

“VILLAROSA”

Progetto di impianto di accumulo idroelettrico

Comuni di Calascibetta, Enna e Villarosa (EN)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA / MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai
Progettista: Ing. Luciano Serra



Verifiche di stabilità del rilevato del bacino di monte

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Luglio 22	AC-VLDC	LV	PAC
1	REVISIONE 1 - INTEGRAZIONI	Maggio 2023	SP	LV	P.MACCHI

Codice commessa: 1388

Codifica documento: 1388-H-GD-R-01-1

INDICE

1. INTRODUZIONE E CONDIZIONI DI BASE	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. AZIONE SISMICA.....	5
4. CRITERI DI VERIFICA	9
5. PARAMETRI GEOTECNICI.....	11
6. ANALISI DI STABILITÀ.....	15
6.1 Analisi eseguite	15
6.2 Risultati ottenuti	16
6.2.1 Sponda naturale del bacino (A)	16
6.2.2 Paramento interno della diga (B)	27
6.2.3 Paramento esterno della diga (C)	30
6.2.4 Sintesi delle analisi eseguite.....	34
7. CONCLUSIONI.....	37

TABELLE

Tabella 3.1 - Stati limite e probabilità nel periodo di riferimento

Tabella 3.2 - Stati limite e tempi di ritorno

Tabella 3.3 - Posizione geografica del sondaggio VLL_03 posto in corrispondenza del bacino in progetto

Tabella 3.4 - Parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale

Tabella 4.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (A1 e A2)

Tabella 4.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M1 e M2)

Tabella 5.1 - Risultati delle prove di classificazione

Tabella 5.2 - Risultati delle prove con Pocket Penetrometer

Tabella 5.3 - Risultati delle prove di taglio diretto

Tabella 5.4 - Risultati delle prove edometriche ()

Tabella 5.5 - Parametri geotecnici caratteristici dei litotipi LAC e ENNb ricavati dalle prove di laboratorio

Tabella 5.6 - Parametri geotecnici caratteristici dei materiali/litotipi interessati dalle analisi di stabilità

Tabella 6.1 - Parametri geotecnici caratteristici e di progetto dei materiali

Tabella 6.2 – Sponda naturale del bacino (A) - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità eseguite

Tabella 6.3 – Paramento interno della diga (B) - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità eseguite

Tabella 6.4 – Paramento esterno della diga (C) - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità eseguite

FIGURE

Figura 1.1 - Planimetri del bacino di monte ed ubicazione del sondaggio VLL-03

Figura 5.1 - Sezione di analisi

Figura 6.1 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo statico - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

Figura 6.2 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLV - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

Figura 6.3 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLC - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

Figura 6.4 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLV - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

Figura 6.5 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLC - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

Figura 6.6 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo statico - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

Figura 6.7 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLV - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

- Figura 6.8 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLC - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)
- Figura 6.9 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLV - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)
- Figura 6.10 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLC - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)
- Figura 6.11 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo statico con presenza di falda - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.12 - Paramento interno della diga (B) – Analisi di sicurezza in campo statico - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.13 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.14 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.15 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.16 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.17 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo statico - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.18 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza
- Figura 6.19 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

Figura 6.20 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

Figura 6.21 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

1. INTRODUZIONE E CONDIZIONI DI BASE

La presente relazione descrive le analisi di stabilità del bacino superiore di accumulo temporaneo dell'impianto di pompaggio di Villarosa (EN).

Le analisi sono state effettuate da Geodes per conto di Frosio Next S.r.l. nell'ambito della progettazione a fini autorizzativi redatta su incarico di Edison S.p.a. Alle analisi ha partecipato come consulente l'Ing. Luciano Serra di Waterways.

Le analisi riguardano sia la diga sia le sponde del bacino.

L'impianto di pompaggio di Villarosa prevede l'utilizzo del serbatoio esistente, da cui giornalmente (a seconda delle esigenze della rete) l'acqua potrà essere addotta, tramite un'opera di presa ed una galleria idraulica, fino ad un centrale sotterranea (in pozzo) di pompaggio/produzione.

Dalla centrale in sotterraneo le portate sono pompate fino al bacino superiore, per tramite di una condotta forzata.

L'acqua contenuta nel bacino superiore verrà turbinata attraverso le medesime condotte idrauliche utilizzate per l'adduzione e consentirà la produzione di energia secondo la domanda della Rete Elettrica Nazionale (RTN).

Il bacino sarà quindi soggetto a cicli relativamente rapidi di riempimento e svuotamento, totale o parziale a seconda delle esigenze della RTN.

Il bacino superiore ha capacità di circa 3 milioni di metri cubi.

Esso è totalmente impermeabilizzato (con manto in conglomerato bituminoso), è dotato di un sistema di drenaggio che evita contropressioni durante i rapidi svassi quotidiani, ha un piccolo sfioratore che praticamente non sarà mai utilizzato date le condizioni estremamente cautelative con cui è stato concepito, non ha scarico di fondo, dato che la funzione è assolta dal pozzo di alimentazione (opera di presa di monte) che funge anche da scarico. Inoltre, in centrale è presente un sistema di *bypass* (regolato da una valvola dissipatrice che funziona sia elettricamente che manualmente) che consente di svuotare -in caso d'emergenza- i volumi d'acqua presenti nel bacino di monte anche in caso di mancanza di elettricità

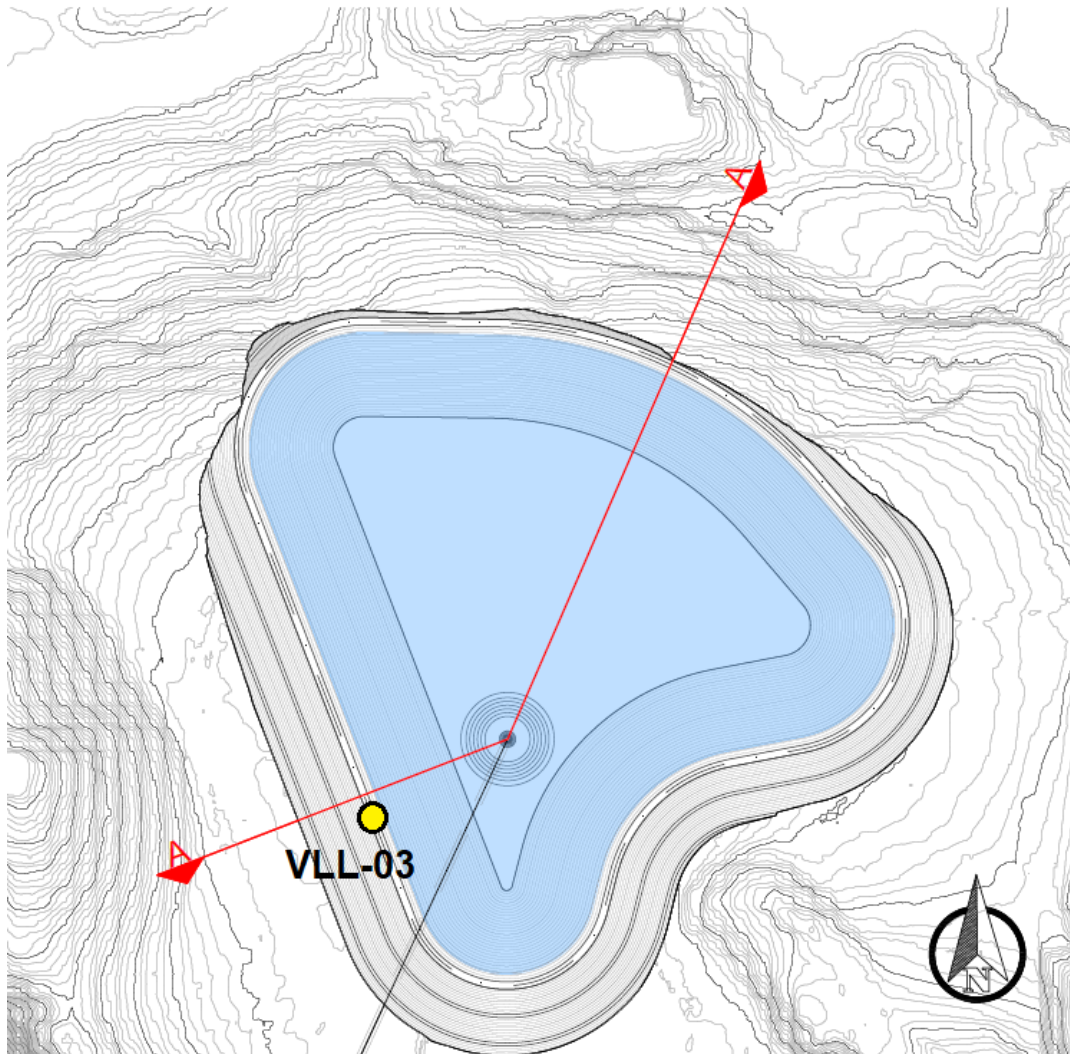


Figura 1.1 - Planimetria del bacino di monte ed ubicazione del sondaggio VLL-03

Il bacino è delimitato da sponde naturali risagomate ed impermeabilizzate nella porzione settentrionale, mentre negli altri quadranti è delimitato da una diga, che giunge all'altezza di 24 metri se misurata tra il coronamento ed il punto più depresso del paramento di valle all'intersezione con il terreno naturale.

A monte l'altezza della diga non è calcolabile secondo normativa, dato che dal piede di monte del rilevato sono previsti approfondimenti del serbatoio in taglio del terreno di fondazione, debitamente sistemato ed impermeabilizzato. In corrispondenza del paramento di monte, intendendosi per monte il lato afferente all'acqua del serbatoio, l'altezza complessiva dal coronamento al fondo del serbatoio è di 28 metri, di cui solo una parte di circa 24 metri competente al rilevato arginale.

Il bacino è impermeabilizzato e, comunque, si intesta su formazioni impermeabili. Il sistema di drenaggio è necessario dato che acqua piovana o di infiltrazione dall'esterno o trasudazioni non debbono creare contropinte al momento dello svasso del bacino. Il sistema

di drenaggio è costituito dal un cunicolo accessibile e che scarica a valle a gravità. A questo cunicolo accessibile afferisce anche la tubazione di drenaggio posta al piede delle sistemazioni delle sponde naturali a nord del serbatoio.

I tagli in sponda, il fondo del bacino e le fondazioni della diga sono su terreni di origine lacustre, ossia depositi recenti di limi e argille non consolidate, le cui caratteristiche geotecniche e la cui assoggettabilità a consolidare e quindi cedere sotto carico sono state preliminarmente valutate con prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio VLL-03, realizzato *ad-hoc*. Comunque, nelle prossime fasi di progettazione si approfondirà sia la natura di questi materiali che i provvedimenti da adottare con un'implementazione di indagini e di prove di laboratorio. Tuttavia, si è confidenti che tali approfondimenti progettuali non modificheranno le sagome dell'opera e le sue caratteristiche generali, si tratterà di una doverosa messa a punto.

La formazione marnosa sottostante al lacustre, circa 15 metri sotto, è anch'essa impermeabile e consolidata, non desta preoccupazioni e costituisce un livello competente al di sotto del deposito lacustre.

Le pendenze adottate, costantemente di 2,5 in orizzontale su 1 in verticale, sono state verificate sulla base dei parametri geotecnici ottenuti in questa fase preliminare della progettazione.

Il fatto che la diga sia omogenea e realizzata almeno in parte con materiali limo argillosi comporta delle specifiche di posa restrittive, come il controllo del contenuto idrico e lo spessore ridotto degli strati da abbancare. Nella progettazione definitiva, il corpo arginale sarà articolato con inserti di filtri di base e intermedi, orizzontali o leggermente inclinati verso valle. I filtri saranno protetti dall'intasamento derivante dai materiali a granulometria più fine mediante geotessili o filtri rovesci, questo accorgimento permette di inibire la migrazione dei fini e quindi previene un indesiderato consolidamento dell'opera.

Un punto delicato, che sarà studiato in dettaglio nelle prossime fasi progettuali, è il nodo tra il piede di monte della diga e il sottostante taglio nel deposito lacustre, dato che il carico del rilevato potrebbe determinare spinte orizzontali non compensate nella fondazione e quindi una deformazione del pendio al di sotto della quota del piede di monte.

Ulteriori approfondimenti di indagine saranno svolti nelle successive fasi progettuali per confermare le attuali assunzioni di progetto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le norme di riferimento sono costituite da:

1. NTC18 Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018
2. Circolare del 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 del 17 gennaio 2018
3. NTD14. D.M. del 26 giugno 2014. Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)
4. 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
5. 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
6. 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).

3. AZIONE SISMICA

Secondo le normative vigenti l'intero territorio nazionale è da considerarsi soggetto a rischio sismico e pertanto le verifiche devono sempre essere condotte tenendo in considerazione tra le azioni di progetto anche le azioni sismiche.

Per le opere geotecniche è consentito ricorrere a metodi di calcolo pseudo-statici, nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, funzione dell'accelerazione massima attesa nel sito (a_{max}).

In base alle NTC18, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto per le analisi dinamiche e/o pseudo-statiche, occorre innanzi tutto definire la vita nominale, la classe d'uso e il periodo di riferimento per l'azione sismica.

Per l'opera in progetto si sono considerate:

- vita nominale (V_N) di 100 anni (*“Costruzioni con livelli di prestazioni elevati”*)
- classe d'uso IV (*“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 DM 5/11/2001, 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”*) a cui è associato un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

Il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R) risulta quindi:

$$V_R = V_N * C_U = 100 * 2.0 = 200 \text{ anni.}$$

Le probabilità nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella seguente Tabella 3.1:

Tabella 3.1 - Stati limite e probabilità nel periodo di riferimento

Stati limite			P_{VR} (%)
Stati limite di esercizio	Operatività	SLO	81
	Danno	SLD	63
Stati limite ultimi	Salvaguardia della Vita	SLV	10
	Prevenzione del Collasso	SLC	5

I tempi di ritorno (T_R) corrispondenti sono riportati nella seguente Tabella 3.2:

Tabella 3.2 - Stati limite e tempi di ritorno

Stati limite			T _R (anni)
Stati limite di esercizio	Operatività	SLO	120
	Danno	SLD	201
Stati limite ultimi	Salvaguardia della Vita	SLV	1898
	Prevenzione del Collasso	SLC	2475

Assegnando la posizione geografica (latitudine e longitudine) del sito di interesse e i valori di V_N , C_U e V_R , il programma del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (SPETTRI-NTC - versione 1.0.3) definisce (sulla base di quanto richiesto dalle NTC18) il valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido (a_g) e dei parametri T_c^* (periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta) e F_0 (fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima sul sito di riferimento rigido orizzontale), in funzione dello stato limite considerato e del tempo di ritorno del sisma.

