

“SERRA DEL CORVO”

Progetto di impianto di accumulo idroelettrico

Comune di Gravina in Puglia (BA)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE

STRATEGIES FOR WATER



Progettista: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

VERIFICHE DI STABILITÀ /
MANDATARIA

WATERWAYS

Progettista: Ing. Giovanni La Barbera

Verifiche di stabilità del rilevato del bacino di monte



REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	13/01/2022	G. La Barbera	L. Serra	C. Pasqua

Codice commessa: 1373

Codifica documento: 1373-F-FN-R-01-0

WATERWAYS

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	5
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	6
2.1 Generalità.....	6
2.2 Caratterizzazione stratigrafica.....	6
2.3 Definizione dei parametri geotecnici caratteristici dei terreni presenti al sito.....	7
2.3.1 Parametri geotecnici caratteristici per la sabbia con ghiaia a livelli limosi (SG)	8
2.3.2 Parametri geotecnici caratteristici per il limo con argilla (LA)	8
2.3.3 Parametri geotecnici caratteristici per la sabbia media limosa (SL).....	9
2.3.4 Parametri geotecnici caratteristici per l'argilla limosa color grigio-azzurra (Ag)	9
2.3.5 Quadro riassuntivo dei parametri geotecnici	11
3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SERBATOIO DI MONTE	12
4. PERICOLOSITA' SISMICA DI RIFERIMENTO AL SITO	13
5. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	15
5.1 Generalità.....	15
5.1.1 Fase 1 - Individuazione della pericolosità del sito	15
5.1.2 Definizione della strategia di progettazione.....	16
5.1.3 Parametri sito specifici in funzione dei diversi stati limite	16
6. MODELLO DI CALCOLO	19
6.1 Procedura generale	19
6.2 Metodo pseudo-statico per le verifiche sismiche	20
6.3 Definizione dei carichi e delle azioni sismiche.....	21
7. MODELLO STRATIGRAFICO DELLA FONDAZIONE DEL RILEVATO	24
8. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	25
8.1 Terreni di fondazione	25
8.2 Corpo del rilevato	25
9. GEOMETRIE DELLA DIGA E DEGLI SCAVI	26
9.1 Ipotesi A - Geometrie del rilevato su base di fondazione piana.....	26
9.2 Ipotesi B - Geometrie del rilevato con imbasamento	27
9.3 Ipotesi C - Geometrie del rilevato in pietrame e scavo al piede	28
9.4 Ipotesi D - Geometria dello scavo con pendenza 1:3 e manto di protezione	29
9.5 Ipotesi E - Geometria del rilevato H = 11 m pietrame rinfianchi pendenza 1:2 - scavo pendenza 1.3	29
10. VERIFICHE DI STABILITÀ IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE	30
10.1 Generalità.....	30
10.2 Ipotesi A - rilevato su base di fondazione piana.....	30

WATERWAYS

10.3	Ipotesi B - rilevato in pietrame con imbasamento.....	30
10.4	Ipotesi C - rilevato in pietrame con scavo al piede di monte.....	31
10.5	Ipotesi D – scavo con manto di protezione.....	31
10.6	Ipotesi E - rilevato in pietrame di altezza 11 m con scavo al piede di monte.....	31
11.	CONCLUSIONI	32
	ALLEGATI	33

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

Gli studi, le indagini e le verifiche di stabilità sono stati condotti facendo riferimento ai seguenti testi normativi:

- **NTD14.** *D.M. del 26 giugno 2014. Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).*
- **MIT-DGD19.** *Circolare - Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche - 3 luglio 2019, n. 16790 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA DI CUI AL D.M. 26.06.2014 (NTD14) E AL D.M. 17.01.2018 (NTC18).*
- **MIT-DGD18.** *Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26 giugno 2014 (NTD14) e del D.M. 17 gennaio 2018 (NTC18). Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche. Luglio 2018.*
- **NTC18.** *D.M. del 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".*
- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.** - *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- **MIT-DGD17.** *Note esplicative per le Verifiche Sismiche delle Grandi Dighe ai sensi del D.M. 26 giugno 2014 (NTD) e del D.M. 14 gennaio 2008 (NTC). Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche, Divisione 6 - Strutture e geotecnica. Marzo 2017.*

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

2.1 Generalità

Sulla base delle informazioni disponibili sull'inquadramento geologico del sito, le litologie presenti sono state suddivise nelle seguenti Unità geotecniche:

- sabbia con ghiaia a livelli limosi (SG)
- limo con argilla (LA)
- sabbia media limosa (SL)
- argilla limosa color grigio-azzurra (Ag)

Lo studio delle proprietà meccaniche di ciascuna unità geotecnica ha tenuto in conto le risultanze delle prove in sito ed i risultati delle prove di laboratorio. L'analisi dei dati di laboratorio è avvenuta assegnando i risultati ottenuti all'unità geotecnica di appartenenza del campione in funzione dei log stratigrafici e del profilo geologico.

2.2 Caratterizzazione stratigrafica

L'andamento stratigrafico del sito di progetto è stato appurato puntualmente in corrispondenza dei sondaggi geognostici. Di seguito si riportano le stratigrafie interpretate alla luce delle unità geotecniche in precedenza descritte.

Il sondaggio S1 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- per i primi 2.5 m circa SG
- tra 2.5 e 14 m circa LA
- tra 14 e 30 m circa Ag.

Il sondaggio S2 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- per i primi 7 m circa LA
- da 7 a 70 m circa Ag.

Il sondaggio S3 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- per i primi 2.5 m circa SG
- da 2.5 a 19 m circa LA
- da 19 100 m circa Ag.

Il sondaggio S4 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 3.5 m circa SG
- da 3.5 a 47 m circa SL
- da 47 a 200 m circa Ag.

Il sondaggio S5 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 3 m circa SG
- da 3 a 15 m circa LA
- da 15 a 48 m circa SL
- da 48 a 70 m circa Ag.

Il sondaggio S6 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 10 m circa SG
- da 10 a 13 m circa LA
- da 13 a 50 m circa SL
- da 50 a 60 m circa Ag.

Il sondaggio S7 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 27 m circa SG
- da 27 a 30 m circa LA
- da 30 a 48 m circa SL
- da 48 a 58 m circa Ag.

Il sondaggio S8 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 5 m circa SG
- da 5 a 48 m circa SL
- da 48 a 60 m circa Ag.

Il sondaggio S9 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- per i primi 4 m circa SG
- da 4 a 50 m circa SL
- da 50 a 60 m circa Ag.

Il sondaggio S10 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 9 m circa SG
- da 9 a 22 m circa SL a tratti Ag
- da 22 a 25 m circa SL.

Il sondaggio S11 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 7 m circa SG
- da 7 a 24 m circa SL a tratti Ag
- da 24 a 25 m circa SL.

Il sondaggio S12 ha evidenziato il seguente andamento stratigrafico:

- i primi 6 m circa SG
- da 6 a 20 m circa SL a tratti Ag
- da 20 a 25 m circa Ag.

Gli andamenti stratigrafici mostrati dai sondaggi hanno trovato conferma nell'esame dei profili della radioattività naturale gamma in foro. I risultati di tale prova infatti rispecchiano distintamente i dati stratigrafici rinvenuti dai sondaggi, confermando le differenze litologiche riscontrate.

L'esame delle carote e delle prove in foro ha fornito dei dati puntuali circa l'andamento stratigrafico del sottosuolo. Le stratigrafie puntuali definite sulla base dei sondaggi sono state confermate a più ampia scala dalle prove geofisiche.

2.3 Definizione dei parametri geotecnici caratteristici dei terreni presenti al sito

Nel presente capitolo si riporta una sintesi interpretativa d'insieme delle risultanze delle diverse indagini che sono state condotte ed illustrate nella relazione geotecnica, sulla base della quale sono stati dedotti i parametri caratteristici che sono stati associati alle unità geotecniche.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata effettuata con la finalità di offrire un quadro il più completo possibile sulle proprietà delle diverse litologie interessate dal progetto. Le stime dei parametri risultano fortemente condizionate dalla disponibilità dei dati finora raccolti, e pertanto nei casi in cui si hanno le maggiori incertezze sarà raccomandata l'esecuzione di ulteriori prove.

2.3.1 Parametri geotecnici caratteristici per la sabbia con ghiaia a livelli limosi (SG)

Nel seguito si riportano i valori dei parametri utili a definire le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'unità geotecnica composta da sabbia con ghiaia a livelli limosi, valutati con stime cautelative partendo dai dati a disposizione:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - peso di volume
- $E = 300 \text{ MPa}$ - modulo di deformabilità
- $\nu = 0,3$ - coefficiente di Poisson
- $\phi = 29^\circ$ - angolo d'attrito
- $c = 0 \text{ kPa}$ - coesione

2.3.2 Parametri geotecnici caratteristici per il limo con argilla (LA)

Nel seguito si riportano i grafici che illustrano la variazione dei parametri di resistenza con la profondità (z) per l'unità geotecnica del limo con argilla. Si noti che la variazione è quasi lineare per cui si è deciso di considerare le caratteristiche costanti per tutto lo spessore dello strato.

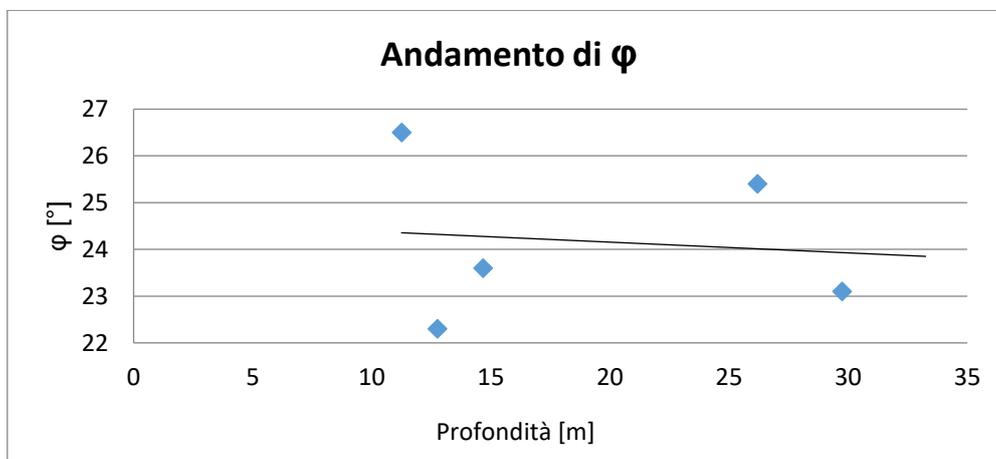


Figura 2.1 Variazione di ϕ con la profondità z per il limo con argilla

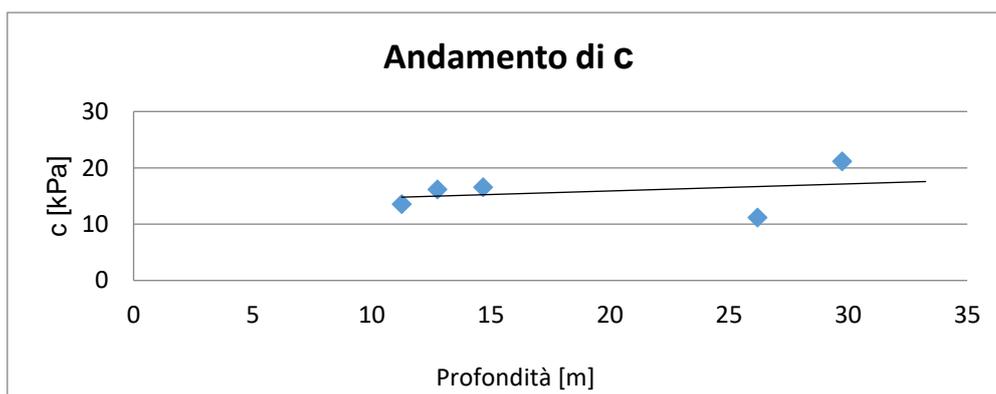


Figura 2.2 Variazione di c con la profondità z per il limo con argilla

I parametri utili a definire le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'unità geotecnica composta da limo con argilla, valutati con stime cautelative partendo dai dati a disposizione, sono:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ - peso di volume
- $E = 60 \text{ MPa}$ - modulo di deformabilità
- $\nu = 0,4$ - coefficiente di Poisson
- $\phi = 24^\circ$ - angolo d'attrito
- $c = 15 \text{ kPa}$ - coesione
- $C_u = 300 \text{ kPa}$ - coesione non drenata

2.3.3 Parametri geotecnici caratteristici per la sabbia media limosa (SL)

Nel seguito si riportano i grafici che illustrano la variazione dei parametri di resistenza con la profondità (z) per l'unità geotecnica della sabbia media limosa. Si noti che la variazione è quasi lineare per cui si è deciso di considerare le caratteristiche costanti per tutto lo spessore dello strato.

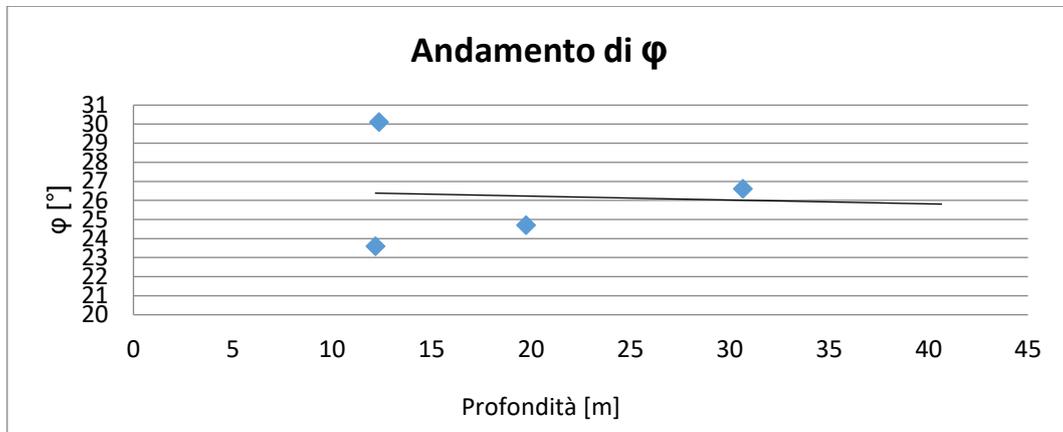


Figura 2.3 - Variazione di ϕ con la profondità z per la sabbia media limosa

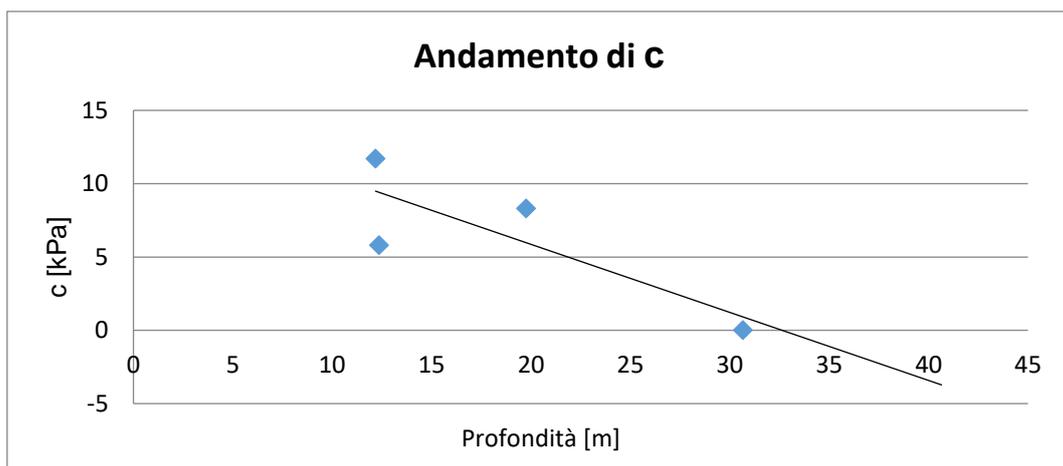


Figura 2.4 Variazione di c con la profondità z per la sabbia media limosa

I parametri utili a definire le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'unità geotecnica in esame, valutati con stime cautelative partendo dai dati a disposizione, sono:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - peso di volume
- $E = 300 \text{ MPa}$ - modulo di deformabilità
- $\nu = 0,3$ - coefficiente di Poisson
- $\phi = 27^\circ$ - angolo d'attrito
- $c = 5 \text{ kPa}$ - coesione

2.3.4 Parametri geotecnici caratteristici per l'argilla limosa color grigio-azzurra (Ag)

Nel seguito si riportano i grafici che illustrano la variazione dei parametri di resistenza con la profondità per l'unità geotecnica dell'argilla limosa. Si noti che la variazione è quasi lineare per cui si è deciso di considerare le caratteristiche costanti per tutto lo spessore dello strato.

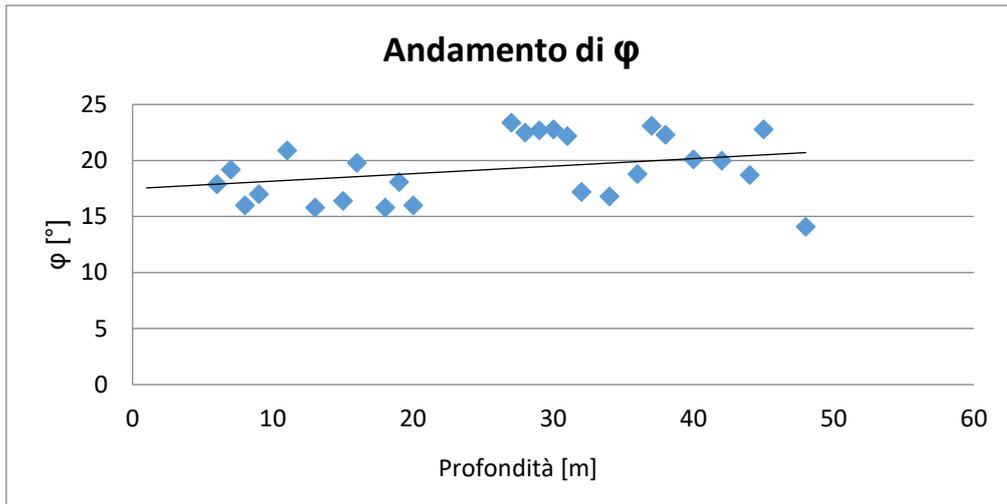


Figura 2.5 Variazione di ϕ con la profondità z per l'argilla limosa grigia-azzurra

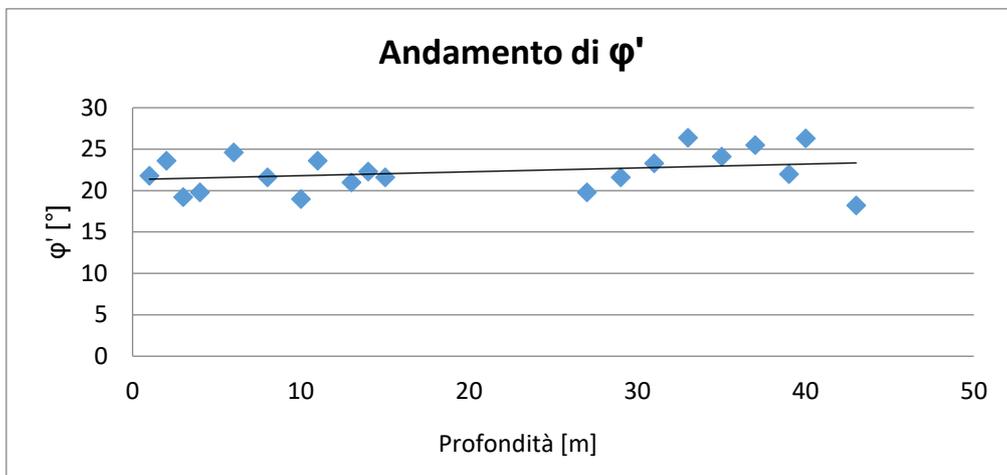


Figura 2.6 Variazione di ϕ' con la profondità z per l'argilla limosa grigia-azzurra

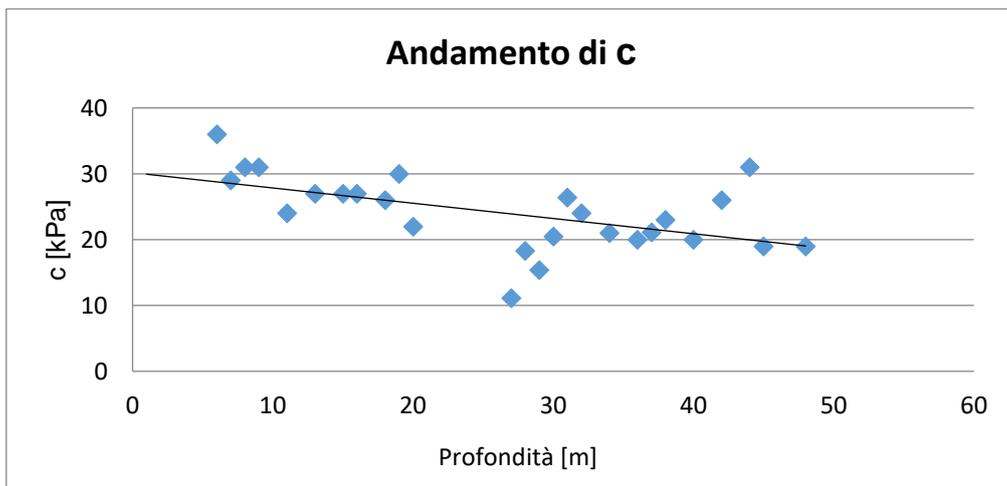


Figura 2.7 Variazione di c con la profondità z per l'argilla limosa grigia-azzurra

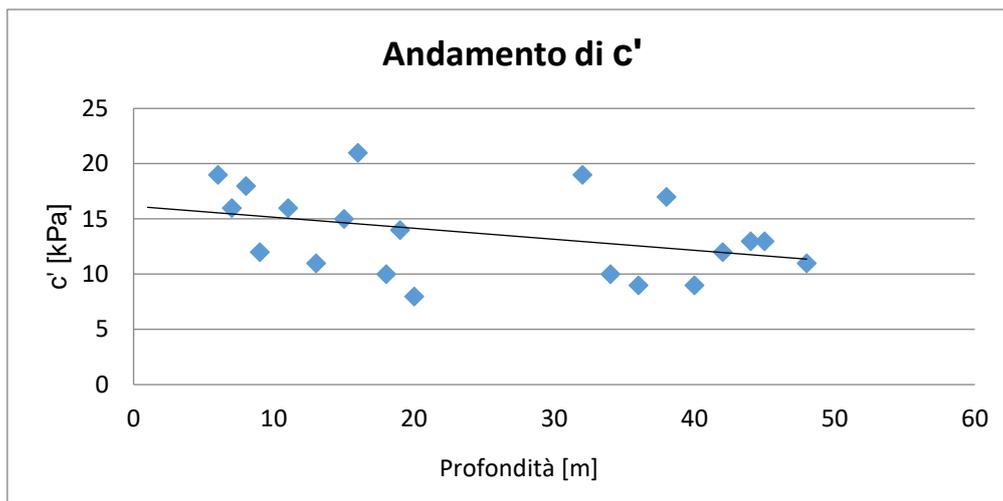


Figura 2.8 Variazione di c' con la profondità z per l'argilla limosa grigia-azzurra

I parametri utili a definire le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'unità geotecnica in esame, valutati con stime cautelative partendo dai dati a disposizione, sono:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ - peso di volume
- $E = (0,465z + 82,779) \text{ MPa}$ - modulo di deformabilità che varia con la profondità z
- $\nu = 0,45$ - coefficiente di Poisson
- $\phi = 20^\circ$ - angolo d'attrito
- $\phi' = 22^\circ$ - angolo d'attrito efficace
- $c = 5 \text{ kPa}$ - coesione
- $c' = 15 \text{ kPa}$ - coesione efficace
- $C_u = (3,2941z + 153,63)$ - coesione non drenata che varia con la profondità z .

