.25	-356.78
3	3.813	-50.93	150.18	-1426.88	-901.41	-375.94
4	5.338	-42.95	76.47	-1399.48	-874.01	-348.54
5	6.863	-24.59	22.65	-1358.77	-833.30	-307.83
6	8.388	-9.71	-1.46	-1304.76	-779.29	-253.82
7	9.913	-7.06	-3.05	-1237.45	-711.98	-186.51
8	11.438	-5.71	-2.47	-1156.83	-631.36	-105.89
9	12.963	-4.35	-1.89	-964.61	-439.14	0.00
10	14.488	-3.00	-1.30	-772.39	-246.92	0.00
11	16.013	-1.65	-0.72	-580.17	-54.71	0.00
12	17.538	-0.30	-0.13	-387.96	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-195.74	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-3.52	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.61: Azioni in testa al palo combinazione 12

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	490.92	-269.53	-1607.69	-923.62	-239.54
1	0.763	143.27	186.94	-1626.85	-942.78	-258.71
2	2.288	-19.66	259.94	-1646.02	-961.94	-277.87
3	3.813	-62.74	184.99	-1665.18	-981.11	-297.04
4	5.338	-52.91	94.19	-1637.78	-953.71	-269.63
5	6.863	-30.29	27.90	-1597.07	-913.00	-228.93
6	8.388	-11.96	-1.80	-1543.06	-858.99	-174.92
7	9.913	-8.69	-3.76	-1475.75	-791.68	-107.60
8	11.438	-7.03	-3.04	-1395.13	-711.06	-26.98
9	12.963	-5.36	-2.32	-1202.91	-518.84	0.00
10	14.488	-3.70	-1.60	-1010.69	-326.62	0.00
11	16.013	-2.04	-0.88	-818.47	-134.40	0.00
12	17.538	-0.37	-0.16	-626.26	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-434.04	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-241.82	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	-49.60	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.62: Azioni in testa al palo combinazione 13

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	739.16	-405.82	-2292.40	-740.75	810.89
1	0.763	215.72	281.47	-2311.56	-759.92	791.73
2	2.288	-29.61	391.38	-2330.72	-779.08	772.56
3	3.813	-94.47	278.54	-2349.89	-798.24	753.40
4	5.338	-79.67	141.82	-2322.49	-770.84	687.67
5	6.863	-45.61	42.00	-2281.78	-730.14	608.64
6	8.388	-18.01	-2.71	-2227.77	-676.13	516.30
7	9.913	-13.09	-5.66	-2160.46	-608.81	410.66
8	11.438	-10.58	-4.58	-2079.84	-528.19	291.71
9	12.963	-8.08	-3.50	-1887.62	-335.97	61.16
10	14.488	-5.57	-2.41	-1695.40	-143.76	0.00
11	16.013	-3.07	-1.33	-1503.18	0.00	0.00
12	17.538	-0.56	-0.24	-1310.96	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-1118.75	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-926.53	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	-734.31	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	-542.09	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	-349.88	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	-157.66	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.63: Azioni in testa al palo combinazione 14

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	760.37	-417.46	-2535.53	-966.30	602.93
1	0.763	221.91	289.55	-2554.70	-985.47	583.76
2	2.288	-30.46	402.61	-2573.86	-1004.63	564.60
3	3.813	-97.18	286.53	-2593.03	-1023.80	545.44
4	5.338	-81.95	145.89	-2565.62	-996.39	479.71
5	6.863	-46.92	43.21	-2524.92	-955.69	400.67
6	8.388	-18.53	-2.79	-2470.91	-901.68	308.34
7	9.913	-13.46	-5.83	-2403.59	-834.36	202.69
8	11.438	-10.89	-4.71	-2322.97	-753.74	83.75
9	12.963	-8.31	-3.60	-2130.76	-561.52	0.00
10	14.488	-5.73	-2.48	-1938.54	-369.31	0.00
11	16.013	-3.16	-1.37	-1746.32	-177.09	0.00
12	17.538	-0.58	-0.25	-1554.10	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-1361.88	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	-1169.67	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	-977.45	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	-785.23	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	-593.01	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	-400.79	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	-208.58	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	-16.36	0.00	0.00

Tabella K.64: Azioni in testa al palo combinazione 15

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	324.69	-178.26	-1278.12	-904.97	-531.82
1	0.763	94.76	123.64	-1297.29	-924.13	-550.98
2	2.288	-13.01	171.92	-1316.45	-943.30	-570.14
3	3.813	-41.50	122.35	-1335.61	-962.46	-589.31
4	5.338	-34.99	62.30	-1308.21	-935.06	-561.90
5	6.863	-20.03	18.45	-1267.51	-894.35	-521.20
6	8.388	-7.91	-1.19	-1213.49	-840.34	-467.19
7	9.913	-5.75	-2.49	-1146.18	-773.03	-399.87
8	11.438	-4.65	-2.01	-1065.56	-692.41	-319.25
9	12.963	-3.55	-1.54	-873.34	-500.19	-127.04
10	14.488	-2.45	-1.06	-681.12	-307.97	0.00
11	16.013	-1.35	-0.58	-488.91	-115.75	0.00
12	17.538	-0.25	-0.11	-296.69	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-104.47	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.65: Azioni in testa al palo combinazione 16

N° Concio	zm concio dal p.p. (m)	Vp (KN)	Mp (KNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)
0	0.000	303.25	-166.49	-1223.47	-883.85	-544.22
1	0.763	88.50	115.48	-1242.64	-903.01	-563.38
2	2.288	-12.15	160.57	-1261.80	-922.17	-582.54
3	3.813	-38.76	114.27	-1280.96	-941.34	-601.71
4	5.338	-32.68	58.18	-1253.56	-913.93	-574.31
5	6.863	-18.71	17.23	-1212.86	-873.23	-533.60
6	8.388	-7.39	-1.11	-1158.85	-819.22	-479.59
7	9.913	-5.37	-2.32	-1091.53	-751.90	-412.28
8	11.438	-4.34	-1.88	-1010.91	-671.28	-331.66
9	12.963	-3.31	-1.43	-818.69	-479.07	-139.44
10	14.488	-2.29	-0.99	-626.48	-286.85	0.00
11	16.013	-1.26	-0.54	-434.26	-94.63	0.00
12	17.538	-0.23	-0.10	-242.04	0.00	0.00
13	19.063	0.00	0.00	-49.82	0.00	0.00
14	20.588	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	22.113	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	23.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.163	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	26.688	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	28.213	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	29.738	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella K.66: Verifica a pressoflessione: involuppo dei momenti lungo il fusto del palo

N° Concio	zm con (m)	N° Comb.	N° Palo	N _{Ed,max} kN	M _{Ed,p} kNm	A _{S,long,nec} cm ²	M _{Rd} kNm	FS _M	A _{S,long,disp} cm ²
0	0.00	13	3	810.89	-405.82	54.64	1146.07	2.82	125.66
1	0.76	13	3	791.73	281.47	43.40	1152.50	4.09	125.66
2	2.29	13	3	772.56	391.38	53.49	1152.50	2.94	125.66
3	3.81	13	3	753.40	278.54	41.73	1158.87	4.16	125.66
4	5.34	13	3	696.98	141.82	29.33	1171.45	8.26	125.66
5	6.86	13	3	629.92	42.00	0.00	51.67	1.23	20.11
6	8.39	13	3	552.22	-2.71	0.00	78.72	29.07	20.11
7	9.91	13	3	463.87	-5.66	0.00	109.60	19.35	20.11
8	11.44	13	3	364.88	-4.58	0.00	141.96	30.99	20.11
9	12.96	13	3	176.62	-3.50	0.00	203.06	58.08	20.11
10	14.49	14	3	0.00	-2.48	0.00	255.44	102.95	20.11
11	16.01	14	3	0.00	-1.37	0.00	255.44	187.01	20.11
12	17.54	14	3	0.00	-0.25	0.00	255.44	1019.26	20.11
13	19.06	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11
14	20.59	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11
15	22.11	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11
16	23.64	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11
17	25.16	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11
18	26.69	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11
19	28.21	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11
20	29.74	1	3	0.00	0.00	0.00	-	-	20.11

Legenda:

$z_{m,con}$ = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo ultimo agente sul palo

$M_{Ed,p}$ = Momento polare ultimo agente sul palo

M_{Rd} = Momento resistente del palo

FS_M = Fattore di sicurezza al momento flettente

$A_{S,long,nec}$ = Area di armatura longitudinale necessaria

$A_{S,long,disp}$ = Area di armatura longitudinale disposta

Tabella K.67: Verifica a taglio: involuppo del taglio lungo il fusto del palo

N° Concio	z_m con (m)	N° Comb.	N° palo	$N_{Ed,max}$ (kN)	$V_{Ed,p}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	Asw/s_{nec} (cm ² /m)	Asw/s_{disp} (cm ² /m)
0	0.00	14	3	602.93	760.37	260.34	1187.31	15.291	24.630
1	0.76	14	3	583.76	221.91	260.34	1187.31	0.000	24.630
2	2.29	14	3	564.60	-30.46	260.34	1187.31	0.000	24.630
3	3.81	14	3	545.44	-97.18	260.34	1187.32	0.000	24.630
4	5.34	14	3	489.02	-81.95	260.35	1187.32	0.000	24.630
5	6.86	14	3	421.96	-46.92	260.35	1187.32	0.000	24.630
6	8.39	14	3	344.26	-18.53	184.48	1187.31	0.000	24.630
7	9.91	14	3	255.91	-13.46	184.47	1187.30	0.000	24.630
8	11.44	14	3	156.92	-10.89	184.46	1187.29	0.000	24.630
9	12.96	14	3	0.00	-8.31	184.45	1187.28	0.000	24.630
10	14.49	14	3	0.00	-5.73	184.43	1187.26	0.000	11.310
11	16.01	14	3	0.00	-3.16	184.41	1187.24	0.000	11.310
12	17.54	14	3	0.00	-0.58	184.38	1187.22	0.000	11.310
13	19.06	1	3	0.00	0.00	184.36	1187.19	0.000	11.310
14	20.59	1	3	0.00	0.00	184.34	1187.17	0.000	11.310
15	22.11	1	3	0.00	0.00	184.33	1187.16	0.000	11.310
16	23.64	1	3	0.00	0.00	184.33	1187.16	0.000	11.310
17	25.16	1	3	0.00	0.00	184.33	1187.16	0.000	11.310
18	26.69	1	3	0.00	0.00	184.33	1187.16	0.000	11.310
19	28.21	1	3	0.00	0.00	184.33	1187.16	0.000	11.310
20	29.74	1	3	0.00	0.00	184.33	1187.16	0.000	11.310

Legenda:

z_m = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo sul palo

$V_{Ed,p}$ = Taglio polare sul palo

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria (staffe)

Asw/s_{disp} = Area armatura a taglio disposta (staffe)

K.3.4.3 Platea lato monte

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO INFERIORE

Combinazione di verifica: 16

Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte LTI = 3.97 m
Lunghezza mensola a valle SPI = 1.06 m
Interasse longitudinale ilong = 2.40 m

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione Rck = 40 MPa
fcd = 22.13 MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio fyk = 450 MPa
fyd = 391.30 MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1 P1 = -1223.47 kN
Sollecitazione palo P2 P2 = -883.85 kN
Sollecitazione palo P3 P3 = -544.22 kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea $\nu = 45^\circ$
Larghezza collaborante palo P1 b1 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P2 b2 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P3 b3 = 2.40 m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

Sollecitazione per metro lineare P1 P1 = -509.78 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2 P2 = -368.27 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P3 P3 = -226.76 kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1 d1 = 0.80 m
Distanza bordo platea e asse palo P2 d2 = 3.20 m
Distanza bordo platea e asse palo P3 d3 = 5.60 m
Distanza bordo platea - lato interno muro dbm = 2.43 m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte qt = 130.00 KN/m/m
Carico stradale di monte qstr = 0.00 KN/m/m
Carico totale su platea di monte q = 130.00 KN/m/m

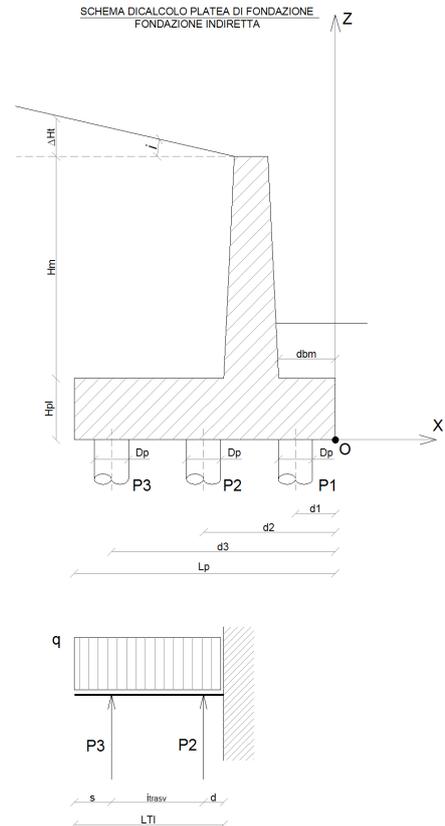


Tabella K.68: Verifiche a pressoflessione platea lato monte

Descriz.	HP (m)	c (m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	$As_{long,nec}$ (cm ² /m)	$As_{long,min}$ (cm ² /m)	$As_{long,prog}$ (cm ² /m)	$As_{trasv,prog}$ (cm ² /m)
Mmax+	1.40	0.080	14.77	0.000	0.000	0.29	18.32	20.11	7.70

Tabella K.69: Verifica a taglio platea lato monte

Descriz.	HP (m)	c (m)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	cot θ (1-2,5)	Asw/s_{min} (cm ² /m)	Asw/s_{nec} (cm ² /m)	Asw/s_{prog} (cm ² /m)
Vmax	1.40	0.08	186.12	438.30	4533.52	2.50	10.24	-	10.60

HP = Spessore della fondazione

c = Copriferro

M_{Ed} = Momento ultimo del palo

V_{Ed} = Taglio ultimo agente sul palo

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato

ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

$As_{long,min}$ = Area armatura longitudinale minima di normativa

$As_{long,nec}$ = Area armatura longitudinale necessaria

$As_{long,prog}$ = Area armatura longitudinale di progetto

$As_{trasv,prog}$ = Area armatura trasversale di progetto

Asw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa

Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria

Asw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO SUPERIORE

Combinazione di verifica: 13

Sollecitazioni sulla platea

Lunghezza della platea a monte LTI = 3.97 m
Lunghezza mensola a valle SPI = 1.06 m
Interasse longitudinale ilong = 2.40 m

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione Rck = 40 MPa
fcd = 22.13 MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio fyk = 450 MPa
fyd = 391.30 MPa

Azioni trasmesse dai pali

Sollecitazione palo P1 P1 = -2292.40 kN
Sollecitazione palo P2 P2 = -740.75 kN
Sollecitazione palo P3 P3 = 810.89 kN
Sollecitazione palo P4 P4 = 0.00 kN
Sollecitazione palo P5 P5 = 0.00 kN
Sollecitazione palo P6 P6 = 0.00 kN

Larghezze collaboranti per ciascun palo

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea $\nu = 45^\circ$
Larghezza collaborante palo P1 b1 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P2 b2 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P3 b3 = 2.40 m
Larghezza collaborante palo P4 b4 = 0.00 m
Larghezza collaborante palo P5 b5 = 0.00 m
Larghezza collaborante palo P6 b6 = 0.00 m

Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea

Sollecitazione per metro lineare P1 P1 = -955.17 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P2 P2 = -308.65 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P3 P3 = 337.87 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P4 P4 = 0.00 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P5 P5 = 0.00 kN/m
Sollecitazione per metro lineare P6 P6 = 0.00 kN/m

Distanze dei pali dal bordo platea

Distanza bordo platea e asse palo P1 d1 = 0.80 m
Distanza bordo platea e asse palo P2 d2 = 3.20 m
Distanza bordo platea e asse palo P3 d3 = 5.60 m
Distanza bordo platea e asse palo P4 d4 = 0.00 m
Distanza bordo platea e asse palo P5 d5 = 0.00 m
Distanza bordo platea e asse palo P6 d6 = 0.00 m
Distanza bordo platea - lato interno muro dbm = 2.43 m

Altre azioni sulla platea

Peso di terreno e platea di monte qt = 130.00 KN/m/m
Carico stradale di monte qstr = 0.00 KN/m/m
Carico totale su platea di monte q = 130.00 KN/m/m

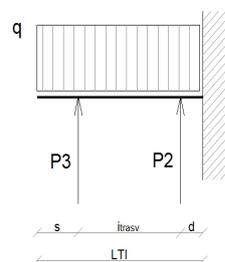
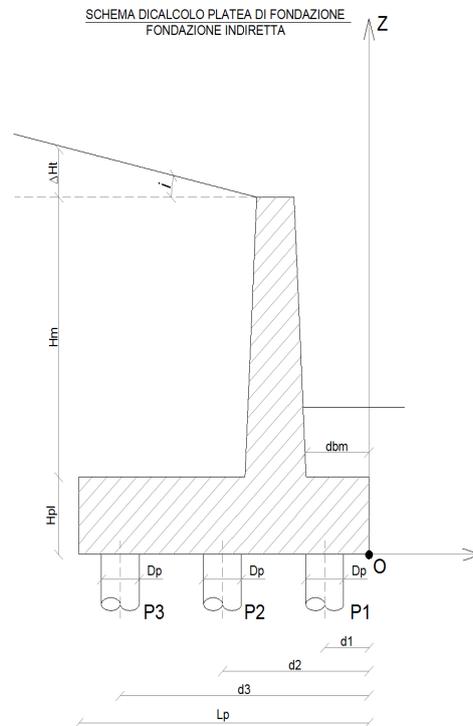


Tabella K.70: Verifiche a pressoflessione

Descriz.	HP (m)	c (m)	MEd (kNm/m)	μEd	ωEd	As _{long,nec} (cm ² /m)	As _{long,min} (cm ² /m)	As _{long,prog} (cm ² /m)	As _{trasv,prog} (cm ² /m)
Mmax-	1.40	0.080	1857.85	0.0482	0.0505	37.70	23.63	38.01	10.05

Tabella K.71: Verifica a taglio

Descriz.	HP (m)	c (m)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	cotθ (1-2,5)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)
Vmax	1.40	0.080	750.75	467.06	4533.52	2.5	10.24	6.46	10.60

HP = Spessore della fondazione

c = Copriferro

M_{Ed} = Momento ultimo agente

V_{Ed} = Taglio ultimo agente

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato

ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

As_{long,min} = Area armatura longitudinale minima di normativa

As_{long,nec} = Area armatura longitudinale necessaria

As_{long,prog} = Area armatura longitudinale di progetto

As_{trasv,prog} = Area armatura trasversale di progetto

Asw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa

Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria

Asw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

K.3.4.4 Mensola lato valle, modello struct and ties

Tabella K.72: Verifica modello struct and ties

Combinazione di verifica: 14

Sforzo normale del palo

$$Q_{p1} = -2535.53 \text{ kN}$$

Sforzo normale per metro lineare di palo, in valore ass.

$$Q_{p1} = 1056.47 \text{ kN/m}$$

Sforzo normale base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass.

$$N_{\text{muro}} = 243.97 \text{ kN/m}$$

Momento base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass.

$$M_{\text{muro}} = 549.78 \text{ kNm/m}$$

Momento all'incastro, adimensionalizzato

$$\mu = 0.022$$

Non è necessaria armatura a compressione

$$\mu_{\text{lim}} = 0.252$$

Asse neutro adimensionalizzato

$$\xi = 0.08$$

Asse neutro

$$x_c = 0.10 \text{ m}$$

Distanza asse palo-asse muro

$$a = 0.30 \text{ m}$$

Verifica biella compressa

Azione di compressione:

$$R_{Ed} = 1082.84 \text{ kN/m}$$

Area resistente di cls

$$A_{Cd} = 0.490 \text{ m}^2$$

Forza max a compressione assorbibile dal cls:

$$R_{Rd} = 9222.95 \text{ kN/m}$$

Verifica

Calcola armatura a trazione

Trazione nell'acciaio

$$T = 237.51 \text{ kN/m}$$

Armatura necessaria per metro lineare

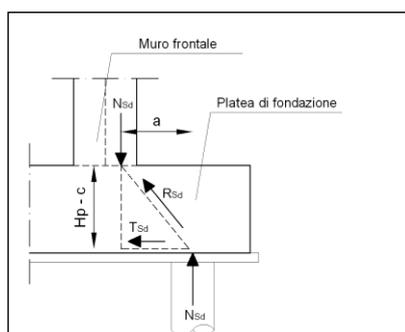
$$A_s = 6.070 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatura necessaria totale per verifica a Struct end Ties

$$A_s = 14.567 \text{ cm}^2$$

Armatura aggiuntava sul palo

$$A_{s,agg.} = 0.000 \text{ cm}^2/\text{palo}$$



L VERIFICHE MURO IN TERRA RINFORZATA

Nel presente capitolo si riportano i risultati delle verifiche della terra rinforzata situata tra le progressive chilometriche 5+371 e 5+640. L'opera possiede una lunghezza complessiva di 269 m. Le analisi sono state eseguite nelle due sezioni dell'opera situate ai km 5+400 e 5+575, dove l'opera è fondata rispettivamente sul materiale della frana e sulla sommità del muro in cemento armato sottostante.

Nella verifica della terra rinforzata sono stati considerati i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella.

Tabella L.1: Parametri geotecnici modello di calcolo terra rinforzata

Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Rilevato di nuova realizzazione stabilizzato a calce (materiale di riempimento)	19	24	17
Rilevato esistente	19	34	0.00
Litologia al di sotto della fondazione dell'opera			
Pm	18.00	27	14.00

Figura L.1: Sezione di riferimento (pk 5+400)

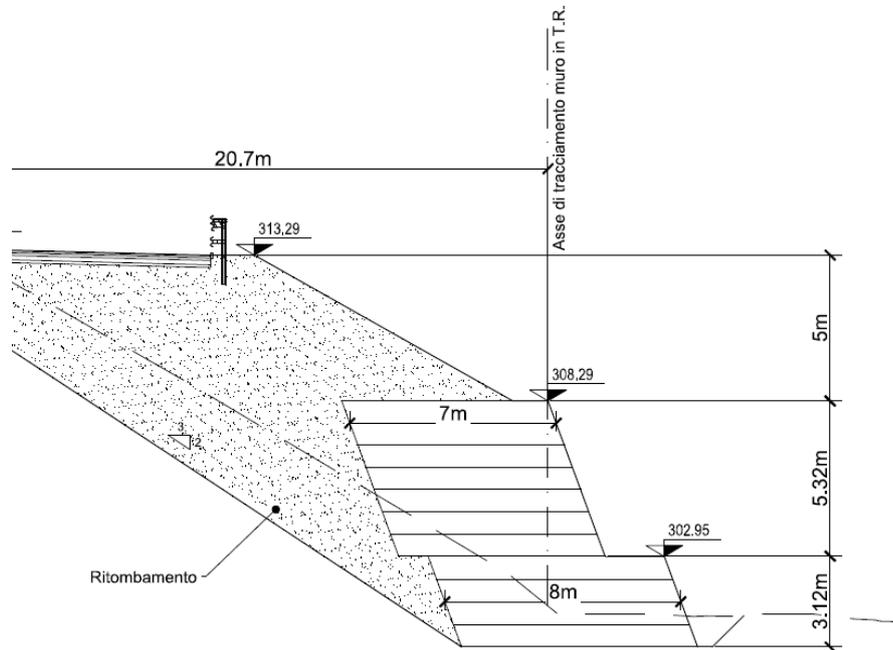
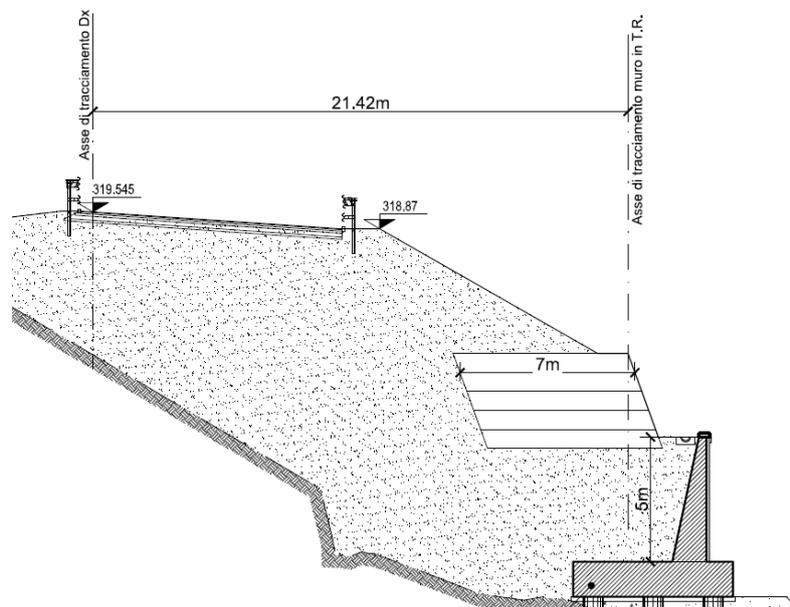


Figura L.2: Sezione di riferimento (pk 5+575)



Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geomeccaniche del muro in terra rinforzata.