Per la determinazione dei suddetti parametri si è fatto riferimento alla posizione geografica in gradi decimali del sondaggio VLL_03 posto in corrispondenza del bacino in progetto, come indicato nella seguente Tabella 3.3:

Tabella 3.3 - Posizione geografica del sondaggio VLL_03 posto in corrispondenza del bacino in progetto

Latitudine	Longitudine
37.615272	14.219805

I parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di ciascuno stato limite e della vita nominale ($V_N = 100$ anni) e classe d'uso ($C_U = 2.0$) dell'opera sono riportati nella seguente Tabella 3.4:

Tabella 3.4 - Parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale

Stato Limite	T _R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.057	2.507	0.322
SLD	201	0.069	2.530	0.348
SLV	1898	0.135	2.659	0.495
SLC	2475	0.146	2.681	0.512

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito è stata valutata con approccio semplificato mediante la relazione seguente:

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

dove:

- S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, riportata nella precedente Tabella 3.4.

In corrispondenza del sito in esame sono state eseguite indagini MASW (v. allegati alla *Relazione Geotecnica Generale* - Elaborato 1388-A-GD-R-01-0) che hanno portato alla determinazione di una V_s equivalente di 243.88 m/s; pertanto il sottosuolo ricade nella categoria C "*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*".

Per la categoria C, il valore di S_s viene calcolato mediante la seguente formula:

$$S_s = 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g$$

e deve essere $1.00 \leq S_s \leq 1.50$. Dai calcoli eseguiti S_s è pari a 1.4846.

Per la determinazione del coefficiente di amplificazione topografica (S_T) si considera che l'opera è ubicata su di una estesa superficie pianeggiante alla sommità di un pendio. Si assume pertanto una categoria topografica T1 alla quale corrisponde un valore di $S_T = 1.0$.

Pertanto, in accordo a quanto stabilito al capitolo C.6 delle NTD14, in assenza di azione sismica è sufficiente prendere in considerazione un solo stato limite di esercizio (SLE), coincidente con SLD e un solo stato limite ultimo (SLU), coincidente con SLV.

Nel caso di verifiche sismiche per lo SLV si ottiene:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.4846 \cdot 1.0 \cdot 0.135 = 0.20042$$

mentre in caso di verifiche sismiche per lo SLC si ottiene:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.4846 \cdot 1.0 \cdot 0.146 = 0.21675$$

Sulla base di quanto definito al Paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC18, i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm k_h / 2.$$

Il valore del coefficiente β_s viene assunto, con riferimento a quanto indicato nel Paragrafo 7.11.4 (Fronti di scavo e rilevati) delle NTC18, pari a 0.38.

Sono stati pertanto ottenuti i seguenti valori dei coefficienti sismici:

	kh	kv
SLV	0.07616	± 0.03808
SLC	0.082366	± 0.041183

4. CRITERI DI VERIFICA

In accordo con le NTC18, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

Il valore di progetto dell'azione E_d è funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, delle resistenze dei materiali di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , secondo la seguente espressione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

essendo γ_F e γ_M coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

L'effetto delle azioni E_d viene espresso dalla seguente funzione:

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove $\gamma_E = \gamma_F$. L'effetto delle azioni può essere anche valutato direttamente come prodotto delle azioni caratteristiche per il fattore di sicurezza parziale sulle azioni: $E_d = \gamma_E E_k$.

La resistenza di progetto del sistema geotecnico R_d è data dalla seguente espressione:

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

dove γ_R è un coefficiente di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza del sistema R , espressa sempre in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, delle resistenze dei materiali di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , con γ_F e γ_M coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

In base alle NTC18 le verifiche di stabilità a stato limite ultimo (SLU) dei fronti di scavo, dei pendii naturali e dei rilevati devono essere effettuate secondo dell'Approccio progettuale 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

I valori dei coefficienti parziali A2 e M2 della combinazione 2 sono riportati nelle Tabelle 4.1 e 4.2 che seguono (v. Tabelle 6.2.I e 6.2.II - NTC18), mentre il coefficiente (γ_R) sulle resistenze (R2), corrispondente al valore minimo del Fattore di Sicurezza, è da assumersi pari a 1.1 in condizioni statiche.

Le verifiche in condizioni sismiche pseudo-statiche si eseguono ponendo pari ad 1.0 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando un coefficiente parziale γ_R pari ad 1.2.

Tabella 4.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (A1 e A2)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	(A1)	(A2)
		γ_F (o γ_M)		STR	GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (*)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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

Tabella 4.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M1 e M2)

Parametro	Grandezza	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
		γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.00

5. PARAMETRI GEOTECNICI

La Figura 5.1 riporta la sezione sottoposta ad analisi. In particolare, sono state eseguite analisi di stabilità sulla sponda naturale del bacino (A nella Figura 5.1), sul paramento interno della diga (B nella Figura 5.1) e sul paramento esterno della diga (C nella Figura 5.1).

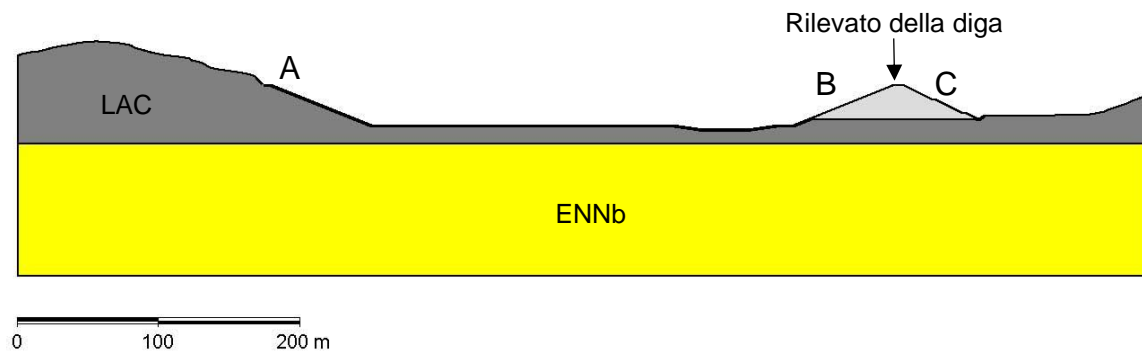


Figura 5.1 - Sezione di analisi

La Figura 5.1 indica materiali interessati dalle analisi:

- il materiale costituente il rilevato della diga
- i Depositi Lacustri (LAC)
- le Calcareniti di Capodarso costituite da arenarie, sabbie e calcareniti (ENNb).

Per maggiori dettagli sulla geologia della zona si rimanda all'Elaborato 1388-A-CT-R-01-0 - Relazione Geologica.

I parametri geotecnici sono stati ricavati dall'interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio eseguite su campioni estratti dal sondaggio VLL_03, eseguito in corrispondenza del bacino. Nelle Tabelle 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4 sono riportati i risultati di tali prove. Per maggiori dettagli si rimanda all'Elaborato 1388-A-GD-R-01 (Relazione Geotecnica Generale).

Tabella 5.1 - Risultati delle prove di classificazione

Sondaggio	Campione	Tipo	Profondità (m dal p.c.)	Litotipo	UNITA'	e	S (%)	n	γ (kN/m ³)	G_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W_n (%)	IP (%)	LL (%)	LP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
VLL-03	CI1	Ind.	3.00-3.40	A con SI	LAC	0.791	95	0.442	19.31	27.07	15.11	27.8	19.4	37.8	18.4	3.66	27.88	22.33	46.13
VLL-03	CI2	Ind.	11.00-11.40	A con L e S	LAC	0.966	80	0.491	17.68	27.05	13.75	28.6	17.5	40.2	22.7	0.07	27.66	35.52	36.75
VLL-03	CI3	Ind.	19.60-20.00	S con L g deb. a	Contatto LAC-ENNb	0.595	57	0.373	18.87	26.72	16.76	12.6	-	-	-	15.85	47.85	28.4	7.9
VLL-03	CI4	Ind.	27.50-28.00	S con L g deb. a	ENNb	0.521	69	0.342	19.94	26.74	17.58	13.4	-	-	-	15.92	45.44	29.09	9.55
VLL-03	CI5	Ind.	34.00-34.40	S con G l a	ENNb	0.579	53	0.367	18.86	26.71	16.92	11.5	-	-	-	30.56	38.44	19.84	11.16
VLL-03	CI6	Ind.	38.00-38.50	S con L g a	ENNb	0.613	57	0.380	18.77	26.78	16.60	13.1	19.8	39.7	19.9	20.76	34.24	33.4	11.6
VLL-03	CRim1	Rim.	8.80-9.00	L con A s	LAC	-	-	-	-	-	-	-	28.3	53.1	24.8	0.04	18.39	44.96	36.61
VLL-03	CRim2	Rim.	16.800-17.00	A con L s	LAC	-	-	-	-	-	-	-	22.5	48.5	26.0	0.35	24.94	33.81	40.9
VLL-03	CRim3	Rim.	22.50-22.60	S con L g a	ENNb	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17.57	39.9	28.71	13.82

Legenda:

Ind.	Indisturbato	e	Indice dei vuoti
Rim.	Rimaneggiato	S	Grado di saturazione
A	Argilla	n	Porosità
L	Limo	γ	Peso dell'unità di volume totale
S	Sabbia	G_s	Peso specifico dei grani
G	Ghiaia	γ_d	Peso dell'unità di volume del terreno secco
a	argilloso	W_n	Umidità naturale
l	limoso	IP	Indice plastico
s	sabbioso	LL	Limite Liquido
g	ghiaioso	LP	Limite Plastico

Tabella 5.2 - Risultati delle prove con Pocket Penetrometer

Sondaggio	Campione	Tipo	Profondità (m dal p.c.)	Litotipo	UNITA'	P.P. (kPa)
VLL-03	CI1	Ind.	3.00-3.40	A con SI	LAC	363
VLL-03	CI2	Ind.	11.00-11.40	A con L e S	LAC	150
VLL-03	CI3	Ind.	19.60-20.00	S con L g deb. a	Contatto LAC-ENNb	187
VLL-03	CI4	Ind.	27.50-28.00	S con L g deb. a	ENNb	100
VLL-03	CI5	Ind.	34.00-34.40	S con G l a	ENNb	100
VLL-03	CI6	Ind.	38.00-38.50	S con L g a	ENNb	513

Legenda:

Ind.	Indisturbato
A	Argilla
L	Limo
S	Sabbia
G	Ghiaia
a	argilloso
l	limoso
s	sabbioso
g	ghiaioso
P.P.	Resistenza alla compressione con Pocket Penetrometer

Tabella 5.3 - Risultati delle prove di taglio diretto

Sondaggio	Campione	Tipo	Profondità (m dal p.c.)	Litotipo	UNITA'	Prova	ϕ' (°)	c' (kPa)
VLL-03	CI3	Ind.	19.60-20.00	S con L g deb. a	Contatto LAC-ENNb	taglio diretto	33.3	9.6
VLL-03	CI4	Ind.	27.50-28.00	S con L g deb. a	ENNb	taglio diretto	35.9	7.5
VLL-03	CI5	Ind.	34.00-34.40	S con G l a	ENNb	taglio diretto	38.9	6.2
VLL-03	CI6	Ind.	38.00-38.50	S con L g a	ENNb	taglio diretto	27.7	12.9

Legenda:

Ind.	Indisturbato		
A	Argilla	a	argilloso
L	Limo	l	limoso
S	Sabbia	s	sabbioso
G	Ghiaia	g	ghiaioso
		ϕ'	angolo di resistenza al taglio efficace
		c'	coesione efficace

Tabella 5.4 - Risultati delle prove edometriche (1)

Sondaggio	Campione	Tipo	Profondità (m dal p.c.)	Litotipo	UNITA'	Prova	Pressione (kPa)	E _{ed} (kPa)	K (mm/s)	C _v (mm ² /s)
VLL-03	CI1	Ind.	3.00-3.40	A con SI	LAC	edometrica	392.28	6834	1.31E-08	9.11E-03
							784.56	11338	4.25E-09	4.91E-03
VLL-03	CI2	Ind.	11.00-11.40	A con L e S	LAC	edometrica	392.28	7005	1.11E-08	7.95E-03
							784.56	11192	5.50E-09	6.27E-03

Legenda:

- Ind. Indisturbato
- E_{ed} Modulo edometrico
- K Coefficiente di permeabilità
- C_v Coefficiente di consolidazione

I parametri geotecnici che intervengono nelle analisi di stabilità all'Equilibrio Limite condotte in termini di tensioni efficaci adottando un criterio di resistenza di Mohr-Coulomb sono:

- il peso dell'unità di volume totale (γ)
- la coesione efficace (c')
- l'angolo di resistenza al taglio efficace (ϕ').

Come si può notare, dai dati disponibili delle prove di laboratorio è possibile ricavare (mediando i valori ottenuti sullo stesso litotipo) i seguenti parametri (Tabella 5.5):

Tabella 5.5 - Parametri geotecnici caratteristici dei litotipi LAC e ENNb ricavati dalle prove di laboratorio

Litotipo	Parametri caratteristici		
	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
LAC	18.5	-	-
ENNb	19.0	9.0	34.0

Non sono disponibili dati per ricavare i parametri di resistenza dei Depositi Lacustri (LAC). Per questo litotipo si sono pertanto considerati parametri relativi a materiali analoghi, tenendo conto delle significative componenti argillose e limose di questo materiale. Si sono quindi stimati valori di coesione efficace (c') pari a 15 kPa e di angolo di resistenza al taglio efficace (ϕ') di 30°.

Per quanto riguarda il materiale costituente il rilevato si è considerato che sarà costituito da una mescolanza di materiali marnosi provenienti dagli scavi per la realizzazione delle opere in sotterraneo, di materiali di cava e di terreni dei Depositi Lacustri (LAC), secondo le seguenti percentuali:

- materiali marnosi provenienti dagli scavi delle opere in sotterraneo: 45%

(1) Sono riportati i risultati relativi agli stati tensionali all'interno dei quali si collocano i campioni prelevati, considerando anche la presenza del rilevato della diga.

- materiali di cava: 45%
- terreni dei Depositi Lacustri (LAC):10%.

Tali materiali saranno posti in opera, per la realizzazione del rilevato della diga, mediante adeguata compattazione.