2.3.5 Quadro riassuntivo dei parametri geotecnici

Unità geotecniche	Peso di volume γ [kN/m^3]	Modulo di deformabilità E [Mpa]	Coefficiente di Poisson	Angolo di attrito efficace ϕ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]
sabbia con ghiaia a livelli limosi (SG)	18	300	0,3	29	0
limo con argilla (LA)	19	60	0,4	24	15
sabbia media limosa (SL)	18	300	0,3	27	5
argilla limosa color grigio-azzurra (Ag)	20	$(82,779 + 0,465 \cdot z)$ [*]	0,45	22	15

[*] la variabile z rappresenta la profondità dal piano campagna

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SERBATOIO DI MONTE

In accordo alla normativa tecnica vigente NTD14, il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica è definito in funzione della vita nominale V_N e del coefficiente d'uso C_U dell'impianto mediante la relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Nella normativa tecnica NTD14 al capitolo C.7.7.2 i valori di V_N e di C_U vengono definiti in funzione di tre possibili tipologie di dighe come riportate nel seguito:

- A. Dighe di importanza strategica” o “strategiche”:** le dighe la cui funzionalità durante e a seguito di eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile: le dighe così classificate in base ai Decreti del Dipartimento della protezione civile; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali; per queste ultime, in assenza di specifica individuazione o classificazione si definiscono strategiche le dighe che realizzano serbatoi a prevalente utilizzazione idroelettrica o potabile.
- B. “Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso”:** tutte le grandi dighe; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali.
- C. “Dighe di importanza normale”:** tutte le dighe non appartenenti alle fattispecie A e B (si tratta solo di dighe di dimensioni contenute).

Il capitolo C7.7 delle norme tecniche per le opere di sbarramento di ritenuta tratta il tema delle azioni sismiche per le **dighe di nuova costruzione**. In particolare, al capitolo C.7.7.2 vengono forniti i criteri per la definizione del *Periodo di riferimento per l'azione sismica*.

Il periodo di riferimento dell'azione sismica V_R , come già definito in precedenza, è dato dal prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , e con riferimento alla seguente tabella C2 tratta dalle NTD14 si ottiene:

Dighe	V_N (anni)		C_U	V_R (anni)	
strategiche	≥ 100		2,0	200	
rilevanti	≥ 50	≥ 100	1,5	75	150
Imp. normale	≥ 50		1	50	

Conseguentemente, i periodi di riferimento minimi per tutte le tipologie di dighe risultano quelli riportati nella seguente tabella H2 delle NTD14:

Dighe	V_R (anni)	
strategiche	200	
rilevanti	75	150
Imp. normale	50	

Secondo le specifiche riportate al capitolo 2.4.2 delle NTC18 ed al capitolo C.7.7.2 delle NTD14, il serbatoio della diga di Serra del Corvo un utilizzo a scopo idroelettrico è classificabile come **diga di importanza strategica** e quindi si sono assunti i seguenti valori dei parametri di base:

- Vita nominale $V_N = 100$ anni
- Coefficiente d'uso della costruzione $C_U = 2$
- Periodo di riferimento $V_R = 200$ anni

4. PERICOLOSITA' SISMICA DI RIFERIMENTO AL SITO

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni NTC18 (Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018), hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona - e quindi territorio comunale - precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

Già dal 01 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 e successivamente con l'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 pubblicato nel supplemento ordinario alla G.U. n 42 del 20 febbraio 2018, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

L'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica) è l'organismo istituzionale che a partire dal 2004 ha rilasciato la cosiddetta **mappa di pericolosità sismica** consultabile online all'indirizzo http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/ che fornisce lo strumento ufficiale di riferimento per la definizione dei parametri di pericolosità sismica per tutto il territorio italiano (rif. Ordinanza PCM del 28 aprile 2006, n. 3519 – All 1.b). La mappa mostra i valori di accelerazione orizzontale massima al suolo a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (bedrock) con superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite al capitolo 3.2.1 delle NTC18 nel periodo di riferimento V_R definito al capitolo 2.4 delle NTC18.

Con riferimento alla circolare **MIT-DGD19 - Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche - 3 Luglio 2019, n. 16790 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA DI CUI AL D.M. 26.06.2014 (NTD14) E AL D.M. 17.01.2018 (NTC18)**, se in base alla pericolosità sismica di base risulta che la a_g con probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni (tempo di ritorno $T_R = 475$ anni) è $\geq 0,15g$, è necessario effettuare uno studio sismo-tettonico per il sito in esame.

È stata quindi consultata la mappa online della pericolosità sismica del territorio italiano sul sito dell'INGV (<http://zonesismiche.mi.ingv.it>) con lo scopo di definire per il sito della diga di Serra del Corvo il valore di a_g ($T_R = 475$ anni). La figura 4.1 illustra la mappa della pericolosità sismica della regione Puglia con l'indicazione del comune di Poggiorsini nel cui territorio ricade la diga di Serra del Corvo. La figura 4.2 riporta un ingrandimento a scala di dettaglio della mappa di pericolosità sismica con l'indicazione del punto in cui ricade la diga di Serra del Corvo, si può osservare che il sito si colloca all'interno del rettangolo di colore verde chiaro e facendo riferimento alla scala cromatica riportata sul fianco destro della mappa si deduce chiaramente che il valore di a_g ($T_R = 475$ anni) è stimabile nell'intervallo 0.100-0.125g.

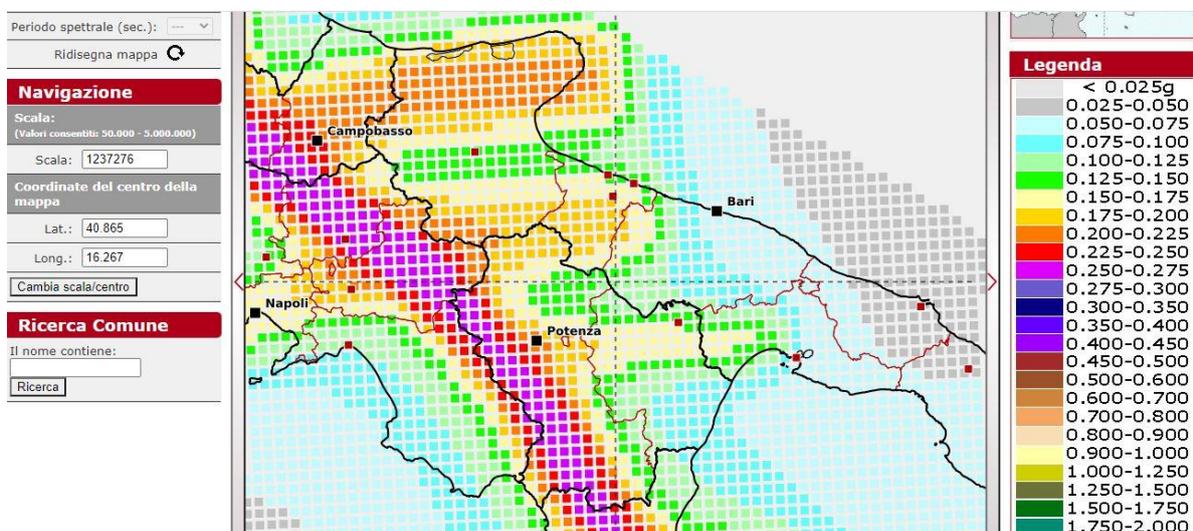


Figura 4.1 mappa della pericolosità sismica della regione Puglia

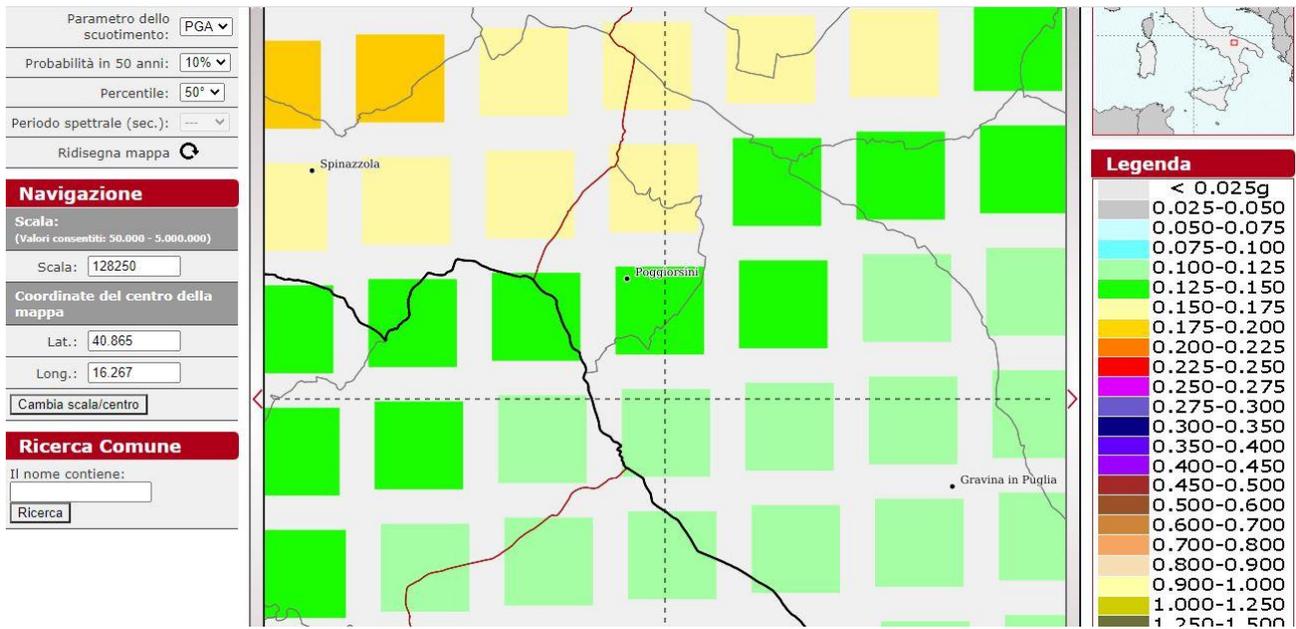


Figura 4.2 pericolosità sismica al sito della diga di monte dell'impianto di Serra del Corvo

5. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

5.1 Generalità

L'input sismico per l'esecuzione delle verifiche di stabilità è stato definito mediante l'utilizzo dell'applicativo SPETTRI-NTC che ha fornito gli spetti di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche di progetto per il sito di Serra del Corvo.

La definizione degli spetti di risposta relativi ai diversi stati limite previsti dalla normativa è articolata in tre fasi come esemplificate di seguito.

5.1.1 Fase 1 - Individuazione della pericolosità del sito

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

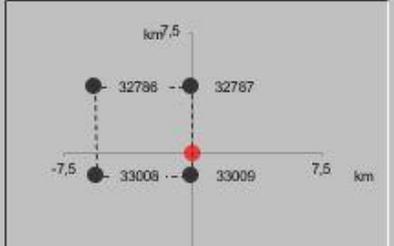
Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata ▾



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Figura 5.1 input delle coordinate geografiche del sito di interesse al programma Spettri-NTC.ver.1.0.3

5.1.2 Definizione della strategia di progettazione

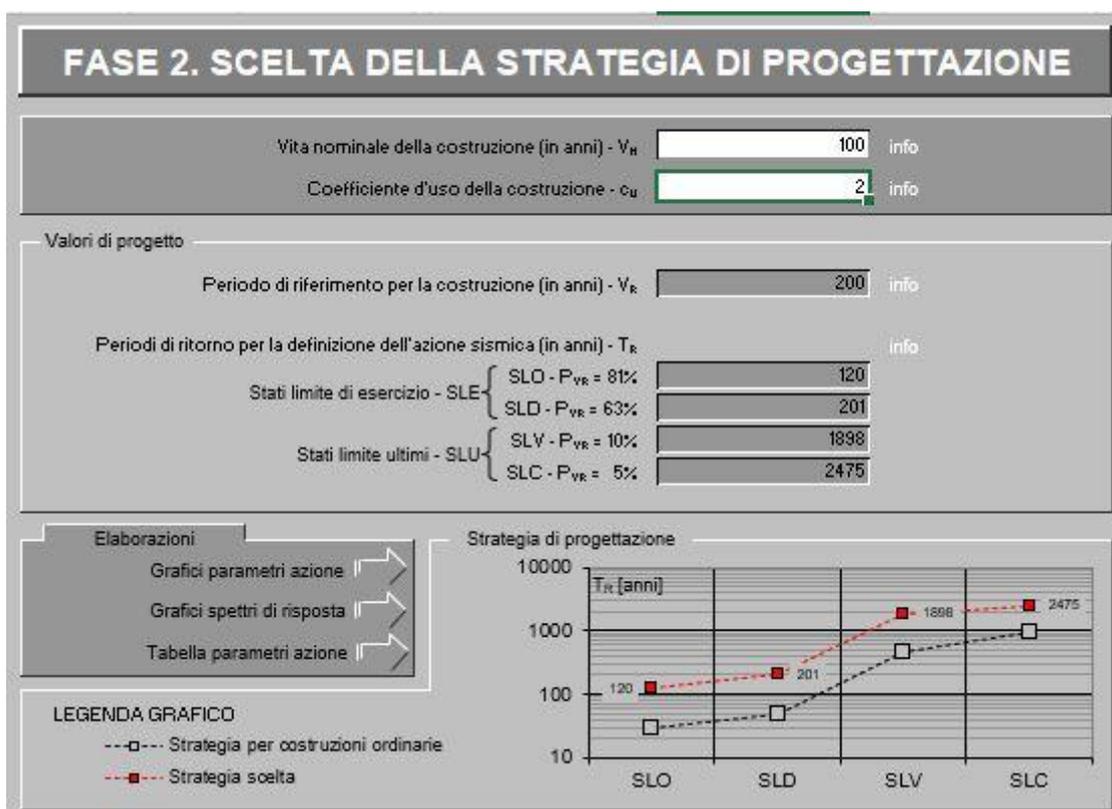


Figura 5.2 definizione della vita nominale, del coefficiente d'uso e del periodo di riferimento per il calcolo dei tempi di ritorno associati agli stati limite

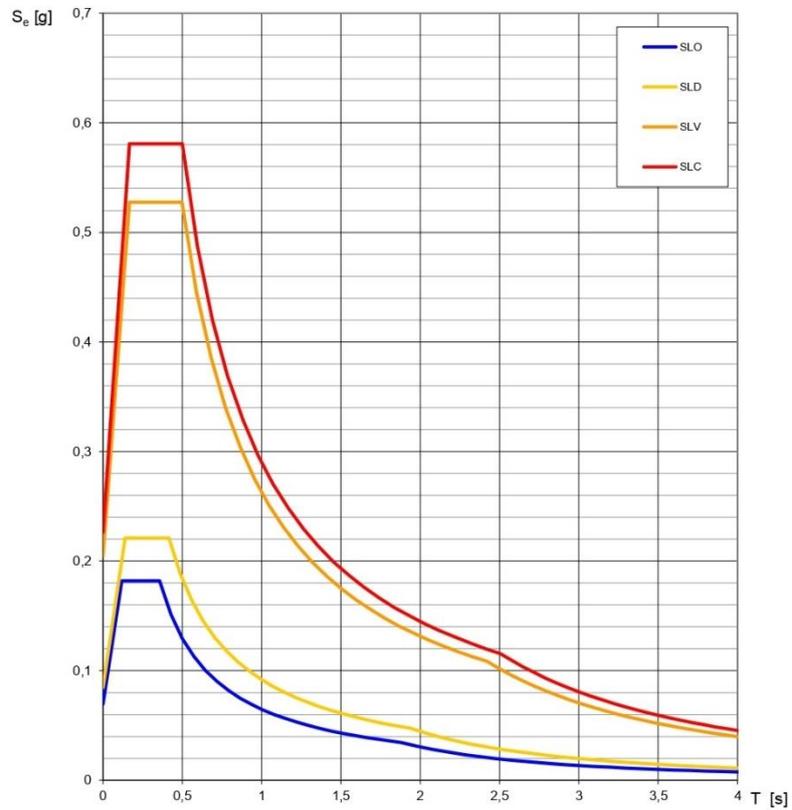
5.1.3 Parametri sito specifici in funzione dei diversi stati limite

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati agli stati limite

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,070	2,612	0,356
SLD	201	0,085	2,608	0,415
SLV	1898	0,205	2,577	0,498
SLC	2475	0,226	2,567	0,499

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 5.3 spettri di risposta in accelerazione da normativa per il sito della diga di Serra del Corvo

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R

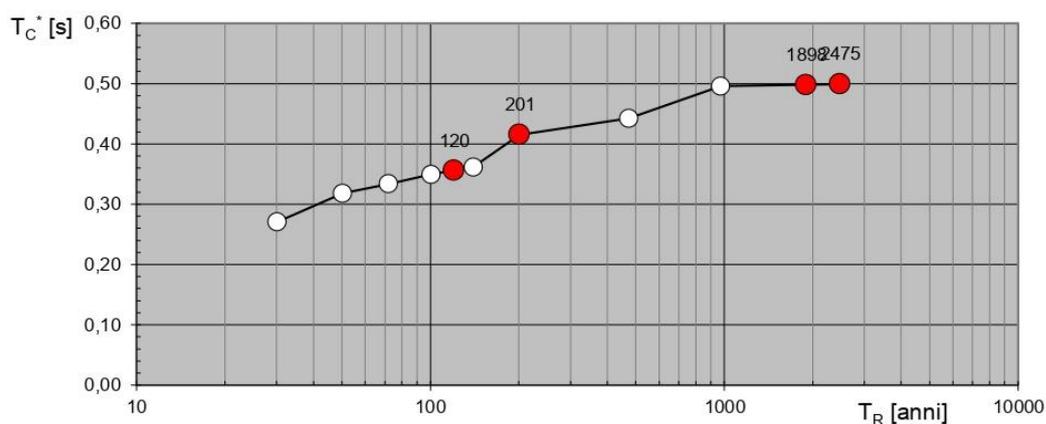
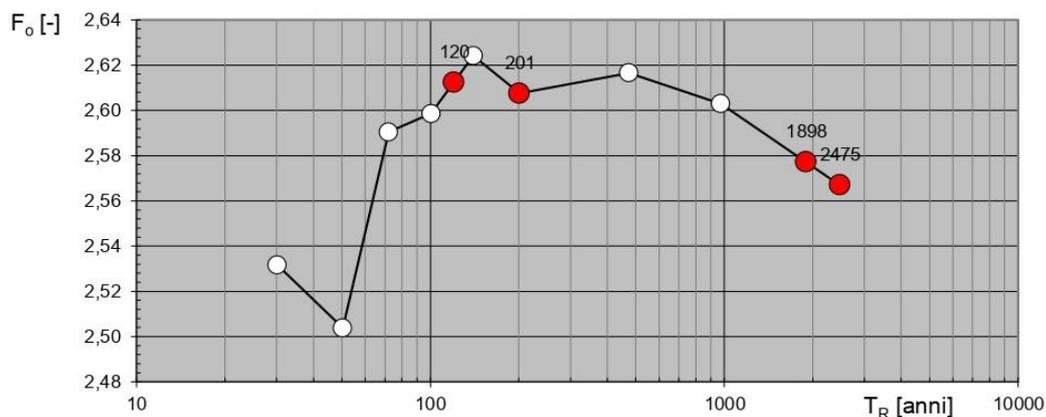
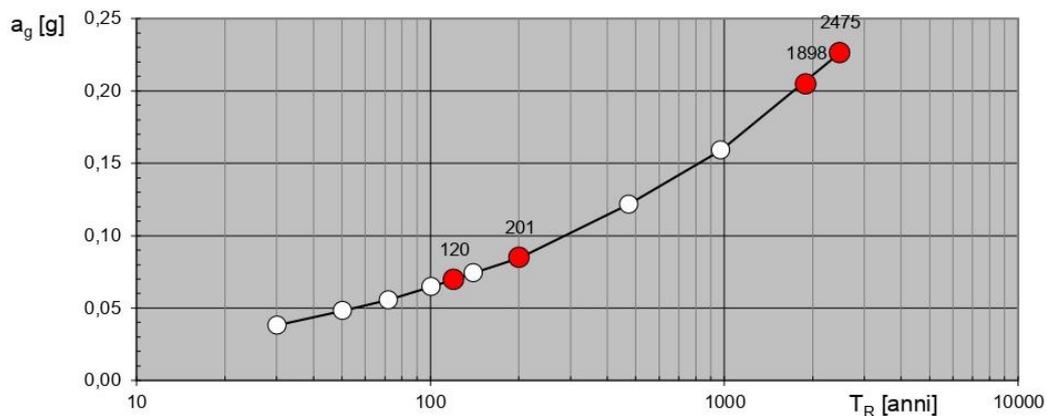


Figura 5.4 andamenti dei parametri caratteristici in funzione del periodo di ritorno in anni

Con riferimento alla precedente figura 5.4 si precisa che i punti rossi rappresentano i valori dei parametri calcolati per i tempi di ritorno associati ai quattro stati limite definiti come SLO, SLD, SLV e SLC, mentre i punti bianchi si riferiscono a diversi tempi di ritorno che non sono rilevanti nell'ambito delle presenti analisi ma che permettono di cogliere l'andamento dei parametri al variare del tempo di ritorno.

6. MODELLO DI CALCOLO

6.1 Procedura generale

È ben noto dalla letteratura tecnica e dall'esperienza dei fenomeni osservati che il grado di stabilità di un pendio sia evidenziato dalle deformazioni che esso manifesta nel tempo e nello spazio e quindi i metodi di analisi dovrebbero valutare le deformazioni che si sviluppano in conseguenza delle azioni, delle condizioni al contorno e degli stati iniziali agenti sul pendio.