Tabella L.2: Caratteristiche geomeccaniche dei blocchi in terra rinforzata (pk 5+400)

Blocco	Larghezza (m)	Altezza (m)	Lunghezza rinforzo (m)	Resistenza nominale rinforzi
BL01	8	3.04	8	125
BL02	7	5.32	7	80

Tabella L.3: Caratteristiche geomeccaniche dei blocchi in terra rinforzata (pk 5+575)

Blocco	Larghezza (m)	Altezza (m)	Lunghezza rinforzo (m)	Resistenza nominale rinforzi
BL01	7	3.80	7	80

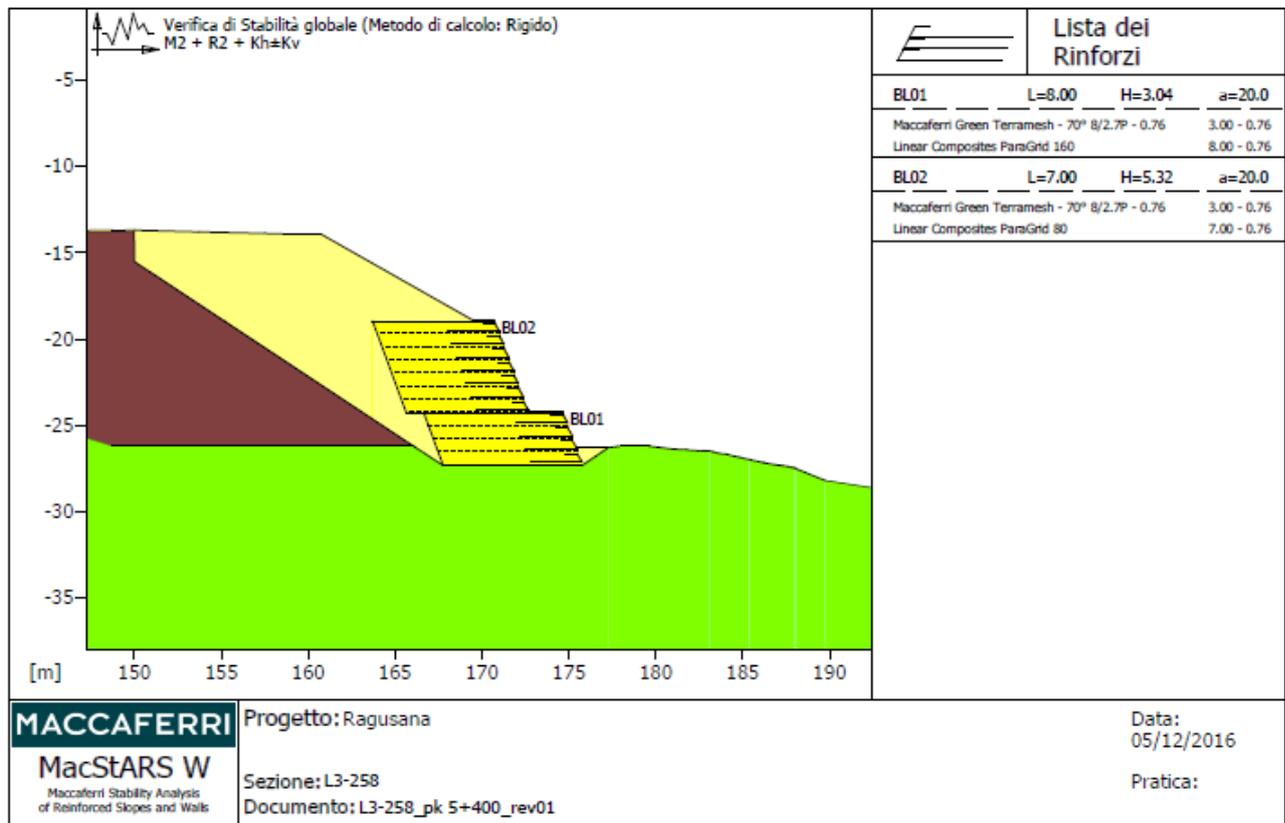
Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). I coefficienti d'intensità sismica sono stati calcolati considerando il coefficiente di riduzione $\beta_m = 0.28$, e valgono:

- coefficiente di intensità sismica orizzontale $k_h = 0.104$;
- coefficiente di intensità sismica verticale $k_v = 0.052$;

L.1 Verifiche terra rinforzata al km 5+400

Nella figura seguente si riporta il modello di input della terra rinforzata.

Figura L.3: Modello di calcolo (pk 5+400)



L.1.1 Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità comprendono le verifiche di stabilità globale e le verifiche di stabilità interna. Di seguito si riportano gli output grafici delle combinazioni sismiche, risultate le più gravose, e successivamente in una tabella riassuntiva si riportano tutti i risultati delle verifiche.

Figura L.4: Verifica di stabilità globale

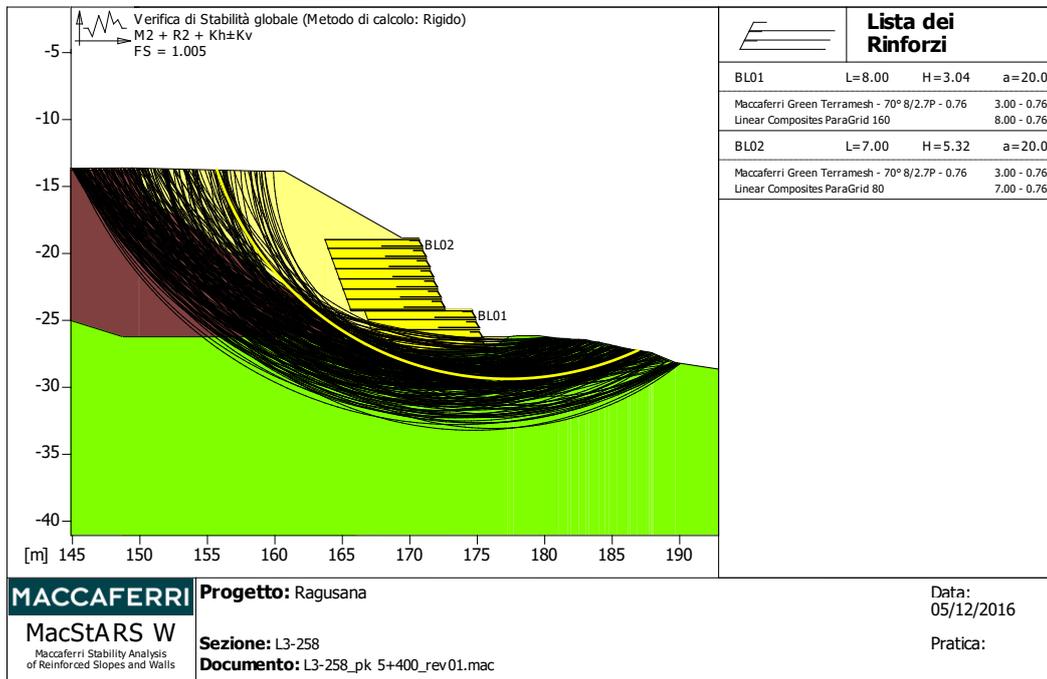
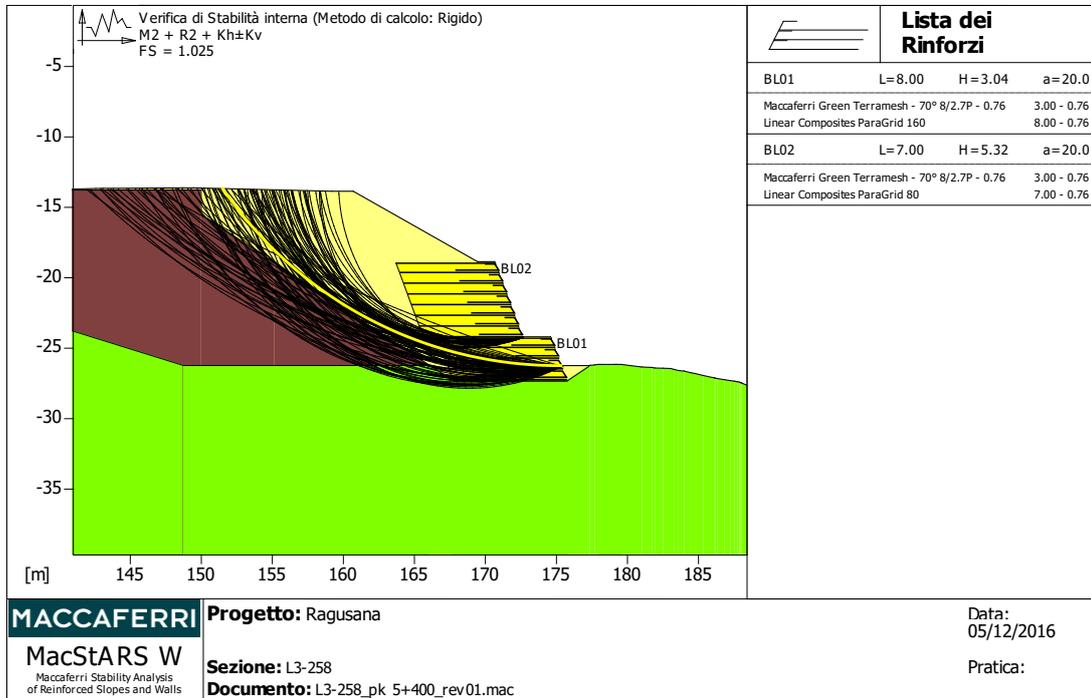


Figura L.5: Verifica di stabilità interna



Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di sicurezza normalizzati del fattore γ_R previsto dalla normativa al variare della combinazione e della tipologia di verifica.

Tabella L.4: Coefficienti di sicurezza analisi di stabilità

Combinazione	Fs stab globale	Fs stab interna
Statica	1.174	1.186
Sismica	1.005	1.025

Come si evince dalla tabella precedente tutte le verifiche di stabilità, globale e interna, risultano soddisfatte per la terra rinforzata in esame.

In calce alla presente relazione è allegato il tabulato di calcolo delle verifiche di stabilità globale per la sezione appena descritta.

L.1.2 Verifiche di corpo rigido

Le verifiche di corpo rigido comprendono le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento e alla capacità portante. Di seguito si riportano gli output grafici delle combinazioni sismiche, risultate le più gravose, e successivamente in una tabella riassuntiva si riportano tutti i risultati delle verifiche.

Figura L.6: Verifica di corpo rigido (ribaltamento)

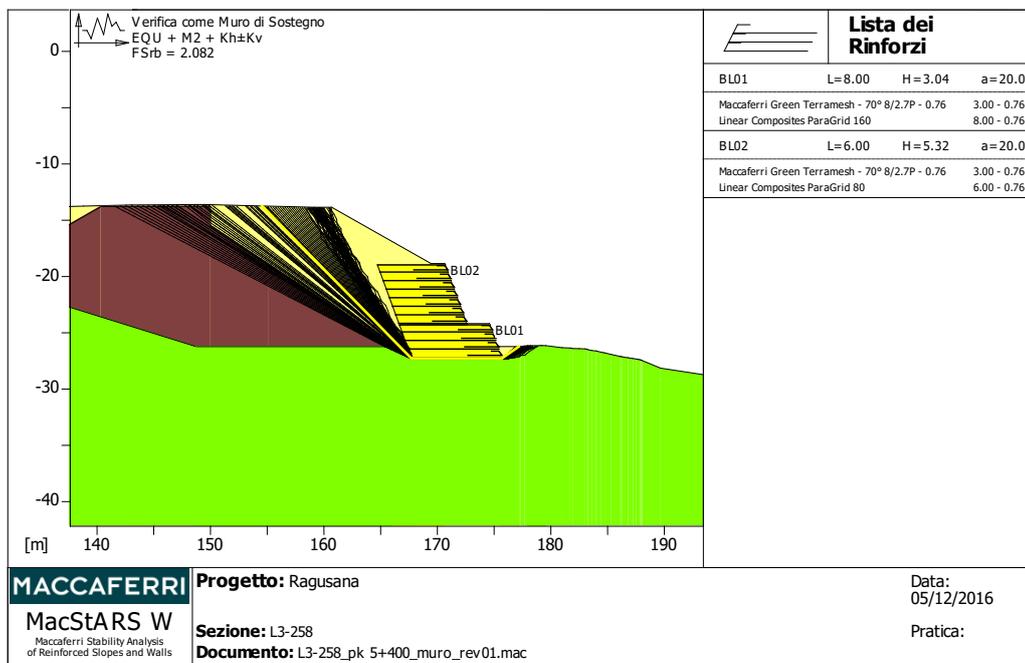
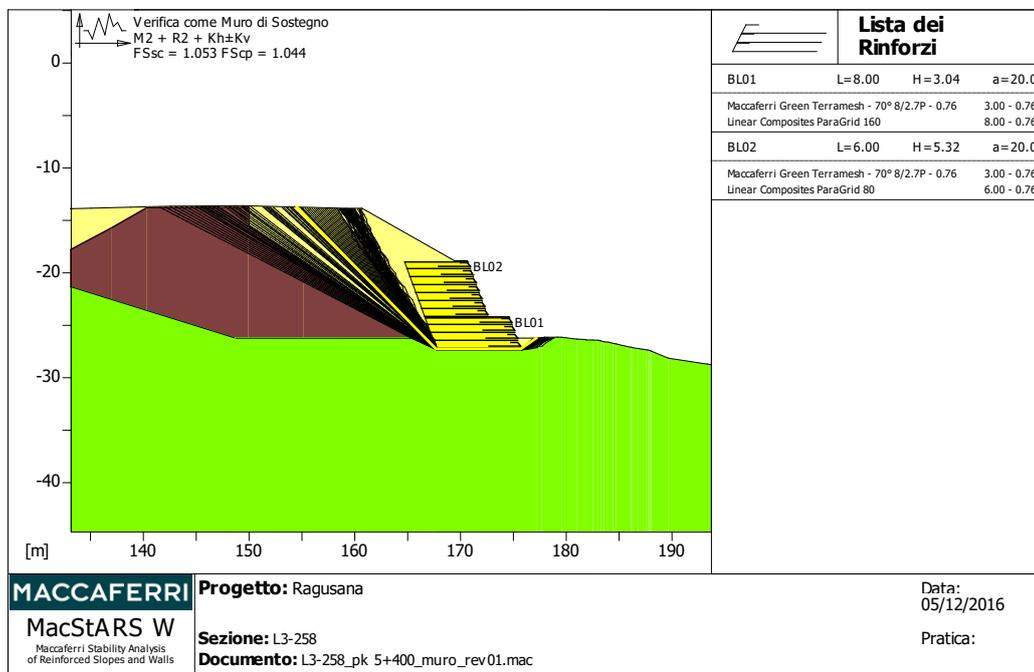


Figura L.7: Verifica di corpo rigido (scorrimento e capacità portante)



Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di sicurezza normalizzati del fattore γ_R previsto dalla normativa al variare della combinazione e della tipologia di verifica.

Tabella L.5: Coefficienti di sicurezza verifiche di corpo rigido

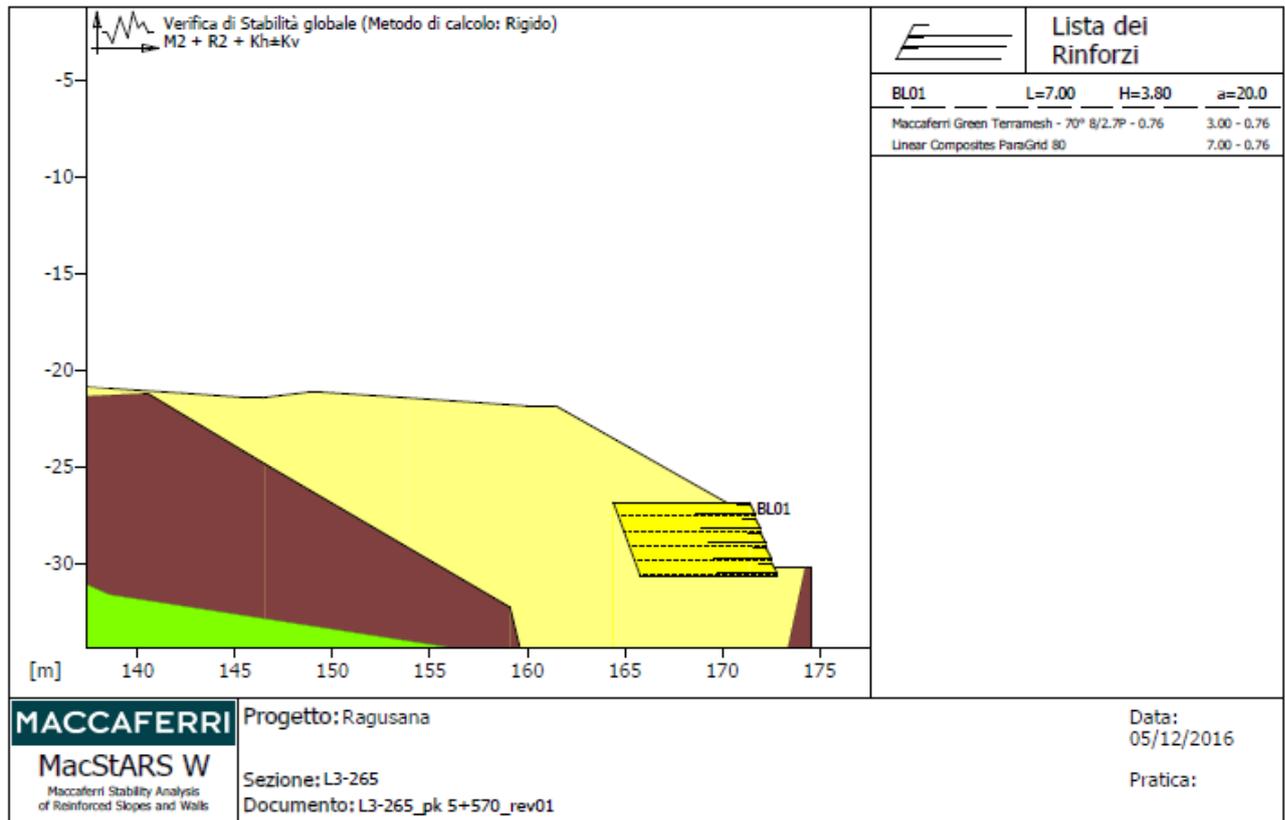
Combinazione	Fs scorrimento	Fs ribaltamento	Fs capacità portante
Statica	1.822	3.982	2.795
Sismica	1.053	2.082	1.044

Come si evince dalla tabella precedente tutte le verifiche risultano soddisfatte.

L.2 Verifiche terra rinforzata al km 5+575

Nella figura seguente si riporta il modello di input della terra rinforzata.

Figura L.8: Modello di calcolo (pk 5+575)



L.2.1 Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità comprendono le verifiche di stabilità globale e le verifiche di stabilità interna. Di seguito si riportano gli output grafici delle combinazioni sismiche, risultate le più gravose, e successivamente in una tabella riassuntiva si riportano tutti i risultati delle verifiche.

Figura L.9: Verifica di stabilità globale

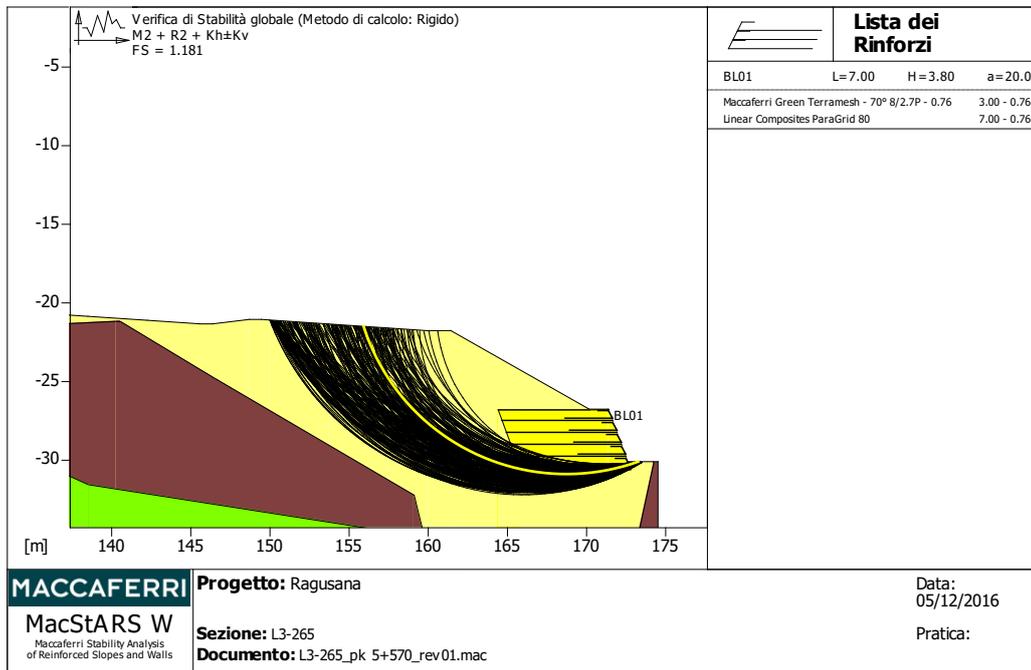
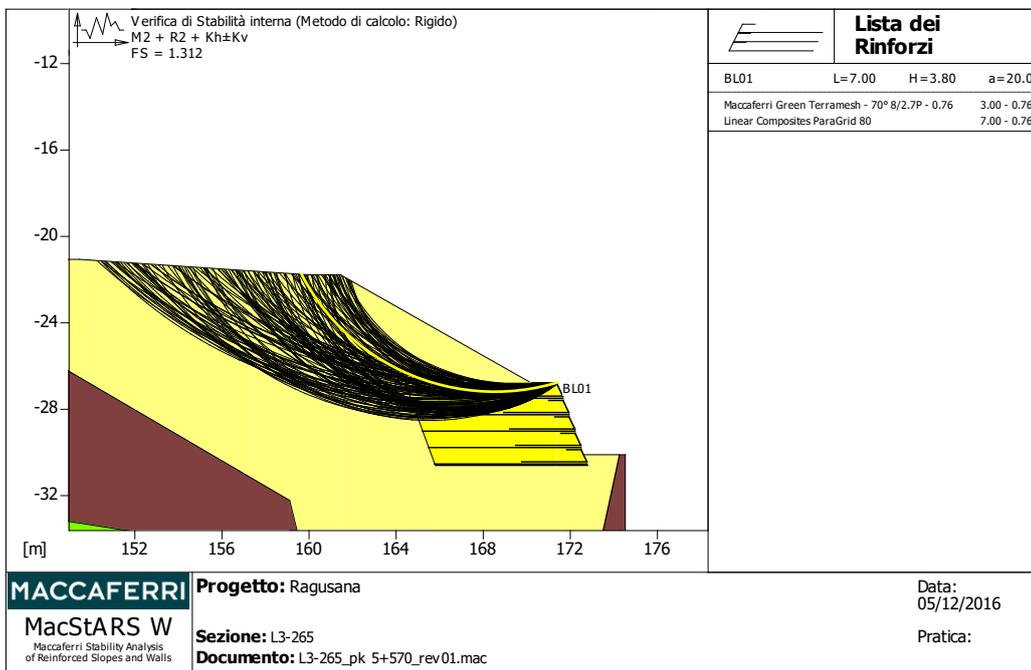


Figura L.10: Verifica di stabilità interna



Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di sicurezza normalizzati del fattore γ_R previsto dalla normativa al variare della combinazione e della tipologia di verifica.

