

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA  
SICUREZZA DELLA DIGA DI GIUDEA A GELLO

PROGETTO DEFINITIVO

Tavola <b>ALL. A</b>	Titolo: <b>RELAZIONE TECNICA</b>	SCALA
		DATA <b>MAGGIO 2018</b>



Sede Firenze Via De Sanctis,49/51 - 50136 - Cod.Fisc. e P.I.V.A. 06111950488

Organizzazione con Sistema di Gestione Integrato Certificato in conformità alle normative ISO9001 - ISO14001 - OHSAS18001 - SA8000

<b>PROGETTISTI:</b>  Dott. Ing. Giovanni Simonelli  <b>GEOLOGIA:</b>  Geo. Filippo Landini	<b>COLLABORATORI:</b>  Verifiche di stabilità Ing. David Settesoldi  Indagini Idrauliche Ing. Leonardo Duranti  Indagini Geologiche Geol. Carlo Ferri
<b>ESPROPRI:</b>  Geom. Andrea Patriarchi Geom. Matteo Masi	<b>COMMESSA IT:</b>  INGT-TPLPD-PBAAC252
<b>COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:</b>  Dott. Ing. Benedetta Centoni	<b>RESPONSABILE COMMITTENTE:</b>  Ing. Cristiano Agostini
<b>DIRETTORE TECNICO INGEGNERIE TOSCANE:</b>  Ing. Mario Chiarugi	<b>RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:</b>  Ing. Leonardo Rossi

REV.	Data	DESCRIZIONE/MOTIVO DELLA REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO / APPROVATO
01	MAGGIO 2018	PROGETTO DEFINITIVO	DURANTI	SIMONELLI

COMUNE DI PISTOIA

PROVINCIA DI PISTOIA

PROGETTO DEFINITIVO

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI GIUDEA A GELLO

RELAZIONE TECNICA

MAGGIO 2018

REV. 00

## Sommario

1	Premessa .....	3
2	Introduzione .....	3
3	La descrizione dello stato attuale .....	5
3.1	Le caratteristiche dell'invaso originario.....	5
3.2	L'opera di presa sul T. Vincio .....	9
3.3	Le caratteristiche dell'invaso provvisorio autorizzato .....	11
4	Le caratteristiche dell'intervento di progetto .....	14
5	Analisi idrologica .....	17
5.1	Analisi Pluviometrica.....	17
5.2	Perdite idrologiche .....	19
5.3	La trasformazione afflussi – deflussi .....	19
5.3.1	Il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH).....	19
5.3.2	L'idrogramma unitario del Soil Conservation Service (IUH-SCS) .....	20
5.4	Risultati dell'analisi idrologica .....	21
6	Verifiche idrauliche.....	24
6.1	Messa fuori servizio invaso mediante svuotamento con scarico di fondo .....	24
6.2	Verifica evento TR 1000 anni con attuale invaso fuori servizio e scarico di fondo aperto .....	26
6.3	Verifica evento TR 1000 anni con invaso di progetto e scarico di fondo aperto .....	29
6.4	Verifica evento TR 3000 anni con invaso di progetto .....	31
6.5	Verifica evento TR 1000 anni con invaso di progetto .....	35
7	Il franco idraulico.....	39
7.1	Calcolo del franco ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982 .....	39
7.2	Calcolo del franco conforme al Decreto 26 giugno 2014 relativo a Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) .....	39
7.3	La scelta della quota del coronamento.....	41
7.4	La verifica del canale a valle dell'invaso.....	41
8	Gli organi di manovra dell'invaso .....	42
8.1	Lo scarico di fondo e la condotta di derivazione .....	42
8.2	La verifica del tempo di svuotamento dell'invaso .....	44
9	Le caratteristiche del corpo diga di progetto.....	47
10	Il sistema di monitoraggio per la livellazione topografica .....	48
11	Sintesi delle caratteristiche principali dell'invaso di progetto .....	49
11.1	Gli organi di manovra .....	50
	<b>Allegato 1: Verifiche Idrauliche</b>	<b>51</b>
	<b>Allegato 2: Rilievo fotografico</b>	<b>100</b>
	<b>Allegato 3: Monografie caposaldi</b>	<b>106</b>
	<b>Allegato 4: Verifiche di stabilità del muro al piede del paramento di valle</b>	<b>114</b>
	<b>Allegato 5: Verifiche di stabilità del versante sul canale fuggatore</b>	<b>203</b>

## 1 Premessa

La presente relazione è a supporto del progetto definito dell'intervento di messa in sicurezza idraulica e approvvigionamento idropotabile dell'invaso della Giudea posto in località Gello nel comune di Pistoia.

Nella redazione del documento sarà tenuto conto del contenuto del parere rilasciato da parte dell'Ufficio tecnico per le dighe di Firenze in data 10/06/2014 con protocollo n. 0011532, a supporto del progetto preliminare. La diga della Giudea è codificata con posizione RID 480/1183.

Inoltre si terrà conto delle indicazioni del Parere n. 1878 del 09/10/2015 della Commissione Tecnica di Verifica dell'Impatto Ambientale VIA e VAS espresso nell'ambito della procedura di Verifica di assoggettabilità a VIA del progetto di "Opere strutturali di messa in sicurezza idraulica ed approvvigionamento idropotabile in loc. Gello e Laghi Primavera (PT) con proponente il Comune di Pistoia.

L'intervento si inserisce nell'ambito del:

- Accordo di Programma per le "Opere strutturali di messa in sicurezza idraulica ed approvvigionamento idropotabile in Loc. Gello e laghi Primavera" sottoscritto il 30.07.2009 tra Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, Regione Toscana, Provincia di Pistoia, Comune di Pistoia, Autorità di Bacino del fiume Arno, Autorità di Ambito Territoriale Ottimale n. 3 Medio Valdarno e Consorzio di Bonifica Ombrone Pistoiese – Bisenzio;
- Accordo di programma per la definizione degli interventi per l'incremento della sicurezza della diga di Giudea a Gello, ai sensi della DELIBERA CIPE n. 54/2016, sottoscritto da Regione Toscana, Comune di Pistoia, Ente di governo d'ambito: Autorità Idrica Toscana con soggetto attuatore Publiacqua S.p.a..

## 2 Introduzione

Il serbatoio della Giudea, in località Gello del Comune di Pistoia è stato concepito durante gli anni '60 per la modulazione e l'accumulo, ad uso acquedottistico, delle portate invernali e primaverili del T. Vincio di Brandeglio.

L'impianto, è stato ultimato e collaudato alla fine del 1973, ed ha funzionato regolarmente fino al 1990, anno in cui si verificarono, prima sul rinfianco di monte della diga, poi sulla sponda sinistra del serbatoio, alcuni dissesti per i quali fu ordinato il vuotamento del lago.

Nell'attesa della progettazione generale degli interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dell'invaso di Gello, nel 1993 venne progettata e costruita una tura, posta a monte dello sbarramento, per mezzo della quale, si è potuto realizzare un invaso parziale provvisorio di circa 65.000 m<sup>3</sup>.

E' stato redatto successivamente il Progetto di Massima e un 'Progetto Generale' datato Giugno 1993, che è stato sottoposto all'esame e parere della IV Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP., la quale, con voto reso nell'adunanza del 26 Maggio 1994 n. 320, espresse il parere che il progetto

relativo agli interventi per il ripristino funzionale, per l'aumento della capacità e per l'adeguamento al D.M. 24/03/1982 datato Giugno 1993, fosse meritevole di approvazione con osservazioni e prescrizioni.

Il successivo Progetto Esecutivo, è stato redatto nell'Aprile 1995 e il Servizio Nazionale Dighe, con nota SDI/7860 del 16 Dicembre 1996, lo ha ritenuto meritevole di approvazione, subordinatamente all'osservanza delle prescrizioni indicate nella relazione istruttoria.

In data 23/03/2000 con nota del Servizio Nazionale Dighe Prot. n. 1837 è stato assentito un invaso provvisorio fino alla quota 5.5m dell'asta idrometrica (corrispondente alla quota 134,50m slm).

Nel 2003, Pubblacqua S.p.A è divenuta titolare della gestione dell'impianto di potabilizzazione di Gello a Pistoia di cui fa parte la Diga di Giudea.

Con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3376/2004, contenente le "modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito, ai sensi dell'art. 32 bis del D.L. 30/9/2003 n. 269, convertito con modificazioni dalla Legge 24/11/2003 n. 326", è stato previsto nell'ambito del Piano degli interventi di adeguamento sismico e miglioramento sismico (Ordinanza 3376/2004 – Art. 1, comma 4, lettera C ) uno stanziamento per la Diga di Giudea.

Nell'anno 2007 è stato approvato il Progetto Definitivo ed Esecutivo relativo alle Opere strutturali di messa in sicurezza idraulica ed approvvigionamento idropotabile in loc. Gello e Laghi Primavera.

Dal punto di vista della gestione e dell'esercizio, l'invaso è stato oggetto di un provvedimento di svasso permanente Prot. n. 881 del 01/12/1990.

Il progetto è stato oggetto successivamente di uno specifico Accordo di Programma "Opere strutturali di messa in sicurezza idraulica ed approvvigionamento idropotabile in località Gello e Laghi Primavera" tra Ministero, Regione Toscana e Comune di Pistoia.

A seguito di un approfondimento tecnico, relativo sia alle necessità acquedottistiche del Gestore del Servizio Idrico, sia alle problematiche di stabilità del corpo diga e sulla necessità di reperire materiale idoneo alla realizzazione degli argini per la realizzazione del sistema delle casse denominato Laghi Primavera a supporto del bacino del Torrente Ombrone, è stato deciso di modificare le previsioni progettuali relative all'invaso di Gello non perseguendo l'obiettivo di rialzo del coronamento ma bensì definendo la riduzione dell'altezza dell'invaso.

Le due opere sono state oggetto di verifica di assoggettabilità a VIA e in data 09/10/2015 l'intera opera è stata assoggettata a VIA. Le motivazioni e valutazioni tecniche che hanno comportato il passaggio alla procedura di VIA sono principalmente legate ai rilievi espressi per quanto riguarda la realizzazione dei Laghi Primavera.

In considerazione di tale aspetto e sulla base dell'accordo stipulato con il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti si ritiene necessario suddividere l'iter autorizzativo degli interventi sull'invasi di Gello da quelli relativi ai Laghi Primavera.

### 3 La descrizione dello stato attuale

#### 3.1 Le caratteristiche dell'invaso originario

Il serbatoio della Giudea è caratterizzato da contributi idrici derivati da una presa sul Torrente Vincio di Brandeglio che sottende un bacino imbrifero di circa 13 kmq, mentre il bacino diretto del serbatoio è praticamente trascurabile. L'area del bacino dell'invaso della Giudea è riportata nella Tav. 1.

Le principali caratteristiche dei bacini idraulici di riferimento sono di seguito riportate:

##### **bacino allacciato sotteso dalla presa sul T.Vincio di Brandeglio**

- area imbrifera: 13 kmq;
- altitudine media: 580 m s.m.;
- precipitazione media: 1905 mm/anno;
- portata media annua: 0.350 mc/s;
- portata massima di derivazione: 0.700 mc/s;
- deflusso naturale medio:  $\sim 11 \times 10^6$  mc/anno;
- volume derivabile medio:  $\sim 9.8 \times 10^6$  mc/anno;
- volume derivabile al netto dei rilasci ecologici estivi:  $\sim 7.8 \times 10^6$  mc/anno;

##### **bacino diretto sotteso dalla diga della Giudea**

- area imbrifera: 0.15 kmq;
- altitudine media: 138 m s.m.;
- afflusso meteorico medio: 180.000 mc/anno.

Le caratteristiche dell'invaso attuale sono di seguito riassunte

<b>Dati principali della diga</b>	
Classificazione tipologica della diga ai sensi del D.M. 24/03/82	Diga in materiali sciolti con terra omogenea
Altezza della diga ai sensi del D.M. 24/03/82	31,9
Altezza della diga ai sensi del L. 584/1994 [m]	31,9
Altezza massima ritenuta [m]	23,26
Quota del coronamento [mslm]	150,06
Larghezza del coronamento [m]	6
Franco ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/82 [m]	1,8
Franco netto ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/82 [m]	1,8
Sviluppo del coronamento [m]	293,5
Volume della diga [m <sup>3</sup> ]	870.000
<b>Dati principali del serbatoio</b>	
Quota massimo invaso [mslm]	148,26
Quota massima regolazione [mslm]	147,76
Quota minima regolazione [mslm]	134,00

Quota minima al piede diga lato monte [mslm]	125,0
Quota minima al piede diga lato valle [mslm]	118,2
Volume totale invaso [m <sup>3</sup> ]	754.600
Volume utile di regolazione [m <sup>3</sup> ]	707.850
Volume morto [m <sup>3</sup> ]	44.000
Superficie del bacino imbrifero direttamente sotteso [km <sup>2</sup> ]	0,15
Superficie del bacino imbrifero allacciato tramite derivazione dal T. Vincio [km <sup>2</sup> ]	13,0
Portata di massima piena di progetto [m <sup>3</sup> /s]	6,8 (6,0+0,8)
Portata massima derivazione dal T. Vincio [m <sup>3</sup> /s]	0,8
Superficie dello specchio liquido alla quota di : <ul style="list-style-type: none"> <li>• massimo invaso [m<sup>2</sup>]</li> <li>• massima regolazione [m<sup>2</sup>]</li> <li>• minima regolazione [m<sup>2</sup>]</li> </ul>	77.300 73.400 16.985
Pendenze paramento di monte	~2/1, 2.5/1, 3.2/1, 5/1
Pendenza paramento di valle	~2/1
<b>Dati principali dello scarico di superficie</b>	
Caratteristiche tipologiche	Soglia grossa rettilinea in sponda destra
Quota di soglia [mslm]	147,76
Sviluppo della soglia [m]	10,80
Portata esitata [m <sup>3</sup> /s]	6,8
Tirante sulla soglia in corrispondenza della portata esitata [m]	0,5
Livello nel serbatoio in corrispondenza della portata esitata [mslm]	148,26
<b>Dati principali dello scarico di fondo</b>	
Caratteristiche tipologiche	Tubazione in acciaio Ø450
Quota dell'imbocco [mslm]	126,26
Portata esitata [m <sup>3</sup> /s]	1,23
Livello nel serbatoio in corrispondenza della portata esitata [mslm]	147,76
<b>Dati principali dell'opera di derivazione</b>	
Caratteristiche tipologiche	Tubazione in acciaio Ø400
Quota dell'imbocco [mslm]	134,00
Portata esitata [m <sup>3</sup> /s]	0,46
Livello nel serbatoio in corrispondenza della portata esitata	147,76

Tabella 1: Caratteristiche dell'invaso stato attuale.

Di seguito si riporta la legge d'invaso originaria che tiene conto della capacità d'invaso massima indipendentemente dalle limitazioni imposte all'esercizio successive al 1990.

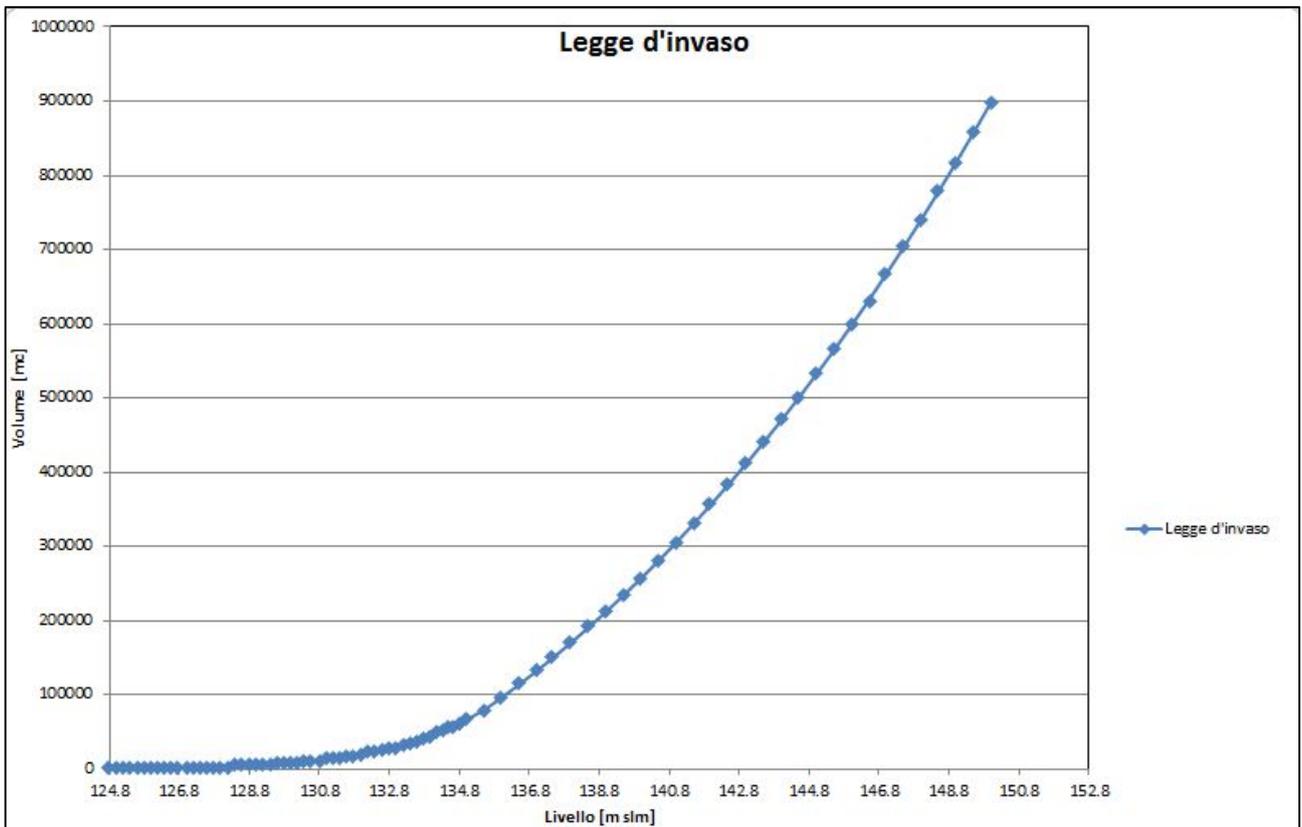


Figura 1: Legge quota - capacità d'invaso originaria dell'Invaso di Gello.

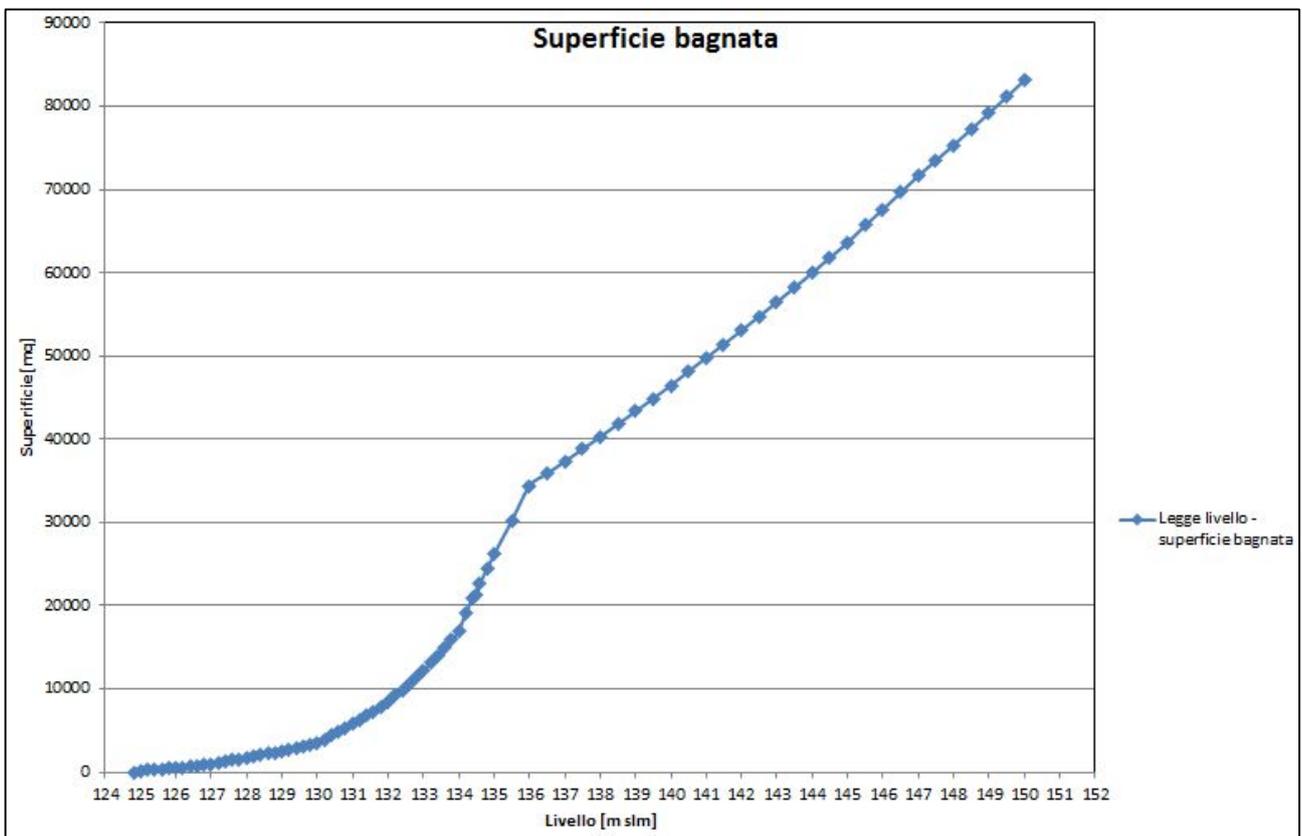


Figura 2: Legge quota – superficie bagnata originaria dell'Invaso di Gello.

Nella Figura 2 è riportata la legge che collega il livello dell'acqua con la superficie bagnata dell'invaso.

Lo schema idraulico di funzionamento dell'invaso per lo stato attuale è di seguito riportata.

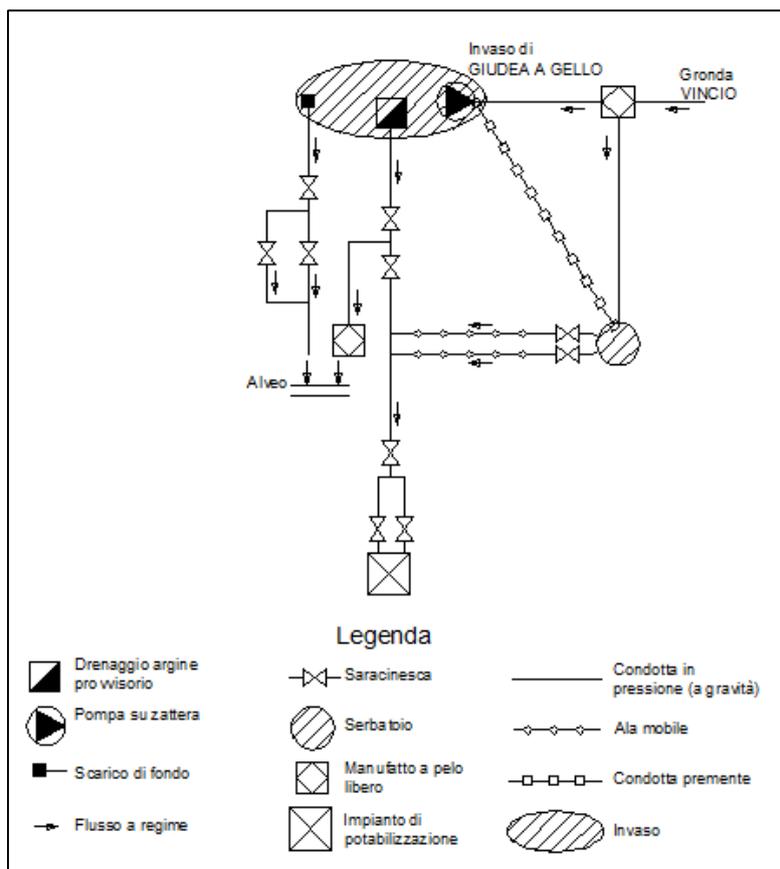


Figura 3: Schema di funzionamento idraulico per lo stato attuale

Si riporta di seguito un'immagine aerea dell'invaso e della parte posta a valle.



Figura 4: Ortofoto invaso della Giudea a Gello nel Comune di Pistoia.

Nella Tav. 2a è riportata la planimetria dell'invaso nello stato attuale.

Nell'Allegato 2 è riportato il rilievo fotografico dell'invaso mentre nell'Allegato 3 sono riportati i capisaldi topografici.

### **3.2 L'opera di presa sul T. Vincio**

E' stato eseguito un apposito rilievo per la georeferenziazione del tracciato della condotta di derivazione e dall'opera di presa sul T. Vincio sino all'invaso della Giudea.

L'opera di presa è costituita da una griglia posta a monte di un salto di fondo del T. Vincio per la lunghezza di circa 15m pari all'intera sezione dell'alveo e larga 1.3m.

Dalla griglia la portata derivata è convogliata a cielo aperto, tramite un canale a sezione rettangolare di larghezza variabile sino all'imbocco nella condotta di collegamento con l'invaso che nel tratto iniziale è in PEAD Ø800.

La condotta corre parallela alla Via Pupigliana sino a monte del Ponte Agnolo sul T. Vincio dove in destra idraulica è stato realizzato un manufatto che contiene gli organi di manovra per lo scarico e la regolazione della portata in arrivo all'invaso.

Dal manufatto parte una condotta in acciaio del DN 1000 che costeggia il T. Vincio in destra idraulica per circa 50m per poi deviare verso Via Sarripoli e Brocchi di Paolone sino all'altezza dell'invaso della Giudea.

La lunghezza totale della condotta di alimentazione è di circa 1640m dove gli ultimi 380m sono realizzati con PRFV del DN 1000m.

All'interno dell'invaso prima dello sbocco a cielo aperto, è presente una saracinesca per escludere l'immissione al bacino di raccolta.

Complessivamente i presidi per il controllo della portata derivata, muniti di paratoia o saracinesca che impediscono l'alimentazione all'invaso sono i seguenti:

1. Paratoia subito a valle dell'opera di presa e prima della partenza della condotta PEADØ800;
2. Paratoia nel manufatto di manovra nei pressi del Ponte Agnolo prima della partenza della condotta in acciaio DN1000;
3. Saracinesca allo sbocco della condotta di alimentazione nell'invaso.

Questo sistema di chiusure permette di avere la sufficiente ridondanza per escludere l'alimentazione dell'invaso qualora risulti necessario per esigenze di manutenzione o per situazioni di emergenza.

La planimetria del tracciato della condotta di derivazione, dalla presa sul T. Vincio sino all'invaso della Giudea è riportata nella Tav. 14 e nella Figura 6.



Figura 5: Ortofoto opera di presa sul T. Vincio.

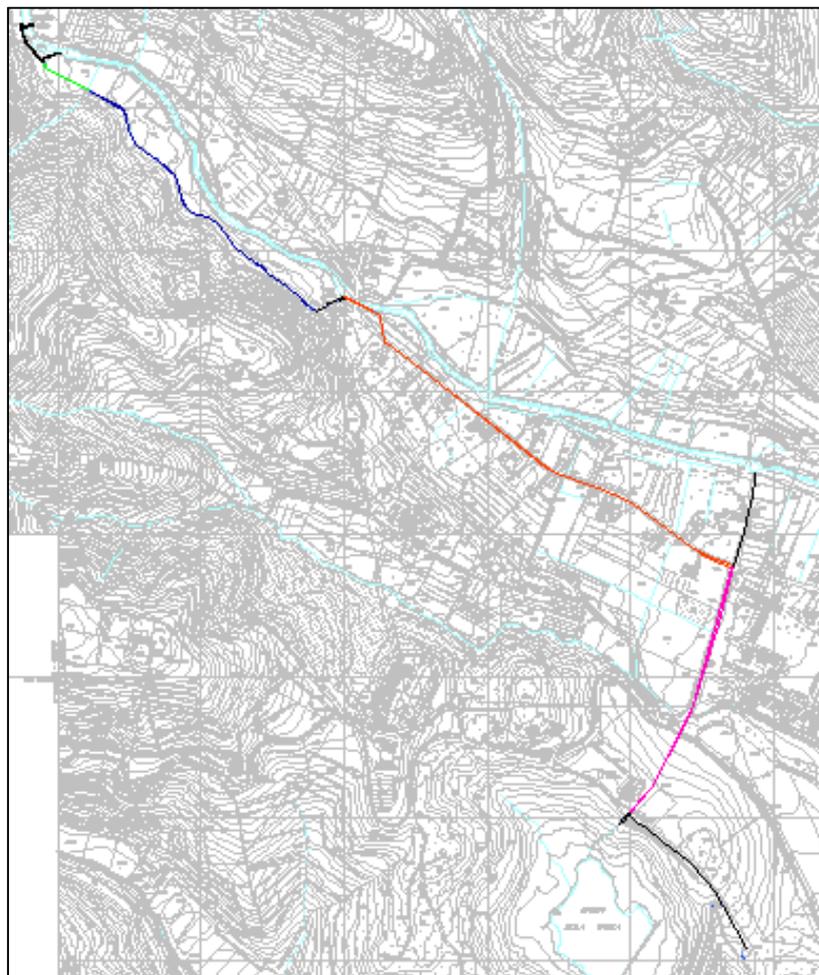


Figura 6: Tracciato della condotta di alimentazione dal T. Vincio sino all'invaso.

### 3.3 Le caratteristiche dell'invaso provvisorio autorizzato

Come sopra riportato precedentemente, a seguito delle prescrizioni del RID, l'invaso è stato autorizzato, ma con una gestione provvisoria che prevede lo svasso permanente sino al raggiungimento della quota massima di 134.5m slm.

Al fine di individuare le caratteristiche di funzionamento dell'invaso provvisorio è stato commissionato nell'anno 2012 un rilievo batimetrico per aggiornare la geometria del fondo dell'invaso.

E' stato così possibile calcolare la nuova legge d'invaso di seguito rappresentata sino alla quota di 141m slm.

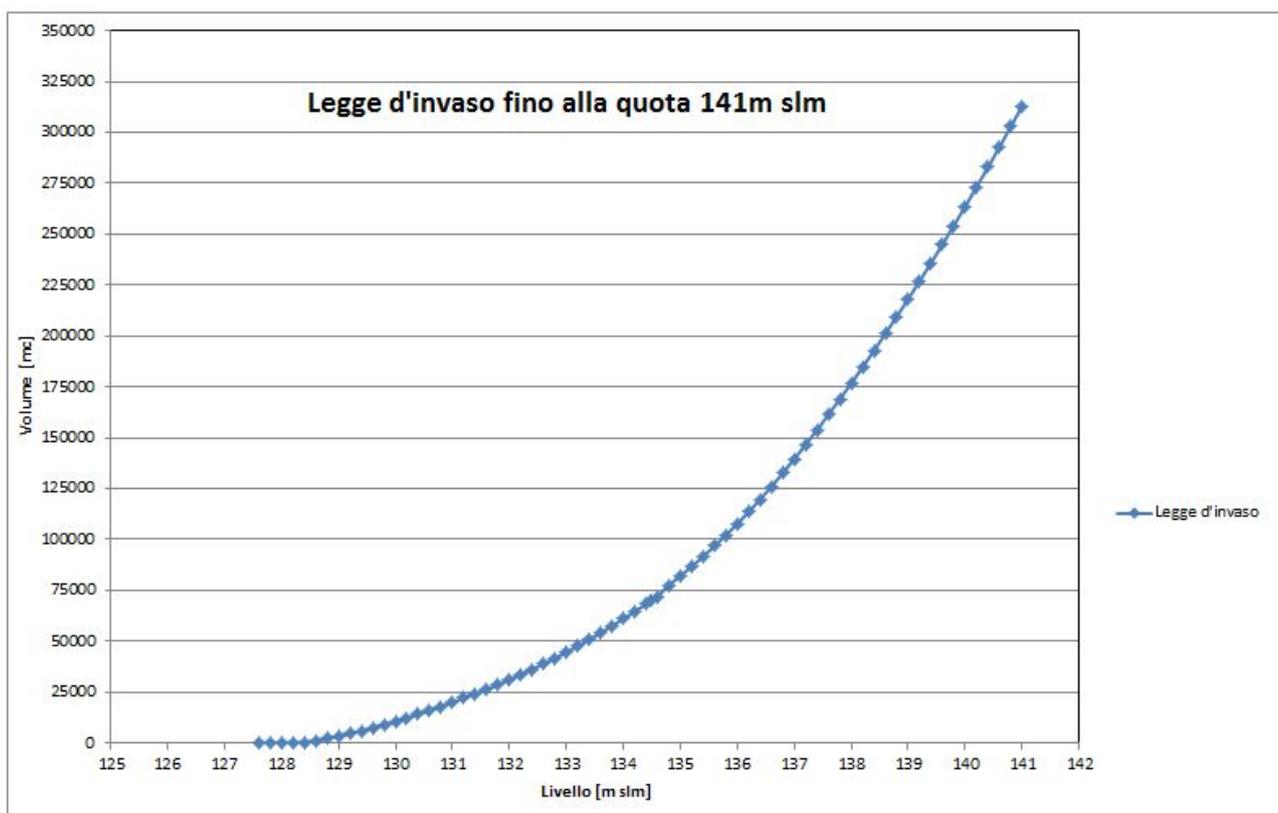


Figura 7: Legge quota - capacità d'invaso (rilievo 2012) sino alla quota 141 m slm.

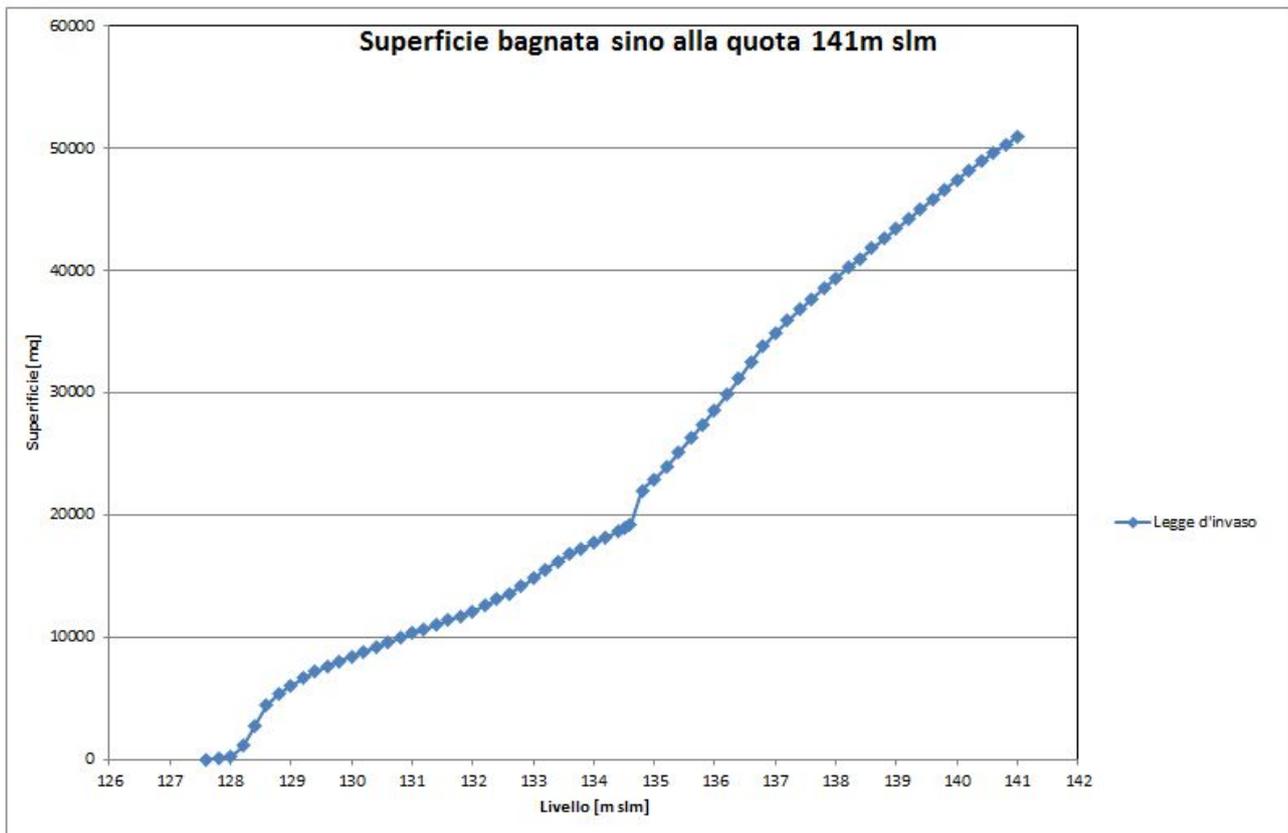


Figura 8: Legge quota - superficie d'invaso (rilievo 2012) sino alla quota 141 m slm.

La minima quota di fondo rilevata è risultata di 127.6 mslm e quindi superiore rispetto alla quota dello scarico di fondo di circa 1.3m (sulla quota dello scarico di fondo è presente una certa incertezza tra le quote riportate nel collaudo 126.26m slm e quella indicata dal gestore 128m slm). Le prove di funzionamento dello scarico di fondo eseguite di recente, hanno dato esito positivo e quindi si presume che possa esserci deposito al di sopra dello scarico di fondo che comunque non ne inficia il corretto funzionamento.

Alla quota sopra riportata il volume d'invaso è di circa 70.000 mc mentre la superficie bagnata dell'invaso è di circa 18900 mq.

L'invaso provvisorio è stato oggetto di verifiche idrauliche volte alla definizione del grado di rischio in corrispondenza di eventi di piena di particolare intensità. E' stato ipotizzato di effettuare una verifica di massimo riempimento dell'invaso per due differenti condizioni di esercizio:

1. Calcolo dell'afflusso al bacino per eventi con tempo di ritorno di 1000 anni che massimizzano la portata sommato con l'afflusso proveniente dal canale di derivazione del Vincio in assenza di apertura dello scarico di fondo;
2. Calcolo dell'afflusso del bacino per eventi con tempo di ritorno di 1000 anni valutato per piogge di durata di 24 ore e contemporanea apertura della derivazione dal torrente Vincio all'invaso per durata di 24 ore. In questa seconda condizione si ipotizza cautelativamente il mancato intervento del personale del gestore sia per la chiusura dell'alimentazione dal Vincio sia per l'apertura dello scarico di fondo nelle prime 24 ore dall'inizio dell'evento.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte.

<b>Quota inizio evento [m slm]</b>	<b>134.5</b>			
<b>Volume inizio evento [mc]</b>	<b>70174</b>			
	<b>TR 100</b>	<b>TR 200</b>	<b>TR 500</b>	<b>TR 1000</b>
<b>Massima portata [mc/s]</b>	3.2	4.1	5.5	<b>6.8</b>
<b>Volume evento [mc]</b>	4709	5458	6628	<b>7756</b>
<b>Volume invaso [mc]</b>	74887	75636	76806	<b>77934</b>
<b>Sopralzo evento [m]</b>	0.24	0.28	0.33	<b>0.38</b>
<b>Quota invaso [m slm]</b>	134.74	134.78	134.83	<b>134.88</b>

Tabella 2: Risultati verifiche idrauliche invaso provvisorio evento critico TR 1000 anni breve durata.

<b>Quota inizio evento [m slm]</b>	<b>134.5</b>			
<b>Volume inizio evento [mc]</b>	<b>70174</b>			
	<b>TR 100</b>	<b>TR 200</b>	<b>TR 500</b>	<b>TR 1000</b>
<b>Massima portata [mc/s]</b>	0.99	1.04	1.11	<b>1.18</b>
<b>Volume evento [mc]</b>	82688	86934	92877	<b>98786</b>
<b>Volume invaso [mc]</b>	152862	157108	163051	<b>168960</b>
<b>Sopralzo evento [m]</b>	2.91	3.02	3.18	<b>3.34</b>
<b>Quota invaso [m slm]</b>	137.41	137.52	137.68	<b>137.84</b>

Tabella 3: Risultati verifiche idrauliche invaso provvisorio evento critico TR 1000 anni durata 24h.

Come è possibile notare nelle tabelle sopra riportate, la quota massima raggiunta dall'invaso in condizioni particolarmente critiche per TR 1000 anni è di 137.84m slm, ovvero inferiore rispetto alla quota dell'attuale paramento di monte, di modo che gli eventuali livelli massimi risultano confinati all'interno della tura realizzata negli anni 90 che ha una quota ai piedi del rilevato di circa 138 m slm. Tale verifica ha permesso di definire le condizioni di sicurezza idraulica dell'invaso nella fase di gestione provvisoria.

#### 4 Le caratteristiche dell'intervento di progetto

Il presente progetto definitivo prevede di ottenere la sicurezza idraulica dell'invaso mediante un abbassamento complessivo della quota massima del coronamento.

Le condizioni al contorno per la definizioni degli interventi di messa in sicurezza sono le seguenti:

- Il gestore Publiacqua ha individuato nel volume di 250.000-300.000 mc la capacità necessaria al fine di garantire l'approvvigionamento idropotabile della rete acquedottistica di Pistoia;
- Necessità di individuazione del sito di destinazione delle terre movimentate e rimosse dal rilevato arginale.

Sulla base delle condizioni sopra riportate e sulla base della geometria dell'invaso è stato individuato un intervento che prevede le seguenti caratteristiche:

- |   |                                |
|---|--------------------------------|
| • Quota del nuovo coronamento:              | 143.3 m slm;                   |
| • Quota del nuovo sfioratore di superficie: | 140 m slm;                     |
| • Quota minima piede di valle               | 118.2 m s.l.m. non modificato; |
| • Scarico di fondo:                         | non modificato;                |
| • Condotta di alimentazione dal T. Vincio   | non modificata                 |
| • Sistema di derivazione                    | non modificata                 |

L'intervento prevede di abbassare la quota del coronamento di circa 7m e inoltre di scavare anche al piede dell'attuale tura fino a riportarsi alla quota di circa 128 m slm con il piede di monte del coronamento.

In corrispondenza dello scarico di fondo verrà realizzata una depressione del terreno al fine di farlo affiorare e valutarne lo stato di manutenzione.

Le pendenze di progetto dei paramenti di monte e di valle saranno rispettivamente 1:3.75 e 1:4.25.

La lunghezza del coronamento sarà di circa 205m, la quota al piede del paramento di valle rimarrà di 118.2m con un'altezza del nuovo invaso di 25.1m.

In considerazione delle scavi previsti la nuova legge d'invaso è riportata nella Figura 9.

Nella Tav. 2b è riportata la planimetria dell'invaso nello stato di progetto.

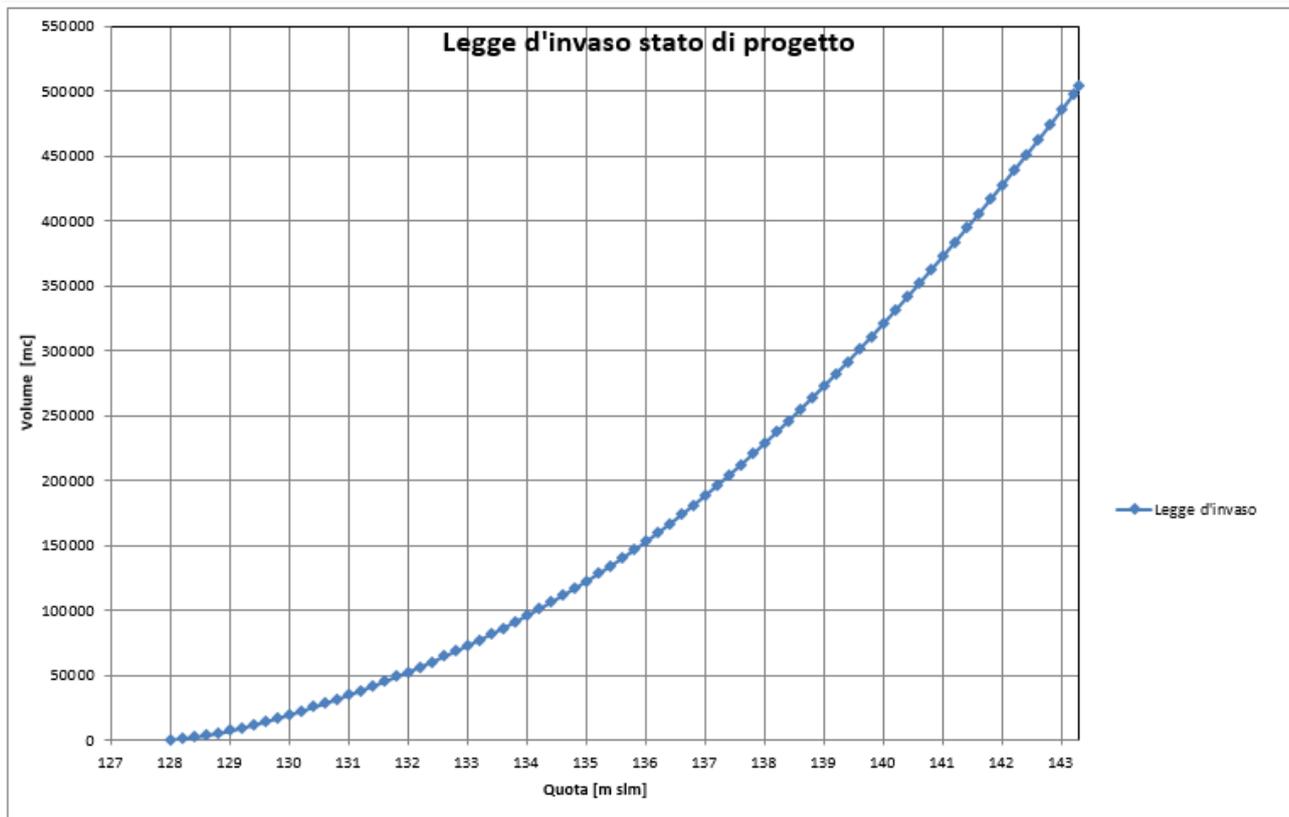


Figura 9: Legge quota - capacità d'invaso di progetto dell'Invaso di Gello.

Come è possibile notare alla quota 140 m slm, corrisponde un volume d'invaso di circa 320.000 mc mentre il volume morto alla quota del canale di derivazione (134 m slm) è di circa 100.000 mc.

Il volume utile per la derivazione dalla condotta di alimentazione dell'acquedotto è quindi pari a circa 220.000 e quindi conforme con le richieste del Gestore del Servizio Idrico. Tale volume può essere ulteriormente incrementato utilizzando un sistema di alimentazione dell'acquedotto mediante pescaggio con piattaforma galleggiante (come del resto attualmente avviene) per utilizzare i volumi posti al di sotto della quota 134 m slm.

L'opera di derivazione risulta allo stato attuale non funzionante e quindi dovrà essere ripristinata in fase di esecuzione dei lavori.

Con questa ipotesi il volume di scavo con la quota del nuovo coronamento posta a 143.3 m slm è di circa 213.000 mc.

La volumetria che si ottiene da questa ipotesi di sbassamento del coronamento deve essere allontanata con destinazione compatibile con le caratteristiche geotecniche e secondo la caratterizzazione chimica.

Lo scarico di superficie verrà realizzato nella stessa posizione dell'attuale ma la quota di 147.76 m slm verrà portata a 140 m slm con un abbassamento di oltre 7m.

Lo scavo sarà svasato su i due fianchi con banche intermedie, con un'estensione areale tale da determinare la stabilità del pendio.

La larghezza dello sfioro viene confermata in 10.5m e il suo funzionamento sarà verificato per TR 3000 anni e portata di progetto laminata dall'invaso.

La sezione dello scolmatore è di tipo a C con l'apertura rivolta verso l'alto, con base di 10.5m e muri laterali di altezza pari a 3m al fine di contenere l'estensione dello scavo del versante.

La verifica di stabilità del nuovo corpo diga è riportata nell'Allegato B.

La verifica di stabilità del versante interessato allo scavo per la realizzazione del nuovo scolmatore è riportata nell'Allegato 5 alla presente relazione.

L'altezza della diga dell'invaso considerando invariata la quota minima del piede di valle pari a 118.2m slm risulta di 25.1 m mentre attualmente l'invaso ha un'altezza di 31.9m.

Lo scarico di fondo ad oggi funzionante si prevede di utilizzarlo anche successivamente alla messa in sicurezza. In particolare sul lato di valle gli organi di manovra presentano un adeguato grado di manutenzione mentre per quanto riguarda l'opera di presa sul fondo dell'invaso, nel momento che verrà scoperta, durante le operazioni di scavo, verrà verificata l'eventuale necessità di realizzare un intervento di manutenzione straordinaria al fine di potenziarne la durata nel tempo.

Nella Tav. 3 sono riportate le sezioni caratteristiche dell'invaso con la sovrapposizione tra lo stato attuale e quello di progetto.

Al fine di valutare le caratteristiche delle terre sia dal punto di vista ambientale che meccanico, è stata condotta una campagna di analisi a varie altezze interessate dallo scavo.

Le indagini chimiche hanno evidenziato la presenza dell'inquinante Cromo VI in alcuni specifici punti e altezze del coronamento. Per un'approfondita trattazione del tema si rimanda alla relazione allegata al progetto di gestione delle terre.

## 5 Analisi idrologica

Al fine di procedere alla verifica idraulica dell'opera di sfioro, risulta necessario quantificare in maniera corretta la portata che sollecita l'invaso. Si prenderanno in esame le portate di piena per TR 100, 200, 500, 1000 e 3000 anni.

Data la mancanza di misure dirette di portata, la metodologia più idonea per la stima della portata di progetto è una modellistica afflussi-deflussi. I passi percorsi sono i seguenti:

- si procede dapprima con l'analisi delle serie storiche di precipitazioni disponibili nella zona di interesse, al fine di caratterizzarle statisticamente;
- si individuano poi la durata critica dell'evento di pioggia e la distribuzione temporale delle precipitazioni, ottenendo lo ietogramma di progetto per il bacino oggetto di studio;
- si determina la quantità di precipitazione trattenuta dal terreno, individuando così la pioggia effettiva (o pioggia netta), che rappresenta il volume d'acqua che raggiunge per ruscellamento superficiale la rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura, determinando l'evento di piena;
- si schematizza la risposta del bacino idrografico alle sollecitazioni meteoriche, in funzione delle sue caratteristiche, e si combina tale risposta con la pioggia netta per stimare l'idrogramma di piena.

Si assume l'ipotesi che la portata associata ad uno specifico tempo di ritorno sia causata da una sollecitazione meteorica di pari probabilità.

Per l'invaso di interesse, si dispone dei dati del progetto originario del 1965 nel quale è stata individuata la portata di piena, con la quale è stato dimensionato lo scarico di superficie, secondo il seguente criterio:

- area del bacino idrografico: 0.15 kmq;
- portata unitaria 40mc/skmq;
- Portata del bacino diretto:  $0.15 \times 40 = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ ,

La portata così determinata è associata ad un evento con tempo di ritorno di 1000 anni.

L'utilizzo di tale valore risulta particolarmente cautelativo e difficilmente ottenibile con l'applicazione dei tradizionali metodi di trasformazione afflussi-deflussi.

Si persegue quindi l'obiettivo di tarare i parametri del presente studio idrologico al fine di allinearne i risultati con la portata di riferimento dell'invaso per TR 1000 anni pari a  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  e poi stimare il contributo di portata per gli eventi con tempo di ritorno di 3000 anni.

### 5.1 Analisi Pluviometrica

I dati storici di pioggia analizzati sono i valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di assegnata durata, fornite da registrazioni pluviometriche di almeno trent'anni. La loro elaborazione

statistica permette di determinare una relazione che lega le altezze di pioggia con la durata della precipitazione e la frequenza con cui l'evento si verifica, data dal tempo di ritorno ( $T_r$ ).

Tale relazione è di tipo esponenziale:

$$h = aT_r^m t^n$$

dove:

$h$  = altezza di precipitazione [mm];

$t$  = durata della precipitazione [ore];

$T_r$  = tempo di ritorno [anni]

La relazione, al variare dei valori di  $h$ ,  $t$ ,  $T_r$ , definisce delle curve note come Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP). I parametri  $a$ ,  $m$ ,  $n$  variano per ogni stazione pluviometrica.

L'analisi statistica è stata condotta utilizzando una distribuzione di probabilità del tipo TCEV (Two Components Extreme Value).

In base all'analisi statistica sviluppata dal PIN per conto della Regione Toscana nell'ambito della realizzazione di un archivio informatico e di programmi di gestione per la "regionalizzazione delle portate di piena", i parametri  $a$ ,  $m$ ,  $n$  della LSPP sono disponibili esclusivamente per un numero limitato di stazioni pluviometriche, quelle con almeno trent'anni di misure. In particolare, i dati sono stati ricavati dal volume "Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica" redatto dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento per i servizi tecnici nazionali – Ufficio Idrografico e mareografico di Pisa.

Non essendo presente una stazione pluviometrica di riferimento all'interno del bacino, ne è stata presa una nelle vicinanze, quella di Pistoia.

La stazione di misura di Pistoia, con codice 1260, è posta ad una quota di 85.24 m s.l.m., ha coordinate Gauss Boaga Est di 1653027 e Nord di 4867355, ed ha una lunga serie storica.

I parametri relativi alle curve di possibilità pluviometrica calcolate dall'Università di Firenze per conto della Regione Toscana utilizzando i dati pluviometrici al 2012 non sono state utilizzate in quanto non disponibili per durate di pioggia inferiori all'ora.

I parametri della LSPP, per durate di pioggia inferiori e superiori a un'ora, sono riportati in Tabella 4.

	<b>a</b>	<b>n</b>	<b>m</b>
<b>t &lt; 1 h</b>	25.515	0.458	0.186
<b>t &gt; 1 h</b>	24.272	0.36	0.191

Tabella 4: Parametri delle LSPP nella stazione pluviometrica di Pistoia.

E' stato utilizzato cautelativamente un coefficiente di ragguglio  $k_r$  pari a 1.

Lo ietogramma di progetto scelto è costante; sono state effettuate più simulazioni, con durate di pioggia di 10, 20, 30, 45 minuti, e 1, 3, 9, 12, e 24 ore, ed è stato ottenuto l'evento di portata con picco massimo per la durata di 20 minuti, la quale è stata quindi scelta come durata critica.

## 5.2 Perdite idrologiche

La stima delle perdite idrologiche è necessaria per individuare la parte di precipitazione che effettivamente contribuisce al deflusso superficiale, nota come pioggia effettiva (o efficace).

Il passaggio dalla precipitazione lorda alla precipitazione netta dipende sia da caratteristiche proprie del bacino, come uso e tipo del suolo, o stato di umidità del suolo all'inizio dell'evento, sia da caratteristiche dell'afflusso, come altezza totale di precipitazione e distribuzione spaziale e temporale dell'evento.

Le perdite idrologiche vengono generalmente suddivise in:

- intercezione;
- evaporazione;
- traspirazione delle piante;
- immagazzinamento nelle depressioni superficiali;
- infiltrazione.

Nella stima di portate di piena, come nel presente studio, l'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili del suolo costituisce senz'altro la componente principale.