Tuttavia, un approccio analitico basato sulle deformazioni è risultato particolarmente complesso da applicare almeno fino ad una decina di anni fa quando non erano disponibili strumenti di calcolo con le capacità di quelli attuali ed a costi contenuti.

Di conseguenza, i primi metodi che sono stati formulati per la valutazione delle condizioni di stabilità di un pendio o di un rilevato furono si basavano su ipotesi semplificative che tenevano in conto unicamente delle equazioni di equilibrio delle forze agenti (sia delle azioni esterne agenti sul sistema che di quelle resistenti interne dei materiali costituenti il mezzo). Si rammenta che la completa e corretta definizione del problema necessita anche la formulazione e il soddisfacimento delle equazioni di congruenza delle deformazioni attraverso le leggi costitutive dei materiali.

L'ipotesi posta alla base di questi metodi semplificati è che una volta note le caratteristiche di resistenza dei materiali, la distribuzione del campo delle pressioni neutre, la geometria del pendio ed altre proprietà specifiche dei terreni e del pendio, le analisi di stabilità ci devono permettere di stabilire se le forze resistenti del sistema sono sufficientemente maggiori di quelle tendenti a mobilitare il sistema stesso.

In genere questi metodi di calcolo si riassumono nella definizione prima e nel calcolo poi di un fattore di sicurezza che più propriamente sarebbe opportuno definire indice di stabilità.

Nell'ambito di questi metodi l'ipotesi fondamentale è che la resistenza dei terreni è espressa dalla nota legge di Coulomb generalizzata successivamente da Mohr. Nella sua forma generale l'equazione di Mohr-Coulomb è espressa dalla seguente espressione:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'$$

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}}$$

Nelle precedenti espressioni c' e ϕ' rappresentano i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci ed u è la pressione neutra dell'acqua interstiziale, mentre τ_{mob} rappresenta lo sforzo di taglio mobilitato dal sistema di forze agenti lungo la potenziale superficie di scorrimento.

Nell'ambito del presente studio si farà sempre riferimento ad una situazione statica bidimensionale in deformazione piana, in tale ambito è quindi possibile sostituire il termine "superficie di scorrimento" con quello di "linea di scorrimento".

In riferimento ai metodi di stabilità globale che si fondano sul concetto di equilibrio limite è utile precisare che il problema si presenta con una duplice indeterminazione:

- Una di carattere geometrico poiché sono infinite per forma e posizione le potenziali linee di scorrimento che possono essere tracciate all'interno di un rilevato o di un pendio. Pertanto, resta affidata alla sensibilità del progettista l'individuazione della o delle linee più critiche tra le infinite cinematicamente possibili.
- Una di carattere statico in quanto nella definizione delle tre equazioni dell'equilibrio statico e del coefficiente di sicurezza F allo scorrimento, il problema risulta staticamente indeterminato. In pratica, il numero di incognite è maggiore del numero di equazioni disponibili e quindi non è possibile ottenere una soluzione univoca del problema. Per rendere il problema determinato è necessario determinare le incognite sovrabbondanti con delle ipotesi arbitrarie.

Sono quindi stati sviluppati nel tempo numerosi procedimenti che differiscono e per la forma delle potenziali linee di scorrimento e per le ipotesi assunte per rendere il problema staticamente determinato.

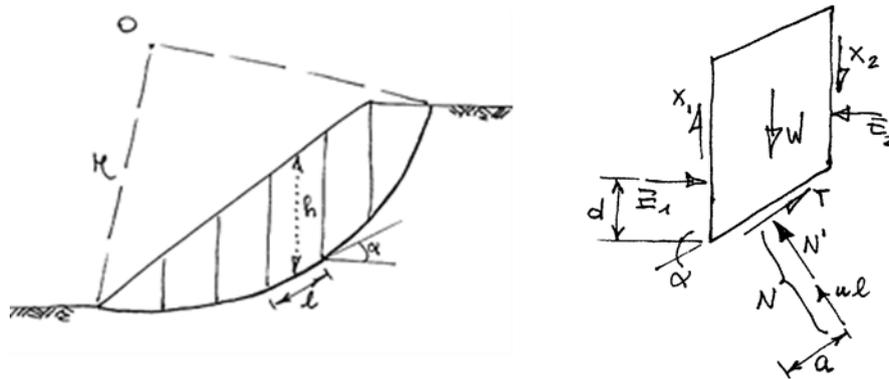


Figura 6.1 schema di pendio - linea di potenziale scorrimento - suddivisione in strisce

La procedura generale che viene adottata in questi metodi prevede che la massa di terreno che si trova al di sopra della linea di scorrimento venga suddivisa in un certo numero di "strisce" e da ciò è derivata la definizione di metodi delle strisce. Il numero di suddivisioni in strisce dipende dalla geometria del pendio e della eterogeneità dei terreni presenti all'interno della potenziale massa instabile delimitata dalla linea di scorrimento (vedi figura 6.1).

6.2 Metodo pseudo-statico per le verifiche sismiche

Le analisi di stabilità globale condotte con il metodo pseudo-statico di un pendio sono eseguite introducendo delle forze "statiche equipollenti", applicate al centro di massa di potenziali masse instabili individuate sul corpo della diga tenendo eventualmente conto anche del contributo derivante dalla spinta dinamica dell'acqua dell'invaso sul paramento di monte. In questo tipo di analisi si assume implicitamente e senza nessun fondamento fisico e teorico che le forze "pseudo-statiche" siano rappresentative e che producano gli stessi effetti delle reali azioni sismiche (vedi figura 6.2).

Secondo la normativa vigente NTC18 (capitolo 7.11.3.5.2) nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile (vedi figura 6.2). Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza pseudo-statica possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{e} \quad F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale espressi come di seguito:

$$\begin{cases} k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \\ k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \end{cases}$$

Dove:

$$\begin{cases} \beta_s = \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;} \\ a_{\max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito per un terremoto con tempo di ritorno } T_R = 2475 \\ \text{anni corrispondente allo stato limite di collasso SLC;} \\ g = \text{accelerazione di gravità} \end{cases}$$

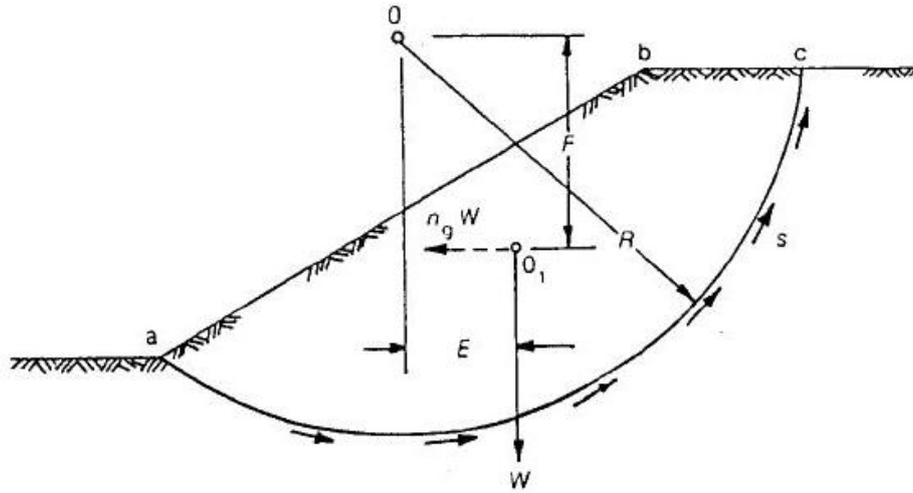


Figura 6.2 schema esemplificativo della forza pseudo-statica agente sulla massa potenzialmente instabile di un pendio

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

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

Dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al capitolo 3.2.3.2 delle NTC18;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e orizzontale (PGA) per un terremoto con tempo di ritorno fissato in funzione dello stato limite che si intende analizzare in accordo alle prescrizioni normative e del periodo di riferimento PVR dell'opera (vedi capitolo 3.2.3.2 nelle NTC18).

Per il sito in esame di coordinate geografiche: Lat.: 40,8645 – Long.: 16,26675

I parametri sismici di riferimento sono i riportati nella precedente tabella riportata al capitolo 5.1.3.

6.3 Definizione dei carichi e delle azioni sismiche

I carichi agenti che sono considerati nell'ambito delle analisi di stabilità globale in condizioni sismiche sono quelli considerati per le analisi statiche con l'aggiunta dell'azione sismica:

- Il peso proprio dei diversi materiali.
- La spinta che l'acqua nel serbatoio esercita sul paramento di monte del rilevato.
- La falda idrica.
- L'azione sismica rappresentata con forze "statiche equivalenti".

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica in termini di coefficienti sismici, è necessario definire la categoria di sottosuolo presente al sito. Tenendo conto dell'assetto geologico e delle proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce presenti nell'area di imposta della diga, con riferimento alla tabella 3.2.II delle NTC18 che si riporta di seguito:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

La categoria di sottosuolo pertinente per il sito di interesse è la C.

È inoltre necessario definire la categoria topografica dell'area di interesse ed a tal fine si fa riferimento alla tabella 3.2.III delle NTC18 che si riporta di seguito:

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Considerando le caratteristiche topografiche del sito di interesse la categoria pertinente per il sito di interesse è la T1.

Per la definizione dei coefficienti S_s ed S_r , di cui al precedente capitolo 12.6.1, necessari per la determinazione della a_{max} al sito si fa riferimento rispettivamente alle tabelle 3.2.IV e 3.2.5 delle NTC18 che si riportano di seguito.

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_s e di C_c*

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Per il caso in esame si calcola quindi:

$$S_s = 1,70 - 0,6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

Facendo riferimento allo stato limite di collasso SLC e ad un periodo di riferimento dell'opera pari a 100 anni, dalla tabella 1 precedente si:

$$\begin{cases} T_R = 2475 \text{ anni} \\ \frac{a_g}{g} = 0,226 \\ F_0 = 2,422 \end{cases}$$

E quindi:

$$S_s = 1,70 - 0,60 \cdot 2,422 \cdot 0,344 = 0,961 = 1,20$$

Mentre il coefficiente $S_T = 1,0$.

Per la definizione dei coefficienti sismici rimane ora da definire il coefficiente β_S di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ed a questo fine si è fatto riferimento alle prescrizioni indicate al capitolo 7.11.4 delle NTC18 che fornire le seguenti indicazioni:

$$\beta_s = 0,38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_s = 0,47 \text{ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)}$$

Nel nostro caso essendo una verifica allo stato limite ultimo $\beta_S = 0,38$

A questo punto si dispone di tutti i parametri per la definizione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale e questi sono definiti come di seguito:

$$K_h = \beta_s \times \frac{a_{\max}}{g} = \beta_s \times (S_s \times S_T) \times \frac{a_g}{g} = 0,38 \times (1,0 \times 1,2) \times 0,226 = \mathbf{0,103}$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h = \pm 0,5 \times 0,103 = \mathbf{0,051}$$

7. MODELLO STRATIGRAFICO DELLA FONDAZIONE DEL RILEVATO

Sulla base delle risultanze delle successioni stratigrafiche individuate nei sondaggi S5, S8, S10, S12, S11 è stato adottato un modello stratigrafico di calcolo che prevede due strati, un primo strato spesso 25 m costituito da sabbia limosa con presenza di ghiaia nei prime 3-4 metri, al di sotto di tale strato è presente uno strato di spessore indefinito costituito da argille limose grigio azzurre. Nella figura 7.1 seguente è riportata la stratigrafia dei terreni di fondazione

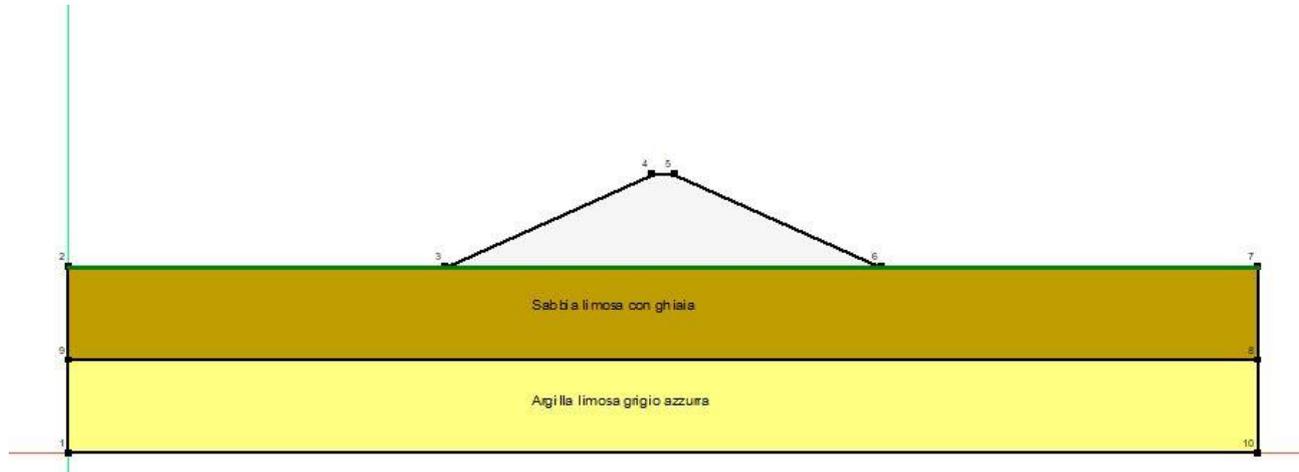


Figura 7.1 schema stratigrafico dei terreni di fondazione

8. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

8.1 Terreni di fondazione

Sulla base delle informazioni riportate al capitolo 3 sono stati assunti i seguenti parametri di calcolo:

Unità geotecniche	Peso di volume γ [kN/m ³]	Modulo di deformabilità E [Mpa]	Coefficiente di Poisson	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]
sabbia media limosa (SL)	18	300	0,3	25	0
argilla limosa color grigio-azzurra (Ag)	20	(82,779 + 0,465*z)	0,45	22	15

8.2 Corpo del rilevato

In prima istanza è stata fatta l'ipotesi di realizzare il rilevato dell'opera di sbarramento utilizzando i materiali in loco provenienti dagli scavi previsti per la realizzazione del serbatoio. I risultati delle verifiche di stabilità hanno evidenziato che non erano soddisfatte le condizioni di sicurezza in presenza delle azioni sismiche, anche con pendenze dei rinfianchi di 1:3. Si è quindi deciso di realizzare il corpo del rilevato con pietrame calcareo proveniente da cave di prestito presenti nelle zone limitrofe al serbatoio.

Poiché non sono disponibili prove ed indagini in sito e di laboratorio sul pietrame di cava, finalizzate alla definizione dei parametri di resistenza dei materiali, si è proceduto alla stima degli stessi prendendo a riferimento i dati della letteratura tecnica disponibili per i litotipi presenti al sito di interesse.

Si mette in evidenza che l'obiettivo delle analisi di stabilità è stato quello di individuare e definire una sezione dell'opera di sbarramento che ottemperasse ad una duplice esigenza, da un lato aumentare al massimo possibile le pendenze dei rinfianchi per limitare i costi, dall'altro soddisfare i requisiti di sicurezza imposti dalle normative vigenti tenendo conto della natura e delle caratteristiche dei materiali disponibili in loco.

Unità geotecniche	Peso di volume γ [kN/m ³]	Modulo di deformabilità E [Mpa]	Coefficiente di Poisson	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]
rilevato in pietrame calcareo	20	3000	0,3	40	0

9. GEOMETRIE DELLA DIGA E DEGLI SCAVI

La sezione diga inizialmente adottata presenta pendenza dei paramenti di 1:2,5. Il paramento di valle è stato dotato di banchine.

In caso di insufficienza dei minimi fattori di sicurezza secondo la normativa è stata prevista anche una sezione del rilevato con pendenze di 1:3.

La schematizzazione della diga nelle due configurazioni di progetto è riportata nelle figure 9.1 e 9.2 che espongono anche la suddivisione e le caratteristiche dei materiali.

9.1 Ipotesi A - Geometrie del rilevato su base di fondazione piana

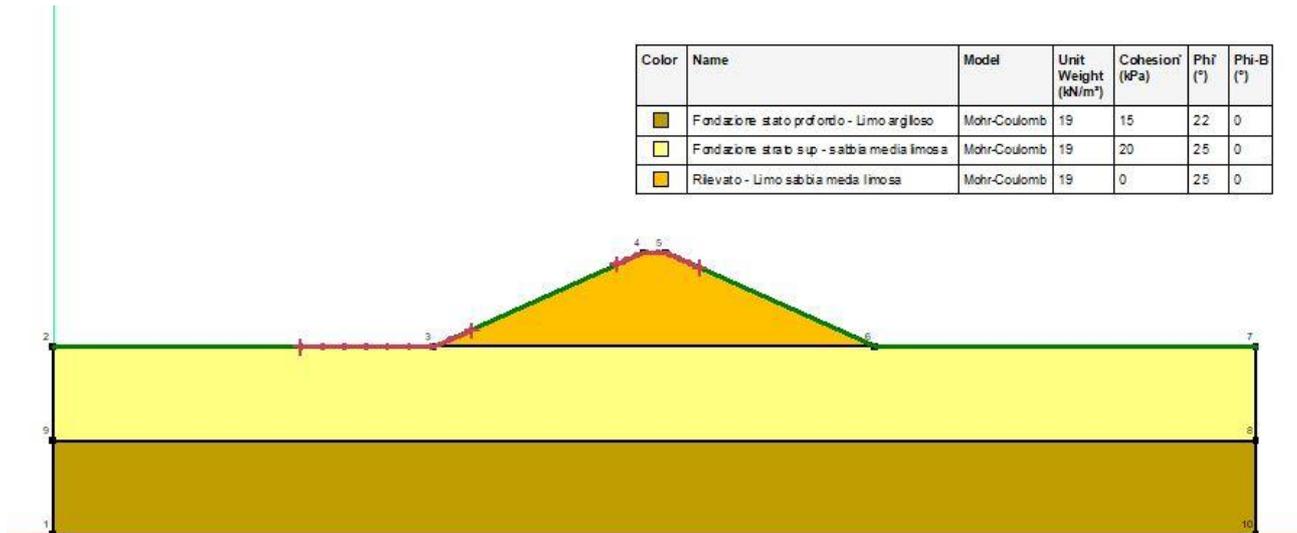


Figura 9.1 Caso A1: rilevato con pendenza dei paramenti 1:2,5 realizzato con materiali di scavo

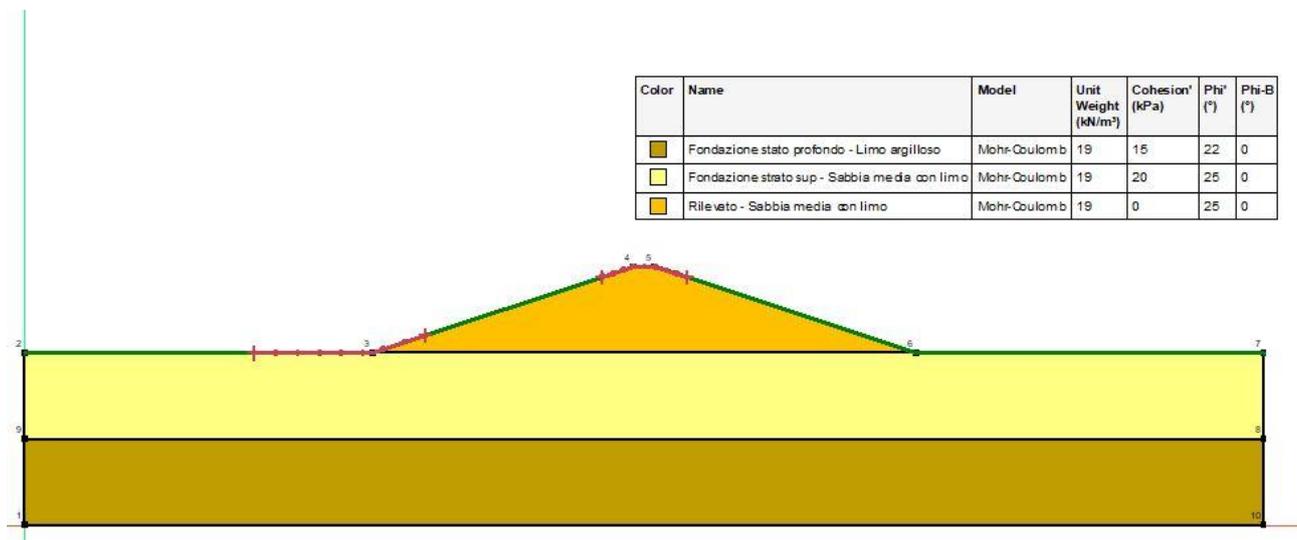


Figura 9.2 Caso A2: rilevato con pendenza dei paramenti 1:3 realizzato con materiali di scavo

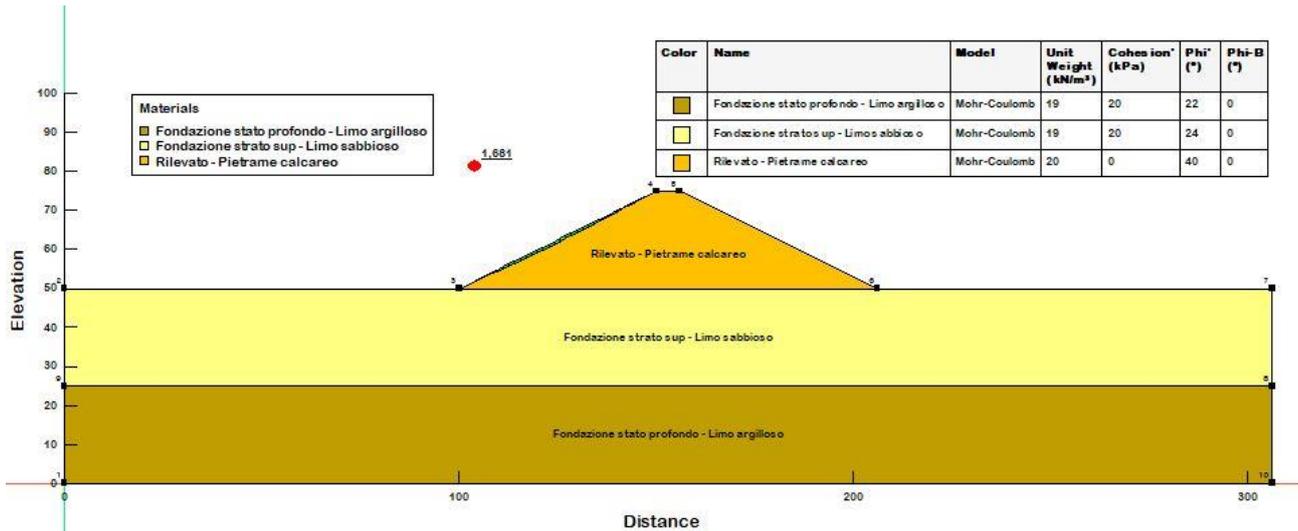


Figura 9.3 Caso A3: rilevato con pendenza dei paramenti 1:2 realizzato con pietrame calcareo