Nella Tabella 5.6 seguente sono riportati in sintesi i parametri geotecnici caratteristici dei materiali interessati dalle analisi di stabilità:

Tabella 5.6 - Parametri geotecnici caratteristici dei materiali/litotipi interessati dalle analisi di stabilità

Materiale/Litotipo	Parametri caratteristici		
	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Rilevato della diga	19.0	0	35.0
LAC	18.5	15.0	30.0
ENNb	19.0	9.0	34.0

Nelle successive fasi di progetto ed in corso d'opera saranno eseguite specifiche prove geotecniche sul materiale miscelato costituente il corpo del rilevato della diga per verificare l'affidabilità delle assunzioni fatte in questa sede in termini di parametri geotecnici.

6. ANALISI DI STABILITÀ

6.1 Analisi eseguite

Come detto, sono state eseguite analisi di stabilità sulla sponda naturale del bacino di monte (A nella Figura 5.1), sul paramento interno della diga (B nella Figura 5.1) e sul paramento esterno della diga (C nella Figura 5.1).

Le analisi di stabilità sono state eseguite in condizioni bidimensionali con il Metodo dell'Equilibrio Limite e il codice di calcolo SlopeW ⁽²⁾ in condizioni statiche e sismiche pseudo-statiche.

Il Fattore di Sicurezza (FS) è stato valutato con il metodo di Bishop.

Il volume definito dalla superficie di scorrimento risulta stabile se lungo la superficie di scorrimento si sviluppa un sistema di forze resistenti che equilibrano le forze agenti; tale equilibrio scaturisce dalla somma delle condizioni di equilibrio dei singoli elementi (costituiti da strisce verticali) in cui viene suddiviso il volume potenzialmente instabile.

Come detto, la stabilità globale deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1 e 4.2 per quanto riguarda le condizioni statiche con coefficiente sulle resistenze (γ_R), corrispondente al valore minimo del Fattore di Sicurezza, da assumersi pari a 1.1. In condizioni sismiche pseudo-statiche, le verifiche si eseguono ponendo pari ad 1.0 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando un coefficiente parziale γ_R , corrispondente al valore minimo del Fattore di Sicurezza, pari ad 1.2.

Nel seguito sarà usata come convenzione, per la componente dell'azione pseudostatica in direzione verticale, la dicitura kv+ quando l'azione ha direzione coincidente con la gravità (verso il basso) e kv- quando l'azione ha direzione opposta rispetto la gravità (verso l'alto).

Il carico variabile dovuto al traffico dei mezzi sulle piste è stato considerato quando sfavorevole ed è stato simulato con una pressione di 20 kPa, distribuita su una sezione di 4 m. Mentre nei casi statici questo valore è stato moltiplicato per un coefficiente pari a 1.3 (v. Tabella 4.1), nei casi pseudo-statici esso è stato moltiplicato per un coefficiente pari a zero, facendo riferimento a quanto prescritto dalle NTC18 per ponti stradali e pedonali (si veda la Tabella 5.1.VI delle NTC18), non essendoci altro specifico riferimento nella norma.

⁽²⁾ SlopeW, pacchetto GeoStudio 2007, Geo-Slope International Ltd., Calgary, Canada

Le superfici di scivolamento, a geometria circolare, sono state definite in maniera da imporre la zona di ingresso e la zona di uscita delle stesse sulla superficie del pendio, lasciando quindi al programma la generazione automatica delle stesse superfici e la ricerca della superficie a cui compete il Fattore di Sicurezza minimo in ciascuna condizione di calcolo. Sono state considerate superfici aventi profondità minima di 1 m.

I parametri geotecnici dei materiali interessati dalle analisi sono stati ricavati come descritto nel capitolo precedente.

Nella Tabella 6.1 è riportato il riepilogo dei parametri (peso di volume e parametri di resistenza) caratteristici e di progetto dei suddetti materiali, espressi, adottando un criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, in termini di coesione e angolo di resistenza al taglio efficaci. I valori dei parametri di resistenza di progetto sono stati ottenuti applicando ai valori caratteristici i coefficienti riduttivi per le resistenze previsti dalla normativa e riportati nella Tabella 4.2. Nella Tabella 6.1 i valori di progetto sono quelli da adottare in campo statico. Secondo quanto esplicitato dalla normativa, come detto in precedenza, le verifiche pseudo-statiche si eseguono ponendo pari ad 1.0 i coefficienti parziali sui parametri geotecnici; pertanto, in campo pseudo-statico i parametri di progetto assumono il valore dei parametri caratteristici.

Tabella 6.1 - Parametri geotecnici caratteristici e di progetto dei materiali

Materiale	Valori caratteristici			Valori di progetto		
	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Rilevato della diga	19.0	0	35.0	19.0	0	29.256
LAC	18.5	15.0	30.0	18.5	12.0	24.791
ENNb	19.0	9.0	34.0	19.0	7.2	28.352

6.2 Risultati ottenuti

6.2.1 Sponda naturale del bacino (A)

Nelle Figure 6.1÷6.11 sono riportati i risultati delle analisi di stabilità, in campo statico e in campo pseudo-statico, della sponda naturale del bacino (A). Si è considerata la sezione indicata nella Figura 5.1 con gli scavi della sponda (A) che interessano i depositi lacustri (LAC) e, data la scala delle analisi, si è anche considerata una sezione semplificata in cui gli scavi interessano la Formazione delle Calcareniti di Capodarso (ENNb). Le sopracitate figure riportano i valori del Fattore di Sicurezza (FS) minimo secondo Bishop e le superfici associate a tali fattori di sicurezza.

Oltre alla verifica della sponda nel suo complesso è stata verificata la stabilità della parete a monte della pista di coronamento, avente un'inclinazione di circa 47°. A favore di sicurezza è stata valutata la stabilità in campo statico anche in presenza di una falda con tetto 2 m al di sopra del piano stradale ad invaso vuoto, al fine di tenere in conto eventuali condizioni piezometriche locali in periodi di elevata piovosità, considerata la scarsa permeabilità dei terreni appartenenti ai Depositi Lacustri (LAC).

Come si può notare, la stabilità del versante nel suo insieme risulta verificata sia in campo statico che in campo pseudo-statico. Anche la stabilità della parete a monte della pista di coronamento risulta verificata sia in campo statico che in campo pseudo-statico. Nel seguito saranno denominati SLV lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e SLC lo Stato Limite di Collasso analizzati per le verifiche di stabilità pseudo-statiche.

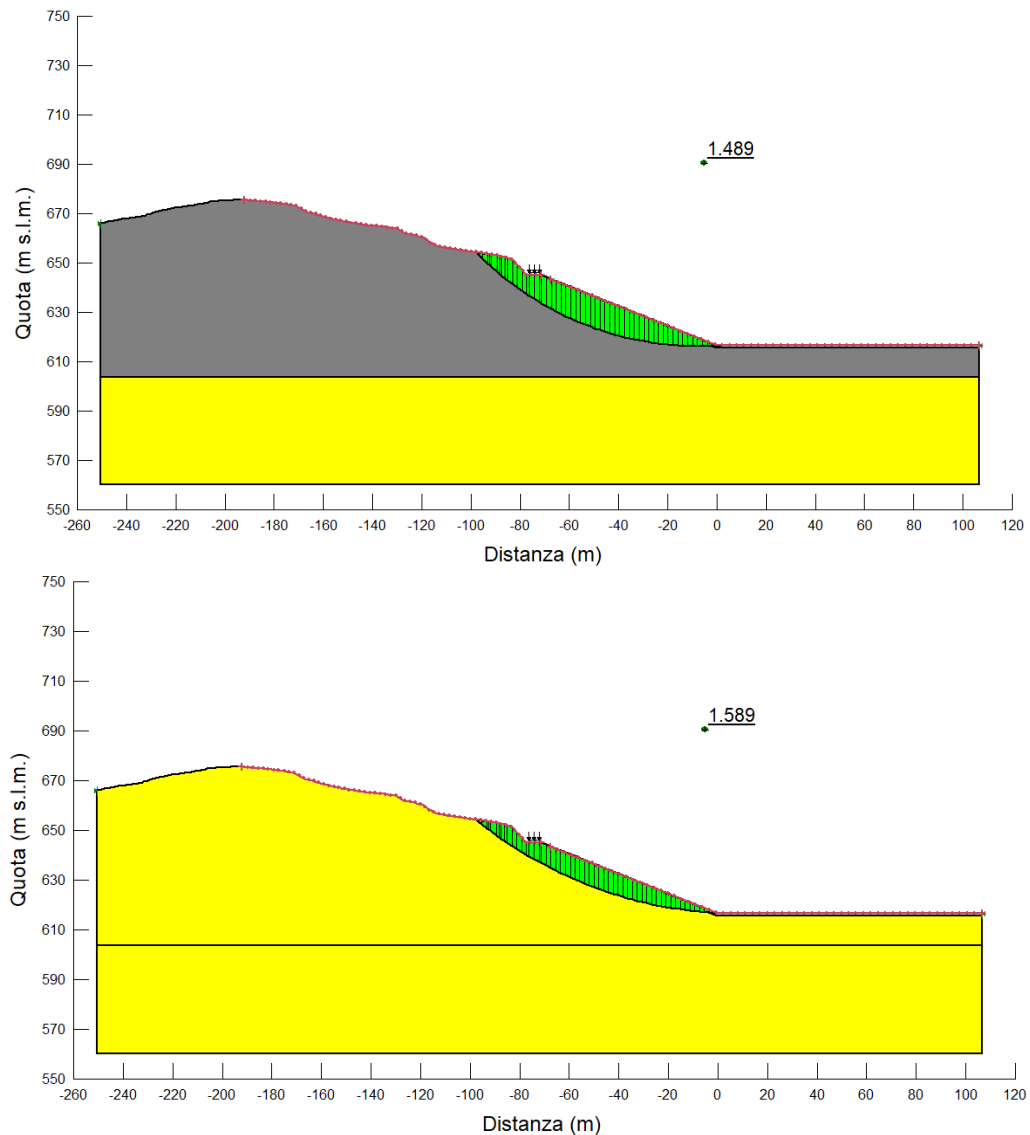


Figura 6.1 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo statico - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

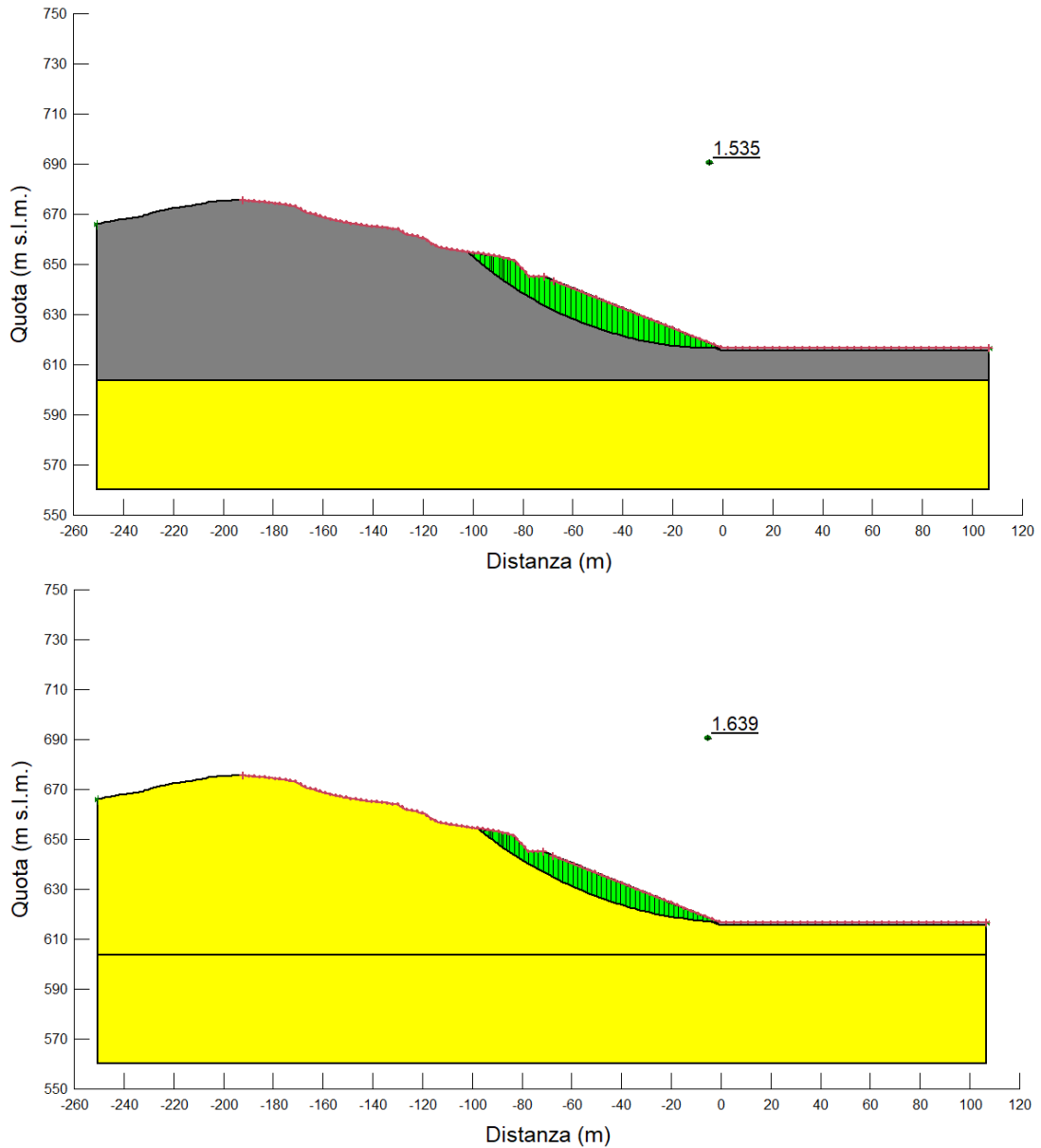


Figura 6.2 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (k_h, k_v+) - SLV - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