Nel presente studio si è fatto riferimento al metodo con della perdita iniziale e infiltrazione a saturazione costante. I parametri che lo rappresentano sono tre:

- La perdita iniziale, che rappresenta la quantità di precipitazione che si infiltra nel bacino prima che abbia inizio il deflusso diretto, espressa in mm;
- La "constant rate", che determina l'intensità dell'infiltrazione che si avrà dopo che sarà soddisfatta la perdita iniziale, in mm/h. Sarà applicato lo stesso valore indipendentemente dalla lunghezza della simulazione;
- La percentuale di bacino impermeabile: la precipitazione che intercetta questa porzione di suolo andrà a formare interamente deflusso diretto. Per il bacino di interesse è stato stimato che circa il 30% della superficie è impermeabile, poiché occupata dallo specchio d'acqua dell'invaso.

## 5.3 La trasformazione afflussi – deflussi

### 5.3.1 Il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH)

Per schematizzare matematicamente la trasformazione che avviene in un bacino idrografico, in cui, a partire dagli afflussi meteorici in ingresso, si producono delle portate in uscita, è stato scelto il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH).

Secondo tale metodo, che si basa sulle ipotesi di linearità e stazionarietà del bacino, la risposta  $Q(t)$  ad una pioggia di intensità  $p(t)$  variabile nel tempo, ma supposta costante su tutti i punti del bacino, è data dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t p(\tau)h(t - \tau)d\tau$$

dove  $p(t)=A i(t)$  è la portata di afflusso meteorico al generico tempo  $t$  e la funzione  $h(t)$ , che prende il nome di IUH, è definita come l'idrogramma generato da un'ipotetica pioggia efficace di altezza unitaria ed intensità costante, distribuita uniformemente sul bacino, e caduta in un intervallo di tempo unitario.

La funzione  $h(t)$  può essere stimata mediante numerosi approcci; tra questi è stato scelto, nel presente caso, l'idrogramma unitario del SCS.

### 5.3.2 L'idrogramma unitario del Soil Conservation Service (IUH-SCS)

L'idrogramma adimensionale del SCS è definito in base all'analisi di idrogrammi di piena in uscita dalla sezione di chiusura di numerosi bacini idrografici strumentati, di varie dimensioni; esso presenta il 37.5% del suo volume prima dell'istante di picco; inoltre, i valori della portata di picco e dell'istante  $T_p$  sono stati ricavati adottando un modello semplificato di idrogramma triangolare di base  $2.67 T_p$ .

Per la definizione dell'idrogramma unitario adimensionale del SCS è necessario specificare il tempo di ritardo  $T_l$  (o Lag) del bacino idrografico, che può essere valutato mediante relazioni empiriche valide per l'area in esame. Si è scelto di usare la formula del NCRS, secondo cui:

$$T_l = 0.6 \cdot t_c$$

dove  $t_c$  è il tempo di corrivazione, a sua volta stimabile da svariate formulazioni empiriche. Per il presente caso, è stata fatta una media tra i risultati delle due formule di Kirpich e Viparelli:

- Formula di Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \left( \frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77}$$

in cui:

L: lunghezza dell'asta principale a partire dallo spartiacque, in metri;

$i_a$ : pendenza dell'asta principale;

- Formula di Viparelli:

$$t_c = \frac{L}{V}$$

dove:

L: lunghezza del percorso idraulicamente più lungo che una particella può percorrere per raggiungere la sezione di chiusura del bacino;

V: velocità media di trasferimento della particella.

Entrambe le formulazioni usate, per il bacino dell'invaso della Giudea, hanno fornito un valore del tempo di corrivazione  $t_c=0.14$  ore, da cui è stato ottenuto un Lag NCRS (tempo di ritardo) di 5 minuti.

## 5.4 Risultati dell'analisi idrologica

A partire dai dati di input visti nei paragrafi precedenti, mediante il software HEC-HMS dell'USACE è stata eseguita una modellazione idrologica che ha permesso di ricavare un idrogramma di piena con tempo di ritorno di 3000 anni, per il bacino di interesse, avente una portata di picco pari a 7,9 m<sup>3</sup>/s.

Come già illustrato, sono state effettuate più simulazioni per più durate di pioggia, e la durata di pioggia scelta, 20 minuti, è quella che ha dato luogo alla portata di picco maggiore. Sono poi stati modellati anche i tempi di ritorno di 100, 200 e 500 e 1000 anni.

I parametri che sono stati tarati al fine di ottenere la portata di progetto sono stati la perdita iniziale la costante di infiltrazione a saturazione.

I valori scelti per la modellazione idrologica dell'invaso della Giudea sono mostrati in Tabella 5.

Initial loss	29.5 mm
Constant rate	1.55 mm/h
Impervious	30%

Tabella 5: Parametri della modellazione idrologica utilizzati per il bacino di interesse.

In Tabella 6 sono sintetizzati i principali parametri dell'analisi idrologica e i risultati ottenuti in termini di portata.

<b>Parametri idrologici del bacino e risultati</b>	
Area bacino	0.15 Km <sup>2</sup>
Tempo di corrivazione	10 min
Lag Time	5 min
Durata critica	20 min
Spessore di pioggia Tr 100	36.3 mm
Spessore di pioggia Tr 200	41.3 mm
Spessore di pioggia Tr 500	49.0 mm
Spessore di pioggia Tr 1000	55.7 mm
Spessore di pioggia Tr 3000	68.4 mm
Ietogramma	costante
Portata di picco Tr 100	2.4 m <sup>3</sup> /s
Portata di picco Tr 200	3.3 m <sup>3</sup> /s
Portata di picco Tr 500	4.7 m <sup>3</sup> /s
Portata di picco Tr 1000	6.0 m <sup>3</sup> /s
Portata di picco Tr 3000	7.9 m <sup>3</sup> /s
Istante di picco	00:20

Tabella 6: Parametri idrologici del bacino di interesse e risultati ottenuti

Si riportano di seguito gli idrogrammi di progetto per i tempi di ritorno di 1000 e 3000 anni per diverse durate di pioggia.

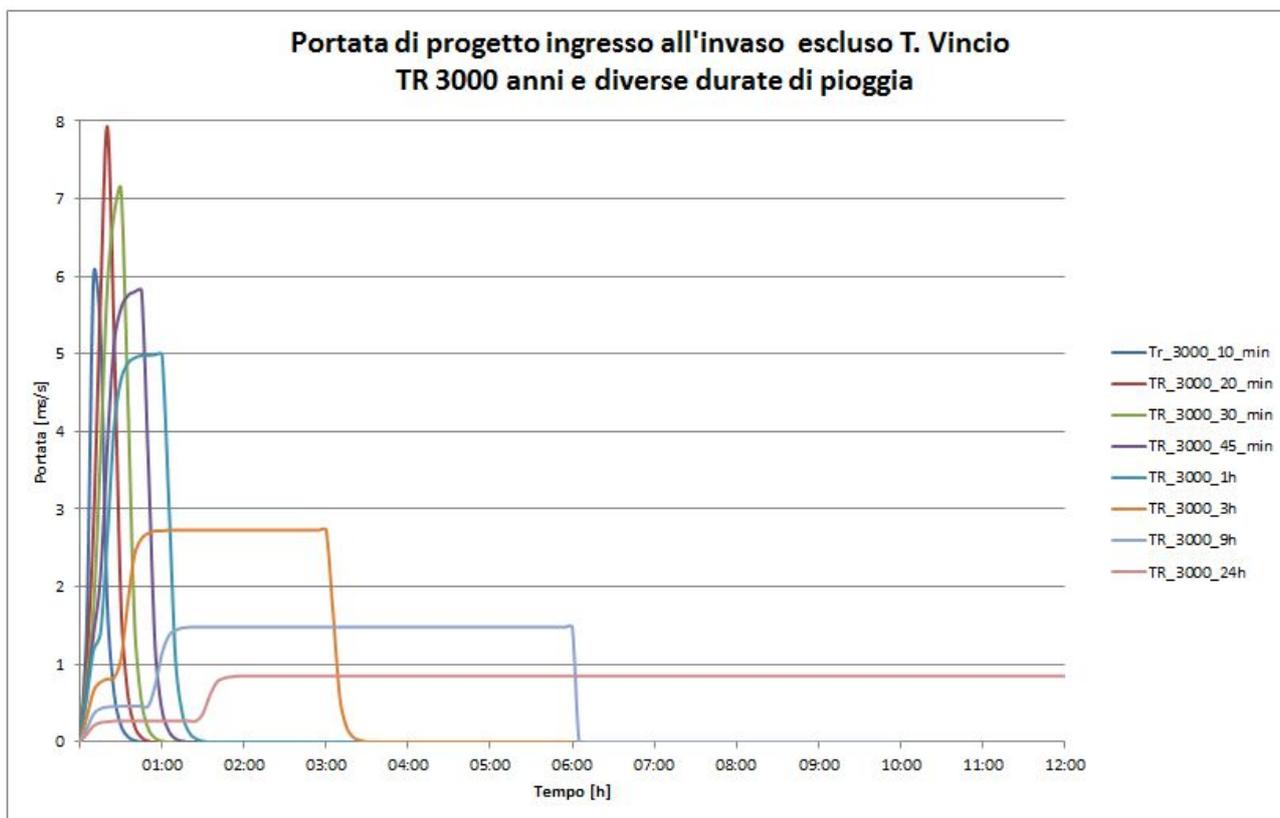


Figura 10: Idrogramma di progetto per TR 3000 anni e differenti durate di pioggia.

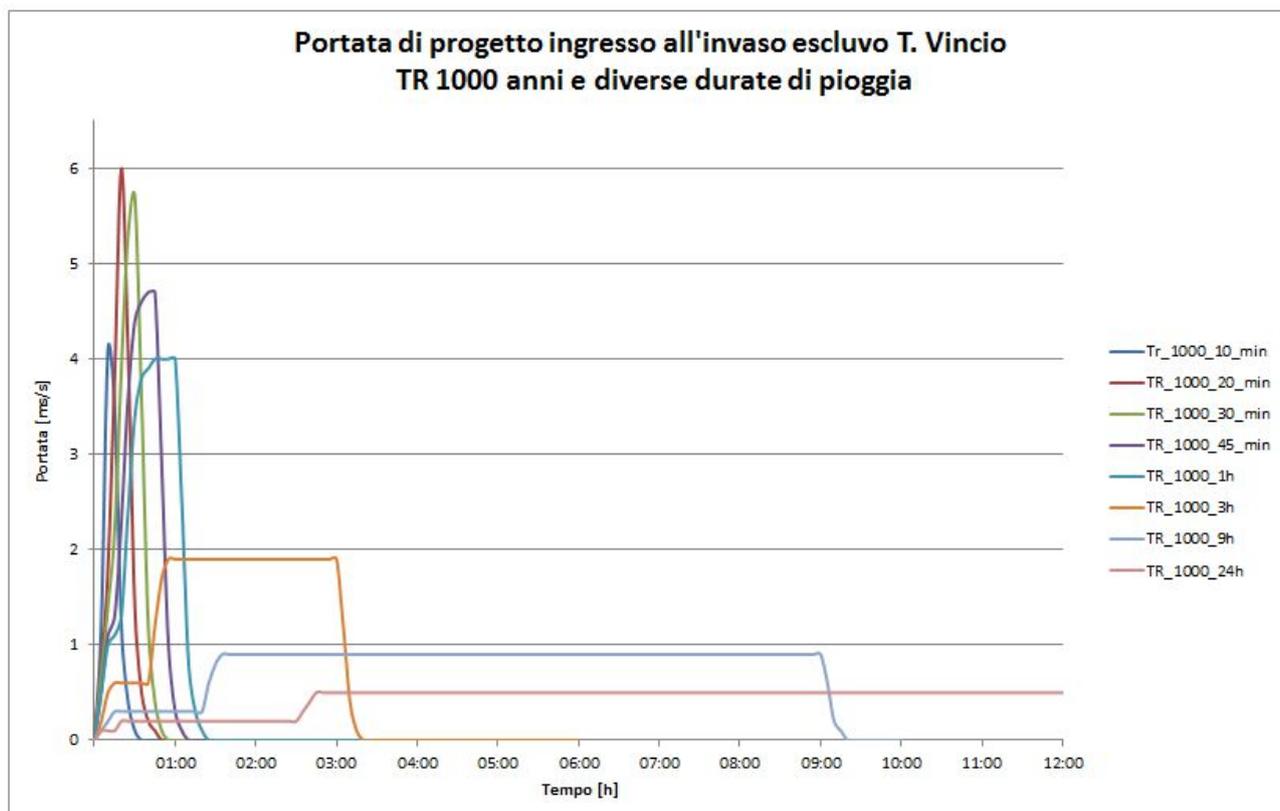


Figura 11: Idrogramma di progetto per TR 1000 anni e differenti durate di pioggia.

Si riportano di seguito i valori di picco degli idrogrammi di progetto per i tempi di ritorno di 1000 e 3000 anni per diverse durate di pioggia.

durata pioggia	10 min	20 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	9 ore	12 ore	24 ore
Portata max	Q (m <sup>3</sup> /s)								
TR 3000 ANNI	6.0	<b>7.9</b>	7.1	5.82	5.0	2.7	1.5	1.3	0.9
TR 1000 ANNI	4.1	<b>6.0</b>	5.7	4.7	4.0	1.9	0.9	0.8	0.5

Tabella 7: Valori di picco degli idrogrammi di progetto per TR 1000 e 3000 anni e differenti durate di pioggia.

Si riporta di seguito l'idrogramma di piena per diversi tempi di ritorno e durata di pioggia di 20 minuti che risultata critica in termini di picco di portata.

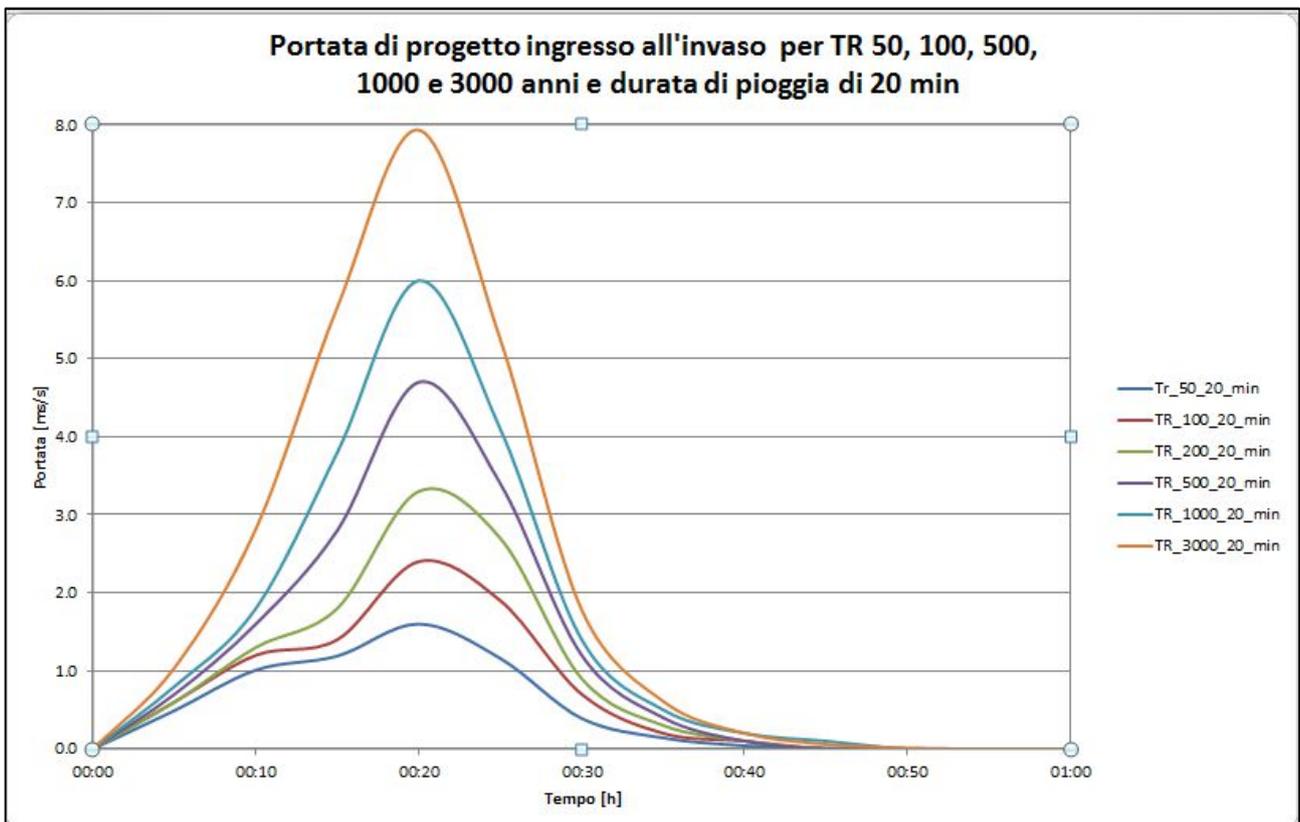


Figura 12: Idrogramma di progetto per TR 100, 200, 500, 1000 e 3000 anni con durata di pioggia di 20 min. Alle portate di progetto nella configurazione definitiva occorre aggiungere la portata di 0.8mc/s di derivazione dal T. Vincio che si presume non venga interrotta durante l'evento di piena.

## 6 Verifiche idrauliche

Sulla base delle ipotesi di progetto sono state condotte delle verifiche idrauliche al fine di individuare il funzionamento dell'invaso in tutte le possibili fasi dei lavori e anche nella sistemazione definitiva.

In particolare sono state sviluppate le seguenti verifiche:

1. Verifica della messa fuori esercizio invaso mediante svuotamento con scarico di fondo;
2. Verifica evento TR 1000 anni con attuale invaso fuori servizio e scarico di fondo aperto;
3. Verifica evento TR 1000 anni con invaso di progetto e scarico di fondo aperto;
4. **Verifica evento TR 3000 anni con invaso in esercizio e nuove opere idrauliche realizzate;**
5. **Verifica evento TR 1000 anni con invaso in esercizio e nuove opere idrauliche realizzate;**

Di seguito si riporta la descrizione puntuale di ogni singola fase.

Le verifiche sono state condotte mediante il codice di calcolo SWMM 5.0 in moto vario.

I risultati numerici e grafici delle verifiche condotte sono riportate nell'allegato 1 "Verifiche idrauliche".

E' stato inoltre verificato tutto il canale scolmatore dall'invaso sino alla confluenza del T. Tazzera per un tratto di circa 630m in moto permanente mediante il codice di calcolo HEC-RAS 4.1.0.

### 6.1 Messa fuori servizio invaso mediante svuotamento con scarico di fondo

La prima attività da eseguire per intervenire sull'invaso è quella di mettere fuori servizio l'alimentazione dell'invaso dal T. Vincio. Tale operazione potrà avvenire mediante la chiusura della saracinesca di alimentazione dal pozzetto derivatore all'invaso, permettendo quindi la sola alimentazione diretta della vasca di carico del potabilizzatore.

La configurazione del nuovo funzionamento idraulico è quella riportata nello schema sotto riportato.

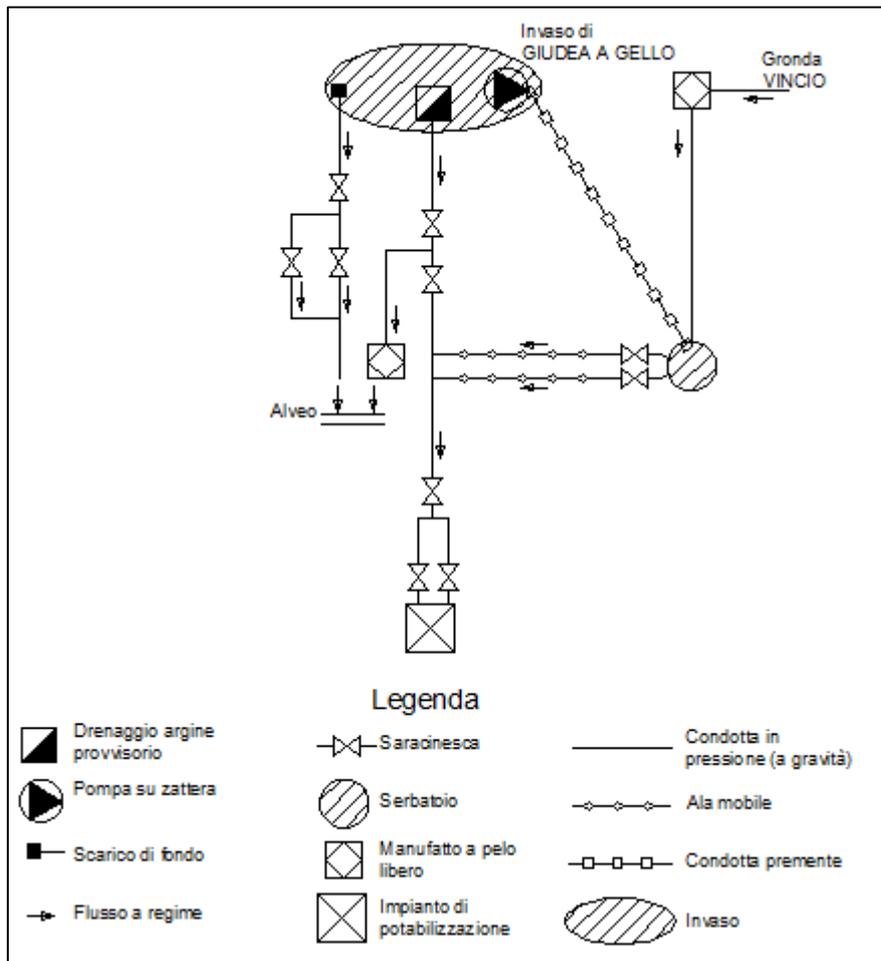


Figura 13: Schema di funzionamento idraulico per tutta la durata delle lavorazioni.

Una volta interrotta l'alimentazione si procederà a svuotare l'attuale invaso provvisorio mediante la condotta dello scarico di fondo in acciaio con diametro DN450. La quota dello scarico di fondo da progetto è di 126.26 m slm mentre il livello iniziale dell'invaso è stato assunto a quota 134.5 m slm, ovvero la massima consentibile.

Il tempo di svuotamento dell'invaso è di circa 24 ore come è possibile notare nella figura sotto riportate.

Il calcolo è stato condotto mediante la formulazione di Hazen-Williams:

$$Q = 0.359 \cdot 10^{(-5)} \cdot D^{2.63} \cdot C \cdot i^{(0.54)}$$

Dove:

- D è il diametro della condotta (mm)
- C è il coefficiente di attrito secondo Hazen-Williams assunto pari a 120;
- i è la cadente piezometrica calcolata da  $(H_{sf} - H_{sc})/L$ , dove
  - L è la lunghezza della condotta pari a 306m;
  - $H_{sf}$  è la quota dello scarico di fondo pari a 126.26m slm;
  - $H_{sc}$  è la quota dello scarico della condotta pari a 116.10 m slm.

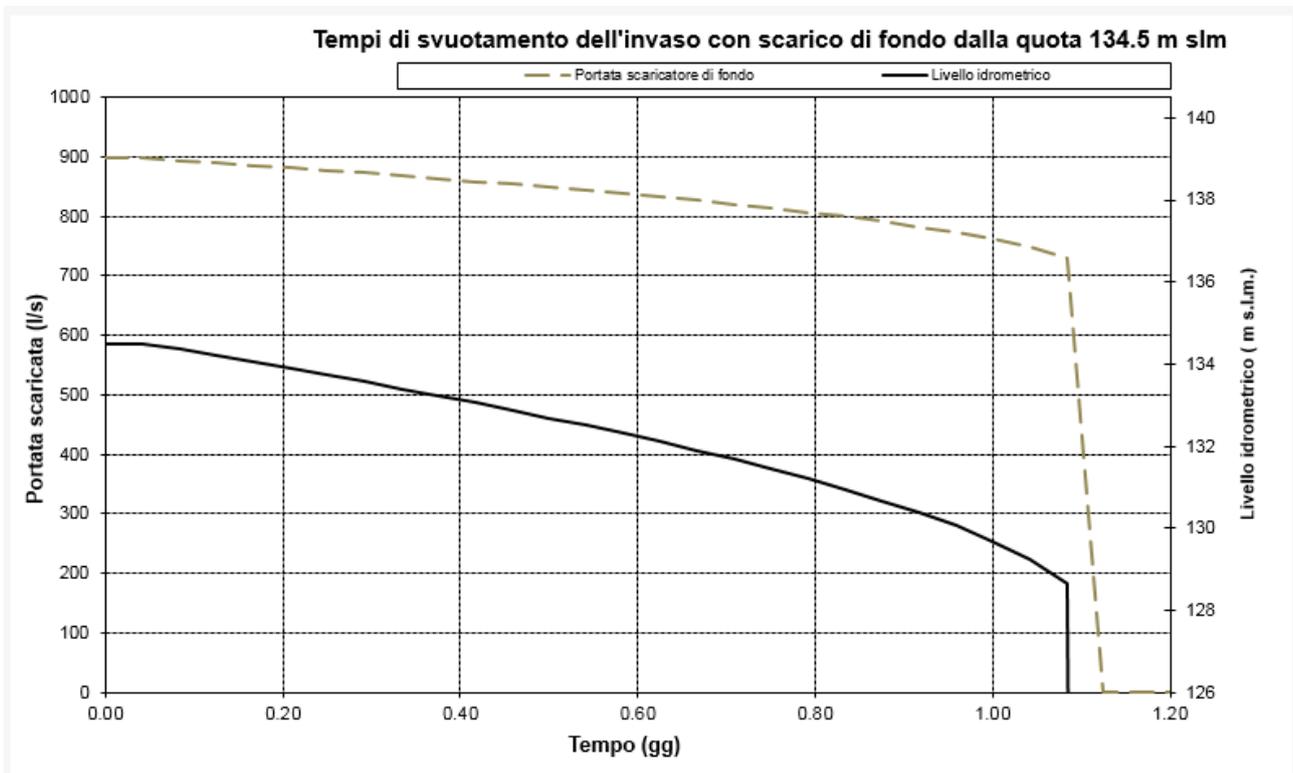


Figura 14: Livello dell'invaso e portata durante lo svuotamento tramite scarico di fondo.

In corrispondenza del battente massimo sullo scarico di fondo la portata massima scaricata è di circa 0.6 mc/s.

Lo scarico di fondo rimarrà aperto durante tutte le successive lavorazioni sino al ripristino funzionale dell'invaso, come del resto attualmente rimane aperto anche per tutto il periodo invernale.

## 6.2 Verifica evento TR 1000 anni con attuale invaso fuori servizio e scarico di fondo aperto

Con lo svuotamento, la messa fuori servizio e lo scarico di fondo aperto, occorre verificare il comportamento dell'invaso in corrispondenza di eventi di con tempo di ritorno di 1000 anni e per diversa durata, al fine di individuare la situazione più critica.

Le portate di progetto sono riportate nell'Allegato 1 mentre nella tabella sottostante sono indicati i picchi di massima piena.

TR 1000 ANNI									
durata pioggia	10 min	20 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	9 ore	12 ore	24 ore
	Q (m <sup>3</sup> /s)								
Portata max	4.1	<b>6.0</b>	5.7	4.7	4.0	1.9	0.9	0.8	0.5

Tabella 8: Portate di massima piena per TR 1000 anni e diversa durata di pioggia.

In queste condizioni il livello massimo dell'invaso si ha per durate di pioggia di 9h ed è pari a 131.19 m slm. In corrispondenza di questa quota il volume massimo invasato è di 11.560 mc.

Come è possibile notare il livello atteso è più basso di circa 9m dalla quota dello scarico di superficie di progetto.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa dei risultati della verifica idraulica condotta.

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovralzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	127.6	0	4.1	0	0	0.46	1.36	128.96	2642.24
20 min	127.6	0	<b>6</b>	0	0	0.65	2.6	130.2	6511.78
30 min	127.6	0	5.7	0	0	0.64	2.54	130.14	6244.73
45 min	127.6	0	4.7	0	0	0.7	2.93	130.53	7902.80
1 h	127.6	0	4	0	0	0.73	3.17	130.77	9090.82
<b>3 h</b>	<b>127.6</b>	<b>0</b>	<b>1.9</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0.78</b>	<b>3.59</b>	<b>131.19</b>	<b>11559.52</b>
9 h	127.6	0	0.9	0	0	0.66	3.14	130.74	8950.38
12 h	127.6	0	0.8	0	0	0.61	3	130.60	8225.48
24 h	127.6	0	0.5	0	0	0.43	1.59	129.19	3255.39

Tabella 9: Verifica 2 evento TR 1000 anni con attuale invaso fuori servizio e scarico di fondo aperto.

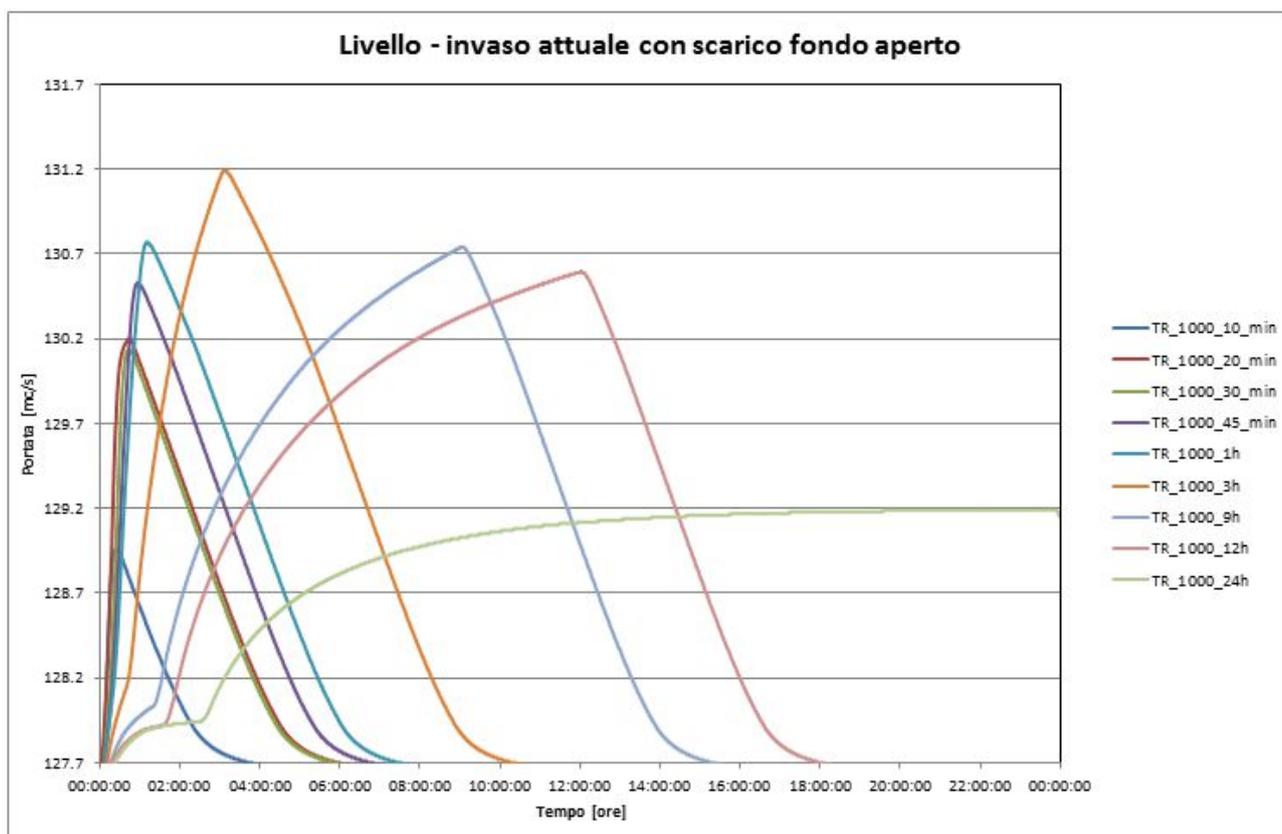


Figura 15: Verifica 2 evento TR 1000 attuale invaso scarico fondo aperto – livelli invaso

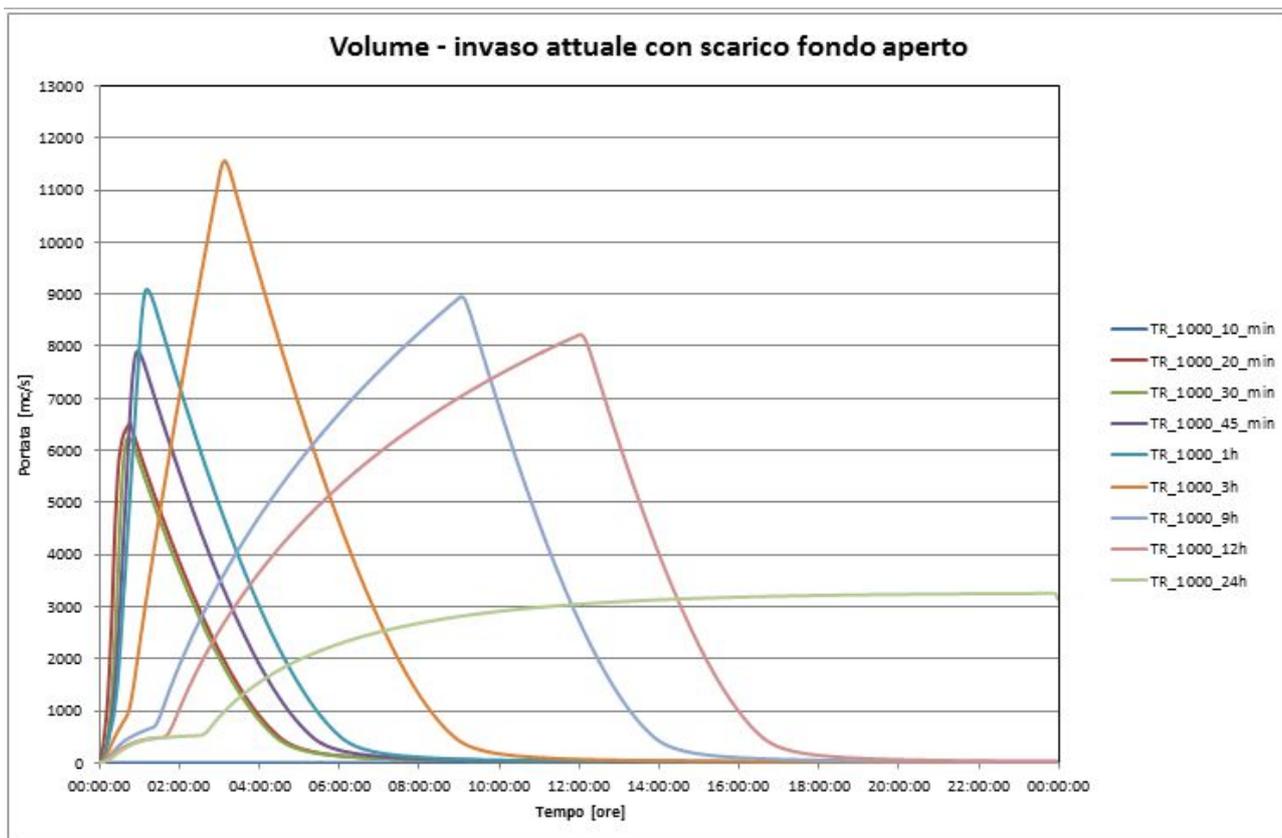


Figura 16: Verifica 2 evento TR 1000 attuale invaso scarico fondo aperto – volume invaso

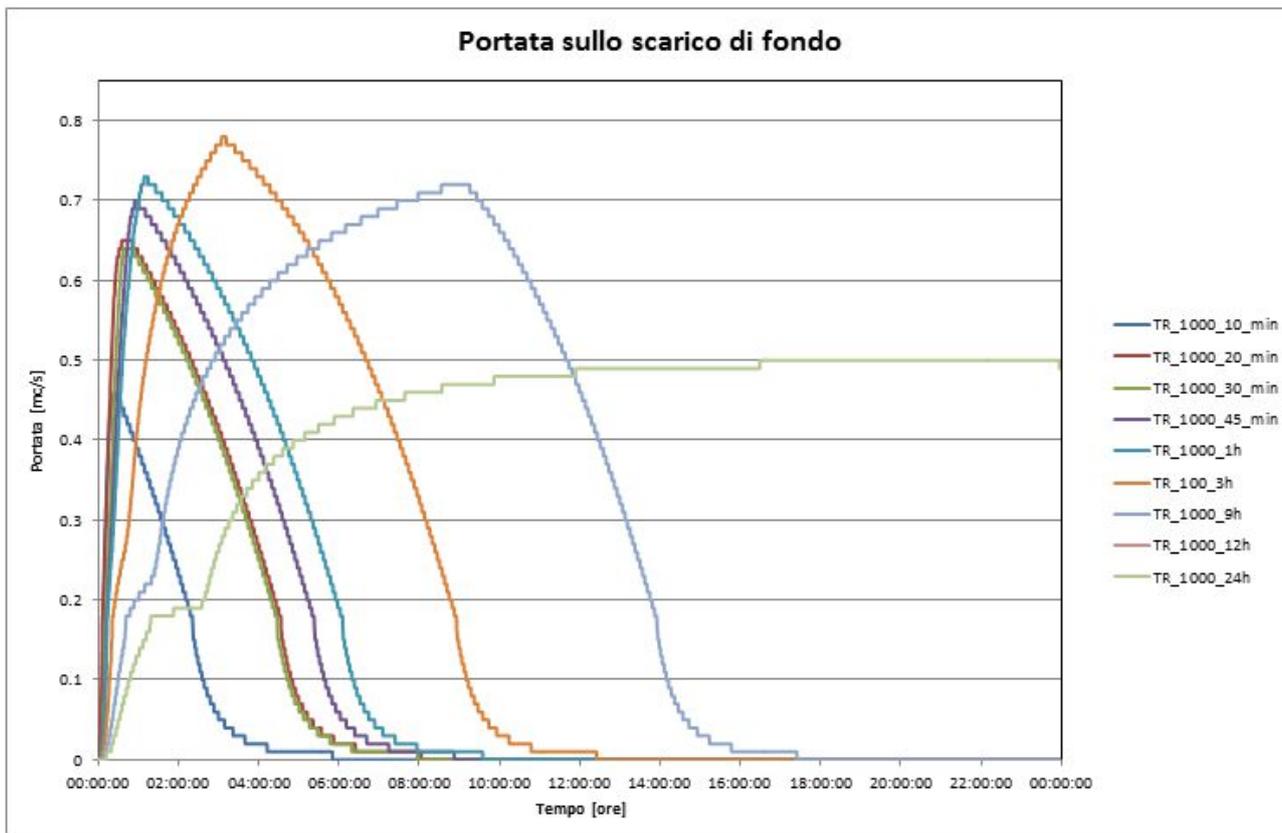


Figura 17: Verifica 2 evento TR 1000 attuale invaso fondo aperto – portata scarico di fondo

### 6.3 Verifica evento TR 1000 anni con invaso di progetto e scarico di fondo aperto

Il progetto procederà probabilmente per stralci, ed è previsto prima l'abbassamento della quota del coronamento e solo successivamente la sistemazione definitiva dell'invaso.

Occorre verificare il funzionamento dell'invaso a seguito dello scavo, con lo scarico di fondo aperto e l'evento con tempo di ritorno di 1000 anni.

Lo scavo interesserà sia la sommità del coronamento sia il piede ricostruito come la tura al paramento di monte. Tale rimodellazione permette di aumentare la capacità d'invaso; infatti alla quota di progetto dello sfioratore di superficie (140 m slm) attualmente il volume invasato è di circa 260.000 mc mentre a seguito delle operazioni di scavo il volume di progetto è di circa 320.000 mc con un incremento di volume di circa 60.000 mc.

L'aumento della capacità d'invaso nella fase transitoria non può che rappresentare una maggiore tutela dal punto di vista idraulico per la gestione delle piene con scarico di fondo aperto.

In queste condizioni il livello massimo dell'invaso si ha per durate di pioggia di 12h ed è pari a 129.33 m slm. In corrispondenza di questa quota il volume massimo invasato è di 15000 mc.

In questa configurazione l'invaso scavato garantisce un livello di circa 1.5m più basso rispetto alla situazione precedente allo scavo.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa dei risultati della verifica idraulica condotta.

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovrizzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	127.6	0	4.1	0	0	0.26	0.55	128.15	2834.44
20 min	127.6	0	<b>6</b>	0	0	0.39	1.04	128.64	7043.95
30 min	127.6	0	5.7	0	0	0.38	1	128.6	6671.13
45 min	127.6	0	4.7	0	0	0.42	1.17	128.77	8503.3
1 h	127.6	0	4	0	0	0.44	1.29	128.89	9877.59
3 h	127.6	0	1.9	0	0	0.5	1.61	129.21	13807.02
9 h	127.6	0	0.9	0	0	0.51	1.68	129.28	14673.81
<b>12 h</b>	<b>127.6</b>	<b>0</b>	<b>0.8</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0.52</b>	<b>1.73</b>	<b>129.33</b>	<b>15273.63</b>
24 h	127.6	0	0.5	0	0	0.51	1.33	128.93	10288.49

Tabella 10: Verifica 3 evento TR 1000 anni, invaso scavato e scarico aperto.

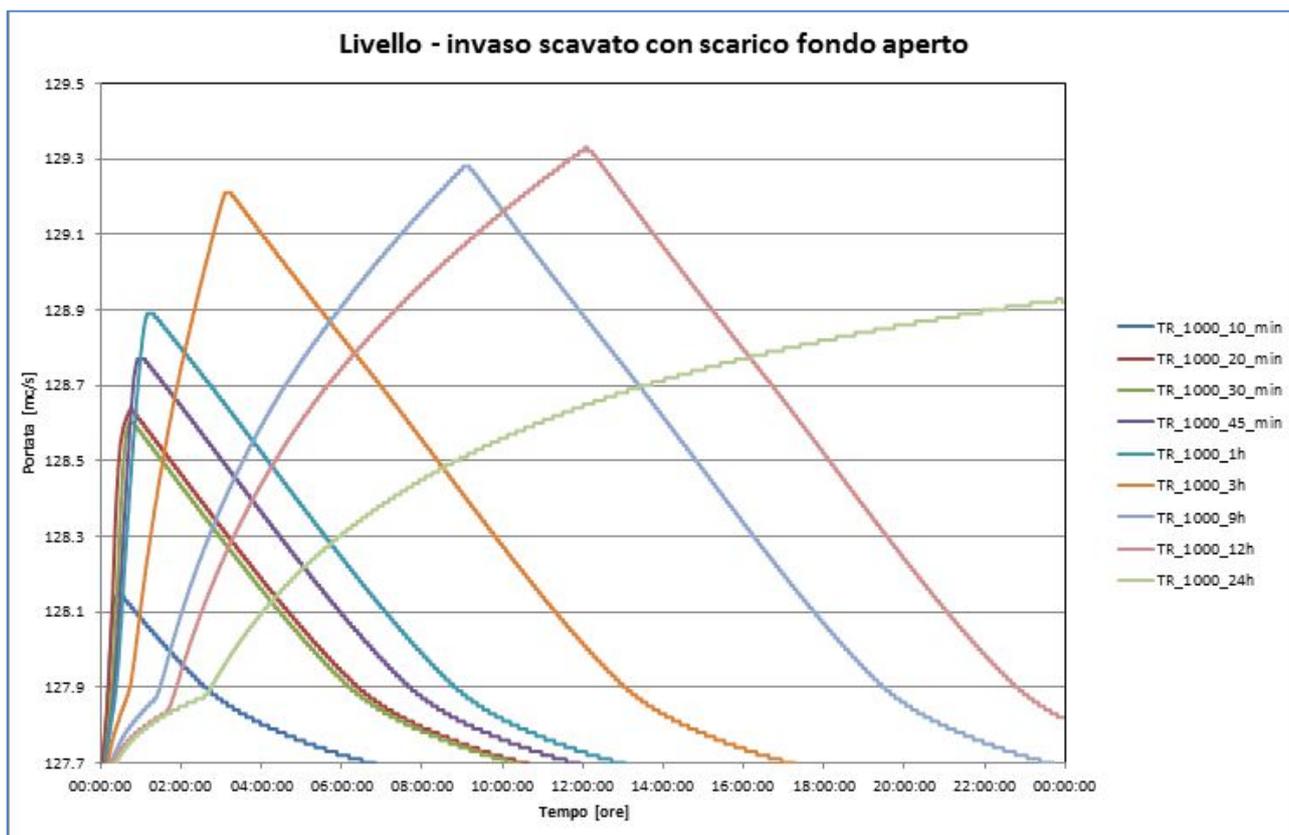


Figura 18: Verifica 3 evento TR 1000 invaso scavato scarico fondo aperto – livelli invaso

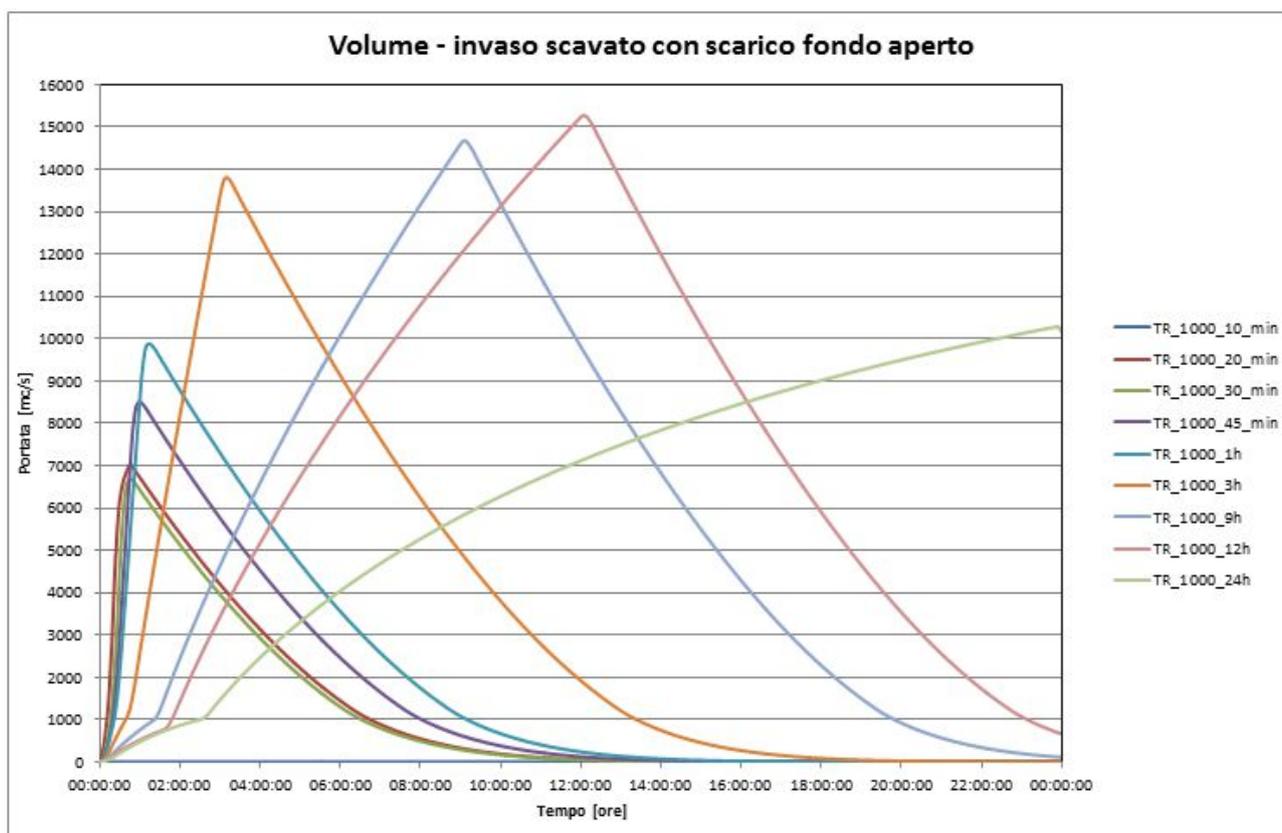


Figura 19: Verifica 3 evento TR 1000 invaso scavato scarico fondo aperto – volume invaso

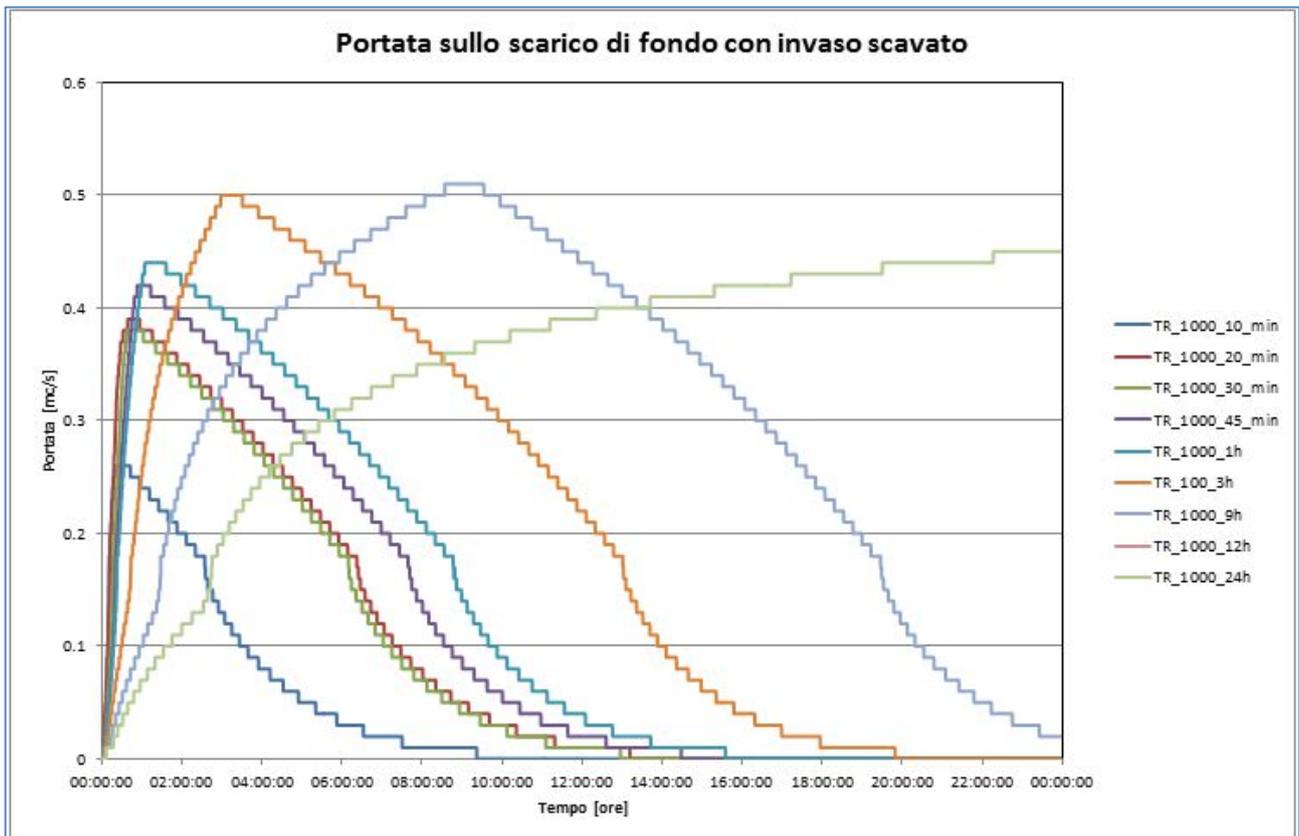


Figura 20: Verifica 3 evento TR 1000 invaso scavato scarico fondo aperto – portata scarico di fondo

#### 6.4 Verifica evento TR 3000 anni con invaso di progetto

La fase finale dell'intervento, che è oggetto del presente progetto definitivo, prevede la sistemazione dell'invaso con le seguenti caratteristiche:

- Il coronamento portato alla quota 143.3m, il lato di monte viene rivestito con massi, mentre su quello di valle viene ripristinata la copertura con terreno vegetale e realizzato un drenò al piede per un'estensione di circa 40m dentro al corpo diga.
- La realizzazione del nuovo scarico di superficie delle dimensioni analoghe alle attuali ma con quota di 140m slm (larghezza 10.5m e altezza dei muri laterali di 3m).
- La sistemazione della viabilità d'accesso all'invaso;

E' stata condotta una verifica idraulica per l'intera piena al fine di valutare l'effetto di laminazione dell'invaso.

In realtà l'invaso è caratterizzato, sulla base della nuova curva di riempimento, da un'elevata capacità di attenuazione dei picchi di piena: come infatti è possibile notare nelle figure di seguito riportate la portata massima sullo sfioro per TR 3000 anni e durata di pioggia di 3h, è di circa 3.13mc/s con una forte riduzione rispetto al picco massimo in ingresso di 6.8mc/s che si ha per durate di pioggia di circa 20m.

Con tali ipotesi, ovvero piena laminata, il battente massimo sullo sfioratore è di 31cm.

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovrizzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	140	340685	6.0	0.8	0.8	0	0.13	140.13	347143
20 min	140	340685	7.9	0.8	1.12	0	0.16	140.16	348821
30 min	140	340685	7.12	0.8	1.54	0	0.19	140.19	350752
45 min	140	340685	5.82	0.8	2.04	0	0.24	140.24	352853
1 h	140	340685	4.99	0.8	2.42	0	0.26	140.26	354351
<b>3 h</b>	<b>140</b>	<b>340685</b>	<b>2.73</b>	<b>0.8</b>	<b>3.13</b>	<b>0</b>	<b>0.31</b>	<b>140.31</b>	<b>356902</b>
9 h	140	340685	1.48	0.8	2.28	0	0.25	140.25	353790
12 h	140	340685	1.26	0.8	2.06	0	0.24	140.24	352930
24 h	140	340685	0.85	0.8	1.65	0	0.20	140.20	351233

Tabella 11: Verifica 4 evento TR 3000 anni, invaso di progetto.