9.2 Ipotesi B - Geometrie del rilevato con imbasamento

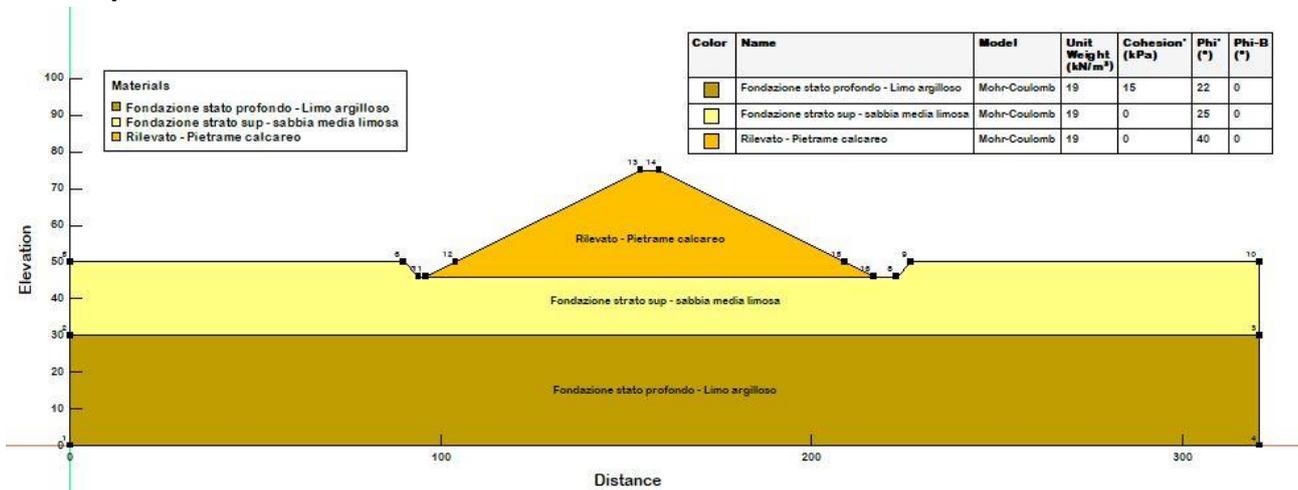


Figura 9.4 Caso B1: rilevato con Imbasamento - pendenza dei paramenti 1:2 - realizzato con pietrame calcareo

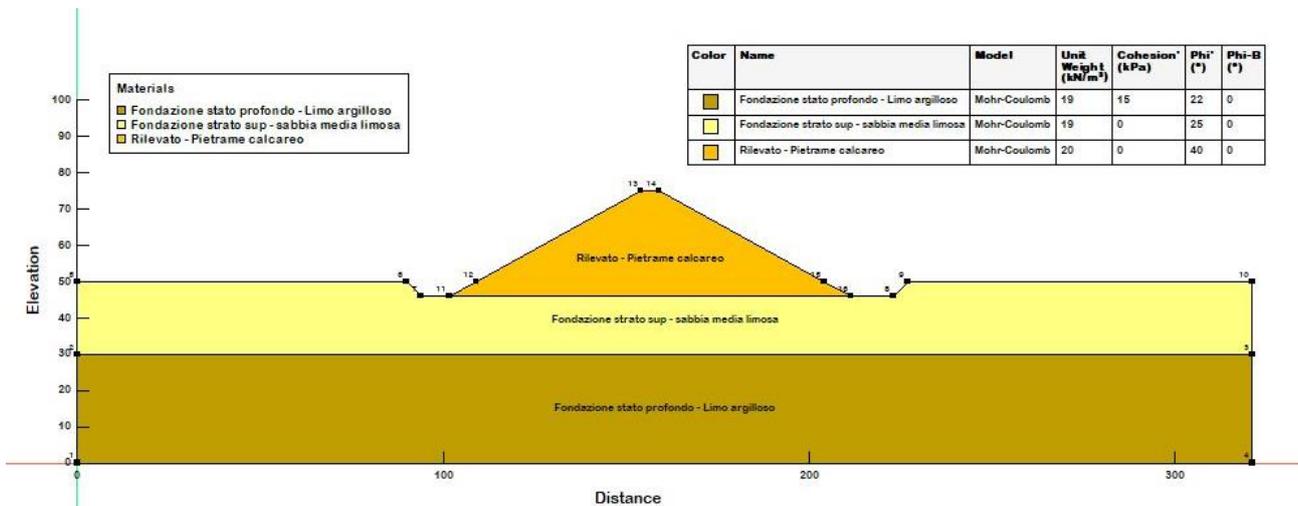


Figura 9.5 Caso B2: rilevato con imbasamento - pendenza dei paramenti 1:1,8 - realizzato con pietrame calcareo

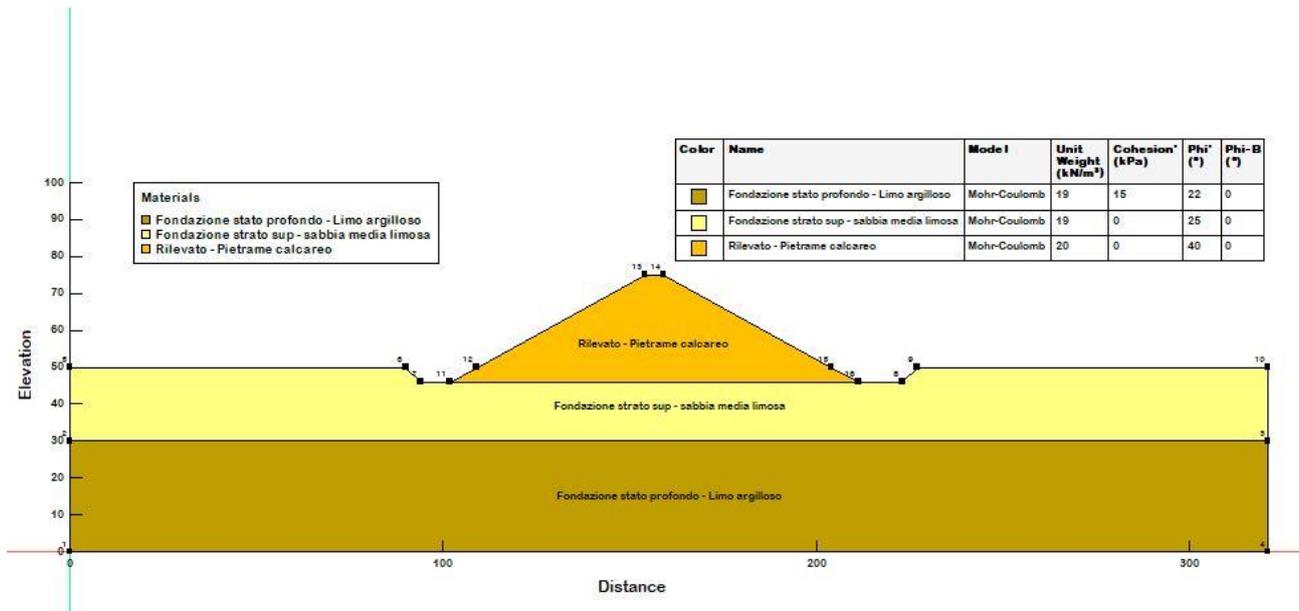


Figura 9.6 Caso B3: rilevato con imbasamento - pendenza dei paramenti 1:1,5 - realizzato con pietrame calcareo

9.3 Ipotesi C - Geometrie del rilevato in pietrame e scavo al piede

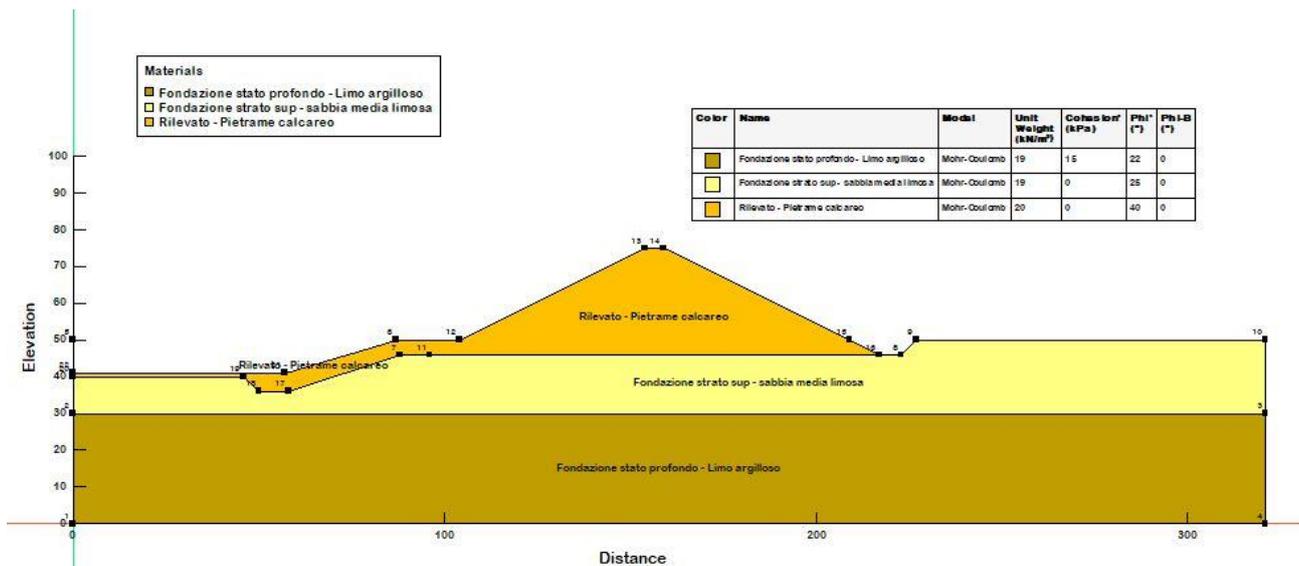


Figura 9.7 Caso C1: rilevato con scavo al piede di monte - pendenza dei paramenti 1:2 - realizzato con pietrame calcareo

9.4 Ipotesi D - Geometria dello scavo con pendenza 1:3 e manto di protezione

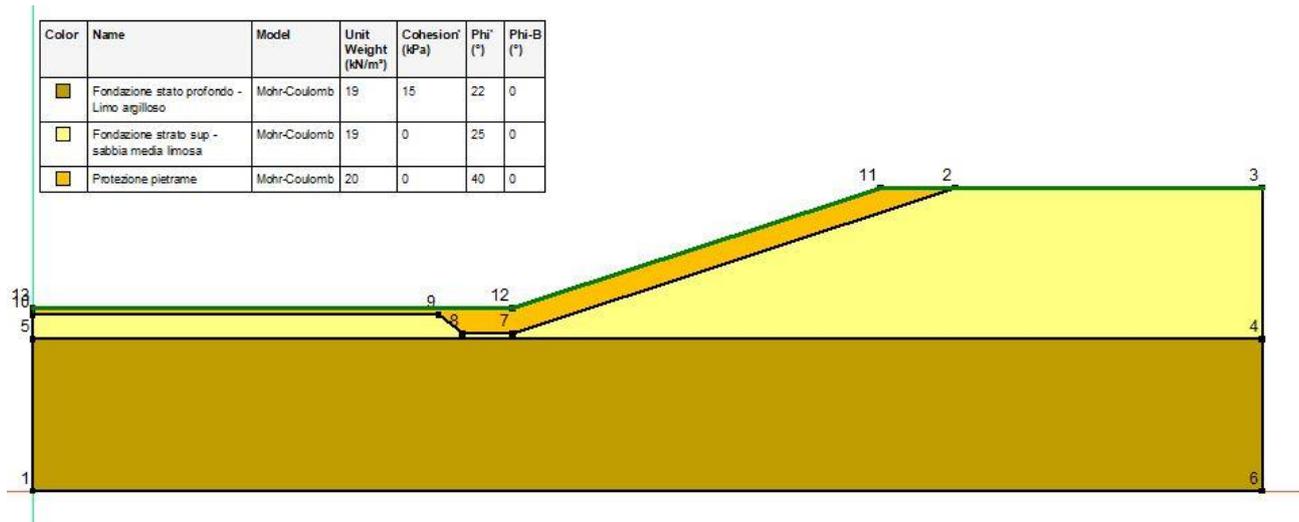


Figura 9.8 - Caso D1: scavo con pendenza 1:3 – con manto di protezione

9.5 Ipotesi E - Geometria del rilevato H = 11 m pietrame rinfianchi pendenza 1:2 - scavo pendenza 1.3

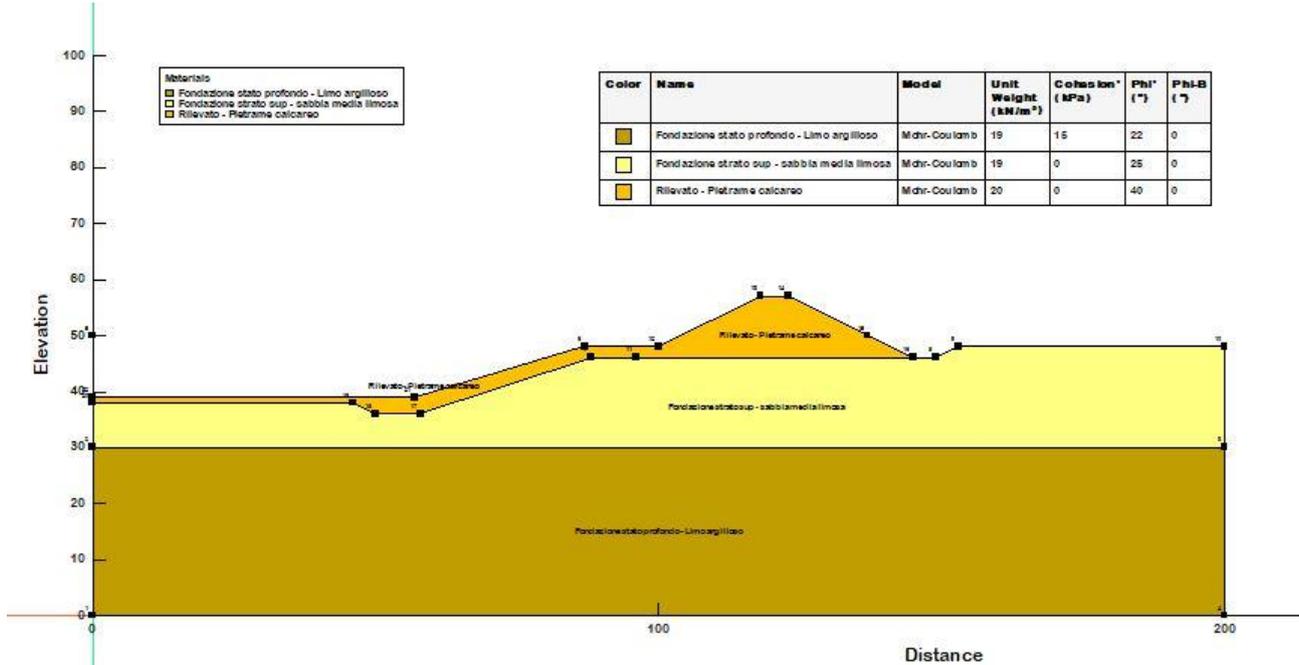


Figura 9.9 - Caso E1: rilevato h = 11 m – con scavo e protezione

10. VERIFICHE DI STABILITÀ IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

10.1 Generalità

Le verifiche di stabilità, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, sono state condotte con il codice di calcolo SLOPE/W utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, al fine di verificare la compatibilità della sezione definita per il rilevato con le caratteristiche meccaniche dei materiali. I parametri geotecnici di calcolo dei materiali sono quelli riportati al capitolo 9. Per quanto attiene alle geometrie del corpo del rilevato, della fondazione e degli scavi al piede di monte del rilevato si faccia riferimento al capitolo 10.

Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche condotte.

10.2 Ipotesi A - rilevato su base di fondazione piana

Questa serie di analisi è stata condotta con lo scopo di capire se fosse possibile utilizzare i materiali degli scavi per la realizzazione del rilevato arginale nel rispetto dei vincoli geometrici sull'impronta del rilevato ed a costi accettabili da un punto di vista esecutivo.

Sono state analizzate le seguenti geometrie del rilevato:

- Caso A1 - pendenza dei rinfianchi 1:2,5
- Caso A2 - pendenza dei rinfianchi 1:3
- Caso A3 - pendenza dei rinfianchi 1:2

Nella tabella 10.1 seguente è riportata la sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti per le diverse ipotesi di progetto inerenti alle condizioni di carico sia statiche che sismiche ed alle geometrie del rilevato.

Tabella 10.1 Quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza calcolati per l'Ipotesi A

Ipotesi di progetto	Condizioni statiche			Condizioni sismiche		
	caso A1	Caso A2	Caso A3	caso A1	Caso A2	Caso A3
Rilevato con materiali di scavo	1,057	1,401		0,827	1,047	
Rilevato in pietrame calcareo	-	-	1.681			1,337

Si osserva la significativa riduzione dei coefficienti di sicurezza passando dalle condizioni statiche alle condizioni sismiche. Si rileva inoltre che il rilevato realizzato con i materiali di scavo non soddisfa mai le condizioni di sicurezza in condizioni sismiche. Mentre l'ipotesi di rilevato in pietrame calcareo e pendenze dei paramenti di 1:2 soddisfa i requisiti di sicurezza sia in condizioni statiche che sismiche.

10.3 Ipotesi B - rilevato in pietrame con imbasamento.

Individuata la soluzione che soddisfa i requisiti di sicurezza in un rilevato in pietrame calcareo con pendenze dei paramenti di 1:2, si è pensato, al fine di ridurre i volumi del corpo del rilevato e quindi i costi, di vedere se con uno scavo di imbasamento profondo 4 metri e con pendenze agli estremi dello scavo di 1:1 era possibile individuare una sezione del rilevato con maggiori pendenze dei paramenti che soddisfacesse comunque i necessari requisiti di stabilità sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Nella tabella 10.2 seguente è riportata la sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti per le diverse ipotesi di progetto inerenti alle condizioni di carico sia statiche che sismiche ed alle geometrie del rilevato.

Tabella 10.2 - Quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza calcolati per l'Ipotesi B

Ipotesi di progetto	Condizioni statiche			Condizioni sismiche		
	caso B1	Caso B2	Caso B3	caso B1	Caso B2	Caso B3
Rilevato in pietrame calcareo	1,681	1,514		1,338	1,218	

10.4 Ipotesi C - rilevato in pietrame con scavo al piede di monte

È stata esaminata anche la situazione del rilevato in pietrame con pendenza dei paramenti pari a 1:2 con una banca orizzontale al piede di monte seguita poi da uno scavo con pendenza 1:3 e profondo 10 metri.

Sono state effettuate le analisi di stabilità sia del semi-corpo di monte del rilevato denominata come **Caso C1a** sia del piede del rilevato e della scarpata dello scavo denominata come **Caso C1b**.

Nella tabella 10.3 seguente è riportata la sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti per le condizioni di carico sia statiche che sismiche e con le geometrie del rilevato e dello scavo definite in precedenza.

Tabella 10.3 - Quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza calcolati per l'Ipotesi C

Ipotesi di progetto	Condizioni statiche		Condizioni sismiche	
	Caso C1a	Caso C1b	Caso C1a	Caso C1b
Rilevato in pietrame calcareo con scavo al piede di monte	2,803	2,958	2,207	1,901

10.5 Ipotesi D – scavo con manto di protezione

È stata analizzata la sezione del solo scavo profondo 10 metri e con pendenza di 1:3 con la mantellata di protezione.

Nella tabella 10.4 seguente è riportata la sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti per le condizioni di carico sia statiche che sismiche e con le geometrie dello scavo definite in precedenza.

Tabella 10.4 - Quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza calcolati per l'Ipotesi D

Ipotesi di progetto	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
	Caso D1	Caso D1
Rilevato in pietrame calcareo con scavo al piede di monte	1,709	1,283

10.6 Ipotesi E - rilevato in pietrame di altezza 11 m con scavo al piede di monte

È stata analizzata anche l'ipotesi del rilevato con scavo al piede di monte ma di altezza intermedia pari ad 11 metri.

Nella tabella 10.5 seguente è riportata la sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti per le condizioni di carico sia statiche che sismiche e con le geometrie del rilevato e dello scavo definite in precedenza.

Tabella 10.5 - Quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza calcolati per l'Ipotesi E

Ipotesi di progetto	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
	Caso E1	Caso E1
Rilevato in pietrame calcareo di altezza 11 m con scavo al piede di monte	1,999	1,607

11. CONCLUSIONI

I risultati della analisi di stabilità hanno chiaramente messo in evidenza che l'ipotesi iniziale di realizzare una diga con esclusivamente materiali provenienti da scavi non è praticabile a causa delle sollecitazioni sismiche che anche se non particolarmente gravose nel sito di interesse comunque costringono ad individuare una soluzione diversa.

Una soluzione soddisfacente è stata individuata in una diga in pietrame calcareo proveniente da cave di prestito ubicate nelle vicinanze del sito di interesse e di cui è stata accertata l'esistenza.

Le analisi effettuate vanno considerate come un ragionevole pre-dimensionamento. Verifiche accurate vanno eseguite sulla base delle maggiori informazioni e dati di cui si disporrà nella fase di sviluppo del progetto definitivo.

La sezione della diga e la conformazione del bacino di monte dell'impianto saranno ottimizzati durante il progetto definitivo. Queste analisi saranno anche di tipo dinamico nel dominio del tempo previa definizione di accelerogrammi di progetto aventi uno spettro di risposta compatibile con il sito in questione.