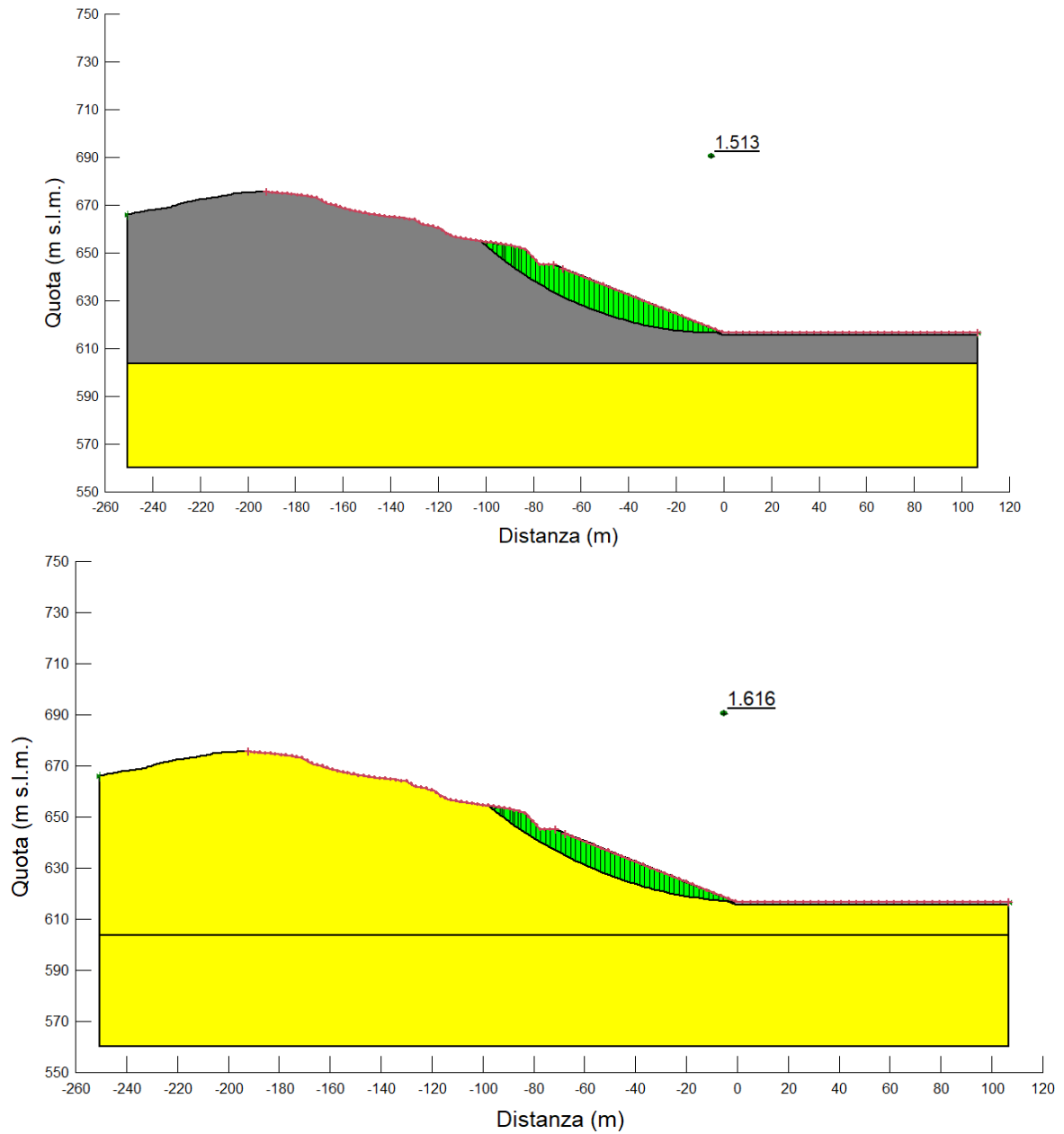


Figura 6.3 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (k_h, k_v) - SLC - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

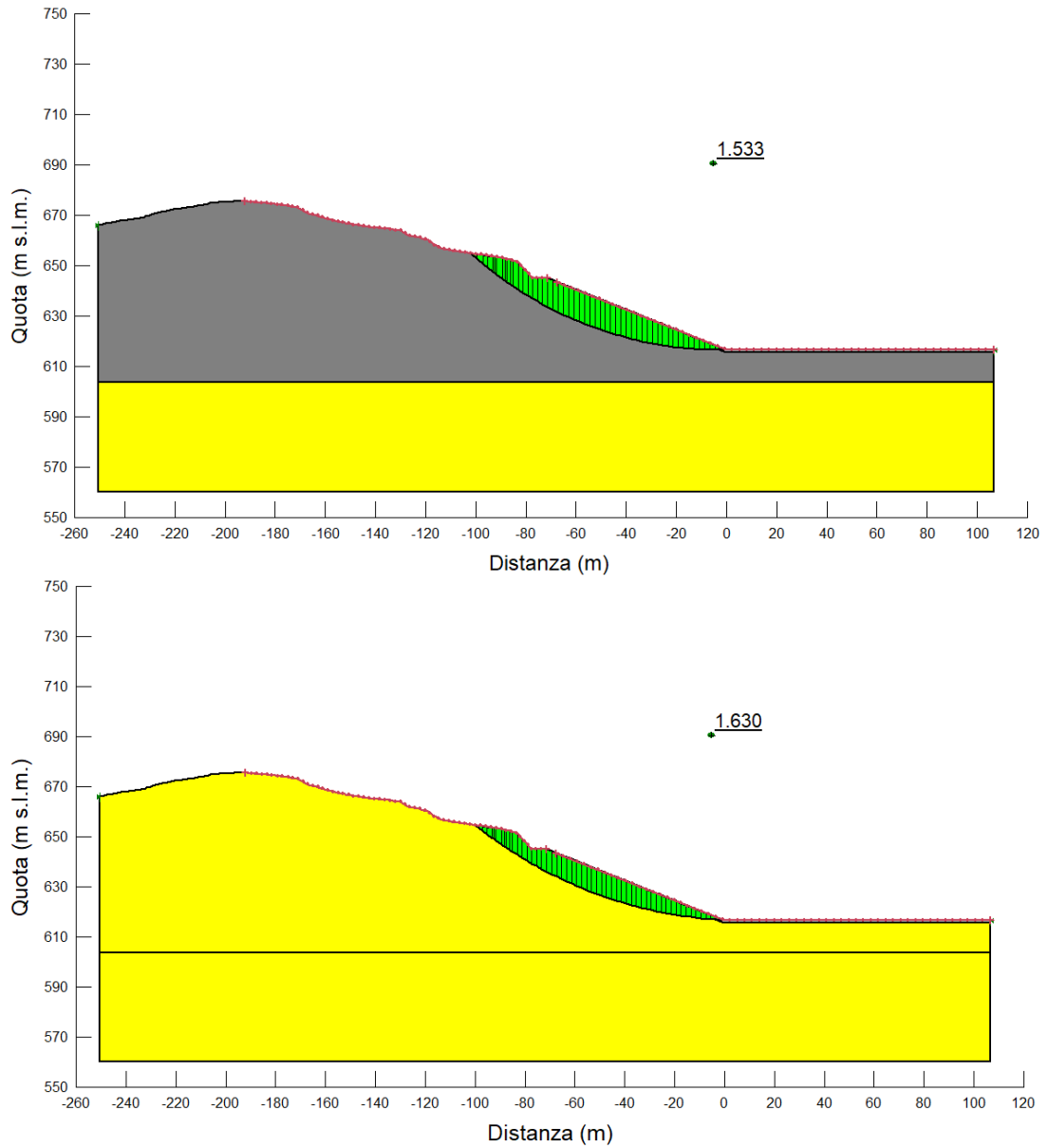


Figura 6.4 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv) - SLV - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

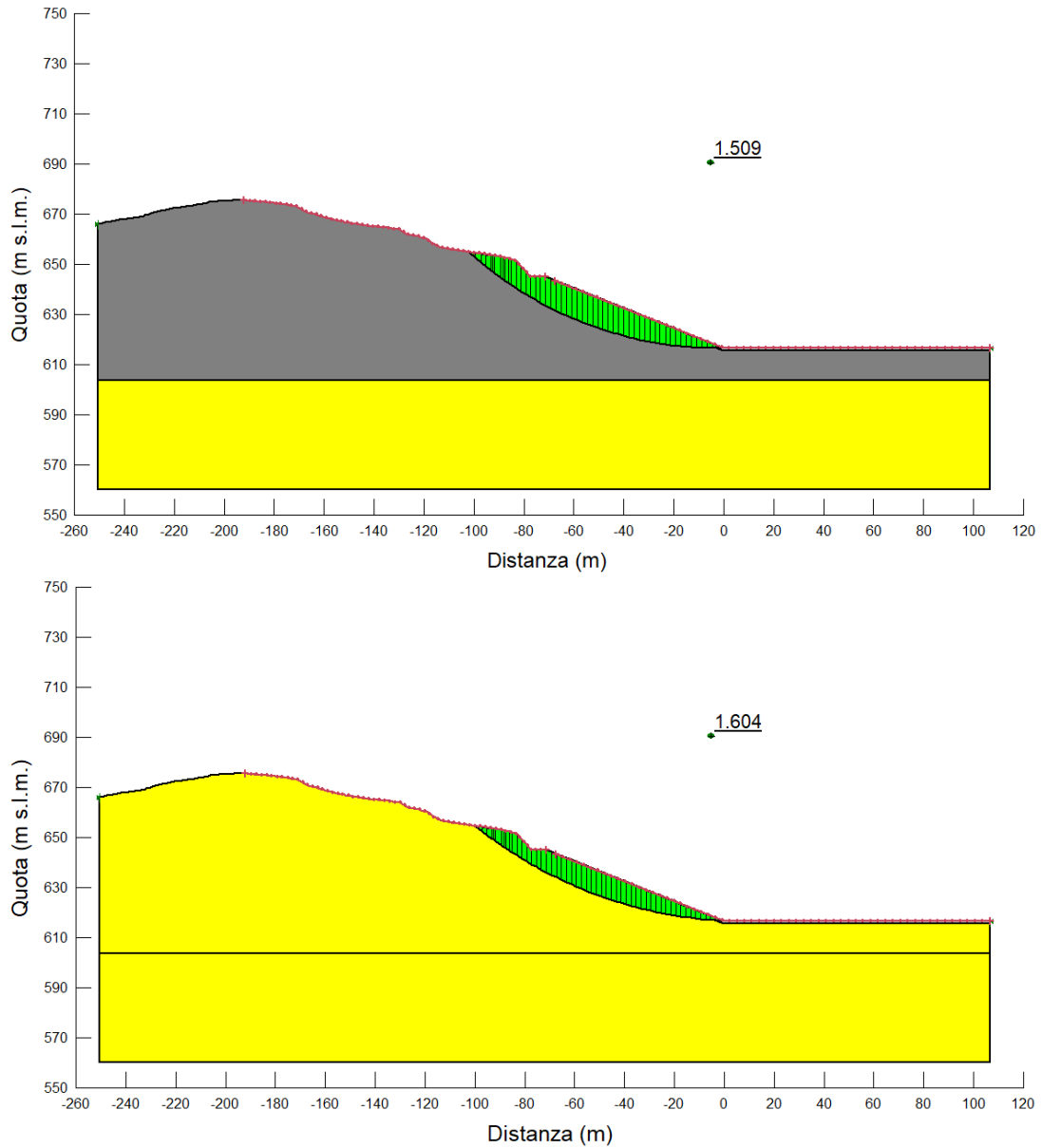


Figura 6.5 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (k_h, k_v) - SLC - Stabilità dell'intero versante - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

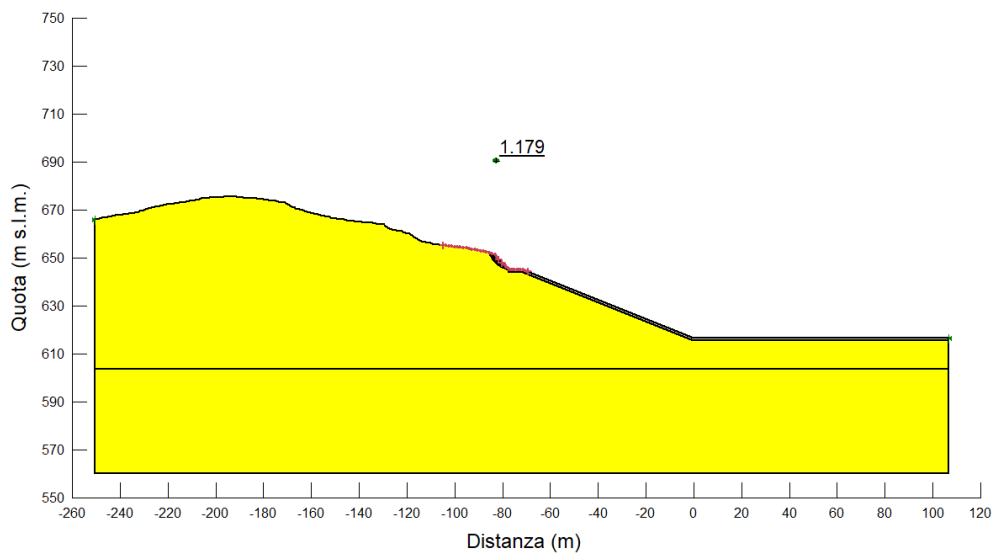
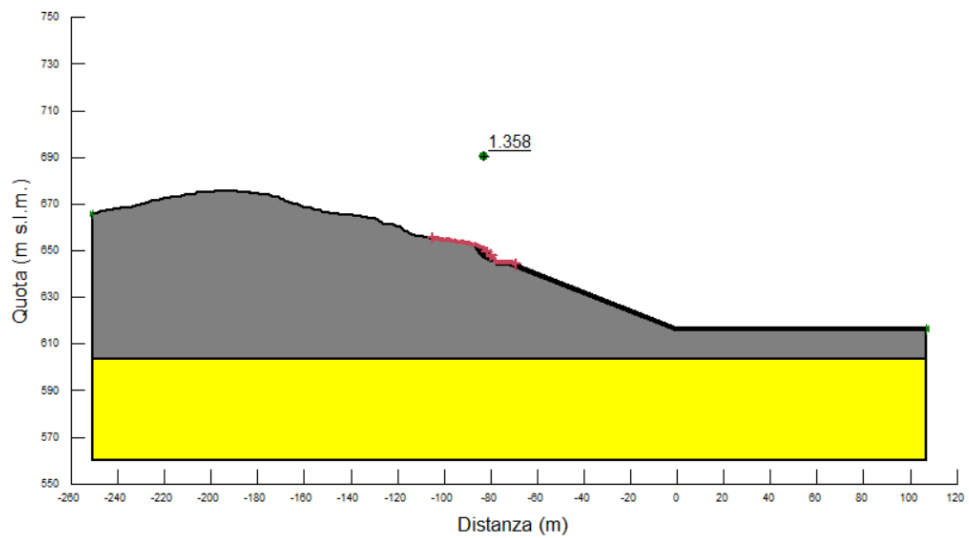
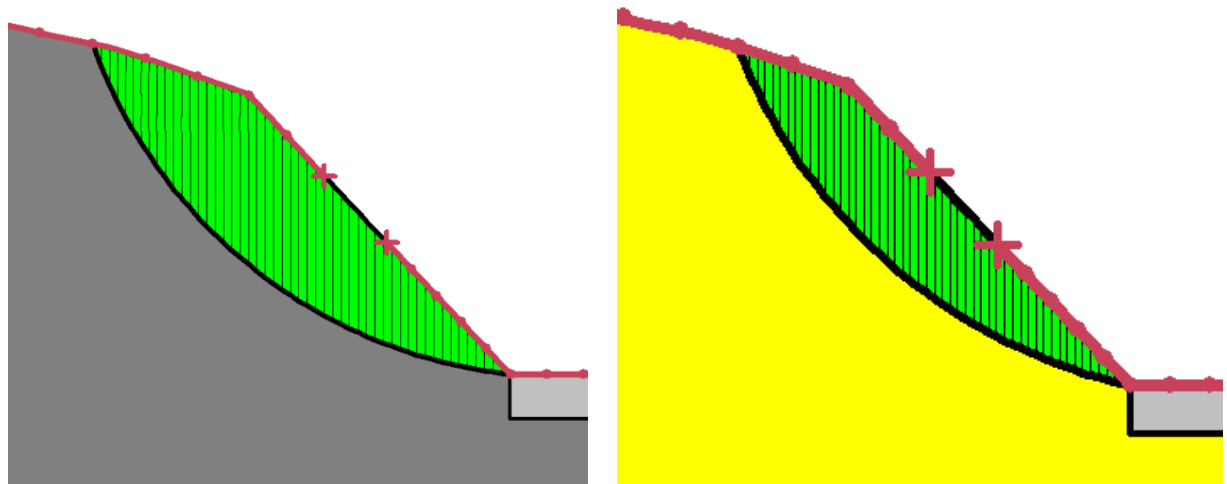