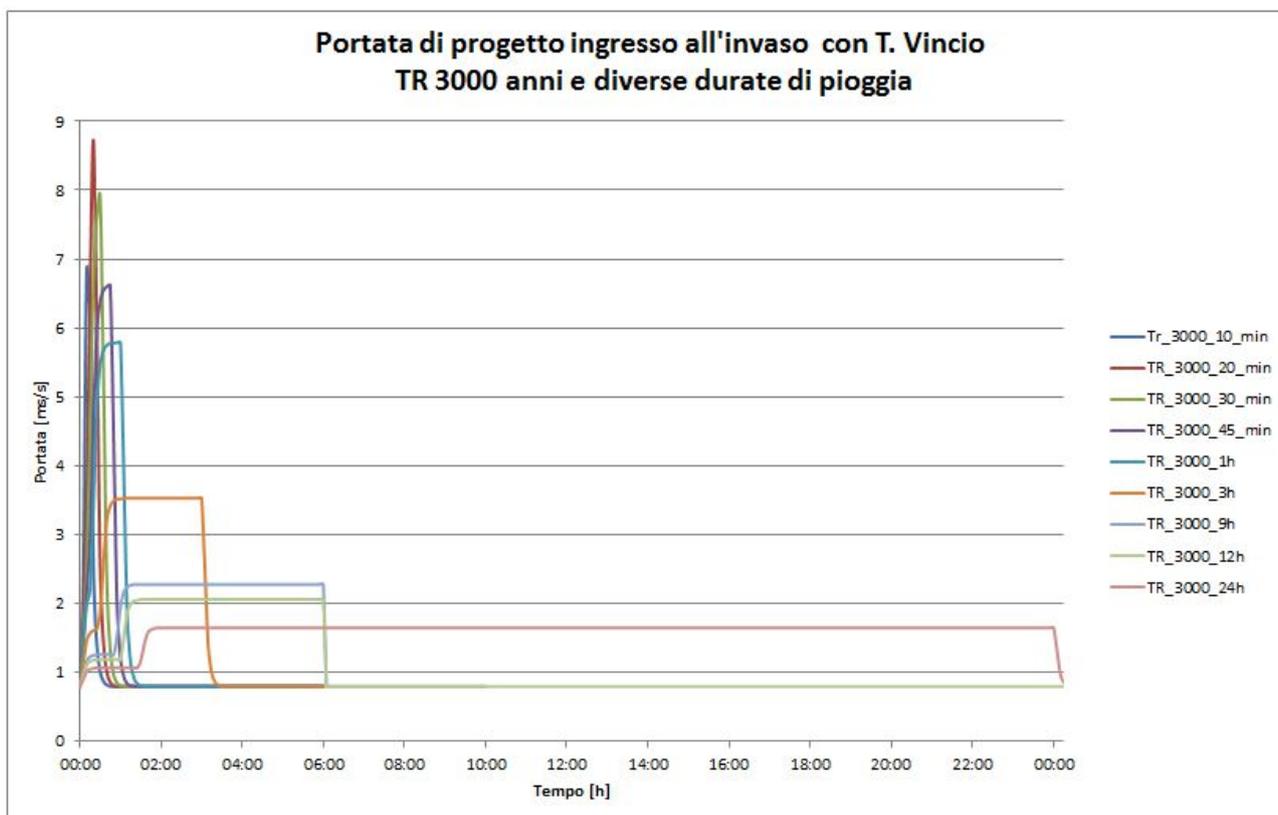


Figura 21: Verifica 4 TR 3000 anni, invaso di progetto portata in ingresso all'invaso con T. Vincio

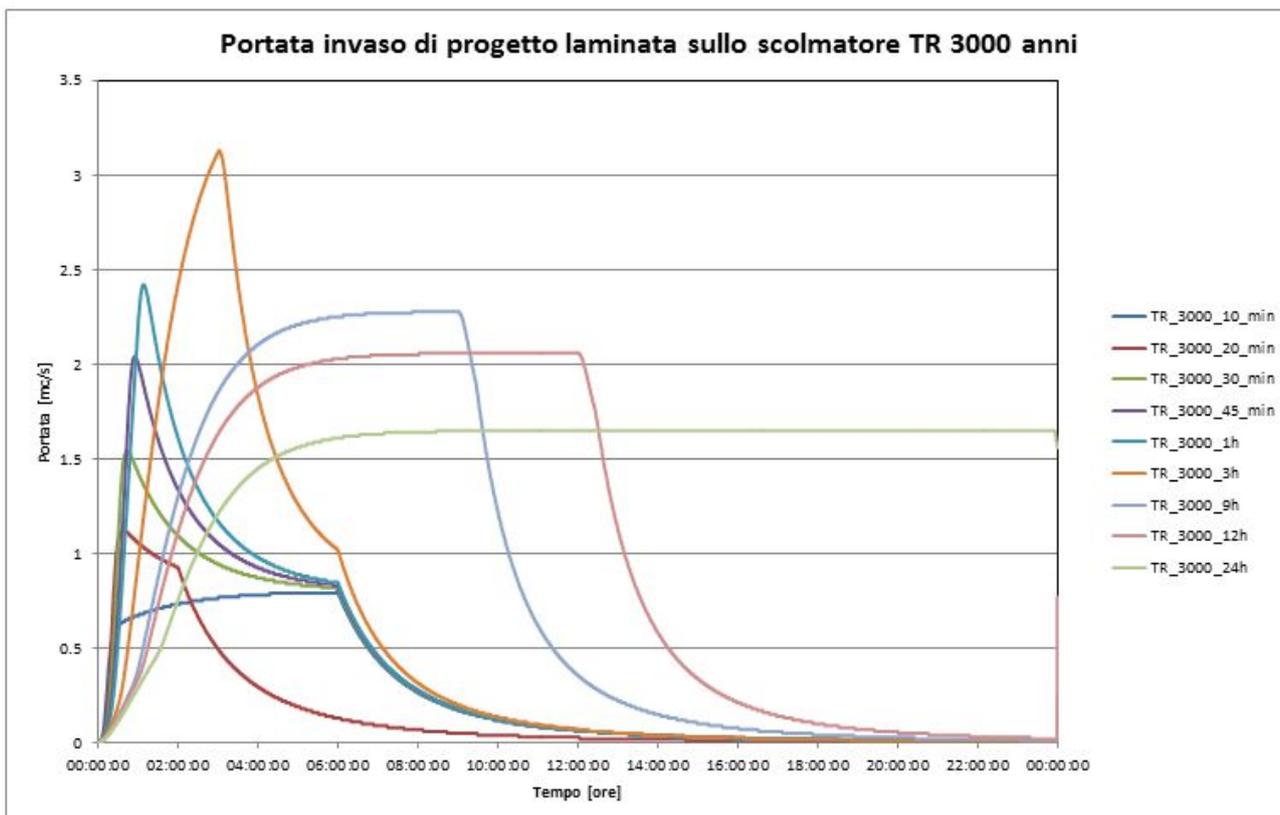


Figura 22: Verifica 4 TR 3000 anni, invaso di progetto portata sullo scolmatore laminata

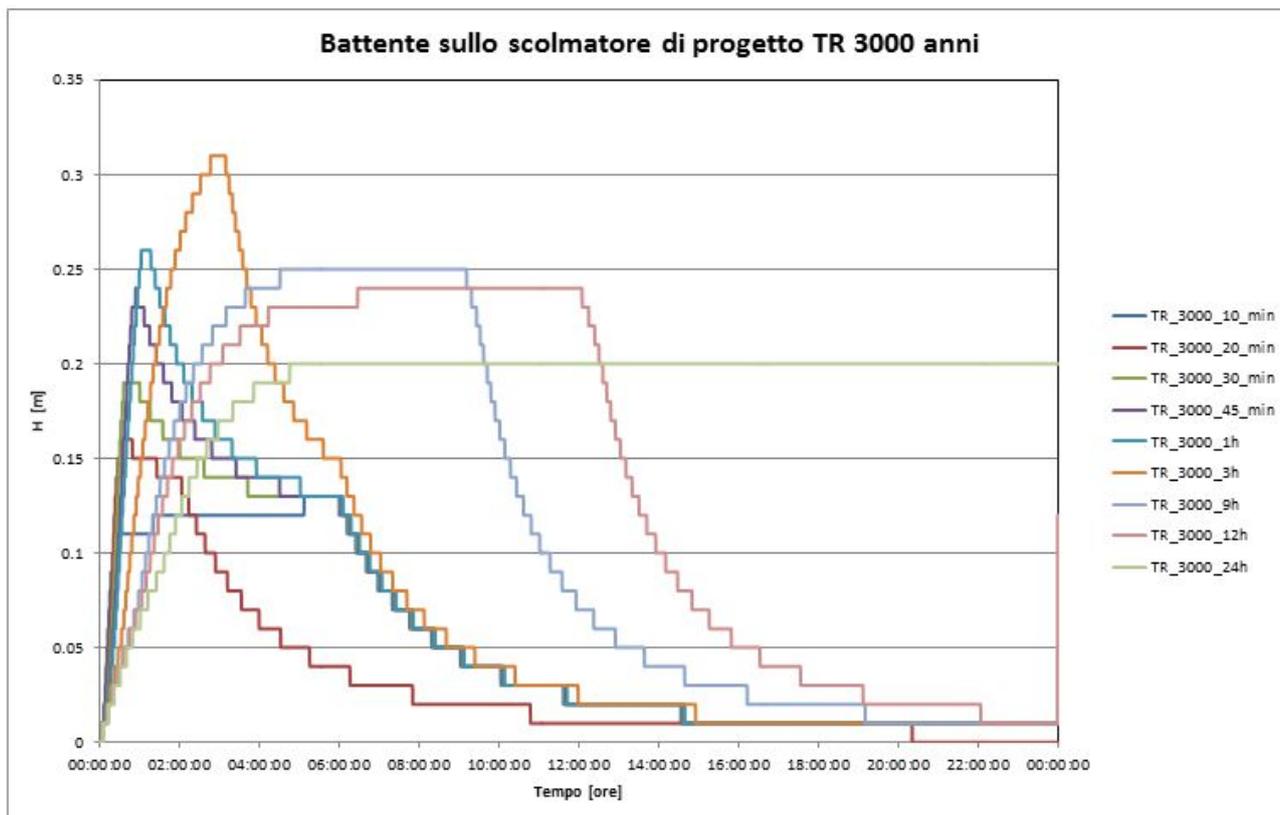


Figura 23: Verifica 4 TR 3000 anni, invaso di progetto battente sullo sfioratore

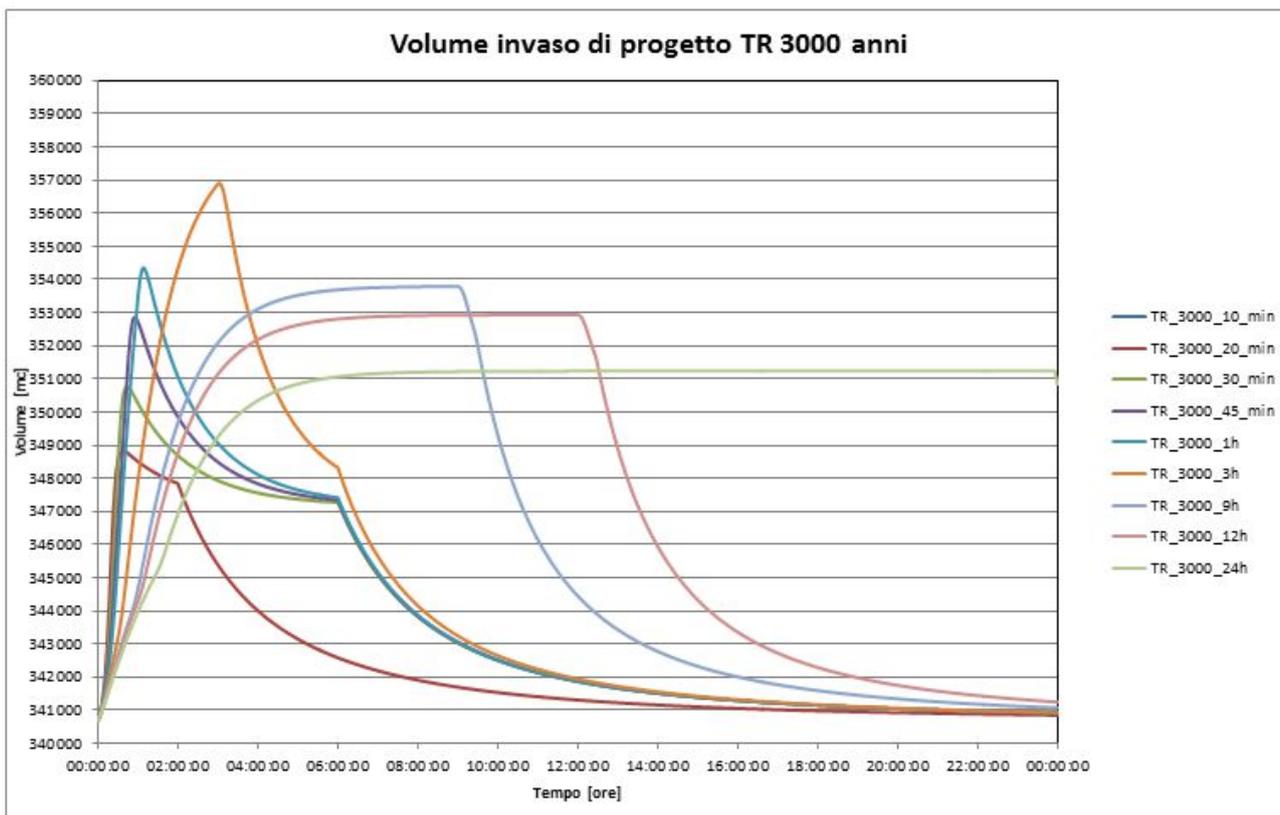


Figura 24: Verifica 4 TR 3000 anni, invaso di progetto - volume invasato

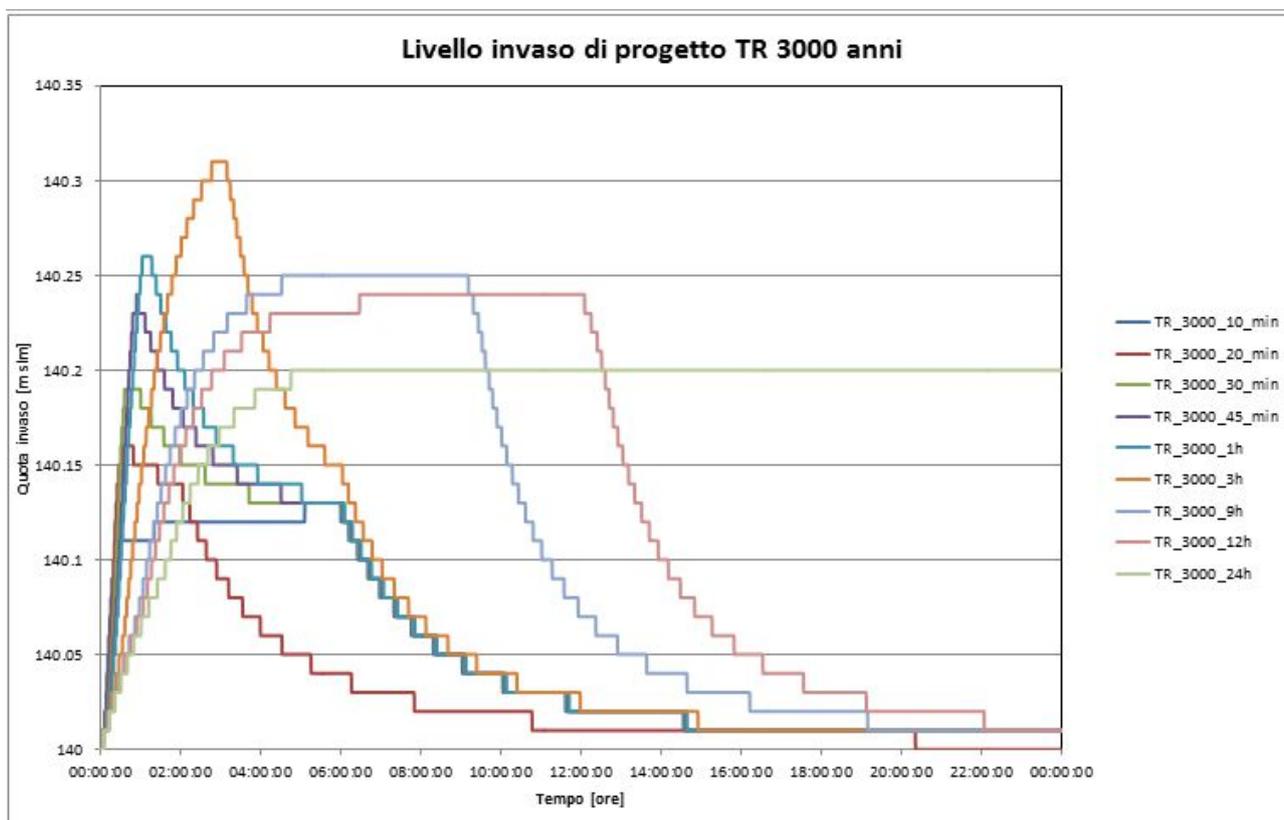


Figura 25: Verifica 4 TR 3000 anni invaso di progetto - livello invaso

La modellazione dello sfioratore è stata eseguita mediante la formulazione dello sfioro in parete grossa secondo la seguente espressione;

$$Q = 1.705 * B * H * \sqrt{H}$$

I risultati con la larghezza dello sfioro fissata a 10.5m e la portata laminata di 3,13mc/s, danno un battente d'acqua sullo sfioratore di circa 31cm per durate di pioggia di 3 ore.

## 6.5 Verifica evento TR 1000 anni con invaso di progetto

E' stata condotta una verifica idraulica come al punto precedente anche per l'evento di piena con tempo di ritorno di 1000 anni con le stesse condizioni al contorno.

Con tali ipotesi, ovvero piena laminata, il battente massimo sullo sfioratore è di circa 25cm.

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovrizzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	140	340685	4.1	0.8	0.79	0	0.12	140.12	347103
20 min	140	340685	6.0	0.8	0.82	0	0.13	140.13	347257
30 min	140	340685	5.7	0.8	1.13	0	0.16	140.16	348842
45 min	140	340685	4.7	0.8	1.52	0	0.19	140.19	350677
1 h	140	340685	4.0	0.8	1.82	0	0.22	140.22	351971
<b>3 h</b>	<b>140</b>	<b>340685</b>	<b>1.9</b>	<b>0.8</b>	<b>2.29</b>	<b>0</b>	<b>0.25</b>	<b>140.25</b>	<b>353854</b>
9 h	140	340685	0.9	0.8	1.7	0	0.21	140.21	351434
12 h	140	340685	0.8	0.8	1.6	0	0.2	140.20	351015
24 h	140	340685	0.5	0.8	1.18	0	0.16	140.16	349105

Tabella 12: Verifica 5 evento TR 1000 anni, invaso di progetto.

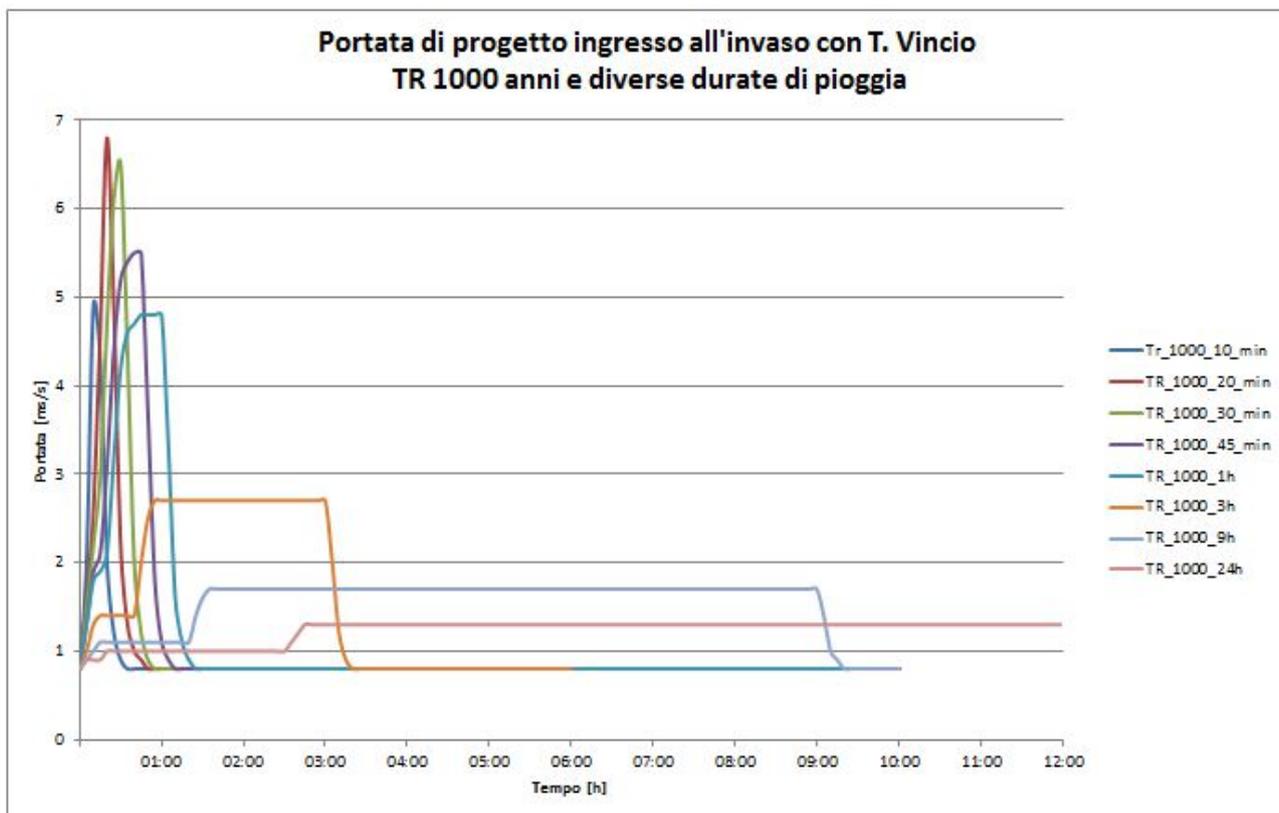


Figura 26: Verifica 5 TR 1000 anni, invaso di progetto portata in ingresso all'invaso con T. Vincio

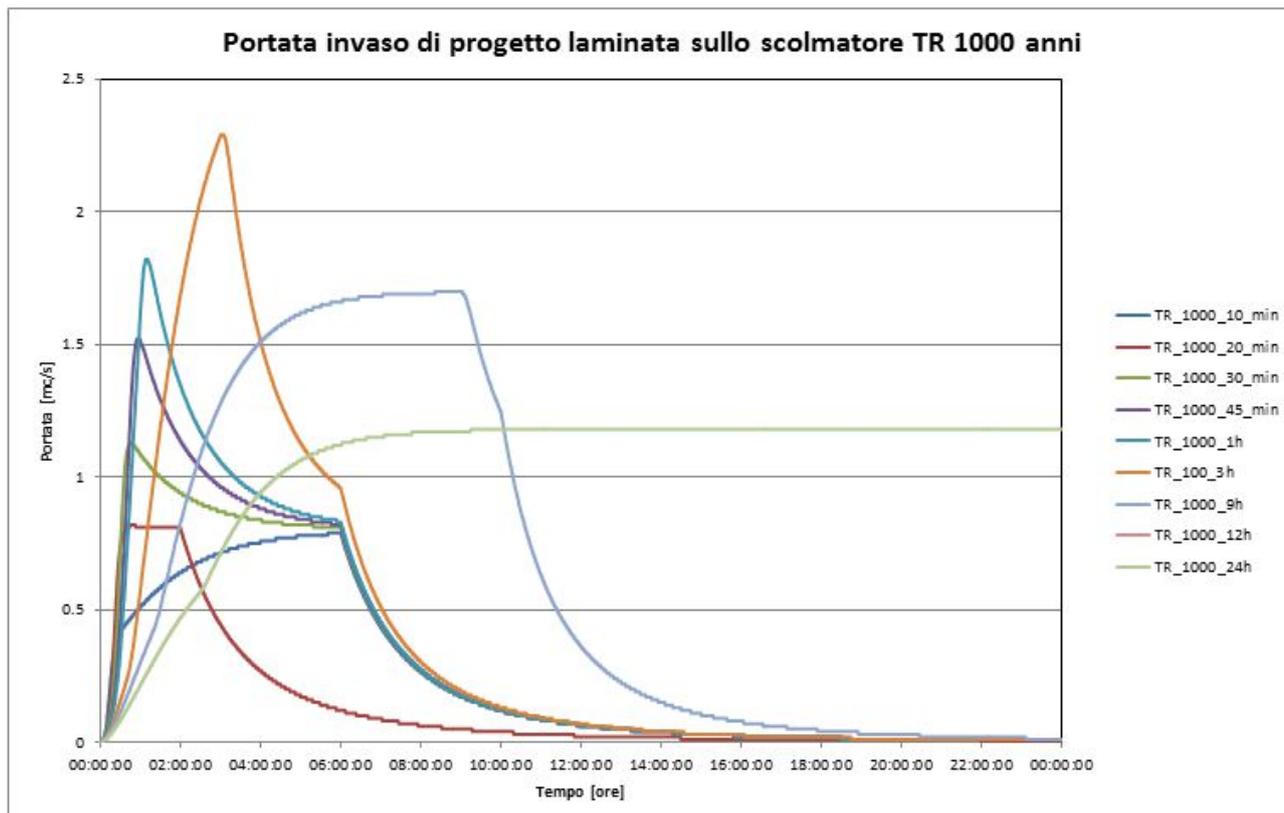


Figura 27: Verifica 5 TR 1000 anni, invaso di progetto portata sullo scolmatore laminata

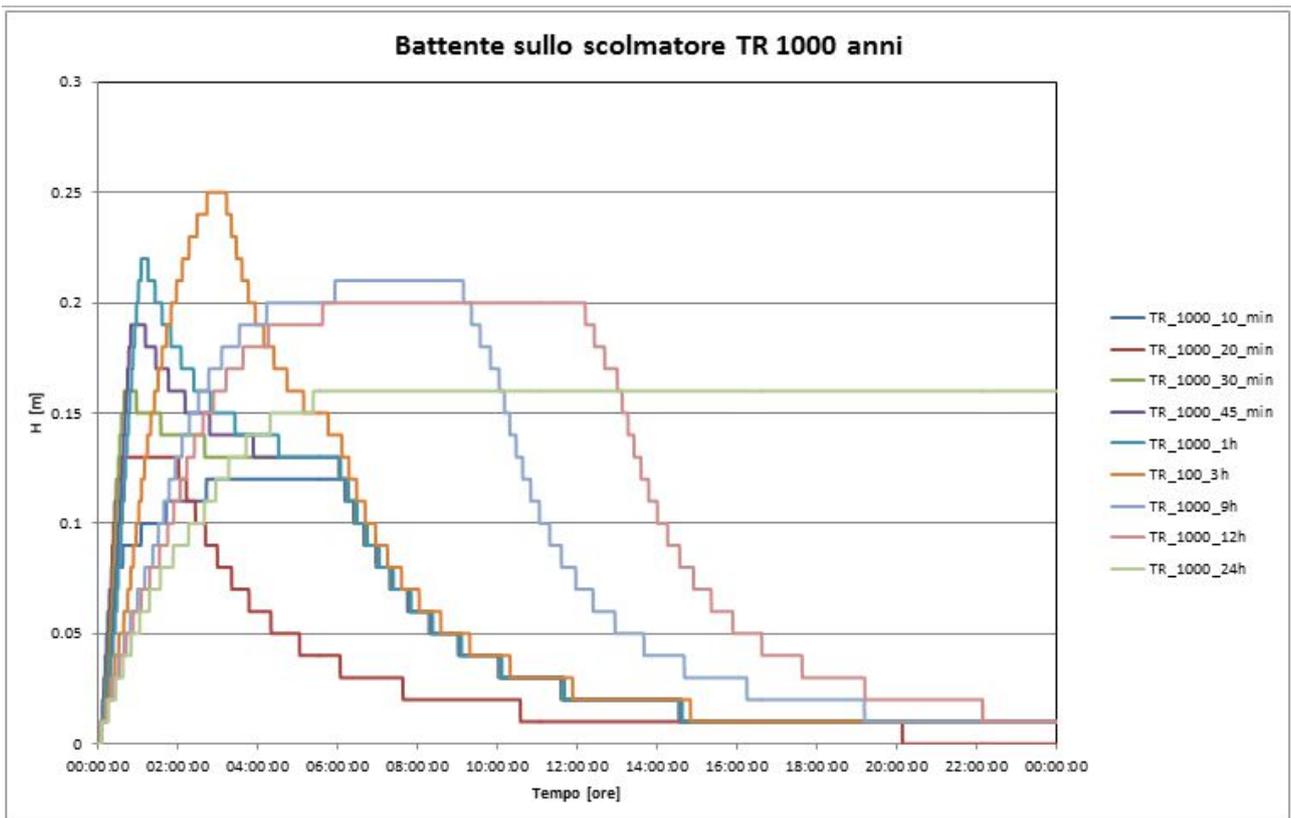


Figura 28: Verifica 5 TR 1000 anni, invaso di progetto battente sullo sfioratore

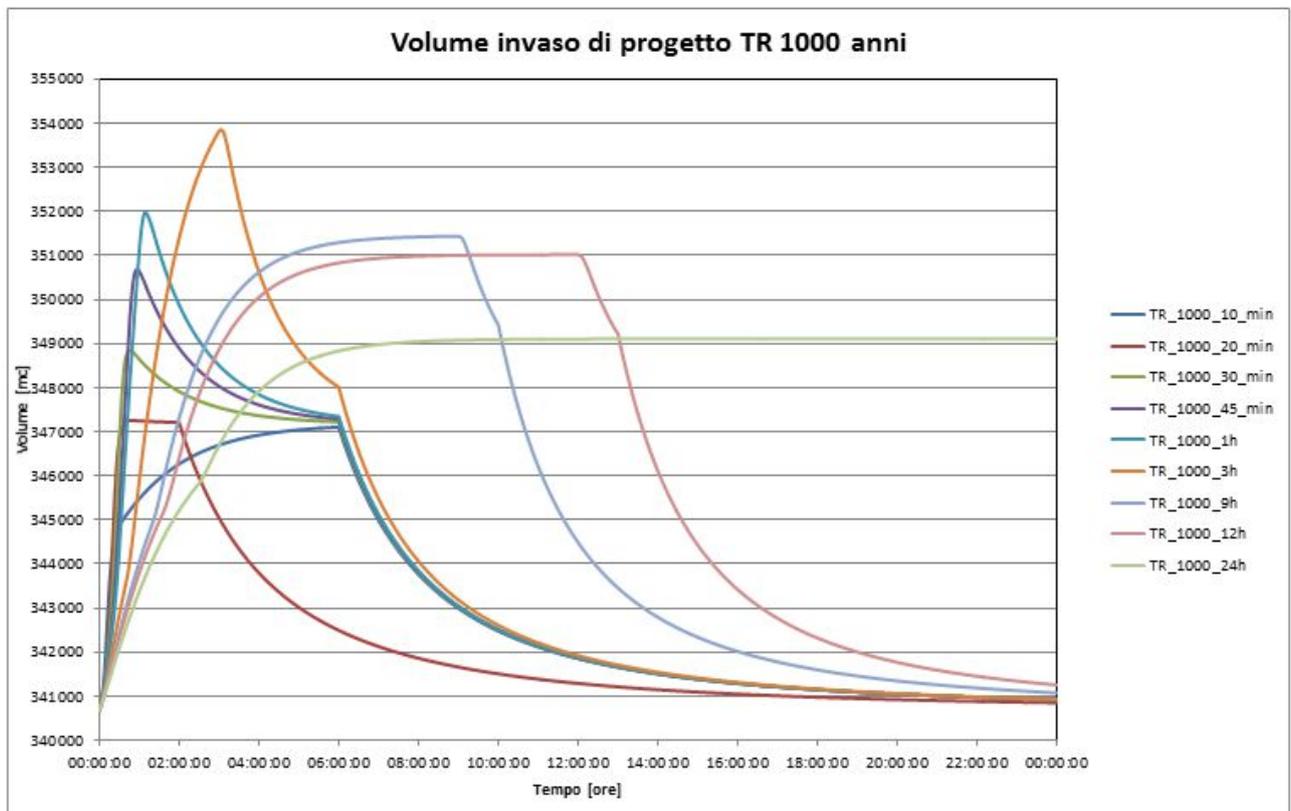


Figura 29: Verifica 5 TR 1000 anni, invaso di progetto - volume invaso

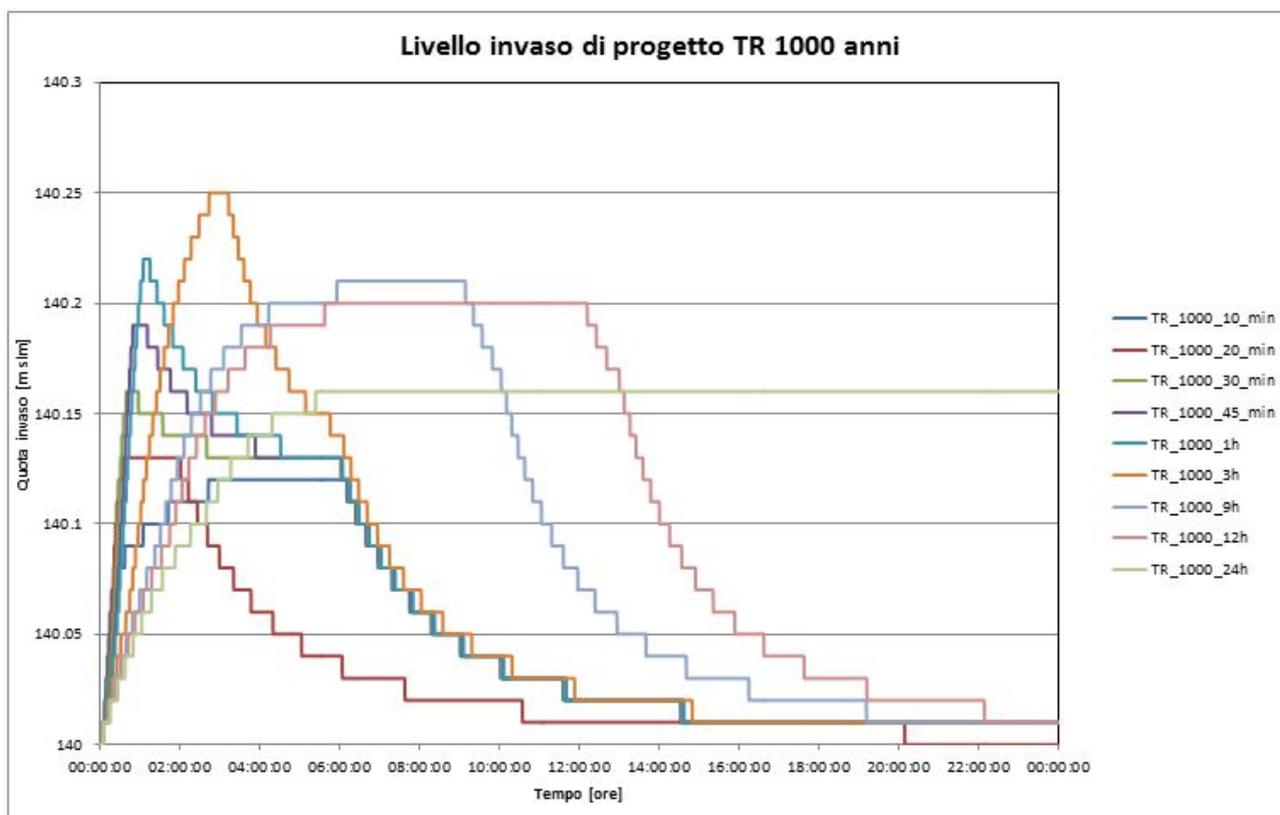


Figura 30: Verifica 5 TR 1000 anni invaso di progetto - livello invaso

## 7 Il franco idraulico

Il calcolo del franco idraulico è stato sviluppato in considerazione sia del D.M. 44 del 24/03/1982, sia ai sensi del D.M. 26/06/2014.

### 7.1 Calcolo del franco ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982

Si riporta di seguito il calcolo del franco ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982

<i>Franco di progetto</i>			
quota soglia di progetto prima ipotesi (m s.l.m.)	140.00		
massimo sovrizzo idraulico calcolato con TR 1000 anni (m)	0.25		
quota di massimo invaso di progetto (m s.l.m.)	140.25		
quota del coronamento di progetto (m s.l.m.) (*1)	143.30		
franco di progetto	3.05		
SCHEMA di calcolo per interpolazione del franco netto minimo prescritto, di cui al punto H.4 della norma	inf	sup	var
altezza diga (m)	15.00	30.00	25.10
franco netto minimo (m)	1.50	2.50	2.17
SCHEMA di calcolo per l'incremento del franco per effetto del sisma	inf	sup	var
altezza diga (m)	15.00	30.00	25.10
franco netto minimo di regolamento (m)	0.30	0.70	0.57
franco netto minimo (m)	2.17		
incremento del franco in zona simica (m)	0.57		
sovrizzo semiampiezza per vento (vento 60 km/h - Fetch 1 km) (m)	0.31		
<b>franco minimo calcolato (m)</b>	<b>3.05</b>		

Tabella 13: Calcolo franco idraulico ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982.

Come è possibile notare il franco richiesto per TR 1000 anni risulta di 3.05m pari al franco disponibile. La larghezza minima richiesta per il coronamento (riportata al punto H.4 e H.6 della norma) risulta di 5.43m mentre quella di progetto risulta conforme ovvero pari a 5.5m.

### 7.2 Calcolo del franco conforme al Decreto 26 giugno 2014 relativo a Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)

Il franco netto è stato calcolato sulla base anche del contenuto del testo del Decreto 26 Giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)" il quale prevede valori tabellati con un minimo di 1.5m per le dighe in materiali sciolti di 15m, sino a un massimo di 3.5m per invasi di 90m o oltre. Per valori intermedi di altezza il valore del franco netto viene interpolato.

Al franco netto di sicurezza si va ad aggiungere la componente relativa alle onde da vento e da sisma sul serbatoio.

Nel caso di studio il franco netto necessario, risulta per l'altezza della diga di 25.1m, pari a 1.77m (interpolato secondo la tabella del paragrafo C.1 del Decreto al quale si aggiungono 5 mm moltiplicati per l'altezza della diga e quindi complessivi ulteriori 13cm per cedimento del terreno dovuto all'assestamento al termine della costruzione della diga e per azioni sismiche. In realtà a seguito di verifiche di stabilità il cedimento del terreno in corrispondenza delle azioni sismiche risulta 60cm e quindi sarà preso a riferimento questo valore piuttosto che quello minimo di 13cm.

La semi ampiezza dell'onda massima prevista in accordo con i contenuti della Proposta di aggiornamento è di circa 10cm. (onda 7cm con vento 60 km/h e fetch 1 km); il run-up è stato stimato nel valore di 3cm.

Si considera un pacchetto di sottofondo stradale di 20cm.

Il franco lordo minimo così determinato è pari a  $(1.77+0.60+0.10+0.20)$  2.67m (arrotondato per eccesso).

Si riporta di seguito lo schema del calcolo del franco.

<u>Frango di progetto</u>			
quota soglia di progetto prima ipotesi (m s.l.m.)			140.00
massimo sovrizzo idraulico calcolato con TR 3000 anni (m)			0.31
quota di massimo invaso di progetto (m s.l.m.)			140.31
quota del coronamento di progetto (m s.l.m.) (*1)			143.30
franco di progetto			2.99
<u>Frango minimo calcolato ai sensi del D.M. 26/06/2014</u>			
SCHEMA di calcolo per interpolazione del franco netto minimo prescritto, di cui al punto C.1 della proposta di aggiornamento delle norme tecniche			
	inf	sup	var
altezza diga (m)	15.00	90.00	25.10
franco netto minimo (m)	1.50	3.50	1.77
franco netto minimo (m)	1.77		
cedimento x consolidazione e cedimento sismico (m) valore minimo	0.13		
cedimento x consolidazione e cedimento sismico (m) valore calcolato	0.60		
cedimento x consolidazione e cedimento sismico (m) valore assunto	0.60		
sovrizzo semiampiezza per vento (vento 60 km/h - Fetch 1 km) e run-up (m)	0.10		
spessore delle sovrastrutture stradali (sottofondi e cassonetti) (m)	0.20		
<b>franco minimo calcolato (m)</b>	<b>2.67</b>		

Tabella 14: Calcolo franco idraulico ai sensi della proposta di aggiornamento delle norme tecniche.

Con le ipotesi progettuali assunte la differenza di quota tra il coronamento (143.3 m slm) e il livello di massimo invaso (140.31 m slm) è pari a 2.99m (>2.67m).

La larghezza minima richiesta per il coronamento (riportata al punto E.7 della norma) risulta di 4m mentre quella di progetto di 5.5m.

### **7.3 La scelta della quota del coronamento**

Sulla base di quanto sopra riportato i due metodi di calcolo utilizzati portano a franchi di sicurezza molto differenti (2.67m per il D.M. 26/06/2014 e 3.05m per DM 44/1982).

La quota di progetto del coronamento è stata assunta pari a 143.3 m slm in modo da essere coerenti sia con il DM 1982 che con il DM 2014.

Mentre con il primo il franco disponibile risulta pari a quello richiesto, per quanto riguarda la recente norma si ha una disponibilità ulteriore di 32cm.

### **7.4 La verifica del canale a valle dell'invaso.**

E' stata condotta una verifica idraulica in moto permanente del canale scolmatore a valle dell'invaso con la portata di picco laminata di 3.13mc/s (TR 3000 anni laminata) e anche con la portata 6.8mc/s (TR 1000 anni non laminata).

Si prevede di suddividere in tratto con le seguenti tipologie d'intervento:

- Canale scolmatore per un tratto di circa 100m con una pendenza dell'1% larghezza di 10.5 e muri di contenimento del versante laterali di altezza pari a 3;
- Tratto a valle del canale caratterizzato da elevata pendenza della lunghezza di circa 250m realizzato con massi al fondo per la larghezza di 1m con sezione trapezia e pendenza delle sponde di 45% rivestite in massi sul fondo e sulle sponde sino all'altezza di 1.5m. Nel tratto saranno realizzati, al fine di diminuire la pendenza, dei salti di fondo di 1m con passo di 13.4m per un totale di 14 salti.
- Alla fine del tratto ad elevata pendenza sarà realizzata una vasca in cls di smorzamento lunga circa 15m al fine di rallentare il flusso e evitare erosioni spondali. La vasca sarà larga al fondo 2.5m e alta 1.5m.
- Tratto finale di collegamento al reticolo principale caratterizzato di minor pendenza della lunghezza di circa 300m realizzato con sezione trapezia in terra e pendenza delle sponde di 45% con base minore di 2m e base maggiore di 5m e altezza di 1.5.

La verifica condotta riportata nell'allegato 1 mostra come ovunque siano presenti franchi di sicurezza sia per l'evento di piena con tempo di ritorno di 3000 anni laminato che per quello con tempo di ritorno di 1000 anni non laminato.

Lungo il percorso del canale fuggatore saranno realizzati n. 4 attraversamenti al fine di mantenere la contiguità e garantire l'accesso tra le proprietà terriere.

Sul tratto finale verrà realizzato il nuovo attraversamento su Via della Fornace e lo sbocco sul T. Tazzera protetto con massi ciclopici.

L'individuazione degli interventi è riportata nella Tav. 5b.

Nella Tav. 6 è riportato il profilo del canale scolmatore dallo sfioro fino alla confluenza con il Tazzera.

Nella Tav. 7a e 7b sono rappresentati i particolari costruttivi delle opere da realizzare nel canale scolmatore.

Nella Tav. 8 sono riportati i particolari strutturali dei manufatti da realizzare nel canale scolmatore.

## 8 Gli organi di manovra dell'invaso

### 8.1 Lo scarico di fondo e la condotta di derivazione

Come sopra descritto l'invaso della Giudea è dotata di uno scarico di fondo e di una condotta di derivazione e alimentazione dell'impianto di potabilizzazione.

Si riportano di seguito le principali caratteristiche delle due condotte:

	Scarico di fondo	Derivazione
<b>D(mm)</b>	<b>450</b>	<b>400</b>
<b>L(m)</b>	<b>306</b>	<b>228</b>
<b>H presa (m s.l.m.)</b>	<b>126.60</b>	<b>134</b>
<b>Hscarico (m s.l.m.)</b>	<b>116.10</b>	<b>117.00</b>

Tabella 15: Caratteristiche dello scarico di fondo e della condotta di derivazione.

Lo scarico di fondo, per quanto risulta dai dati progettuali della diga e dal certificato di collaudo è posto alla quota 126.26m slm, mentre per quanto risulta al gestore la quota di fondo è posta a 128m slm.

Nella Figura 1Figura 31 è possibile notare la bocca di presa dello scarico di fondo in quanto, nel periodo invernale, l'invaso viene tenuto vuoto senza alimentazione e con lo scarico di fondo aperto.

Lo scarico è posto a monte della tura realizzata a seguito degli eventi franosi. In considerazione della duplice quota di riferimento per lo scarico di fondo, si prevede eventualmente di riportarlo alla quota 126.26 m slm qualora si verificasse che l'attuale quota sia effettivamente 128 m slm.



Figura 31: Bocca di presa dello scarico di fondo

Per quanto riguarda la condotta di derivazione i dati di progetto riportano la quota di presa a 134m slm. Come risulta anche dallo schema riportato in Figura 32 la bocca di presa della derivazione risulta sepolta all'interno dell'argine realizzato a seguito degli eventi franosi, di modo che attualmente non è più utilizzabile.

A causa di ciò e a seguito della limitazione del livello d'invaso, l'alimentazione del potabilizzatore, avviene mediante pescaggio da zattera galleggiante.

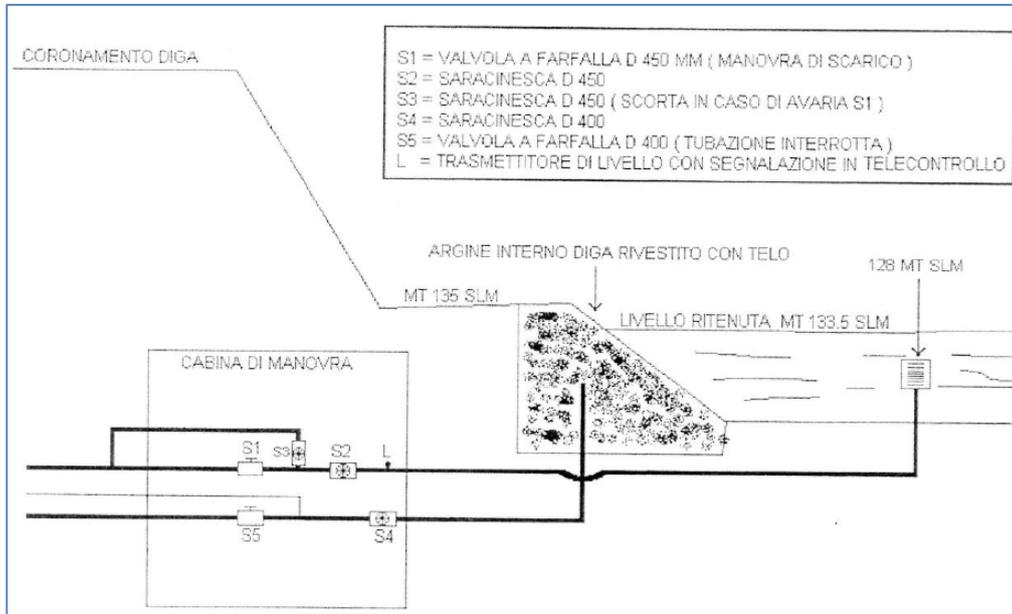


Figura 32: Lo schema dello scarico di fondo e della condotta di derivazione

Il piede interno del paramento di monte nell'ipotesi di progetto è posto alla quota di 128m slm ed è posizionato a monte dell'argine interno della diga; in fase di scavo quindi si andrà a ritrovare la bocca di presa della derivazione e ne verrà ripristinata la funzionalità riportandola comunque alla quota di 134m slm. Si riporta in Figura 33 lo schema funzionale e la posizione delle saracinesche nella cabina di manovra.

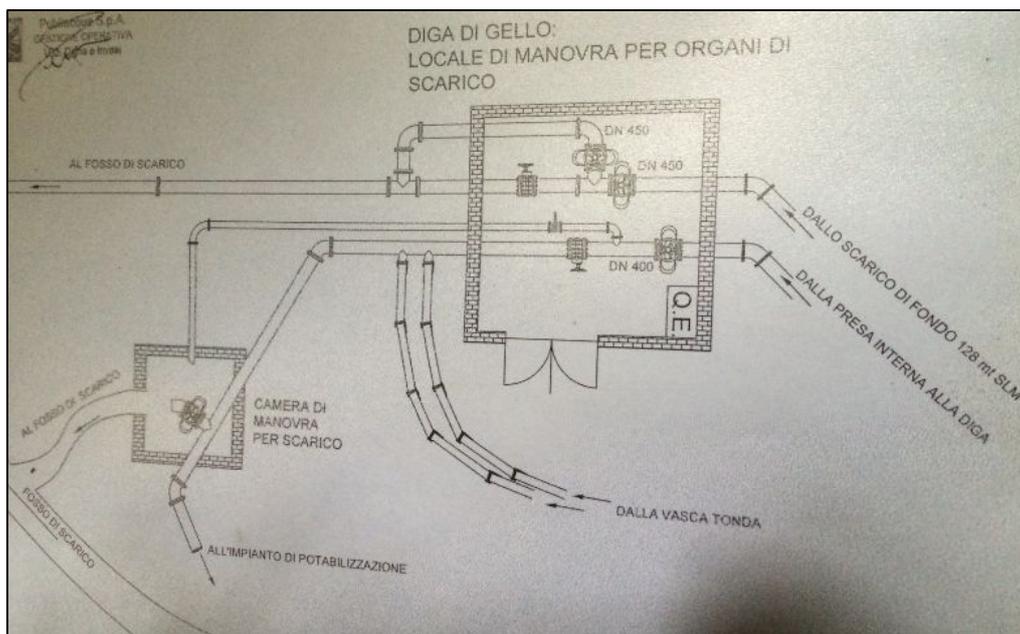


Figura 33: Schema di funzionamento degli organi di manovra dello scarico e derivazione.

## 8.2 La verifica del tempo di svuotamento dell'invaso

E' stata condotta la verifica sulla capacità di svuotamento dell'invaso di progetto mediante l'utilizzo dello scarico di fondo.

In considerazione del fatto che la condotta di derivazione ha a valle dell'invaso la possibilità di scaricare sul Fosso Fontanacci mediante l'apertura di una saracinesca posta all'interno di un pozzetto a cielo aperto, si è verificato il tempo di svuotamento mediante l'ausilio sia della condotta di derivazione, sia dello scarico di fondo.

Si riportano di seguito le condizioni al contorno per la verifica dello svuotamento.

	Scarico di fondo	Derivazione
<b>D(mm)</b>	<b>450</b>	<b>400</b>
<b>C</b>	<b>120</b>	<b>120</b>
<b>L(m)</b>	<b>306</b>	<b>228</b>
<b>H presa (m s.l.m.)</b>	<b>126.60</b>	<b>134</b>
<b>Hscarico (m s.l.m.)</b>	<b>116.10</b>	<b>117.00</b>
<b>V iniziale(mc)</b>	<b>340685</b>	<b>340685</b>
<b>Hiniziale (m)</b>	<b>13.40</b>	<b>6.00</b>
<b>Hiniziale (m s.l.m.)</b>	<b>140.00</b>	<b>140.00</b>

Si riporta di seguito il grafico della portata defluita dallo scarico di fondo e dalla condotta di derivazione in funzione del livello dell'invaso.

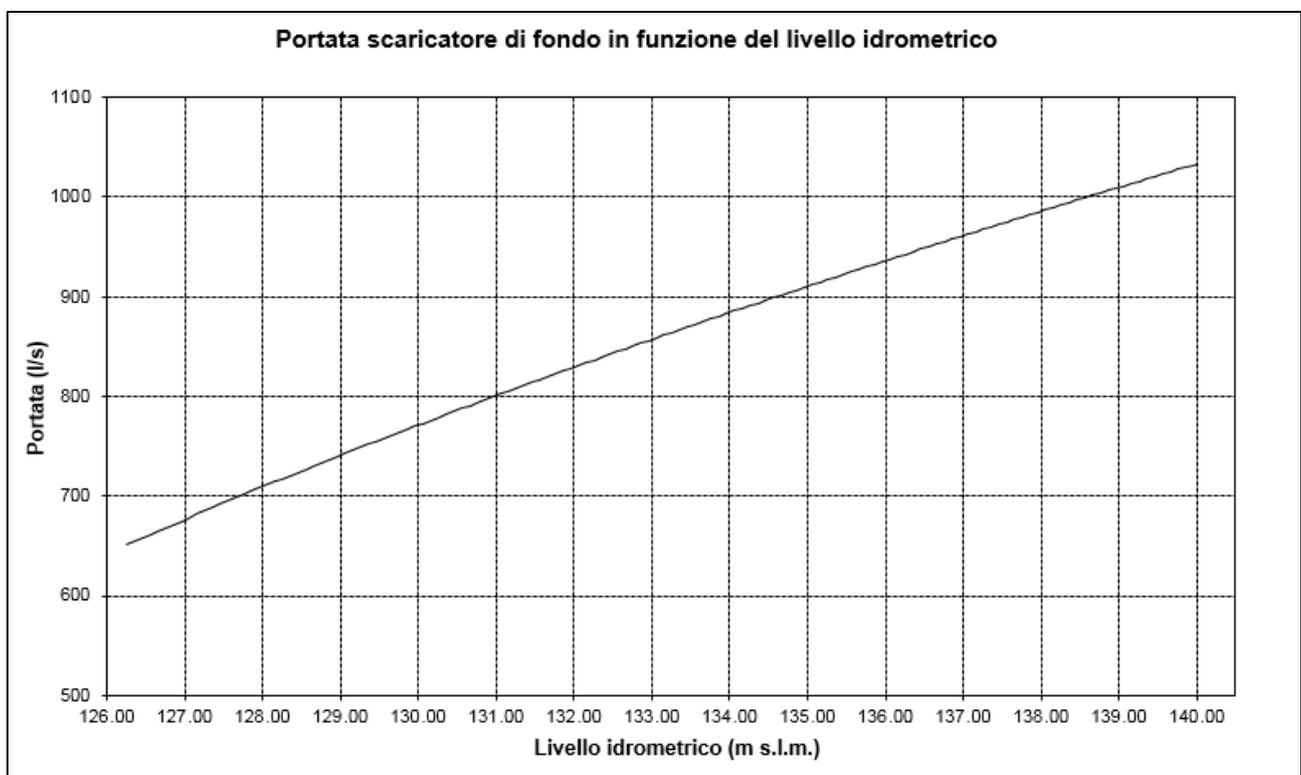


Figura 34: Portata dello scarico di fondo in funzione della quota dell'invaso.

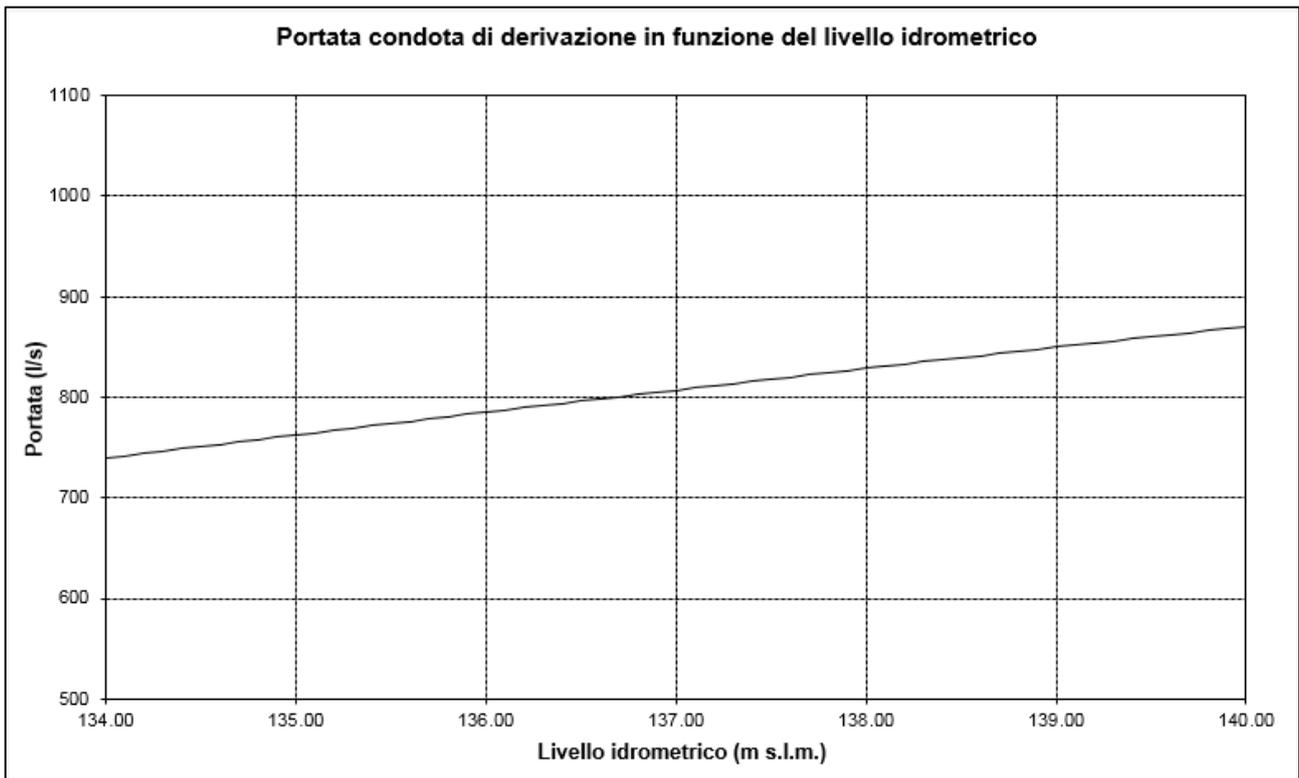


Figura 35: Portata della condotta di derivazione in funzione della quota dell'invaso.