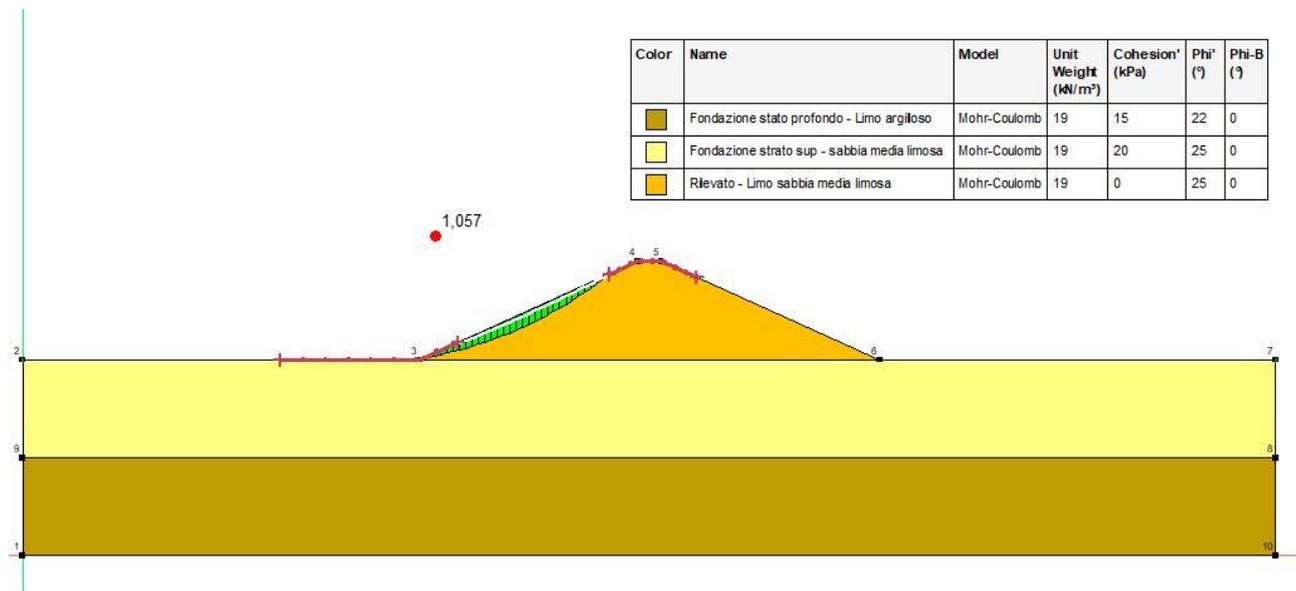
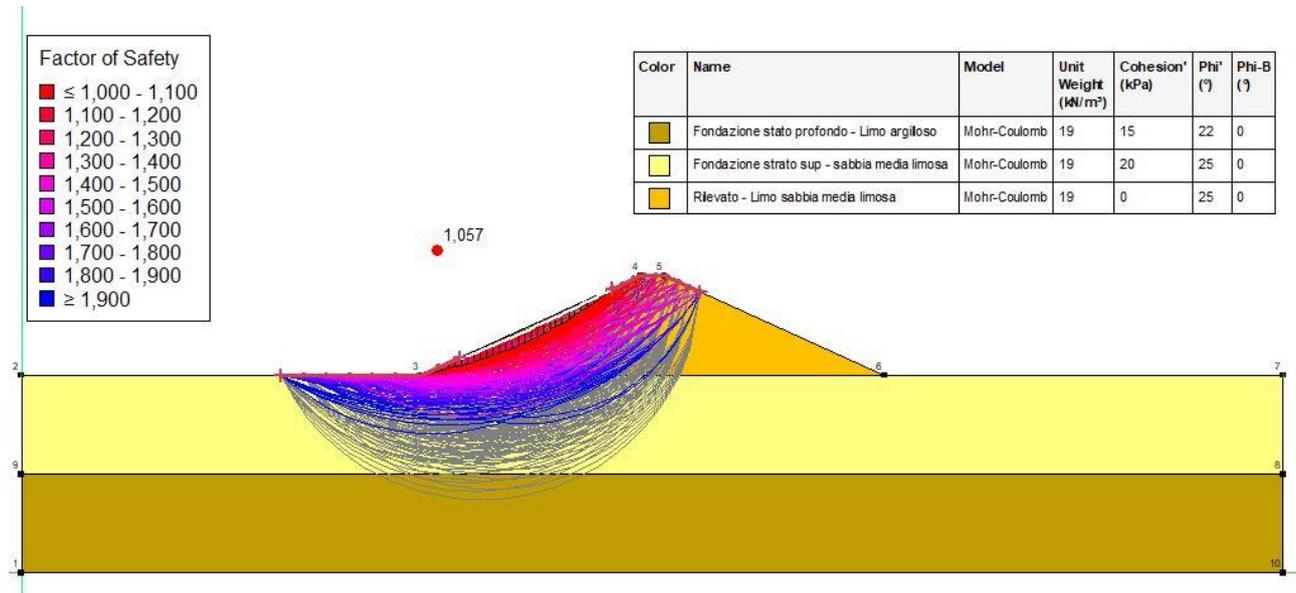
ALLEGATI

NOTE ESPLICATIVE ALLE FIGURE

Per ciascuna ipotesi di calcolo sono riportate in allegato una coppia di figure, la prima rappresenta tutte le superfici di potenziale scorrimento che sono state generate con il codice di calcolo SLOPE/W e sono rappresentate con colori diversi per intervalli di fattori di sicurezza come indicato nella scala cromatica. la seconda figura rappresenta la superficie critica con il minore fattore di sicurezza tra tutte quelle analizzate.

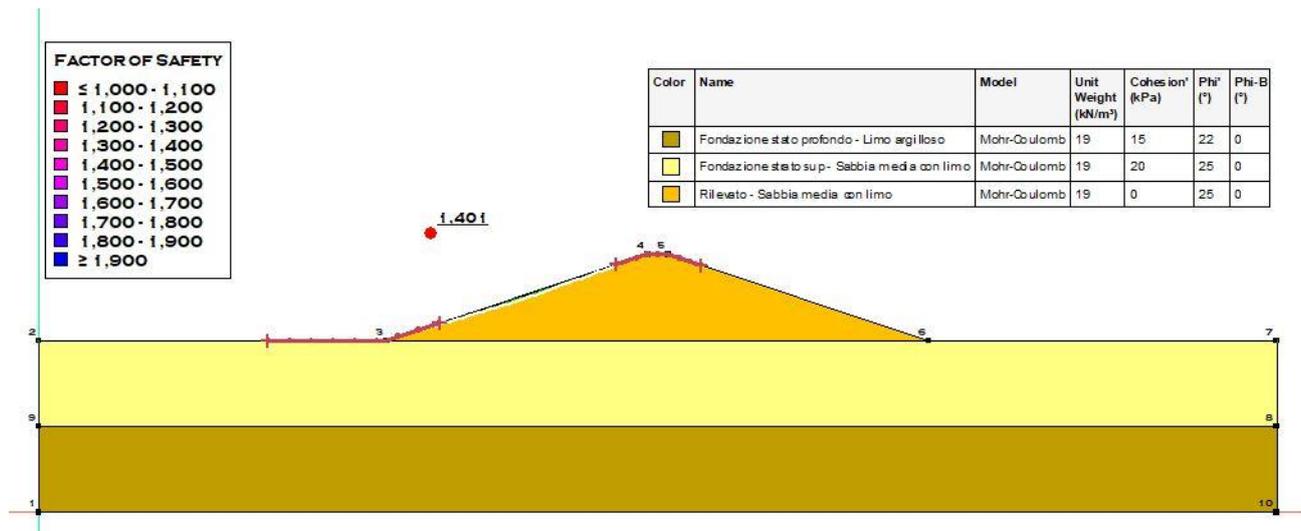
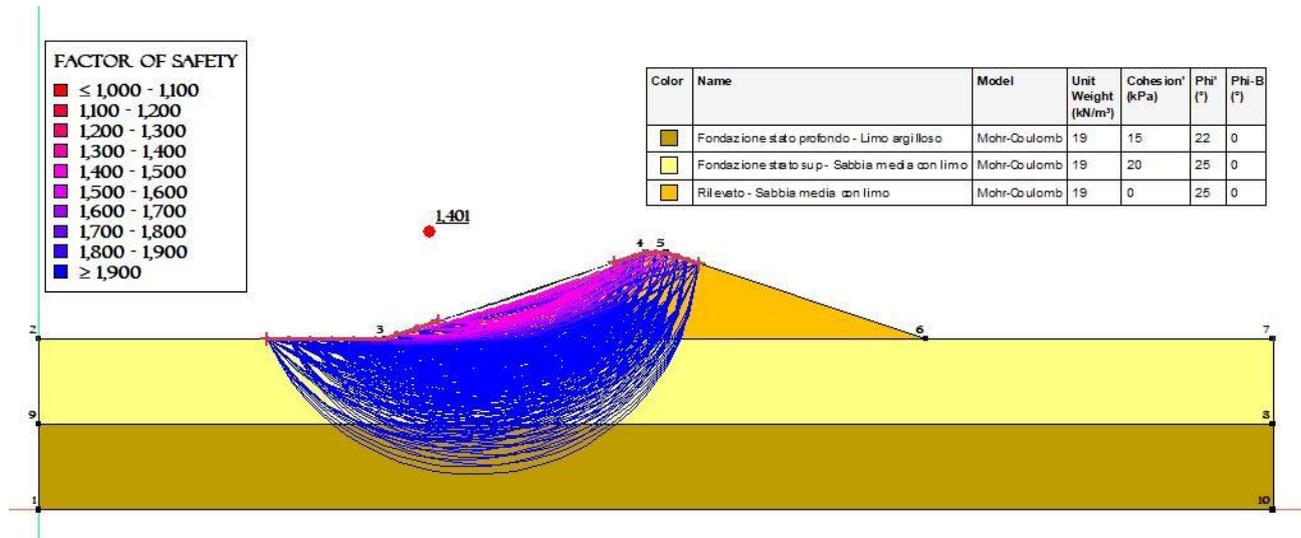
Ipotesi A - rilevato su base di fondazione piana – condizioni statiche

Caso A1



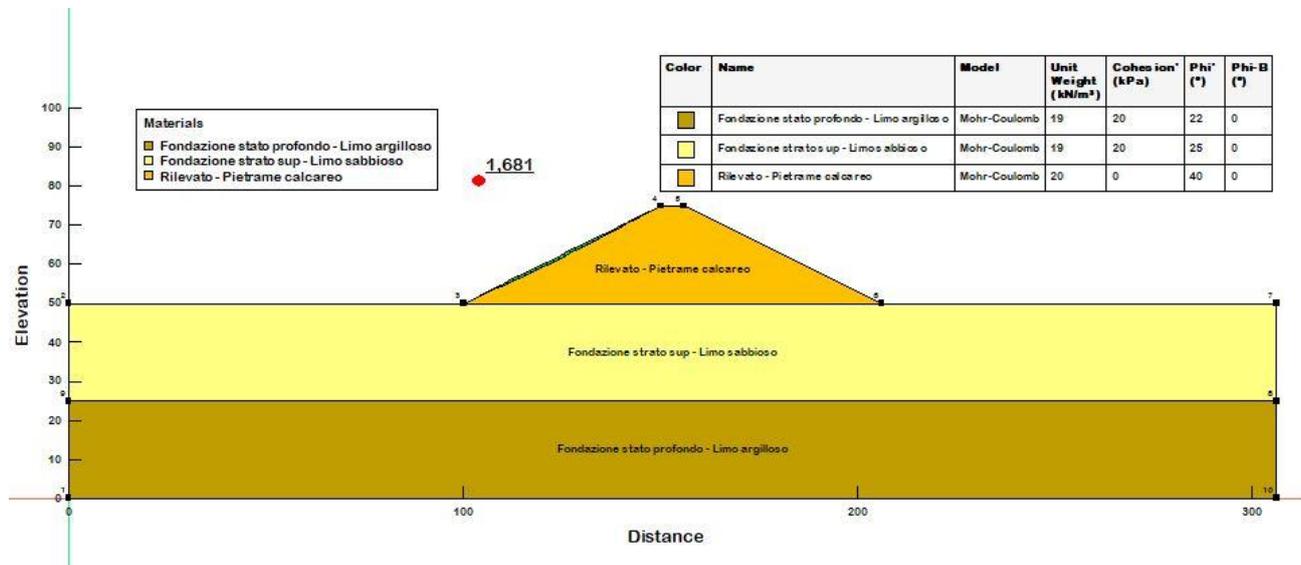
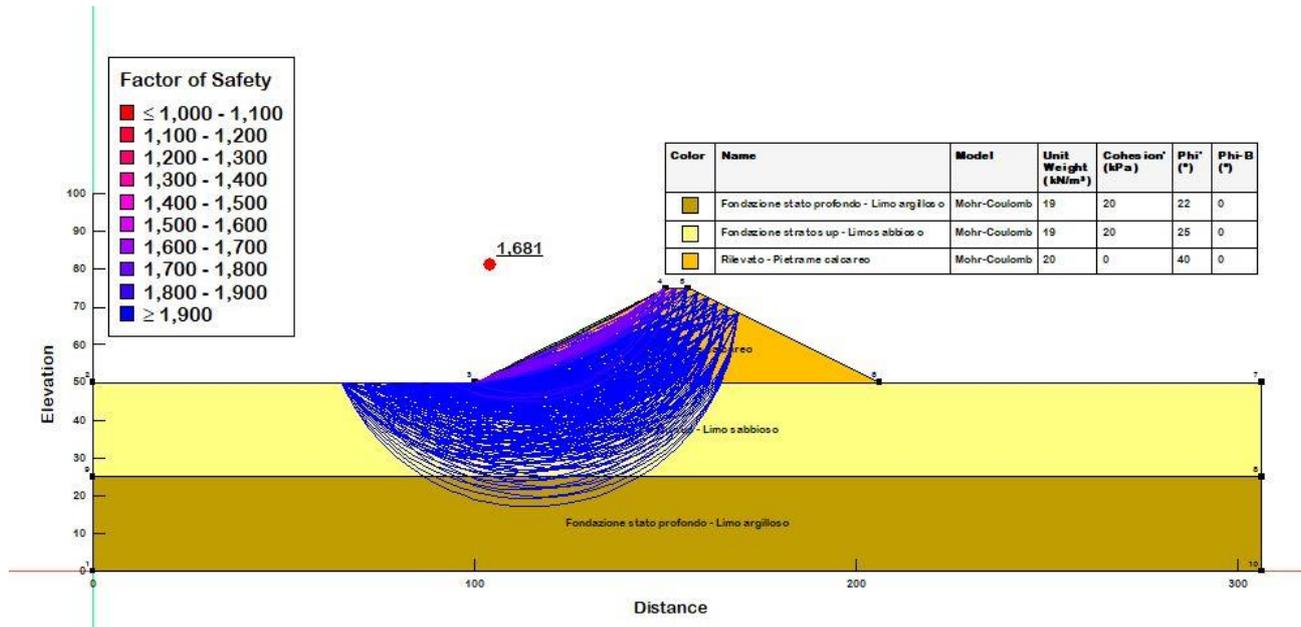
WATERWAYS

Caso A2



WATERWAYS

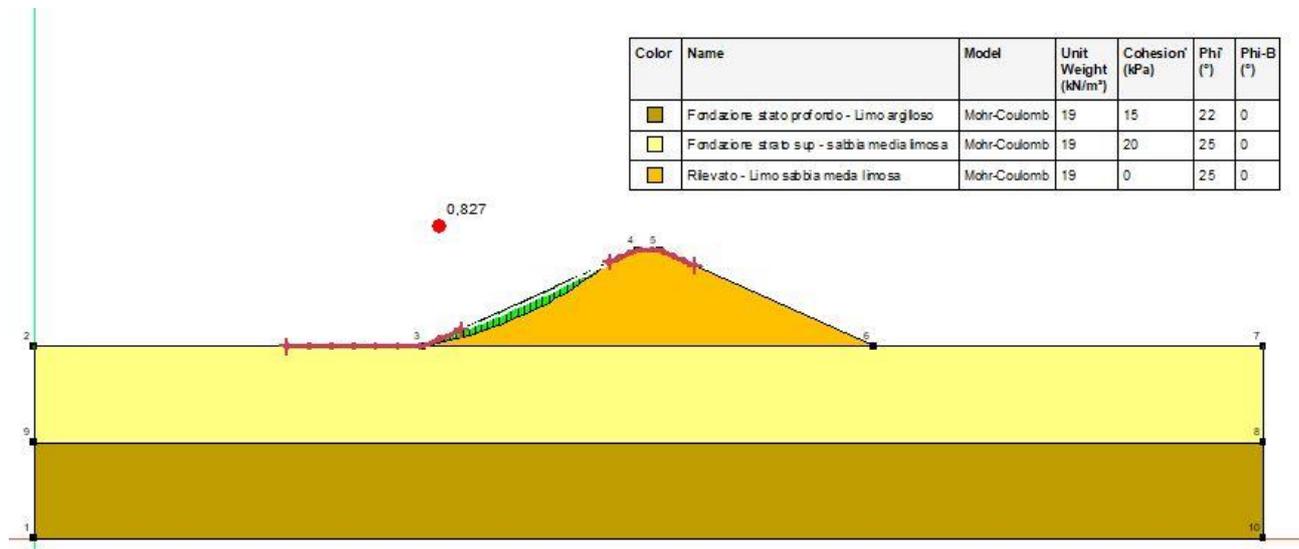
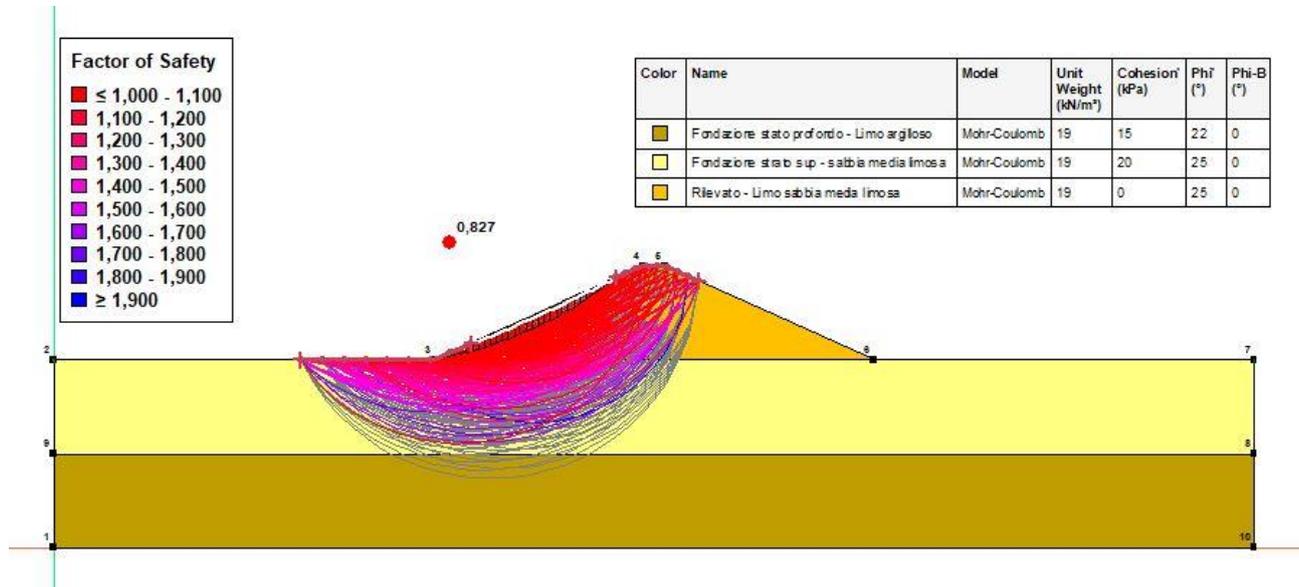
Caso A3



WATERWAYS

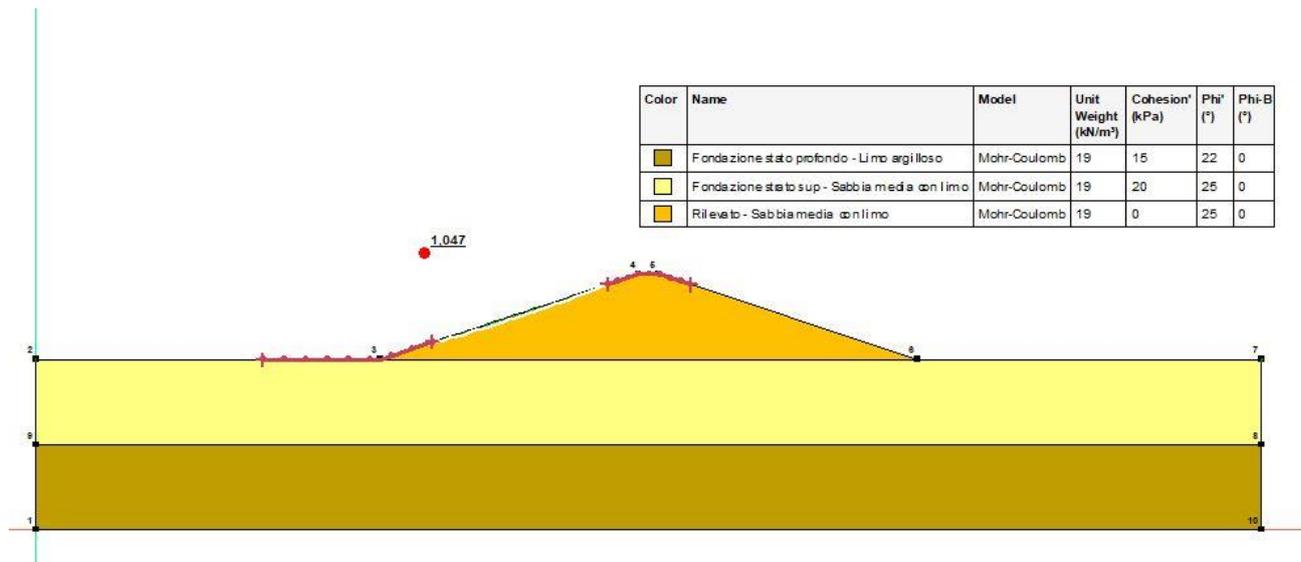
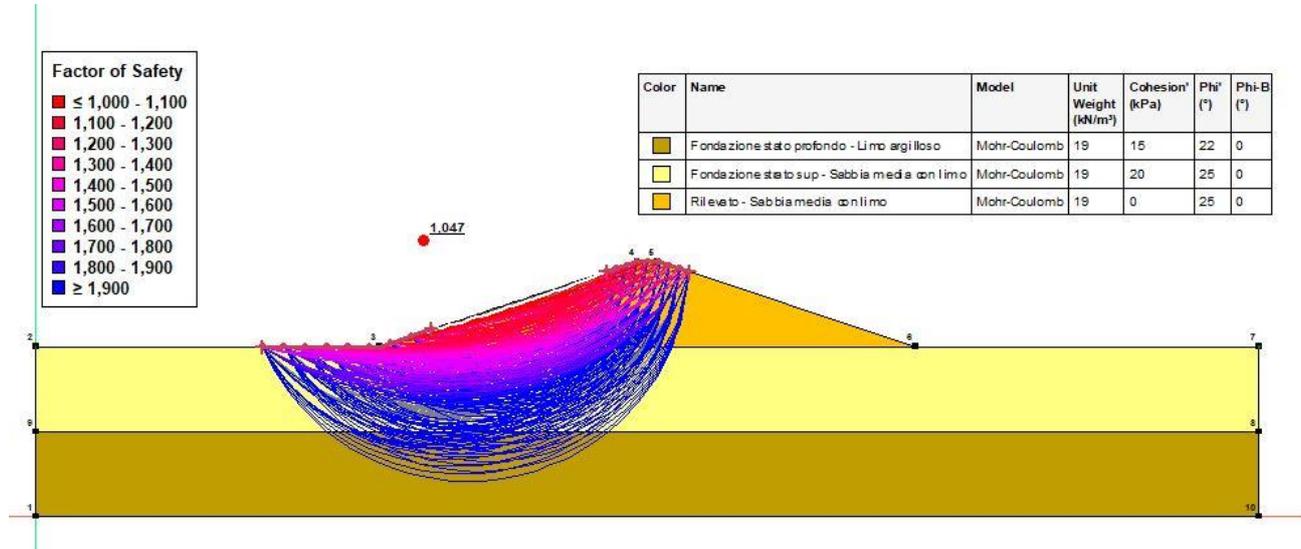
Ipotesi A - rilevato su base di fondazione piana – condizioni sismiche