Figura 6.6 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo statico - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

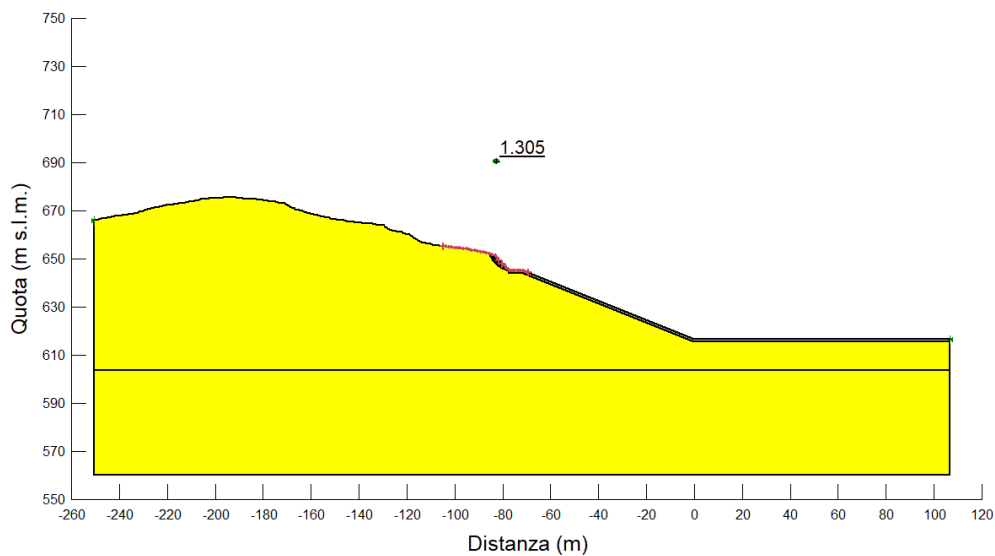
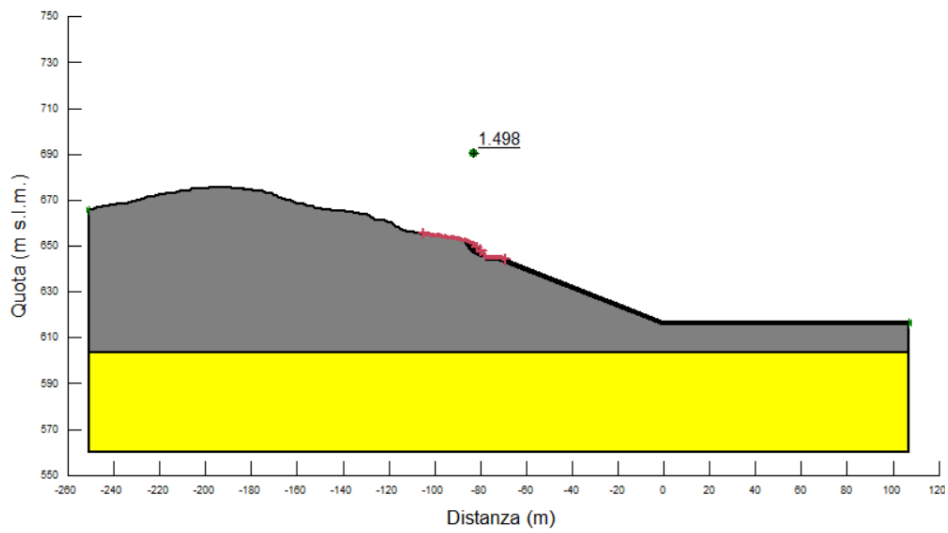
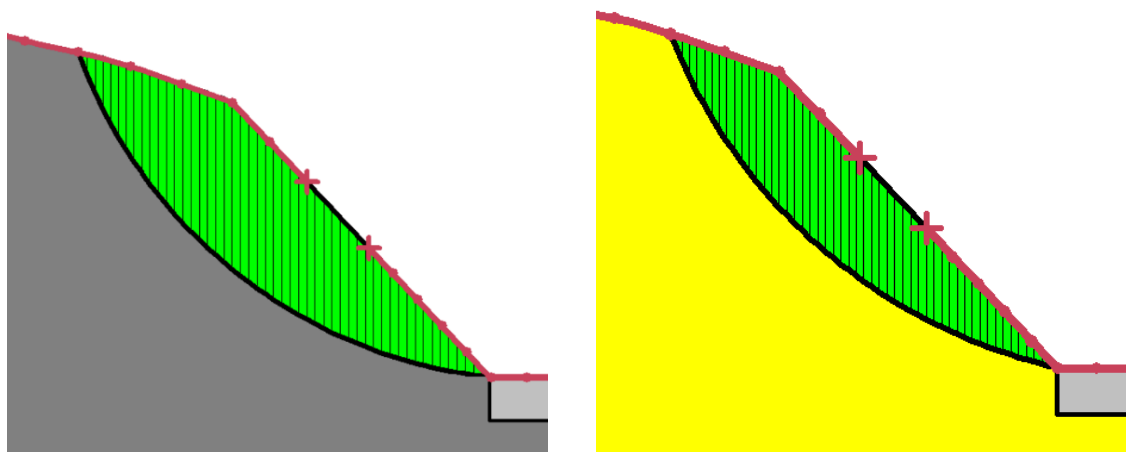


Figura 6.7 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLV - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

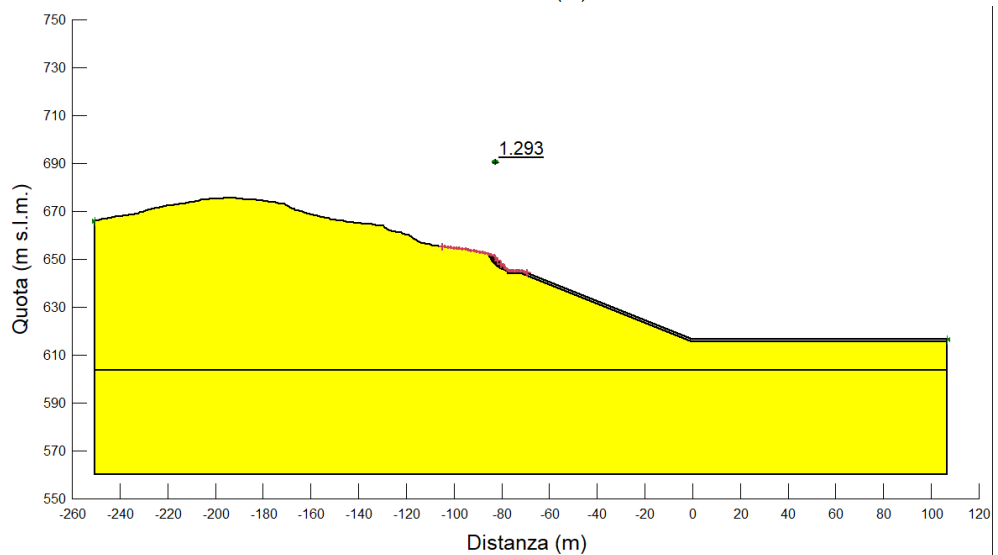
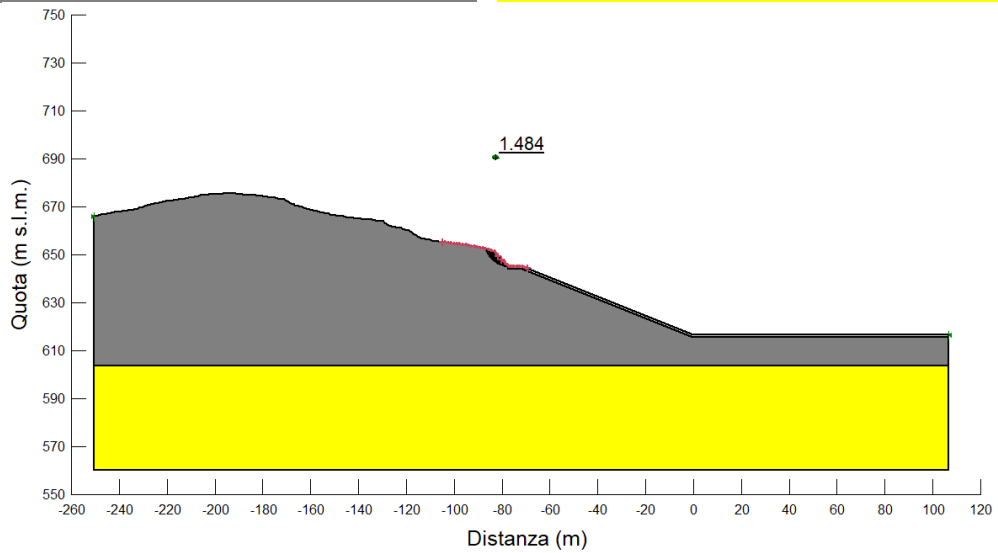
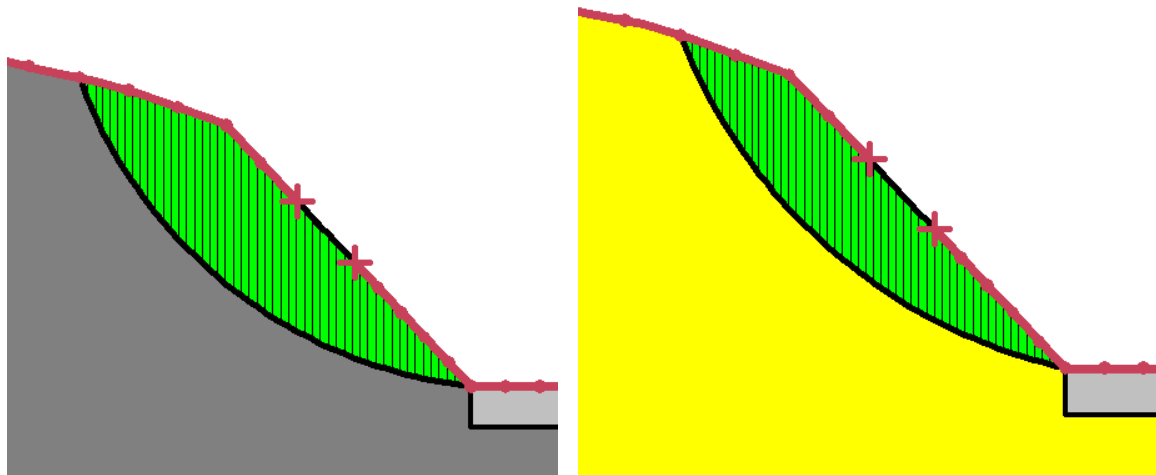


Figura 6.8 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLC - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