Come è possibile notare nella Figura 36 il tempo per svuotare la metà altezza utile dell'invaso (circa 6m fino alla quota di 134m slm) è di circa 2.5 giorni mentre con il contemporaneo utilizzo della condotta di derivazione, come evidenziato nella Figura 37, è possibile raggiungere tale quota in circa 1.5 giorni.

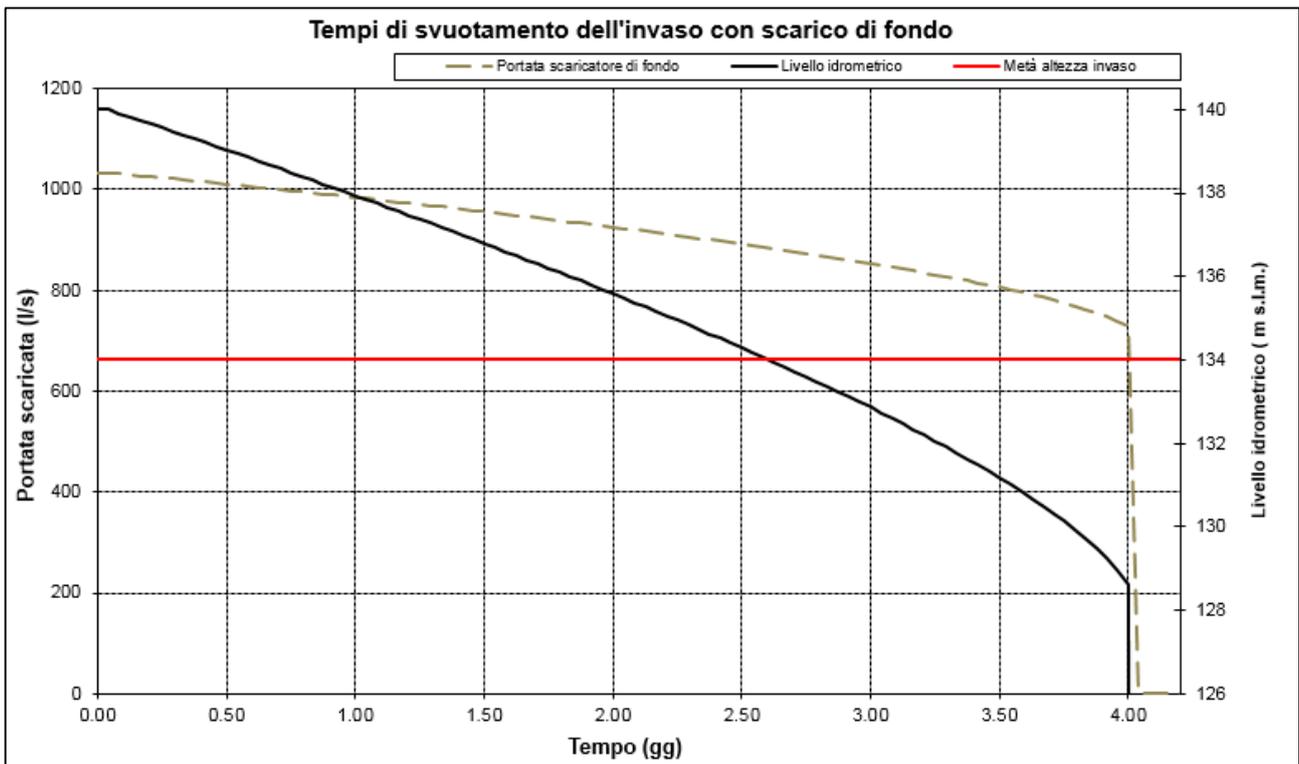


Figura 36: Verifica dello svuotamento dell'invaso mediante scarico di fondo.

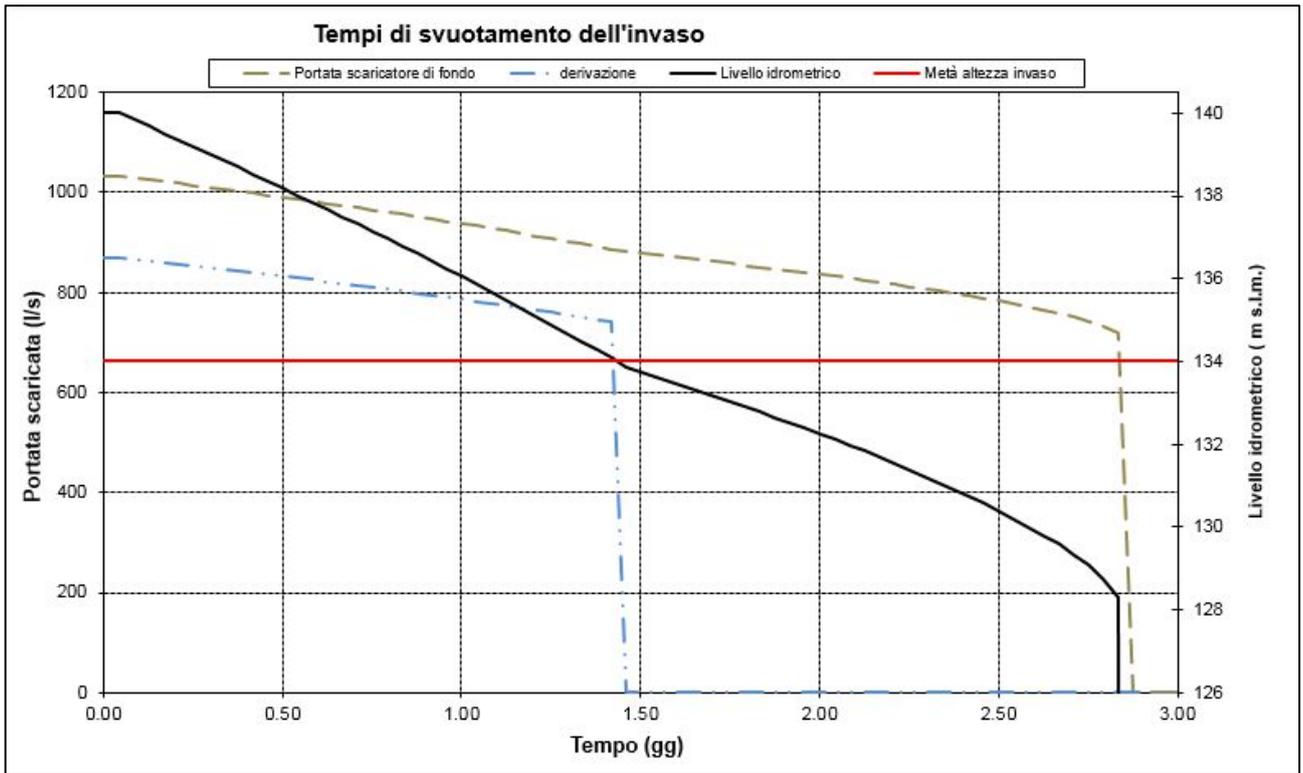


Figura 37: Verifica dell'invaso mediante lo scarico di fondo e la condotta di derivazione.

## 9 Le caratteristiche del corpo diga di progetto

Il rilevato di progetto come sopra descritto si ottiene dallo sbassamento dell'attuale corpo diga.

La quota massima del coronamento al fine di garantire il franco di sicurezza idraulico risulta di 143.3m slm.

Il piede del paramento di valle posto alla quota di 118.2m slm (come quello attuale) è determinato mediante la realizzazione di un muro a gravità in massi ciclopici con altezza di circa 1.5m.

Il piede del paramento di monte è alla quota di 128m slm.

Le pendenze del paramento di monte e di quello di valle sono rispettivamente di 1/3.75 e 1/4.25.

La lunghezza complessiva del rilevato è di circa 174m mentre il coronamento ha una lunghezza di circa 205m e larghezza di 5.5m.

Sul paramento di valle saranno realizzate due banche per la manutenzione dell'opera poste alla quota di 135 e 127 m slm di larghezza utile di 3.5m oltre ad una canaletta larga 1m per la raccolta delle acque meteoriche.

Il paramento di valle sarà ricoperto con terreno vegetale per uno spessore di 30cm e successivamente interessato da seminazione.

La verifica di stabilità del corpo diga è riportata nell'Allegato B.

Nella Tav. 9 è riportata la sistemazione provvisoria del paramento di monte e di valle a seguito dello scavo e in attesa della sistemazione definitiva mentre nella Tav. 10 e 11 sono rappresentate le viabilità di cantiere e le modalità di scavo per abbassare il corpo diga.

Alla quota 119 m slm circa sarà realizzato un dreno che si estenderà a tale quota per 40m internamente verso il coronamento. Il dreno sarà costituito da pietrisco di media pezzatura 40-70mm e rivestito inferiormente e superiormente con TNT. Una condotta in PE Ø315 microfessurata raccoglierà le acque provenienti dal dreno che successivamente saranno convogliate in un pozzetto di misura prima di scaricare nel reticolo idraulico superficiale.

Il paramento di valle prevede al piede un muro a gravità realizzato con due ordini di gradoni di massi ciclopici al fine di determinare univocamente la quota del punto più basso a valle della diga e quindi anche l'altezza dell'invaso. Il muro avrà una lunghezza di 20m e un'altezza di circa 1.65m.

La verifica di stabilità del muro è riportata nell'Allegato 4.

Intorno all'attuale cabina di manovra che contiene le saracinesche dello scarico di fondo e della derivazione, sarà realizzato un muro a retta al fine di contenere la scarpata del paramento di valle che in quel punto risulta più alta della quota della copertura della cabina.

Il paramento di monte sarà rivestito con massi ciclopici di media pezzatura per lo spessore di 50cm sino al piede e oltre per circa 5m.

Al di sotto del rivestimento in massi sarà realizzato uno strato di transizione sabbio-ghiaiosa dello spessore di 90cm ed infine sarà posato uno strato di TNT.

Nel coronamento sarà realizzata un pacchetto stradale con stabilizzato per un'altezza di 30cm.

La planimetria degli interventi è riportata nella Tav. 5a mentre la sezione caratteristica del corpo diga è riportata nella Tav. 4.

## 10 Il sistema di monitoraggio per la livellazione topografica

Per il monitoraggio degli spostamenti verticali e orizzontali del corpo diga è stata predisposta (vedi Tav. 5a) una rete di capisaldi in accordo con le indicazioni del parere rilasciato dal Ufficio tecnico per le dighe di Firenze nell'ambito dell'approvazione del progetto preliminare.

Come è possibile notare nella Figura 38 la rete di monitoraggio è composta da:

- N. 3 caposaldi di riferimento topografico fondati su palo alla profondità di 10m e posti esternamente al corpo diga;
- N. 3 punti di misura fondati su micropali profondo 1.5m posizionati sul coronamento;
- N. 17 punti di misura fondati su blocco di calcestruzzo di dimensioni 40x40x40 posti sul paramento di monte (n. 8), sul paramento di valle (n. 7) e sulle banchine del paramento di valle (n. 2).



Rete di controllo e misura:	
	Caposaldi di riferimento topografico fondati su palo profondo almeno 8 m esterni al corpo diga
	Punti di misura fondati su micropalo profondo 1.5 m sul coronamento del corpo diga
	Punti di misura fondati su blocco di cls 40x40x40m sulla scarpata dei paramenti e sulle banche del corpo diga

Figura 38: Rete di livellazione topografica

## 11 Sintesi delle caratteristiche principali dell'invaso di progetto

In conclusione a seguito delle verifiche idrauliche condotte è possibile riassumere nella Tabella 16 seguente, quelle che sono le caratteristiche principali dell'invaso di progetto messe a confronto con quelle dell'invaso attuale.

	<b>Invaso Attuale</b>	<b>Invaso di progetto</b>
<b>Dati principali della diga</b>		
Classificazione tipologica della diga ai sensi del D.M. 24/03/82	Diga in materiali sciolti con terra omogenea	Diga in materiali sciolti con terra omogenea
Altezza della diga ai sensi del D.M. 24/03/82	31,9	25,1 (143,3-118,2)
Altezza della diga ai sensi del L. 584/1994 [m]	31,9	25,1
Altezza massima ritenuta [m]	23,26	12,31
Quota del coronamento [mslm]	150,06	143,30
Larghezza del coronamento [m]	6	5,5
Franco disponibile ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/82 [m]	1,8	3,05
Franco richiesto ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/82 [m]	1,8	3,05
Franco netto ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/82 [m]	1,8	2,74
Franco disponibile ai sensi del D.M. 26/06/14 [m]	---	2,99
Franco richiesto ai sensi del D.M. 26/06/14 [m]	---	2,67
Franco netto ai sensi del D.M. 26/06/14 [m]		2,89
Sviluppo del coronamento [m]	293,5	205
Volume della diga [m <sup>3</sup> ]	870000	513000
<b>Dati principali del serbatoio</b>		
Quota massimo invaso TR 3000 anni [m slm]	---	140,31
Quota massimo invaso TR 1000 anni [m slm]	148,26	140,25
Quota massima regolazione [mslm]	147,76	140,00
Quota minima regolazione [mslm]	134	134,00
Quota minima al piede diga lato monte [mslm]	125,0	128,00
Quota minima al piede diga lato valle [mslm]	118,2	118,2
Volume totale invaso [m <sup>3</sup> ]	754600	336700
Volume utile di regolazione [m <sup>3</sup> ]	759534	225000
Volume morto [m <sup>3</sup> ]	44000	96000
Superficie del bacino imbrifero direttamente sotteso [km <sup>2</sup> ]	0,15	0,15
Superficie del bacino imbrifero allacciato tramite derivazione dal T. Vincio [km <sup>2</sup> ]	13,0	13,0
Portata di massima piena di progetto [m <sup>3</sup> /s]	6,8 (6,0+0,8)	3,05 (portata TR 3000 laminata)

Portata massima derivazione dal T. Vincio [m <sup>3</sup> /s]	0,8	0,8
Superficie dello specchio liquido alla quota di :		
· massimo invaso [m <sup>2</sup> ]	77300	51236
· massima regolazione [m <sup>2</sup> ]	73400	50153
· minima regolazione [m <sup>2</sup> ]	16985	24796
Pendenze paramento di monte	~2/1, 2.5/1, 3.2/1, 5/1	~3.75/1
Pendenza paramento di valle	~2/1	~4.25/1
<b>Dati principali dello scarico di superficie</b>		
Caratteristiche tipologiche	Soglia grossa rettilinea in sponda destra	Soglia grossa rettilinea in sponda destra
Quota di soglia [mslm]	147,76	140,00
Sviluppo della soglia [m]	10,80	10,50
Portata esitata [m <sup>3</sup> /s]	6,8	3,05
Tirante sulla soglia in corrispondenza della portata esitata [m] TR 3000 anni	0,5	0,31
Livello nel serbatoio in corrispondenza della portata esitata [mslm] TR 3000 anni	148,26	140,31
<b>Dati principali dello scarico di fondo</b>		
Caratteristiche tipologiche	Tubazione in acciaio Ø450	Tubazione in acciaio Ø450
Quota dell'imbocco [mslm]	126,26	126,26
Portata esitata [m <sup>3</sup> /s]	1,23	1,03
Livello nel serbatoio in corrispondenza della portata esitata [mslm]	147,76	140
<b>Dati principali dell'opera di derivazione</b>		
Caratteristiche tipologiche	Tubazione in acciaio Ø400	Tubazione in acciaio Ø400
Quota dell'imbocco [mslm]	134,00	134,00
Portata esitata al potabilizzatore [m <sup>3</sup> /s]	0,46	0.395
Portata esitata al primo scarico a quota 117m slm [m <sup>3</sup> /s]	1,018	0,87
Livello nel serbatoio in corrispondenza della portata esitata	147,76	140

Tabella 16: Sintesi delle principali caratteristiche dell'invaso.

### 11.1 Gli organi di manovra

Come sopra ricordato l'invaso è alimentato tramite condotta di derivazione dal T. Vincio.

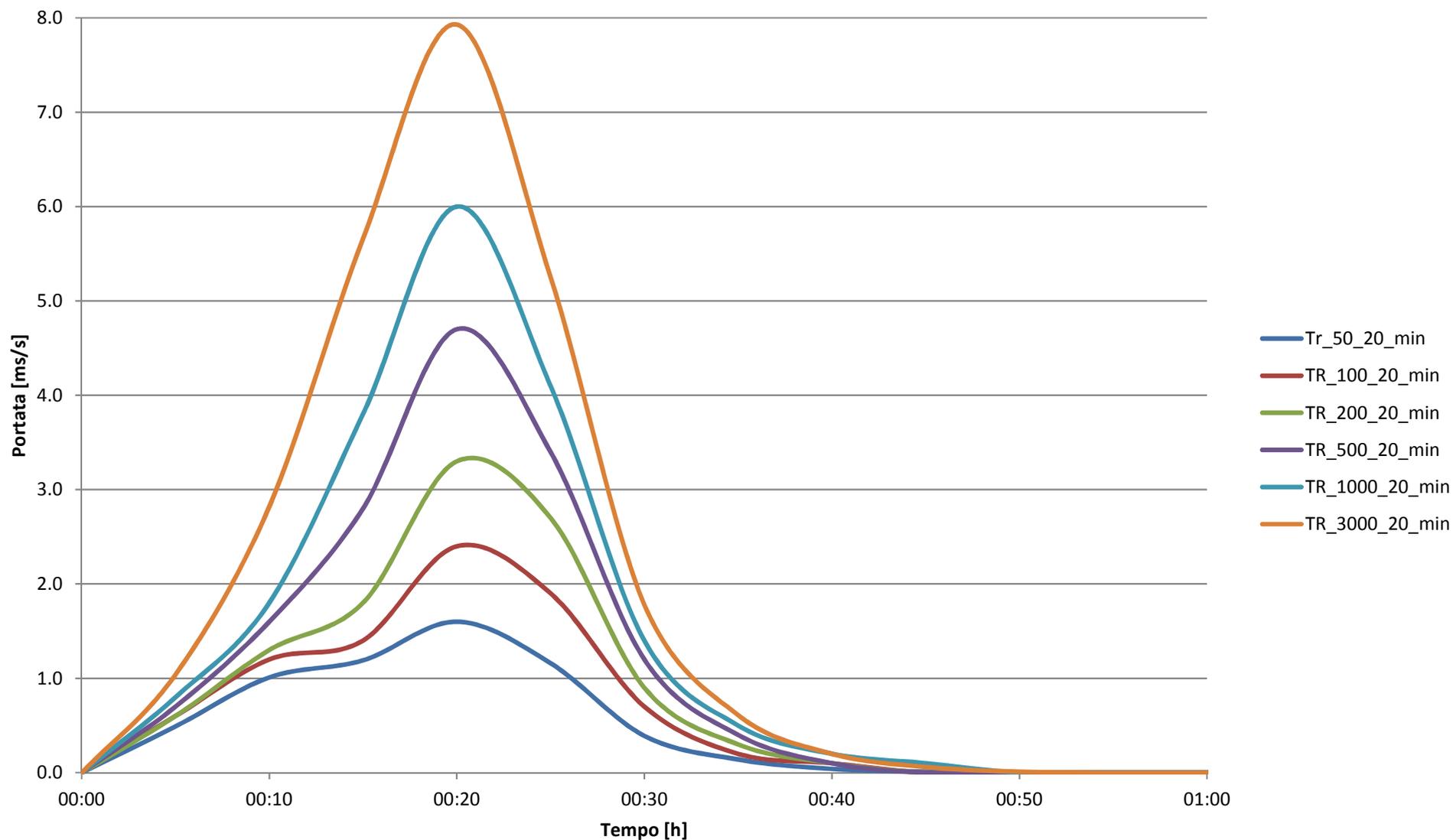
Gli organini di manovra in ingresso all'invaso non risultano interessati dalle opere di progetto. In fase esecutiva sarà valutata l'eventuale necessità di una loro sostituzione e rinnovo.

Per quanto riguarda lo scarico di fondo dell'invaso, gli organi di manovra sono allocati in un locale tecnico ai piedi del rilevato arginale. E' stato previsto di mantenere tale locale anche nella configurazione di progetto realizzando intorno allo stesso una cintura muraria di protezione. Anche per questi organi in fase esecutiva sarà valutata l'eventuale necessità di una loro sostituzione e rinnovo.

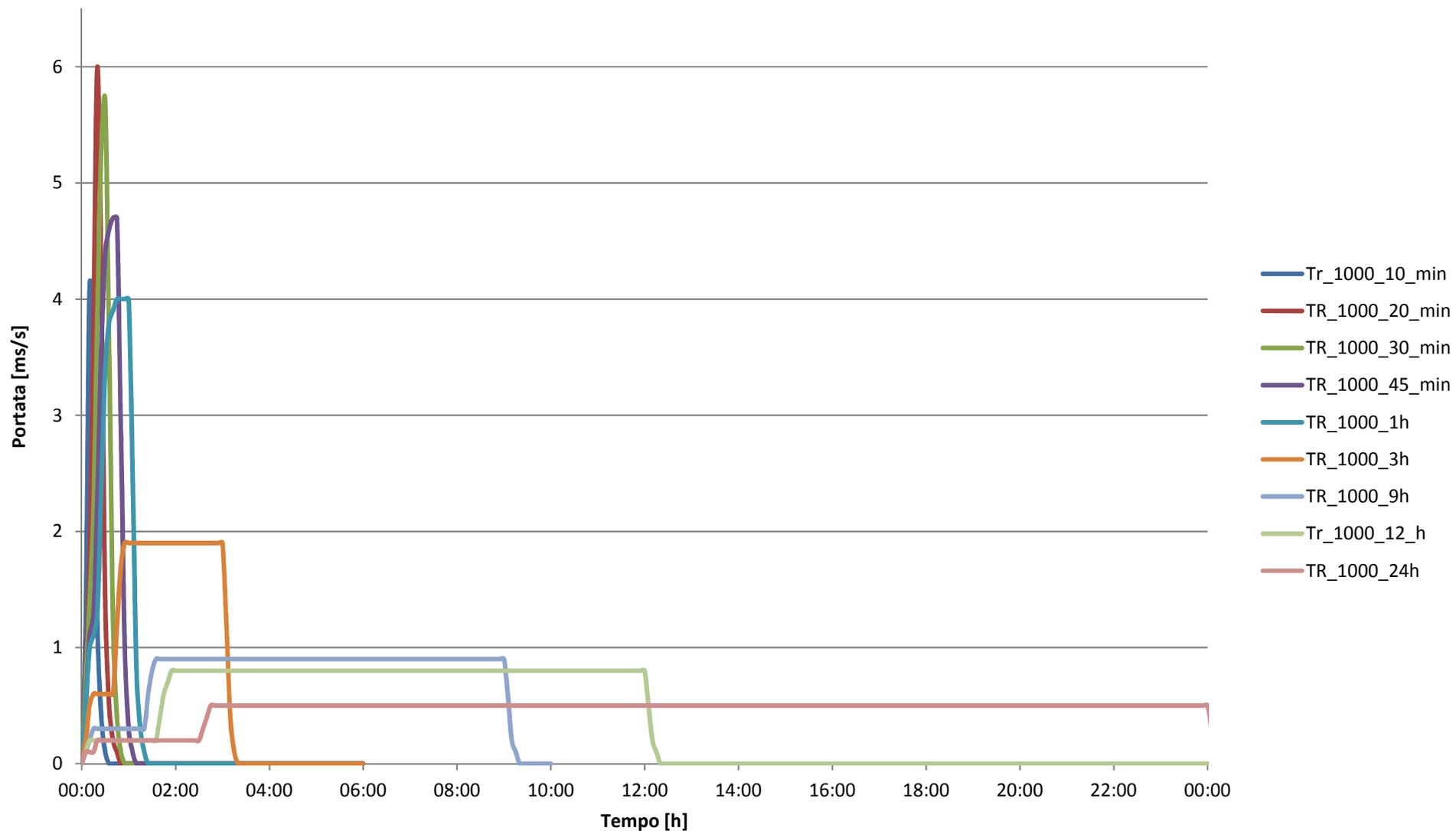
*ALLEGATO 1*

*VERIFICHE IDRAULICHE*

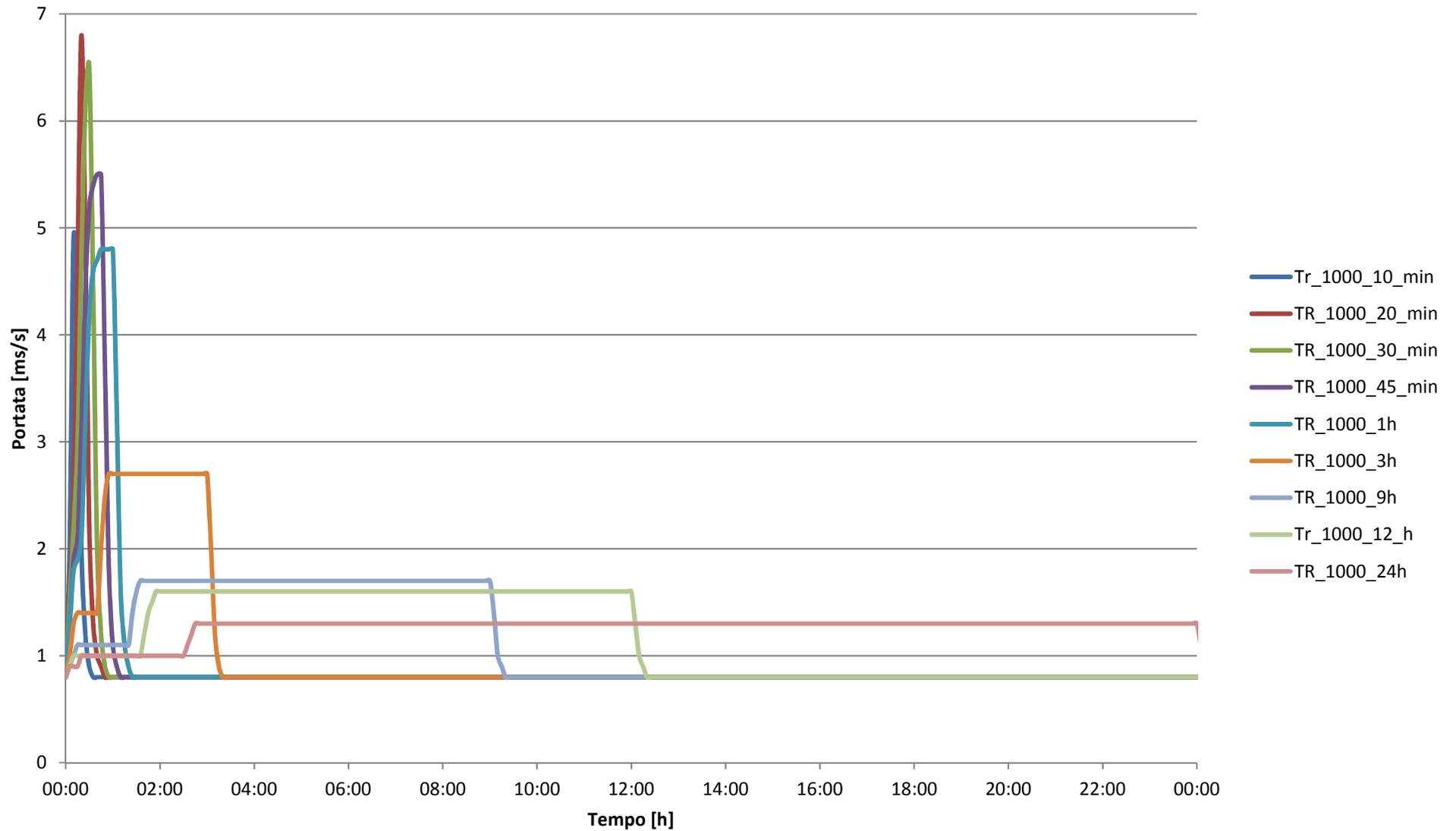
### Portata di progetto ingresso all'invaso per TR 50, 100, 500, 1000 e 3000 anni e durata di pioggia di 20 min



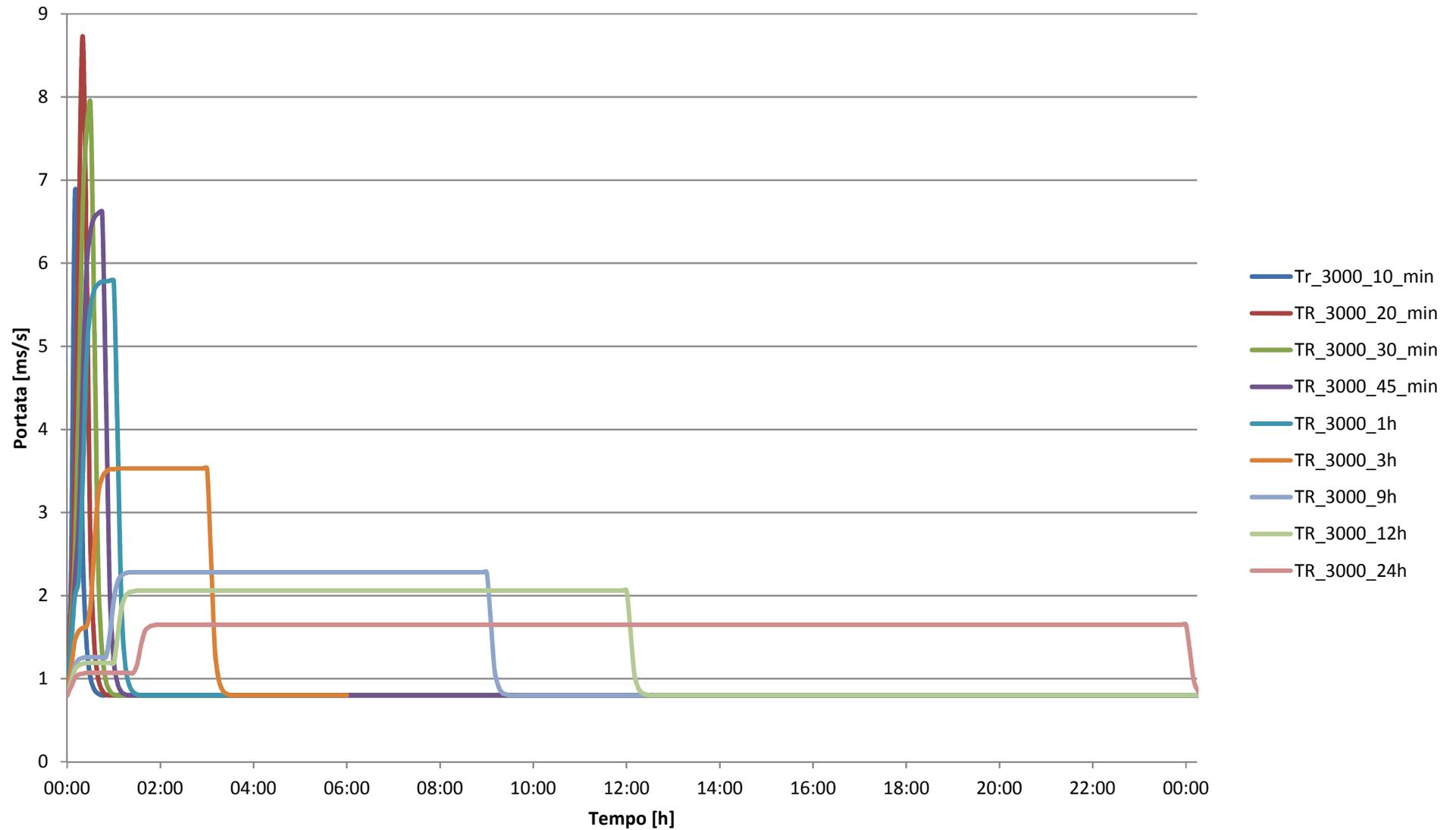
## Portata di progetto ingresso all'invaso escluso T. Vincio TR 1000 anni e diverse durate di pioggia



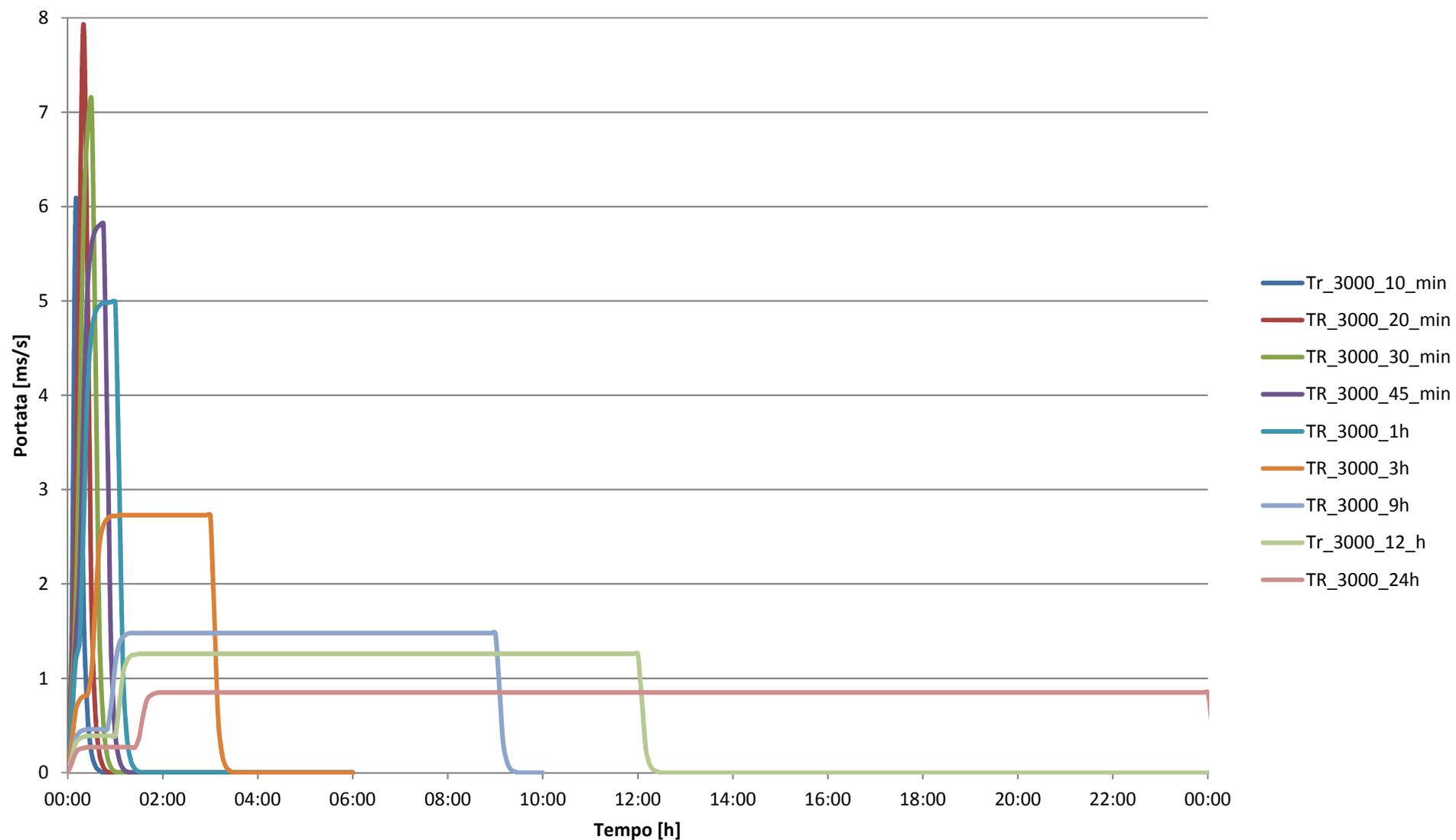
## Portata di progetto ingresso all'invaso con T. Vincio TR 1000 anni e diverse durate di pioggia



## Portata di progetto ingresso all'invaso con T. Vincio TR 3000 anni e diverse durate di pioggia



## Portata di progetto ingresso all'invaso escluso T. Vincio TR 3000 anni e diverse durate di pioggia

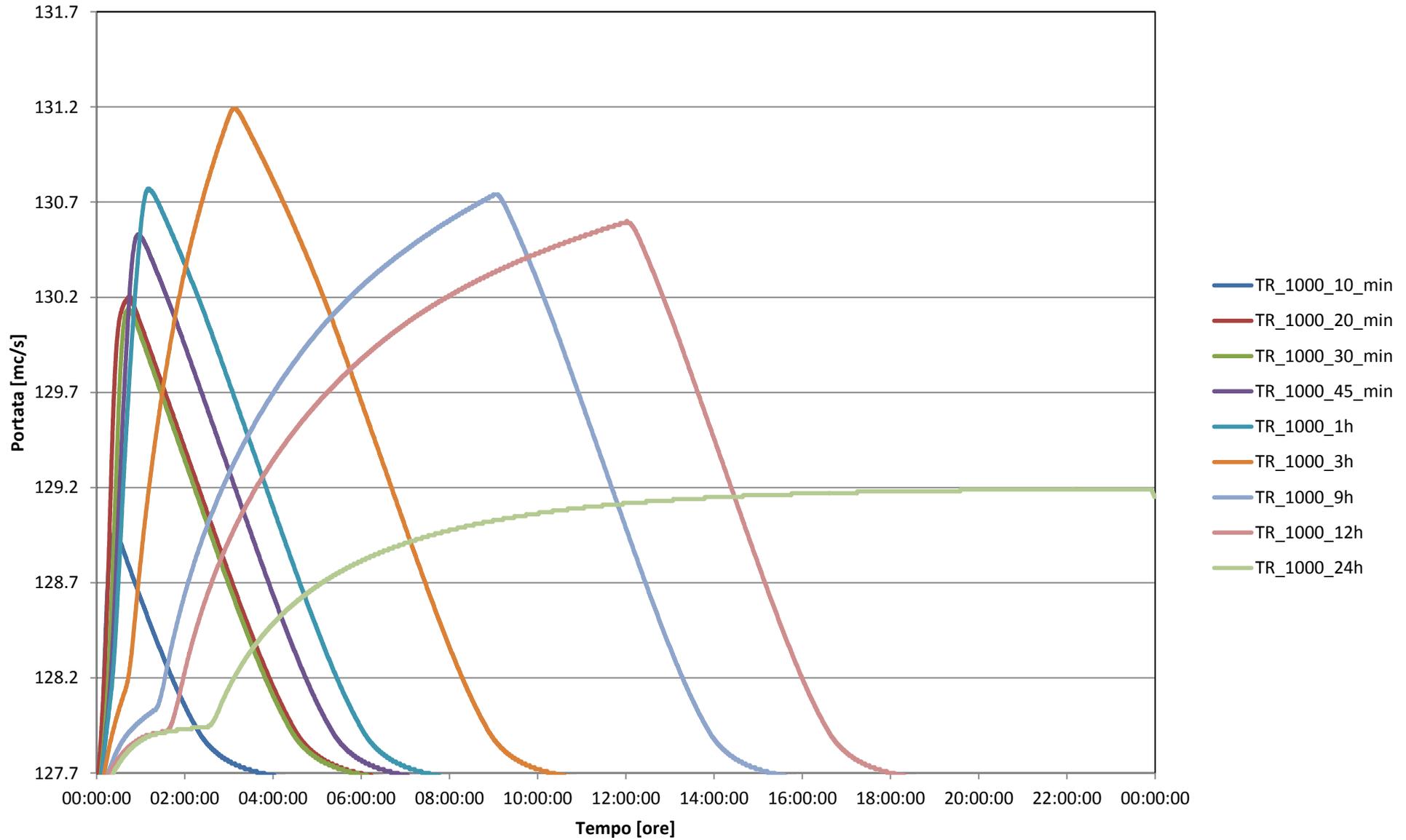


Verifica invaso stato attuale con scarico di fondo aperto per TR 1000 anni e diverse durate di pioggia

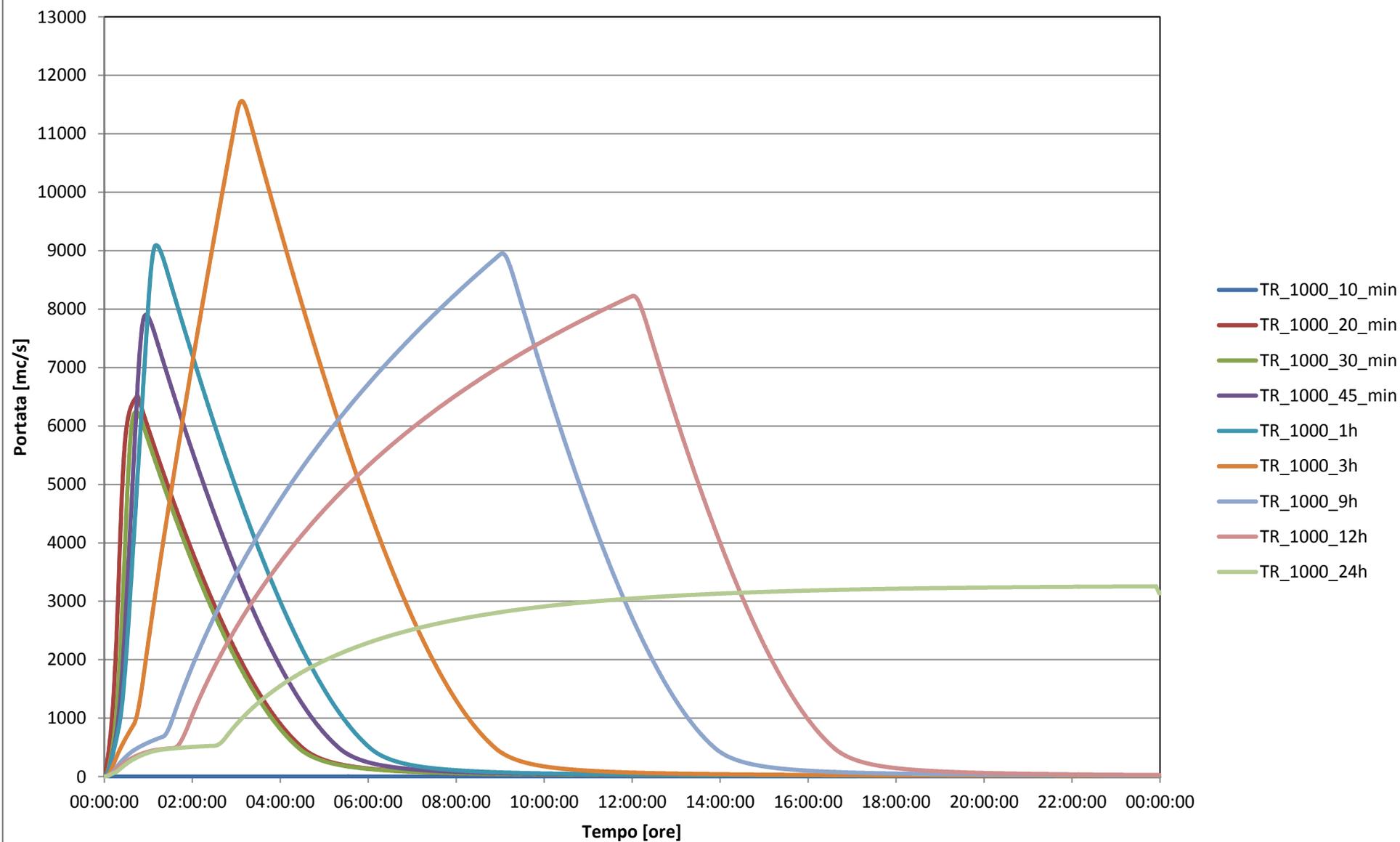
Verifica 2: Evento TR 1000 anni con attuale invaso fuori servizio e scarico di fondo aperto;

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovrizzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	127.6	0	4.1	0	0	0.46	1.36	128.96	2642.24
20 min	127.6	0	6	0	0	0.65	2.6	130.2	6511.78
30 min	127.6	0	5.7	0	0	0.64	2.54	130.14	6244.73
45 min	127.6	0	4.7	0	0	0.7	2.93	130.53	7902.8
1 h	127.6	0	4	0	0	0.73	3.17	130.77	9090.82
<b>3 h</b>	<b>127.6</b>	<b>0</b>	<b>1.9</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0.78</b>	<b>3.59</b>	<b>131.19</b>	<b>11559.52</b>
9 h	127.6	0	0.9	0	0	0.66	3.14	130.74	8950.38
12 h	127.6	0	0.8	0	0	0.61	3	130.6	8225.48
24 h	127.6	0	0.5	0	0	0.43	1.59	129.19	3255.39

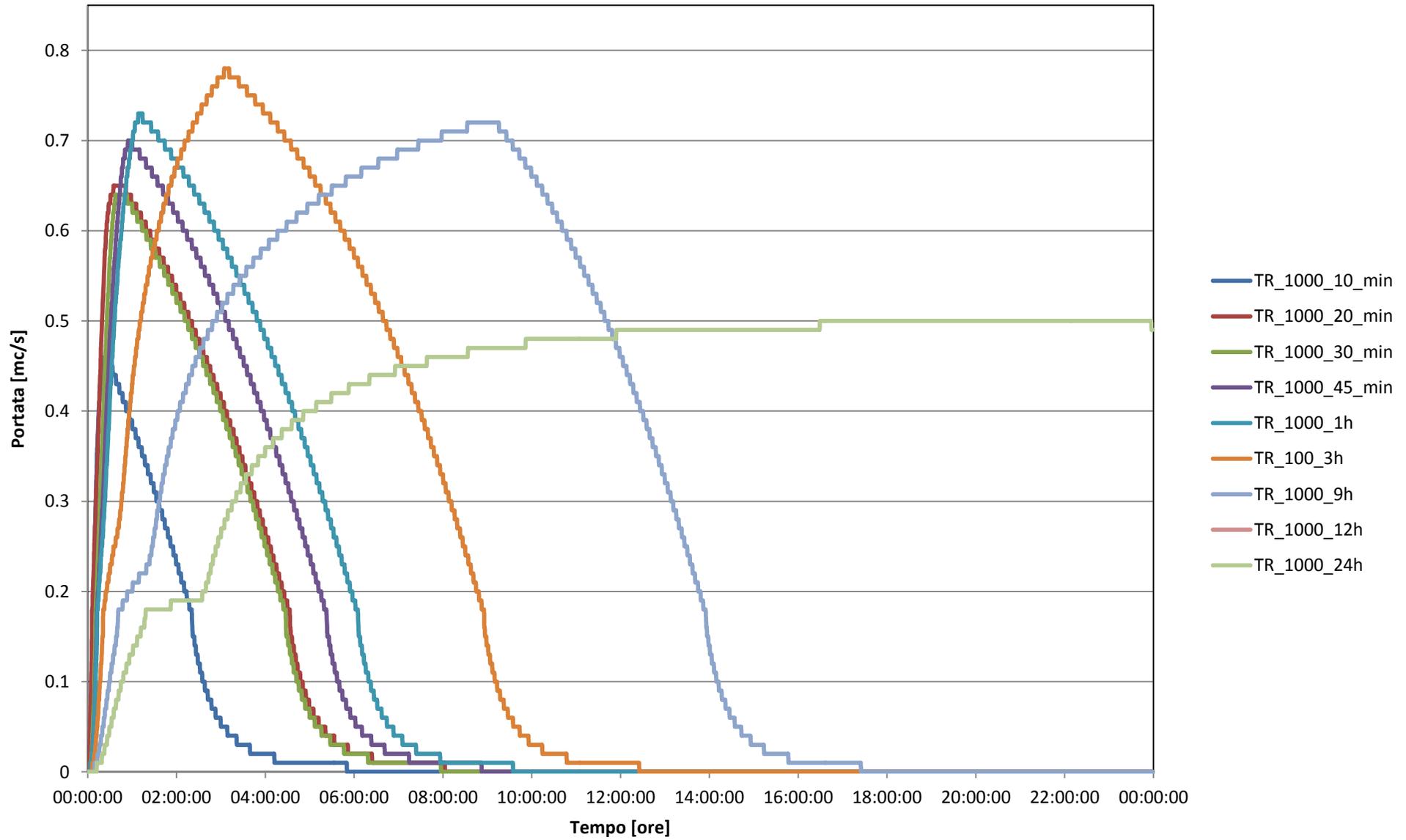
### Livello - invaso attuale con scarico fondo aperto



## Volume - invaso attuale con scarico fondo aperto



### Portata sullo scarico di fondo

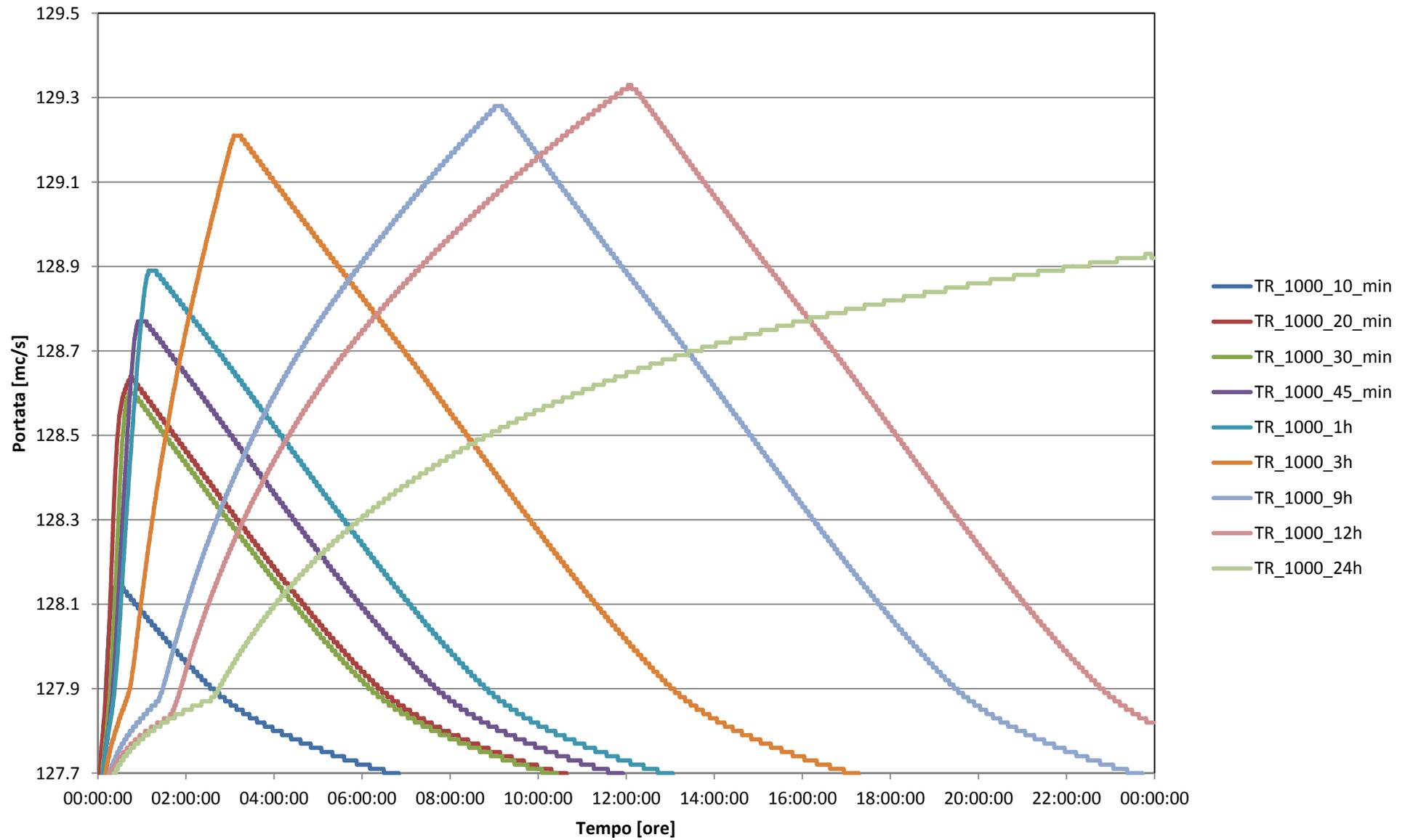


Verifica invaso scavato con scarico di fondo aperto per TR 1000 anni e diverse durate di pioggia

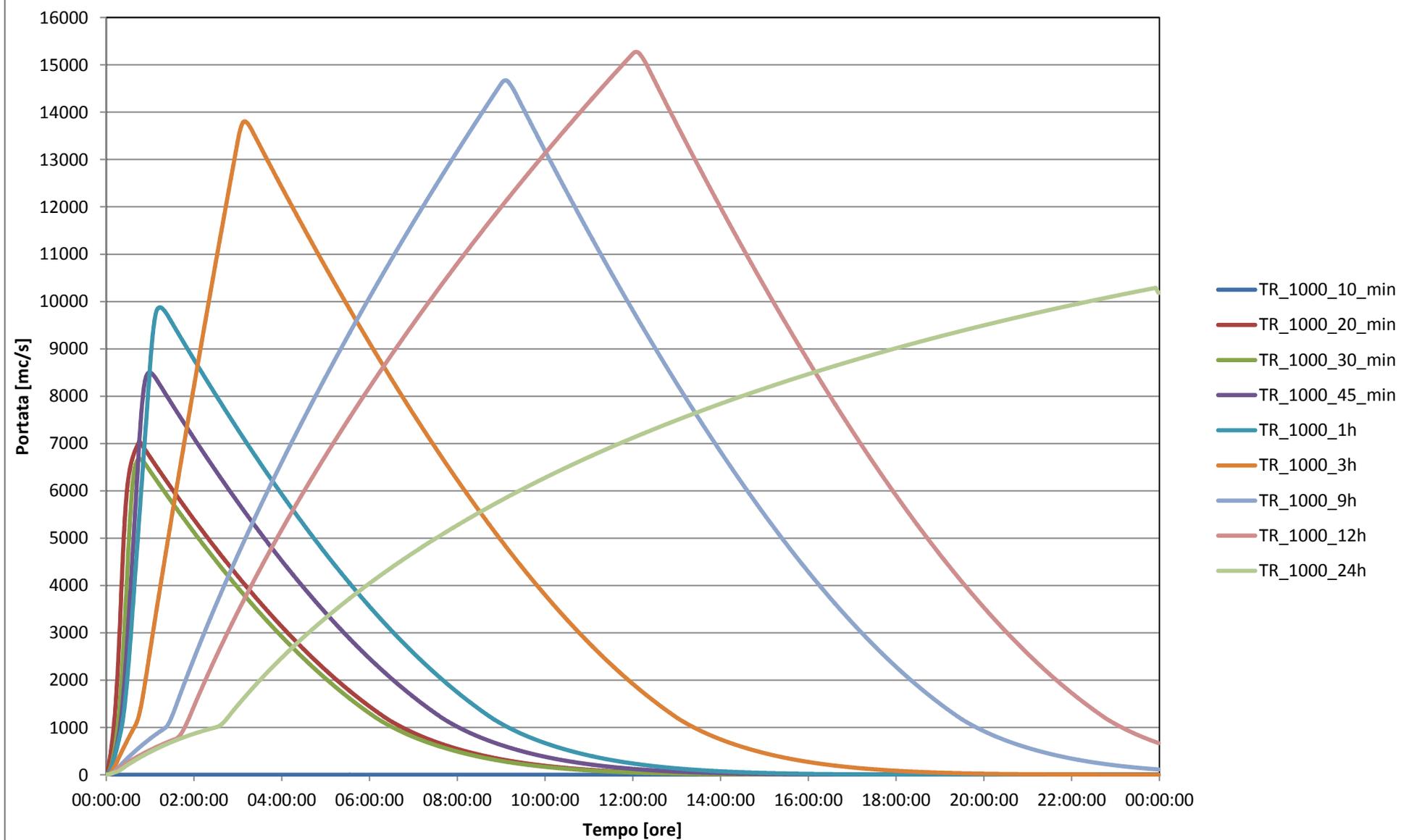
Verifica 3: Evento TR 1000 anni con invaso di progetto fuori servizio e scarico di fondo aperto;