Caso A1



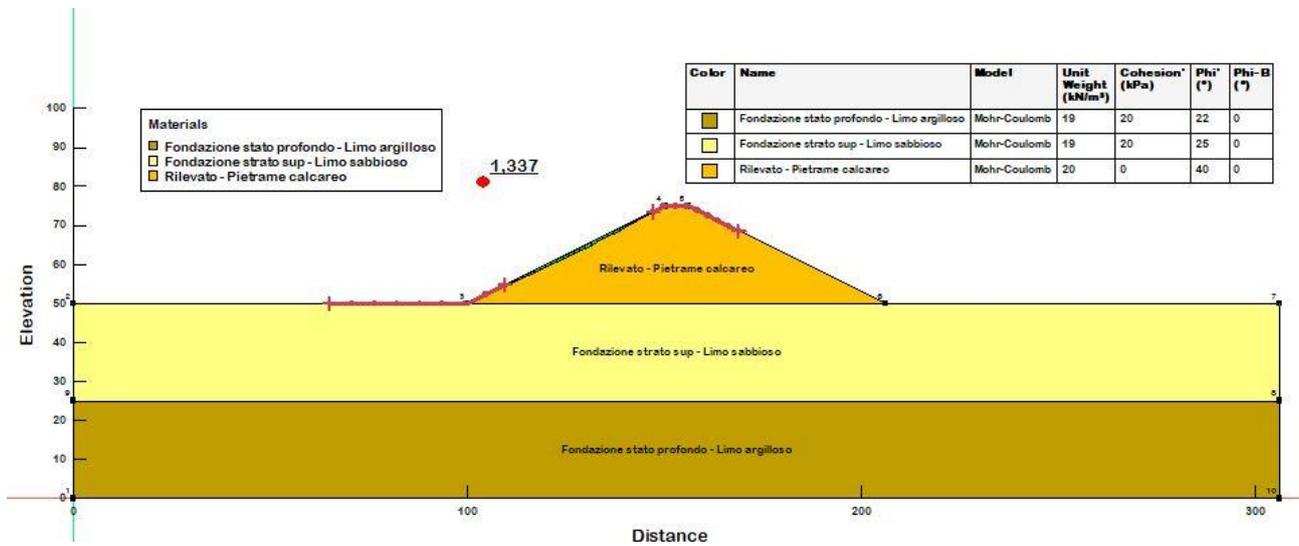
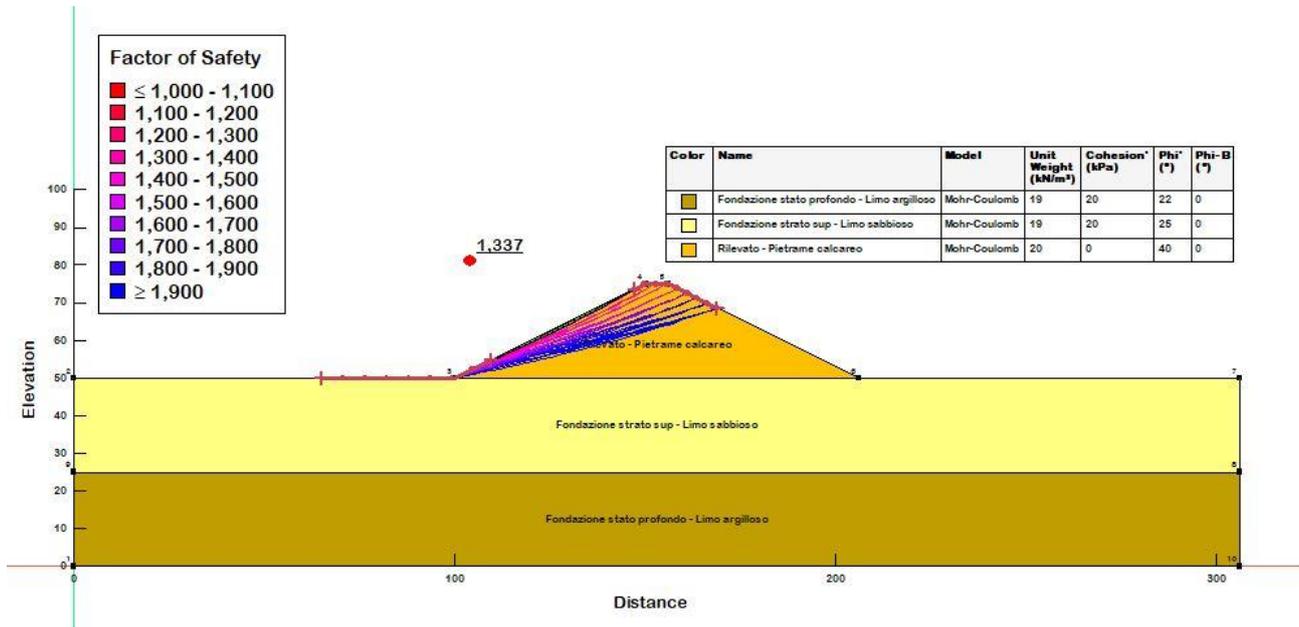
WATERWAYS

Caso A2



WATERWAYS

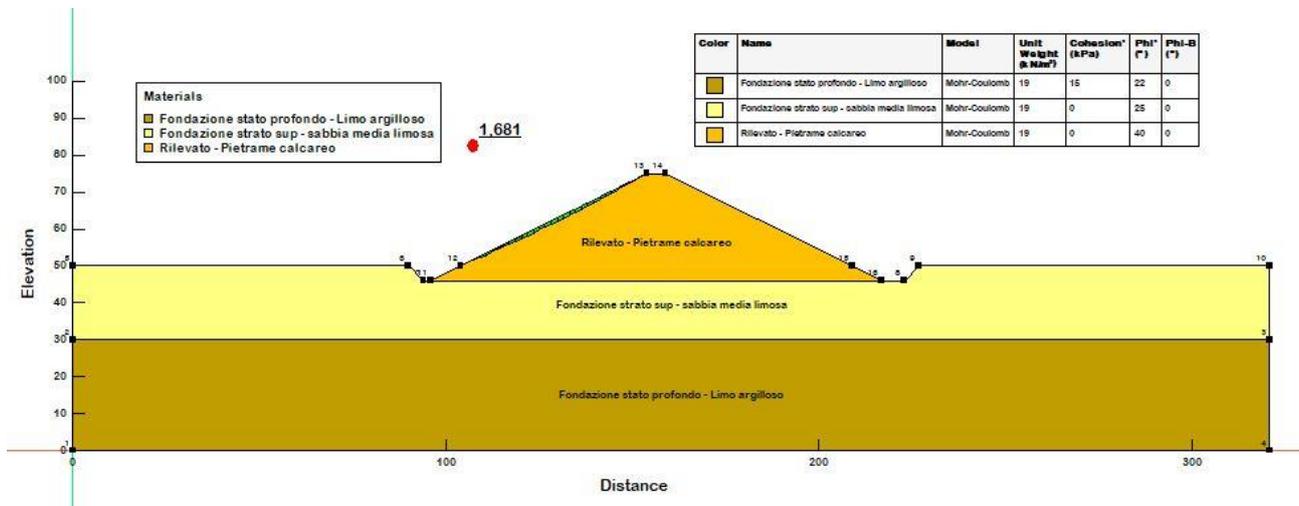
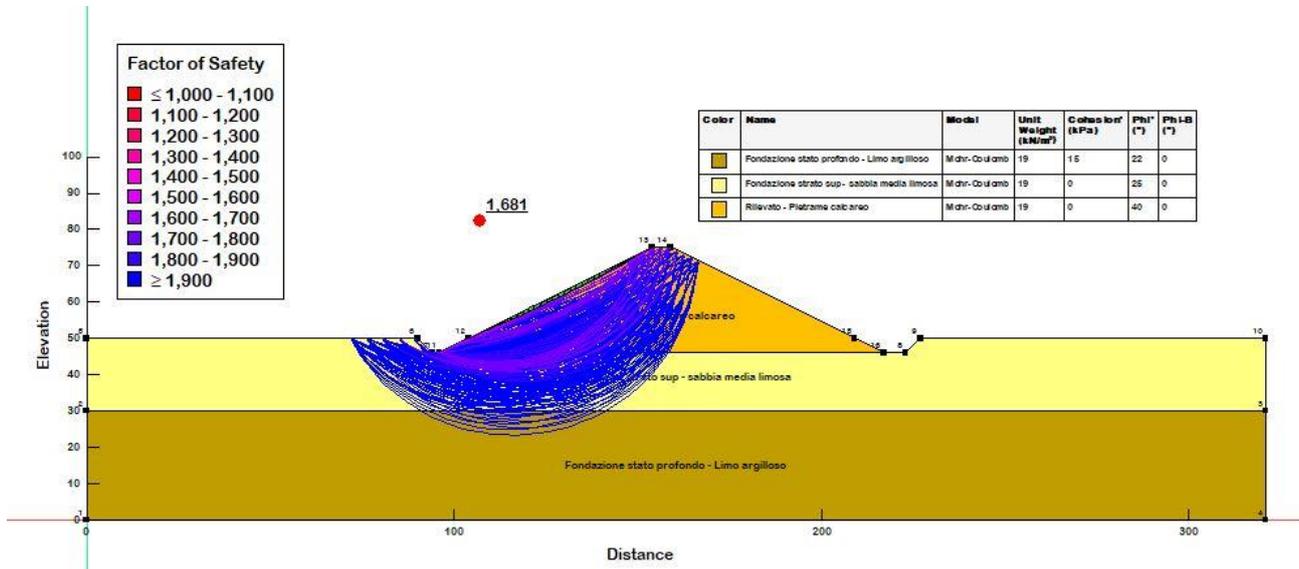
Caso A3



WATERWAYS

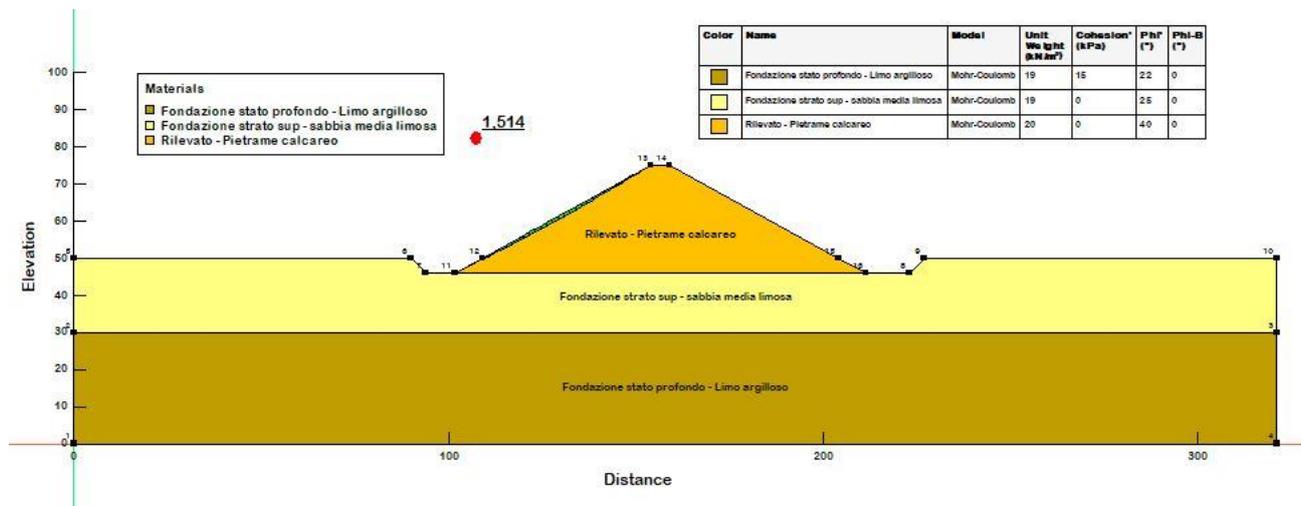
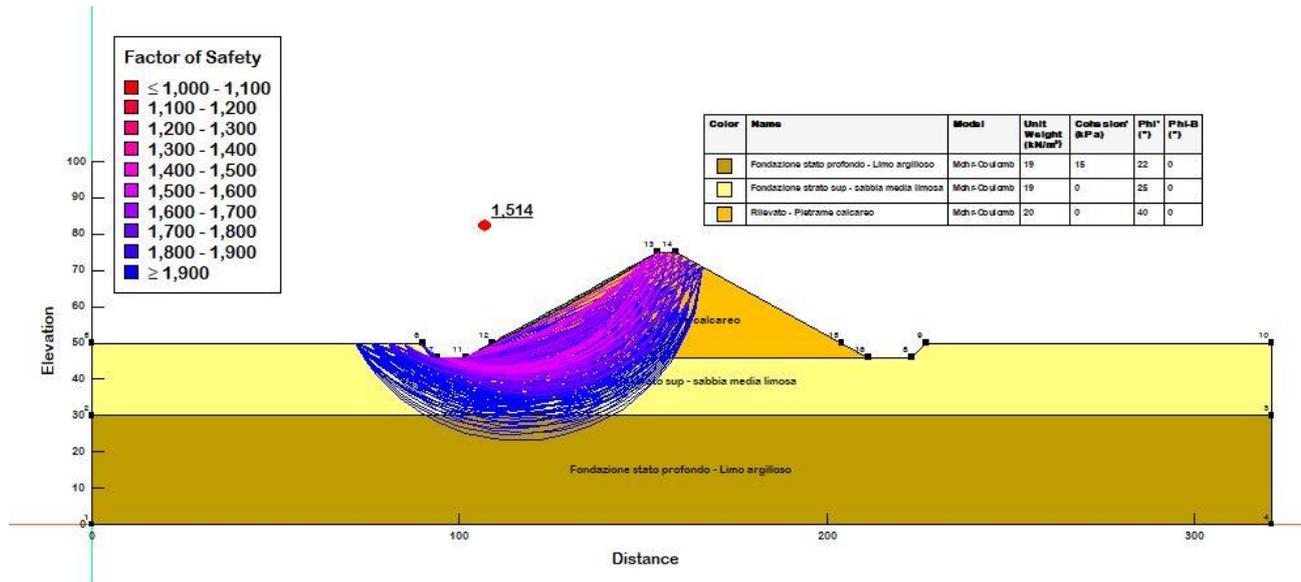
Ipotesi B - rilevato in pietrame con imbasamento – condizioni statiche

Caso B1



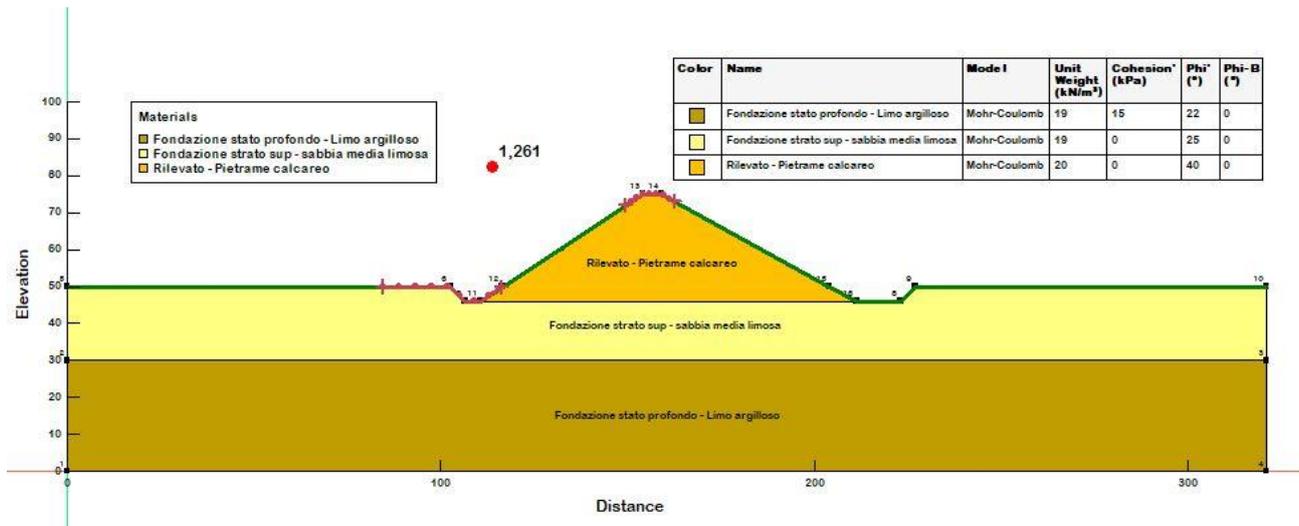
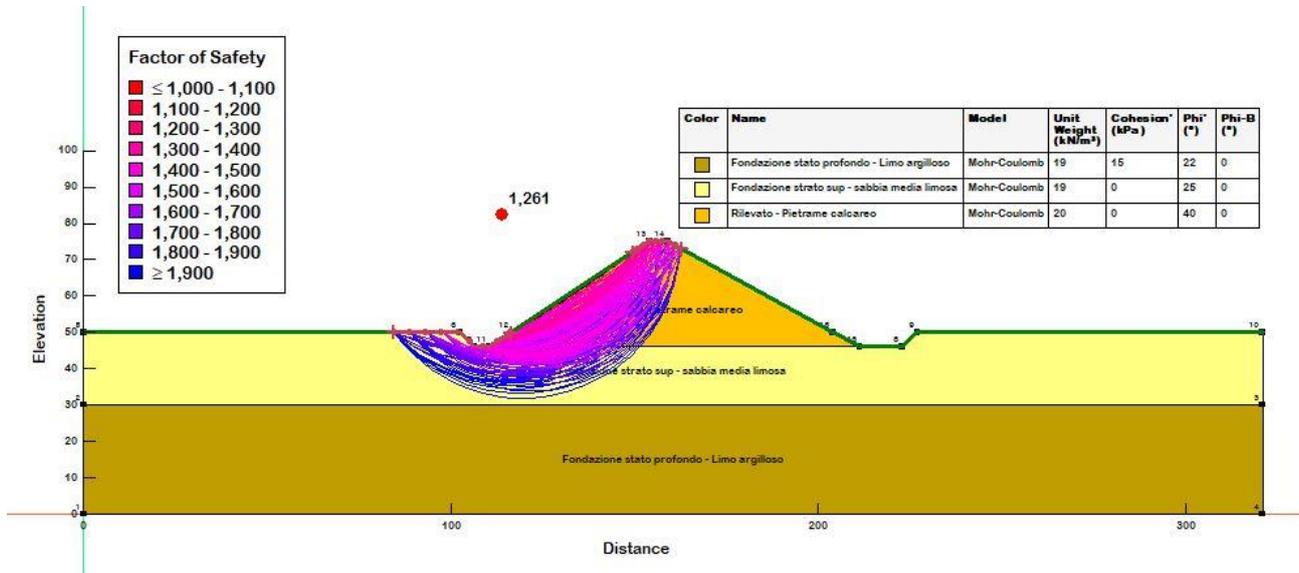
WATERWAYS

Caso B2



WATERWAYS

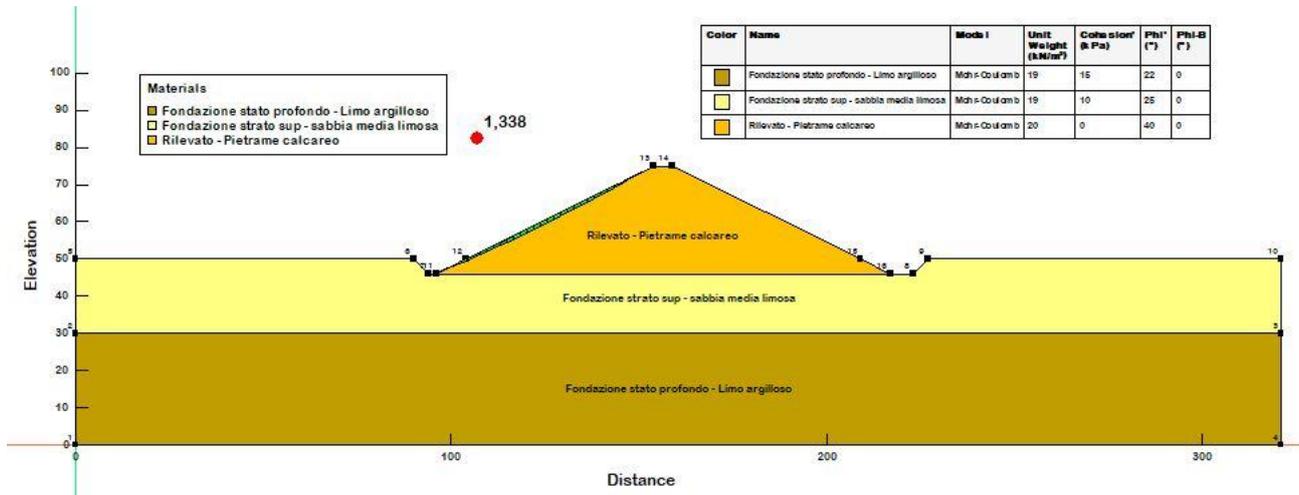
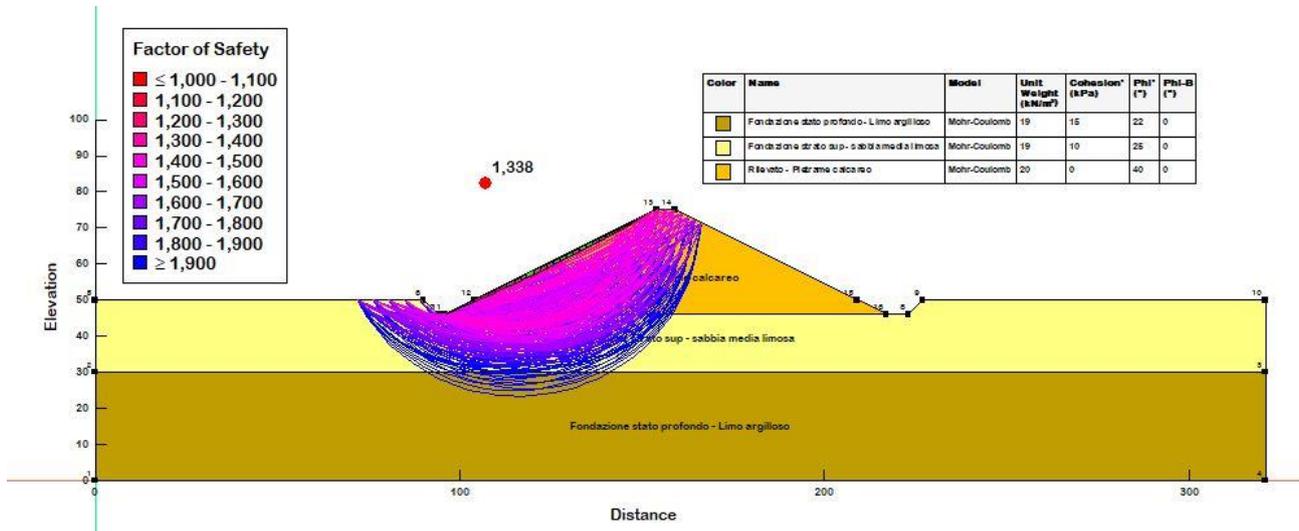
Caso B3