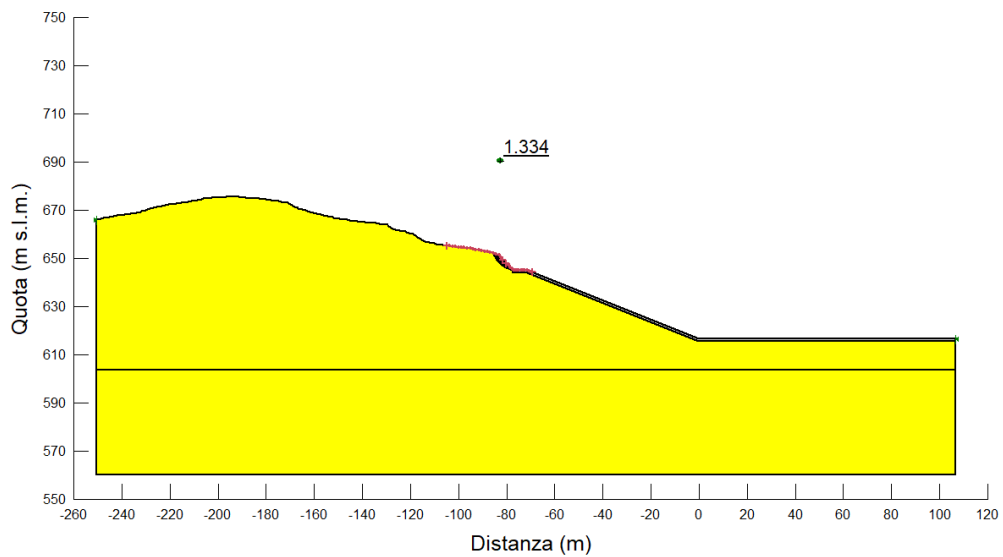
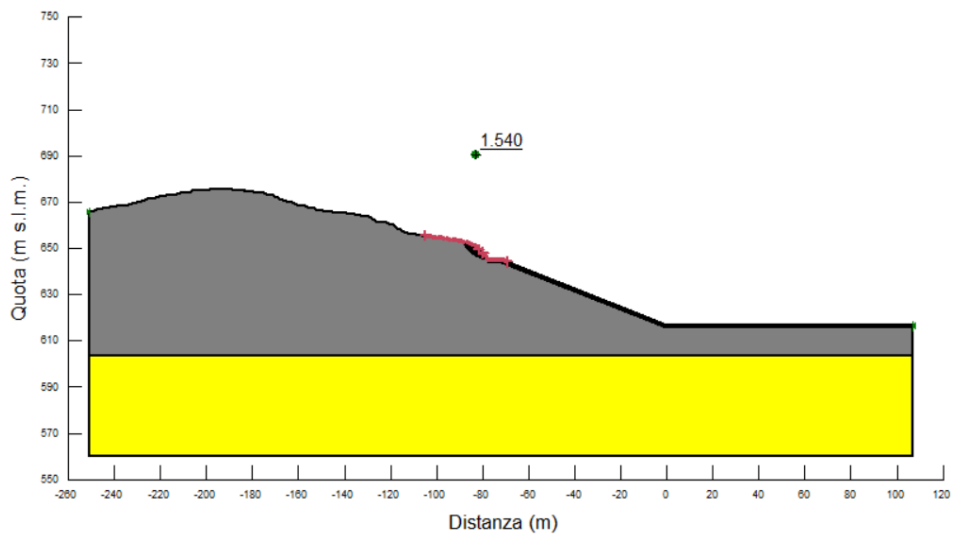
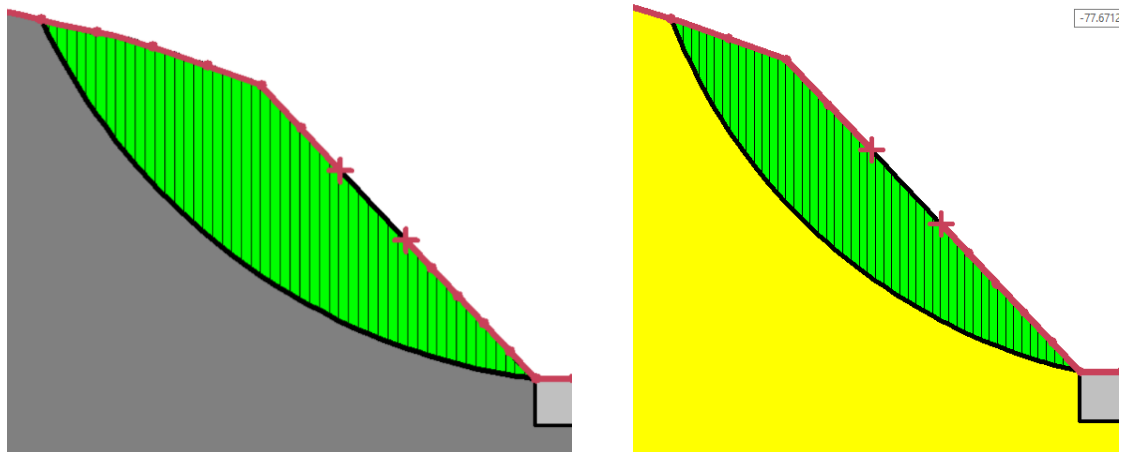


Figura 6.9 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv) - SLV - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

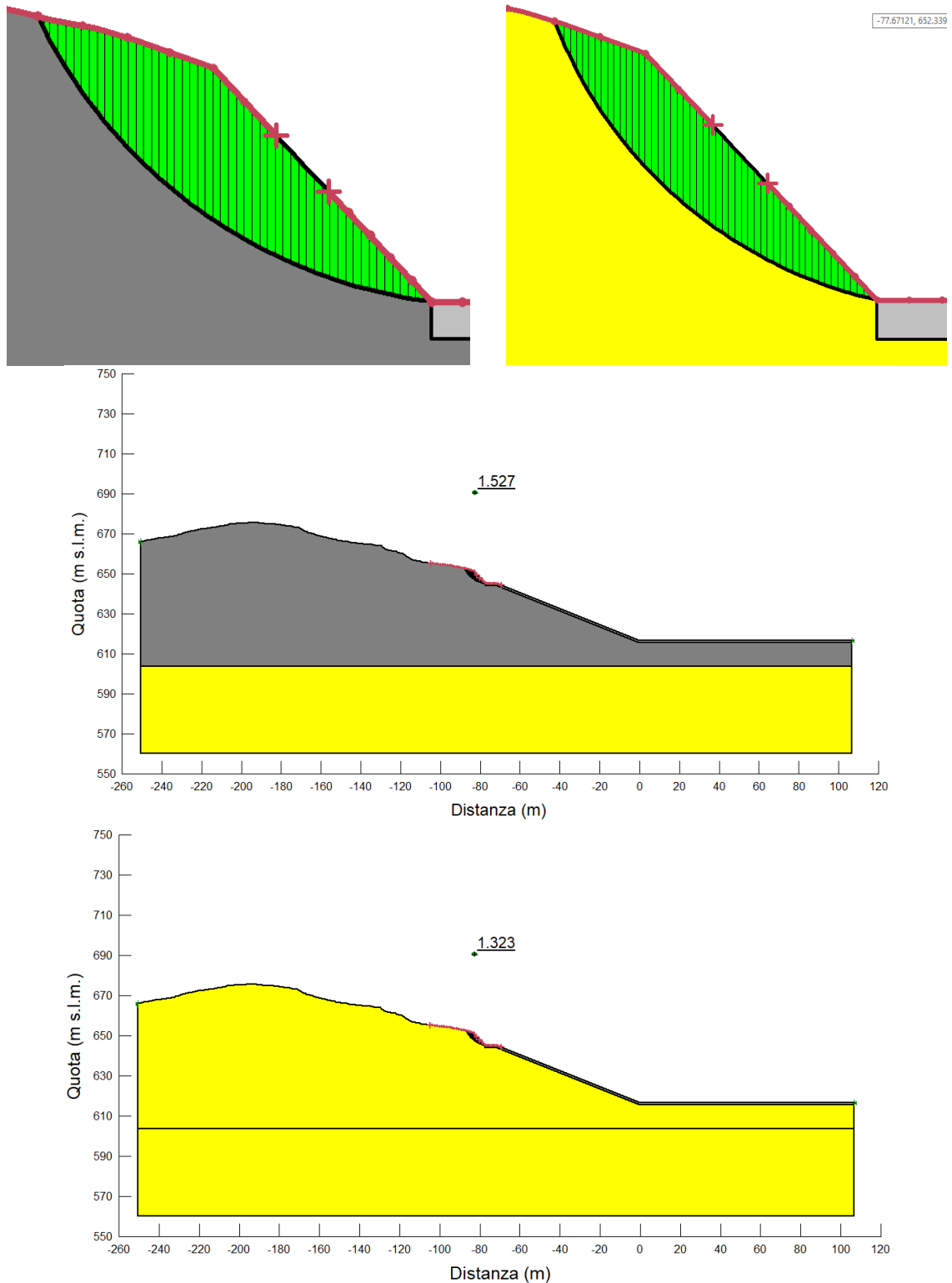


Figura 6.10 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLC - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza (in alto sponda in LAC, in basso sponda in ENNb)

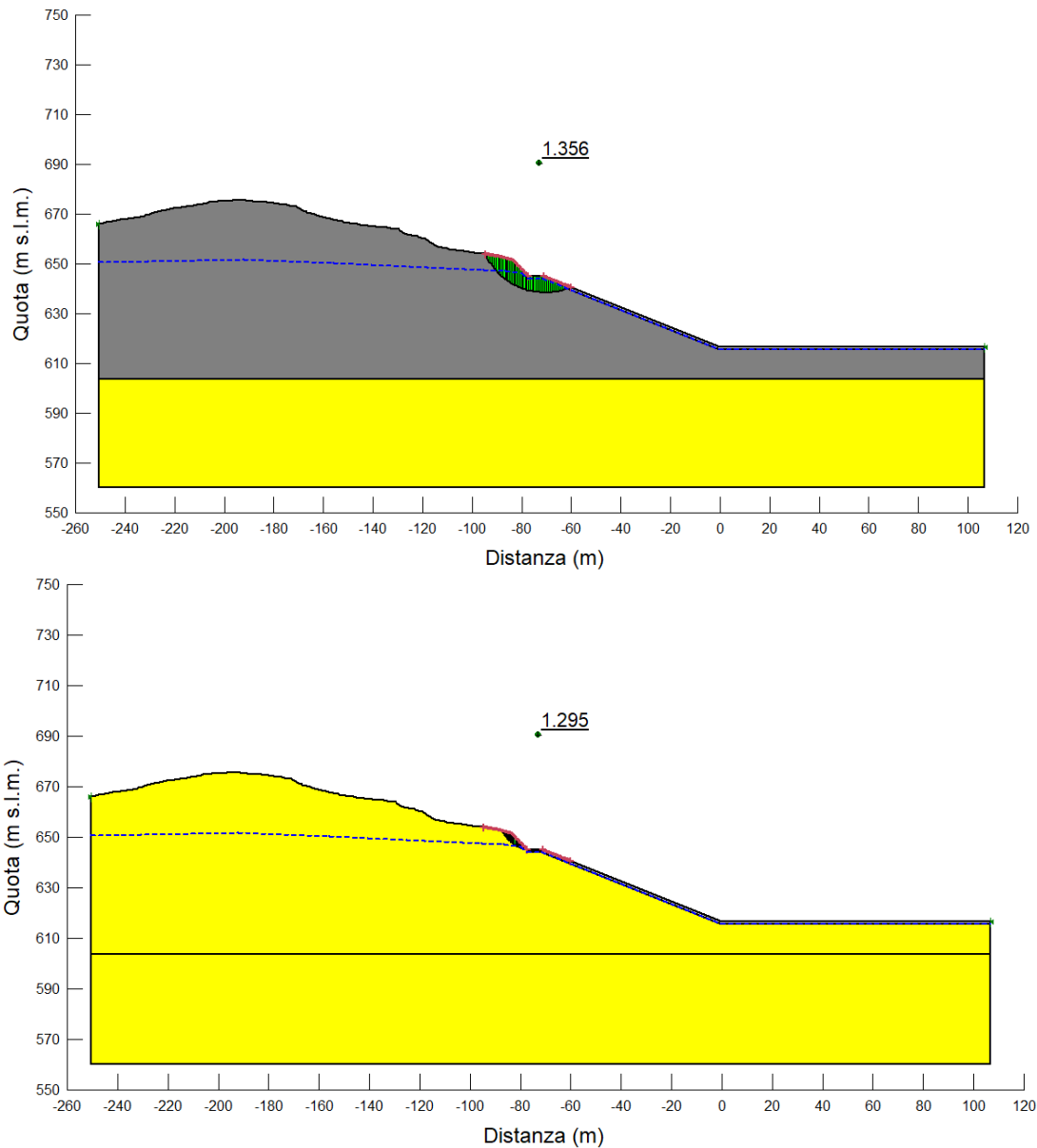


Figura 6.11 - Sponda naturale del bacino (A) - Analisi di stabilità in campo statico con presenza di falda - Stabilità della parete a monte della pista avente inclinazione circa 47° - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

6.2.2 Paramento interno della diga (B)

Nelle Figure 6.12÷6.16 sono riportati i risultati delle analisi di stabilità, in campo statico e in campo pseudo-statico, del paramento interno della diga (B). Le sopracitate figure riportano i valori del Fattore di Sicurezza (FS) minimo secondo Bishop e le superfici associate a tali fattori di sicurezza. Nel seguito saranno denominati SLV lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e SLC lo Stato Limite di Collasso analizzati per le verifiche di stabilità pseudo-statiche.

Come si può notare, le verifiche di questo paramento risultano soddisfatte, sia in campo statico che in campo pseudo-statico.

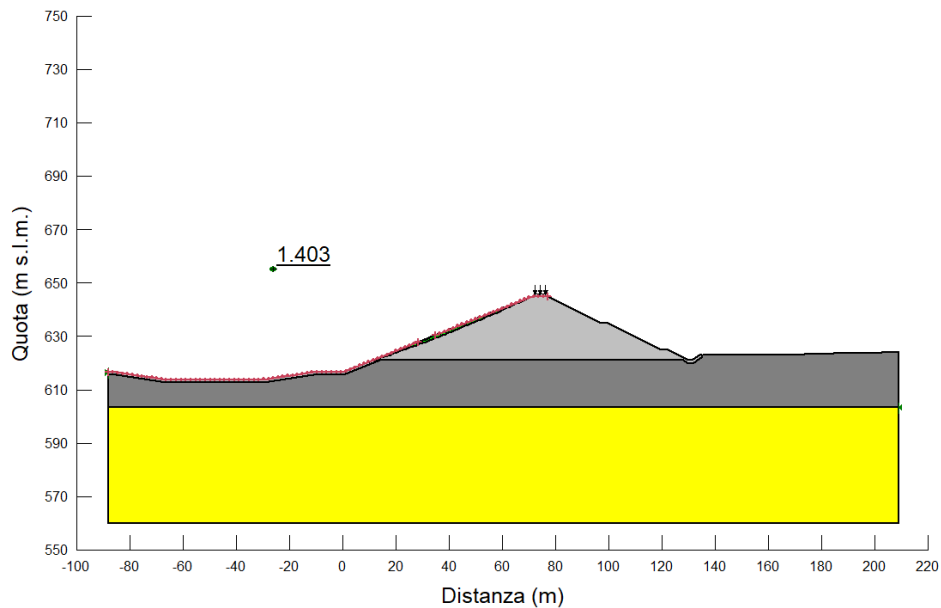


Figura 6.12 - Paramento interno della diga (B) – Analisi di sicurezza in campo statico - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