Tabella L.6: Coefficienti di sicurezza analisi di stabilità

Combinazione	Fs stab globale	Fs stab interna
Statica	1.343	1.458
Sismica	1.181	1.312

Come si evince dalla tabella precedente tutte le verifiche di stabilità, globale e interna, risultano soddisfatte per la terra rinforzata in esame.

In calce alla presente relazione è allegato il tabulato di calcolo delle verifiche di stabilità globale per la sezione appena descritta.

L.2.2 Verifiche di corpo rigido

Le verifiche di corpo rigido comprendono le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento e alla capacità portante. Di seguito si riportano gli output grafici delle combinazioni sismiche, risultate le più gravose, e successivamente in una tabella riassuntiva si riportano tutti i risultati delle verifiche.

Figura L.11: Verifica di corpo rigido (ribaltamento)

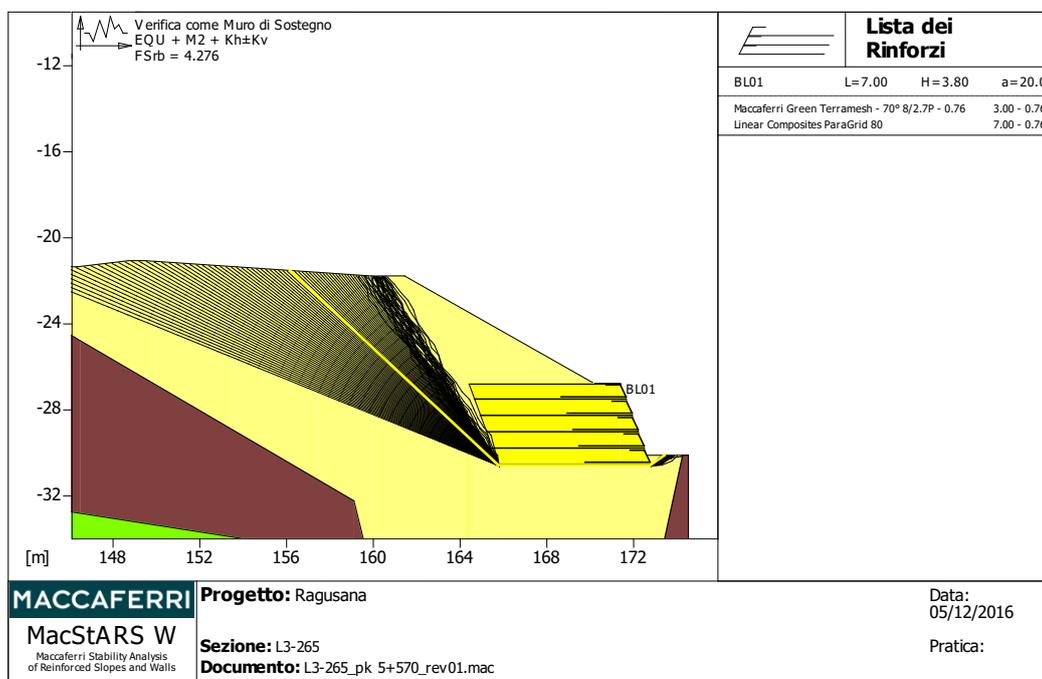
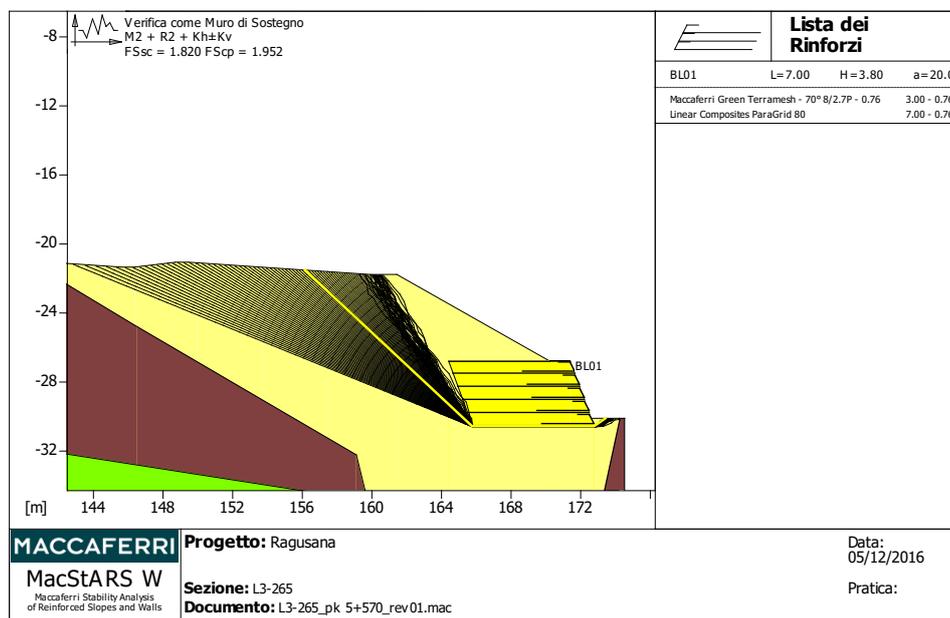


Figura L.12: Verifica di corpo rigido (scorrimento e capacità portante)



Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di sicurezza normalizzati del fattore γ_R previsto dalla normativa al variare della combinazione e della tipologia di verifica.

Tabella L.7: Coefficienti di sicurezza verifiche di corpo rigido

Combinazione	Fs scorrimento	Fs ribaltamento	Fs capacità portante
Statica	3.251	8.079	2.887
Sismica	1.820	4.276	1.952

Come si evince dalla tabella precedente tutte le verifiche risultano soddisfatte.

M VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL VERSANTE

La verifica di stabilità globale è stata eseguita in corrispondenza della sezione del muro superiore di maggiore altezza, utilizzando i parametri geotecnici e i carichi descritti negli appositi capitoli. I dati del modello di calcolo e i risultati sono riportati integralmente all'interno dell'Allegato 2. La resistenza a taglio dei pali è stata assunta pari a 1240 kN, equivalente alla resistenza a taglio lato acciaio della sezione circolare del palo armata con staffe a spirale Ø14/12.5.

Come si può notare nelle figure e tabelle seguenti, la verifica risulta sempre soddisfatta per tutte le combinazioni, raggiungendo un fattore di sicurezza minimo, relativo alla combinazione sismica, pari a $FS=1.11$, superiore al limite di norma pari a 1.1.

Figura M.1: Verifica di stabilità globale del versante (parte 1 di 2)

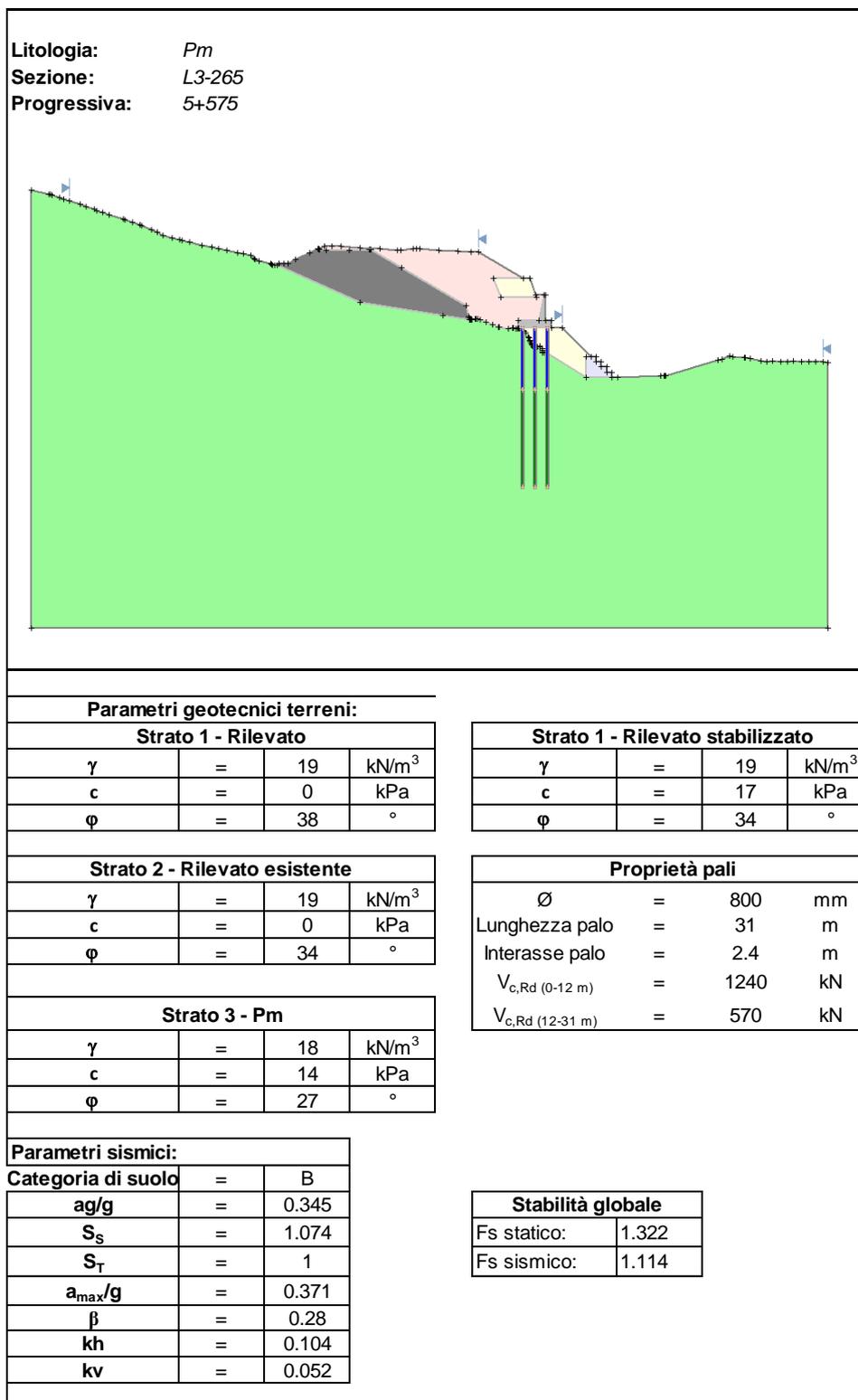
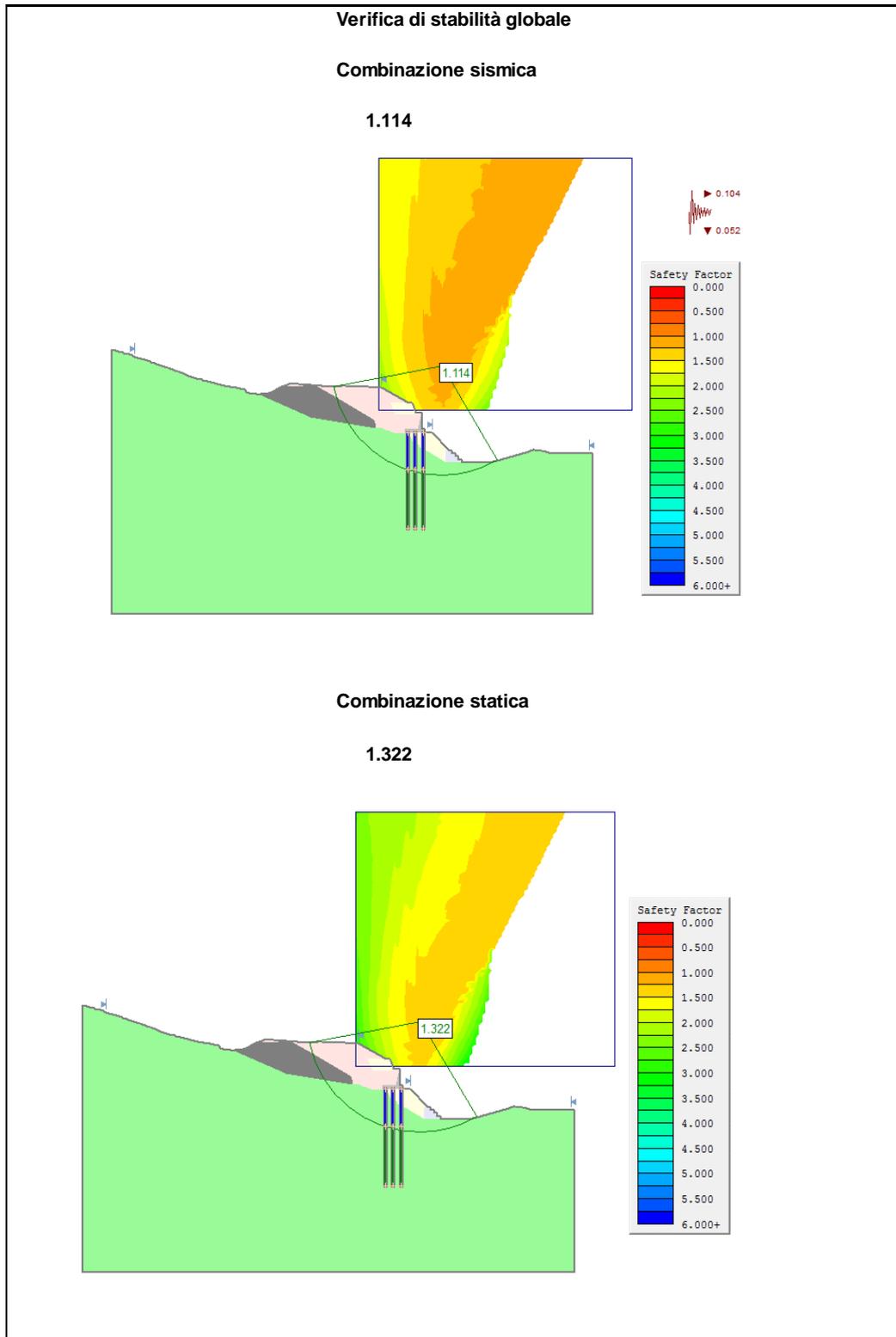


Figura M.2: Verifica di stabilità globale del versante (parte 2 di 2)



N INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 6+004-6+107 - FRANA L3_2

La Frana L3_2 ricade presso la località Serragrande in destra idrografica del Vallone Salito e si posiziona sia a monte sia a valle dell'asse di progetto (Elaborato D01-T1L3-GG031-1-EZ-002-0A).

Il dissesto interessa l'intero versante, a media acclività, costituito dai termini marnoso-argillosi attribuibili alla Formazione dei Trubi (Pm) .

Per la stabilizzazione dell'area in frana si è progettato un intervento di protezione da caduta massi posizionato a monte della sede stradale di progetto che va a mitigare il rischio collegato ai fenomeni di crollo testimoniati dalla presenza a valle delle strada attuale di blocchi ciclopici di dimensioni anche oltre il metro cubo rotolati dal settore sommitale. La direzione di movimento è pressoché ortogonale all'asse del tracciato e l'opera in progetto intercetta le possibili traiettorie di caduta.

L'intervento risulta descritto nell'elaborato grafico D01-T1L3-GT053-1-EZ-004-0A a cui si rimanda.

N.1 Premessa

Il presente capitolo si pone come obiettivo l'analisi e il dimensionamento, sulla base dei dati rilevati, degli interventi di protezione da caduta massi della sede stradale.

Per la mitigazione del rischio da caduta massi si prevede la realizzazione di un intervento di difesa passivo attraverso l'installazione di una barriera paramassi, testata su campo prove in accordo alla recente normativa ETAG 027 (Linee Guida per l'ottenimento del Benestare Tecnico Europeo per kit di protezione dalla caduta massi, 2008) e in possesso di Benestare tecnico Europeo (ETA) e di marcatura CE in conformità alla normativa ETAG 027 e alla Direttiva 89/106/CEE del Consiglio della Comunità Europea del 21/12/1988 concernente i prodotti da Costruzione (Direttiva Prodotti da Costruzione - CPD).

N.2 Dimensionamento della barriera paramassi

In accordo alle metodologie di calcolo ormai consolidate in tema di dimensionamento delle barriere paramassi, il calcolo è fatto utilizzando coefficienti di sicurezza che tengono conto sia dei risultati di una simulazione statistica di caduta massi, sia della capacità della barriera.

Tutte le analisi sono state effettuate con verifiche al massimo livello energetico che la barriera è in grado di assorbire (M.E.L. – *Maximum Energy Level*).

N.3 Analisi di caduta massi

Per esaminare la pericolosità della caduta massi, è stata adottata la seguente procedura:

- È stata individuata la sezione più gravosa da un punto di vista geomorfologico e in termini di energia potenziale dei blocchi che potrebbero distaccarsi dall'ammasso roccioso;
- È stata definita la dimensione dei massi instabili sulla base delle indicazioni rilevate in campagna, si è quindi deciso di considerare un valore prudenziale pari a $2,0 \text{ m}^3$, il peso del blocco è quindi stato stimato in circa 5200 kg, prendendo in considerazione un peso specifico della roccia pari a 2600 kg/m^3 .
- Sono state individuate le aree da cui i blocchi potrebbero cadere: tali aree, a favore di sicurezza, rappresentano le porzioni superiori dei versanti analizzati.
- Si è proceduto con l'esecuzione di una analisi numeriche di caduta massi che ha consentito di determinare il probabile cinematismo degli scoscendimenti lungo le direttrici rappresentative del pendio.

L'intervento prevederà l'inserimento di una barriera paramassi deformabile posizionata in modo tale da permettere la libera deformazione della barriera (se impattata) senza avere interferenze con le infrastrutture.

La progettazione, come precedentemente annunciato, è stata eseguita al MEL (*Maximum Energy Level*), cioè considerando la massima energia cinetica che la barriera può assorbire in condizioni di esercizio.

N.4 Metodo di calcolo e sua taratura

L'analisi di caduta massi è stata eseguita con un programma di calcolo commerciale che consente di analizzare in modo probabilistico le traiettorie e le energie prodotte dai massi (software Rocfall della Rocscience Inc.).

Il programma adotta un metodo di calcolo ibrido dove la massa viene trattata come puntiforme (*lumped mass*) nelle equazioni del moto, e come dotata di dimensione nel calcolo delle energie e dei coefficienti di restituzione lungo il pendio

L'analisi è stata fatta in corrispondenza della sezione 1 rappresentativa del pendio e riportata di seguito in planimetria e sezione nella Figura N.1 e nella Figura N.2. Le simulazioni devono essere opportunamente tarate affinché la dinamica delle traiettorie di caduta sia descritta in modo realistico.

Figura N.1 – Stralcio planimetrico Frana L3_2 con ubicazione della Sez 1 e barriera paramassi.

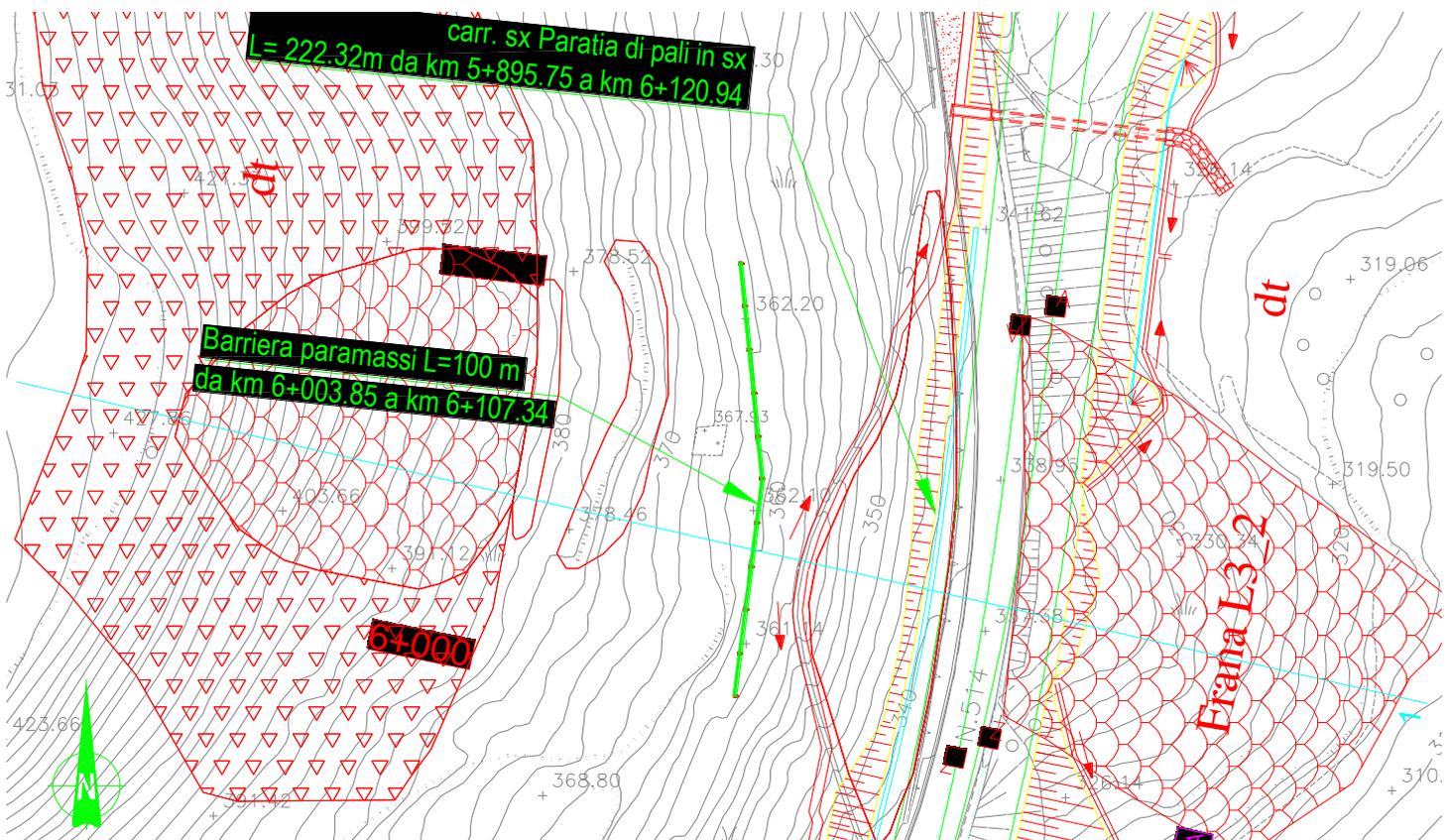
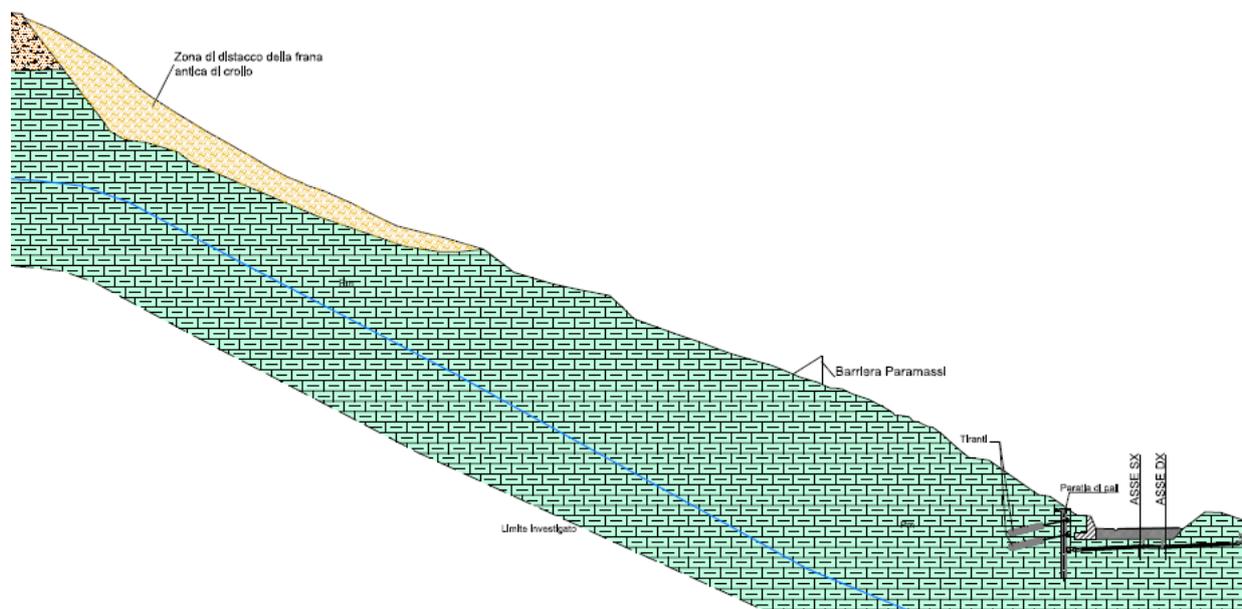


Figura N.2 – Stralcio della Sez 1 con ubicazione della Barriera paramassi.