WATERWAYS

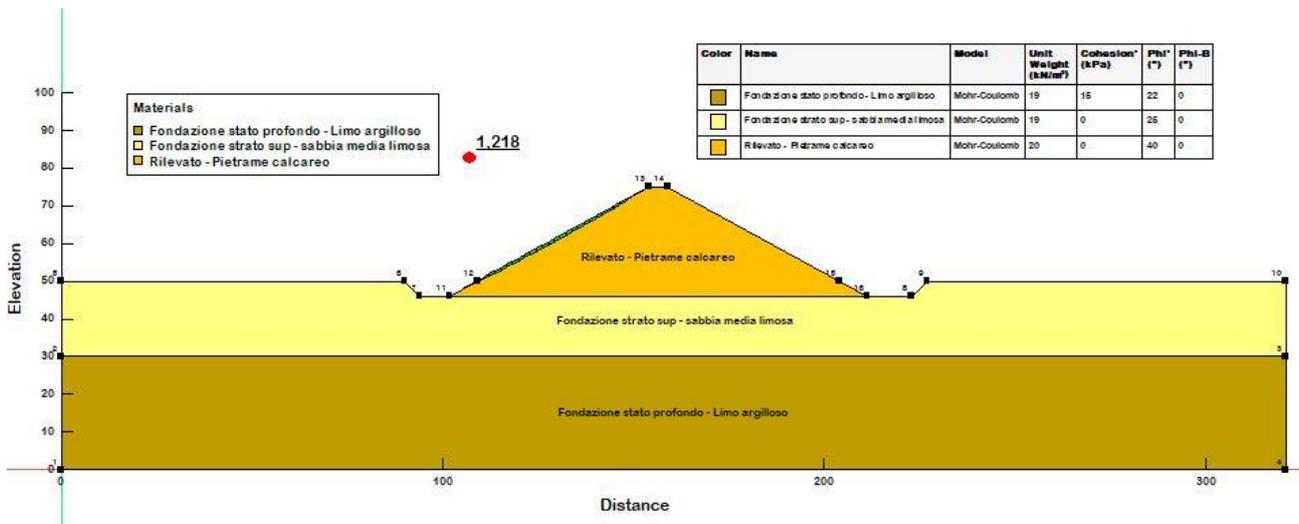
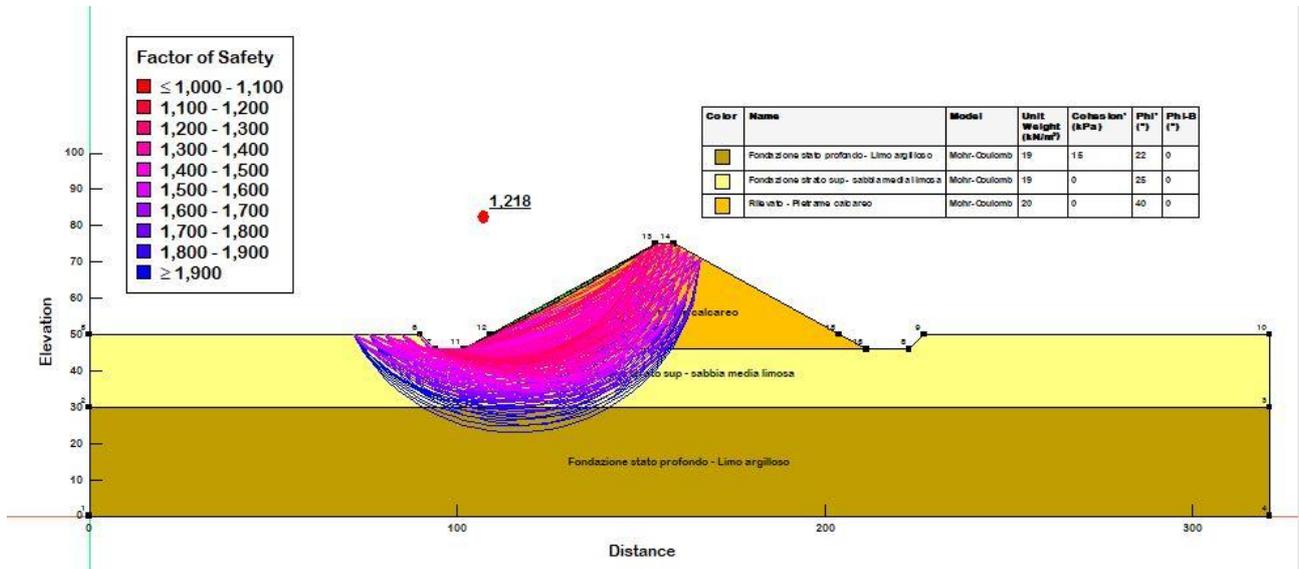
Ipotesi B - rilevato in pietrame con imbasamento - condizioni sismiche

Caso B1



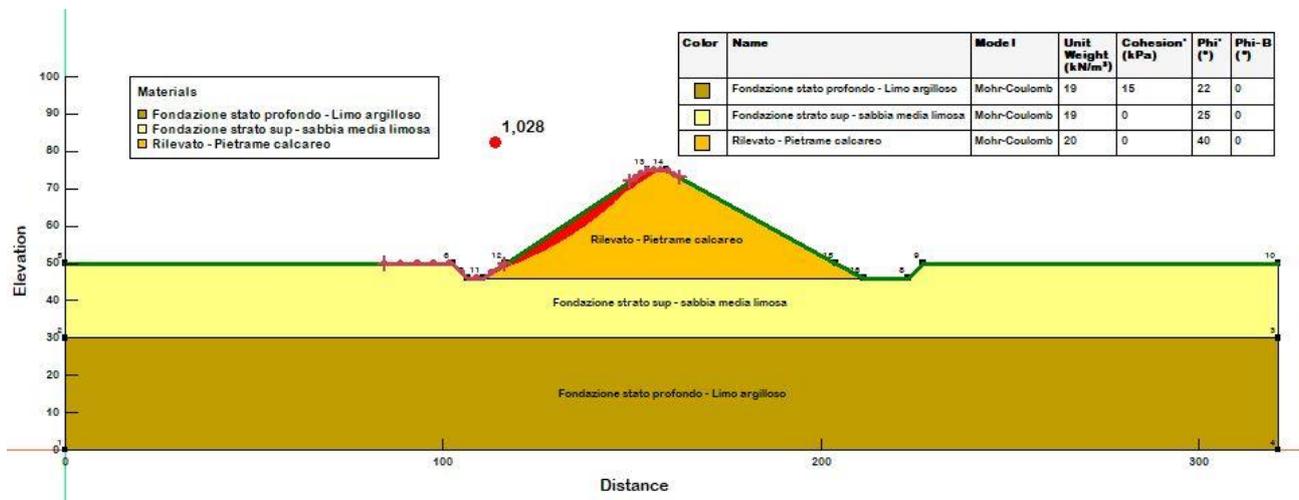
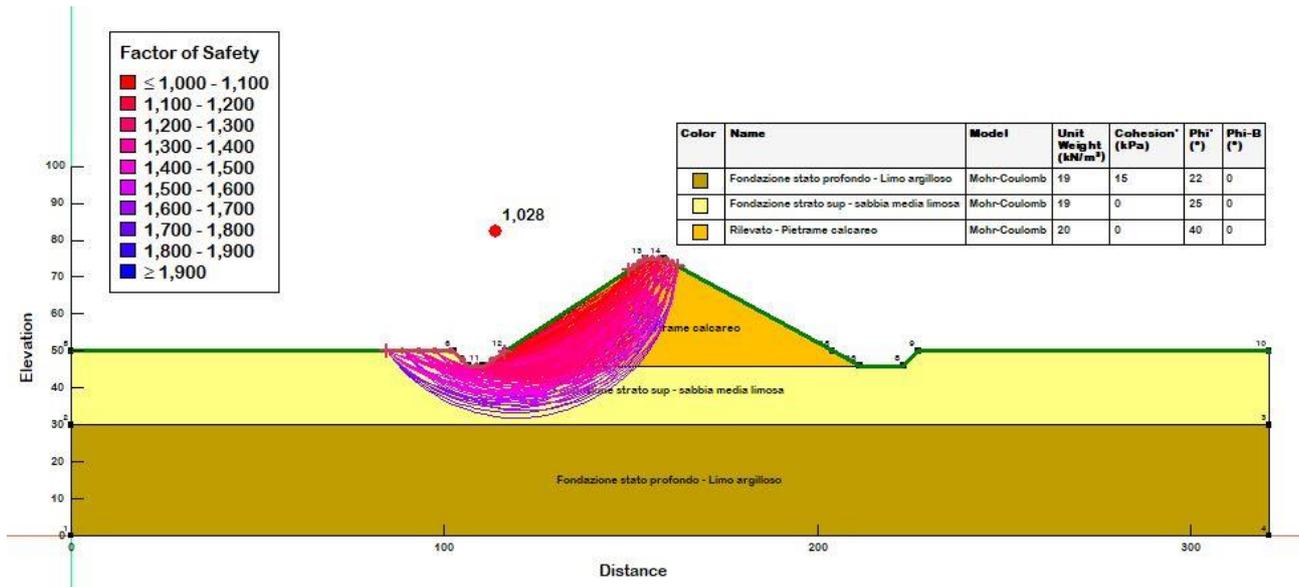
WATERWAYS

Caso B2



WATERWAYS

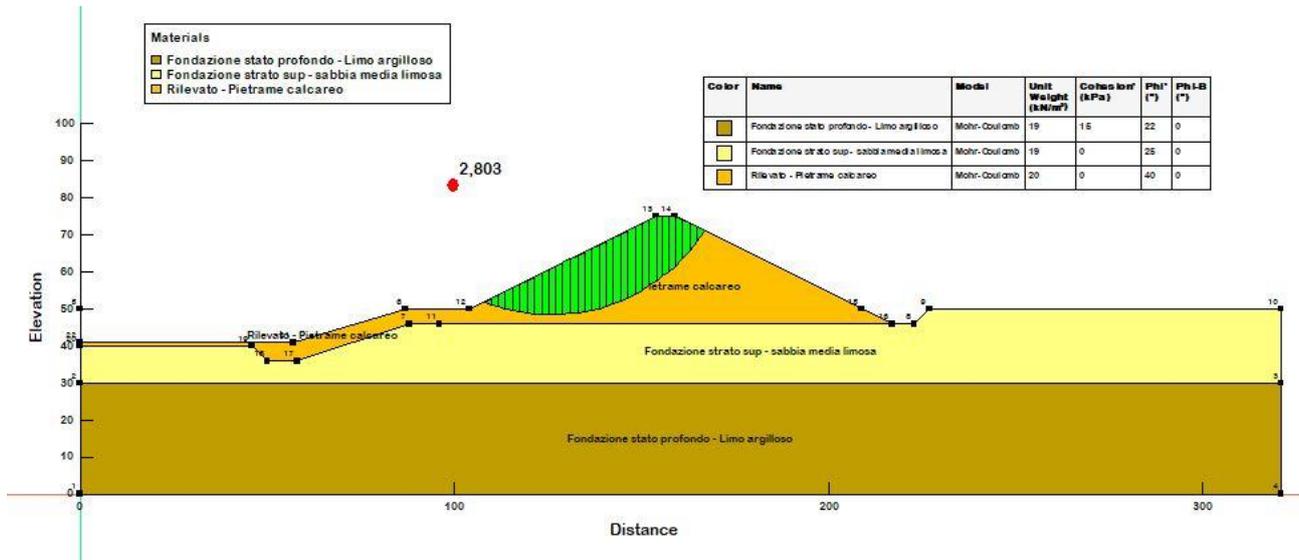
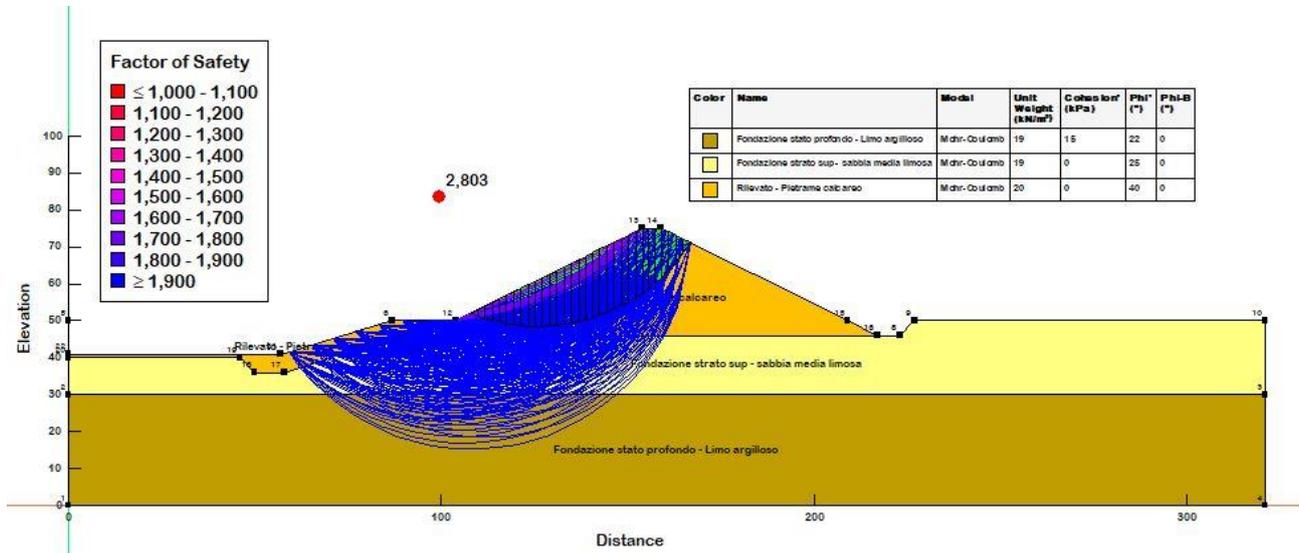
Caso B3



WATERWAYS

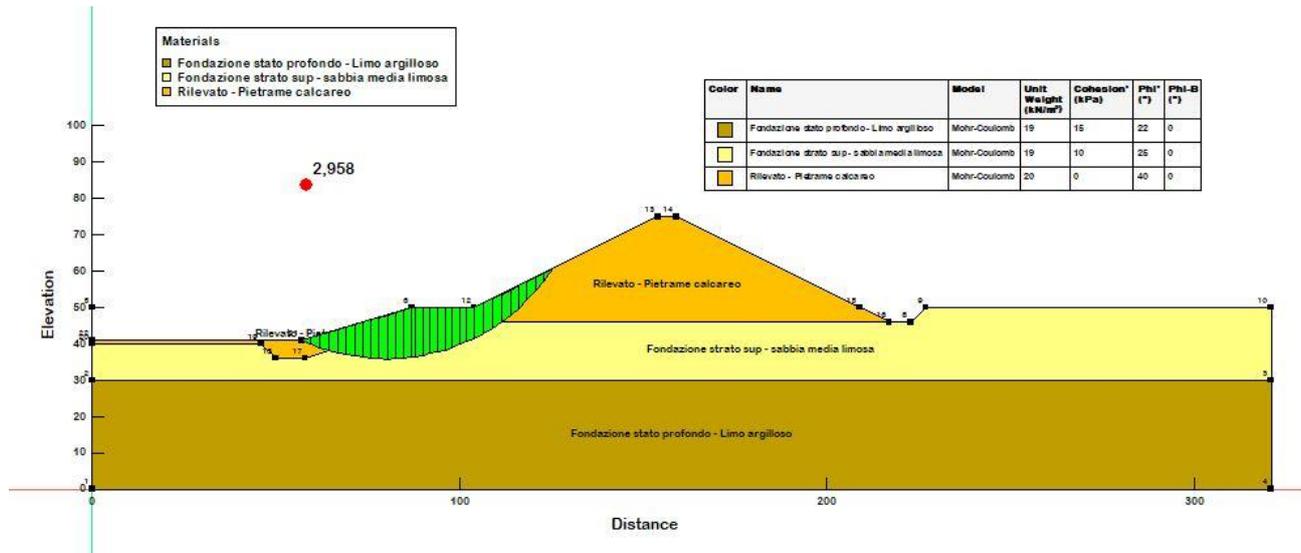
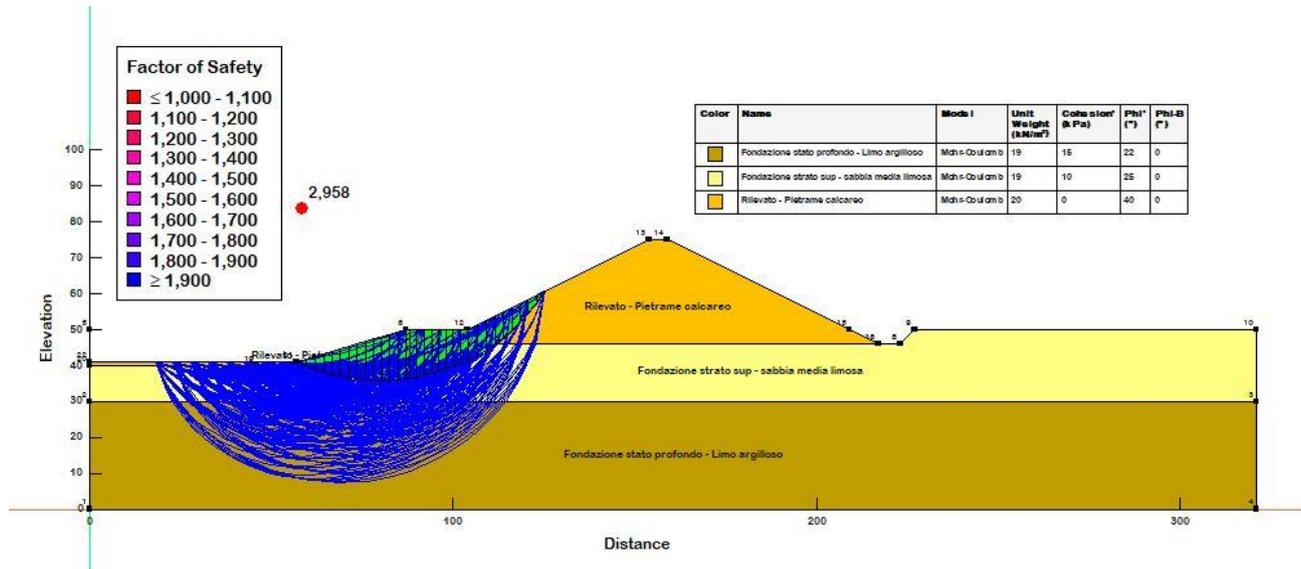
Ipotesi C - rilevato in pietrame con scavo al piede di monte - condizioni statiche