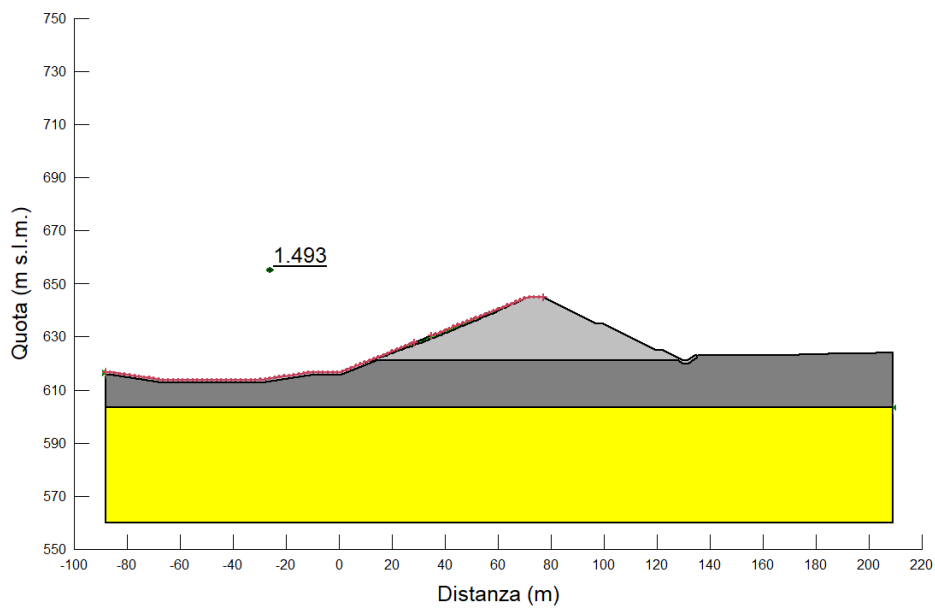


Figura 6.13 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

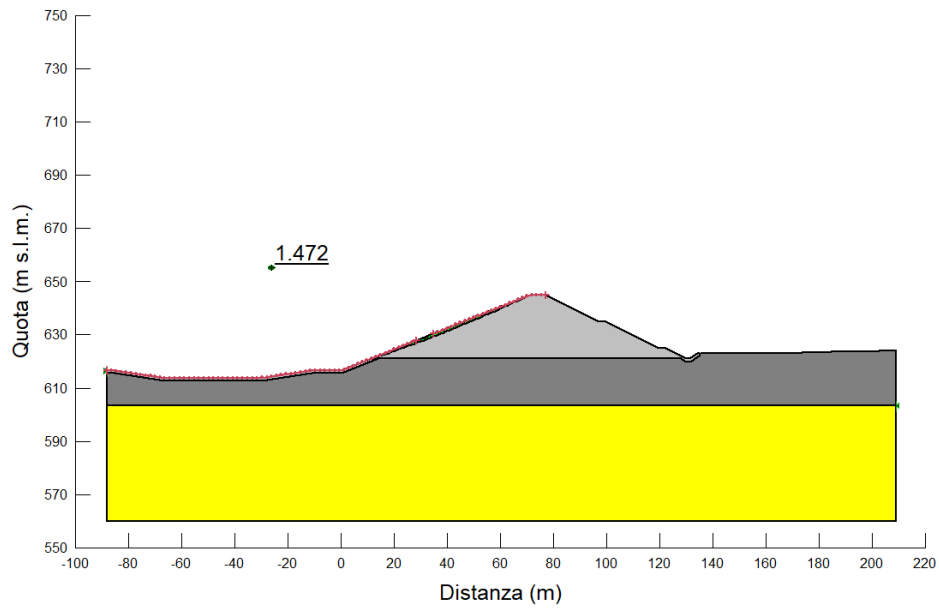


Figura 6.14 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

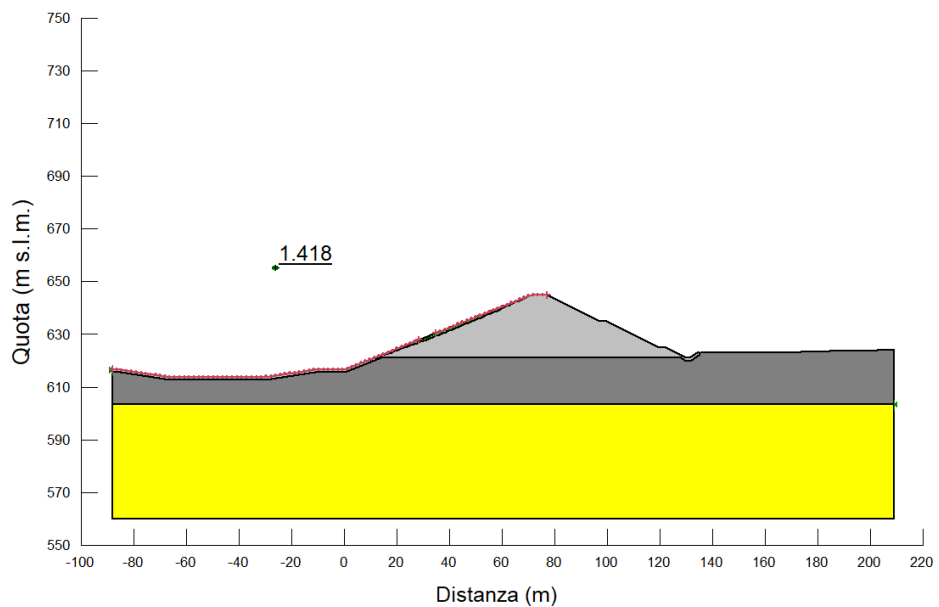


Figura 6.15 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

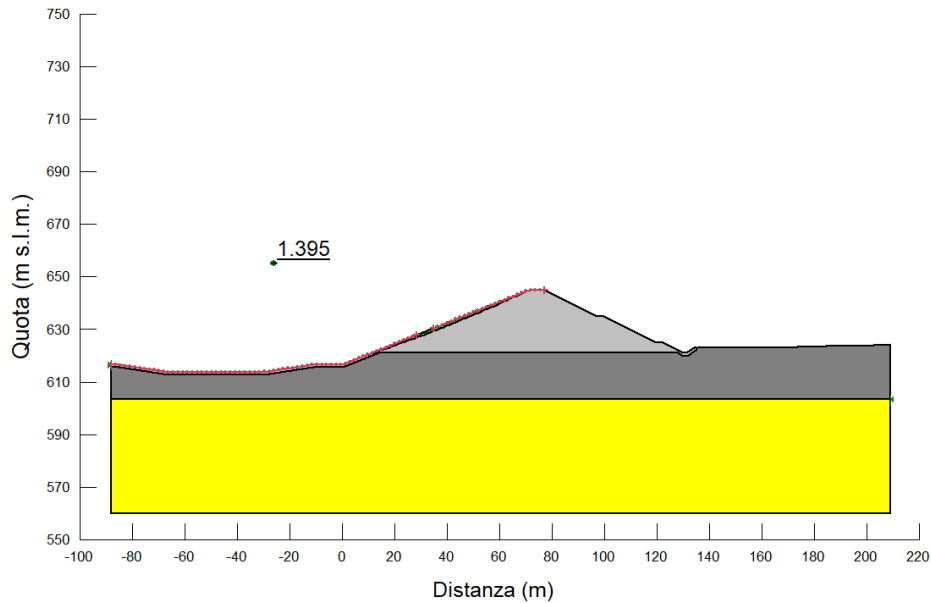


Figura 6.16 - Paramento interno della diga (B) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

6.2.3 Paramento esterno della diga (C)

Nelle Figure 6.17÷6.20 sono riportati i risultati delle analisi di stabilità, in campo statico e in campo pseudo-statico, del paramento esterno della diga (C). Le sopracitate figure riportano i valori del Fattore di Sicurezza (FS) minimo secondo Bishop e le superfici associate a tali fattori di sicurezza. Nel seguito saranno denominati SLV lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e SLC lo Stato Limite di Collasso analizzati per le verifiche di stabilità pseudo-statiche.

Come si può notare, le verifiche di questo paramento risultano soddisfatte, sia in campo statico che in campo pseudo-statico.

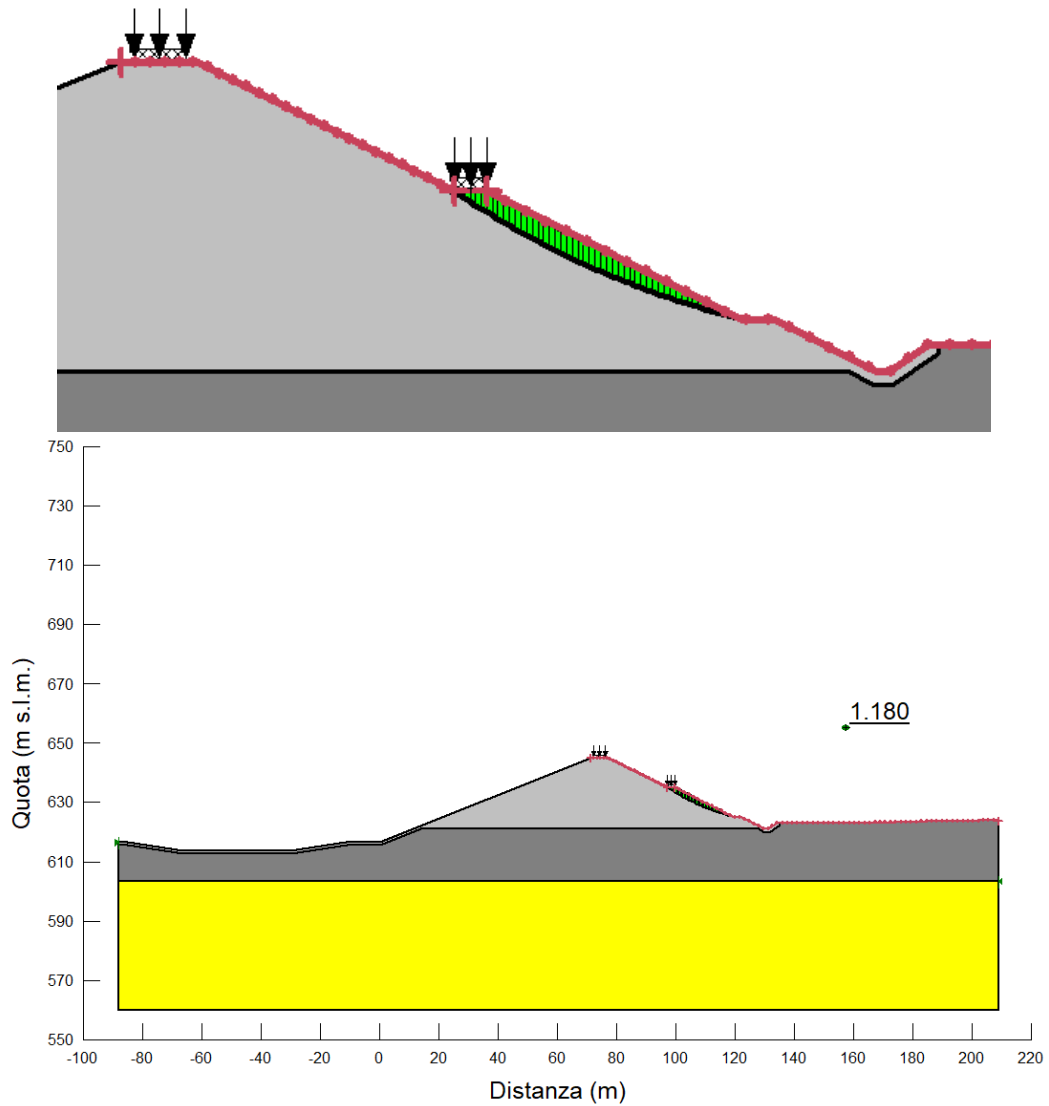


Figura 6.17 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo statico - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