SEZ.1



I dati d'ingresso utilizzati nella simulazione di caduta sono riportati di seguito nel testo.

N.4.1 Algoritmo

I parametri di calcolo introdotti nel programma sono trattati in modo probabilistico vero, facendoli oscillare con il metodo di Montecarlo entro l'intervallo. Il programma si basa sulle seguenti equazioni, che stabiliscono la perdita di velocità a seguito degli impatti e rimbalzi sul pendio:

$$V_{NB} = R_N V_{NA}$$

$$V_{TB} = R_T V_{TA}$$

dove:

V_{NB} , V_{TB} , V_{NA} , V_{TA} = componenti della velocità normali (N) e tangenziali (T) prima dell'impatto (A) e dopo l'impatto (B)

R_N = coefficiente di restituzione normale

R_T = coefficiente di restituzione tangenziale

Durante il salto, il masso assume una traiettoria di moto parabolica, determinata dalle velocità iniziali del rimbalzo (corrispondenti a V_{NB} , V_{TB} dell'ultimo impatto) e dall'angolo d'uscita della traiettoria.

Qualora la massa avesse un moto radente alla superficie topografica, il moto sarebbe di rotolamento o scivolamento secondo la seguente relazione:

$$V_{EXIT} = (V_0^2 + 2 s g k)^{0.5}$$

dove

V_{EXIT} = velocità del blocco al termine del segmento di pendio considerato.

V_0 = velocità iniziale del blocco all'inizio del segmento di pendio, tangenziale al segmento stesso

s = distanza dal punto iniziale di impatto a quello finale del pendio

g = accelerazione di gravità (-9.81m/s/s)

$k = \pm \sin(\theta) - \tan(\theta) \cos(\phi)$

θ = pendenza del segmento

ϕ = angolo d'attrito del segmento

$\pm = (+)$ nel caso di moto secondo la pendenza del segmento, $(-)$ in caso contrario.

L'assunzione dell'angolo d'attrito comporta l'ipotesi che il movimento del blocco in caduta sia di scivolamento; viceversa, assumere nullo l'angolo comporta un moto di puro rotolamento.

Poiché la sezione topografica utilizzata è piuttosto approssimativa e il pendio non è "liscio", nel calcolo è stata introdotta una "rugosità" imponendo delle variazioni con legge di distribuzione normale alle coordinate topografiche.

L'energia cinetica totale acquisita a seguito della caduta, viene calcolata con la nota relazione generale:

$$E_k = \frac{1}{2} M V^2 + \frac{1}{2} I \omega^2$$

dove

M = massa in caduta

V = velocità di caduta in traslazione

I = momento d'inerzia del masso

ω = velocità angolare del masso

Per riferimenti dettagliati sugli algoritmi di calcolo del moto si rinvia a quanto riportato nel manuale di verifica del software utilizzato, mentre per gli algoritmi semi empirici relativi ai coefficienti di restituzione si rinvia al manuale del software CRSP (rel. 3.0 e 4.0) realizzato da Pfeiffer e Bowen.

N.4.2 Coefficienti di restituzione

I coefficienti di restituzione normale e tangenziale derivano da dati di bibliografia e dall'interazione dei seguenti fattori:

- Natura e spessore dei terreni di superficie
- copertura vegetale
- velocità di caduta
- dimensioni dei massi,

Nel caso in esame i coefficienti di restituzione che sono stati presi in considerazione sono di seguito elencati:

- "Clean hard bedrock" (Hoek and Evert):

- R_n = coefficiente di restituzione normale = 0.53+/- 0.04;
- R_t = coefficiente di restituzione tangenziale = 0.99 +/- 0.04;

N.5 Analisi statistica

Per effettuare delle simulazioni significative dal punto di vista statistico, nei profili di caduta sono stati effettuati 1500 lanci. La zona di distacco è stata ubicata nelle zone critiche del versante al fine di comprendere una buona casistica. Sulla profilo di caduta è stata inoltre posto un punto di analisi ("data collector") dove potrebbe essere collocata una barriera paramassi. Il data collector fa la "fotografia" di ciò che statisticamente avviene in corrispondenza della barriera,

consentendo di analizzare la frequenza delle velocità e delle altezze di caduta. Le simulazioni hanno consentito di ricavare i grafici con:

- Frequenza dei punti d'arresto delle traiettorie di caduta lungo il pendio.
- Distribuzione dell'energia cinetica al data collector
- Distribuzione dell'altezza della traiettorie al passaggio sul data collector

Per poter essere utilizzati in modo sensato, i risultati del data collector sono stati epurati della dispersione del tratto asintotico. A questo scopo è stato utilizzato il 95° percentile della distribuzione.

N.6 Criteri di progettazione e dimensionamento della barriera paramassi

La procedura di calcolo utilizza i coefficienti di sicurezza parziali incrementando le forze agenti (massa, velocità e quindi energia) e riducendo le forze resistenti (le prestazioni della barriera), in accordo con i suggerimenti della letteratura tecnica, Eurocodici e le linee guida di progettazione. I coefficienti dipendono dalla qualità della simulazione della caduta massi e delle informazioni geomeccaniche. In particolare, la progettazione delle barriere è stata effettuata secondo la nuova Norma Italiana UNI 11211-4:2012 "Opere di Difesa Dalla Caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed Esecutivo", la più aggiornata tra le poche norme di progettazione disponibili emesse relative alla progettazione di barriere paramassi.

L'energia sollecitante di progetto è definita come:

$$E_{sd} = 1/2 M_d V_d^2$$

dove

$$V_d = V_t \gamma_{Dp} \gamma_{tr} = \text{velocità del blocco di progetto}$$

$$M_d = Vol_b \gamma_{Vol} \gamma_{F1} \gamma_{\gamma} = \text{massa del blocco di progetto}$$

V_t = velocità in corrispondenza del punto di impatto con l'opera corrispondente al frattile del 95% delle velocità calcolate nelle analisi delle traiettorie (m/s)

Vol_b = volume del blocco di progetto (m³)

γ = massa per unità di volume della roccia in posto (kg/m^3)

e i coefficienti di sicurezza parziali sono i seguenti:

γ_{Dp} = coefficiente che tiene conto della qualità della discretizzazione topografica del pendio; il suo valore è compreso tra 1,01 (pendii discretizzati con rilievo topografico di buona precisione in rapporto alle caratteristiche del sito) e 1,10 (per pendii discretizzati con precisione medio-bassa);

γ_{tr} = coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie; il suo valore è compreso tra 1,02 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione ottenuti da analisi a ritroso) e 1,10 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione derivate da sole informazioni bibliografiche);

γ_{VolF1} = coefficiente legato alla precisione del rilievo del volume del blocco; il suo valore è compreso tra 1,02 (per rilievi accurati della parete) e 1,10 (in assenza di rilievi finalizzati al progetto);

γ_γ = coefficiente legato alla valutazione della massa per unità di volume della roccia, che può essere generalmente assunto pari a 1,00.

Nel caso di elevato rischio per la vita umana (per esempio nel caso di scuole, strade e ferrovie ad alta percorrenza, ospedali, ecc.) all'energia sollecitante di progetto E_{Sd} può essere applicato un ulteriore coefficiente amplificativo di protezione variabile da 1,00 a 1,20 in funzione del grado di rischio valutato in base alle possibili conseguenze economiche, danni e perdite.

La capacità di progetto della barriera (E_{Rdu} o E_{Rds} se viene eseguito ripetitivamente un progetto allo stato limite ultimo o allo stato limite di servizio) è definita come:

$$E_{barriera} / \gamma_E$$

dove

$E_{barriera}$ = il valore energetico MEL o SEL (se viene eseguito ripetitivamente un progetto allo stato limite ultimo o allo stato limite di servizio) che è in grado di assorbire la barriera.

γ_E = fattore di sicurezza parziale da applicare ai valori energetici MEL o SEL, che è uguale a 1,20 nel caso di approccio al livello energetico MEL e uguale a 1,00 nel caso di approccio al livello energetico SEL

Per casi specifici di progetti al MEL, in cui per motivi morfologici sia necessario installare barriere paramassi di sole 1 o 2 campate, è necessario adottare una delle due soluzioni seguenti:

- applicare comunque un fattore di sicurezza parziale $\gamma_E = 1.2$ e ricorrere a due stendimenti paralleli;
- applicare il fattore di sicurezza parziale $\gamma_E = 2.0$.

La verifica della capacità della barriera è soddisfatta se

$$(E_{Sd} - E_{barriera} / \gamma_E) \leq 0$$

La verifica dell'altezza della barriera (H_{tot}) è soddisfatta se

$$(H_d + f_{min} - H_{tot}) \leq 0$$

dove

H_d è l'altezza di progetto delle traiettorie, con

$$H_d = (H_v / \cos\beta) + \text{raggio del blocco di progetto}$$

H_v = altezza delle traiettorie corrispondente al frattile del 95% delle traiettorie calcolate nelle simulazioni numeriche, misurata sulla verticale

β = inclinazione della barriera rispetto alla verticale

f_{min} = franco libero superiore della barriera, che non deve essere minore di 0.5 m

Inoltre la posizione della barriera deve essere tale da soddisfare la seguente verifica

$$(D_{barriera} \gamma_D - D_A) \leq 0$$

dove

$D_{barriera}$ = massimo allungamento (deformazione) della barriera, misurata durante il crash-test MEL in scala reale

γ_D = coefficiente di sicurezza parziale pari a

= 1,30 se il progetto è sviluppato in base all'approccio MEL; qualora le campate di estremità fossero comprese nell'area delle possibili o la barriera avesse meno di 3 moduli funzionali si assume $\gamma_D = 1,50$;

= 1,00 se il progetto è sviluppato in base all'approccio SEL.

D_A = distanza tra l'infrastruttura da proteggere e la barriera

N.7 Simulazioni numeriche

Di seguito vengono illustrati i risultati delle simulazioni numeriche effettuate con il software Rocfall (RocScience).

Figura N.3 – Sezione indagata

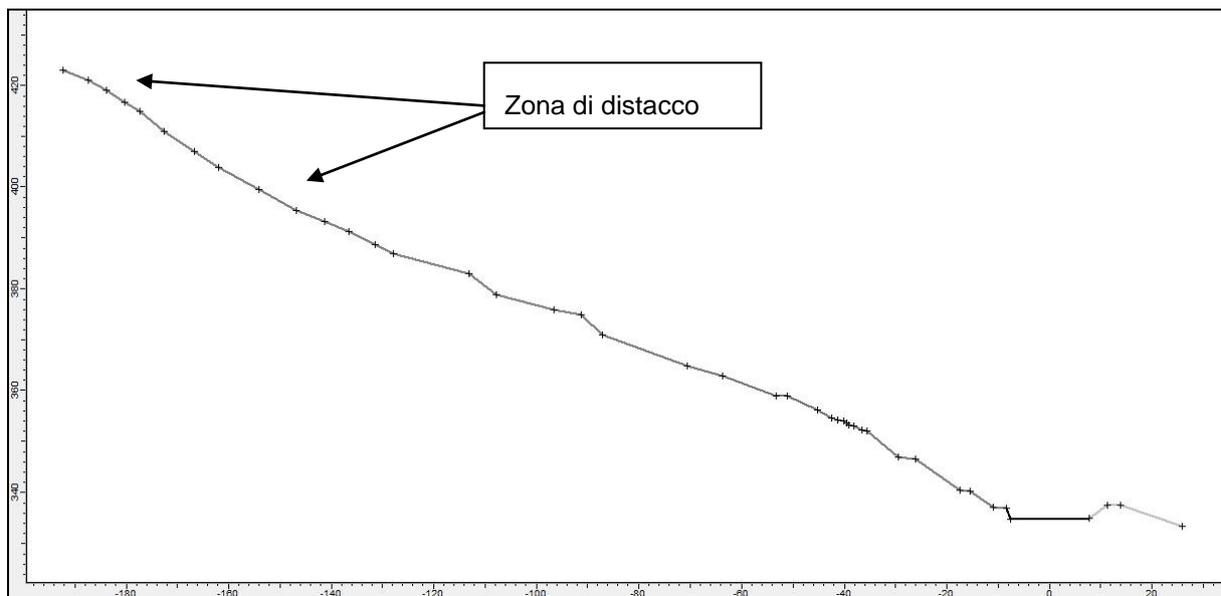


Figura N.4 – Traiettorie di caduta massi lungo la sezione indagata. La retta verticale marrone indica la posizione della barriera paramassi e in corrispondenza della quale si estrapolerano dal software i dati relativi ai blocchi in caduta (Data Collector)

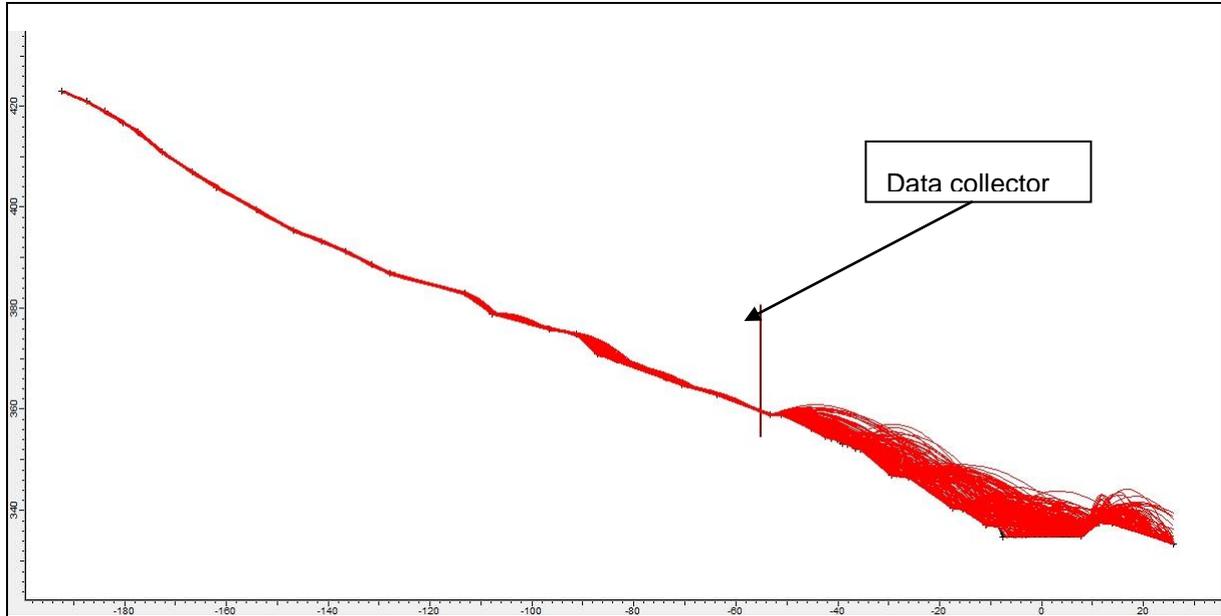


Figura N.5 – Distribuzione delle altezze di caduta lungo la sezione indagata in corrispondenza del data collector, da cui si rileva un'altezza massima di impatto pari a 0,51 m

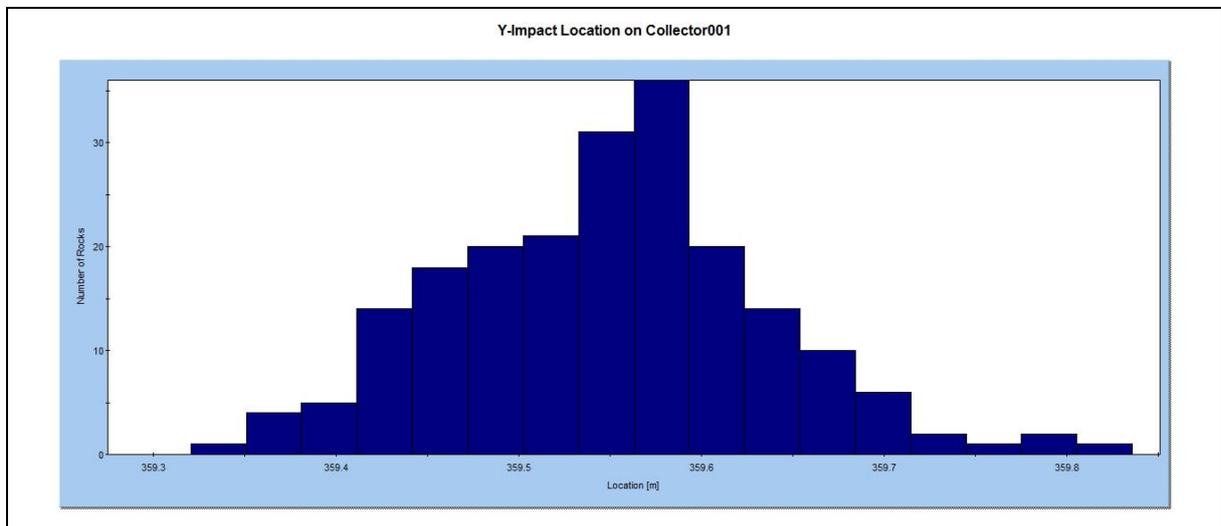
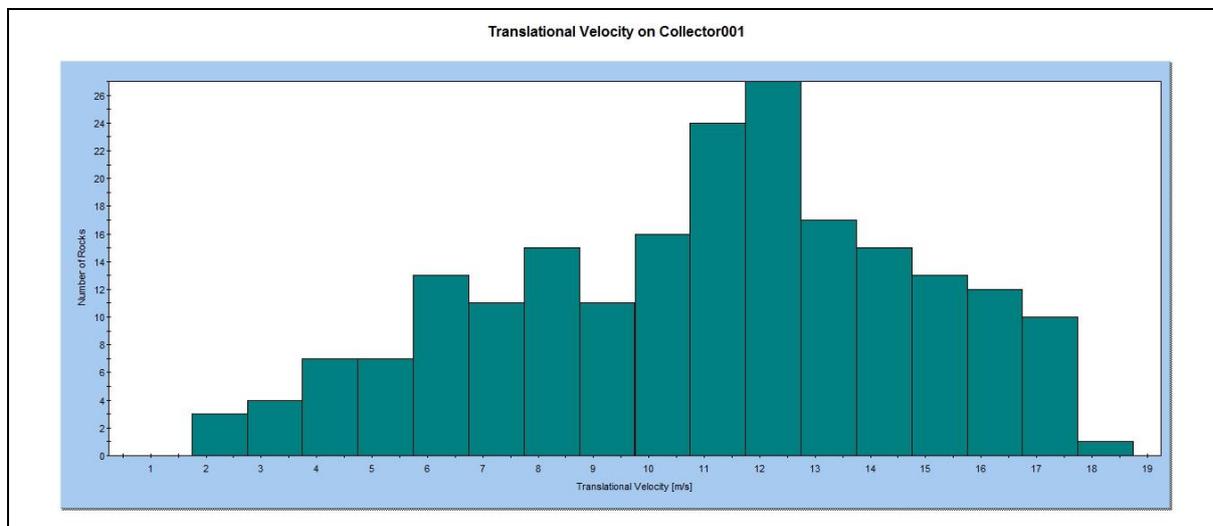


Figura N.6 – Distribuzione delle velocità di caduta lungo la sezione indagata in corrispondenza del data collector, da cui si rileva una velocità massima di impatto pari a 17,75 m/s



Dai dati ottenuti al Data Collector si ottengono i seguenti valori relativi al 95% della popolazione campionaria in corrispondenza della barriera.

Concludendo al 95% (percentile) si ha per la Barriera:

- altezza di impatto: circa 0,47 m
- velocità di impatto: 16,79 m/sec

N.8 Dimensionamento della barriera paramassi

La barriera paramassi è stata dimensionata utilizzando dei coefficienti parziali di sicurezza per tenere conto nel modo più opportuno delle reali incertezze del problema e della natura del rischio.

Per quanto attiene alle prestazioni delle barriere, si è fatto perciò riferimento ai crash test previsti dalla norma ETAG 027 e agli standard commerciali diffusi. Le barriere sono state dimensionate tenendo conto del Massimo Livello di Energia (MEL) che la barriera può trattenere, così come definito da ETAG 027.

N.8.1 Parametri di progetto

Le simulazioni di caduta massi hanno consentito di determinare in modo statistico i parametri dinamici fondamentali delle traiettorie di caduta. Le simulazioni sono state collocate secondo le

direttrici di massima pendenza dei settori rappresentativi della zona di omogeneità geomeccanica. I dati delle simulazioni sono stati campionati in un punto di analisi ("data collector") collocato in aree morfologicamente idonee ad accogliere una barriera paramassi.

I risultati delle analisi statistiche sono stati epurati al percentile 95% in modo da escludere i valori dispersi nel tratto asintotico della distribuzione gaussiana e quindi scarsamente rappresentativi.

Di seguito si riporta il calcolo per il dimensionamento delle barriera paramassi in oggetto.

Modello Barriera		RMC 200/A	
Massima energia nominale della barriera	MEL	2000	[kJ]
Massimo livello di energia effettivo della barriera		2083	[kJ]
Dati			
Simulazione sviluppata con		1500	traiettorie
Limite di confidenza dell'approccio statistico		95%	della popolazione
Inclinazione del data collector durante la simulazione di caduta massi	[ε_datac]	data collector perpendicolare al terreno	
Inclinazione media del pendio	[α]	15.00	[°]
Tolleranza per l'inclinazione della barriera	[β]	5.00	[°]
Altezza delle traiettorie sulla verticale per 95% dei casi	[Hv]	0.47	[m]
Altezza della traiettorie sul piano della barriera (Ipotesi: l'impatto avviene perpendicolare al piano della barriera)	[Ht]	0.47	[m]
Distanza minima tra la barriera e l'infrastruttura	[Di]	7.00	[m]
Velocità (traslazione) - limite di confidenza 95%	[Vt]	16.79	[m/s]
Volume del blocco	[Volb]	2.00	[m ³]
Forma del blocco	[shape]	sfera	
Diametro medio del blocco	[DN]	1.56	
Per per unità di volume della roccia	[γ]	2600	[kg/m ³]

Coefficienti di sicurezza parziale			
Qualità delle indagini Topografiche	$[\gamma_{Dp}]$	1.10	
Qualità delle indagini Geomeccaniche - dimensione	$[\gamma_{VoIF1}]$	1.10	
Qualità delle indagini Geomeccaniche - peso specifico	$[\gamma\gamma]$	1.00	
Qualità della simulazione di caduta massi	$[\gamma_{Tr}]$	1.10	

Traiettoria di progetto			
Velocità di progetto $[Vt * \gamma_{Tr} * \gamma_{Dp}]$	$[Vd]$	20.32	[m/s]
Massa di progetto $[Volb * \gamma_{VoIF1} * \gamma * \gamma\gamma]$	$[Md]$	5720.00	[kg]
Altezza di progetto $[Ht * g_{Tr} * \gamma_{Dp} + DN/2]$	$[Hd]$	1.35	[m]
Energia di progetto $[0.5 * Md * Vd^2]$	$[Ed]$	1180.42	[kJ]

Caratteristiche della barriera MACCAFERRI			
Energia massima in accordo con ETAG 27	$[MEL]$	2083.00	[kJ]
Livello energetico di servizio in accordo con ETAG 27	$[SEL]$	730.00	[kJ]
Deformazione dinamica massima MEL	$[Db]$	5.25	[m]
Altezza standard della barriera tra 4 m and 5 m			
Altezza nominale della barriera (Certificata)	$[Hb]$	5.0	[m]

Metodo di progettazione			
Progettazione finalizzata a livello energetico (MEL or SEL)		MEL	
Maximum Energy Level - livello energetico	$[E_{BARRIERA}]$	2083.00	[kJ]

Fattore di amplificazione che considera il rischio esistente per :			
(4)_rilevanti conseguenze economiche ed estesi danni non riparabili	[i]	1.20	
Numero di campate costituenti la barriera:	piu' di 3		
Fattore di riduzione per la capacità della barriera	[γ_E]	1.2	
Fattore di amplificazione per la deformazione della barriera	[γ_{DB}]	1.3	
Franco libero superiore della barriera (MIN 0.5 m)	[Fmin]	0.5	[m]

Prestazioni di progetto della barriera			
Energia di progetto [Ed *i]	[Esd]	1416.51	[kJ]
Deformazione di progetto [Db * γ_{DB}]	[Dd]	6.825	[m]
Altezza di progetto della barriera [Hd + Fmin]	[Htot]	1.8	[m]

Prestazioni di progetto della barriera			
Verifica dell'energia [(Esd - Ebarriera/ γ_E) ≤ 0]		-319.3	Soddisfatta
Verifica dell'allungamento [(Dd - Di) ≤ 0]		-44.2	Soddisfatta
Verifica dell'altezza [(Htot - Hb) ≤ 0]		-3.2	Soddisfatta

La barriera sopra dimensionata avrà le seguenti caratteristiche:

- BARRIERA PARAMASSI TIPO RMC 200/A (2000 Kj) alta 5.0 m

La barriera è testata in accordo a quanto definito dalle Linee Guida ETAG 027.