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovrizzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	127.6	0	4.1	0	0	0.26	0.55	128.15	2834.44
20 min	127.6	0	6	0	0	0.39	1.04	128.64	7043.95
30 min	127.6	0	5.7	0	0	0.38	1	128.6	6671.13
45 min	127.6	0	4.7	0	0	0.42	1.17	128.77	8503.3
1 h	127.6	0	4	0	0	0.44	1.29	128.89	9877.59
3 h	127.6	0	1.9	0	0	0.5	1.61	129.21	13807.02
9 h	127.6	0	0.9	0	0	0.51	1.68	129.28	14673.81
<b>12 h</b>	<b>127.6</b>	<b>0</b>	<b>0.8</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0.52</b>	<b>1.73</b>	<b>129.33</b>	<b>15273.63</b>
24 h	127.6	0	0.5	0	0	0.51	1.33	128.93	10288.49

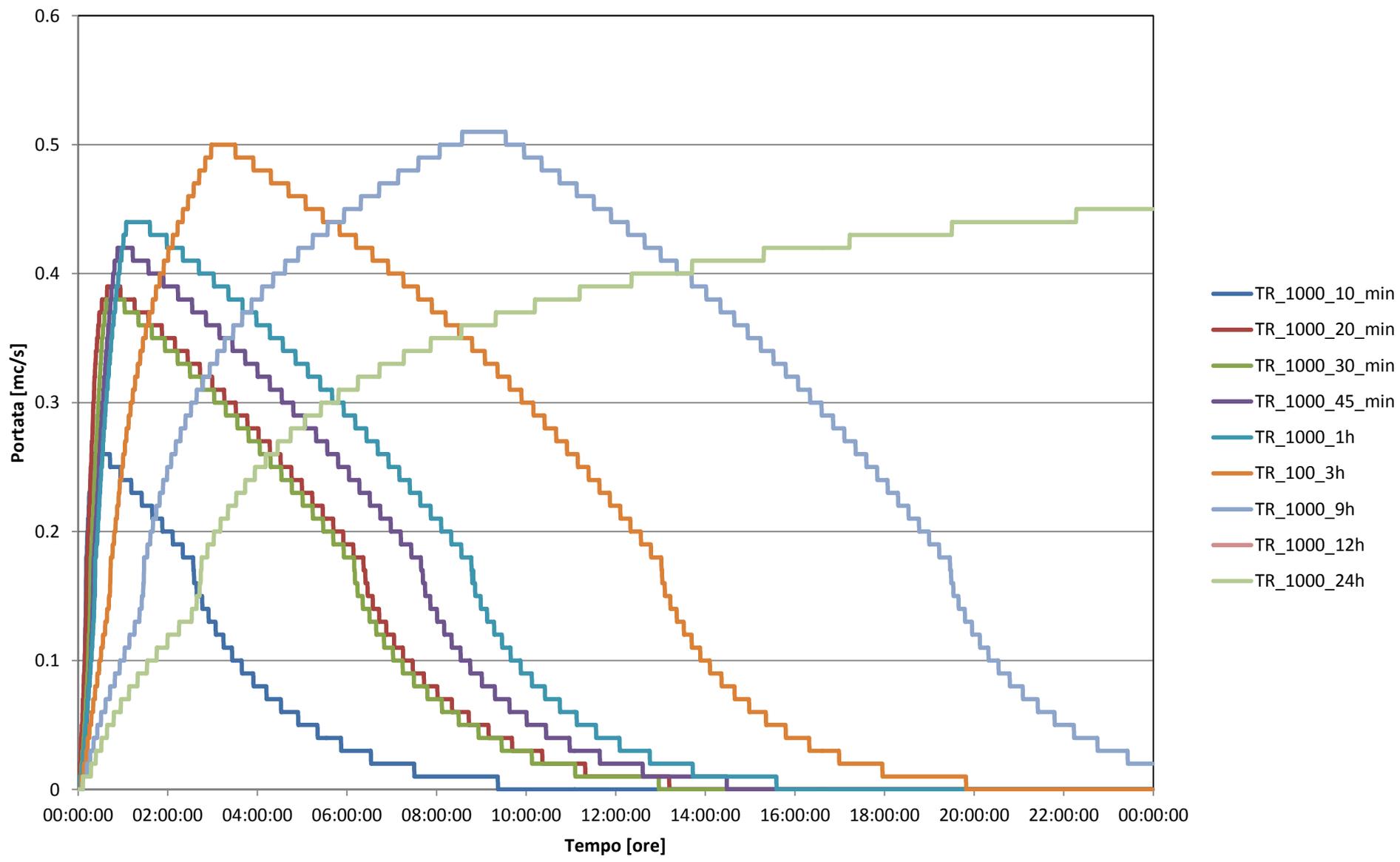
### Livello - invaso scavato con scarico fondo aperto



### Volume - invaso scavato con scarico fondo aperto



### Portata sullo scarico di fondo con invaso scavato

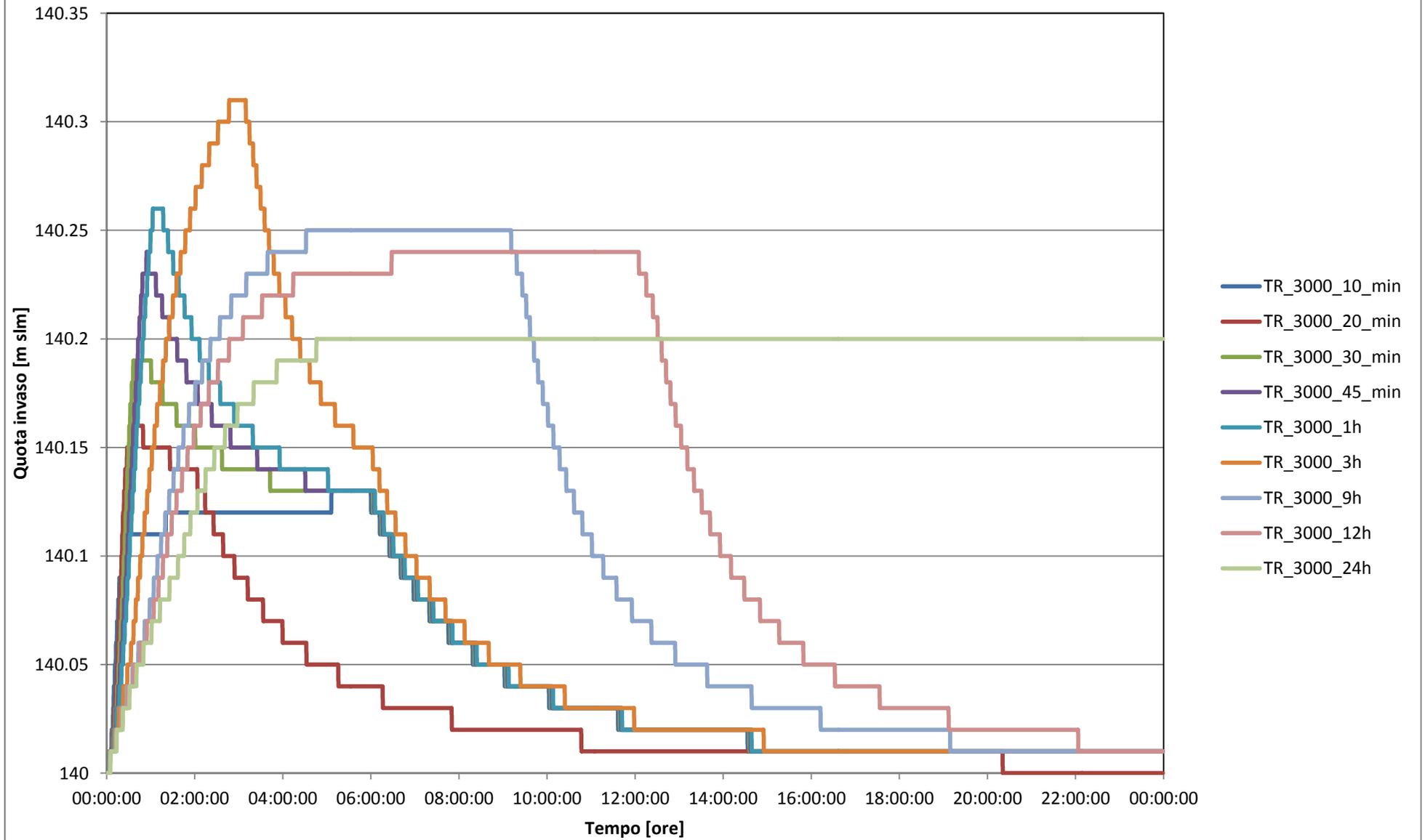


Verifica invaso di progetto per TR 3000 anni e diverse durate di pioggia

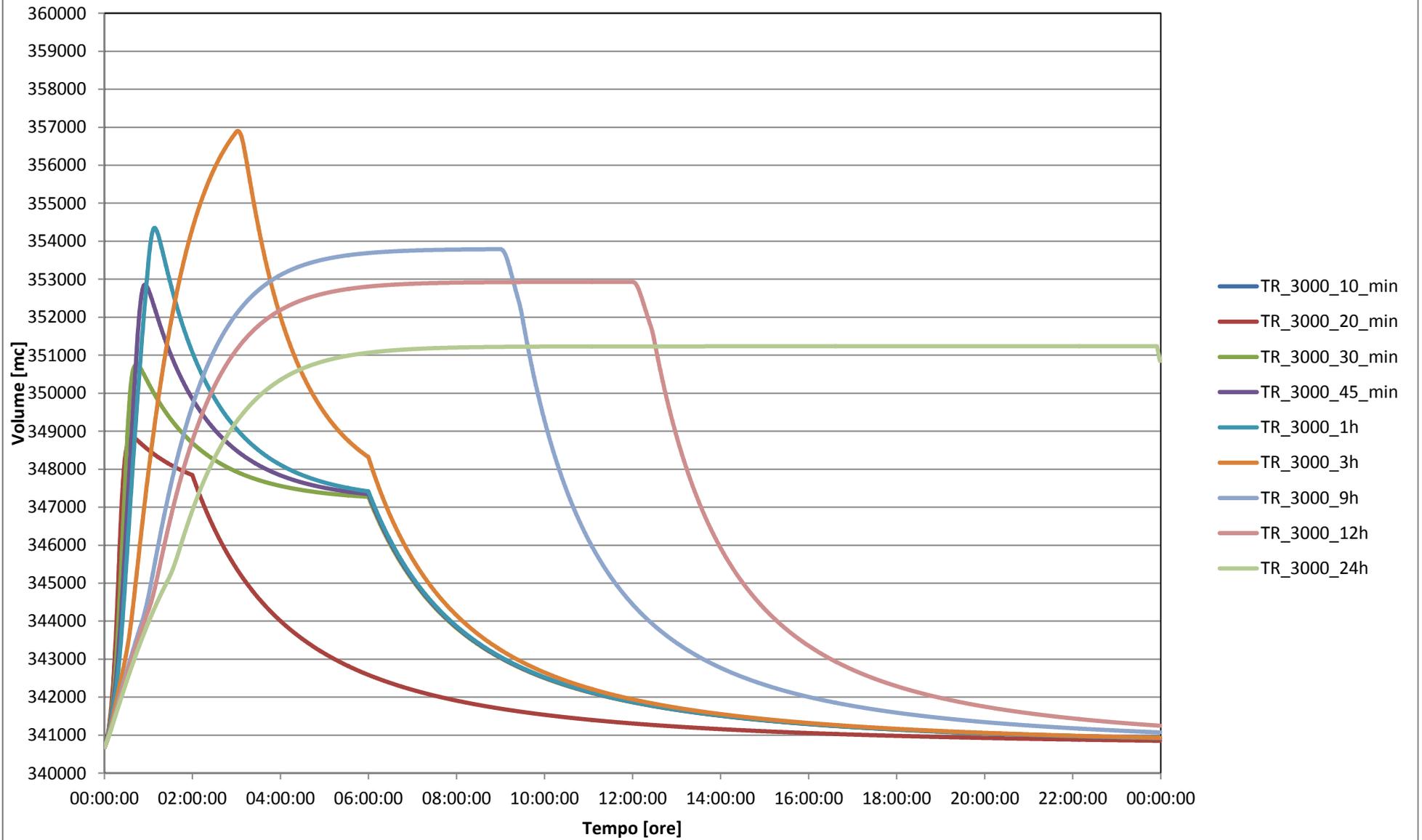
Verifica 4: Evento TR 3000 anni con invaso di progetto

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovrizzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	140	340685	6.0	0.8	0.8	0	0.13	140.13	347143
20 min	140	340685	7.9	0.8	1.12	0	0.16	140.16	348821
30 min	140	340685	7.12	0.8	1.54	0	0.19	140.19	350752
45 min	140	340685	5.82	0.8	2.04	0	0.24	140.24	352853
1 h	140	340685	4.99	0.8	2.42	0	0.26	140.26	354351
<b>3 h</b>	<b>140</b>	<b>340685</b>	<b>2.73</b>	<b>0.8</b>	<b>3.13</b>	<b>0</b>	<b>0.31</b>	<b>140.31</b>	<b>356902</b>
9 h	140	340685	1.48	0.8	2.28	0	0.25	140.25	353790
12 h	140	340685	1.26	0.8	2.06	0	0.24	140.24	352930
24 h	140	340685	0.85	0.8	1.65	0	0.20	140.20	351233

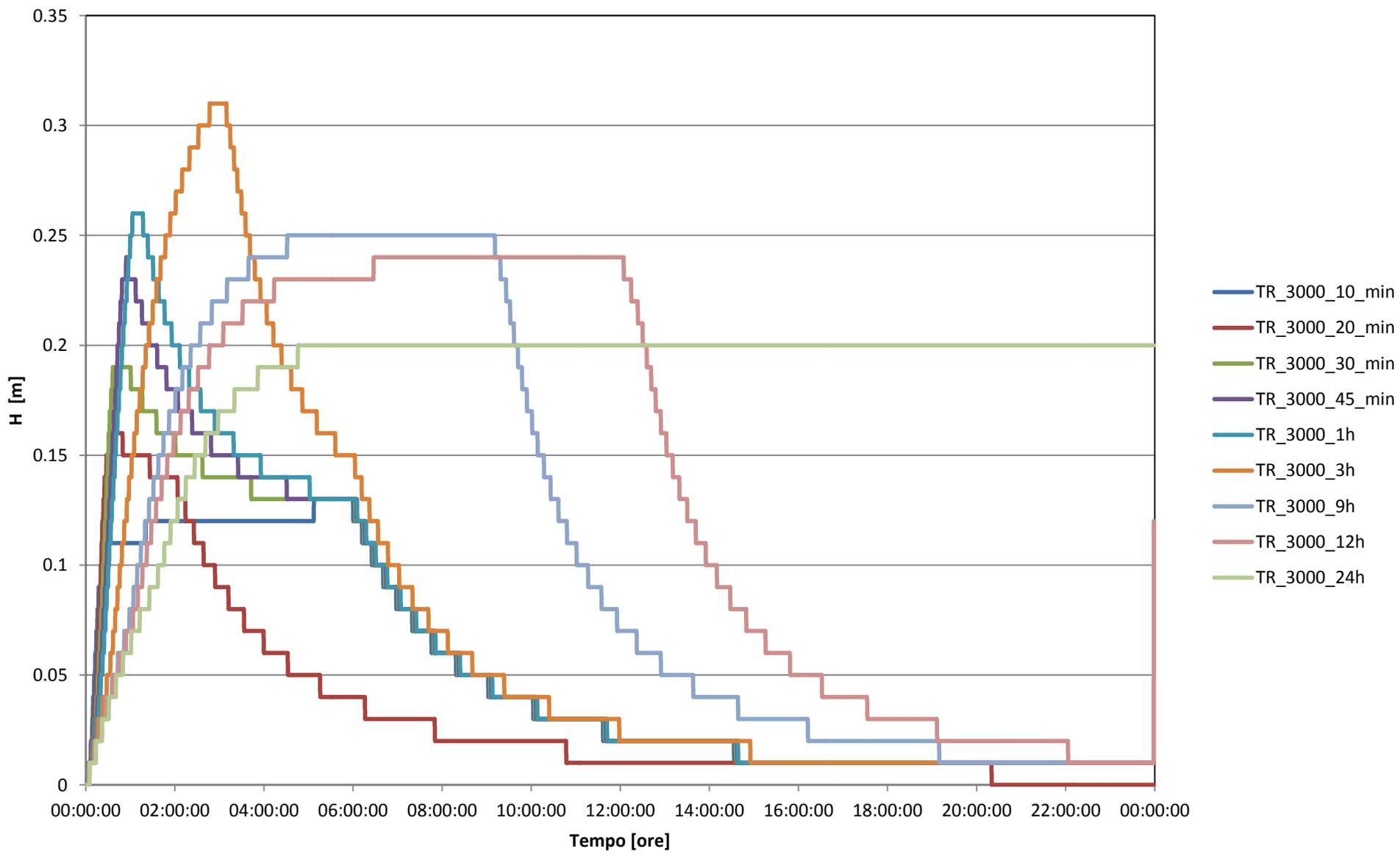
### Livello invaso di progetto TR 3000 anni



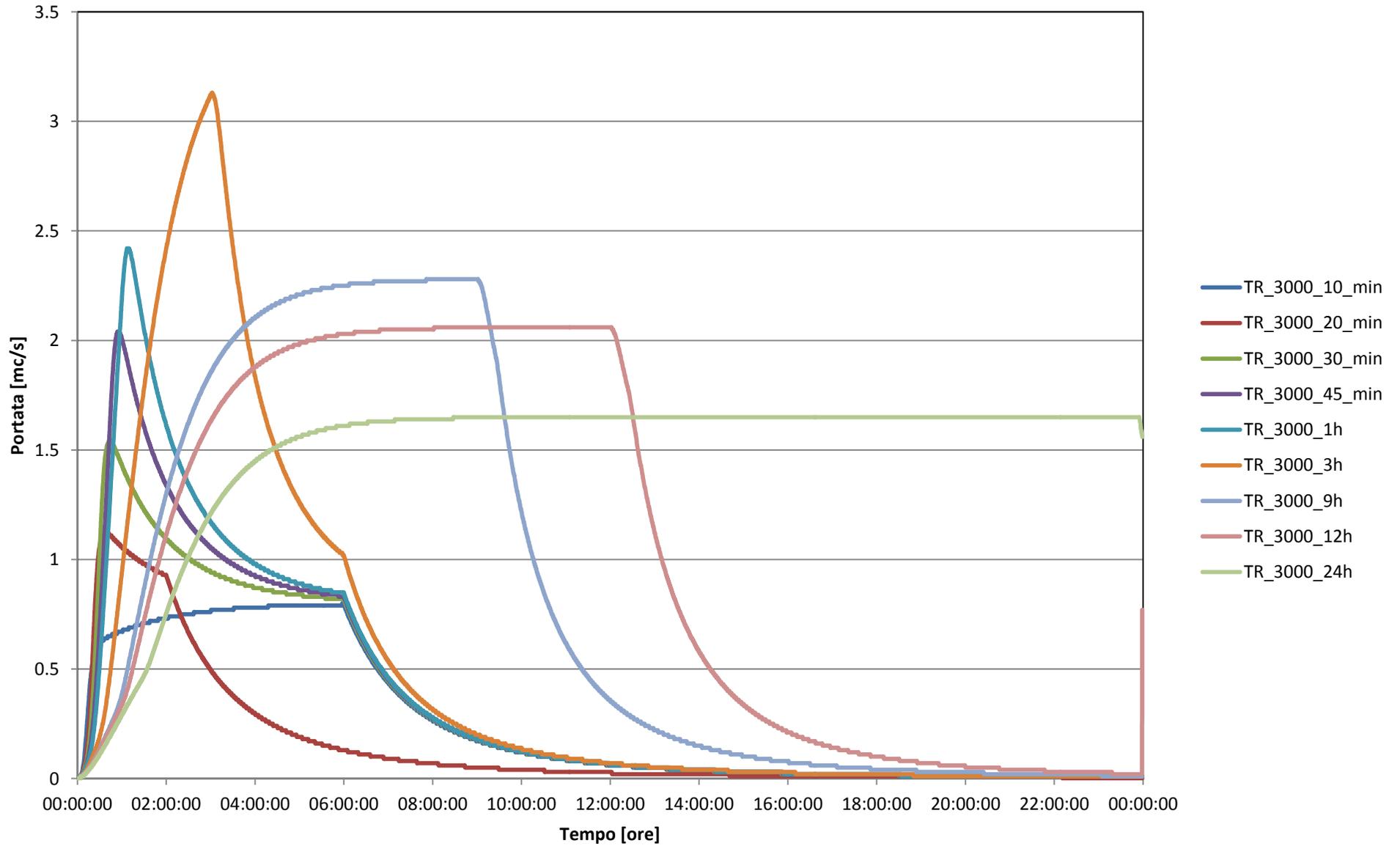
# Volume invaso di progetto TR 3000 anni



### Battente sullo scalmatore di progetto TR 3000 anni



## Portata invaso di progetto laminata sullo scolmatore TR 3000 anni

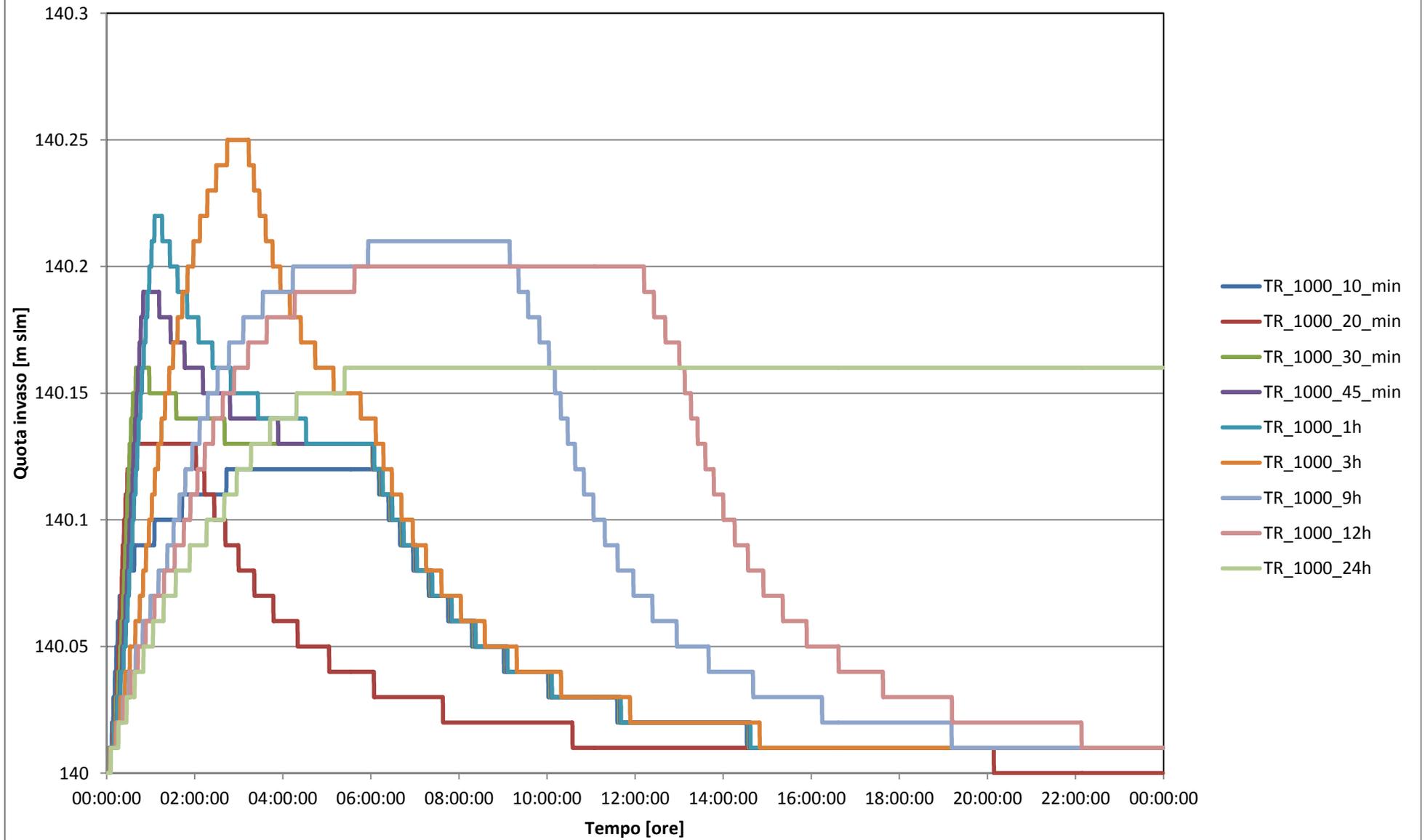


Verifica invaso di progetto per TR 1000 anni e diverse durate di pioggia

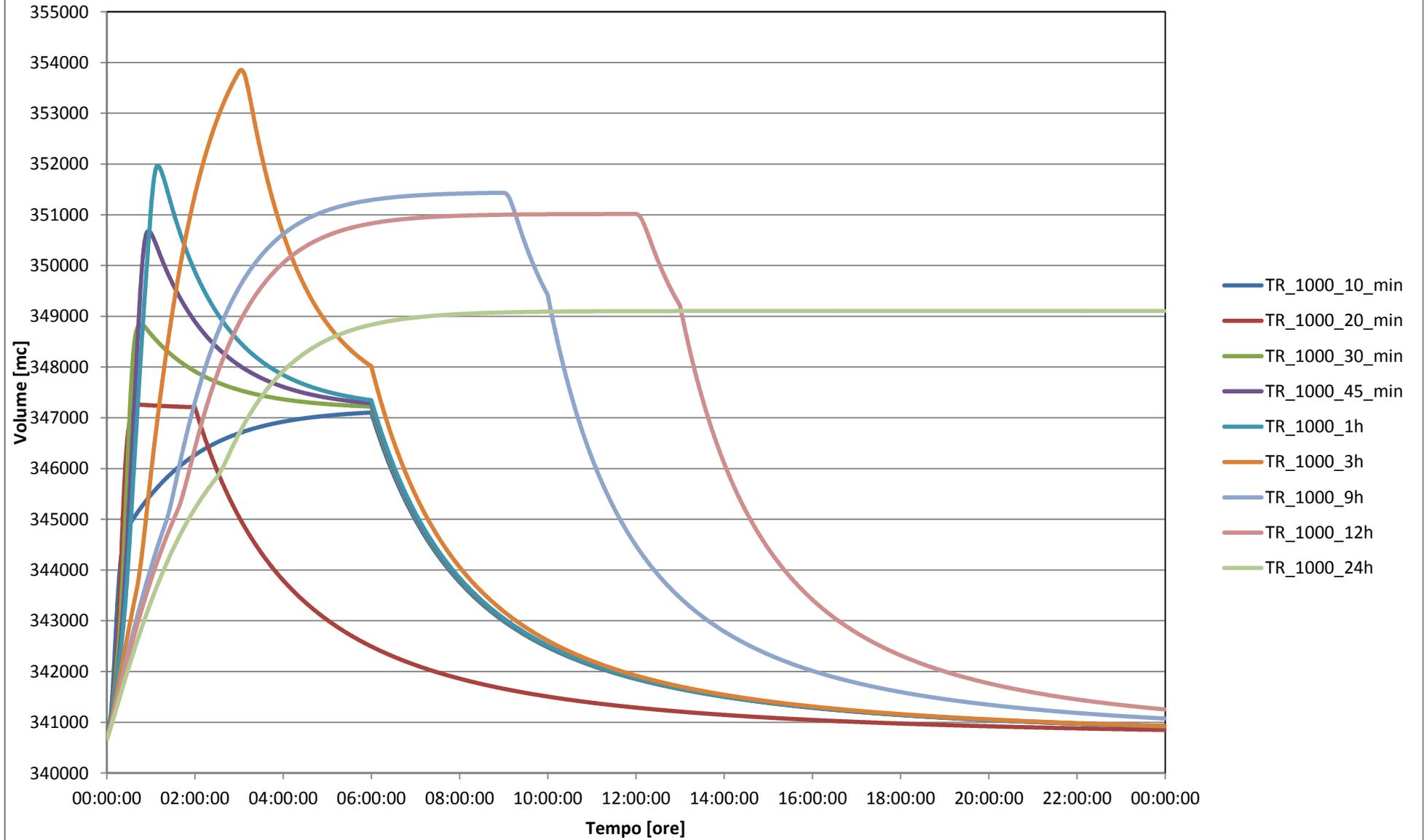
Verifica 5: Evento TR 1000 anni con invaso di progetto

Durata di pioggia	Quota invaso inizio evento	Volume bacino inizio evento	Max portata affluente nel bacino	Portata derivata dal T. Vincio	Max portata sfioro di superficie	Max portata scarico di fondo	Max sovrizzo evento	Max quota invaso	Max volume invaso
	[mslm]	[mc]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[mslm]	[mc]
10 min	140	340685	4.1	0.8	0.79	0	0.12	140.12	347103
20 min	140	340685	6.0	0.8	0.82	0	0.13	140.13	347257
30 min	140	340685	5.7	0.8	1.13	0	0.16	140.16	348842
45 min	140	340685	4.7	0.8	1.52	0	0.19	140.19	350677
1 h	140	340685	4.0	0.8	1.82	0	0.22	140.22	351971
<b>3 h</b>	<b>140</b>	<b>340685</b>	<b>1.9</b>	<b>0.8</b>	<b>2.29</b>	<b>0</b>	<b>0.25</b>	<b>140.25</b>	<b>353854</b>
9 h	140	340685	0.9	0.8	1.7	0	0.21	140.21	351434
12 h	140	340685	0.8	0.8	1.6	0	0.2	140.20	351015
24 h	140	340685	0.5	0.8	1.18	0	0.16	140.16	349105

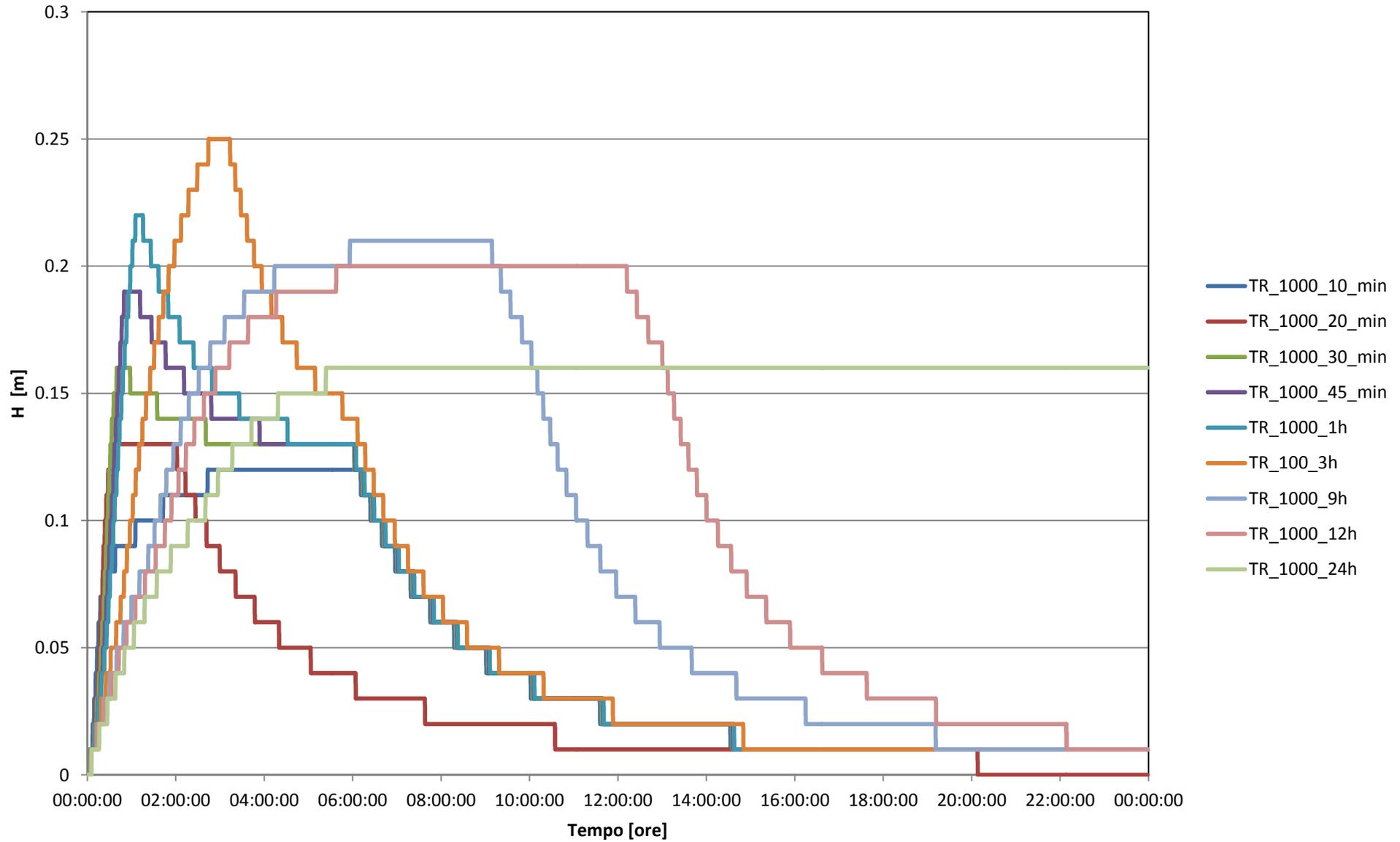
### Livello invaso di progetto TR 1000 anni



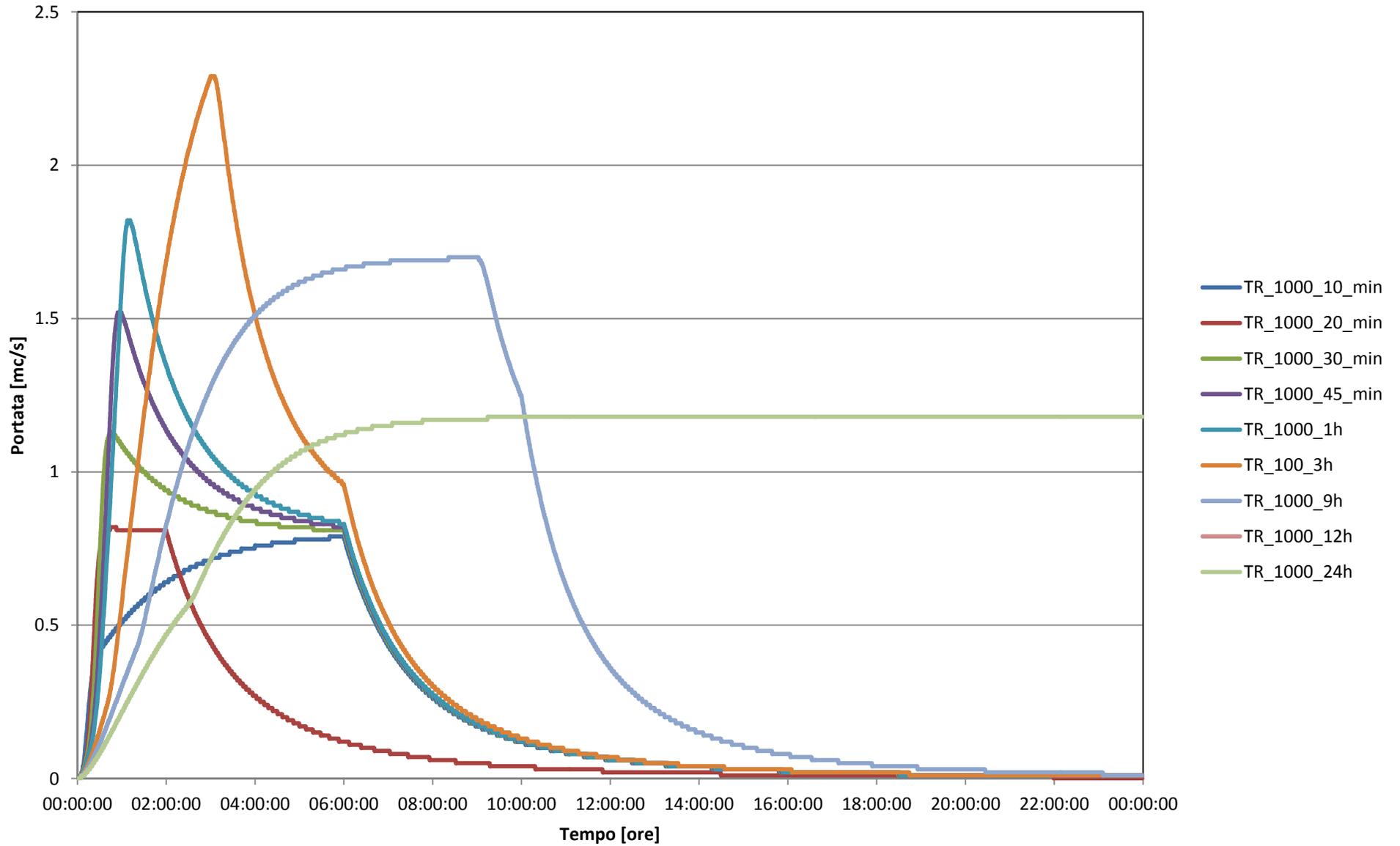
# Volume invaso di progetto TR 1000 anni



### Battente sullo scolmatore TR 1000 anni



## Portata invaso di progetto laminata sullo scolmatore TR 1000 anni



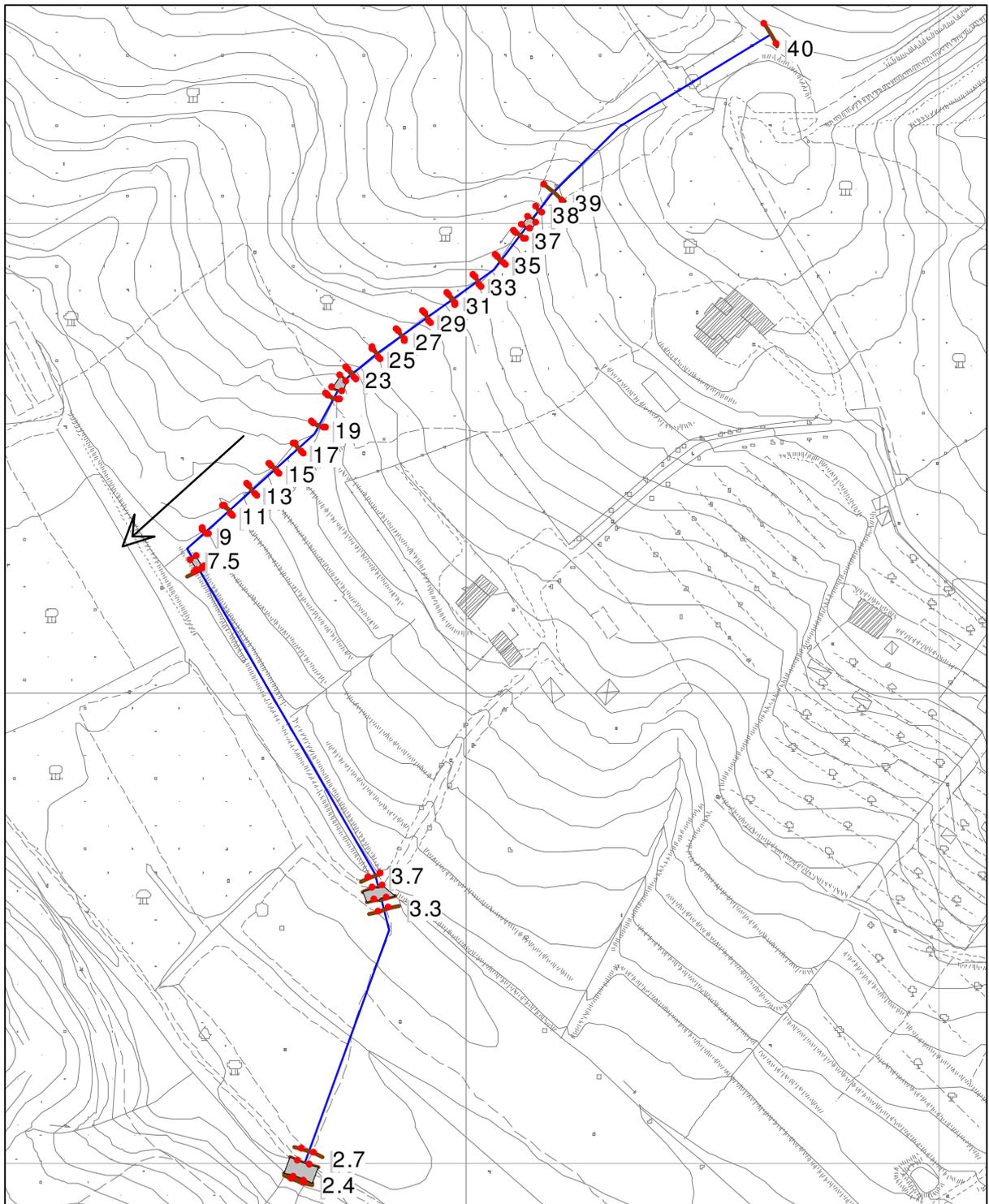
**ALLEGATO 1**

**MODELLISTICA IDRAULICA CON HEC-RAS 4.1.0**

**SCOLMATORE INVASO DELLA GIUDEA**

**IN LOCALITÀ GELLO**

## PLANIMETRIA MODELLO IDRAULICO

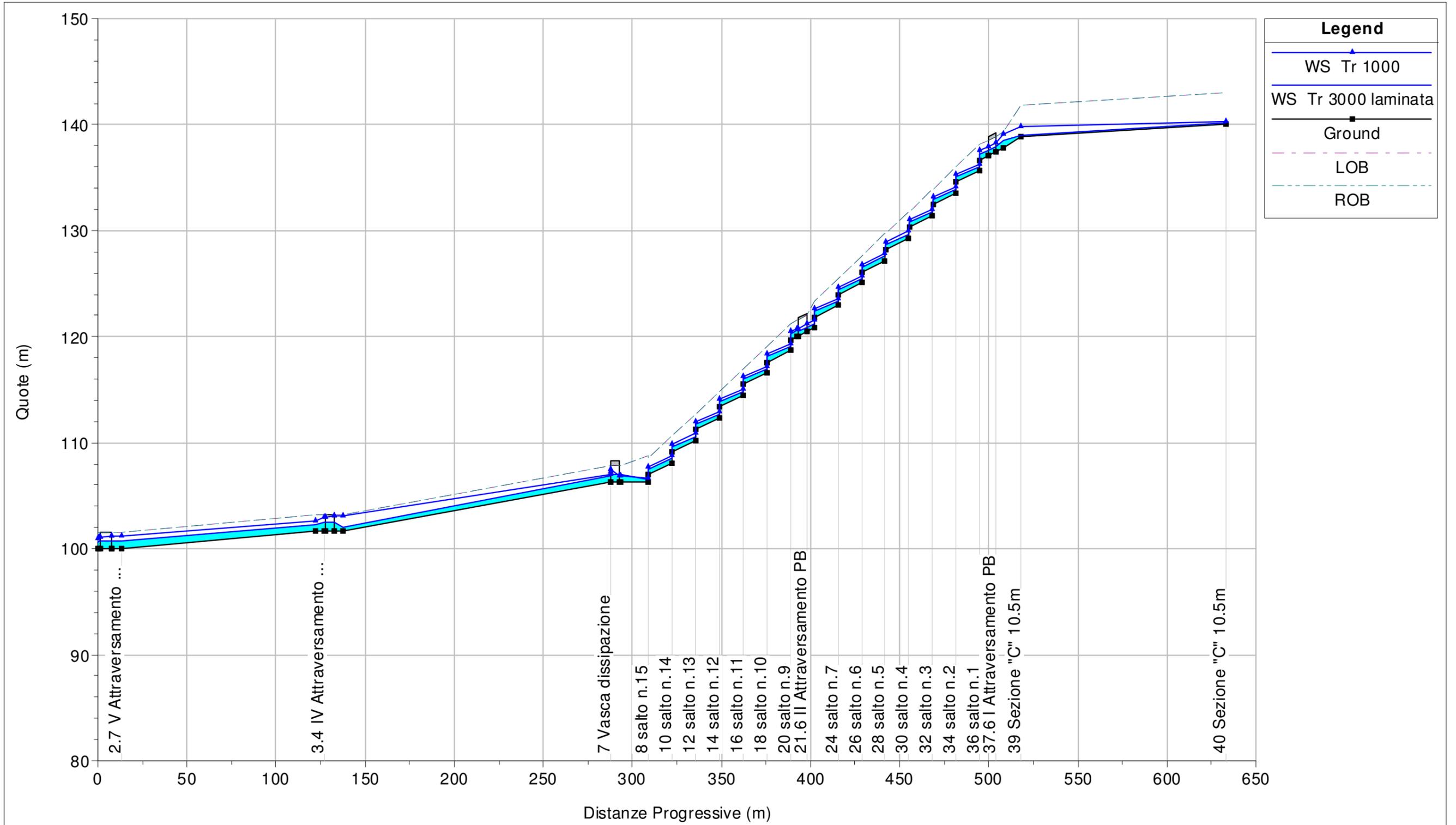


## SCENARI DI PIENA ANALIZZATI

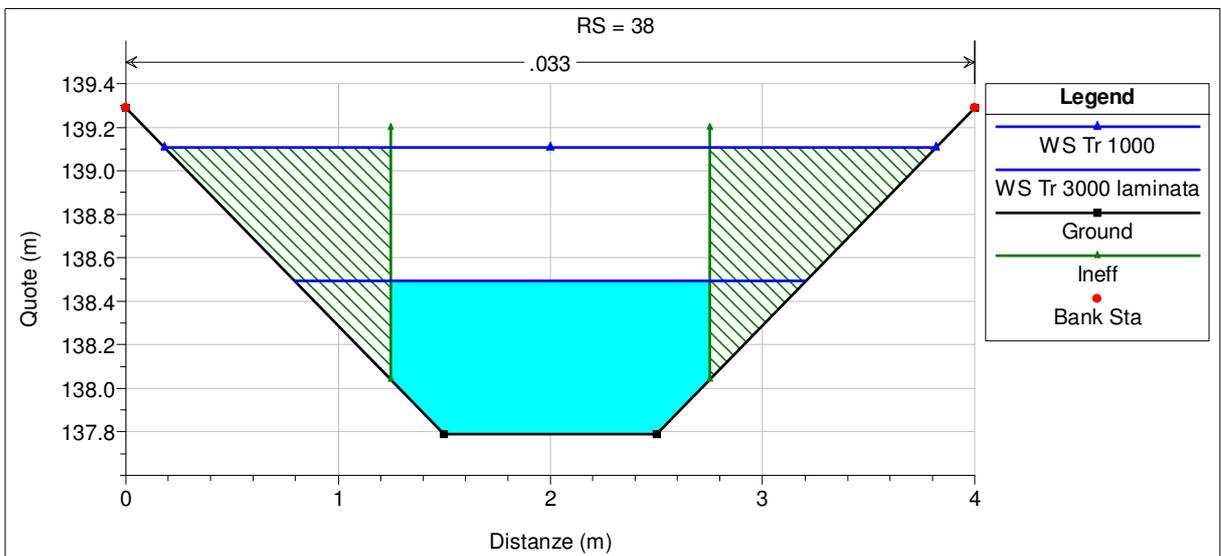
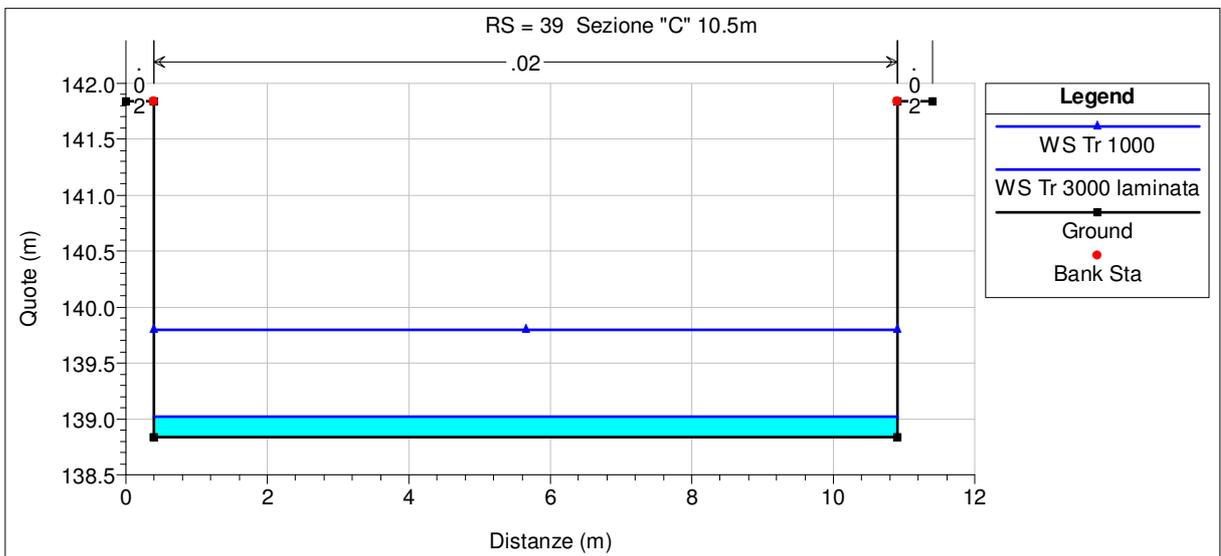
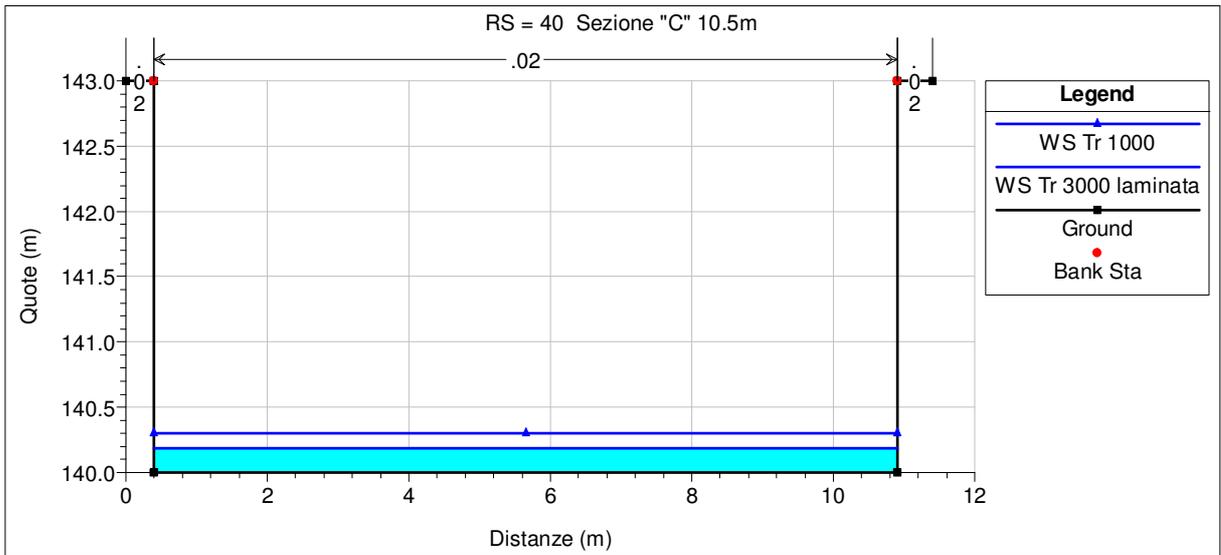
Scenario di Piena	Portata (mc/s)	Condizioni al contorno	
		Monte	Valle
TR 1000 anni	6.8	i= 1.31%	i= 1.01%
TR 3000 anni laminata	3.05	i= 1.31%	i= 1.01%