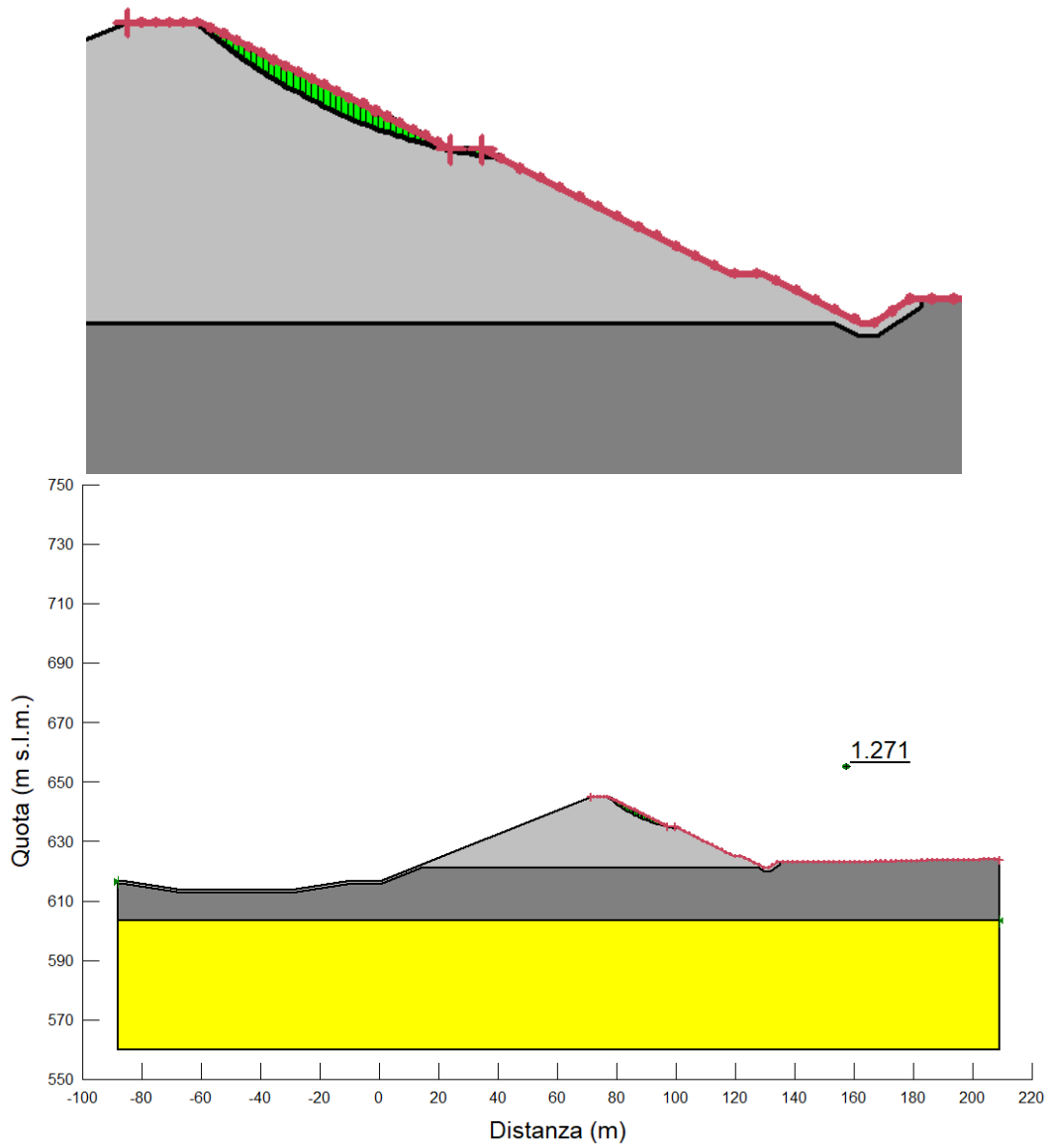


Figura 6.18 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

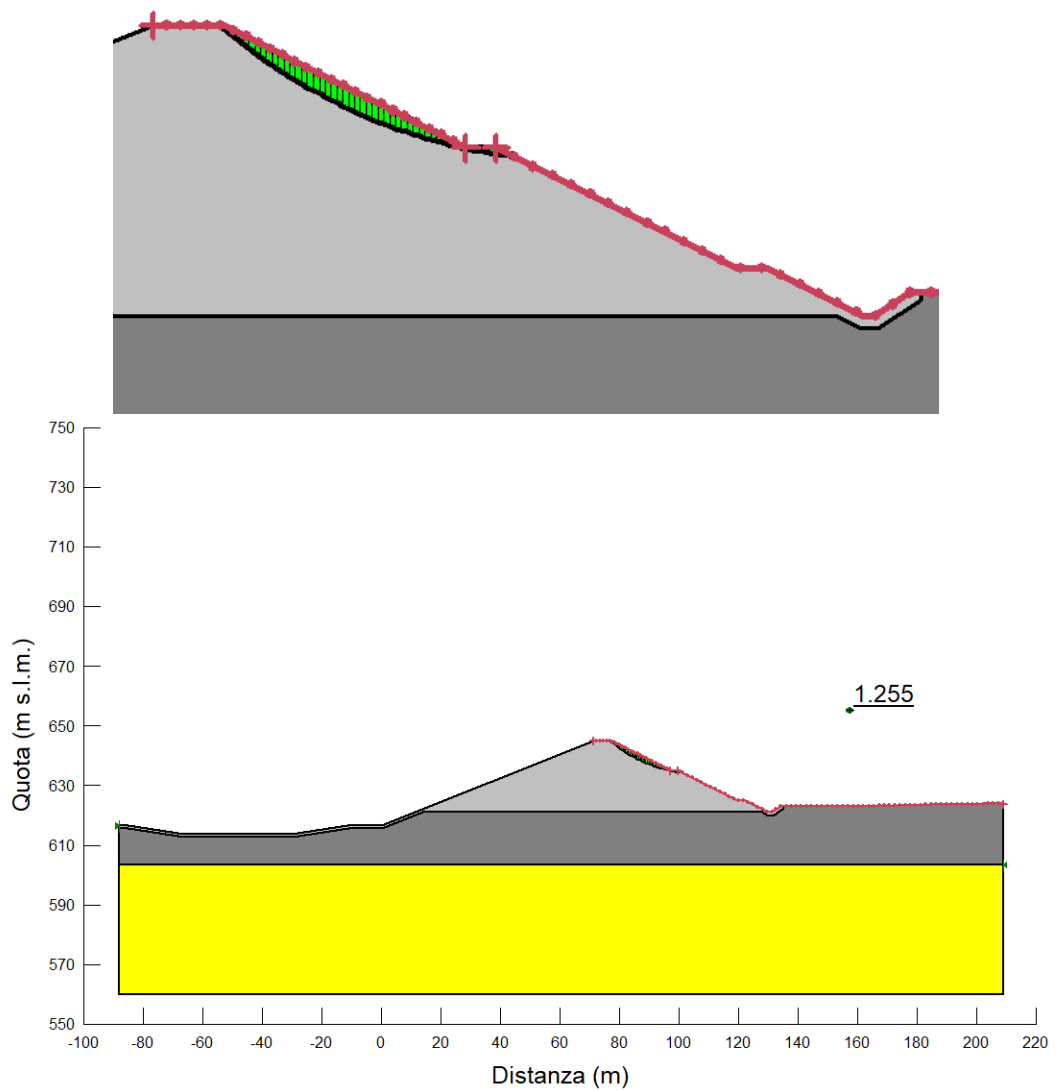


Figura 6.19 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv+) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

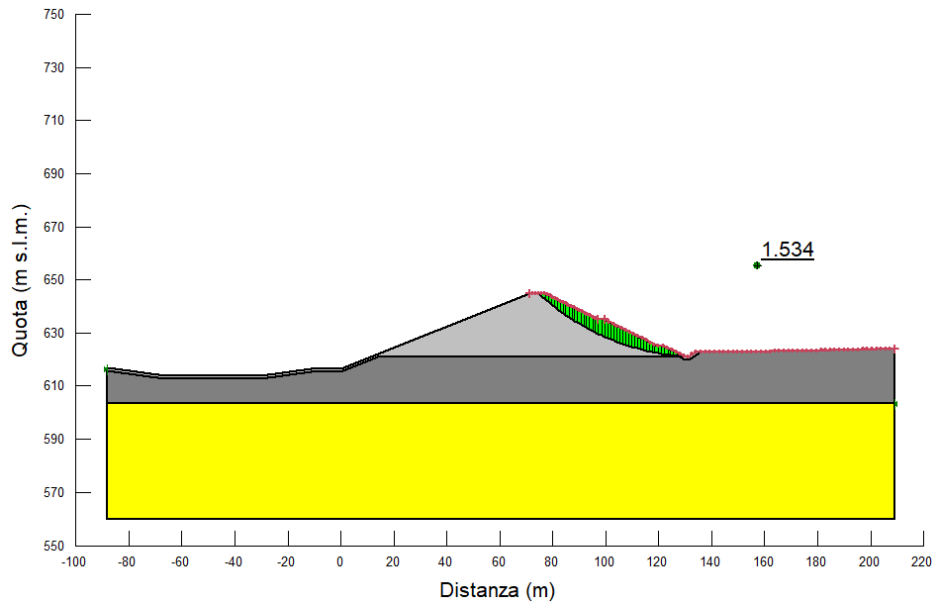


Figura 6.20 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLV - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

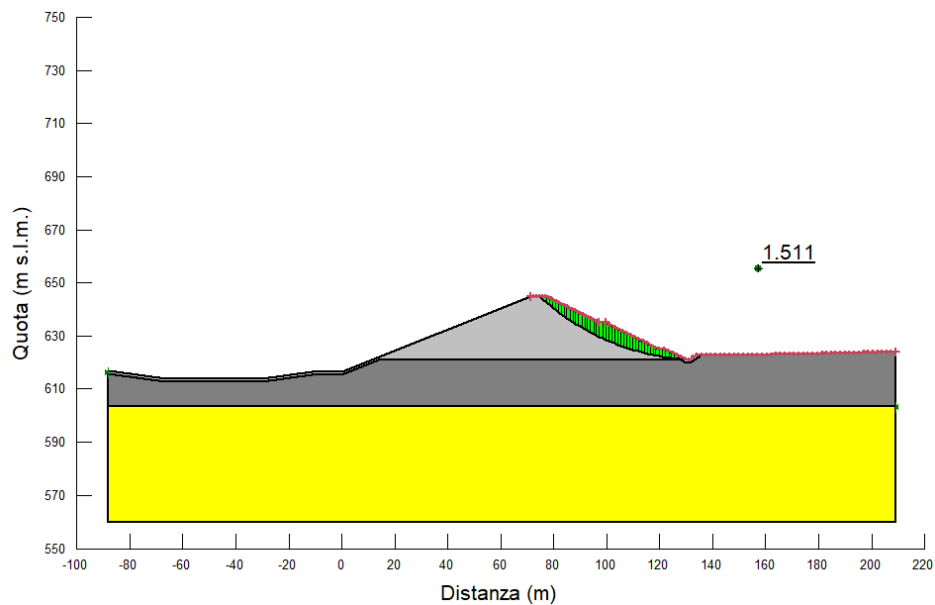


Figura 6.21 - Paramento esterno della diga (C) - Analisi di stabilità in campo pseudo-statico (kh,kv-) - SLC - Superficie a Fattore di Sicurezza minimo secondo Bishop e valore del Fattore di Sicurezza

6.2.4 Sintesi delle analisi eseguite

La Tabella 6.2 riporta una sintesi dei risultati delle analisi eseguite; in particolare sono riportati i valori dei Fattori di Sicurezza minimi calcolati (secondo Bishop) per ogni scenario di analisi, i valori del Fattore di Sicurezza minimo richiesto da normativa e l'esito della verifica di stabilità. La verifica risulta superata quando il Fattore di Sicurezza minimo calcolato

tramite le analisi numeriche risulta superiore al Fattore di Sicurezza minimo previsto dalla normativa. Come si può osservare dalle Tabelle 6.2, 6.3 e 6.4, la condizione di verifica risulta essere sempre soddisfatta.

Come detto in precedenza, nelle successive fasi di progetto, come poi anche in corso d'opera, sarà necessario eseguire specifiche prove geotecniche sul materiale del rilevato della diga per verificare l'affidabilità delle assunzioni fatte in questa sede in termini di parametri geotecnici e confermare quindi la validità della analisi condotte.

Tabella 6.2 – Sponda naturale del bacino (A) - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità eseguite

Sponda naturale del bacino (A)	FS minimo calcolato secondo Bishop	FS minimo da normativa	Verifica Superata
<i>Intero versante</i>			
Condizioni statiche - LAC	1.489	1.1	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLV - LAC	1.535	1.2	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLC - LAC	1.513		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLV - LAC	1.533		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLC - LAC	1.509		Sí
Condizioni statiche - ENNb	1.589	1.1	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLV - ENNb	1.639	1.2	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLC - ENNb	1.616		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLV - ENNb	1.630		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLC - ENNb	1.604		Sí
<i>Parete a monte della pista</i>			Sí
Condizioni statiche - LAC	1.358	1.1	Sí
Condizioni statiche con falda - LAC	1.356		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLV - LAC	1.498	1.2	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLC - LAC	1.484		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLV - LAC	1.540		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLC - LAC	1.527		Sí
Condizioni statiche - ENNb	1.179	1.1	Sí
Condizioni statiche con falda - ENNb	1.295		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLV - ENNb	1.305	1.2	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLC - ENNb	1.293		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLV - ENNb	1.334		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLC - ENNb	1.323		Sí

Tabella 6.3 – Paramento interno della diga (B) - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità eseguite

Paramento interno della diga (B)	FS minimo calcolato secondo Bishop	FS minimo da normativa	Verifica Superata
Condizioni statiche	1.403	1.1	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLV	1.493	1.2	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv+ SLC	1.472		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLV	1.418		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLC	1.395		Sí

Tabella 6.4 – Paramento esterno della diga (C) - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità eseguite

Paramento esterno della diga (C)	FS minimo calcolato secondo Bishop	FS minimo da normativa	Verifica Superata
Condizioni statiche	1.180	1.1	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLV	1.271	1.2	Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLC	1.255		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLV	1.534		Sí
Condizioni pseudo-statiche kh,kv- SLC	1.511		Sí

7. CONCLUSIONI

Si riportano nel di seguito le principali conclusioni che si possono trarre sulla base dei risultati ottenuti dalle analisi stabilità eseguite sia in condizioni statiche che sismiche.

Un aspetto da evidenziare subito riguarda i risultati ottenuti per le condizioni statiche e per le condizioni sismiche, si osserva infatti che generalmente i fattori di sicurezza calcolati per le condizioni statiche sono inferiori a quelli ottenuti per le condizioni sismiche. Un tale risultato può risultare a prima vista strano e controintuitivo, la spiegazione di tali risultati risiede sui parametri geotecnici di calcolo che le normative NTC18 e NTD14 prevedono di assumere per le condizioni statiche e per quelle sismiche. Infatti, per le condizioni statiche le norme prevedono di eseguire le verifiche con l'Approccio 1 e la Combinazione 2 dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e alle resistenze dei terreni. Per le condizioni sismiche le norme prevedono di assumere tutti i coefficienti parziali pari ad 1 sia per le azioni che per le resistenze. In sostanza il legislatore, considerando che l'introduzione dell'azione sismica come forza statica "equivalente" è generalmente molto gravosa in termini di fattore di sicurezza ha deciso di non penalizzare eccessivamente i risultati dei calcoli assumendo che i valori di calcolo siano uguali ai valori caratteristici. Tuttavia nel caso in esame, poiché la pericolosità sismica di base nel sito di interesse è bassa e quindi anche l'azione sismica è bassa a sua volta, ne discende che l'adozione dei coefficienti parziali in condizioni statiche è più penalizzante rispetto all'effetto dell'azione sismica.

Per quanto riguarda le verifiche dei paramenti di monte e di valle del corpo del rilevato di sbarramento si osserva che le superfici critiche di scorrimento sono in genere pellicolari e questo è una diretta conseguenza della resistenza puramente attritiva dei materiali costituenti il rilevato. Ovviamente le superfici pellicolari non hanno rilevanza da un punto di vista ingegneristico e quelle più profonde di maggiore interesse ingegneristico hanno coefficienti di sicurezza significativamente maggiori rispetto a quella a Fattore di Sicurezza minimo ottenuto.

L'analisi dei risultati delle analisi di stabilità condotte sul paramento di monte e di valle del rilevato arginale ha evidenziato che i fattori di sicurezza calcolati sul paramento di valle sono generalmente inferiori rispetto a quelli calcolati per il paramento di monte. La spiegazione di tale risultato risiede unicamente nella diversa geometria dei due paramenti. A valle sono presenti due berme, una in posizione intermedia e una prossima al fosso di raccolta delle acque superficiali al piede del paramento. Al piede di monte è presente una berma e poi uno scavo sui terreni LAC per creare il volume desiderato del serbatoio.

Il livello di sviluppo del piano delle indagini geognostiche e di laboratorio è adeguato per uno studio di fattibilità ma certamente è da integrare e sviluppare adeguatamente in sede di progettazione definitiva per definire in modo più completo i diversi parametri necessari per le verifiche di stabilità e tensio-deformative in condizioni statiche, per le analisi dinamiche al passo nel dominio del tempo e per l'analisi dei cedimenti di consolidazione (primaria e secondaria) nel tempo dei materiali coesivi di fondazione LAC.

Si evidenzia infine che in sede di progetto di fattibilità sono state sviluppate solo le analisi di stabilità che certamente sono quelle di maggior interesse per valutare la fattibilità dell'opera. Tuttavia, data la natura coesiva e compressibile dei terreni della formazione lacustre (LAC) che costituiscono la fondazione del rilevato arginale, evidenziata dalle indagini geotecniche eseguite, nelle fasi successive di sviluppo del progetto andranno adeguatamente valutate e indagate le deformazioni ed i cedimenti di consolidazione primaria e secondaria che si sviluppano nei terreni di fondazione a causa dei carichi trasmessi dal rilevato arginale. Tali deformazioni, che si svilupperanno durante la fase della vita operativa dell'impianto, costituiranno un importante elemento da tenere conto nel progetto delle opere di impermeabilizzazione del serbatoio e di tutti gli elementi di giunzione presenti nelle opere rigide (calcestruzzo armato) e i contatti tra queste e i materiali con comportamento più duttile come i materiali costituenti il corpo del rilevato ed i terreni di fondazione.