N.9 Conclusioni

In conclusione, dalle analisi condotte ai paragrafi precedenti, al fine di garantire un livello di sicurezza adeguato dal rischio da caduta massi si prevede la realizzazione di un intervento illustrato qui di seguito:

- intervento di difesa passivo attraverso l'installazione di una barriera paramassi **RMC 200/A con capacità di assorbimento energetico non inferiore a 2000 kJ, senza controventi di valle ed altezza nominale pari a 5.0 m, posizionata ad una quota di circa 359,5 m s.l.m., ovvero ad una quota di circa 27 m rispetto al piano viabile.** La barriera progettata è stata testata su campo prove in accordo alla recente normativa ETAG 027 (Linee Guida per l'ottenimento del Benestare Tecnico Europeo per kit di protezione dalla caduta massi, 2008) e in possesso di Benestare tecnico Europeo (ETA) e di marcatura CE in conformità alla normativa ETAG 027 e alla Direttiva 89/106/CEE del Consiglio della Comunità Europea del 21/12/1988 concernente i prodotti da Costruzione (Direttiva Prodotti da Costruzione - CPD). La barriera, progettata come sopra descritto, soddisfa dunque i requisiti minimi di sicurezza in quanto progettate al Massimo Livello di Energia, in accordo a quanto definito dalla Linea Guida Europea ETAG 027. Così facendo, è da tenere in conto che la barriera, se impattata dal blocco di progetto, potrebbero danneggiarsi in modo anche irreversibile; se ciò dovesse accadere si dovranno pianificare della operazioni di manutenzione straordinaria o addirittura la sostituzione delle barriere.

O INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 7+215-7+245 - FRANA L3_3

La Frana L3_3, situata a monte del tracciato, ubicata presso la zona di testata del fosso Tenchio arriva a coinvolgere gli scavi delle fondazioni del nuovo Viadotto Tenchio e a protezione delle stesse sono state progettate due Paratie di Pali una al km 7+222 ed una al km 7+251 definitive di pali $f=800$ passo $i=1m$ e lunghi 15m, che svolgono la funzione di deviare e proteggere l'avanzamento del corpo franoso in corrispondenza delle Pile P2Sx e P3Sx.

Il dissesto che interessa un versante a media acclività è un colamento la cui direzione di movimento è verso sud-est, debolmente inclinato rispetto all'asse stradale, e coinvolge i terreni argilloso-sabbiosi riferibili alla formazione Qc(b) poggianti su un basamento marnoso-argilloso attribuibile alla Formazione del Tellaro (Mm). Il movimento è attribuibile alla pendenza del versante, alla mancata regimentazione idraulica delle acque di precipitazione e alle occasionali condizioni di massima saturazione del terreno.

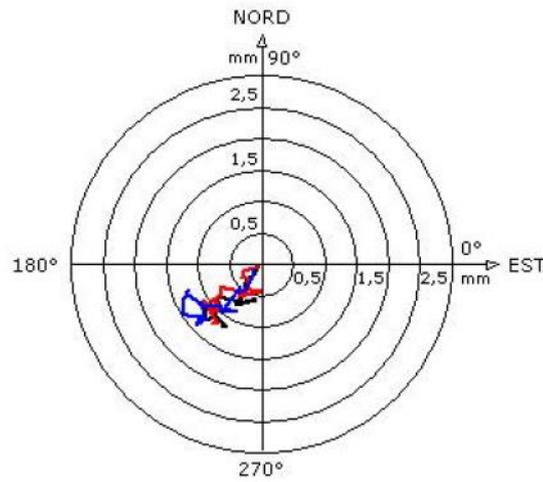
L'area è stata indagata sulla base delle indagini geognostiche (S102 bis i) e geofisiche (BS080 e BS082) che hanno accertato uno spessore massimo della frana pari a circa 5-6 m.

La quota della falda principale nell'area interessata dal dissesto è compresa tra 380 e 350 m s.l.m. con deflusso in direzione sud-orientale.

Sebbene il sondaggio attrezzato con inclinometro (S102 bis i) effettuato nell'area non fornisca una chiara evidenza di movimenti franosi nell'intorno dell'ubicazione del sondaggio, vista la variabilità e l'ampiezza dell'area in frana si ritiene comunque che questa sia attiva. Dalle letture inclinometriche effettuate, e di cui di seguito se ne riporta uno stralcio degli spostamenti differenziali e cumulati, si rileva che gli spostamenti differenziali sono sempre inferiori ai 0.3mm e che rientrano all'interno degli errori strumentali e di lettura.

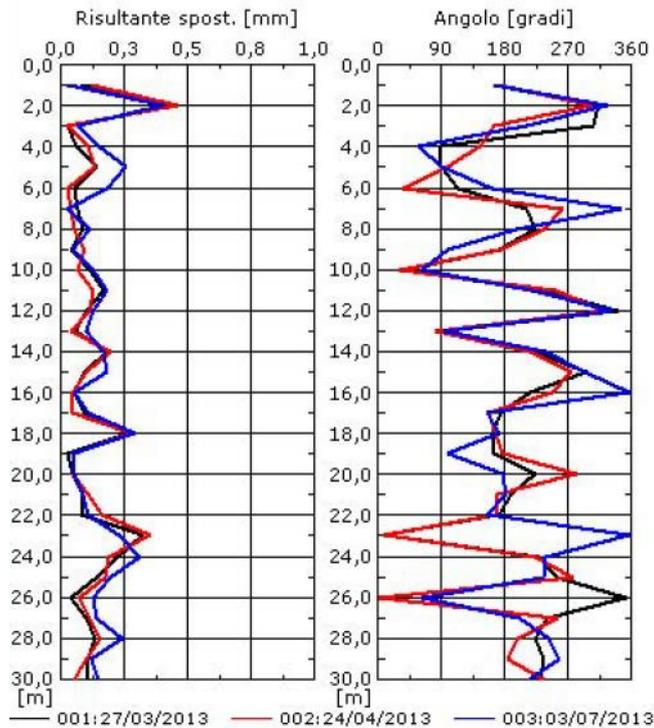
Sito: Ragusana Tubo: S102bis
 Elaborazione differenziale integrale dal basso
 Riferimento 000:26/02/2013

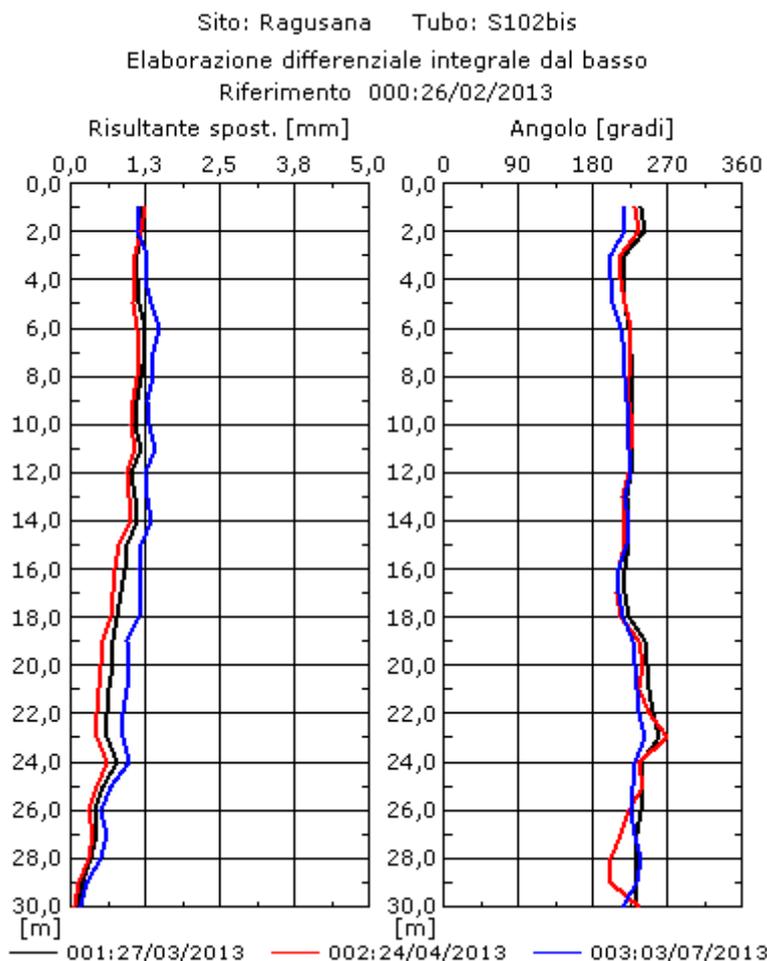
Diagramma polare della deviazione



— 001:27/03/2013 — 002:24/04/2013 — 003:03/07/2013

Sito: Ragusana Tubo: S102bis
 Elaborazione differenziale locale dal basso
 Riferimento 000:26/02/2013





Nei capitoli seguenti sono riportate oltre alla parametrizzazione geotecnica del copro in frana anche le verifiche geotecniche di stabilità globale del corpo di frana in corrispondenza della sezione 1 che ha portato al dimensionamento delle due Paratie di Pali una al km 7+222 ed una al km 7+251 riportato all'interno della Relazione tecnica e di calcolo del Viadotto Tenchio.

O.1 Caratterizzazione geotecnica

Il corpo in frana è costituito da terreni argilloso-sabbiosi riferibili alla formazione Qc(b).

I parametri del corpo in frana sono stati dedotti a partire dalla prova di taglio diretto effettuata sul campione C11 del sondaggio S102 che è relativo alla formazione Qc(b) in condizioni residue. Poiché la velocità di esecuzione della prova è eccessiva i valori di resistenza sono stati corretti considerando una coesione nulla.

Si sono assunti per il corpo in frana i seguenti valori:

$$\phi'_r = 20^\circ$$

$c'=0$ kPa

Il peso di volume è stato assunto pari a:

$\gamma=19.4$ kN/mc

Il modulo elastico del terreno in frana si assume pari a:

$E=10$ Mpa

Si riportano di seguito i parametri dei terreni coinvolti nelle verifiche di stabilità

LITOTIPO		u.m.	Parametri caratteristici	M2 γ_M	Parametri di calcolo
Qc(b)	γ	kN/mc	19.4	1	19.4
	c	Kpa	10	1.25	8
	ϕ	(°)	25	1.25	18.5
Frana	γ	kN/mc	19.4	1	19.4
	c	Kpa	0	1.25	0
	ϕ	(°)	20	1.25	16.2

I parametri utilizzati per la determinazione dell'azione sismica risultano i seguenti:

- categoria di suolo B;
- massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0,348$;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,071$;
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1,000$;
- coefficiente di riduzione di a_{max} : $\beta_m = 0,28$;
- coefficiente di intensità sismica orizzontale $k_h = 0,1044$;

Nelle figure seguenti sono riportati lo stralcio planimetrico e la sezione di riferimento.

Figura O.1 – Stralcio planimetrico Frana L3_3 con ubicazione Sez 1 e delle paratie di pali.

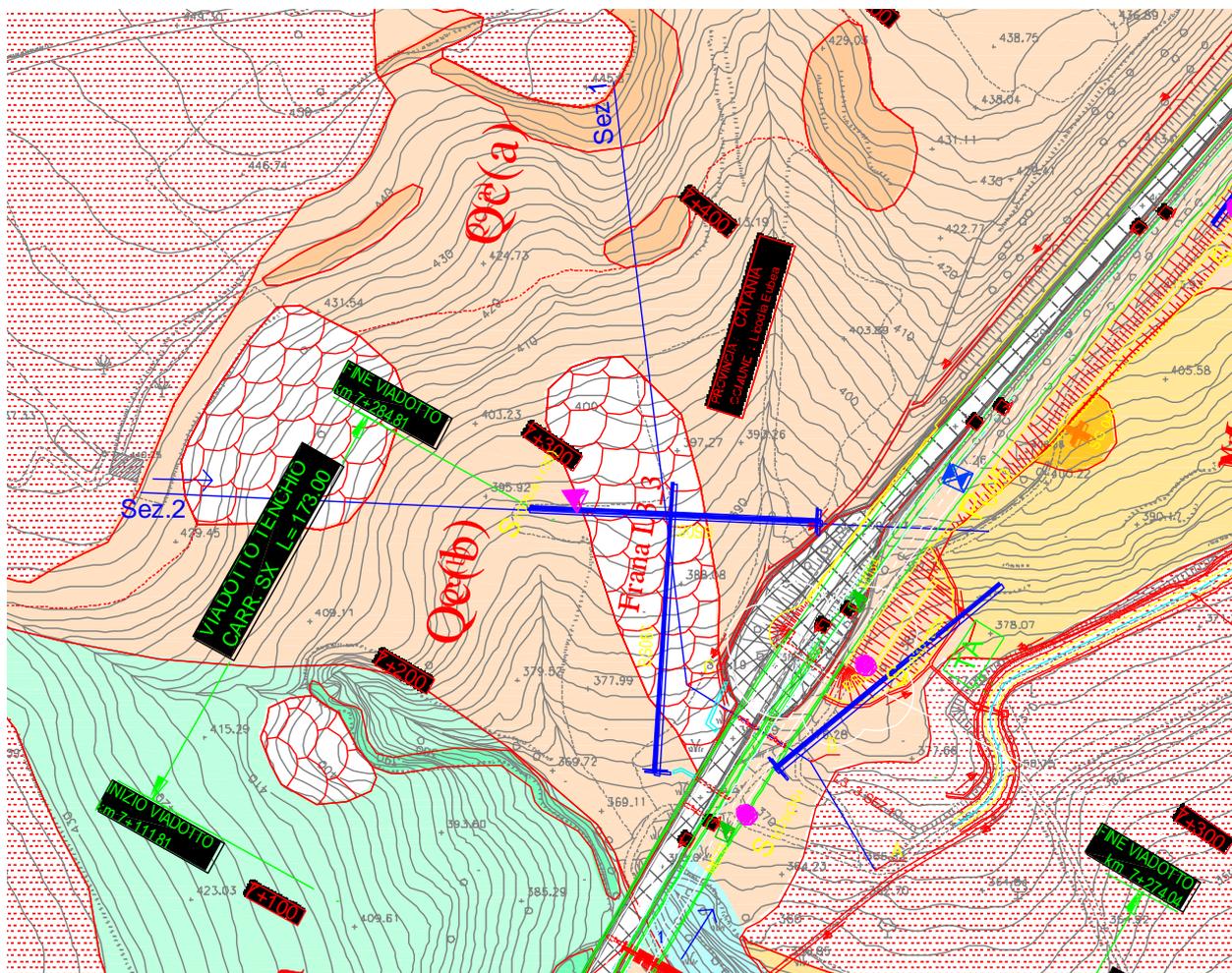
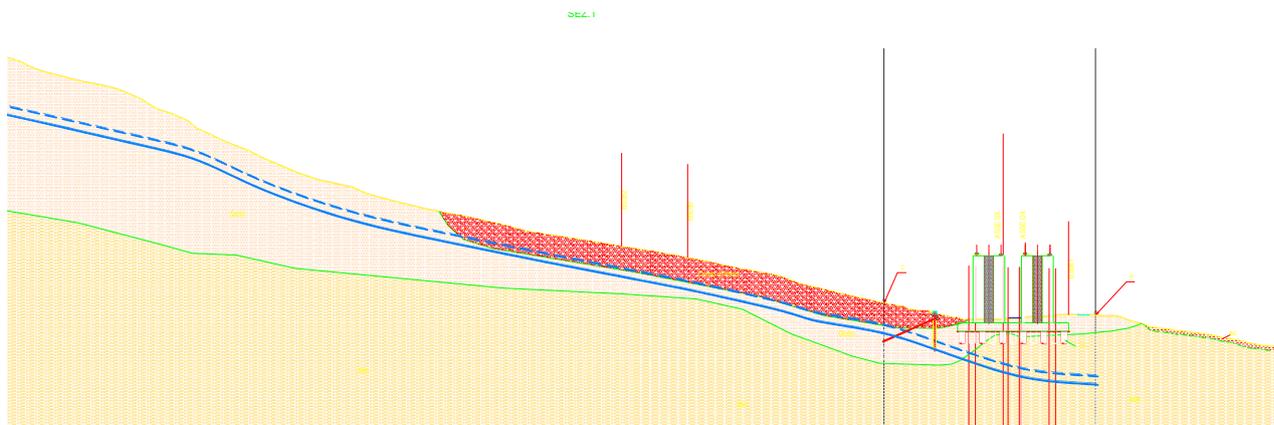


Figura O.2 – Stralcio della Sez 1 Frana L3_3 con ubicazione della paratia di pali.



O.2 Verifica di stabilità

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità del corpo in frana lungo la superficie di contatto con il substrato in corrispondenza della sezione 1 nelle seguenti condizioni di carico:

- A2-M2-R2
- A2-M2-R2 con sisma
- verifica con i parametri caratteristici e con il coefficiente di sicurezza richiesto $F_s=1.3$

Le diverse combinazioni di carico danno evidenza delle sollecitazioni agenti sulla paratia al km 7+251.

Le verifiche sono state effettuate secondo il metodo di SARMA con il codice di calcolo I.L.A. 32 ed ha fornito le seguenti sollecitazioni agenti sulla paratia per avere un coefficiente di sicurezza $F_s=1.1$ (R2) e $F_s=1.3$.

La combinazione A2-M2-R2 è stata verificata con due ipotesi sul posizionamento della falda:

1. un'ipotesi di parziale saturazione del corpo in frana posizionando la falda 1.5 m al di sopra di quella riportata nella sezione geologica che mostra un coefficiente di sicurezza $>$ di 1.1;
2. una seconda ipotesi di quasi totale saturazione del corpo in frana posizionando la falda a 0.5m dal piano campagna che mostra un coefficiente $<$ di 1.1 e che per raggiungere il valore progettuale richiesto di 1.1 deve essere contrastato da una struttura che fornisce una reazione equivalente a 1045 kN/m.

La combinazione A2-M2-R2 con sisma è stata verificata nell'ipotesi di parziale saturazione del corpo in frana posizionando la falda 1.5 m al di sopra di quella riportata nella sezione geologica che mostra un coefficiente $<$ di 1.1 e che per raggiungere il valore progettuale richiesto di 1.1 deve essere contrastato da una struttura che fornisce una reazione equivalente a 1115 kN/m

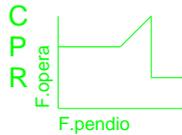
La verifica con i parametri geotecnici caratteristici e con sisma, nell'ipotesi di parziale saturazione del corpo in frana con falda posizionata 1.5 m al di sopra di quella riportata nella sezione geologica, mostra che per aver un coefficiente di sicurezza $F_s=1.3$ la reazione equivalente offerta dalla struttura deve essere pari a 917 kN/m.

Le verifiche di stabilità relativa all'opera sono invece riportate all'interno della Relazione tecnica e di calcolo del Viadotto Tenchio.

O.2.1 Combinazione A2-M2-R2

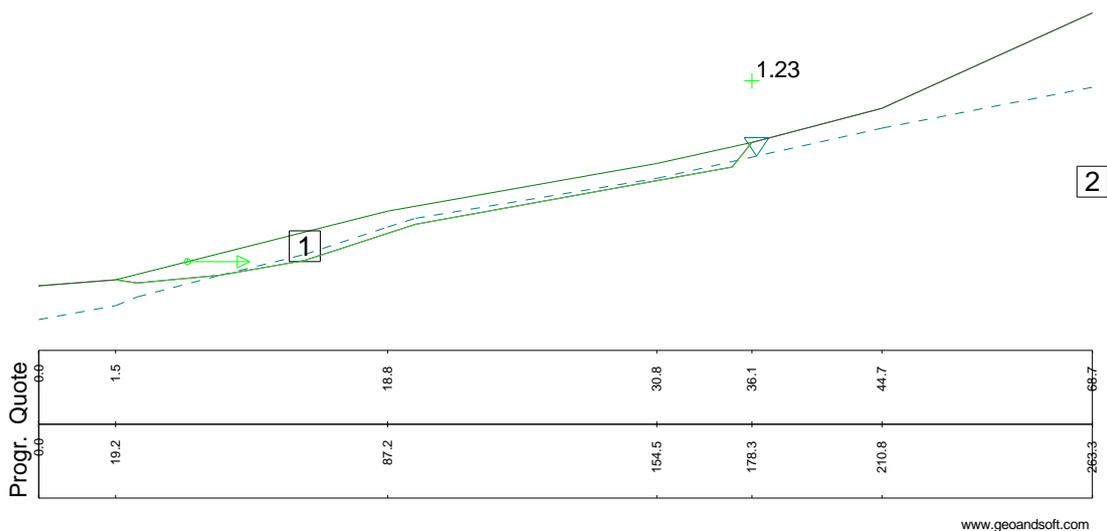
O.2.1.1 Falda con parziale saturazione del corpo in frana

Litotipo 1: ϕ [°] = 16.2 c [kN/m²] = 0 γ [kN/m³] = 19.4
 Litotipo 2: ϕ [°] = 18.5 c [kN/m²] = 8 γ [kN/m³] = 19.4
 Gamma acqua [kN/m³] = 10
 Metodo: Sarma



C (res. critica) = 100000
 P (precarico) = 0
 R (res. residua) = 0

RN | FS
 X% | RT
 FS: fatt. sicurezza ottenibile
 RN: reaz. per avere FS= 1.1
 RT: res. a rottura del terreno
 %: utilizzo resistenza critica
 X: L=lineare; T=rottura terreno
 P=precarico; R=residuo



VERIFICA DI STABILITA'

Metodo: Sarma

PIANO DI CAMPAGNA

PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	16.2
Coesione [kN/m ²]	0
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	87.2	18.8
4	154.5	30.8
5	178.3	36.1
6	210.8	44.7
7	263.4	68.7

SUPERFICIE FALDA

Peso di volume dell'acqua [kN/m ³]	10
---	----

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	-8.5
2	19.2	-5
3	24.6	-2.8
4	45.5	2.7
5	66.5	7.9
6	87.2	14.8
7	94.2	17
8	154.5	27.05
9	210.8	39.7
10	263.4	50

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

TIPOLOGIA SUPERFICIE: DEFINITA PER PUNTI

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	19.2	1.5
2	24.6	0.7
3	45.5	2.7
4	66.5	6.4
5	94.2	15.5
6	173.3	29.9
7	178.3	36.1

DISCONTINUITA' n. 1

PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	18.5
-----------------------	------

Coesione [kN/m ²]	8
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	24.6	0.7
4	45.5	2.7
5	66.5	6.4
6	94.2	15.5
7	173.3	29.9
8	178.3	36.1
9	210.8	44.7
10	263.4	68.7

CARATTERISTICHE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Progressiva dell'opera [m]	37.2
Pretensionamento [kN/m]	0
Carico di rottura [kN/m]	100000
Inclinazione reazione [°]	0

RISULTATI DEL CALCOLO

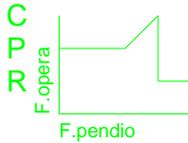
F.N.	R.A.	%	Cond. non necessaria	FS
0	0	0	necessaria	1.23

LEGENDA

CODICE	DESCRIZIONE
F.N.	Forza necessaria alla stabilizzazione [kN/m]
R.A.	Reazione effettivamente applicata [kN/m]
%	Percentuale di utilizzo dell'opera [%]
Cond.	Condizioni di carico opera sostegno
FS	Fattore di sicurezza

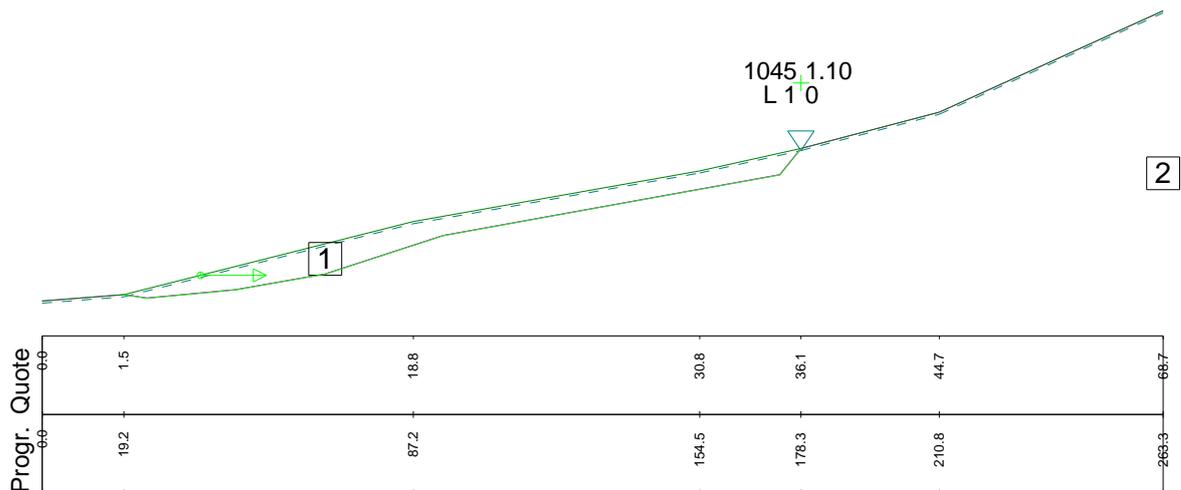
O.2.1.2 Falda a -0.5m da p.c.