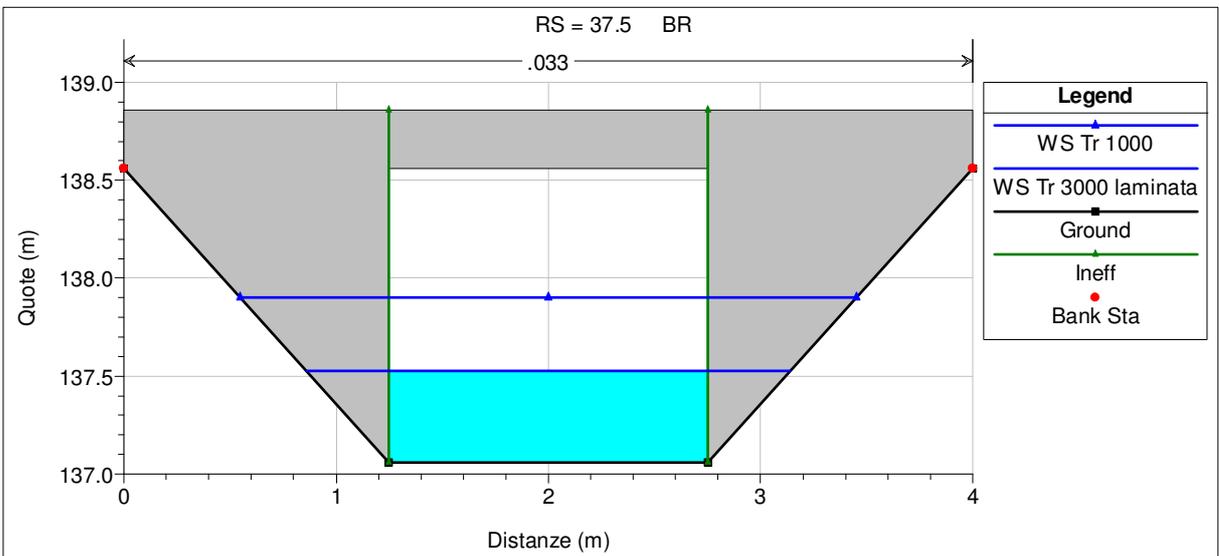
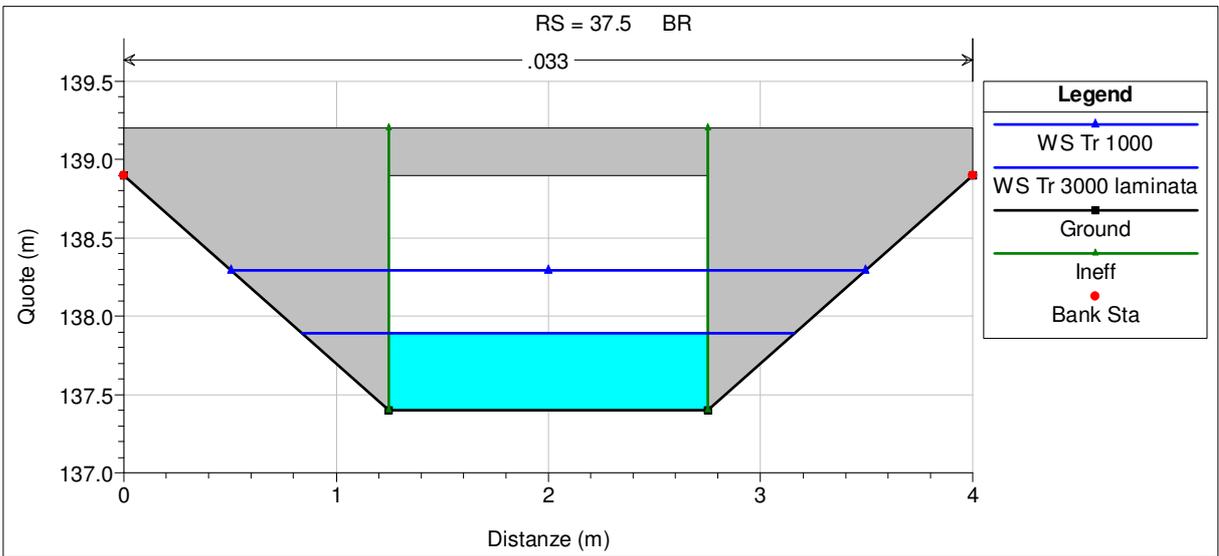
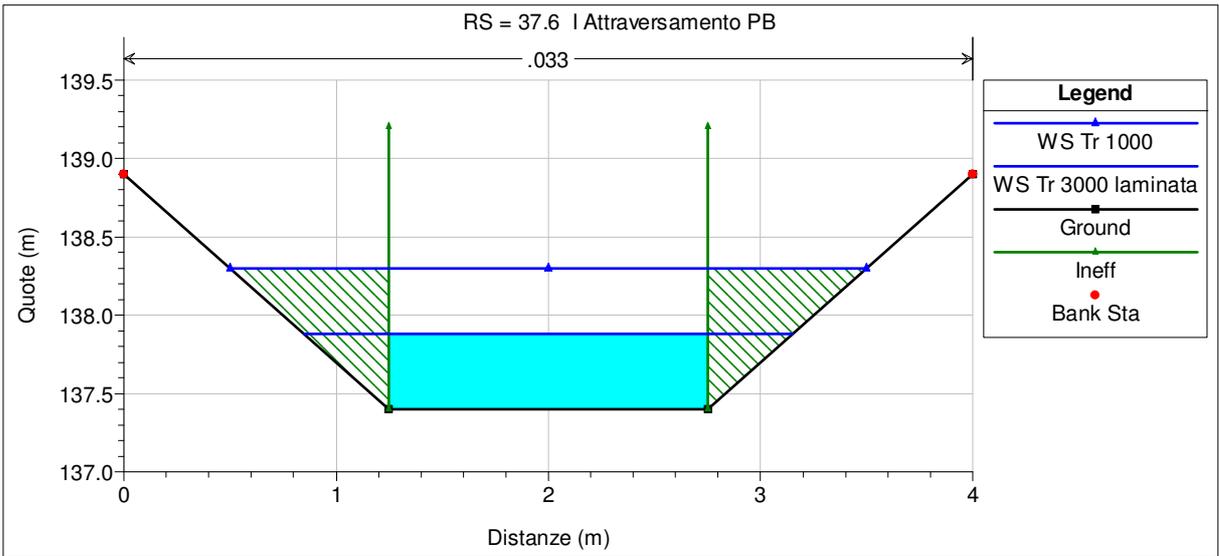
Simulati in condizioni di moto permanente e corrente mista

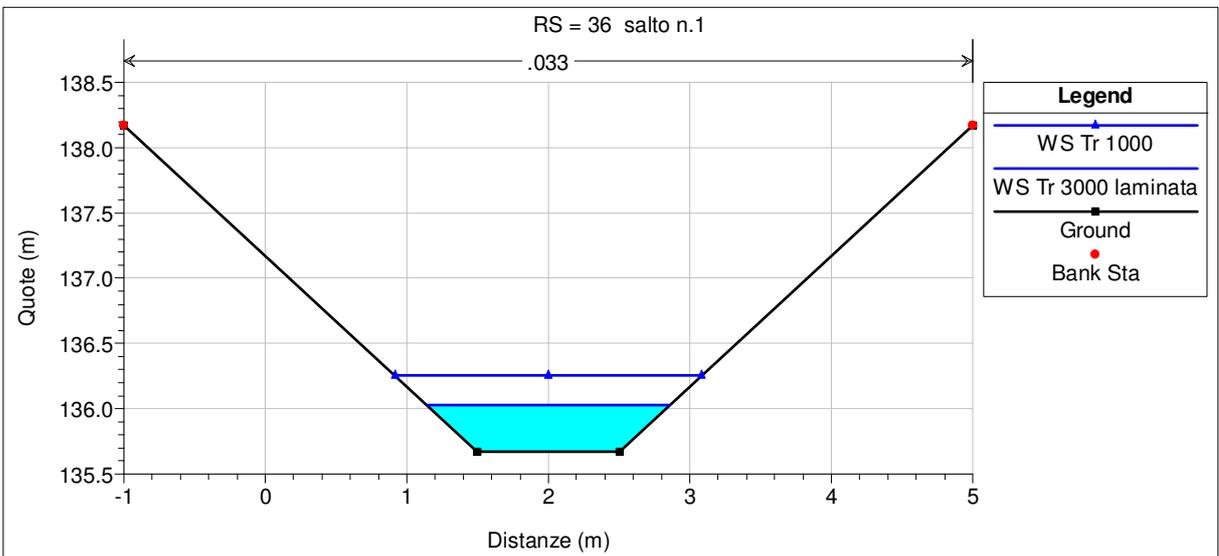
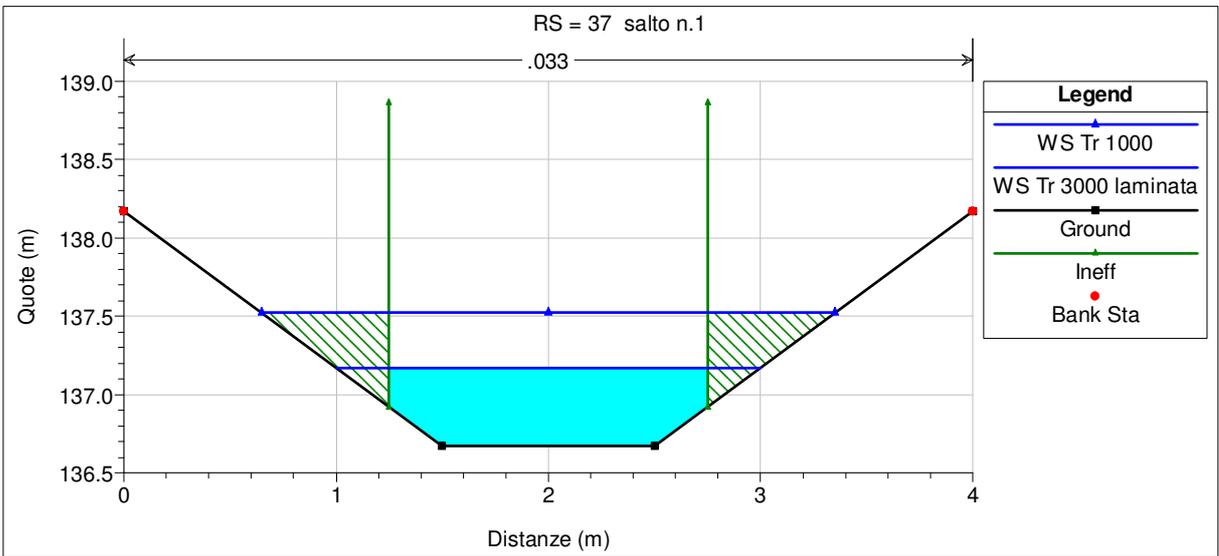
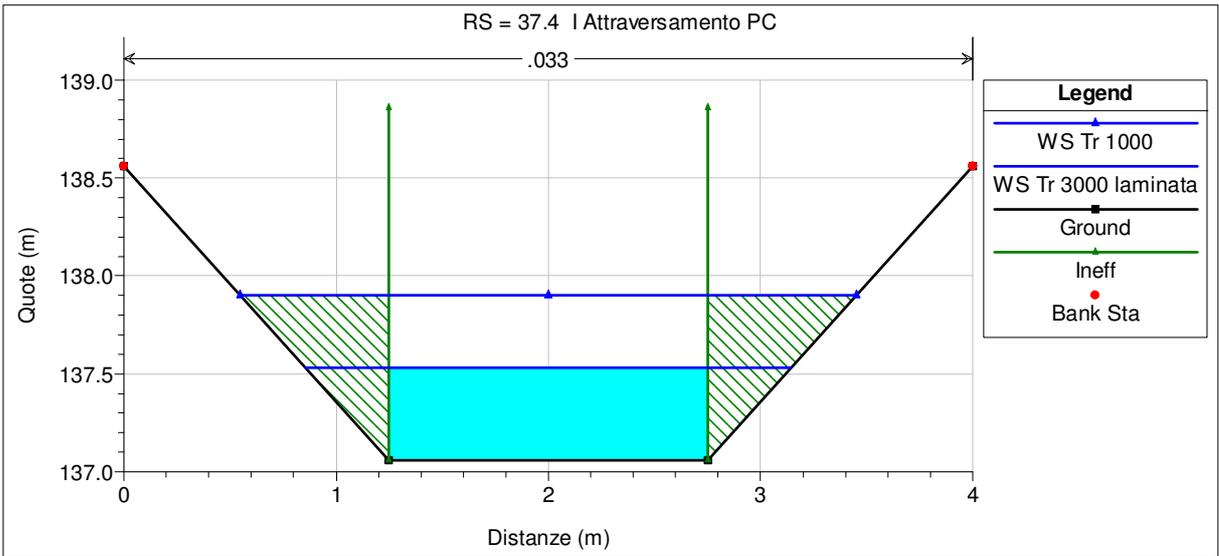
PROFILO LONGITUDINALE CON LIVELLI Tr 1000 E Tr 3000 LAMINATA

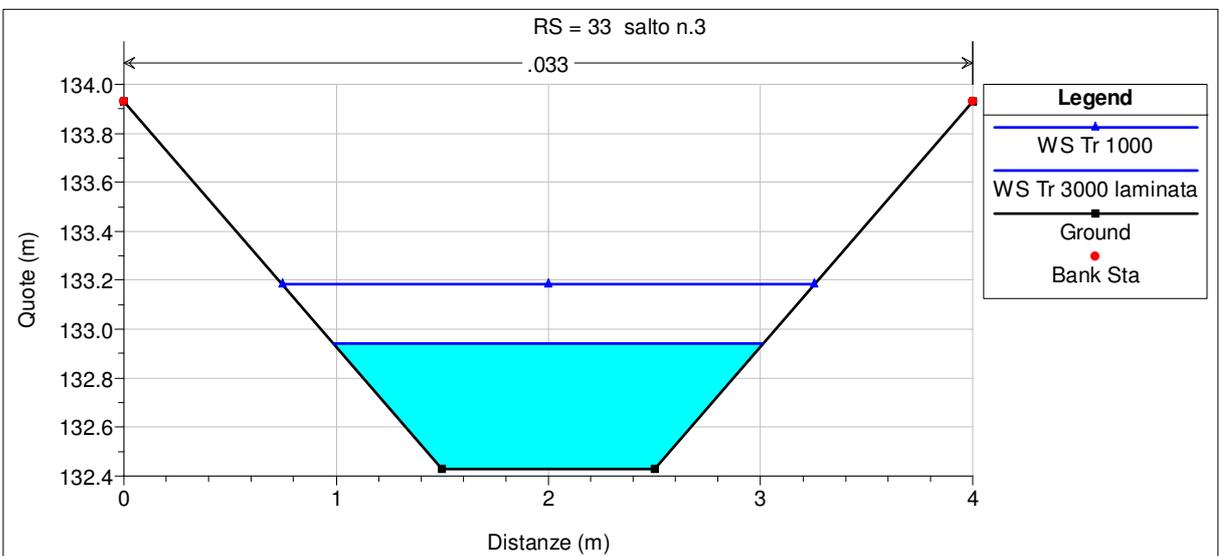
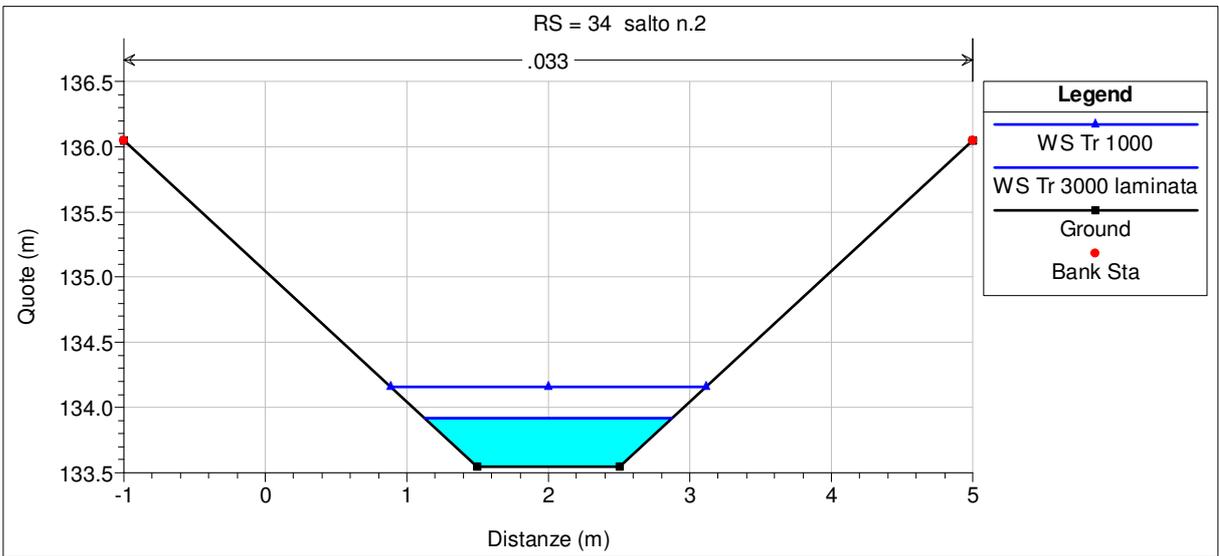
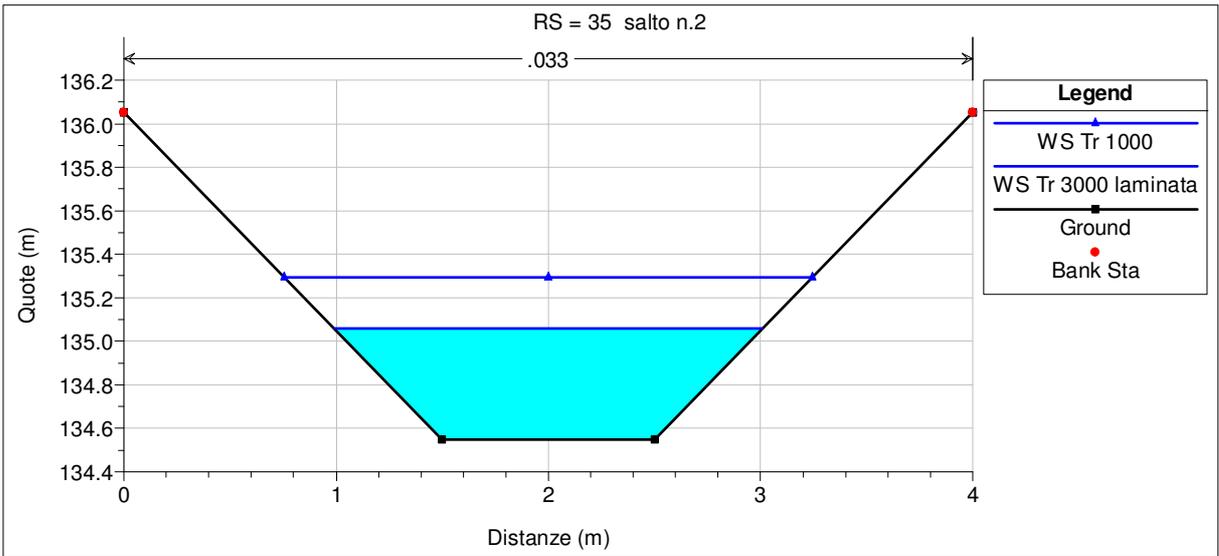


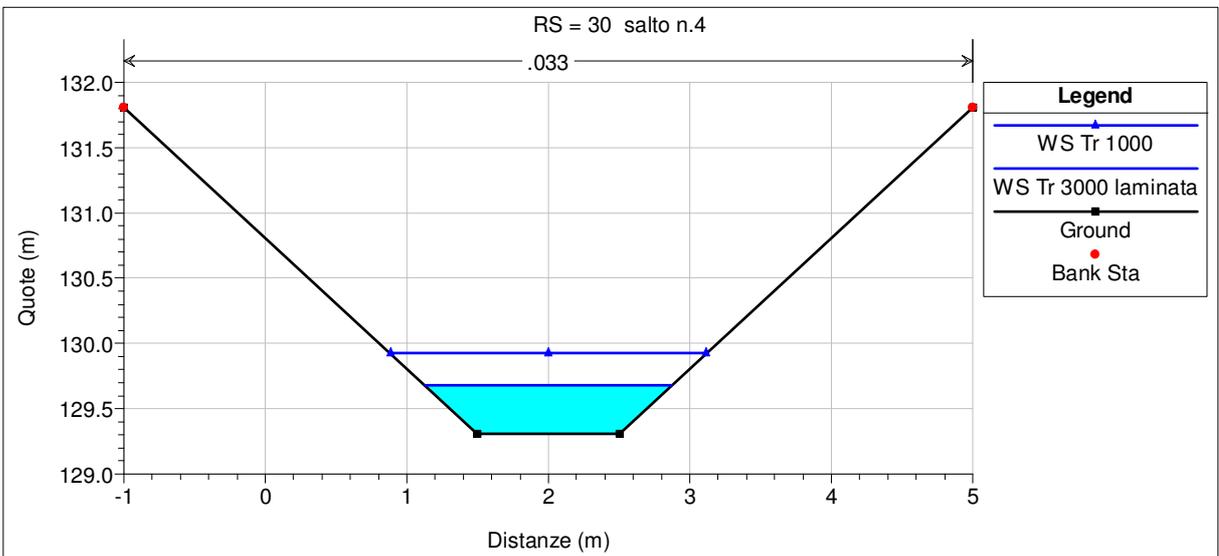
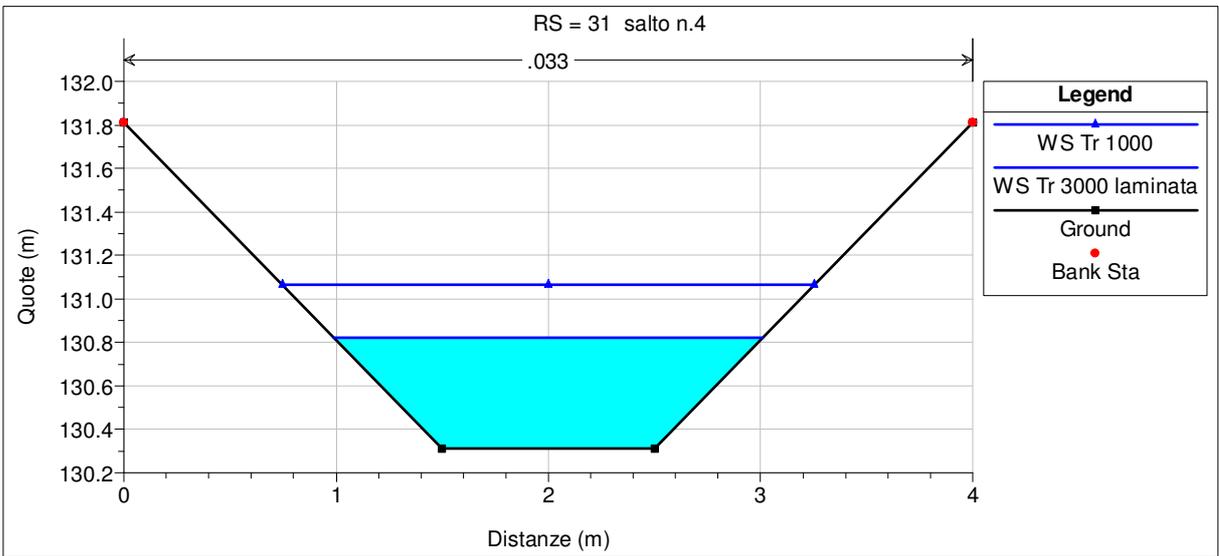
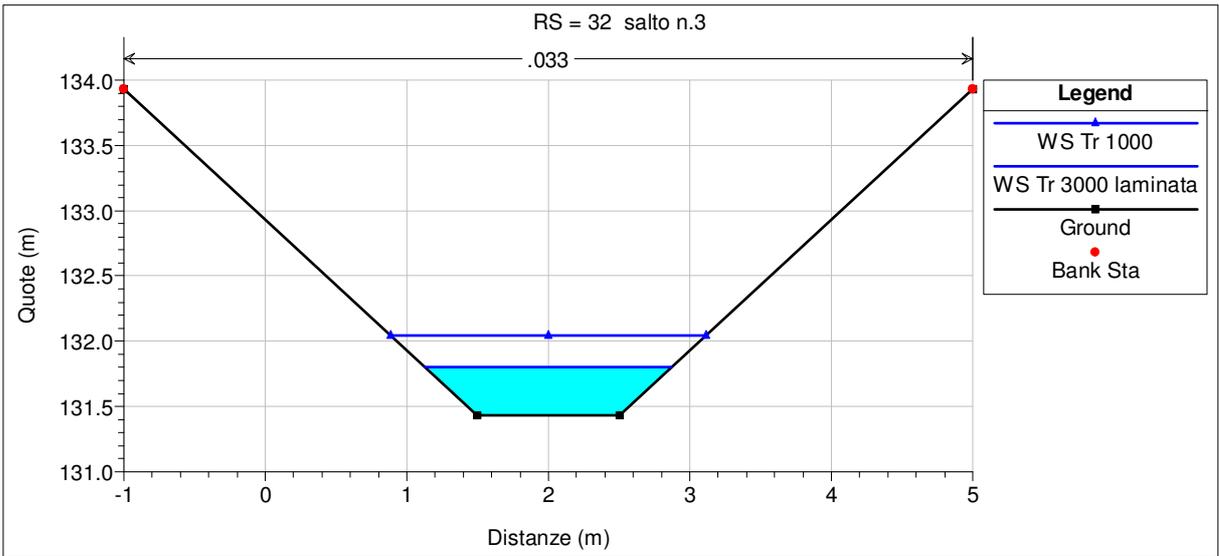
## SEZIONI TRASVERSALI CON LIVELLI Tr 1000 E Tr 3000 LAMINATA

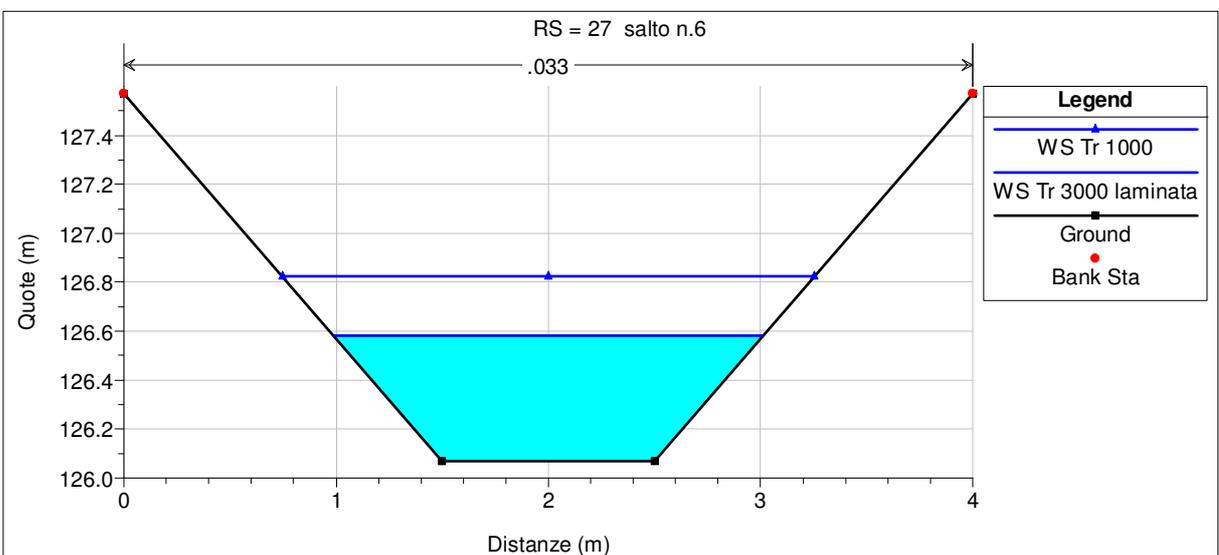
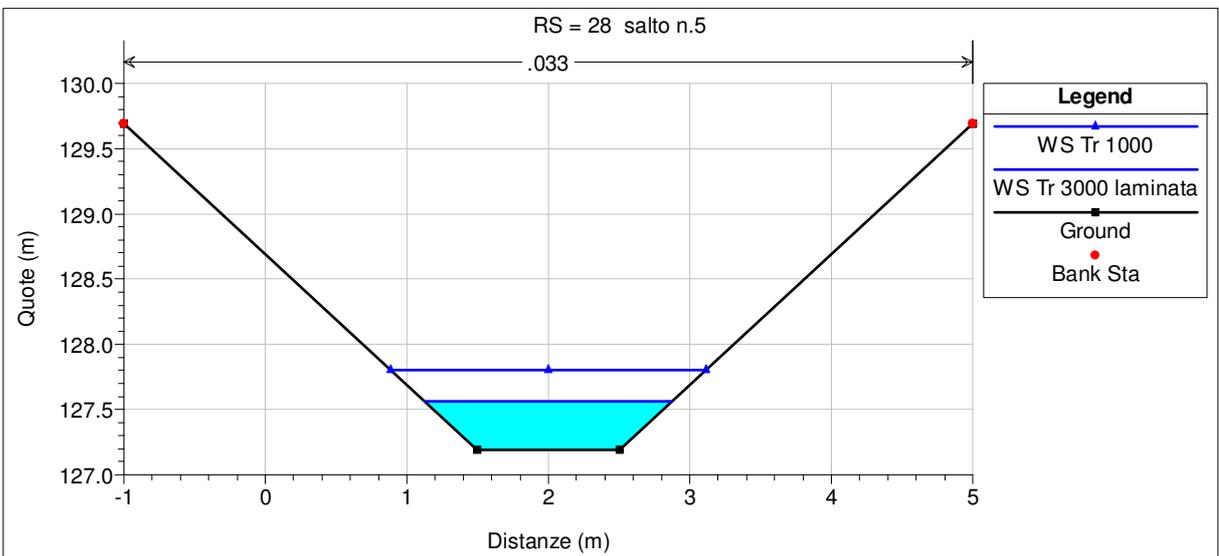
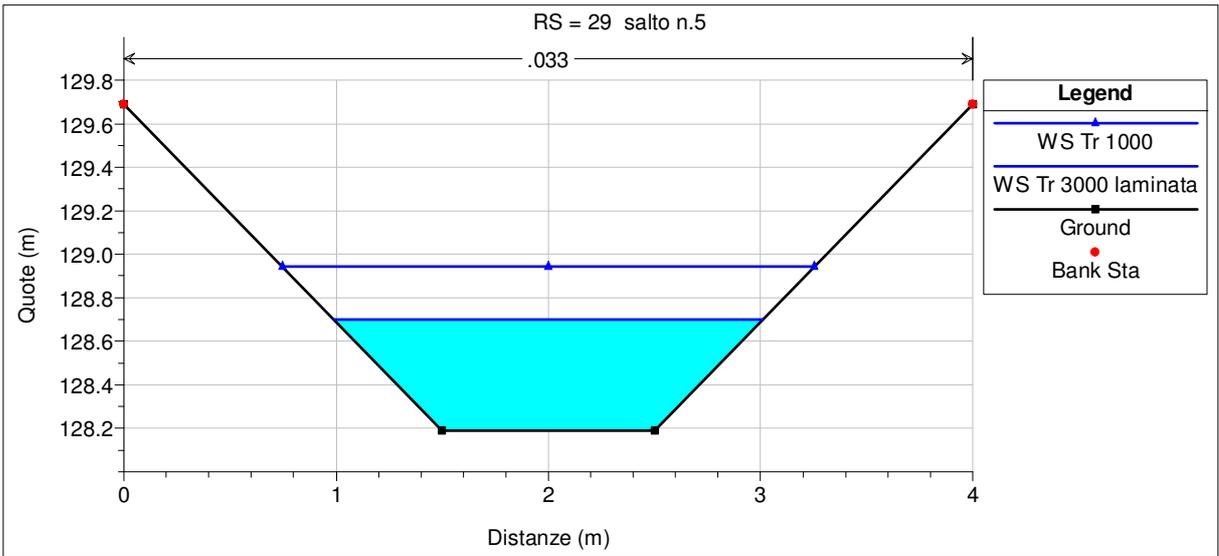


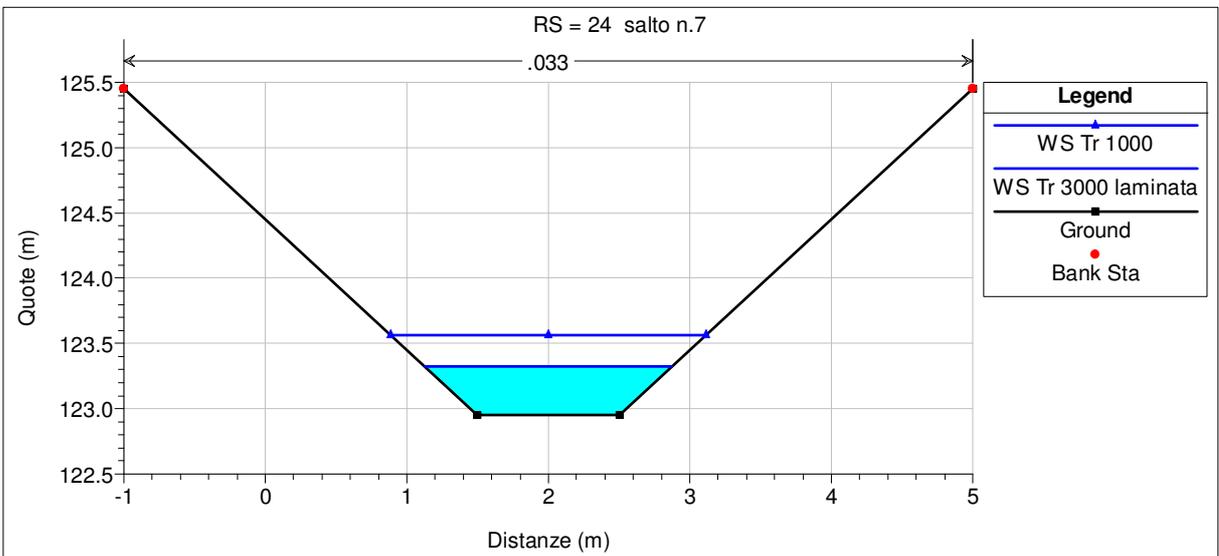
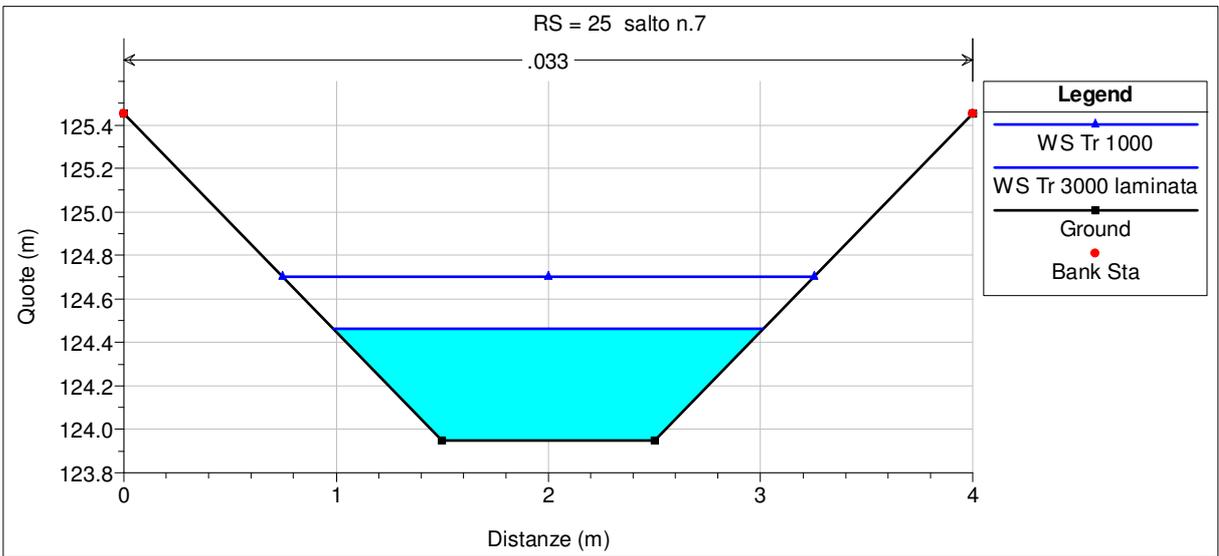
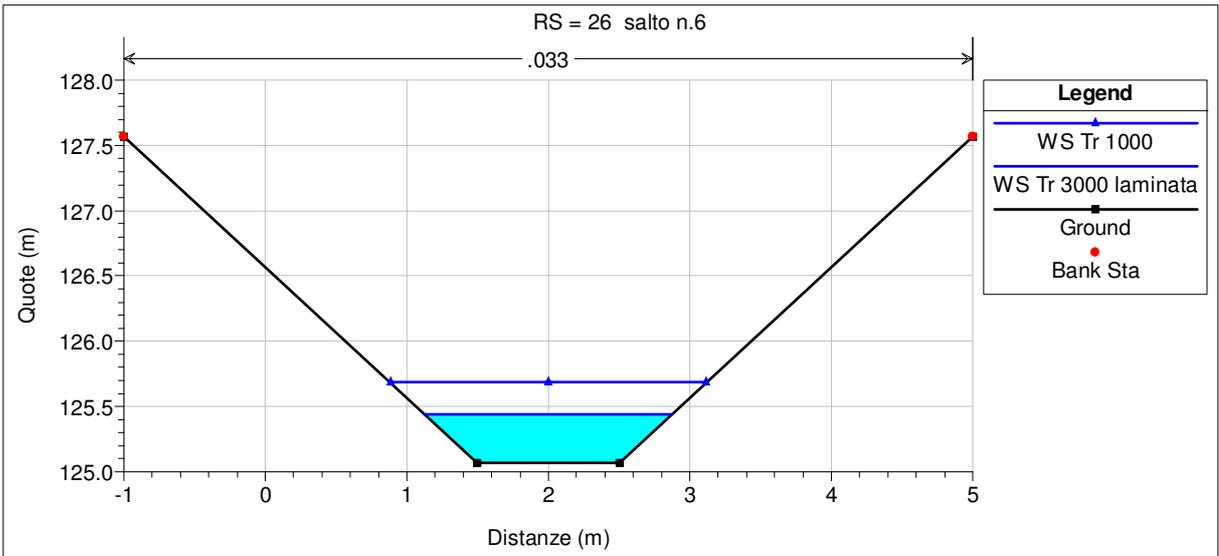


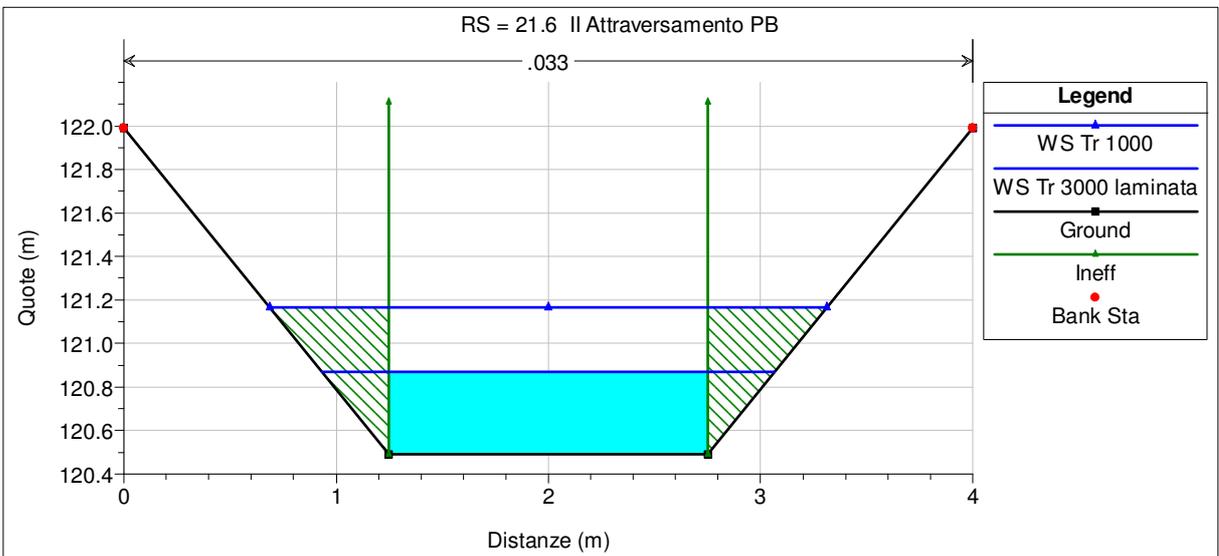
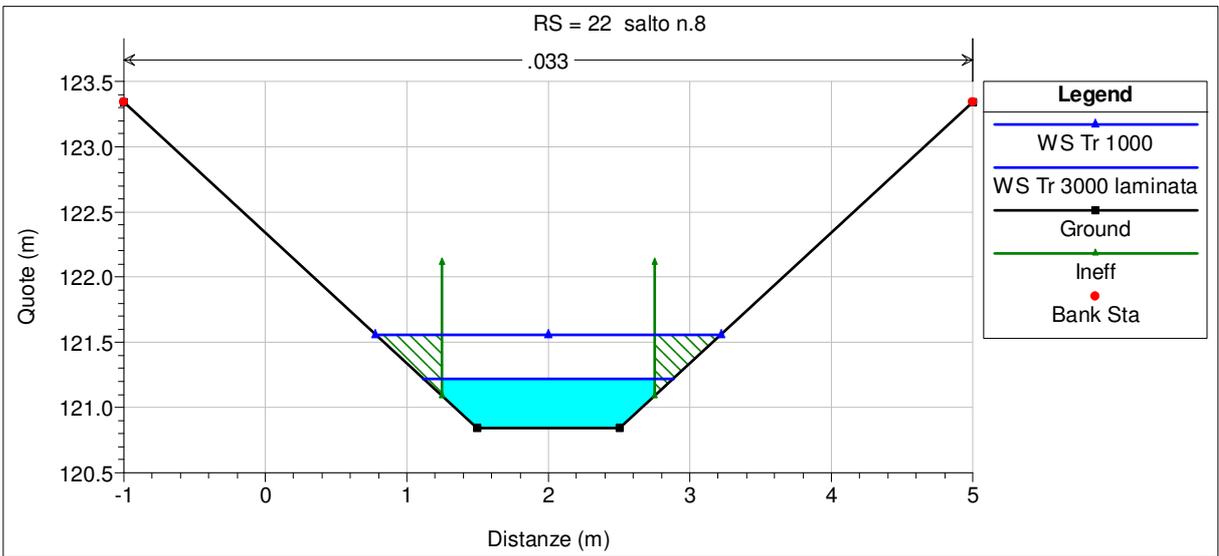
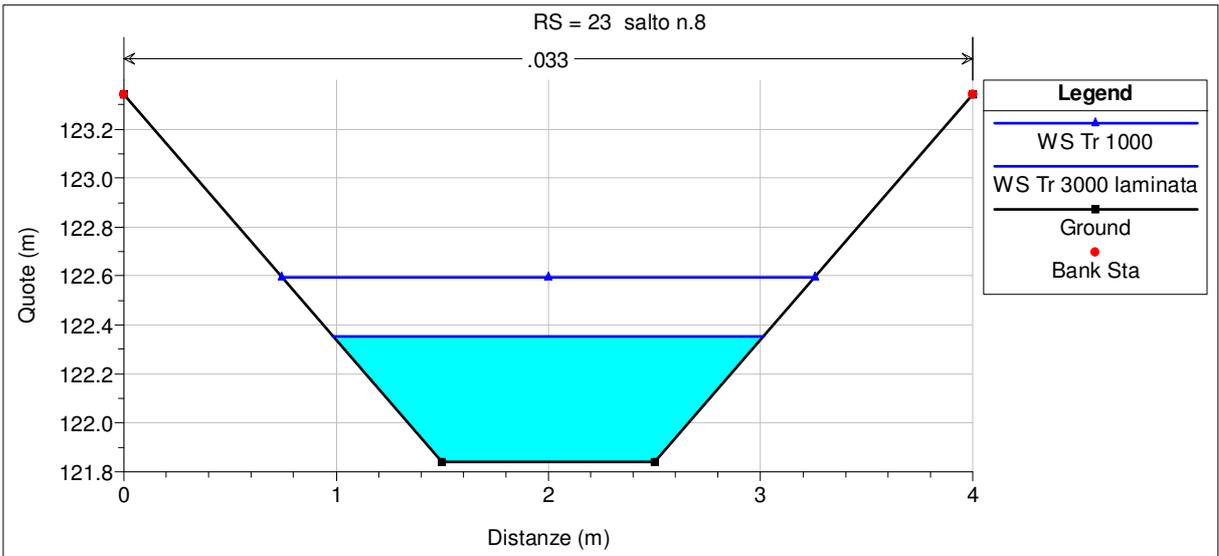


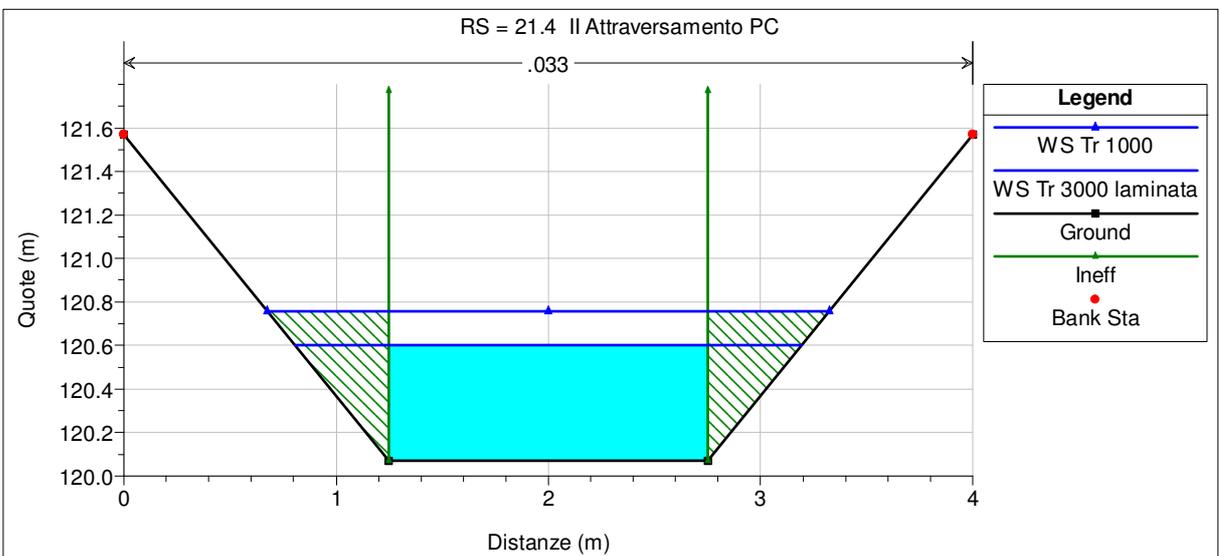
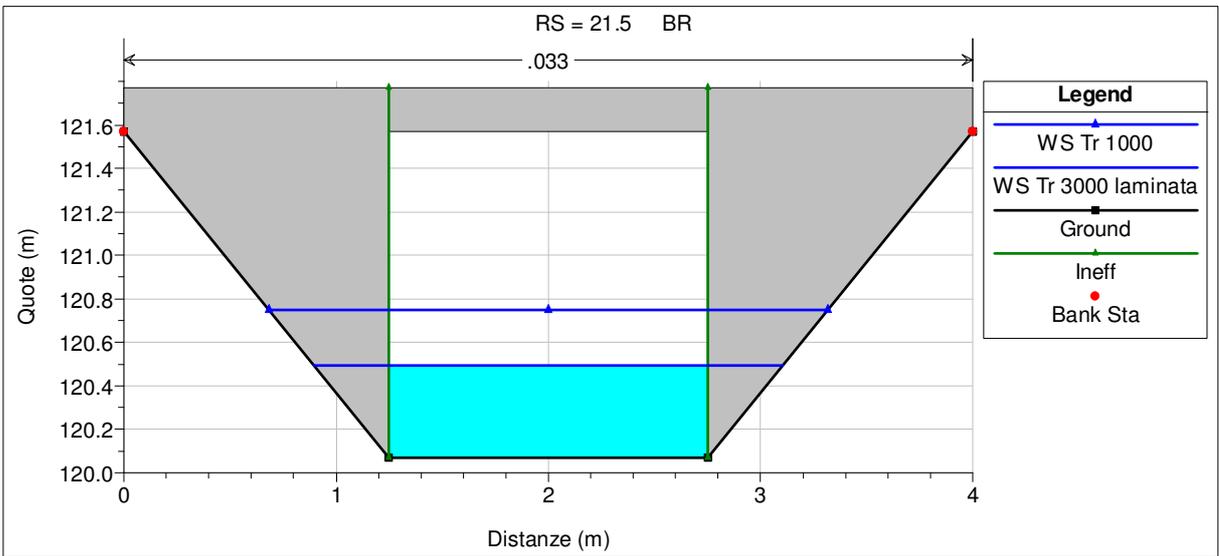
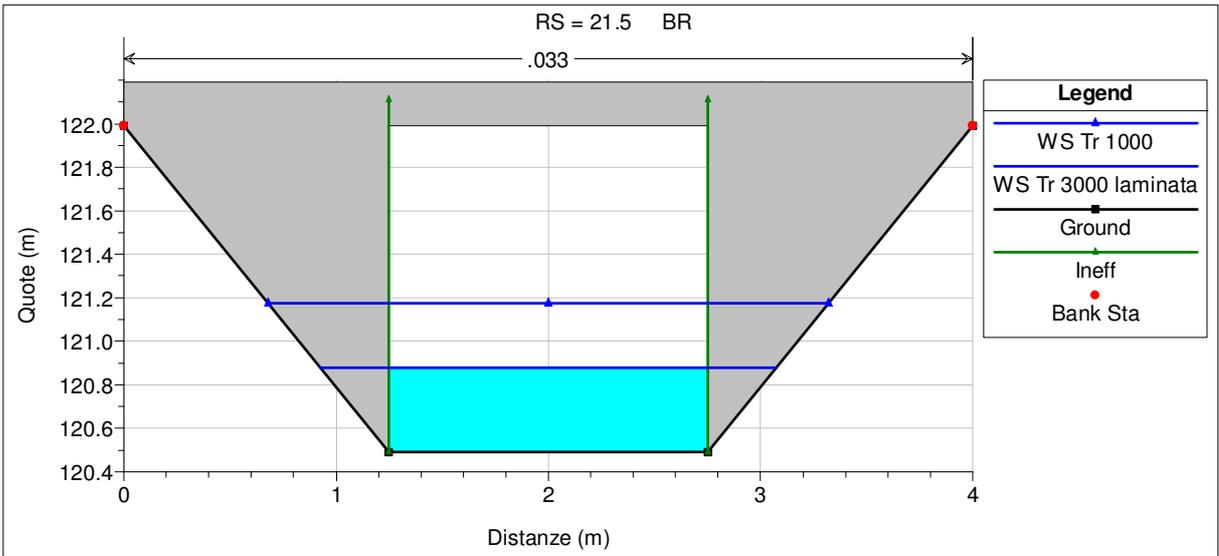


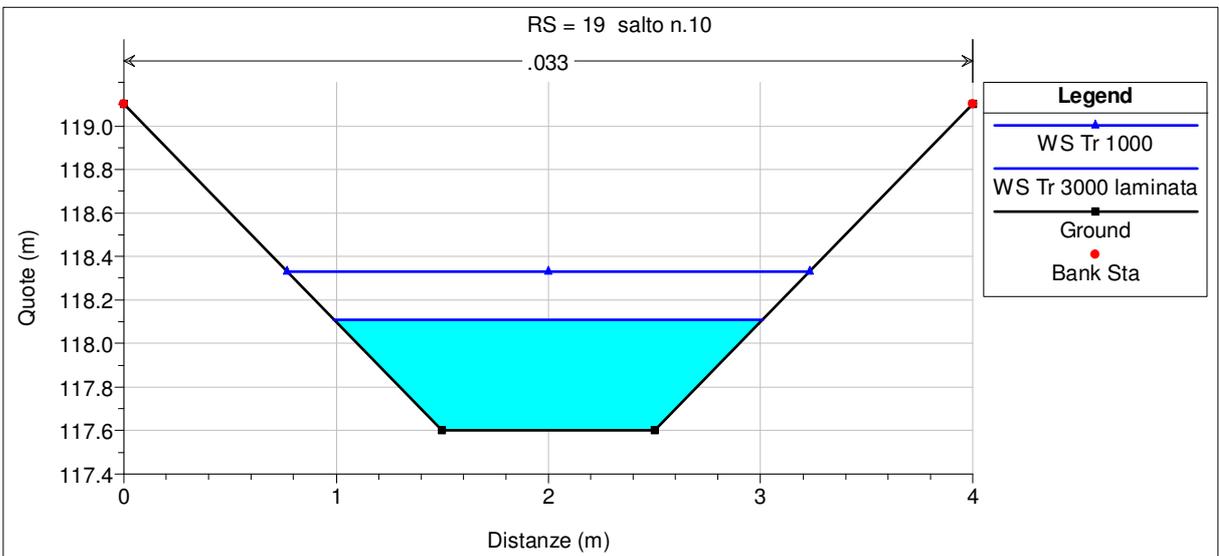
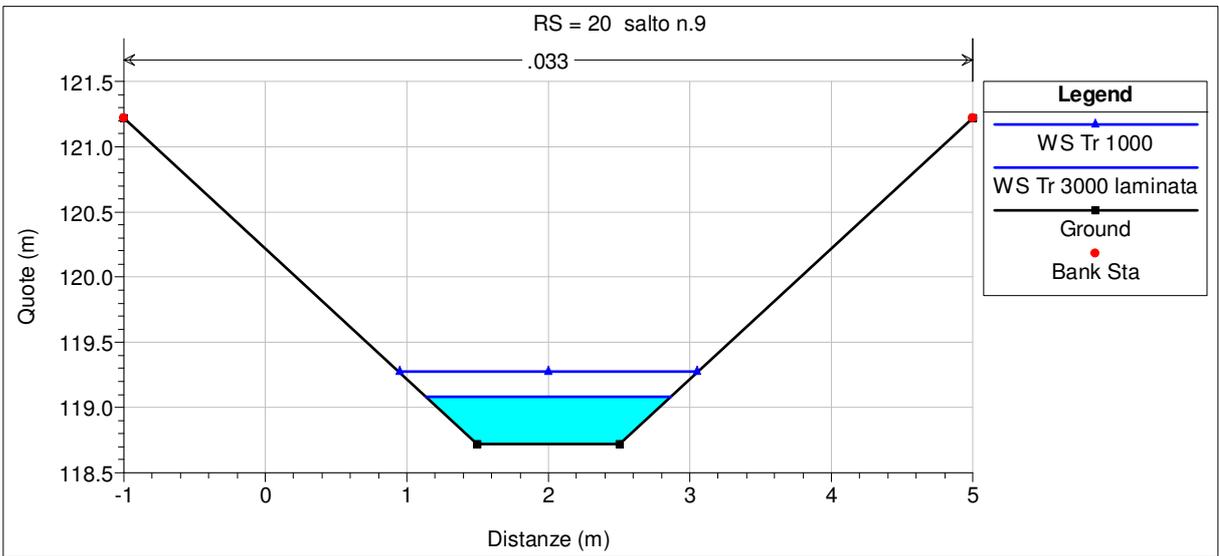
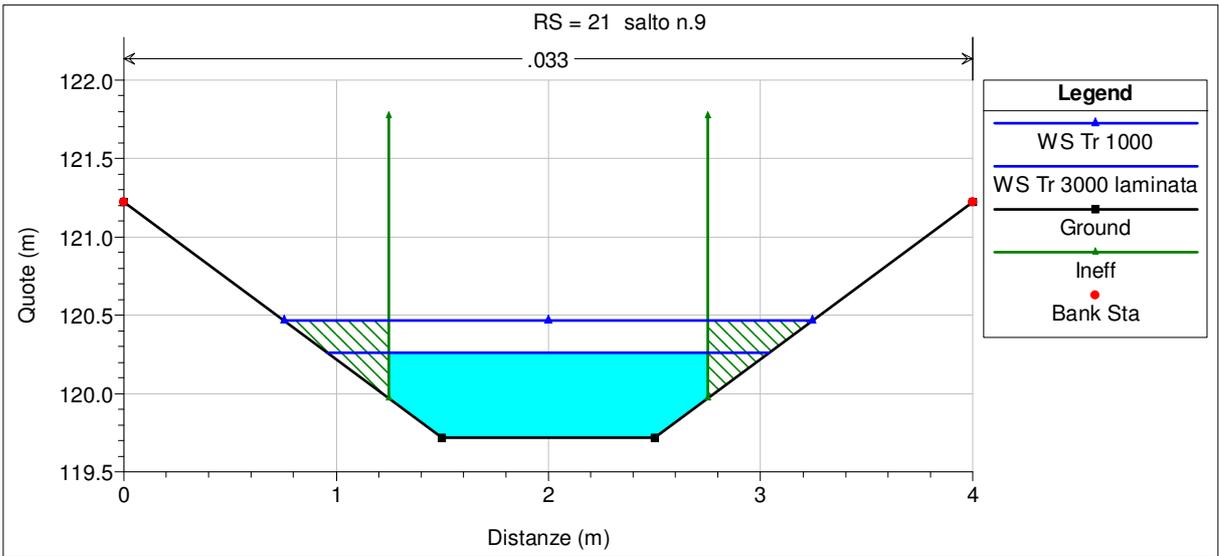