Caso C1a



WATERWAYS

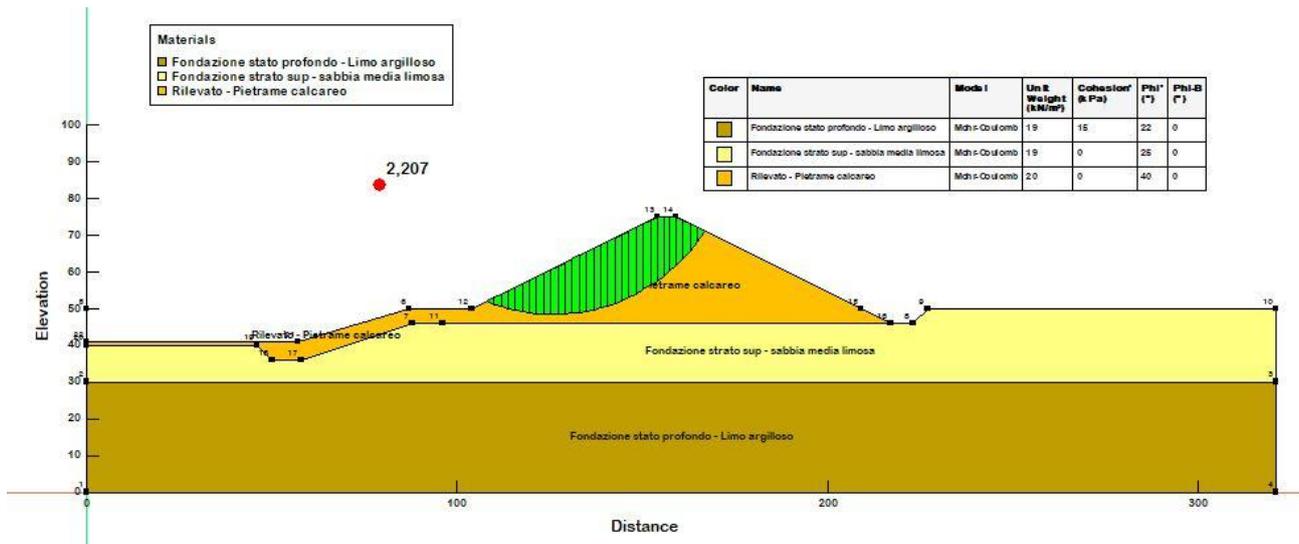
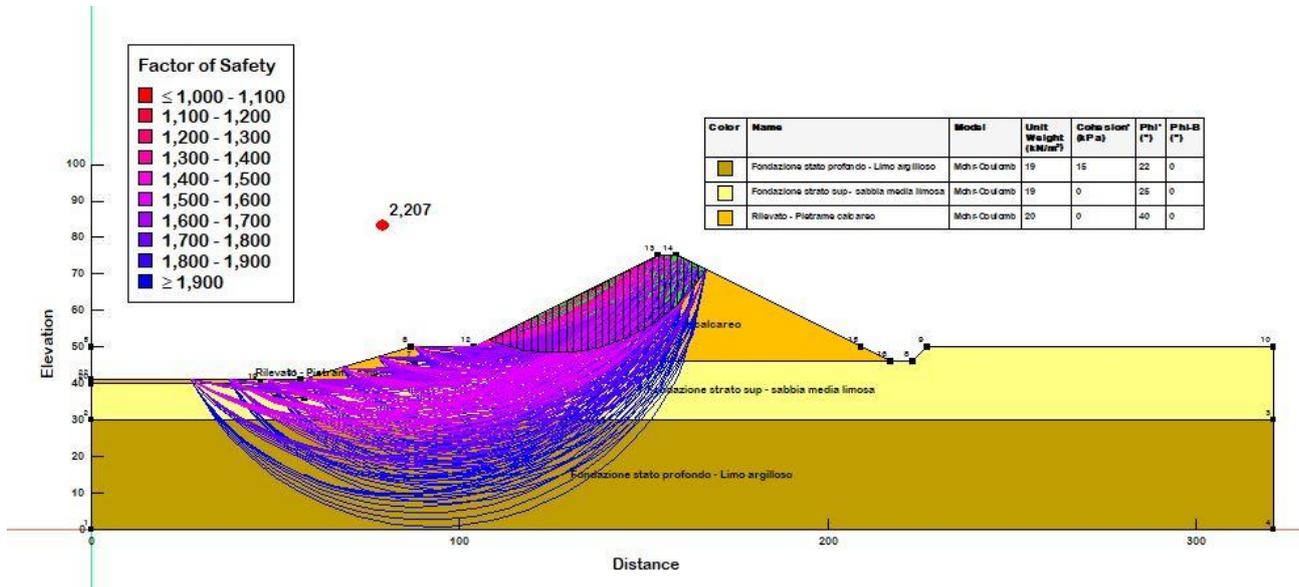
Caso C1b



WATERWAYS

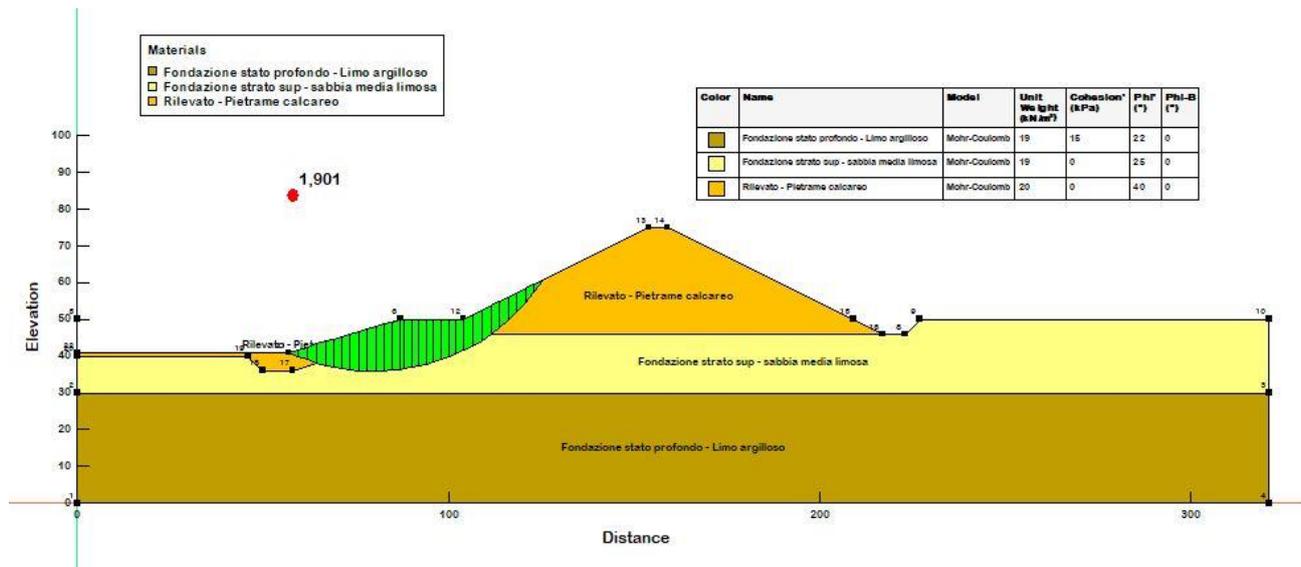
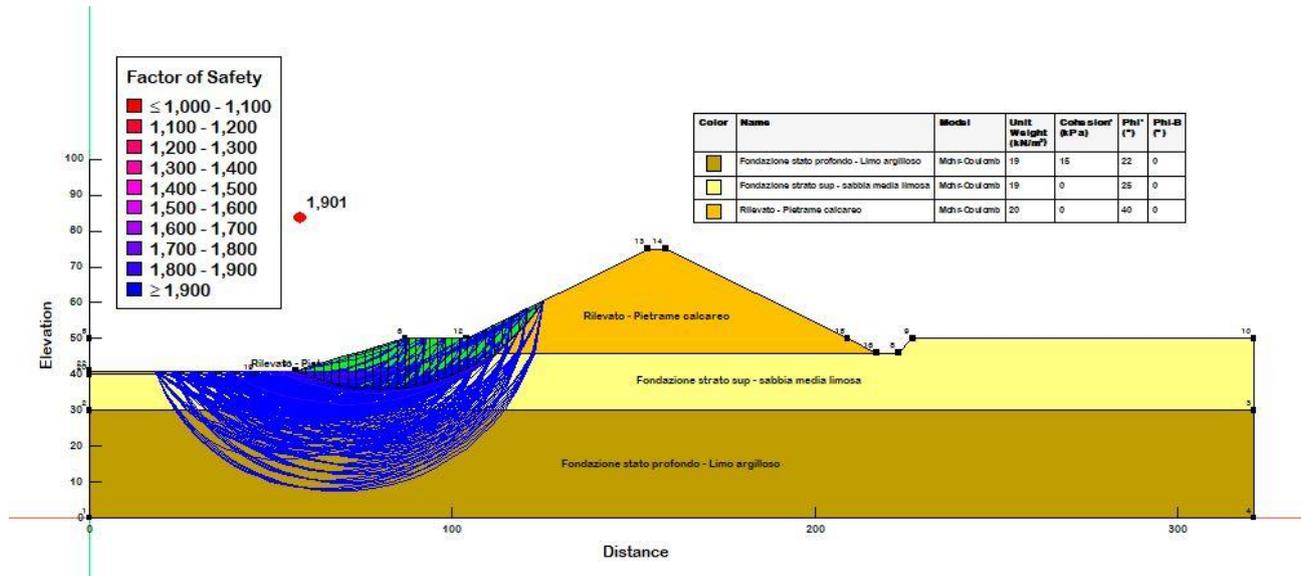
Ipotesi C - rilevato in pietrame con scavo al piede di monte - condizioni sismiche

Caso C1a



WATERWAYS

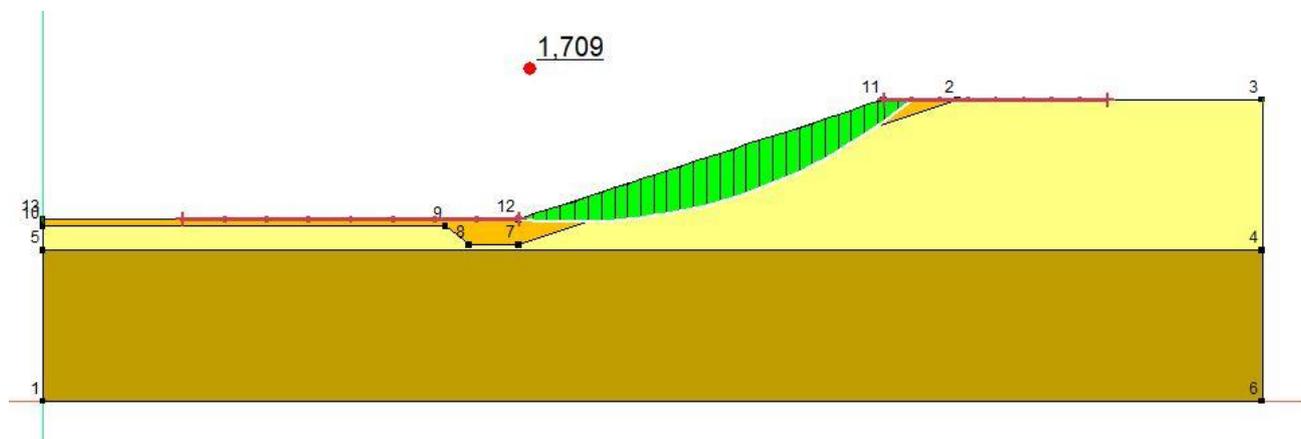
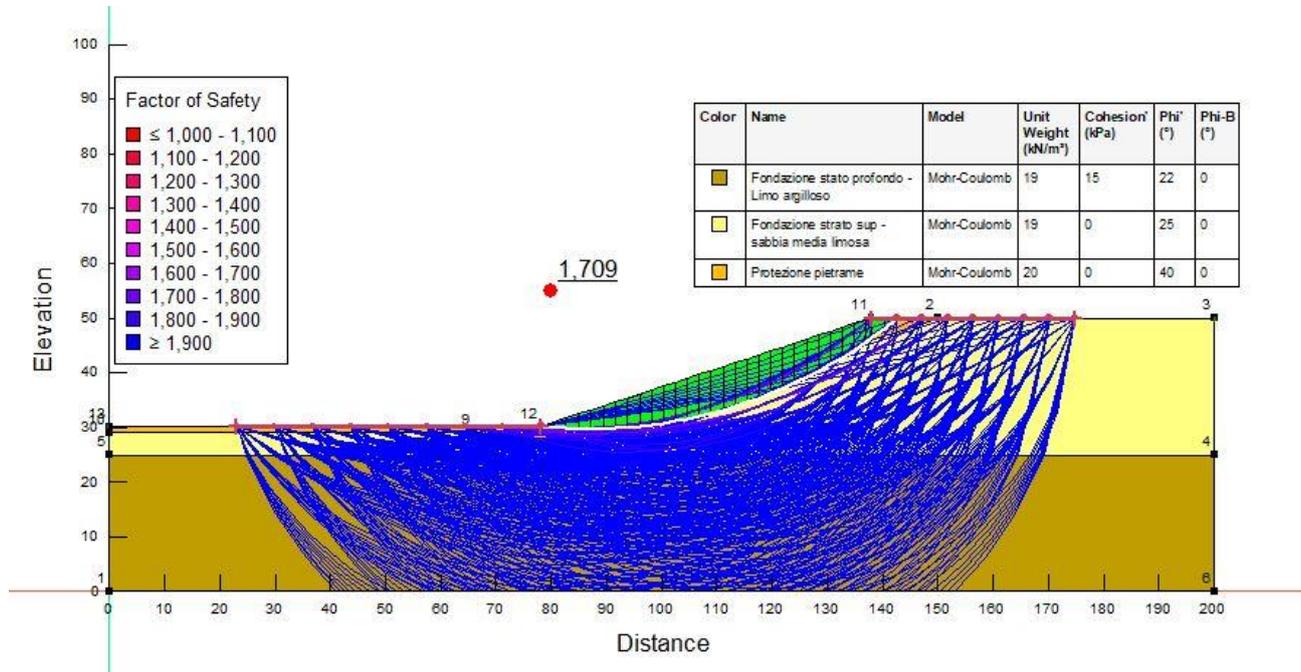
Caso C1b



WATERWAYS

Ipotesi D - scavo con manto di protezione - condizioni statiche

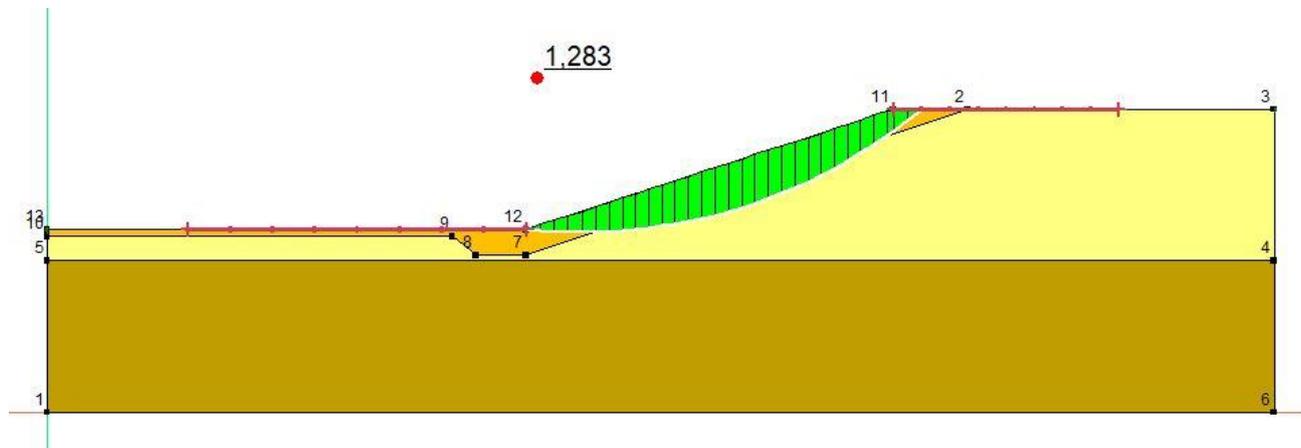
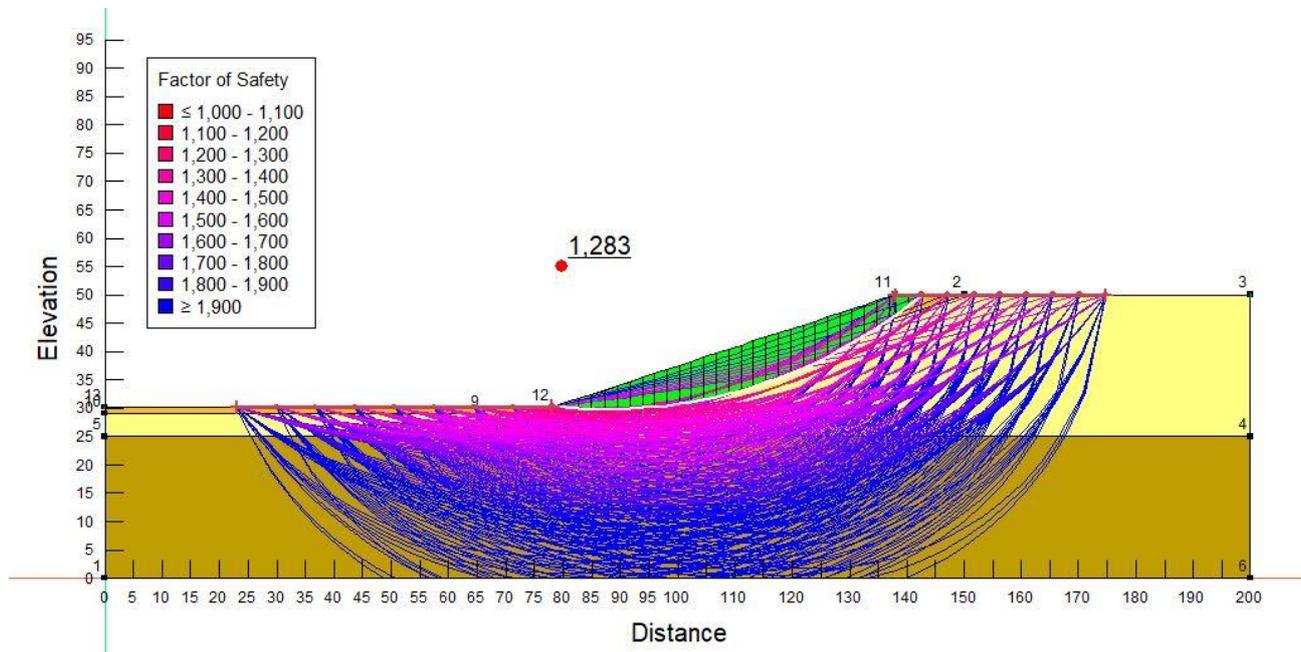
Caso D1



WATERWAYS

Ipotesi D - scavo con manto di protezione - condizioni sismiche

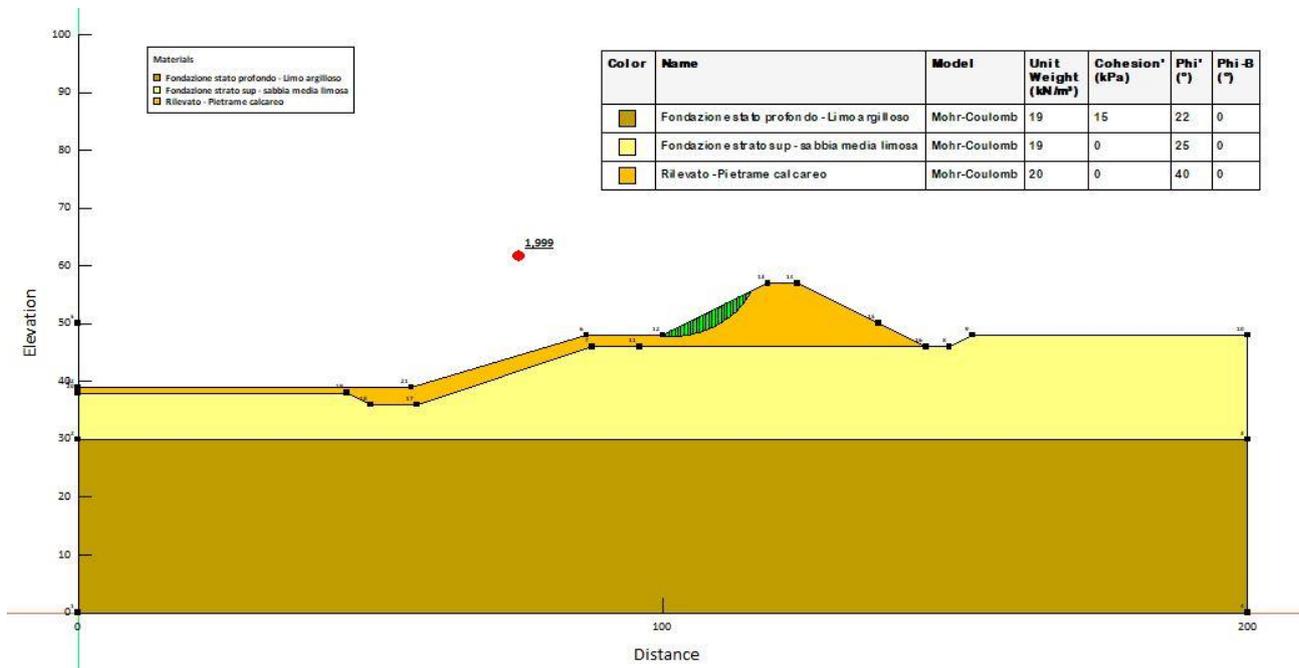
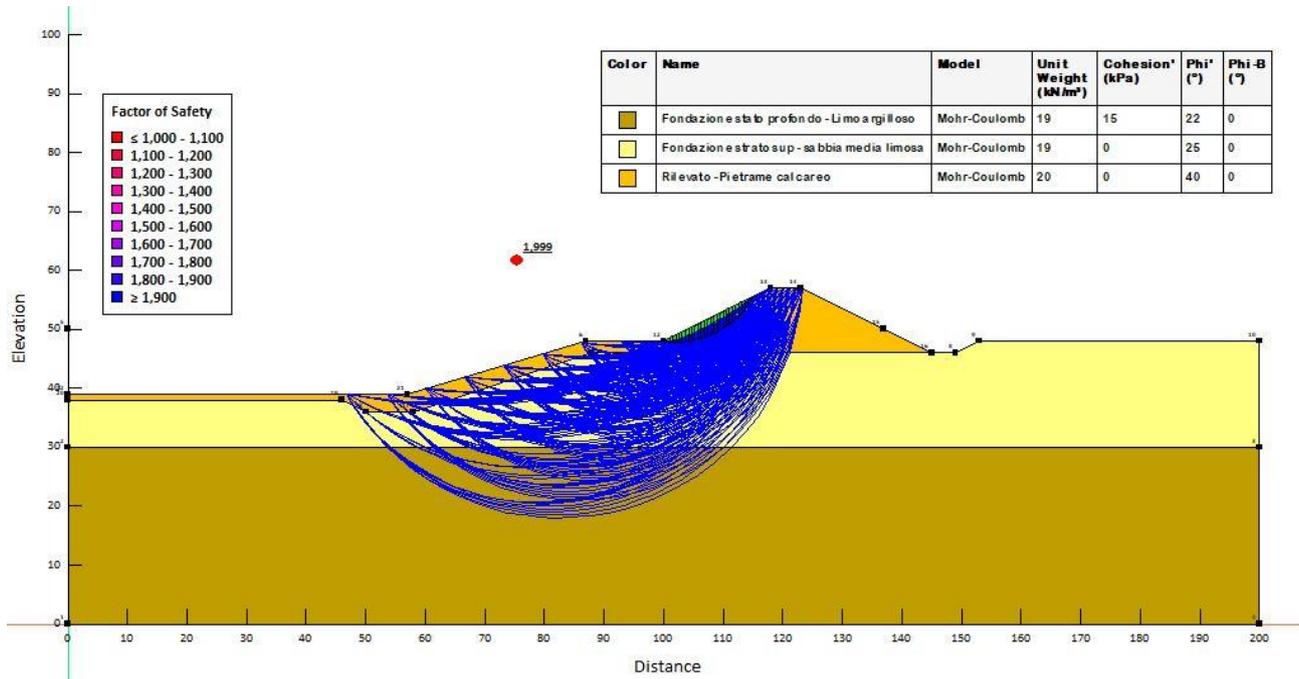
Caso D1



WATERWAYS

Ipotesi E - rilevato in pietrame di altezza 11 m con scavo al piede di monte - condizioni statiche

Caso E1



WATERWAYS

Ipotesi E - rilevato in pietrame di altezza 11 m con scavo al piede di monte - condizioni sismiche

Caso E1