Litotipo 1: phi [°] = 16.2 c [kN/m²] = 0 gamma [kN/m³] = 19.4
 Litotipo 2: phi [°] = 18.5 c [kN/m²] = 8 gamma [kN/m³] = 20.5
 Gamma acqua [kN/m³] = 10
 Metodo: Sarma



C (res. critica)= 100000
 P (precarico)= 0
 R (res. residua)= 0

FS: fatt. sicurezza ottenibile
 RN: reaz. per avere FS= 1.1
 RT: res. a rottura del terreno
 X%: utilizzo resistenza critica
 L=lineare; T=rottura terreno
 P=precarico; R=residuo



VERIFICA DI STABILITA'

Metodo: Sarma

PIANO DI CAMPAGNA

PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	16.2
Coesione [kN/m ²]	0
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	87.2	18.8
4	154.5	30.8
5	178.3	36.1
6	210.8	44.7
7	263.4	68.7

SUPERFICIE FALDA

Peso di volume dell'acqua [kN/m ³]	10
---	----

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	-0.5
2	19.2	1
3	87.2	18.3
4	154.5	30.3
5	178.3	35.6
6	210.8	44.2
7	263.4	68.2

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

TIPOLOGIA SUPERFICIE: DEFINITA PER PUNTI

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	19.2	1.5
2	24.6	0.7
3	45.5	2.7
4	66.5	6.4
5	94.2	15.5
6	173.3	29.9
7	178.3	36.1

DISCONTINUITA' n. 1

PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	18.5
Coesione [kN/m ²]	8
Peso di volume [kN/m ³]	20.5

PUNTI		
N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	24.6	0.7
4	45.5	2.7
5	66.5	6.4
6	94.2	15.5
7	173.3	29.9
8	178.3	36.1
9	210.8	44.7
10	263.4	68.7

CARATTERISTICHE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Progressiva dell'opera [m]	37.2
Pretensionamento [kN/m]	0
Carico di rottura [kN/m]	100000
Inclinazione reazione [°]	0

RISULTATI DEL CALCOLO

F.N.	R.A.	%	Cond. tratto	FS
1044.29	1044.29	1.04	lineare	1.1

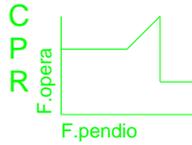
LEGENDA

CODICE	DESCRIZIONE
F.N.	Forza necessaria alla stabilizzazione [kN/m]
R.A.	Reazione effettivamente applicata [kN/m]
%	Percentuale di utilizzo dell'opera [%]
Cond.	Condizioni di carico opera sostegno
FS	Fattore di sicurezza

O.2.2 Combinazione A2-M2-R2 +sisma

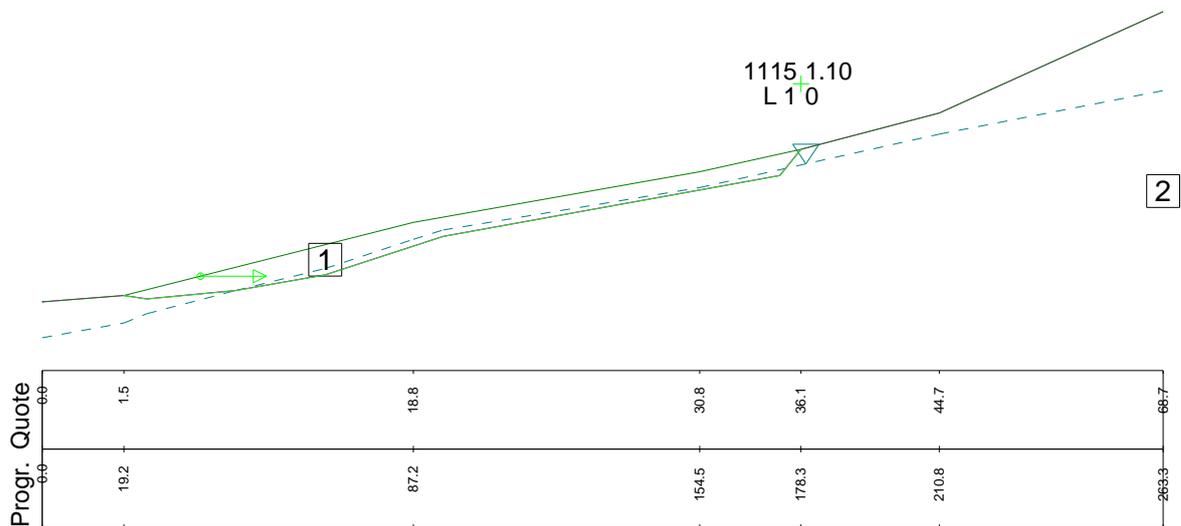
Dalla verifica di stabilità si ricava che la sollecitazione agente sulla paratia è schematizzabile con un carico triangolare agente per un'altezza di 4 m con valore 0 kN/m a p.c. e 557 kN/m a -4m.

Litotipo 1: phi [°] = 16.2 c [kN/m²] = 0 gamma [kN/m³] = 19.4
 Litotipo 2: phi [°] = 18.5 c [kN/m²] = 8 gamma [kN/m³] = 19.4
 Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .104
 Metodo: Sarma



C (res. critica) = 100000
 P (precarico) = 0
 R (res. residua) = 0

FS: fatt. sicurezza ottenibile
 RN: reaz. per avere FS= 1.1
 RT: res. a rottura del terreno
 X%: utilizzo resistenza critica
 X: L=lineare; T=rottura terreno
 P=precarico; R=residuo



www.geoandsoft.com

Metodo: Sarma
 PIANO DI CAMPAGNA
 PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	16.2
Coesione [kN/m ²]	0
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	87.2	18.8
4	154.5	30.8
5	178.3	36.1
6	210.8	44.7
7	263.4	68.7

SUPERFICIE FALDA

Peso di volume dell'acqua [kN/m ³]	10
---	----

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	-8.5
2	19.2	-5
3	24.6	-2.8
4	45.5	2.7
5	66.5	7.9
6	87.2	14.8
7	94.2	17
8	154.5	27.05
9	210.8	39.7
10	263.4	50

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

TIPOLOGIA SUPERFICIE: DEFINITA PER PUNTI

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	19.2	1.5
2	24.6	0.7
3	45.5	2.7
4	66.5	6.4
5	94.2	15.5
6	173.3	29.9
7	178.3	36.1

DISCONTINUITA' n. 1

PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	18.5
Coesione [kN/m ²]	8
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI		
N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	24.6	0.7
4	45.5	2.7
5	66.5	6.4
6	94.2	15.5
7	173.3	29.9
8	178.3	36.1
9	210.8	44.7
10	263.4	68.7

CARATTERISTICHE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Progressiva dell'opera [m]	37.2
Pretensionamento [kN/m]	0
Carico di rottura [kN/m]	100000
Inclinazione reazione [°]	0

COMPONENTI SISMICHE

Componente sismica orizzontale	0.104
--------------------------------	-------

RISULTATI DEL CALCOLO

F.N.	R.A.	%	Cond. tratto	FS
1114.8	1114.8	1.11	lineare	1.1

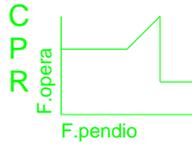
LEGENDA

CODICE	DESCRIZIONE
F.N.	Forza necessaria alla stabilizzazione [kN/m]
R.A.	Reazione effettivamente applicata [kN/m]
%	Percentuale di utilizzo dell'opera [%]
Cond.	Condizioni di carico opera sostegno
FS	Fattore di sicurezza

O.2.3 Parametri caratteristici e $F_s=1.3$ con sisma

Dalla verifica di stabilità si ricava che la sollecitazione agente sulla paratia è schematizzabile con un carico triangolare agente per un'altezza di 4 m con valore 0 kN/m a p.c. e 458.5 kN/m a -4m.

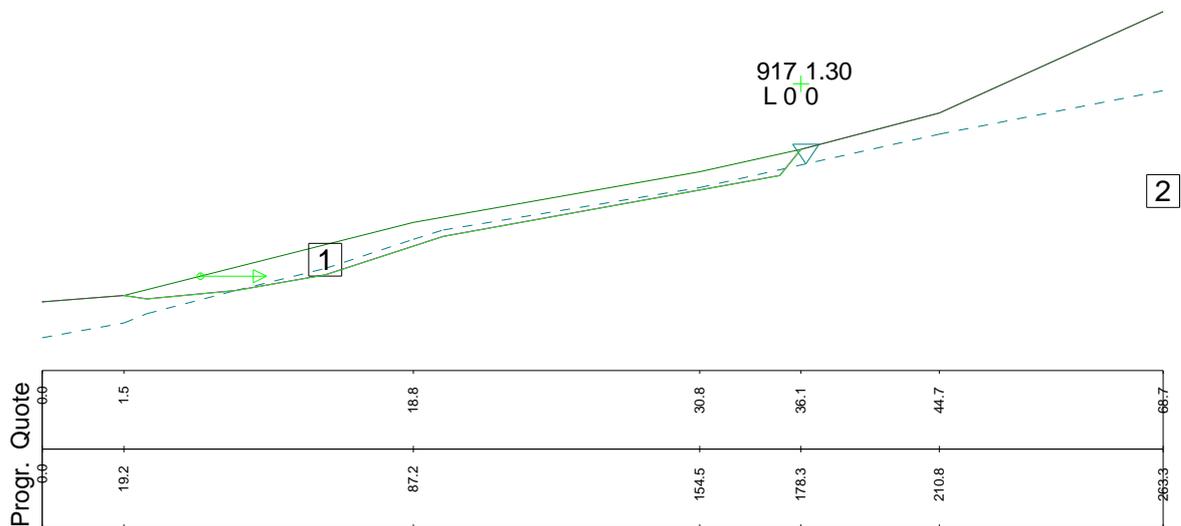
Litotipo 1: phi [°] = 20 c [kN/m²] = 0 gamma [kN/m³] = 19.4
 Litotipo 2: phi [°] = 25 c [kN/m²] = 10 gamma [kN/m³] = 19.4
 Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .104
 Metodo: Sarma



C (res. critica) = 100000
 P (precarico) = 0
 R (res. residua) = 0

$\frac{RN}{X\%}$ | $\frac{FS}{RT}$

FS: fatt. sicurezza ottenibile
 RN: rez. per avere FS= 1.3
 RT: res. a rottura del terreno
 %: utilizzo resistenza critica
 X: L=lineare; T=rottura terreno
 P=precarico; R=residuo



www.geoandsoft.com

VERIFICA DI STABILITA'

Metodo: Sarma

PIANO DI CAMPAGNA
 PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	20
Coesione [kN/m ²]	0
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	87.2	18.8
4	154.5	30.8
5	178.3	36.1
6	210.8	44.7
7	263.4	68.7

SUPERFICIE FALDA

Peso di volume dell'acqua [kN/m ³]	10
---	----

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	-8.5
2	19.2	-5
3	24.6	-2.8
4	45.5	2.7
5	66.5	7.9
6	87.2	14.8
7	94.2	17
8	154.5	27.05
9	210.8	39.7
10	263.4	50

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

TIPOLOGIA SUPERFICIE: DEFINITA PER PUNTI

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	19.2	1.5
2	24.6	0.7
3	45.5	2.7
4	66.5	6.4
5	94.2	15.5
6	173.3	29.9
7	178.3	36.1

DISCONTINUITA' n. 1
 PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	25
Coesione [kN/m ²]	10
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	19.2	1.5
3	24.6	0.7
4	45.5	2.7
5	66.5	6.4
6	94.2	15.5
7	173.3	29.9
8	178.3	36.1
9	210.8	44.7
10	263.4	68.7

CARATTERISTICHE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Progressiva dell'opera [m]	37.2
Pretensionamento [kN/m]	0
Carico di rottura [kN/m]	100000
Inclinazione reazione [°]	0

COMPONENTI SISMICHE

Componente sismica orizzontale	0.104
--------------------------------	-------

RISULTATI DEL CALCOLO

F.N.	R.A.	%	Cond. tratto	FS
916.71	916.71	0.92	lineare	1.3

LEGENDA

CODICE	DESCRIZIONE
F.N.	Forza necessaria alla stabilizzazione [kN/m]
R.A.	Reazione effettivamente applicata [kN/m]
%	Percentuale di utilizzo dell'opera [%]
Cond.	Condizioni di carico opera sostegno
FS	Fattore di sicurezza

P INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE PK. 7+815-7+873 - FRANA L3_4

La Frana L3_4 è ubicata presso la località Mulino Grammatico, poco a sud dello svincolo di Licodia Eubea, in destra idrografica del Vallone Salito.

Il dissesto interessa un versante a medio-bassa acclività costituito dai termini argilloso-sabbiosi quaternari, indicati con la sigla Qc(b), poggianti su un basamento marnoso argilloso attribuibile alla Formazione del Tellaro (Mm). Il fenomeno si presenta quiescente mostrando locali riattivazioni legate alle condizioni di saturazione del corpo di frana e all'azione erosiva esercitata dalle acque dilavanti ed arriva ad interessare gli scavi in sinistra lungo l'asse stradale.

Allo scopo di limitare gli scavi e al fine di evitare il richiamo e la riattivazione del movimento franoso è stata progettata una paratia di pali $f=800$ ad interasse $i=1m$ lunghi 8-9m che va dalla prog. 7+815 alla prog 7+873 (Paratia sx). L'intervento risulta descritto negli elaborati grafici D01-T1L3-OMP05-1-EZ-001-0A e T1L3-OMP05-1-EZ-002-0A e dalla relazione di calcolo D01-T1L3-OMP00-1-RG-001-0A, a cui si rimanda.

Si tratta di un colamento che ha coinvolto i termini argilloso-sabbiosi del Qc(b) che nelle zone a bassa pendenza mostra una condizione di equilibrio limite come dimostrato dalle verifiche eseguite.

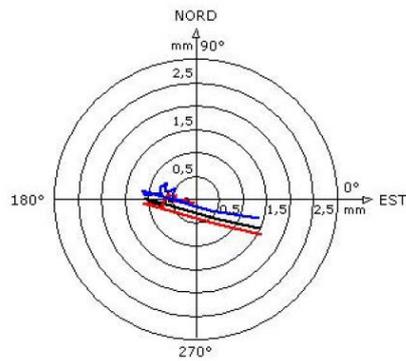
L'analisi delle indagini geognostiche (S105 bis) e geofisiche (BS084 bis) svolte non ha evidenziato movimenti in atto come si può facilmente dedurre dalle letture inclinometriche effettuate in corrispondenza dell'inclinometro posizionato all'interno del sondaggio S105 bis i cui risultati sono riportati nelle figure seguenti.

E' stato accertato uno spessore massimo della frana pari a circa 5 m.

La quota della falda principale nell'area interessata dal dissesto è compresa tra 410 e 360 m s.l.m. con deflusso in direzione sud-orientale.

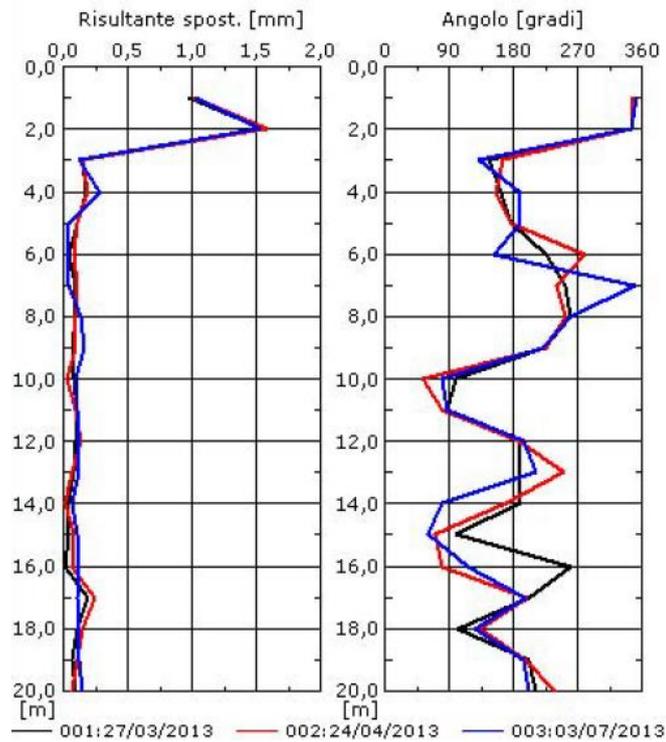
Sito: Ragusana Tubo: S105bis
 Elaborazione differenziale integrale dal basso
 Riferimento 000:25/02/2013

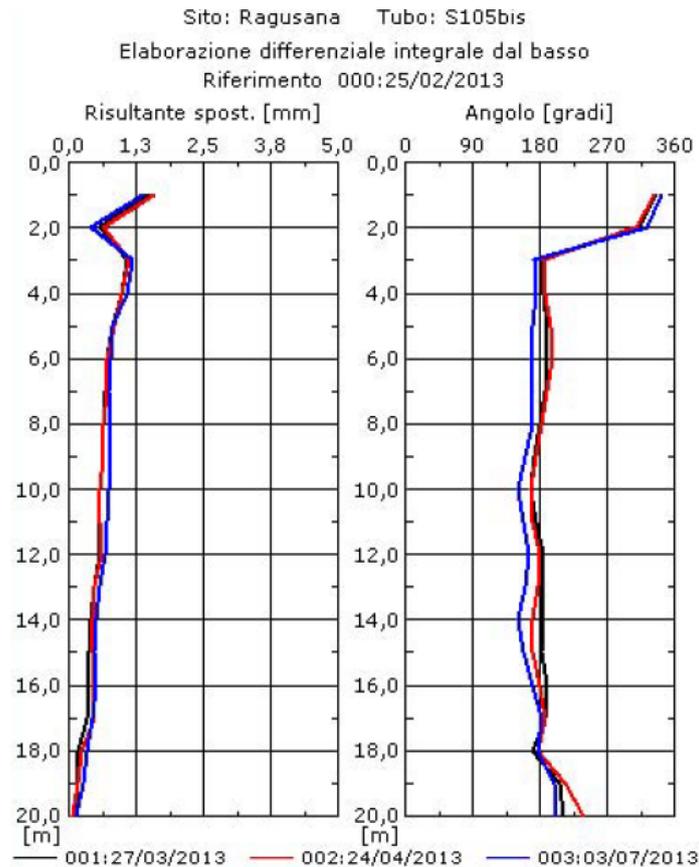
Diagramma polare della deviazione



— 001:27/03/2013 — 002:24/04/2013 — 003:03/07/2013

Sito: Ragusana Tubo: S105bis
 Elaborazione differenziale locale dal basso
 Riferimento 000:25/02/2013





P.1 Caratterizzazione geotecnica

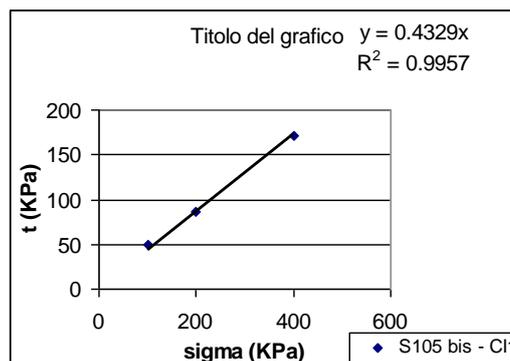
Il corpo in frana è costituito da terreni argilloso-sabbiosi riferibili alla formazione Qc(b).

I parametri del corpo in frana sono stati dedotti a partire dalla prova di taglio diretto effettuata sul campione CI1 del sondaggio S105 bis che è relativo alla formazione Qc(b) in condizioni residue. I valori della resistenza residua fornita dalla prova di taglio diretto sono i seguenti:

$$\phi'_r = 21.4^\circ \quad c' = 8.3 \text{ kPa}$$

Interpolando i dati e facendoli passare per una coesione nulla si ottengono i seguenti valori:

σ (kPa)	τ (kPa)	c (kPa)	ϕ'_r (°)
100	49	0	23.4
200	86		
400	172		



Conservativamente si sono considerati i seguenti parametri di progetto:

$$\phi'_r = 20^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

Il peso di volume è stato assunto pari a:

$$\gamma = 19.4 \text{ kN/mc}$$

Il modulo elastico del terreno in frana si assume pari a:

$$E = 8 \text{ Mpa}$$

Si riportano di seguito i parametri dei terreni coinvolti nelle verifiche di stabilità

LITOTIPO		u.m.	Parametri caratteristici	M2 γ_M	Parametri di calcolo
Qc(b)	γ	kN/mc	19.4	1	19.4
	c	Kpa	10	1.25	8
	ϕ	(°)	25	1.25	18.5
Frana	γ	kN/mc	19.4	1	19.4
	c	Kpa	0	1.25	0
	ϕ	(°)	20	1.25	16.2

I parametri utilizzati per la determinazione dell'azione sismica risultano i seguenti:

- categoria di suolo B;
- massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0,348$;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,071$;
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1,000$;
- coefficiente di riduzione di a_{max} : $\beta_m = 0,28$;
- coefficiente di intensità sismica orizzontale $k_h = 0,1044$;

Nelle figure seguenti sono riportati lo stralcio planimetrico e la sezione di riferimento.

Figura P.1 – Stralcio planimetrico Frana L3_4 con ubicazione della paratia di pali.