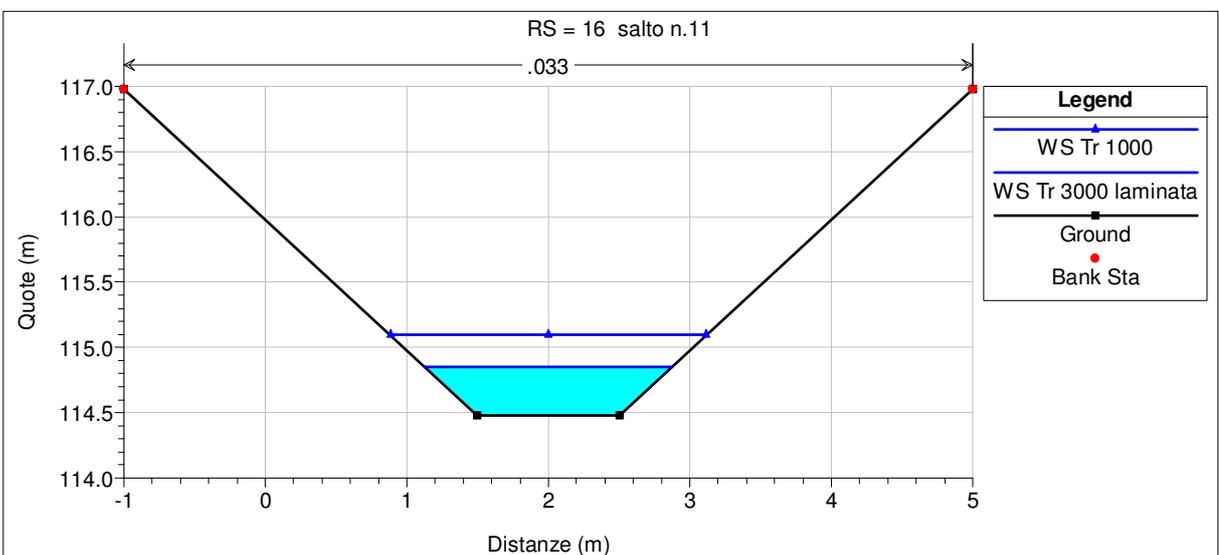
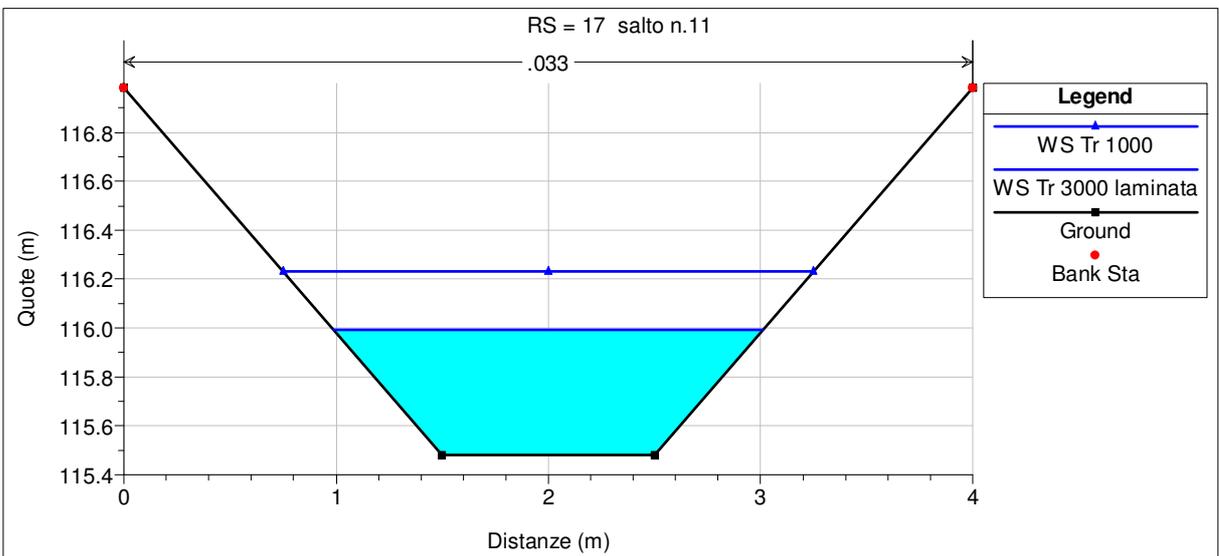
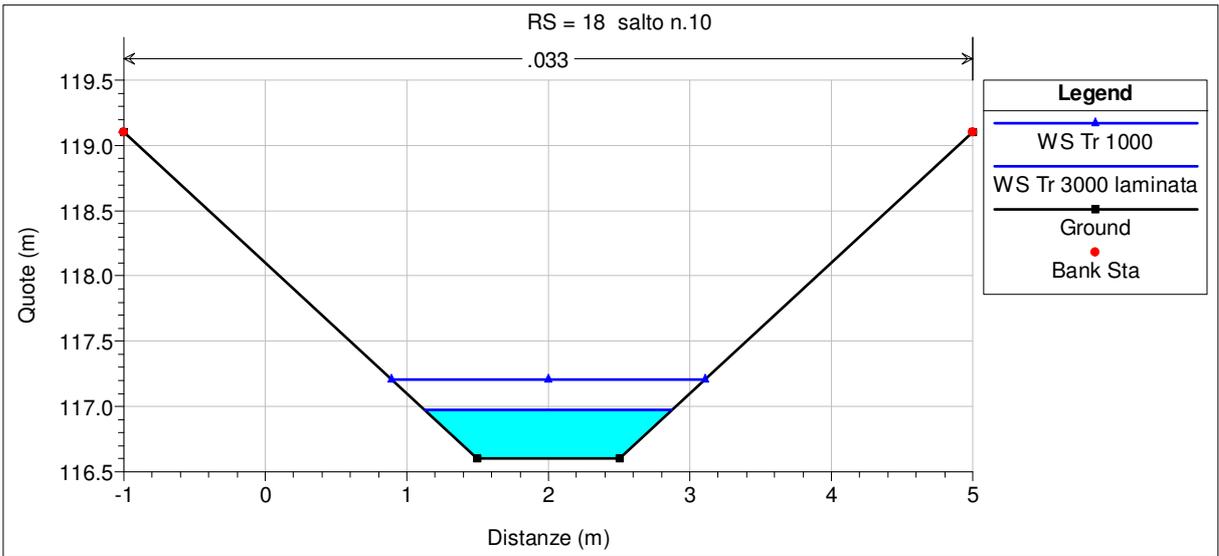


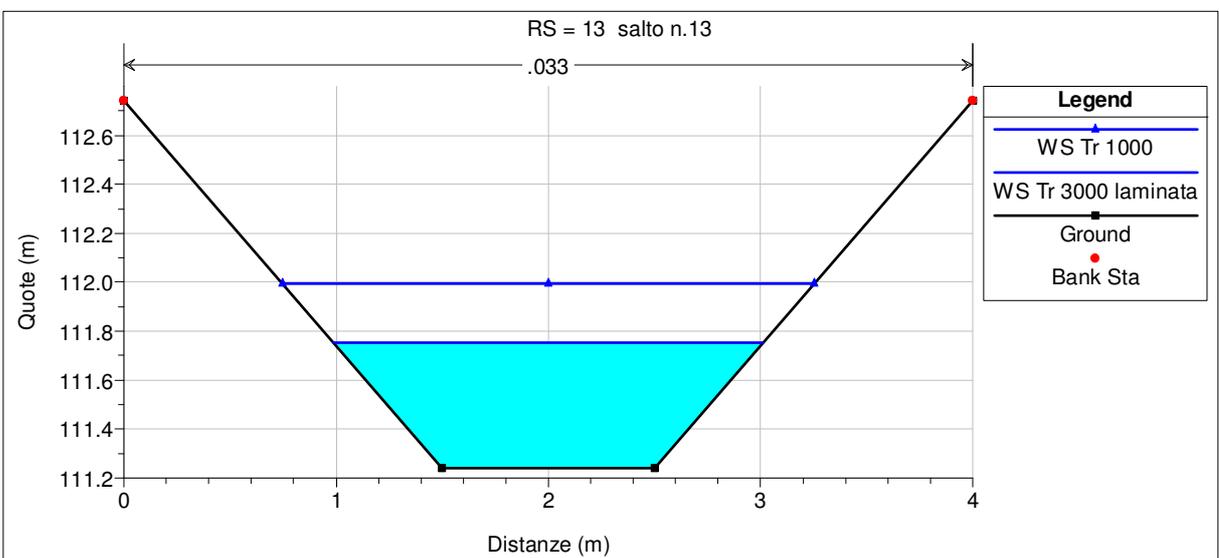
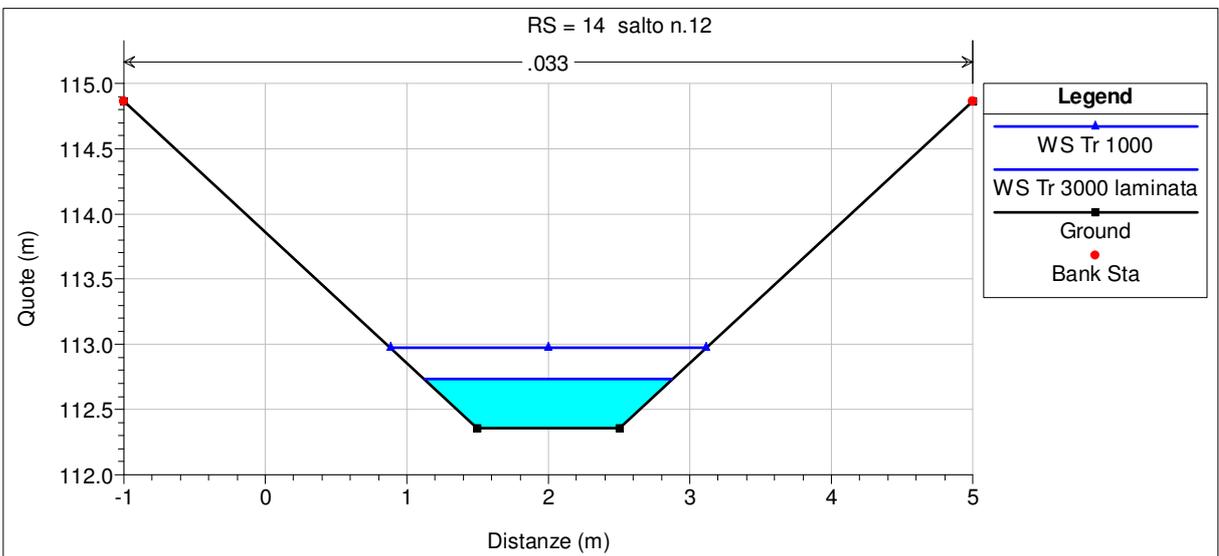
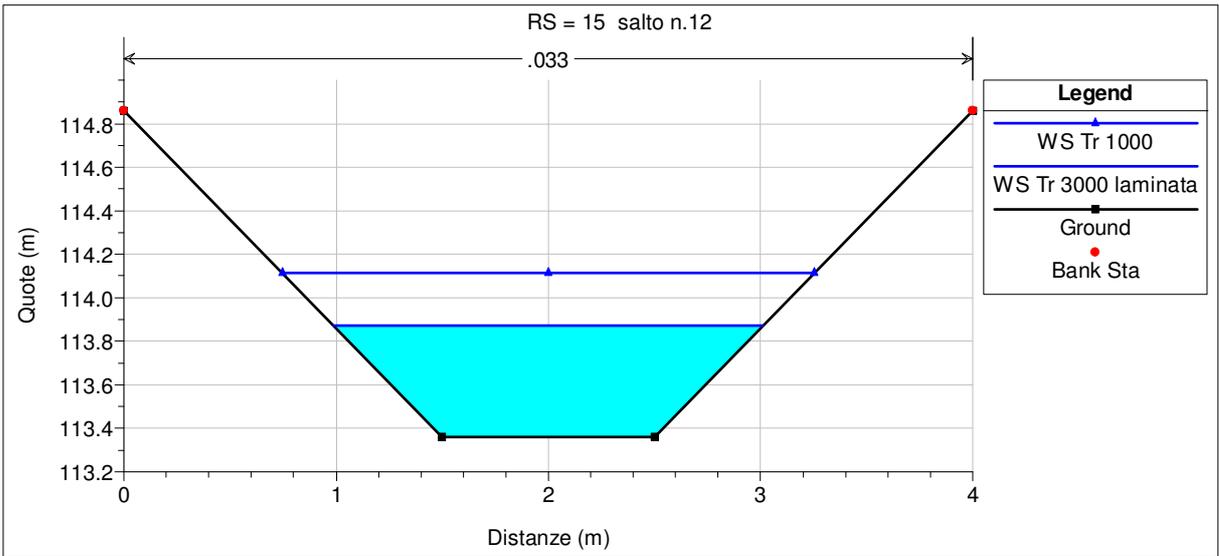


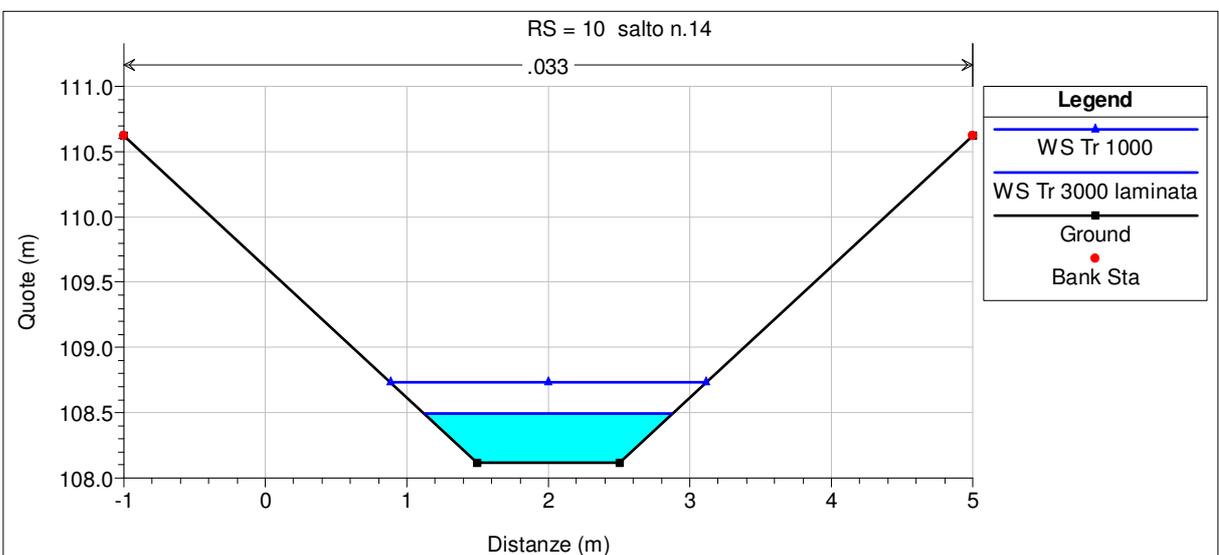
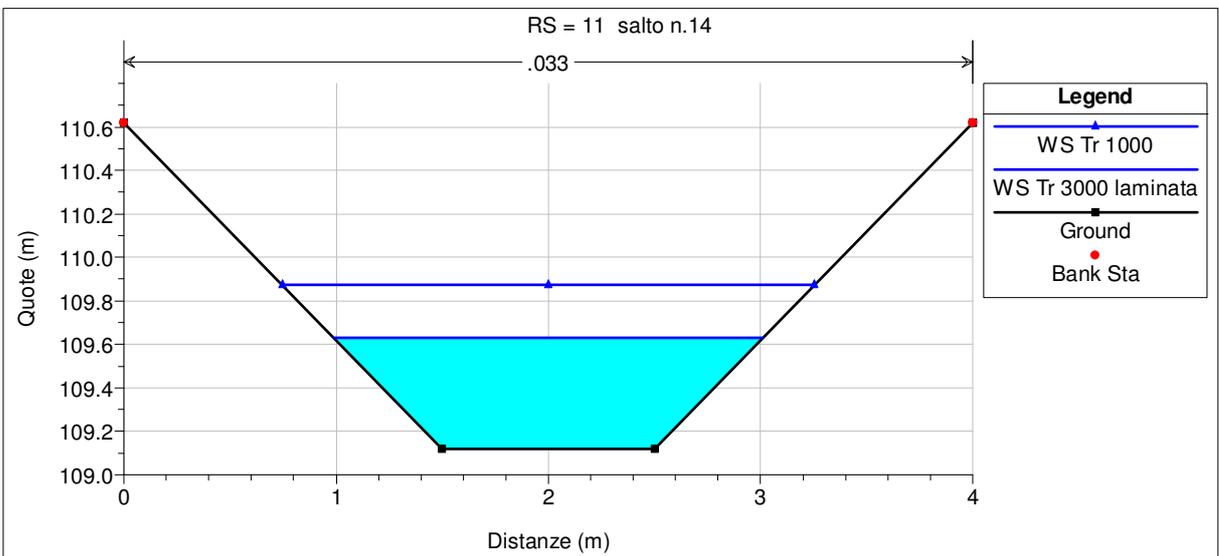
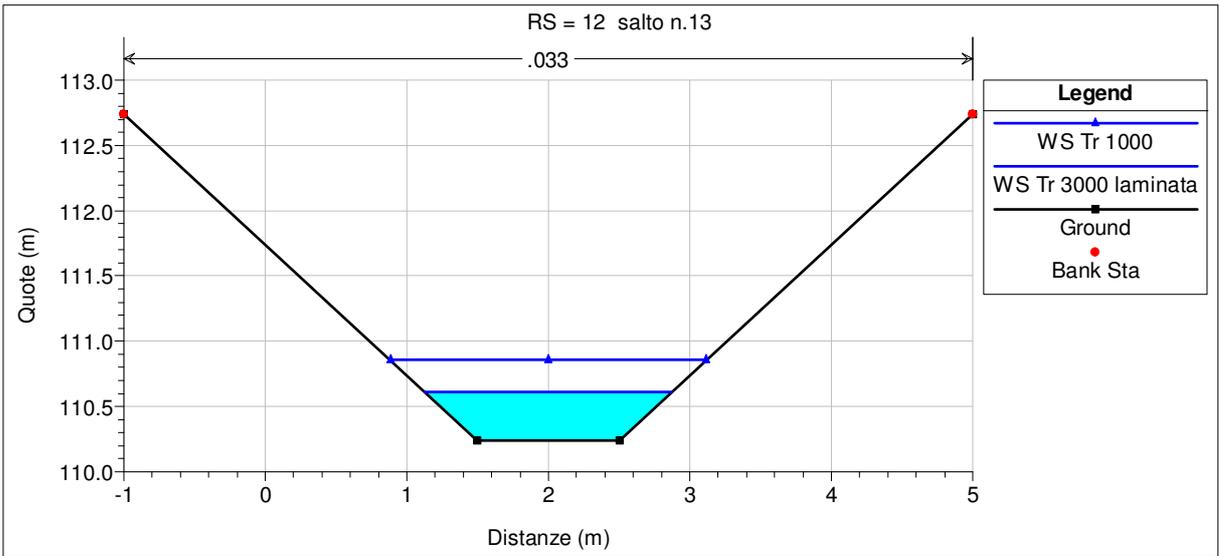


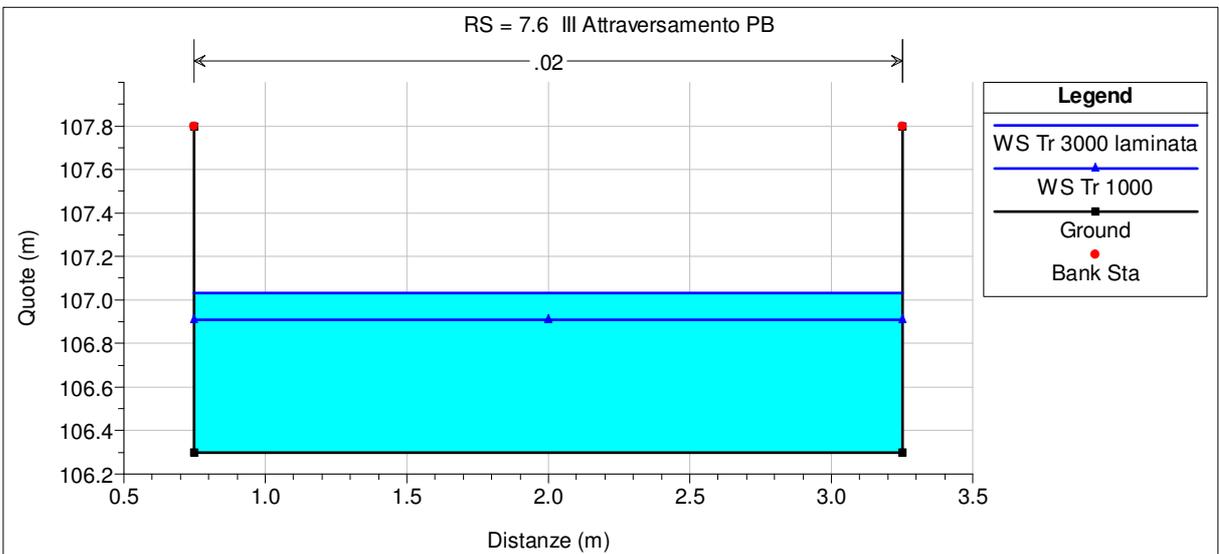
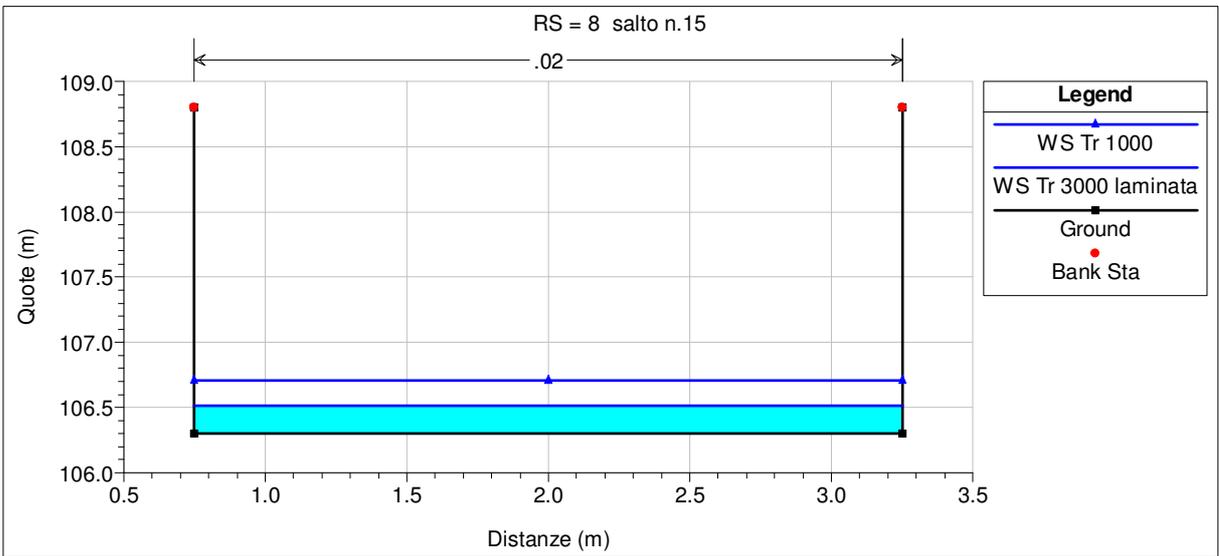
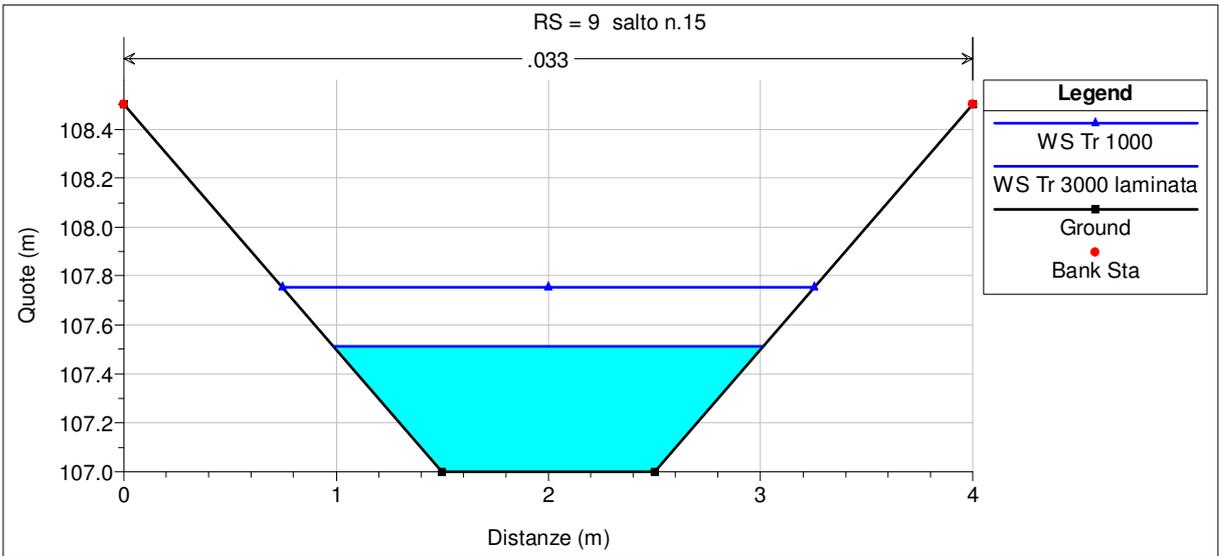


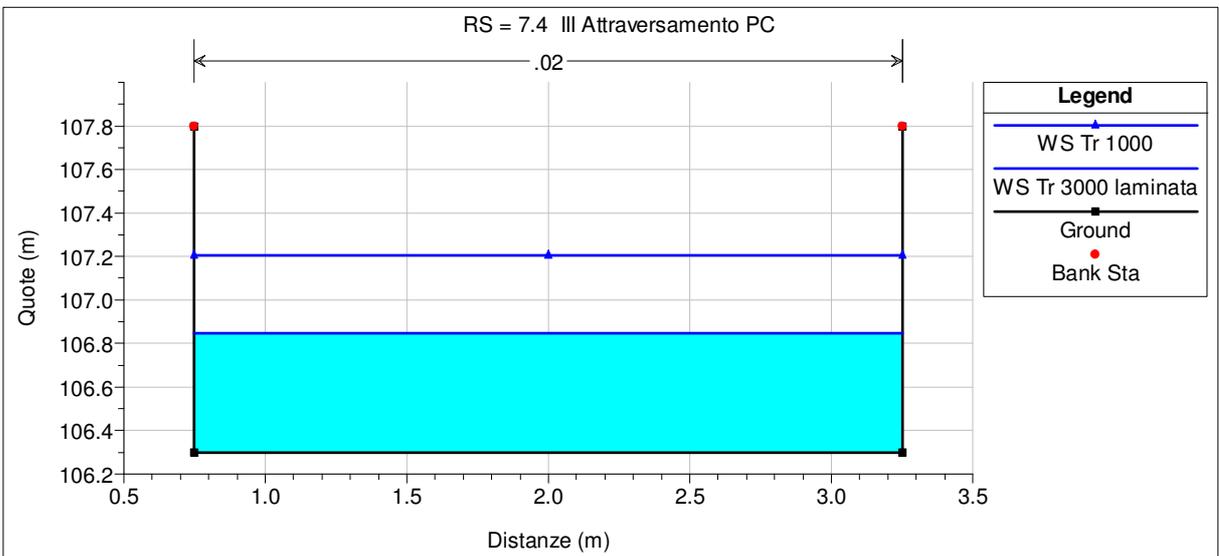
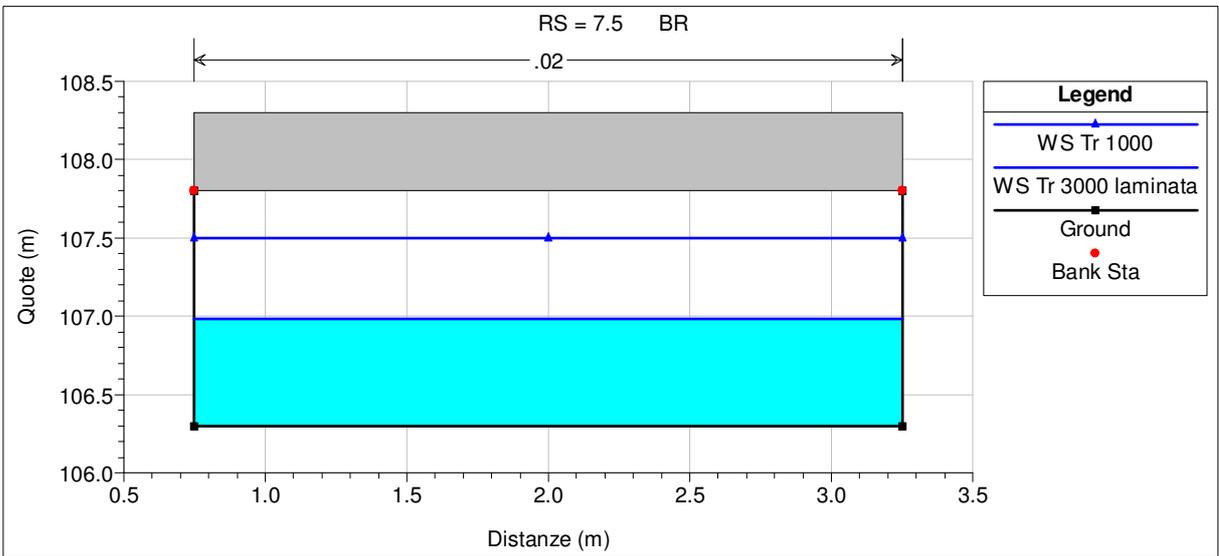
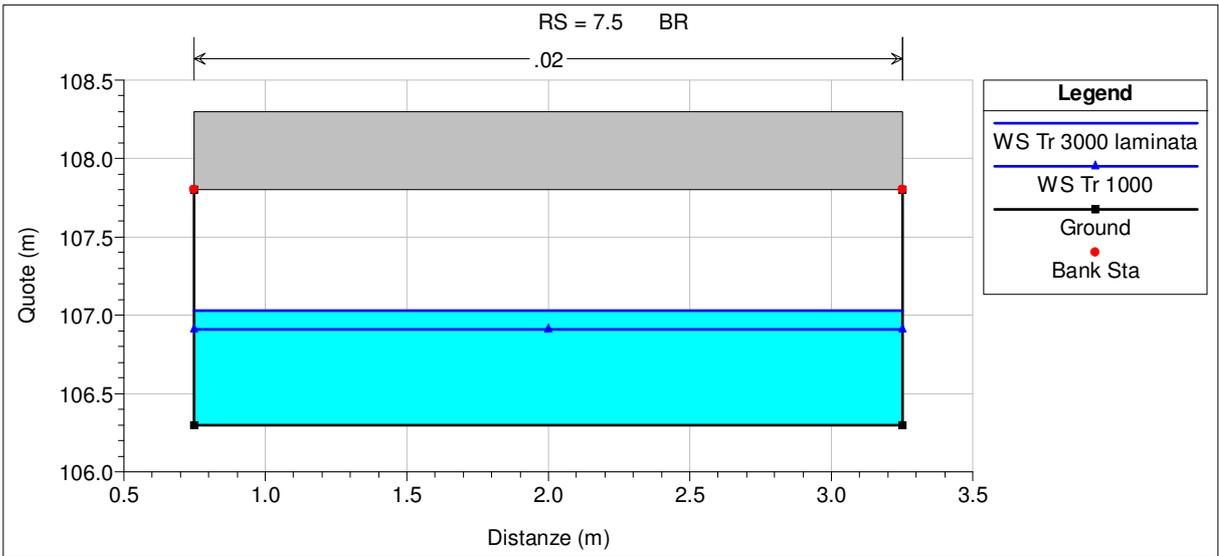


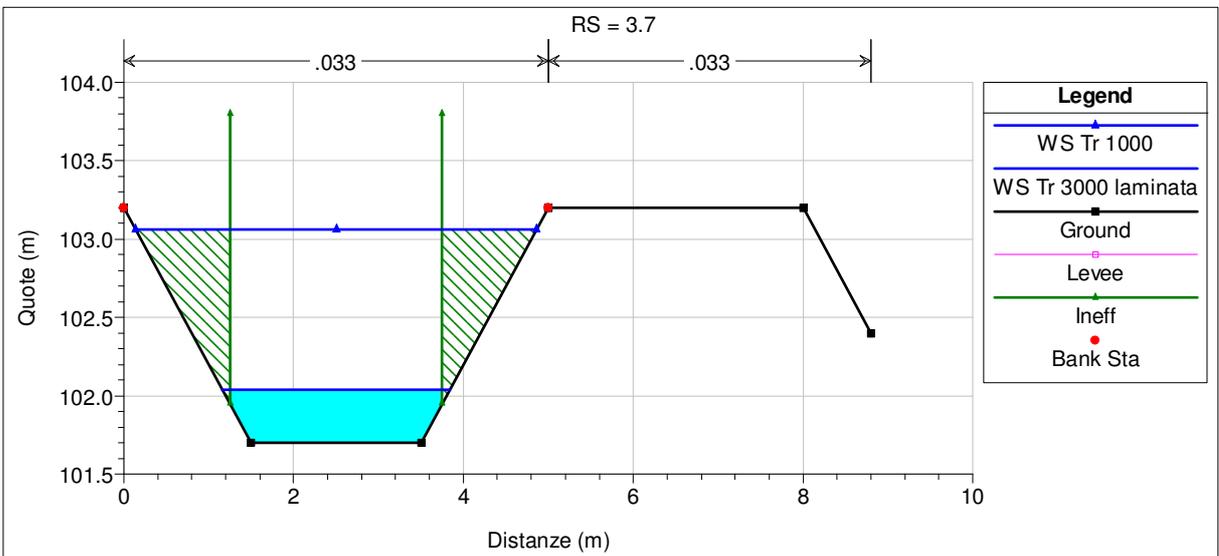
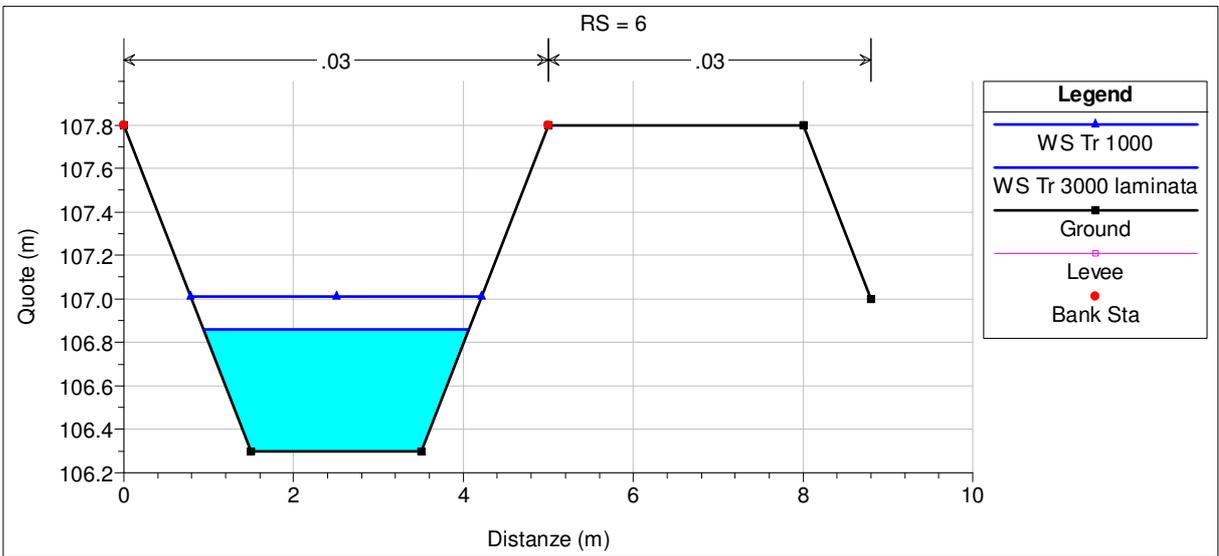
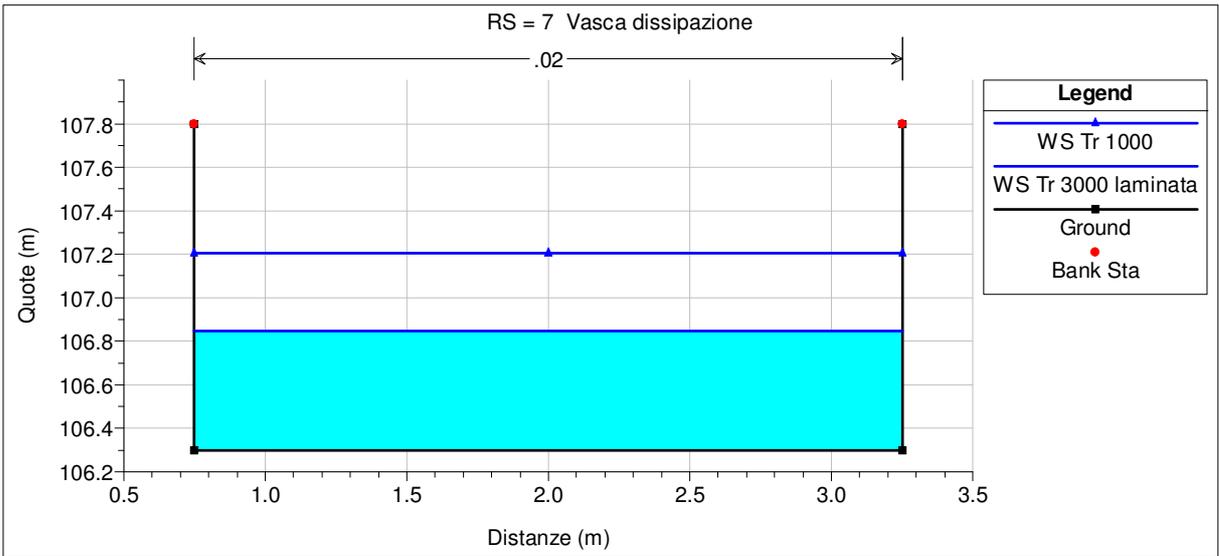


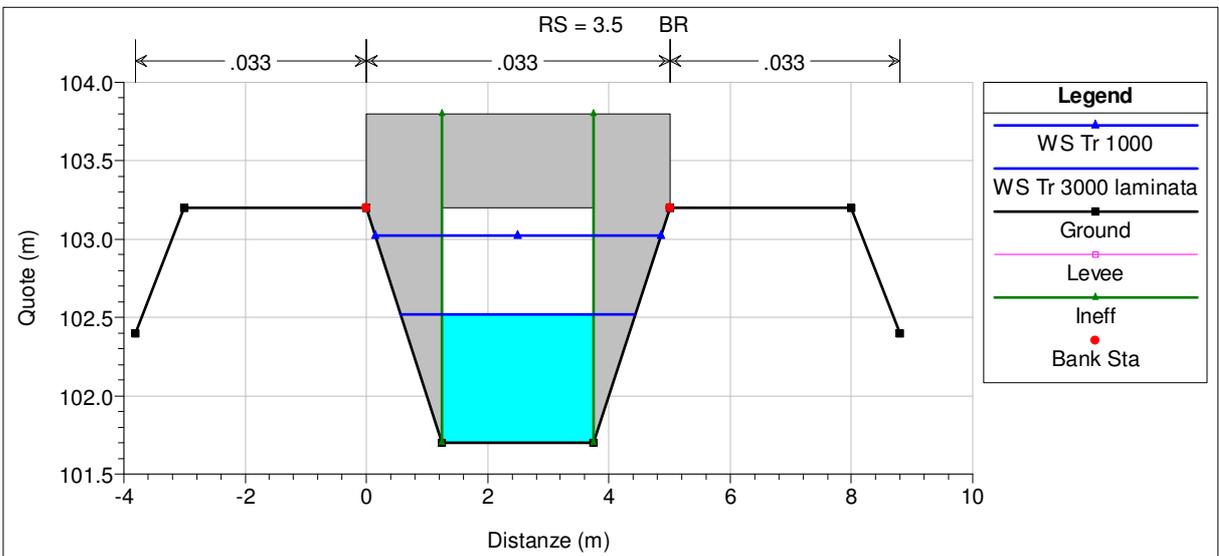
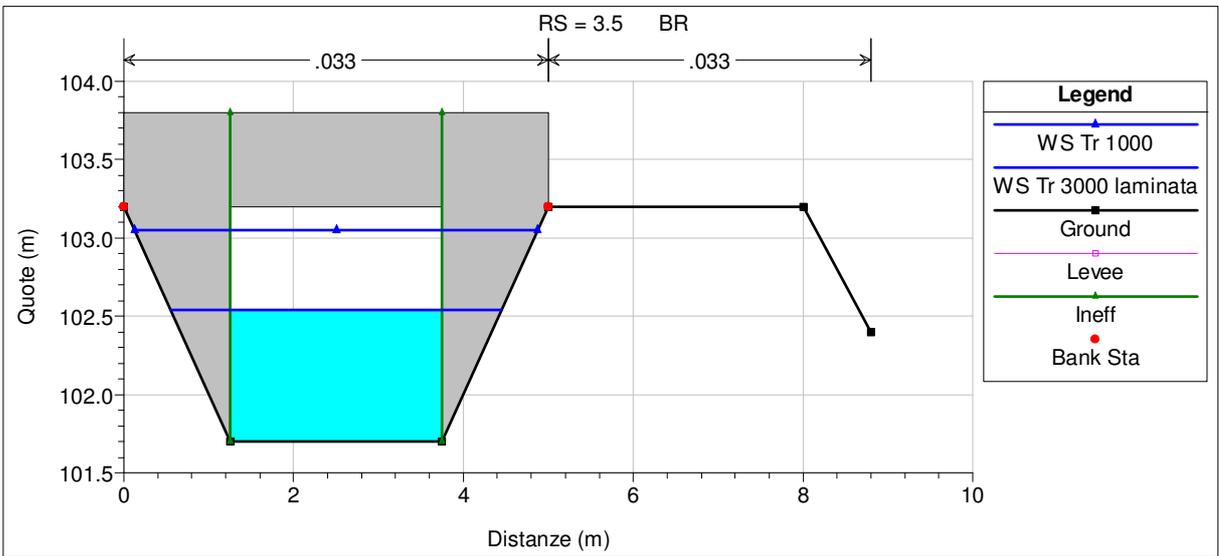
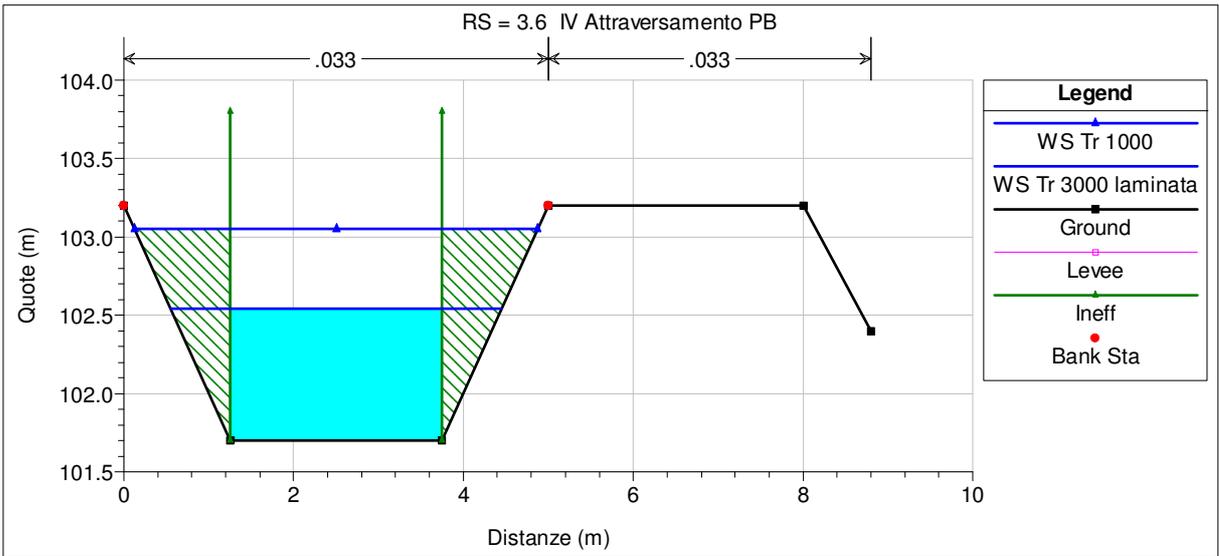


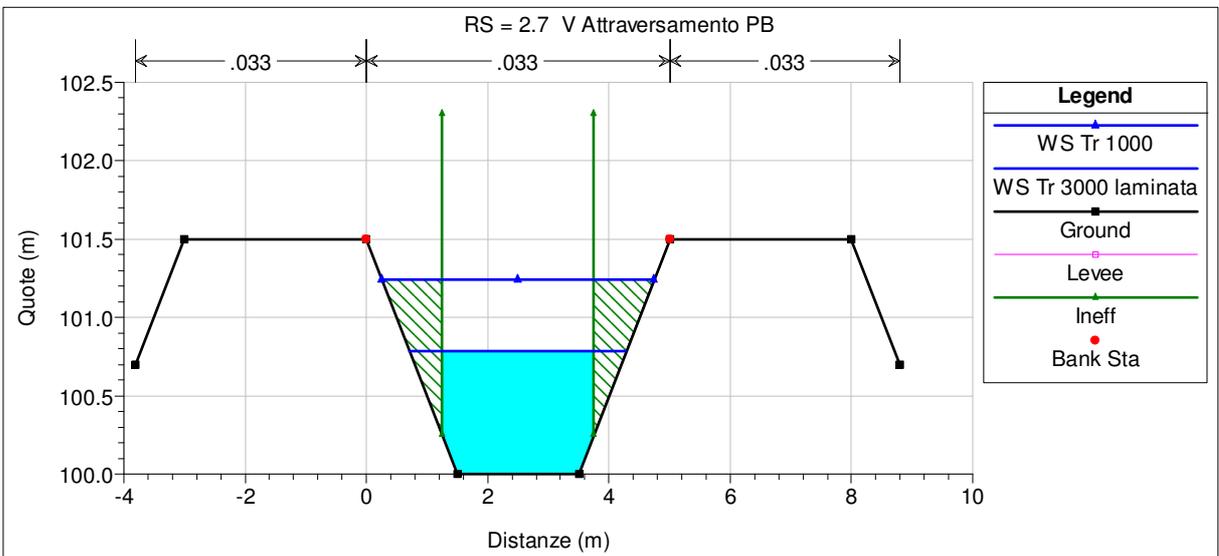
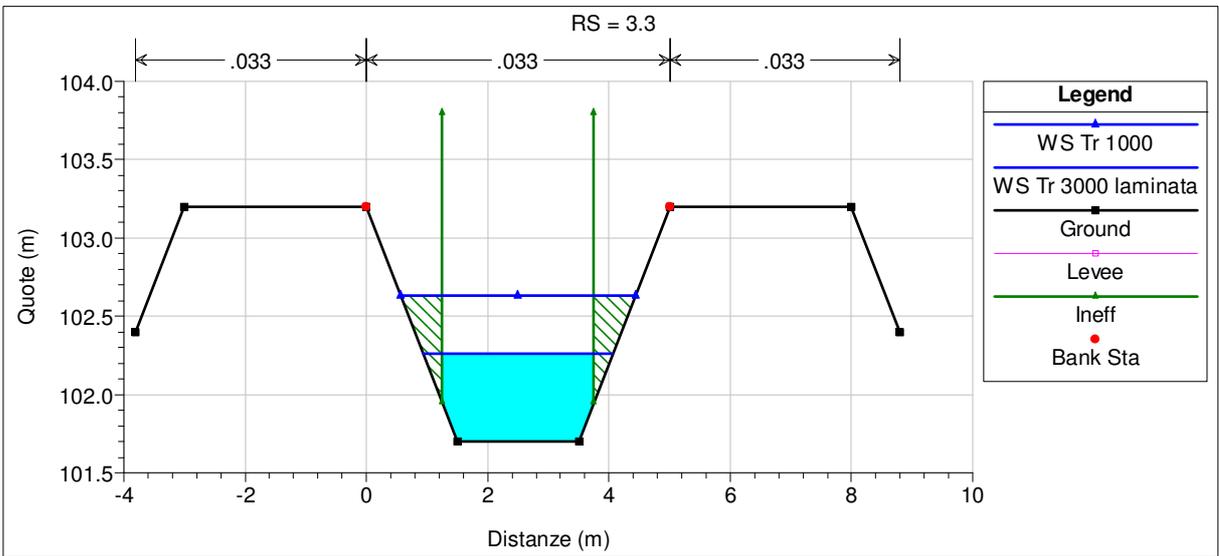
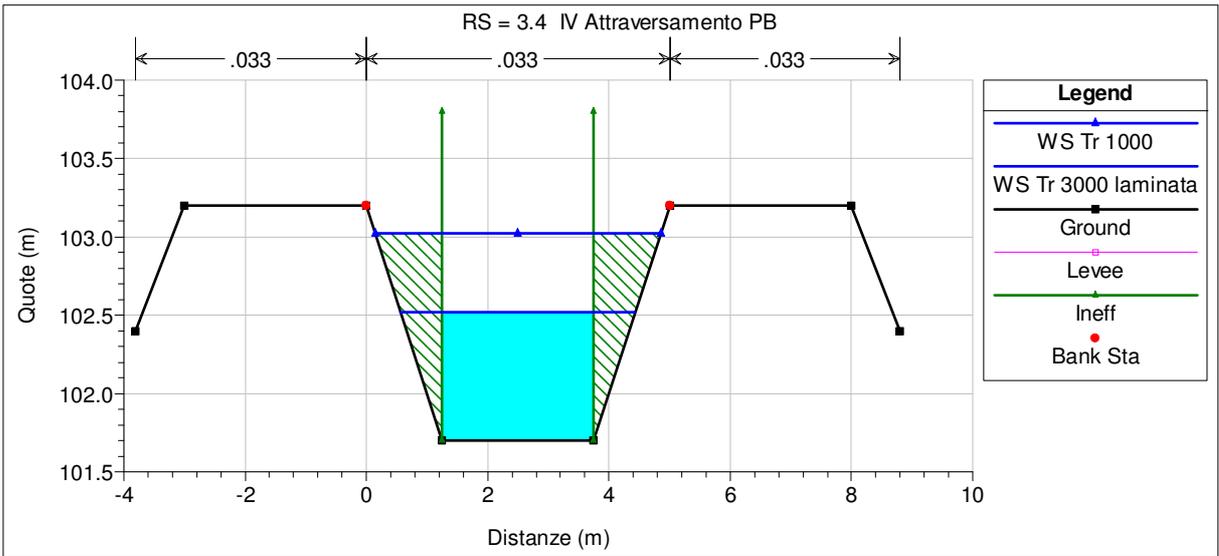


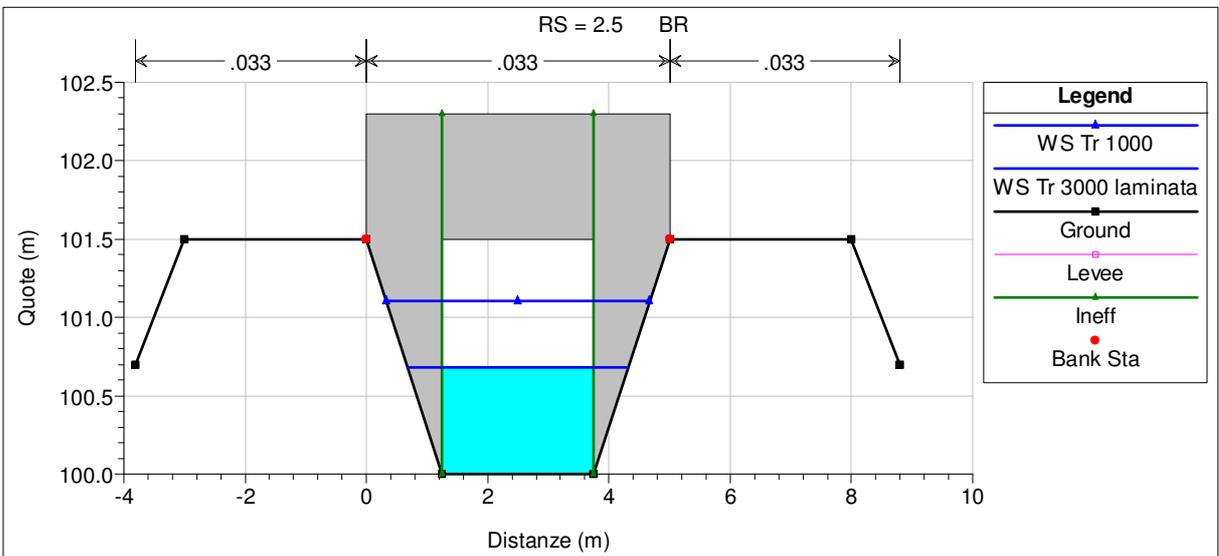
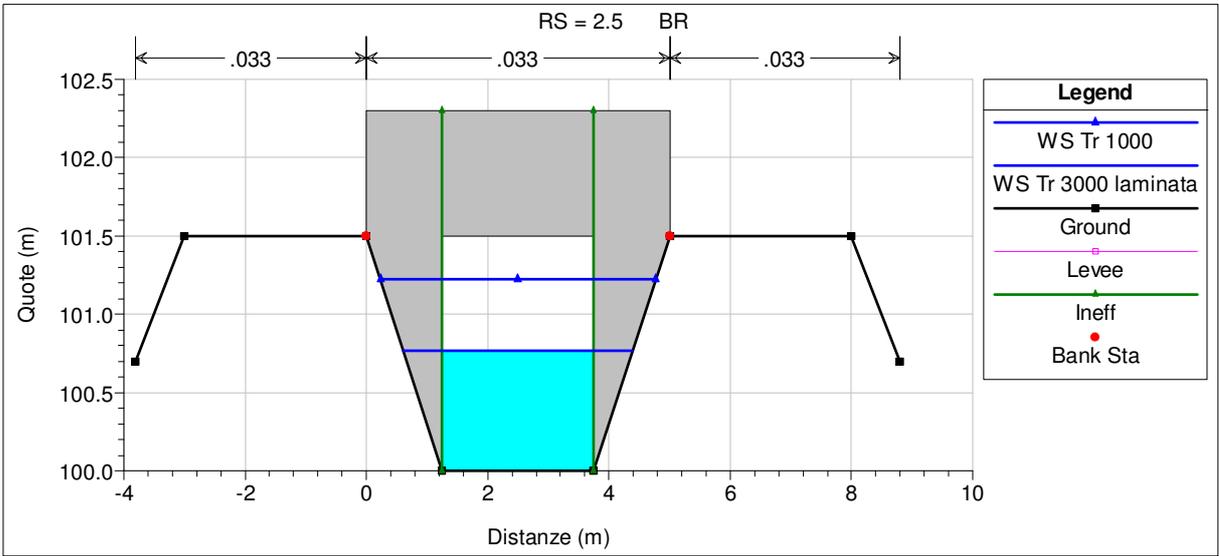
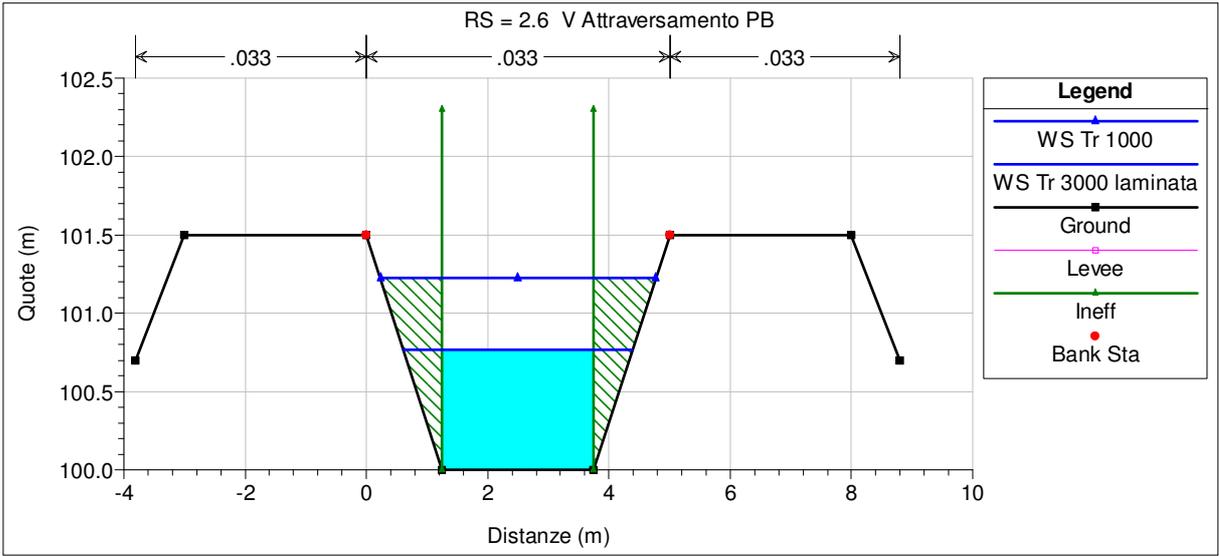