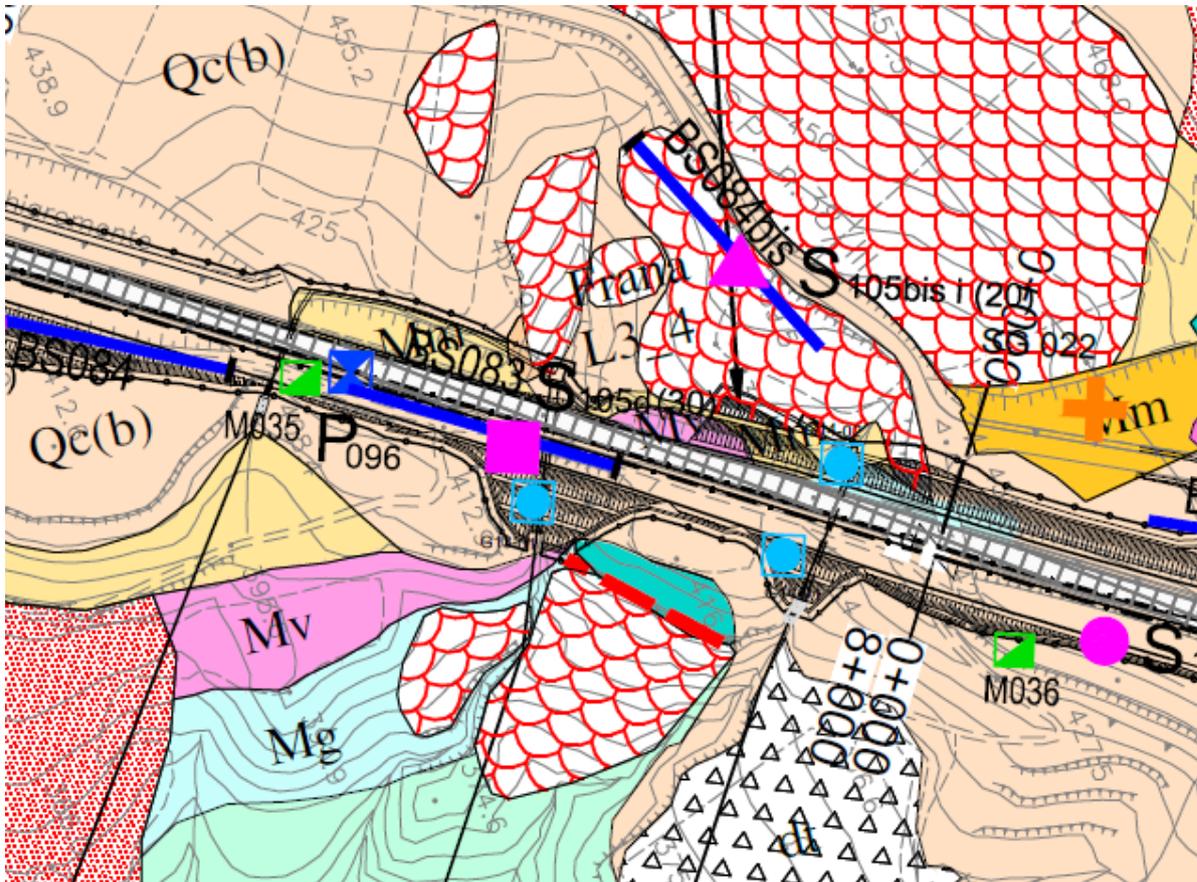
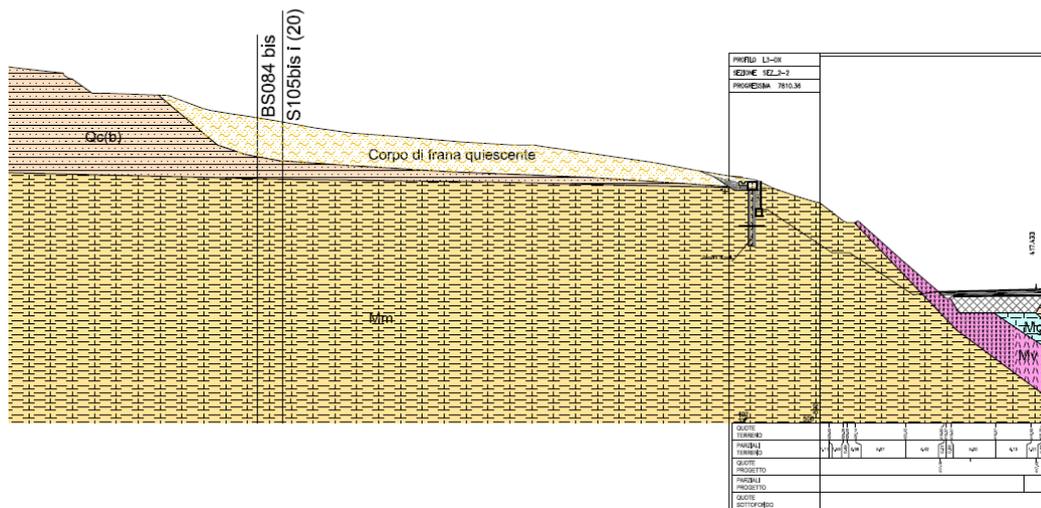


Figura P.2 – Stralcio della Sez 2 della Frana L3_4 con ubicazione della paratia di pali.

SEZ. 2



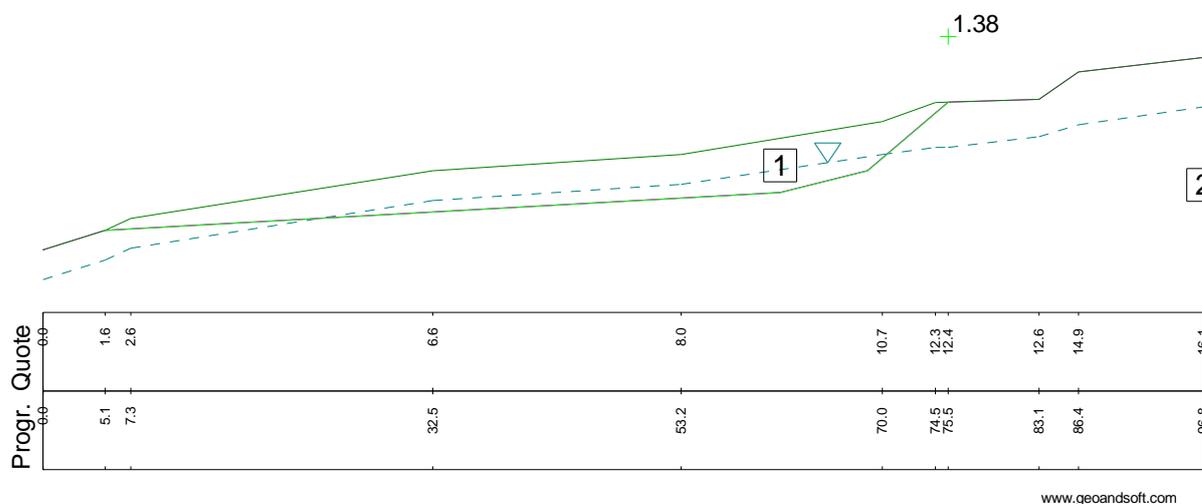
P.2 Verifica di stabilità

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità del corpo in frana lungo la superficie di contatto con il substrato in corrispondenza della sezione 2 che mostra di essere stabile in condizione di parziale saturazione e in condizione sismiche utilizzando i parametri caratteristici per i terreni.

La verifica eseguita secondo il metodo di SARMA con il codice di calcolo I.L.A. 32 ha fornito una condizione di generale stabilità del corpo franoso fornendo un coefficiente di sicurezza $F_s=1.38 >$ di 1.3.

Le verifiche di stabilità relativa all'opera ed il suo dimensionamento sono state eseguite prendendo a riferimento i parametri geotecnici dei terreni interferenti con la paratia e sono riportate all'interno della Relazione tecnica e di calcolo delle paratie del Lotto 3

Litotipo 1:	ϕ [°] = 20	c [kN/m ²] = 0	γ [kN/m ³] = 19.4
Litotipo 2:	ϕ [°] = 25	c [kN/m ²] = 10	γ [kN/m ³] = 19.4
Gamma acqua [kN/m ³] = 10	Comp. sismica orizz. = .104		
Metodo: Sarma			



VERIFICA DI STABILITA'

Metodo: Sarma

PIANO DI CAMPAGNA PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	20
Coesione [kN/m ²]	0
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	5.19	1.64
3	7.33	2.64
4	32.55	6.64
5	53.28	8
6	70.08	10.77
7	74.51	12.37
8	75.58	12.4
9	83.17	12.64
10	86.46	14.94
11	96.88	16.15

SUPERFICIE FALDA

Peso di volume dell'acqua [kN/m ³]	10
---	----

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	-2.5
2	5.19	-0.86
3	7.33	0.14
4	32.55	4.14
5	53.28	5.5
6	70.08	8
7	74.51	8.6
8	75.58	8.6
9	83.17	9.5
10	86.46	10.5
11	96.88	12

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

TIPOLOGIA SUPERFICIE: DEFINITA PER PUNTI

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	5.19	1.64
2	61.55	4.81
3	68.84	6.65
4	75.58	12.4

DISCONTINUITA' n. 1

PARAMETRI GEOTECNICI

Angolo di attrito [°]	25
Coesione [kN/m ²]	10
Peso di volume [kN/m ³]	19.4

PUNTI

N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]
1	0	0
2	5.19	1.64
3	61.55	4.81
4	68.84	6.65
5	75.58	12.4
6	83.17	12.64
7	86.46	14.94
8	96.88	16.15

COMPONENTI SISMICHE

Componente sismica orizzontale 0.104

RISULTATI DEL CALCOLO

FS
1.38

LEGENDA

CODICE	DESCRIZIONE
FS	Fattore di sicurezza

Q BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1981) "Cone Resistance in Dry NC and OC sands", ASCE Symp. on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis.
- BARLA G., BECCI B., COLOMBO A., NOVA R., PEDUZZI R. (1988) "A method for the analysis and design of flexible retaining structures. Application to a strutted excavation", Proceedings of the Sixth Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck
- BATHE, K.J. (1996), "Finite element procedure", Prentice Hall
- BECCI, B., NOVA, R. (1987) "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie", Rivista Italiana di Geotecnica
- BISHOP, A. W. (1955) "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Geotechnique
- BOLTON, M.D., (1986) "The strength and dilatancy of sands", Geotechnique 36, 1, 65-78.
- BOWLES J.E. (1988), "Foundation Analysis and design", 4th ed. McGraw-Hill
- BRANSBY P.L., MILLIGAN G.W.E. (1975) "Soil Deformations near Cantilever Sheet Pile Walls", Geotechnique
- BRINCH-HANSEN, J. [1970] - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L.. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.
- CAQUOT A. & KERISEL J. (1948) "Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations", Gautiers-Villars, Paris

- CAQUOT A., KERISEL J., ABSI E., (1973) "Tables de butée et de poussée", Gautiers-Villars, Paris
- CESTARI F. (1990) "Prove geotecniche in sito", Geo-Graph
- CESTELLI-GUIDI C. (1984) "Geotecnica e tecnica delle fondazioni", Hoepli
- CLOUGH, G. W. AND O'ROURKE, T. D. (1990). "Construction induced movements of in-situ walls." Design and Performance of Earth Retaining Structures, Proceedings of a Specialty Conference at Cornell University, ASCE, New York
- COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE (CEN) (1994) "ENV 1997 - EUROCODICE 7 – Progettazione geotecnica" Parte 1: Regole generali (Norma UNI ENV 1997-1, aprile 1997).
- CUBRINOVSKY M.C. & ISHIHARA K, (1999) "Empirical correlations between SPT N-value and relative density for sandy soils", Soils and Foundations
- CUNDALL P., BOARD M. (1988) "A microcomputer program for modelling large-strain plasticity problems", Proceedings of the Sixth Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck
- D'APPOLONIA D.J., D'APPOLONIA E., BRISETTE R.F. (1970) "Discussion on settlements of spread footings in sand", ASCE J. SMFD 96.
- DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961] - "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations circulaires etablies en surface". 5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.
- DUNCAN J. M. & BUCHIGANI A. L., (1976) "An Engineering Manual for Settlements Studies", Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley
- FELLENIUS, W. (1936) "Calculation of the stability of earth dams", Proceedings of the Second Congress in Large Dams
- FENELLI G.B. & PAGANO L., (1999) "Computing Top-Beam Effects in Retaining Walls", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125, 8, 665-672
- FLEMING W.G.K., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F., ELSON W.K., (1992) "Piling Engineering", 2nded., Blackie
- GROUP 5.0 for windows [2000] – Technical & User's manual – Ensoft Inc.
- INTERACTIONS SOLS-STRUCTURES, pp. 657-664

- JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983] - "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R., MARCHETTI S., NOVA R., PASQUALINI E. (1979) "Design parameters for soft clays" 7 ECSMFE, Brighton
- JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979) "Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale" Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino
- JANBU N. (1963) "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests" 3 ECSMFE, Wiesbaden
- KUNG G. T. C., JUANG C. H., HSIAO E. C. L., AND Y. M. A. HASHASH (2007) "Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays" ASCE J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.
- LADD C.C., FOOT R., ISHIHARA K., SCALLOSSER F, POULOS H.G, (1977) "Stress-deformation and Strength characteristics"
- LAMBE T.W., WHITMAN R.V. (1969) "Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc.
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- LIAO, S..C. and WHITMAN, R.V. (1986). "Overburden correction factors for SPT in sand" Journal of Geotechnical Engineering
- MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978] - "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand" - Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182, 183-189.
- MEYERHOF, G.G. [1951] - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - Canadian Geotechnical Journal,1, 16-26
- MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., (1965) "The analysis of the stability of general slip surfaces", Geotechnique
- NAVFAC (1986) "Design Manual D:M 7.02 - Foundations and earth structures", USA
- NOVA,R. , (1978) "Geotecnica",ed. CLUP, Milano
- NOVA,R.,BECCI,B. (1987) "A method for analysis and design for flexible retaining structures", Proc. Conf.

- POULOS, H.G., DAVIS, E.H. (1980) - "Pile foundation analysis and design", John Wiley & Sons.
- RANDOLPH M. F., (1981) "The response of flexible piles to lateral loading" , Geotechnique
- REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977] - "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Whashington D.C., vol.1
- SCHMERTMANN J.H. (1977) "Interpreting the Dynamics of Standard Penetration Test", Univ. of Florida, Gainsville (USA)
- SCOTT R.F. (1981) "Foundation analysis", Prentice Hall
- SKEMPTON, A. W. [1951] - "The bearing capacity of clays" - Building Research Congress, London, 1, 180-189.
- TIMOSHENKO, S. P., GOODIER, J. N. (1970), "Theory of Elasticity", 3th ed. McGraw-Hill
- VESIC, A.S. [1970] - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.
- VESIC, A.S. [1973] - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.
- VIGGIANI C. (1999) "Fondazioni", Hevelius Edizioni
- VIGGIANI G. & ATKINSON J. H., (1995) "Stiffness of fine-grained soil at very small strains" , Geotechnique
- WELCH, R.C., REESE L.C. [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.

R ALLEGATO 1 – TERRE RINFORZATE

“Geometria dei modelli e risultati delle verifiche”

MURO IN TERRA RINFORZATA PK 5+371÷5+640

SEZIONE 258

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : PM	Descrizione : Terreni marnosi
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 14.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 27.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30

Terreno : RILNEW Descrizione : Rilevato new

Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione.....	[kN/m ²]	: 17.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito.....	[°]	: 24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....		: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³]	: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³]	: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²]	: 0.00
Coefficiente di Poisson.....		: 0.30

Terreno : RILOLD Descrizione : rilevato

Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione.....	[kN/m ²]	: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito.....	[°]	: 34.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....		: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³]	: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³]	: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²]	: 0.00
Coefficiente di Poisson.....		: 0.30

Terreno : TERRA

Descrizione :

Classe coesione..... : Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²]..... : 0.00
 Classe d'attrito..... : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°]..... : 38.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru)..... : 0.00
 Classe di peso..... : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³]..... : 19.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³]..... : 19.00
 Modulo elastico.....[kN/m²]..... : 0.00
 Coefficiente di Poisson..... : 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: PM

Descrizione: Terreno marnoso

Terreno : PM

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
70.80	-6.66	73.63	-7.21	74.16	-7.31	74.41	-7.37
75.18	-7.54	77.95	-8.21	78.63	-8.37	81.57	-9.21
83.21	-9.61	84.78	-9.97	85.79	-10.21	88.38	-10.80
90.16	-11.21	90.48	-11.28	90.71	-11.32	91.71	-11.53
95.01	-12.21	98.98	-12.96	99.67	-13.10	100.26	-13.21
103.55	-13.95	104.80	-14.21	106.63	-14.58	108.20	-14.92

109.47	-15.21	110.94	-15.70	112.46	-16.21	113.21	-16.46
115.46	-17.21	118.49	-17.88	119.85	-18.21	119.91	-18.22
124.01	-19.20	124.04	-19.21	125.68	-19.33	126.56	-19.39
126.80	-19.41	126.83	-19.39	127.10	-19.73	127.13	-19.77
128.05	-19.77	128.16	-19.77	148.75	-26.23	166.08	-26.23
167.76	-27.33	175.76	-27.33	177.29	-26.29	177.42	-26.27
177.74	-26.24	178.02	-26.21	178.25	-26.21	179.10	-26.21
179.22	-26.21	179.33	-26.21	179.61	-26.21	181.07	-26.39
181.78	-26.42	181.98	-26.46	182.58	-26.48	183.10	-26.50
183.33	-26.56	183.66	-26.64	184.05	-26.68	184.51	-26.79
184.80	-26.85	185.40	-26.99	186.20	-27.17	186.23	-27.18
186.37	-27.21	186.88	-27.29	187.31	-27.35	187.60	-27.40
187.81	-27.43	187.94	-27.47	188.03	-27.50	188.10	-27.53
189.73	-28.21	193.48	-28.78	196.39	-29.21	199.93	-29.76
202.05	-30.12	208.24	-30.39	209.26	-30.37	211.22	-30.32
215.01	-30.21	215.87	-30.21	217.38	-30.70	221.03	-30.95
221.78	-31.06	222.49	-31.13	222.64	-31.14	222.76	-31.14
224.23	-31.21	226.59	-31.21	228.70	-31.60	231.34	-31.88
233.90	-32.21	235.36	-32.42	236.39	-32.77	237.31	-32.97
237.48	-33.00	238.39	-33.21	239.29	-33.21		

Strato: RILNEW

Descrizione: Rilevato nuovo

Terreno : RILNEW

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
124.01	-19.20	131.88	-13.95	133.38	-13.95	135.13	-13.90

138.88	-13.81	142.63	-13.72	143.13	-13.70	143.88	-13.70
148.75	-13.67	149.50	-13.67	150.00	-13.68	153.75	-13.78
157.50	-13.87	159.25	-13.91	160.75	-13.91	169.50	-18.91
170.70	-18.91	172.64	-24.25	174.64	-24.25	175.38	-26.29
177.29	-26.29						

Strato: RILOLD

Descrizione: Rilevato esistente

Terreno : RILOLD

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
128.16	-19.77	128.20	-19.72	128.48	-19.38	129.66	-19.07
130.15	-19.05	133.05	-17.83	137.03	-15.71	140.37	-13.78
149.99	-13.77	150.00	-15.50	166.08	-26.23		

BLOCCHI RINFORZATI

Blocco : BL01

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 8.00 Altezza.....= 3.04

Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa.....= 175.76 Ordinata.....= -27.33

Inclinazione paramento[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: TERRA

Terreno di riempimento a tergo.....: RILNEW

Terreno di copertura.....: TERRA

Terreno di fondazione.....: PM

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m].....= 3.00

Interasse.....[m].....= 0.76

Risolto.....[m].....= 0.65

Linear Composites - ParaGrid - 160

Lunghezza.....[m].....= 8.00

Interasse verticale.....[m].....= 0.76

Offset.....[m].....= 0.00

Blocco : BL02

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 7.00 Altezza.....= 5.32

Arretramento.....[m].....= 2.00 da BL01

Inclinazione paramento[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: TERRA

Terreno di riempimento a tergo.....: RILNEW

Terreno di copertura.....: RILNEW

Terreno di fondazione.....: TERRA

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m].....= 3.00

Interasse.....[m].....= 0.76

Risvolto.....[m].....= 0.65

Linear Composites - ParaGrid - 80

Lunghezza.....[m].....= 7.00

Interasse verticale.....[m].....= 0.76

Offset.....[m].....= 0.00

CARICHI

Sisma :

Classe : Sisma

Accelerazione [m/s²]: Orizzontale...= 1.02 Verticale.....= 0.51

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Linear Composites - ParaGrid - 160

Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....	:	160.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....	:	0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m ³ /kN].....	:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....	:	1333.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....	:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....	:	1.52
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....	:	1.51
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....	:	1.51
Coefficiente di sicurezza al Pull-out	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....	:	1.51
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00

Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo	:	0.16
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....	:	0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....	:	0.40

Linear Composites - ParaGrid - 80

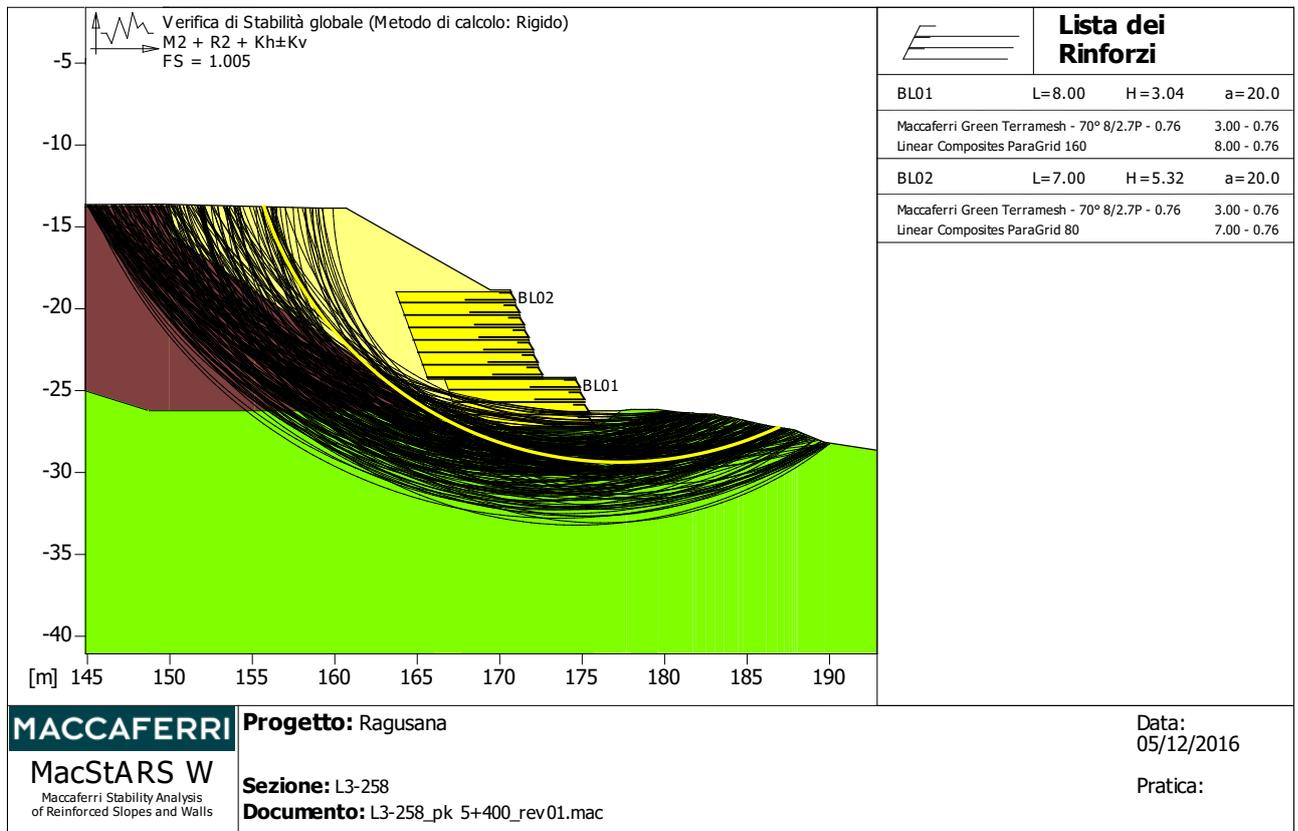
Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....	:	80.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....	:	0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m ³ /kN].....	:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....	:	665.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....	:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....	:	1.67
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....	:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....	:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....	:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00

Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo	:	0.16
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....	:	0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....	:	0.40

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....	:	50.11
Rapporto di Scorrimento plastico.....	:	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m ³ /kN].....	:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....	:	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....	:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....	:	1.44
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo	:	0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....	:	0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....	:	0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....	:	0.30

VERIFICHE



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.005

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
145.00	160.00	180.00	190.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 60
Numero totale superfici di prova.....: 600
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 0.50
Angolo limite orario.....[°].....: 5.00
Angolo limite antiorario.....[°].....: -45.00

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità

SEZIONE 267

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : FRANA

Descrizione : Coltre franosa

Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione.....	[kN/m ²].....	0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito.....	[°].....	25.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	:	0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....	18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....	18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....	0.00
Coefficiente di Poisson.....	:	0.30

Terreno : PM

Descrizione : Terreni marnosi

Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione.....	[kN/m ²].....	14.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito.....	[°].....	27.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	:	0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....	18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....	18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....	0.00
Coefficiente di Poisson.....	:	0.30

Terreno : RILNEW Descrizione : Rilevato new

Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione.....	[kN/m ²]	: 17.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito.....	[°]	: 24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....		: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³]	: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³]	: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²]	: 0.00
Coefficiente di Poisson.....		: 0.30

Terreno : RILOLD Descrizione : rilevato

Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione.....	[kN/m ²]	: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito.....	[°]	: 30.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....		: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³]	: 17.50
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³]	: 17.50
Modulo elastico.....	[kN/m ²]	: 0.00
Coefficiente di Poisson.....		: 0.30

Terreno : TERRA

Descrizione :

Classe coesione..... : Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²]..... : 0.00
 Classe d'attrito..... : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°]..... : 38.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru)..... : 0.00
 Classe di peso..... : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³]..... : 19.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³]..... : 19.00
 Modulo elastico.....[kN/m²]..... : 0.00
 Coefficiente di Poisson..... : 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: PM

Descrizione: Terreno marnoso

Terreno : PM

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
23.46	0.52	23.62	0.41	23.69	0.37	23.81	0.31
24.14	0.20	25.38	-0.06	27.17	-0.43	28.80	-0.81
29.37	-0.92	30.45	-1.15	31.82	-1.43	32.14	-1.51
36.87	-2.43	38.00	-2.64	38.22	-2.68	38.55	-2.74
39.11	-2.85	40.28	-3.08	42.17	-3.43	42.63	-3.52
43.69	-3.72	45.49	-4.06	46.12	-4.18	46.45	-4.25

46.63	-4.28	46.75	-4.31	47.45	-4.43	48.86	-4.72
52.38	-5.43	53.93	-5.76	54.89	-5.98	56.78	-6.43
60.25	-7.08	62.41	-7.43	62.82	-7.51	63.63	-7.64
65.87	-8.01	66.68	-8.15	69.23	-8.43	70.83	-8.72
71.46	-8.86	73.40	-9.35	73.73	-9.43	74.66	-9.65
77.98	-10.43	78.34	-10.55	78.60	-10.63	80.13	-11.14
80.99	-11.43	82.09	-11.81	84.06	-12.43	85.32	-12.86
86.87	-13.43	87.33	-13.61	88.55	-14.04	89.78	-14.43
92.43	-15.28	92.84	-15.43	94.21	-15.93	95.64	-16.43
96.03	-16.60	97.93	-17.43	97.99	-17.46	99.11	-17.94
100.15	-18.43	101.94	-18.94	103.51	-19.31	103.95	-19.43
105.40	-19.82	107.77	-20.43	109.63	-20.82	110.94	-21.09
112.54	-21.43	114.63	-21.87	115.85	-22.13	117.25	-22.43
117.86	-22.94	118.07	-23.17	118.80	-23.53	121.19	-23.94
121.34	-24.14	121.45	-24.28	121.87	-24.28	122.43	-24.27
138.55	-31.56	159.66	-34.87	159.93	-34.89	160.08	-34.90
160.28	-34.93	160.78	-34.73	161.07	-34.82	161.27	-34.83
161.75	-35.00	162.93	-35.43	162.99	-35.46	164.19	-35.92
165.43	-36.40	165.47	-36.42	165.53	-36.43	165.56	-36.43
167.25	-36.68	168.02	-36.54	168.24	-36.60	168.71	-36.63
169.08	-36.69	169.36	-36.76	170.00	-37.07	170.18	-37.15
170.30	-37.22	170.62	-37.43	171.22	-38.32	171.29	-38.43
171.31	-38.47	171.41	-38.93	171.52	-39.05	171.71	-39.43
171.87	-39.78	171.93	-39.93	172.21	-40.35	172.26	-40.43
172.43	-40.53	173.35	-40.10	173.89	-40.56	173.89	-41.43
174.63	-41.34	175.61	-40.04	176.47	-40.43	178.15	-41.42

180.44	-42.63	182.82	-44.07	185.11	-45.66	185.29	-45.55
185.33	-45.55	185.34	-45.55	187.36	-46.14	188.49	-46.14
196.94	-45.93	197.56	-45.80	197.70	-45.84	197.79	-45.84
197.80	-45.83	207.92	-42.86	208.86	-42.61	210.17	-42.03
210.81	-42.11	213.05	-42.27	213.34	-42.30	214.30	-42.43
216.32	-43.00	217.45	-43.07	218.64	-43.03	220.18	-43.09
221.48	-43.05	222.62	-43.00	224.29	-43.09	225.62	-43.05
226.92	-43.10	228.47	-43.16	229.43	-43.28		

Strato: RILNEW

Descrizione: Rilevato new

Terreno : RILNEW

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
130.53	-21.21	131.55	-20.53	133.05	-20.53	134.80	-20.65
138.55	-20.90	142.30	-21.15	145.65	-21.38	146.40	-21.38
148.75	-21.10	149.50	-21.10	150.00	-21.13	153.75	-21.38
157.50	-21.64	159.97	-21.81	161.47	-21.80	170.22	-26.80
171.42	-26.80	172.63	-30.14	174.56	-30.14	174.56	-35.14
175.62	-35.14	175.62	-36.54	177.75	-36.54	183.36	-42.14
184.36	-42.14	184.36	-43.14	185.36	-43.14	185.36	-44.14
186.36	-44.14	186.36	-45.14	187.36	-45.14	187.36	-46.14

Strato: RILOLD

Descrizione: Rilevato esistente

Terreno : RILOLD

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
122.43	-24.27	122.55	-24.13	122.71	-23.94	123.73	-24.00
124.57	-23.95	125.98	-23.25	128.65	-21.93	130.24	-21.13
130.31	-21.14	130.48	-21.15	130.53	-21.21	130.62	-21.33
131.86	-21.43	136.39	-21.36	140.30	-21.17	140.38	-21.19
140.57	-21.19	146.54	-24.81	159.11	-32.22	159.60	-34.22
159.66	-34.60	159.66	-34.61	159.66	-34.87		

BLOCCHI RINFORZATI

Blocco : BL01

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 7.00 Altezza.....= 3.80

Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa.....= 172.80 Ordinata.....= -30.60

Inclinazione paramento[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: TERRA

Terreno di riempimento a tergo.....: RILNEW

Terreno di copertura.....: RILNEW

Terreno di fondazione.....: RILNEW

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m]..... = 3.00

Interasse.....[m]..... = 0.76

Risolto.....[m]..... = 0.65

Linear Composites - ParaGrid - 80

Lunghezza.....[m]..... = 7.00

Interasse verticale.....[m]..... = 0.76

Offset.....[m]..... = 0.00

CARICHI

Sisma :

Classe : Sisma

Accelerazione [m/s²]: Orizzontale... = 1.02 Verticale..... = 0.51

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Linear Composites - ParaGrid - 80

Carico di rottura Nominale.....[kN/m]..... : 80.00

Rapporto di Scorrimento plastico..... : 0.00

Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m³/kN]..... : 1.10e-04

Rigidità estensionale.....[kN/m]..... : 665.00

Lunghezza minima di ancoraggio.....[m]..... : 0.15

Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)..... : 1.67

Coefficiente di sicurezza al Pull-out..... : 1.00

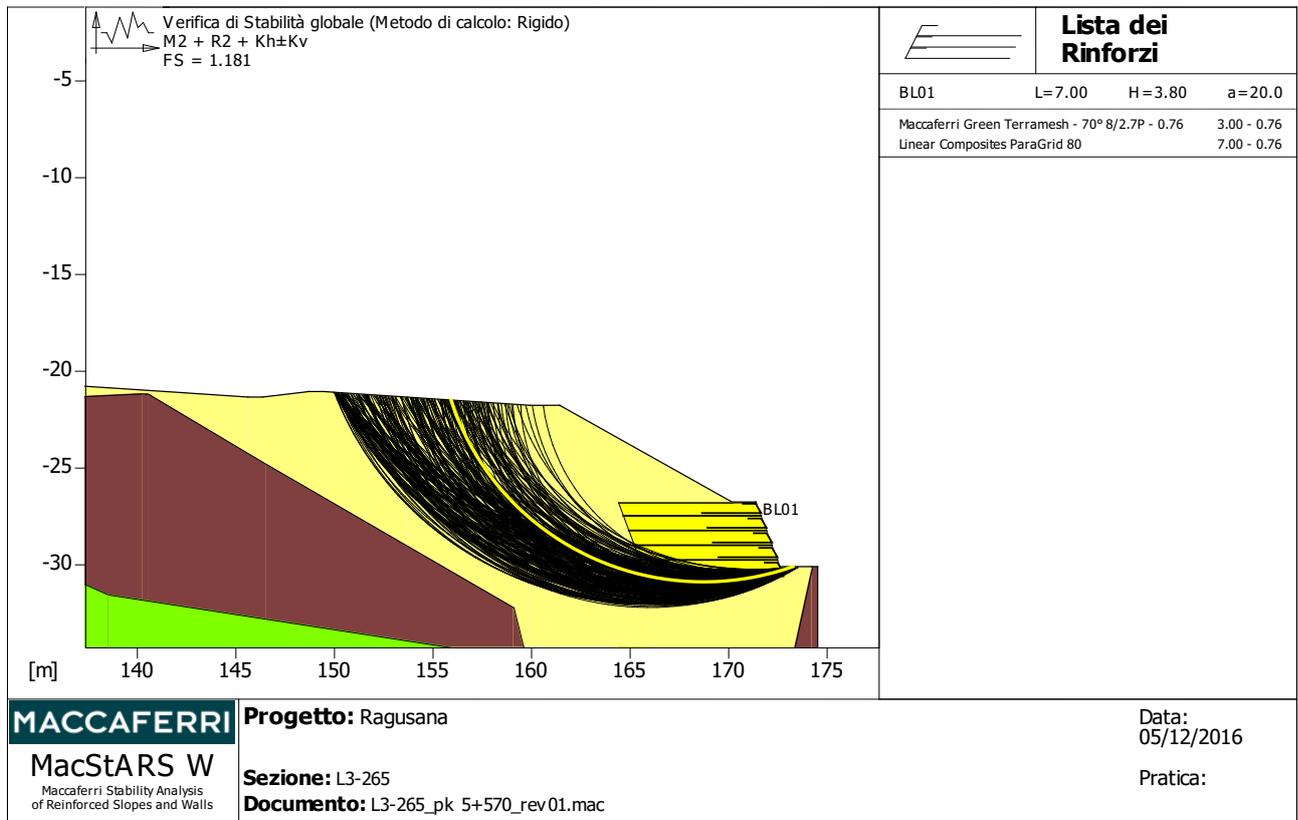
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....	:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....	:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....	:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo	:	0.16
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....	:	0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....	:	0.40

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....	:	50.11
Rapporto di Scorrimento plastico.....	:	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m ³ /kN].....	:	1.10e-04
Rigidità estensionale.....[kN/m].....	:	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....	:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....	:	1.44
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00

Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo	:	0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....	:	0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....	:	0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....	:	0.30

VERIFICHE



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.181

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
150.00	162.00	173.00	173.50

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza	60
Numero totale superfici di prova	600
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....	0.50
Angolo limite orario.....[°].....	0.00
Angolo limite antiorario.....[°].....	0.00

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità

S ALLEGATO 2 – VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL VERSANTE

Stabilità globale

Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: L1_frana

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.0999

Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.04995

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20.5 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

Material: Ocm

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 23 kN/m³

Cohesion: 128 kPa

Friction Angle: 17.07 degrees

Water Surface: None

Material: c.a.

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 25 kN/m³

Material: Accumulo frana

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 24.7913 degrees

Water Surface: None

Support Properties

Support: palo

palo

Support Type: Micro-Pile

Force Application: Passive

Out-of-Plane Spacing: 3 m

Pile Shear Strength: 260 kN

List of Coordinates

Material Boundary – Rilevato monte

306.975	256.442
307.925	255.492
309.025	255.492
317.025	255.492
318.025	255.492
321.937	259.404
321.937	266.326

Material Boundary – Riempimento valle

282.269	235.649
288.269	235.649
290.306	239.318
294.050	246.063

Material Boundary – Muro di monte

309.025	255.492
309.025	255.692
317.025	255.692
317.025	257.292
312.311	257.292
311.025	266.292
310.525	266.317

Material Boundary – Accumulo di frana

256.339	236.718
---------	---------

264.179	230.465
275.669	227.443
286.234	227.443
288.269	235.649

External Boundary

352.955	278.893
352.756	278.767
352.406	278.558
351.304	277.893
350.929	277.629
349.876	276.893
349.591	276.701
348.401	275.893
348.258	275.836
347.195	275.342
347.018	275.278
345.148	272.474
343.147	272.475
338.907	266.117
338.487	265.886
338.407	265.633
336.407	265.884
333.057	266.068
329.307	266.274
325.557	266.479
325.057	266.507
324.307	266.507
321.937	266.326
321.591	266.300
320.841	266.300
318.875	266.408
315.125	266.614
311.375	266.819
310.525	266.866
310.525	266.317
310.525	265.927
310.525	257.292

309.025	257.292
309.025	257.292
309.025	256.942
306.975	256.442
306.420	255.893
306.279	255.758
305.398	254.893
304.248	253.964
304.163	253.893
304.072	253.819
302.932	252.893
301.861	252.238
301.332	251.893
300.565	251.388
299.768	250.893
298.851	250.446
297.704	249.893
295.837	249.005
295.669	248.923
295.627	248.899
295.618	248.893
295.594	248.874
295.524	248.817
295.309	248.369
294.704	247.114
294.620	246.784
294.494	246.768
294.366	246.752
294.050	246.063
285.169	241.922
284.269	241.922
283.779	241.922
283.769	241.169
283.769	237.449
282.269	237.449
282.269	237.449
282.269	235.849
282.269	235.649

281.253	235.414
280.077	235.123
279.384	234.893
278.720	234.712
274.482	233.773
274.237	233.784
273.140	233.773
271.661	233.856
269.933	233.958
269.729	233.954
269.224	233.832
268.778	233.185
268.389	233.760
259.487	234.892
259.479	234.893
259.249	235.032
256.339	236.718
256.339	211.718
352.955	211.718
360.174	211.769
360.174	281.639

Support

283.269	235.849
283.269	215.849

Support

287.269	235.849
287.269	215.849

Support

310.025	255.692
310.025	214.692

Support

313.025	255.692
313.025	214.692

Support

316.025	255.692
316.025	214.692

Search Grid

254.101	255.251
326.021	255.251
326.021	327.171
254.101	327.171

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.304320

Center: 278.374, 275.928

Radius: 44.608

Left Slip Surface Endpoint: 261.495, 234.637

Right Slip Surface Endpoint: 321.937, 266.326

Resisting Moment=416622 kN-m

Driving Moment=319418 kN-m

Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: L1_frana_statica

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20.5 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

Material: Ocm

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 23 kN/m³

Cohesion: 128 kPa

Friction Angle: 17.07 degrees

Water Surface: None

Material: c.a.

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 25 kN/m³

Material: Accumulo frana

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 24.7913 degrees

Water Surface: None

Support Properties

Support: palo

palo

Support Type: Micro-Pile

Force Application: Passive

Out-of-Plane Spacing: 3 m

Pile Shear Strength: 260 kN

List of Coordinates

Material Boundary – Rilevato monte

306.975	256.442
307.925	255.492
309.025	255.492
317.025	255.492
318.025	255.492
321.937	259.404
321.937	266.326

Material Boundary – Riempimento valle

282.269	235.649
288.269	235.649

290.306 239.318

294.050 246.063

Material Boundary – Muro di monte

309.025 255.492

309.025 255.692

317.025 255.692

317.025 257.292

312.311 257.292

311.025 266.292

310.525 266.317

Material Boundary – Accumulo di frana

256.339 236.718

264.179 230.465

275.669 227.443

286.234 227.443

288.269 235.649

External Boundary

352.955 278.893

352.756 278.767

352.406 278.558

351.304 277.893

350.929 277.629

349.876 276.893

349.591 276.701

348.401 275.893

348.258 275.836

347.195 275.342

347.018 275.278

345.148 272.474

343.147 272.475

338.907 266.117

338.487 265.886

338.407 265.633

336.407 265.884

333.057 266.068

329.307	266.274
325.557	266.479
325.057	266.507
324.307	266.507
321.937	266.326
321.591	266.300
320.841	266.300
318.875	266.408
315.125	266.614
311.375	266.819
310.525	266.866
310.525	266.317
310.525	265.927
310.525	257.292
309.025	257.292
309.025	257.292
309.025	256.942
306.975	256.442
306.420	255.893
306.279	255.758
305.398	254.893
304.248	253.964
304.163	253.893
304.072	253.819
302.932	252.893
301.861	252.238
301.332	251.893
300.565	251.388
299.768	250.893
298.851	250.446
297.704	249.893
295.837	249.005
295.669	248.923
295.627	248.899
295.618	248.893
295.594	248.874
295.524	248.817
295.309	248.369

294.704	247.114
294.620	246.784
294.494	246.768
294.366	246.752
294.050	246.063
285.169	241.922
284.269	241.922
283.779	241.922
283.769	241.169
283.769	237.449
282.269	237.449
282.269	237.449
282.269	235.849
282.269	235.649
281.253	235.414
280.077	235.123
279.384	234.893
278.720	234.712
274.482	233.773
274.237	233.784
273.140	233.773
271.661	233.856
269.933	233.958
269.729	233.954
269.224	233.832
268.778	233.185
268.389	233.760
259.487	234.892
259.479	234.893
259.249	235.032
256.339	236.718
256.339	211.718
352.955	211.718
360.174	211.769
360.174	281.639

Support

283.269	235.849
---------	---------

283.269 215.849

Support

287.269 235.849

287.269 215.849

Support

310.025 255.692

310.025 214.692

Support

313.025 255.692

313.025 214.692

Support

316.025 255.692

316.025 214.692

Search Grid

249.757 250.906

321.676 250.906

321.676 322.826

249.757 322.826

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.534570

Center: 279.273, 275.928

Radius: 43.731

Left Slip Surface Endpoint: 268.949, 233.434

Right Slip Surface Endpoint: 321.937, 266.326

Resisting Moment=390980 kN-m

Driving Moment=254781 kN-m

T ALLEGATO 3 – METODO DI SARMA

Questo metodo di analisi, pubblicato originariamente da Sarma (1979) e quindi modificato da Hoek (1981, 1983, 1987), è basato sulla ricerca delle condizioni di equilibrio limite e può essere utilizzato per determinare le condizioni di stabilità di pendii con varie geometrie del pendio e delle stratificazioni, attraverso il calcolo del fattore di sicurezza di superfici di scivolamento definite arbitrariamente. Il fattore di sicurezza (FS) coincide con il valore che assume (PR), un parametro riduttivo delle caratteristiche geotecniche reattive (tangente dell'angolo d'attrito e coesione) quando esso porta all'annullamento dell'accelerazione critica. L'accelerazione critica è così definita:

$$k_c = AE/PE$$

dove, essendo n il numero dei conci:

$$AE = a_n + a_{n-1}e_n + a_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + a_1 e_n e_{n-2} \dots e_3 e_2$$

$$PE = p_n + p_{n-1}e_n + p_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + p_1 e_n e_{n-1} \dots e_3 e_2$$

$$a_i = q_i [(w_i + tv_i) \sin(\phi_{bi} - \alpha_i) - th_i \cos(\phi_{bi} - \alpha_i) + r_i \cos(\phi_{bi}) + s_{i+1} \sin(\phi_{bi} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - s_i \sin(\phi_{bi} - \alpha_i - \delta_i)]$$

$$p_i = q_i w_i \cos(\phi_{bi} - \alpha_i)$$

$$e_i = q_i [\cos(\phi_{bi} - \alpha_i + \phi_{si} - \delta_i) / \cos(\phi_{si})]$$

$$q_i = \cos(\phi_{si+1}) / \cos(\phi_{bi} - \alpha_i + \phi_{si+1} - \delta_{i+1})$$

$$s_i = c_{si} d_i - pw_i \tan(\phi_{si})$$

$$s_{i+1} = c_{si+1} d_{i+1} - pw_{i+1} \tan(\phi_{si+1})$$

$$r_i = c_{bi} b_i / \cos(\alpha_i) - u_i \tan(\phi_{bi})$$

essendo ancora, per l'i-esimo concio:

w_i - peso;

d_i , δ_i - lunghezza ed inclinazione del lato;

b_i , α_i - larghezza ed inclinazione della base;

c_{bi} , ϕ_{bi} - coesione ed angolo di attrito di base;

c_{si} , ϕ_{si} - coesione ed angolo di attrito laterale;

u_i - spinta idraulica normale lungo la base;

p_{wi} - spinta idraulica normale lungo il lato;

t_{vi} , t_{hi} - forze esterne verticale ed orizzontale.

I parametri geotecnici, nel caso di terreni stratificati, vengono definiti come media pesata rispetto alle lunghezze interessate della coesione e della tangente dell'angolo di attrito. La soluzione dell'equazione $k_c(PR)=0$ è ottenuta per via numerica attraverso un procedimento iterativo che assicura un'elevata velocità ed affidabilità. Tale procedura restituisce un valore del fattore di sicurezza con un errore per difetto (rispetto a quello eventualmente calcolabile a mano) contenuto normalmente entro lo 0,01.

La reazione richiesta all'opera di sostegno per ottenere il fattore di sicurezza prefissato è ricavata analiticamente dalle formule indicate tenendo conto dell'inclinazione della reazione stessa.

Si osservi che l'analisi viene effettuata in termini di tensioni totali, per cui lungo la superficie di scivolamento agiscono spinte idrauliche in direzione normale ad essa, ed il peso dei conci comprende il peso di volume saturo della parte sommersa, mentre vengono ovviamente trascurate le spinte causate dal moto di filtrazione dell'acqua.

Si osservi inoltre che viene presunta la simulazione di superfici di scivolamento tali da garantire la presenza di sole componenti positive (compressione) nelle forze scambiate tra i conci, per cui si consiglia di non utilizzare superfici di scivolamento con concavità rivolte verso il basso, che possono talvolta generare componenti negative.

I metodi di equilibrio globale non considerano la plasticizzazione dei conci per cui, specie in prossimità delle opere di sostegno, potrebbero nella pratica verificarsi rotture localizzate anche quando l'opera di sostegno risulta in grado di offrire una reazione sufficiente a stabilizzare il pendio: questo in quanto il terreno, per le scadenti caratteristiche geotecniche o per il ridotto

spessore nella zona immediatamente a monte dell'opera di sostegno, potrebbe non essere in grado di trasmettere all'opera stessa la spinta esercitata dal pendio.

È peraltro possibile (anche se non di semplicità immediata) tenere conto di tale fenomeno introducendo, oltre alle caratteristiche dell'opera di sostegno, un valore di tensione ammissibile nel terreno, che deve essere calcolato a parte tenendo conto di tipologia, profondità e modalità di installazione delle opere.