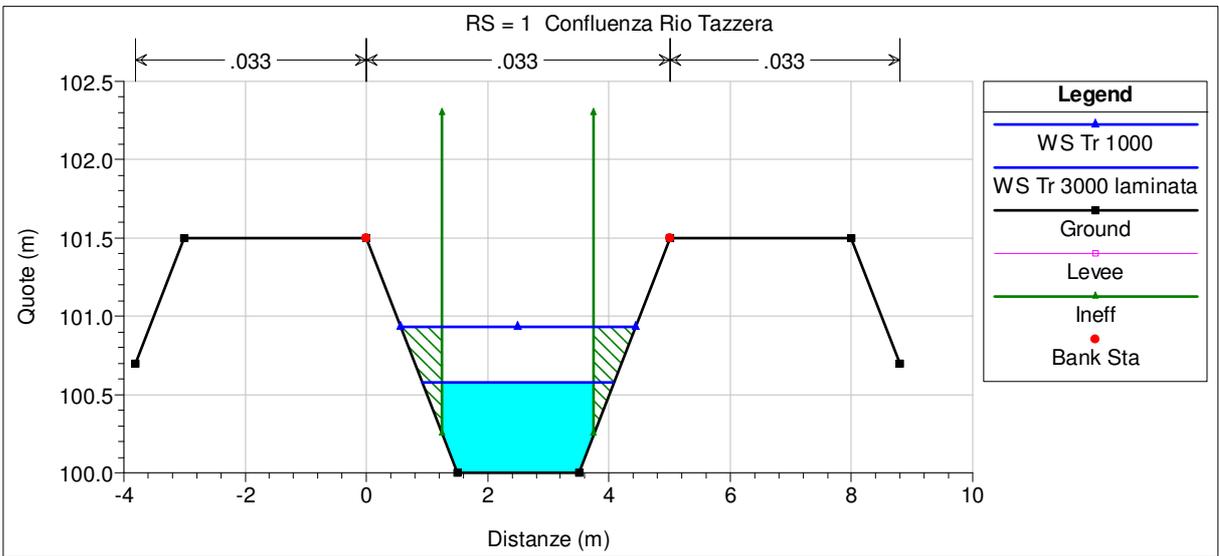
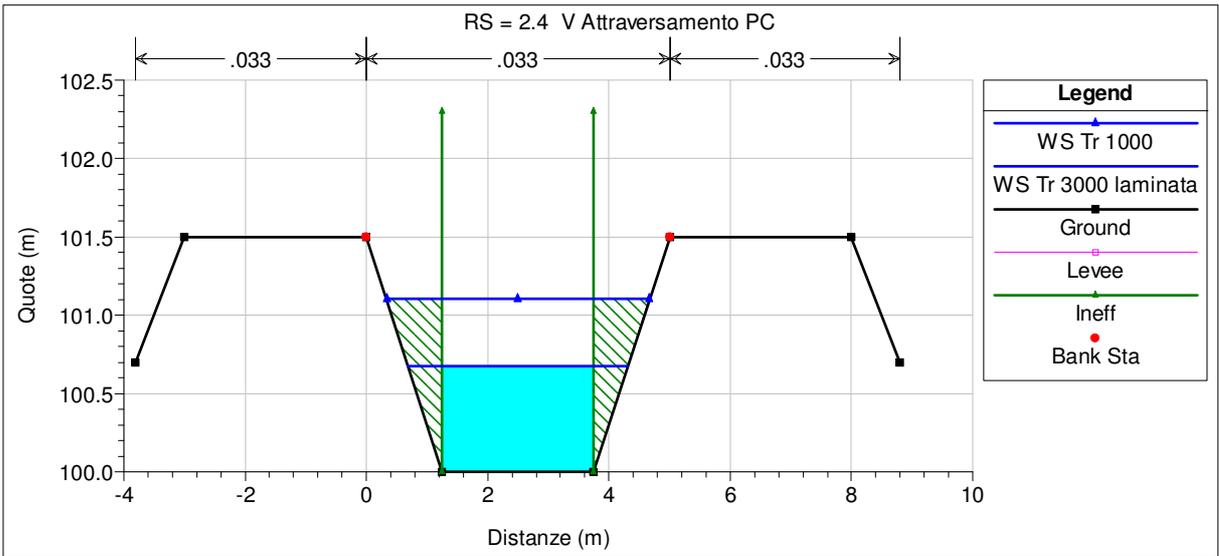












## TABELLE DI OUTPUT

MOTO PERMANENTE TR=3000anni LAMINATA										
River Sta	Q Total (mc/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (mq)	Top Width (m)	Froude # Chl
40	3.05	140.00	140.18	140.20	140.31	0.0101	1.59	1.92	10.50	1.18
39	3.05	138.84	139.02	139.04	139.15	0.0102	1.59	1.92	10.50	1.18
38	3.05	137.79	138.49	138.58	138.97	0.0212	3.08	0.99	2.41	1.21
37.6	3.05	137.40	137.88	138.15	138.79	0.0511	4.21	0.72	2.30	1.94
37.4	3.05	137.06	137.53	137.81	138.49	0.0563	4.34	0.70	2.28	2.02
37	3.05	136.67	137.17	137.46	138.18	0.0729	4.45	0.69	2.00	2.10
36	3.05	135.67	136.03	136.43	138.06	0.2912	6.32	0.48	1.71	3.80
35	3.05	134.55	135.06	135.31	135.87	0.0807	3.98	0.77	2.02	2.06
34	3.05	133.55	133.92	134.31	135.75	0.2504	5.99	0.51	1.74	3.54
33	3.05	132.43	132.94	133.19	133.73	0.0786	3.94	0.77	2.02	2.04
32	3.05	131.43	131.80	132.19	133.62	0.2480	5.97	0.51	1.74	3.52
31	3.05	130.31	130.82	131.07	131.61	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
30	3.05	129.31	129.68	130.07	131.50	0.2479	5.97	0.51	1.74	3.52
29	3.05	128.19	128.70	128.95	129.49	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
28	3.05	127.19	127.56	127.95	129.38	0.2479	5.97	0.51	1.74	3.52
27	3.05	126.07	126.58	126.83	127.37	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
26	3.05	125.07	125.44	125.83	127.26	0.2478	5.97	0.51	1.74	3.52
25	3.05	123.95	124.46	124.71	125.25	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
24	3.05	122.95	123.32	123.71	125.14	0.2479	5.97	0.51	1.74	3.52
23	3.05	121.84	122.35	122.60	123.14	0.0779	3.93	0.78	2.03	2.03
22	3.05	120.84	121.22	121.63	123.03	0.1915	5.95	0.51	1.77	3.25
21.6	3.05	120.49	120.87	121.24	122.34	0.1144	5.37	0.57	2.13	2.78
21.4	3.05	120.07	120.60	120.82	121.34	0.0366	3.81	0.80	2.39	1.67
21	3.05	119.72	120.26	120.51	121.11	0.0550	4.09	0.75	2.08	1.85
20	3.05	118.72	119.08	119.48	120.99	0.2660	6.12	0.50	1.73	3.64
19	3.05	117.60	118.11	118.36	118.91	0.0794	3.96	0.77	2.02	2.04
18	3.05	116.60	116.97	117.36	118.79	0.2489	5.98	0.51	1.74	3.53
17	3.05	115.48	115.99	116.24	116.78	0.0786	3.94	0.77	2.02	2.03
16	3.05	114.48	114.85	115.24	116.67	0.2479	5.97	0.51	1.74	3.52
15	3.05	113.36	113.87	114.12	114.66	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
14	3.05	112.36	112.73	113.12	114.55	0.2479	5.97	0.51	1.74	3.52
13	3.05	111.24	111.75	112.00	112.54	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
12	3.05	110.24	110.61	111.00	112.43	0.2479	5.97	0.51	1.74	3.52
11	3.05	109.12	109.63	109.88	110.42	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
10	3.05	108.12	108.49	108.88	110.31	0.2479	5.97	0.51	1.74	3.52
9	3.05	107.00	107.51	107.76	108.30	0.0785	3.94	0.77	2.02	2.03
8	3.05	106.30	106.51	106.83	108.20	0.1295	5.76	0.53	2.50	3.99
7.6	3.05	106.30	107.03	106.83	107.17	0.0031	1.67	1.83	2.50	0.62
7.4	3.05	106.30	106.85	106.83	107.10	0.0072	2.23	1.37	2.50	0.96
7	3.05	106.30	106.85	106.83	107.10	0.0072	2.23	1.37	2.50	0.96
6	3.05	106.30	106.86	106.86	107.09	0.0138	2.13	1.43	3.12	1.00
3.7	3.05	101.70	102.04	102.26	102.81	0.0856	3.88	0.79	2.68	2.21
3.6	3.05	101.70	102.54	102.23	102.65	0.0029	1.45	2.10	3.90	0.50
3.4	3.05	101.70	102.52	102.23	102.63	0.0032	1.49	2.04	3.86	0.53
3.3	3.05	101.70	102.26	102.26	102.52	0.0146	2.28	1.34	3.12	1.00
2.7	3.05	100.00	100.78	100.56	100.92	0.0045	1.61	1.90	3.57	0.59
2.6	3.05	100.00	100.76	100.53	100.89	0.0040	1.60	1.91	3.77	0.58
2.4	3.05	100.00	100.68	100.53	100.84	0.0060	1.80	1.69	3.63	0.70
1	3.05	100.00	100.58	100.56	100.83	0.0131	2.21	1.38	3.15	0.95

MOTO PERMANENTE TR=1000anni										
River Sta	Q Total (mc/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (mq)	Top Width (m)	Froude # Chl
40	6.80	140.00	140.30	140.35	140.54	0.0101	2.17	3.14	10.50	1.26
39	6.80	138.84	139.80	139.19	139.82	0.0002	0.68	10.05	10.50	0.22
38	6.80	137.79	139.11	139.11	139.75	0.0118	3.55	1.91	3.63	1.00
37.6	6.80	137.40	138.30	138.68	139.60	0.0322	5.06	1.35	2.99	1.70
37.4	6.80	137.06	137.90	138.34	139.38	0.0399	5.39	1.26	2.90	1.88
37	6.80	136.67	137.52	137.99	139.12	0.0537	5.60	1.21	2.70	1.99
36	6.80	135.67	136.26	136.82	138.99	0.2379	7.33	0.93	2.17	3.58
35	6.80	134.55	135.29	135.70	136.70	0.0961	5.25	1.30	2.49	2.32
34	6.80	133.55	134.16	134.70	136.58	0.2007	6.89	0.99	2.22	3.30
33	6.80	132.43	133.18	133.58	134.54	0.0916	5.16	1.32	2.50	2.27
32	6.80	131.43	132.05	132.58	134.42	0.1961	6.83	1.00	2.23	3.26
31	6.80	130.31	131.06	131.46	132.41	0.0911	5.15	1.32	2.51	2.26
30	6.80	129.31	129.93	130.46	132.30	0.1956	6.82	1.00	2.23	3.26
29	6.80	128.19	128.94	129.34	130.29	0.0911	5.14	1.32	2.51	2.26
28	6.80	127.19	127.81	128.34	130.18	0.1955	6.82	1.00	2.23	3.26
27	6.80	126.07	126.82	127.22	128.17	0.0911	5.15	1.32	2.51	2.26
26	6.80	125.07	125.69	126.22	128.06	0.1955	6.82	1.00	2.23	3.26
25	6.80	123.95	124.70	125.10	126.05	0.0911	5.15	1.32	2.51	2.26
24	6.80	122.95	123.57	124.10	125.94	0.1955	6.82	1.00	2.23	3.26
23	6.80	121.84	122.60	122.99	123.94	0.0904	5.13	1.33	2.51	2.25
22	6.80	120.84	121.56	122.32	123.83	0.0969	6.68	1.02	2.44	2.59
21.6	6.80	120.49	121.16	121.76	123.47	0.0832	6.72	1.01	2.62	2.61
21.4	6.80	120.07	120.76	121.34	122.96	0.0772	6.57	1.03	2.65	2.53
21	6.80	119.72	120.47	121.04	122.58	0.0854	6.43	1.06	2.49	2.45
20	6.80	118.72	119.27	119.87	122.45	0.2918	7.90	0.86	2.11	3.95
19	6.80	117.60	118.33	118.75	119.81	0.1028	5.38	1.26	2.46	2.40
18	6.80	116.60	117.21	117.75	119.69	0.2081	6.98	0.97	2.21	3.36
17	6.80	115.48	116.23	116.63	117.60	0.0925	5.18	1.31	2.50	2.28
16	6.80	114.48	115.10	115.63	117.48	0.1971	6.84	0.99	2.23	3.27
15	6.80	113.36	114.11	114.51	115.46	0.0912	5.15	1.32	2.51	2.26
14	6.80	112.36	112.98	113.51	115.35	0.1957	6.82	1.00	2.23	3.26
13	6.80	111.24	111.99	112.39	113.34	0.0911	5.15	1.32	2.51	2.26
12	6.80	110.24	110.86	111.39	113.23	0.1955	6.82	1.00	2.23	3.26
11	6.80	109.12	109.87	110.27	111.22	0.0911	5.15	1.32	2.51	2.26
10	6.80	108.12	108.74	109.27	111.11	0.1955	6.82	1.00	2.23	3.26
9	6.80	107.00	107.75	108.15	109.10	0.0911	5.14	1.32	2.51	2.26
8	6.80	106.30	106.71	107.21	109.00	0.0872	6.71	1.01	2.50	3.36
7.6	6.80	106.30	106.91	107.21	107.93	0.0264	4.47	1.52	2.50	1.83
7.4	6.80	106.30	107.21	107.21	107.67	0.0085	3.00	2.27	2.50	1.01
7	6.80	106.30	107.21	107.21	107.67	0.0085	3.00	2.27	2.50	1.01
6	6.80	106.30	107.01	107.20	107.65	0.0298	3.53	1.93	3.42	1.50
3.7	6.80	101.70	103.06	102.63	103.27	0.0034	2.03	3.35	4.73	0.56
3.6	6.80	101.70	103.05	102.61	103.26	0.0030	2.01	3.38	4.75	0.55
3.4	6.80	101.70	103.02	102.61	103.24	0.0032	2.06	3.31	4.70	0.57
3.3	6.80	101.70	102.63	102.63	103.09	0.0123	2.99	2.27	3.87	1.00
2.7	6.80	100.00	101.24	100.93	101.50	0.0046	2.23	3.05	4.49	0.65
2.6	6.80	100.00	101.22	100.91	101.47	0.0041	2.22	3.06	4.54	0.64
2.4	6.80	100.00	101.10	100.91	101.41	0.0058	2.47	2.75	4.34	0.75
1	6.80	100.00	100.93	100.93	101.39	0.0123	2.99	2.27	3.87	1.00

*ALLEGATO 2*

*DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA*

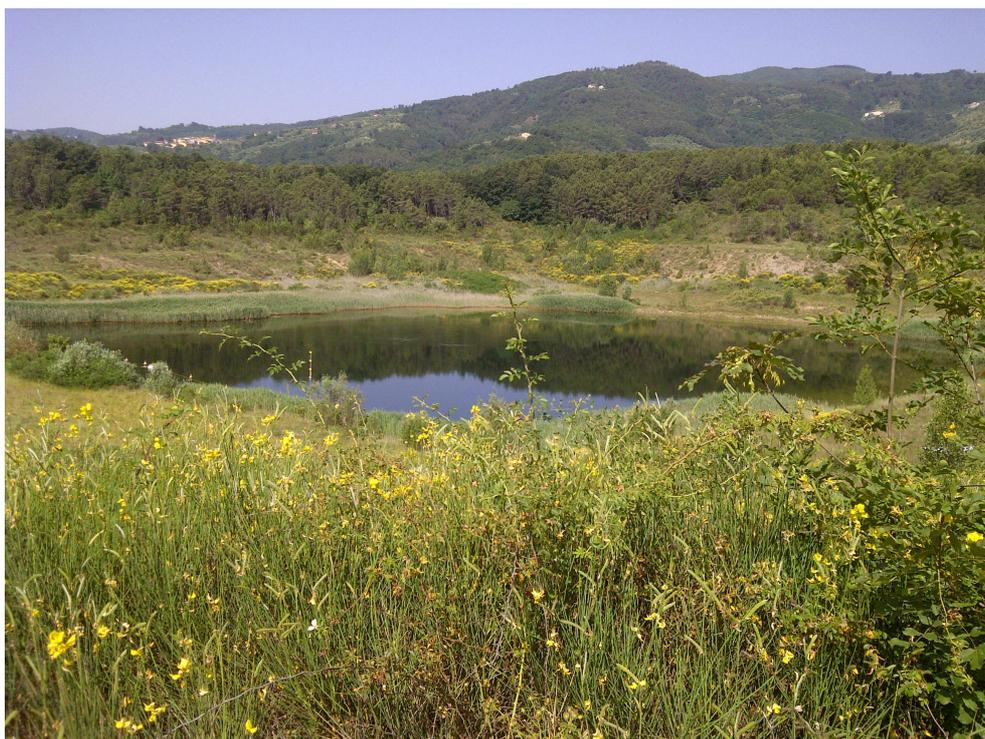


Foto 1: vista dell'invaso dal coronamento



Foto 2: vista da sponda sinistra



Foto 3: vista dell'invaso dal coronamento



Foto 4: vista del paramento di valle dal coronamento



Foto 5: vista dell'invaso da sponda destra



Foto 6: vista paramento di monte dall'interno dell'invaso



Foto 7: riferimenti altimetrici

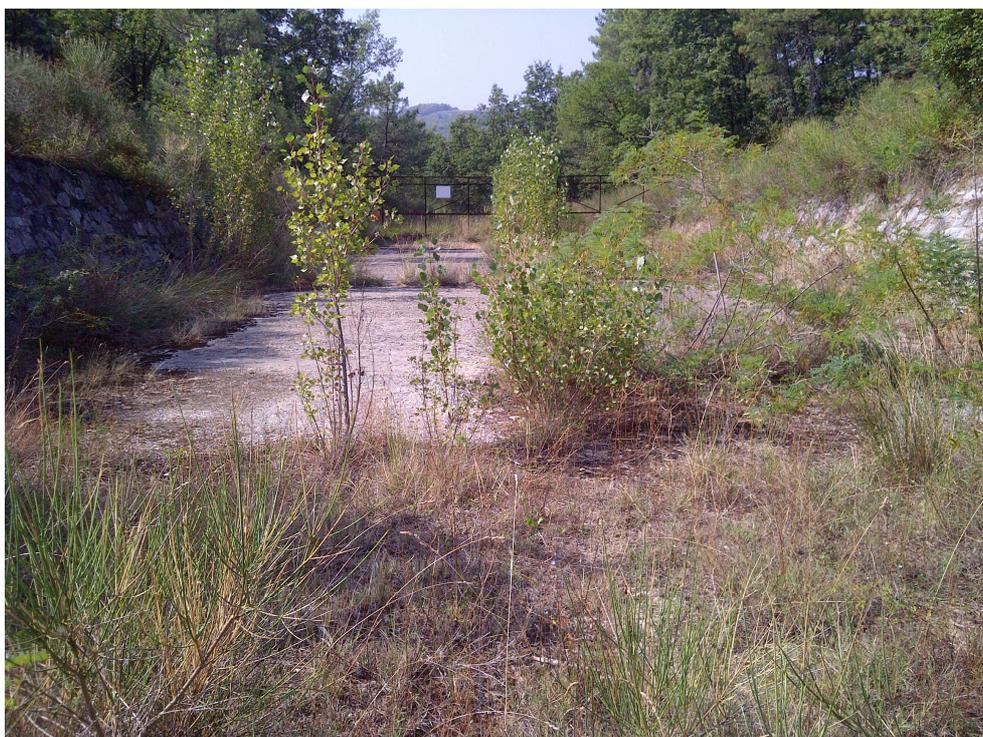


Foto 8: vista del canale scolmatore da monte verso valle



Foto 9: vista del canale scolmatore da valle verso monte



Foto 10: vista saracinesca alimentazione invaso

*ALLEGATO 3*

*MONOGRAFIA CAPISALDI*



STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
FRASSINETI  
Via L. Ballerini, 19 – 59100 PRATO

RILIEVO TOPOGRAFICO BATIMETRICO SUPERFICIE BAGNATA  
INVASO DI GELLO  
COMUNE DI PISTOIA – PROVINCIA DI PISTOIA  
OTTOBRE 2012

## MONOGRAFIA CAPOSALDO "A"

### SOLETTA CANALE DI SFIORO

CHIDO TOPOGRAFICO INFISSO IN PROSSIMITA' DELLA LINEA DI  
MEZZERIA ALL'INIZIO DELLA SOLETTA DEL CANALE DI SFIORO

#### COORDINATE GEOGRAFICHE ETRF 2000

$\varphi$ : 43°57'32,7896"

$\lambda$ : 10°52'59,4554"

$Q_{(elliss)}$ : m 193,27

#### QUOTA S.L.M.

m 147,76

*Materializzazione della quota di sfioro  
indicata dal Comune di Pistoia*





STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
FRASSINETI  
Via L. Ballerini, 19 – 59100 PRATO

RILIEVO TOPOGRAFICO BATIMETRICO SUPERFICIE BAGNATA  
INVASO DI GELLO  
COMUNE DI PISTOIA – PROVINCIA DI PISTOIA  
OTTOBRE 2012

## MONOGRAFIA CAPOSALDO "B"

### MURO CANALE DI SFIORO

CHIODO TOPOGRAFICO INFISSO IN SOMMITA' DELL'INIZIO DEL MURO  
IN SINISTRA IDRAULICA DEL CANALE DI SFIORO

#### COORDINATE GEOGRAFICHE ETRF 2000

$\varphi$ : 43°57'32,7043"

$\lambda$ : 10°52'59,7442"

$Q_{(elliss)}$ : m 195,37

#### QUOTA S.L.M.

m 149,90

*Quota riferita alla quota di sfioro di m  
147,76 indicata dal Comune di Pistoia*





STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
FRASSINETI  
Via L. Ballerini, 19 – 59100 PRATO

**RILIEVO TOPOGRAFICO BATIMETRICO SUPERFICIE BAGNATA  
INVASO DI GELLO  
COMUNE DI PISTOIA – PROVINCIA DI PISTOIA  
OTTOBRE 2012**

**MONOGRAFIA CAPOSALDO "C"**

**CHIUSINO POZZETTO ACQUEDOTTO**

CENTRO CHIUSINO CIRCOLARE POZZETTO ACQUEDOTTO  
SITUATO ALL'ESTREMITA' NORD DEL CORONAMENTO DIGA

**COORDINATE GEOGRAFICHE  
ETRF 2000**

$\varphi$ : 43°57'39,3968"

$\lambda$ : 10°53'08,4964"

$Q_{(elliss)}$ : m 195,54

**QUOTA S.L.M.**

m 150,01

*Quota riferita alla quota di sfioro di m  
147,76 indicata dal Comune di Pistoia*





STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
FRASSINETI  
Via L. Ballerini, 19 – 59100 PRATO

**RILIEVO TOPOGRAFICO BATIMETRICO SUPERFICIE BAGNATA  
INVASO DI GELLO  
COMUNE DI PISTOIA – PROVINCIA DI PISTOIA  
OTTOBRE 2012**

**MONOGRAFIA CAPOSALDO "D"**

**MANUFATTO DI MANOVRA INGRESSO INVASO**

CHIODO TOPOGRAFICO INFISSO IN PROSSIMITA' DELLO SPIGOLO EST  
SULLA SOMMITA' DEL MANUFATTO DI MANOVRA IN MURATURA

**COORDINATE GEOGRAFICHE  
ETRF 2000**

$\varphi$ :  $43^{\circ}57'43,5754''$

$\lambda$ :  $10^{\circ}53'03,3867''$

$Q_{(elliss)}$ :  $m\ 197,57$

**QUOTA S.L.M.**

$m\ 152,14$

*Quota riferita alla quota di sfioro di m  
147,76 indicata dal Comune di Pistoia*





STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
FRASSINETI  
Via L. Ballerini, 19 – 59100 PRATO

**RILIEVO TOPOGRAFICO BATIMETRICO SUPERFICIE BAGNATA  
INVASO DI GELLO  
COMUNE DI PISTOIA – PROVINCIA DI PISTOIA  
OTTOBRE 2012**

**MONOGRAFIA CAPOSALDO "E"**

**POZZETTO VALVOLE DEPOSITO**

CHIEDO TOPOGRAFICO INFISSO SULLA SOMMITA' DEL MURO DI  
SOSTEGNO DEL POZZETTO VALVOLE A SERVIZIO DEPOSITO

**COORDINATE GEOGRAFICHE  
ETRF 2000**

$\varphi$ : 43°57'36,9664"

$\lambda$ : 10°53'10,2629"

$Q_{(elliss)}$ : m 185,81

**QUOTA S.L.M.**

m 140,34

*Quota riferita alla quota di sfioro di m  
147,76 indicata dal Comune di Pistoia*





STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
FRASSINETI  
Via L. Ballerini, 19 – 59100 PRATO

**RILIEVO TOPOGRAFICO BATIMETRICO SUPERFICIE BAGNATA  
INVASO DI GELLO  
COMUNE DI PISTOIA – PROVINCIA DI PISTOIA  
OTTOBRE 2012**

**MONOGRAFIA CAPOSALDO "F"**

**MANUFATTO VALVOLE DI SCARICO INVASO**

CENTRO CADITOIA IN CLS SITUATA IN PROSSIMITA' DEL MANUFATTO  
UTILIZZATO PER L'ALLOGGIAMENTO DELLE VALVOLE DI SCARICO INVASO

**COORDINATE GEOGRAFICHE  
ETRF 2000**

$\varphi$ : 43°57'31,7527"  
 $\lambda$ : 10°53'07,3260"  
 $Q_{(elliss)}$ : m 164,78

**QUOTA S.L.M.**

m 119,31

*Quota riferita alla quota di sfioro di m  
147,76 indicata dal Comune di Pistoia*





STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
FRASSINETI  
Via L. Ballerini, 19 – 59100 PRATO

**RILIEVO TOPOGRAFICO BATIMETRICO SUPERFICIE BAGNATA  
INVASO DI GELLO  
COMUNE DI PISTOIA – PROVINCIA DI PISTOIA  
OTTOBRE 2012**

**MONOGRAFIA CAPOSALDO "G"**

**CENTRALE DI POTABILIZZAZIONE**

CHIODO TOPOGRAFICO INFISSO IN PROSSIMITA' DELLO SPIGOLO S/E DEL  
MARCIAPIEDE DELLA CENTRALE DI POTABILIZZAZIONE DI GELLO

**COORDINATE GEOGRAFICHE  
ETRF 2000**

$\varphi$ : 43°57'29,1890"

$\lambda$ : 10°53'17,1640"

$Q_{(elliss)}$ : m 177,18

**QUOTA S.L.M.**

m 131,71

*Quota riferita alla quota di sfioro di m  
147,76 indicata dal Comune di Pistoia*



*ALLEGATO 4*

*VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO AL PIEDE  
DEL PARAMENTO DI VALLE*



## Sommario

1	Premessa .....	3
2	Normative di riferimento.....	3
3	Calcolo della spinta sul muro .....	4
3.1	Valori caratteristici e valori di calcolo .....	4
3.2	Metodo di Culmann.....	4
3.3	Spinta in presenza di sisma .....	4
3.4	Verifica a ribaltamento .....	5
3.5	Verifica a scorrimento .....	5
3.6	Verifica al carico limite .....	6
3.7	Verifica alla stabilità globale.....	7
4	Normativa .....	9
5	Caratteristiche della verifica in condizioni drenate.....	10
5.1	Impostazioni di analisi.....	14
5.2	Analisi della spinta e verifiche .....	16
6	Caratteristiche della verifica in condizioni non drenate.....	49
6.1	Impostazioni di analisi.....	53
6.2	Analisi della spinta e verifiche .....	54
7	Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2).....	88

## 1 Premessa

Il presente elaborato è di verifica del muro in massi ciclopici posto al piede del paramento di valla al fine di definire univocamente l'altezza dell'invaso.

Il muro sarà realizzato con due ordini di gradoni e l'altezza fuori terra sarà di soli 1.66m.

Il muro sarà interrato nella parte esterna per circa 40cm e sarà appoggiato su una soletta di magrone di 20cm.largha 3m. In testa la larghezza del muro sarà di 1m mentre nel secondo ordine di 2m.

I dati geotecnici sono desunti dalle caratteristiche dei terreni relative alle prove condotte per la verifica di stabilità del corpo diga.

Saranno eseguite verifiche considerando sia le condizioni drenate che non drenate.

## 2 Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno

- Verifica a ribaltamento

- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa

- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)

- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

### 3 Calcolo della spinta sul muro

#### 3.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

#### 3.2 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

#### 3.3 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{\text{sat}}-\gamma_w)) \cdot (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ . Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

### 3.4 Verifica a ribaltamento

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

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

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza

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

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

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

### 3.5 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento

$F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

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

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

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

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

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

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

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

### 3.6 Verifica al carico limite

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

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

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c1} c + q N_q d_{q1} i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma1} i_\gamma$$

In questa espressione

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

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

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

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

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

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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

#### Fattori di profondità

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

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

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

#### Fattori di inclinazione

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

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

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

### 3.7 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

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

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum^n_i \left( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum^n_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $h_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $h_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

## 4 Normativa

### N.T.C. 2008 - Approccio 1

#### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_\gamma$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30	1.50	1.50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

#### FONDAZIONE SUPERFICIALE

##### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

## 5 Caratteristiche della verifica in condizioni drenate

Descrizione

**Muro a gradoni in pietrame**

### Descrizione dei gradoni

#### *Simbologia adottata*

Nr.	numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)
Bs	base superiore del gradone espressa in [m]
Bi	base inferiore del gradone espressa in [m]
Hg	altezza del gradone espressa in [m]
$\alpha_e$	inclinazione esterna del gradone espressa in [°]
$\alpha_i$	inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	$\alpha_e$	$\alpha_i$
1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
2	2.00	2.00	1.00	0.00	0.00

Altezza del paramento 2.00 [m]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.50 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.00 [m]
Spessore magrone	0.20 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Pietrame*

Peso specifico	2600.0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	78454 [kPa]
Angolo di attrito interno $\phi_p$	45.00 [°]
Resistenza a taglio $\tau_p$	0 [kPa]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

#### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	32.01	7.53	13.24
2	34.65	7.53	0.00

### Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00 [°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.34 [m]

### Descrizione terreni

#### *Simbologia adottata*

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]

$C_a$  Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$C_a$
Terreno 1	2140	2161	24.50	16.33	11.8	5.9
Terreno 2	2310	2337	24.80	16.53	22.3	11.2

## Stratigrafia

### Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1.66	0.00	0.98	0.00	Terreno 1
2	2.00	0.00	3.31	0.00	Terreno 2

## Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
$F_x$	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
$F_y$	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
$X_i$	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
$X_f$	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
$Q_i$	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
$Q_f$	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

### Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=32.01$	$X_f=34.65$	$Q_i=2000.00$	$Q_f=2000.00$
---	---------	-------------	-------------	---------------	---------------



## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\psi$	Coefficiente di combinazione della condizione

### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
 ALLEGATO 4 VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO AL PIEDE DEL PARAMENTO DI VALLE

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
 ALLEGATO 4 VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO AL PIEDE DEL PARAMENTO DI VALLE

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

## 5.1 Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

### **Impostazioni avanzate**

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

### *Simbologia adottata*

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS<sub>SCO</sub></i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
 ALLEGATO 4 VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO AL PIEDE DEL PARAMENTO DI VALLE

$CS_{RIB}$  Coeff. di sicurezza al ribaltamento  
 $CS_{QLIM}$  Coeff. di sicurezza a carico limite  
 $CS_{STAB}$  Coeff. di sicurezza a stabilità globale

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b><math>CS_{sco}</math></b>	<b><math>CS_{rib}</math></b>	<b><math>CS_{qlim}</math></b>	<b><math>CS_{stab}</math></b>
1	A1-M1 - [1]	--	44.21	--	16.03	--
2	A1-M1 - [1]	--	50.87	--	12.42	--
3	A1-M1 - [1]	--	46.42	--	14.00	--
4	A1-M1 - [1]	--	48.66	--	13.94	--
5	A2-M2 - [1]	--	30.14	--	8.88	--
6	EQU - [1]	--	--	110.54	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3.16
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.06	--	9.13	--
9	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.99	--	11.26	--
10	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.31	--	4.56	--
11	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.34	--	5.72	--
12	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.57	--	--
13	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	6.78	--	--
14	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.88
15	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.00
16	SLER - [1]	--	1296.92	--	16.53	--
17	SLEF - [1]	--	1296.92	--	16.53	--
18	SLEQ - [1]	--	1296.92	--	16.53	--
19	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	4.06	--	12.24	--
20	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	4.00	--	13.86	--
21	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	4.06	--	12.24	--
22	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	4.00	--	13.86	--
23	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	4.06	--	12.24	--
24	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	4.00	--	13.86	--

## 5.2 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :  
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)  
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte  
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

### Tipo di analisi

Superficie di spinta limitata	Distanza dalla testa del muro 100.00[m]
Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

### Sisma

#### Identificazione del sito

Latitudine	43.932155
Longitudine	10.918523
Comune	Pistoia
Provincia	Pistoia
Regione	Toscana

Punti di interpolazione del reticolo 19166 - 19165 - 19387 - 19388

#### Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso pericolose	IV - Opere strategiche ed industrie molto
Vita di riferimento	100 anni

#### Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g$	2.17 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.19
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 26.24$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 13.12$

#### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g$	1.13 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.77$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.88$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	20.00 [m]

Peso muro 7800.00 [kg]  
 Baricentro del muro X=-0.50 Y=-1.17

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 1.00 Y = -2.00  
 Punto superiore superficie di spinta X = 1.00 Y = 0.24  
 Altezza della superficie di spinta 2.24 [m]  
 Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale) 0.00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

**Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole**

Valore della spinta statica 162.82 [kg]  
 Componente orizzontale della spinta statica 156.25 [kg]  
 Componente verticale della spinta statica 45.79 [kg]  
 Punto d'applicazione della spinta X = 1.00 [m] Y = -1.48 [m]  
 Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 16.33 [°]  
 Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 58.71 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 3490.61 [kg]  
 Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 0.59 [m] Y = -0.78 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 156.25 [kg]  
 Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 11729.09 [kg]  
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 11729.09 [kg]  
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 156.25 [kg]  
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione -0.28 [m]  
 Lunghezza fondazione reagente 3.00 [m]  
 Risultante in fondazione 11730.14 [kg]  
 Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 0.76 [°]  
 Momento rispetto al baricentro della fondazione -3304.16 [kgm]  
 Carico ultimo della fondazione 187976.57 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 3.00 [m]  
 Tensione terreno allo spigolo di valle 16.74 [kPa]  
 Tensione terreno allo spigolo di monte 59.94 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

**Coeff. capacità portante**  $N_c = 20.43$   $N_q = 10.44$   $N_\gamma = 6.54$   
**Fattori forma**  $s_c = 1.00$   $s_q = 1.00$   $s_\gamma = 1.00$   
**Fattori inclinazione**  $i_c = 0.98$   $i_q = 0.98$   $i_\gamma = 0.94$   
**Fattori profondità**  $d_c = 1.04$   $d_q = 1.02$   $d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 20.80$   $N'_q = 10.45$   $N'_\gamma = 6.25$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 44.21  
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 16.03

## Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4073	-1111	0	27.29	4	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4593	-1111	0	24.20	6	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	5113	-1111	0	21.74	9	--	--	33775.79	--
15	1.30	200.00	5634	-1112	3	19.74	11	--	--	1857.15	--
16	1.40	200.00	6157	-1115	14	18.10	14	--	--	433.34	--
17	1.50	200.00	6684	-1119	37	16.74	16	--	--	182.47	--
18	1.60	200.00	7213	-1123	70	15.57	19	--	--	102.53	--
19	1.70	200.00	7745	-1126	111	14.54	21	--	--	69.74	--
20	1.80	200.00	8272	-1121	135	13.55	24	--	--	61.42	--
21	1.90	200.00	8793	-1108	136	12.60	27	--	--	64.63	--
22	2.00	200.00	9313	-1094	136	11.75	30	--	--	68.45	--

### COMBINAZIONE n° 2

#### Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	162.82	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	156.25	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	45.79	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.71	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4537.79	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	156.25	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15234.09	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15234.09	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	156.25	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	15234.89	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.59	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-4299.08	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	189206.34	[kg]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	21.69	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	77.91	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.99$	$i_q = 0.99$	$i_\gamma = 0.95$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 20.88$	$N'_q = 10.49$	$N'_\gamma = 6.35$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	50.87
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	12.42

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	338	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	676	0	0	0.00	7	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	1014	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1352	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1690	0	0	0.00	17	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	2028	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	2366	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2704	0	0	0.00	27	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	3042	0	0	0.00	30	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	3380	0	0	0.00	33	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4853	-1111	0	22.90	7	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	5529	-1111	0	20.10	11	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	6205	-1111	0	17.91	14	--	--40989.61	--	--
15	1.30	200.00	6882	-1112	3	16.16	17	--	--	2268.56	--
16	1.40	200.00	7561	-1115	14	14.74	21	--	--	532.16	--
17	1.50	200.00	8244	-1119	37	13.57	24	--	--	225.06	--
18	1.60	200.00	8929	-1123	70	12.58	27	--	--	126.92	--
19	1.70	200.00	9617	-1126	111	11.71	31	--	--	86.60	--
20	1.80	200.00	10300	-1121	135	10.88	34	--	--	76.48	--
21	1.90	200.00	10977	-1108	136	10.09	38	--	--	80.68	--
22	2.00	200.00	11653	-1094	136	9.39	41	--	--	85.65	--

COMBINAZIONE n° 3

**Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole**

Valore della spinta statica	162.82	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	156.25	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	45.79	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.71	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4537.79	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	156.25	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12894.09	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12894.09	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	156.25	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.33	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	12895.03	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.69	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-4299.08	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	180488.77	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	14.04	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	70.26	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.98$	$i_q = 0.98$	$i_\gamma = 0.94$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 20.83$	$N'_q = 10.46$	$N'_\gamma = 6.29$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	46.42
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	14.00

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 3

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4073	-1111	0	27.29	4	--	--	99.90	--

13	1.10	200.00	4593	-1111	0	24.20	6	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	5113	-1111	0	21.74	9	--	--	33775.79	--
15	1.30	200.00	5634	-1112	3	19.74	11	--	--	1857.15	--
16	1.40	200.00	6157	-1115	14	18.10	14	--	--	433.34	--
17	1.50	200.00	6684	-1119	37	16.74	16	--	--	182.47	--
18	1.60	200.00	7213	-1123	70	15.57	19	--	--	102.53	--
19	1.70	200.00	7745	-1126	111	14.54	21	--	--	69.74	--
20	1.80	200.00	8272	-1121	135	13.55	24	--	--	61.42	--
21	1.90	200.00	8793	-1108	136	12.60	27	--	--	64.63	--
22	2.00	200.00	9313	-1094	136	11.75	30	--	--	68.45	--

**COMBINAZIONE n° 4**

**Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole**

Valore della spinta statica	162.82	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	156.25	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	45.79	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.71	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	156.25	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14069.09	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	14069.09	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	156.25	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.23	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	14069.96	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.64	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3304.16	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	196186.14	[kg]

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	24.39	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	67.59	[kPa]

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.99$	$i_q = 0.99$	$i_\gamma = 0.95$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 20.86$	$N'_q = 10.48$	$N'_\gamma = 6.32$
----------------	----------------	--------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	48.66
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	13.94

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 4**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]

Ms momento stabilizzante [kgm]  
 Mr momento ribaltante [kgm]  
 Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento  
 Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	338	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	676	0	0	0.00	7	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	1014	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1352	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1690	0	0	0.00	17	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	2028	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	2366	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2704	0	0	0.00	27	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	3042	0	0	0.00	30	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	3380	0	0	0.00	33	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4853	-1111	0	22.90	7	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	5529	-1111	0	20.10	11	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	6205	-1111	0	17.91	14	--	--	40989.61	--
15	1.30	200.00	6882	-1112	3	16.16	17	--	--	2268.56	--
16	1.40	200.00	7561	-1115	14	14.74	21	--	--	532.16	--
17	1.50	200.00	8244	-1119	37	13.57	24	--	--	225.06	--
18	1.60	200.00	8929	-1123	70	12.58	27	--	--	126.92	--
19	1.70	200.00	9617	-1126	111	11.71	31	--	--	86.60	--
20	1.80	200.00	10300	-1121	135	10.88	34	--	--	76.48	--
21	1.90	200.00	10977	-1108	136	10.09	38	--	--	80.68	--
22	2.00	200.00	11653	-1094	136	9.39	41	--	--	85.65	--

**COMBINAZIONE n° 5**

Valore della spinta statica	188.28	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	183.31	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	42.98	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13.19	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56.26	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	183.31	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11726.28	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11726.28	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	183.31	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11727.71	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.90	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3282.58	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	104122.58	[kg]

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.87	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.79	[kPa]

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 15.11$	$N_q = 6.58$	$N_\gamma = 3.02$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.98$	$i_q = 0.98$	$i_\gamma = 0.91$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.03$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 15.29$$

$$N'_q = 6.56$$

$$N'_\gamma = 2.80$$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	30.14
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.88

### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

#### Combinazione n° 5

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sfuerzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sfuerzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--276998.39	--	--
14	1.20	200.00	4773	-855	1	17.92	11	--	-- 4686.41	--	--
15	1.30	200.00	5295	-856	8	16.17	13	--	-- 676.48	--	--
16	1.40	200.00	5819	-859	25	14.76	16	--	-- 234.21	--	--
17	1.50	200.00	6345	-862	53	13.58	18	--	-- 120.58	--	--
18	1.60	200.00	6874	-863	91	12.56	21	--	-- 75.47	--	--
19	1.70	200.00	7405	-863	136	11.65	24	--	-- 54.51	--	--
20	1.80	200.00	7931	-853	161	10.76	26	--	-- 49.17	--	--
21	1.90	200.00	8451	-838	163	9.91	29	--	-- 51.93	--	--
22	2.00	200.00	8971	-821	163	9.15	32	--	-- 55.13	--	--

#### COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	325.87	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	317.26	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	74.45	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13.21	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.64	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3141.55	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	317.26	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10589.42	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	171.71	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	18980.57	[kgm]
Sfuerzo normale sul piano di posa della fondazione	10589.42	[kg]

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	317.26	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	10594.17	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	1.72	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2924.72	[kgm]

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 110.54

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

Combinazione n° 6

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	--	--	--	--	--	0	0	--	0.00
2	0.10	100.00	--	--	--	--	--	117	0	--	99.90
3	0.20	100.00	--	--	--	--	--	234	0	--	99.90
4	0.30	100.00	--	--	--	--	--	351	0	--	99.90
5	0.40	100.00	--	--	--	--	--	468	0	--	99.90
6	0.50	100.00	--	--	--	--	--	585	0	--	99.90
7	0.60	100.00	--	--	--	--	--	702	0	--	99.90
8	0.70	100.00	--	--	--	--	--	819	0	--	99.90
9	0.80	100.00	--	--	--	--	--	936	0	--	99.90
10	0.90	100.00	--	--	--	--	--	1053	0	--	99.90
11	1.00	100.00	--	--	--	--	--	1170	0	--	99.90
12	1.00	200.00	--	--	--	--	--	4527	0	--	99.90
13	1.10	200.00	--	--	--	--	--	4995	0	--	80592.45
14	1.20	200.00	--	--	--	--	--	5467	1	--	8381.70
15	1.30	200.00	--	--	--	--	--	5942	3	--	2153.63
16	1.40	200.00	--	--	--	--	--	6422	8	--	849.91
17	1.50	200.00	--	--	--	--	--	6905	16	--	425.41
18	1.60	200.00	--	--	--	--	--	7393	30	--	246.56
19	1.70	200.00	--	--	--	--	--	7883	50	--	158.21
20	1.80	200.00	--	--	--	--	--	8364	75	--	111.68
21	1.90	200.00	--	--	--	--	--	8833	102	--	86.99
22	2.00	200.00	--	--	--	--	--	9302	128	--	72.44

**Stabilità globale muro + terreno**

Combinazione n° 7

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico  
Coordinate del centro X[m]= -0.85 Y[m]= 1.91  
Raggio del cerchio R[m]= 4.32  
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3.30  
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.34  
Larghezza della striscia dx[m]= 0.27  
Coefficiente di sicurezza C= 3.16  
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	182.23	69.33	170.50	0.75	20.03	9	0
2	484.62	61.32	425.16	0.55	20.03	9	0
3	693.25	54.61	565.18	0.46	20.03	9	0
4	850.44	48.90	640.83	0.40	20.03	9	0
5	973.73	43.78	673.74	0.37	20.03	9	0
6	1071.80	39.08	675.64	0.34	20.03	9	0
7	1150.48	34.67	654.48	0.32	20.14	13	0
8	1217.85	30.49	617.93	0.31	20.29	18	0
9	1270.88	26.48	566.72	0.30	20.29	18	0
10	1309.88	22.61	503.61	0.29	20.29	18	0
11	1372.03	18.85	443.19	0.28	20.29	18	0
12	1460.94	15.16	382.15	0.28	20.29	18	0
13	1514.23	11.54	303.05	0.27	20.29	18	0
14	1596.74	7.97	221.46	0.27	20.29	18	0
15	1613.69	4.43	124.67	0.27	20.29	18	0
16	1620.97	0.91	25.65	0.27	20.29	18	0
17	1156.90	-2.61	-52.77	0.27	20.29	18	0
18	920.14	-6.15	-98.50	0.27	20.29	18	0
19	520.90	-9.70	-87.76	0.27	20.29	18	0
20	390.77	-13.29	-89.85	0.27	20.29	18	0
21	346.73	-16.94	-101.03	0.28	20.29	18	0
22	291.22	-20.66	-102.75	0.28	20.29	18	0
23	223.44	-24.47	-92.56	0.29	20.29	18	0
24	142.33	-28.41	-67.71	0.30	20.29	18	0
25	46.42	-32.49	-24.94	0.31	20.29	18	0

$\Sigma W_i = 22422.61$  [kg]  
 $\Sigma W_i \sin\alpha_i = 6276.09$  [kg]  
 $\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 7403.48$  [kg]  
 $\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 12404.13$  [kg]

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[ $^{\circ}$ ]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[ $^{\circ}$ ]		
Incremento sismico della spinta	534.74	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.27	[ $^{\circ}$ ]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	457.99	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3584.32	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	13316.64	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	13316.64	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3584.32	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	13790.59	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.06	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-998.88	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	121621.86	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	37.00	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	50.06	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.69$	$i_q = 0.69$	$i_\gamma = 0.15$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 14.67$	$N'_q = 7.37$	$N'_\gamma = 1.03$
----------------	---------------	--------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.06
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	9.13

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 8

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--

13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4773	-350	955	7.33	18	--	--	5.00	--
15	1.30	200.00	5293	-248	1092	4.68	22	--	--	4.85	--
16	1.40	200.00	5813	-132	1228	2.27	27	--	--	4.73	--
17	1.50	200.00	6333	-2	1365	0.03	31	--	--	4.64	--
18	1.60	200.00	6853	141	1501	2.06	36	--	--	4.57	--
19	1.70	200.00	7412	261	1772	3.53	40	--	--	4.18	--
20	1.80	200.00	8014	380	2186	4.74	45	--	--	3.67	--
21	1.90	200.00	8539	602	2340	7.05	51	--	--	3.65	--
22	2.00	200.00	9059	843	2476	9.30	57	--	--	3.66	--

**COMBINAZIONE n° 9**

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		

Incremento sismico della spinta	181.33	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.02	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-457.99	[kg]		

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3245.17	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10254.46	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10254.46	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3245.17	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	10755.70	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.56	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	18.14	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	115432.28	[kg]		

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	33.64	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	33.40	[kPa]		

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.65$	$i_q = 0.65$	$i_\gamma = 0.09$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 13.70$	$N'_q = 6.88$	$N'_\gamma = 0.57$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	11.26

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

**Combinazione n° 9**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--
13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4773	-350	955	7.33	18	--	--	5.00	--
15	1.30	200.00	5293	-248	1092	4.68	22	--	--	4.85	--
16	1.40	200.00	5813	-132	1228	2.27	27	--	--	4.73	--
17	1.50	200.00	6333	-2	1365	0.03	31	--	--	4.64	--
18	1.60	200.00	6853	141	1501	2.06	36	--	--	4.57	--
19	1.70	200.00	7387	285	1686	3.85	40	--	--	4.38	--
20	1.80	200.00	7937	437	1923	5.50	45	--	--	4.13	--
21	1.90	200.00	8459	634	2066	7.50	51	--	--	4.09	--
22	2.00	200.00	8979	848	2202	9.44	56	--	--	4.08	--

**COMBINAZIONE n° 10**

Valore della spinta statica	188.28	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	183.31	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	42.98	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13.19	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56.26	[°]		
Incremento sismico della spinta	1311.50	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	44.76	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	457.99	[kg]		

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4526.04	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	13507.03	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	13507.03	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4526.04	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.05	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]

Risultante in fondazione	14245.17	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.53	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-701.98	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	61642.16	[kg]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	39.56	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	48.74	[kPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 15.11$	$N_q = 6.58$	$N_\gamma = 3.02$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.63$	$i_q = 0.63$	$i_\gamma = 0.01$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.03$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 9.84$	$N'_q = 4.22$	$N'_\gamma = 0.02$
---------------	---------------	--------------------

#### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.56

#### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

##### Combinazione n° 10

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--
13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4775	-352	963	7.36	18	--	--	4.96	--
15	1.30	200.00	5306	-258	1149	4.86	22	--	--	4.62	--
16	1.40	200.00	5855	-160	1409	2.73	26	--	--	4.16	--
17	1.50	200.00	6423	-50	1747	0.78	31	--	--	3.68	--
18	1.60	200.00	7008	79	2163	1.13	36	--	--	3.24	--
19	1.70	200.00	7604	242	2625	3.19	41	--	--	2.90	--
20	1.80	200.00	8168	479	2946	5.87	47	--	--	2.77	--
21	1.90	200.00	8690	779	3093	8.97	54	--	--	2.81	--
22	2.00	200.00	9210	1095	3230	11.89	61	--	--	2.85	--

##### COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	188.28	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	183.31	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	42.98	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13.19	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56.26	[°]		
Incremento sismico della spinta	650.71	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	45.39	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-457.99	[kg]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3882.68	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10393.41	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10393.41	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3882.68	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	11094.96	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.48	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	178.37	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	59489.36	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	35.14	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	32.81	[kPa]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 15.11$	$N_q = 6.58$	$N_\gamma = 3.02$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.60$	$i_q = 0.60$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.03$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 9.31$	$N'_q = 3.99$	$N'_\gamma = 0.00$

#### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.34
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.72

#### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

##### Combinazione n° 11

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--
13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4774	-351	959	7.35	18	--	--	4.98	--
15	1.30	200.00	5300	-254	1123	4.78	22	--	--	4.72	--
16	1.40	200.00	5837	-147	1329	2.53	26	--	--	4.39	--
17	1.50	200.00	6383	-29	1578	0.45	31	--	--	4.05	--
18	1.60	200.00	6939	107	1870	1.54	36	--	--	3.71	--
19	1.70	200.00	7502	267	2188	3.56	41	--	--	3.43	--
20	1.80	200.00	8046	475	2427	5.90	46	--	--	3.32	--
21	1.90	200.00	8567	723	2569	8.44	53	--	--	3.33	--
22	2.00	200.00	9087	987	2706	10.86	59	--	--	3.36	--

#### COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	188.28	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	183.31	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	42.98	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13.19	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56.26	[°]		
Incremento sismico della spinta	650.71	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	45.39	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-457.99	[kg]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3882.68	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10393.41	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	6004.13	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	21415.87	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10393.41	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3882.68	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.02	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11094.96	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.48	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	178.37	[kgm]

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.57
--	------

#### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

#### Combinazione n° 12

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	--	--	--	--	--	0	0	--	0.00
2	0.10	100.00	--	--	--	--	--	130	3	--	38.11
3	0.20	100.00	--	--	--	--	--	260	14	--	19.05
4	0.30	100.00	--	--	--	--	--	390	31	--	12.70
5	0.40	100.00	--	--	--	--	--	520	55	--	9.53
6	0.50	100.00	--	--	--	--	--	650	85	--	7.62
7	0.60	100.00	--	--	--	--	--	780	123	--	6.35
8	0.70	100.00	--	--	--	--	--	910	167	--	5.44
9	0.80	100.00	--	--	--	--	--	1040	218	--	4.76
10	0.90	100.00	--	--	--	--	--	1170	276	--	4.23
11	1.00	100.00	--	--	--	--	--	1300	341	--	3.81
12	1.00	200.00	--	--	--	--	--	4588	341	--	13.45
13	1.10	200.00	--	--	--	--	--	5108	416	--	12.27
14	1.20	200.00	--	--	--	--	--	5628	505	--	11.14
15	1.30	200.00	--	--	--	--	--	6151	609	--	10.10
16	1.40	200.00	--	--	--	--	--	6677	731	--	9.13
17	1.50	200.00	--	--	--	--	--	7206	876	--	8.23
18	1.60	200.00	--	--	--	--	--	7740	1048	--	7.38
19	1.70	200.00	--	--	--	--	--	8276	1251	--	6.62
20	1.80	200.00	--	--	--	--	--	8805	1483	--	5.94
21	1.90	200.00	--	--	--	--	--	9325	1733	--	5.38
22	2.00	200.00	--	--	--	--	--	9845	1997	--	4.93

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	188.28	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	183.31	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	42.98	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13.19	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56.26	[°]		
Incremento sismico della spinta	1311.50	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.46	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	44.76	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	457.99	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4526.04	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	13507.03	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	3627.46	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	24589.99	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	13507.03	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4526.04	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.05	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]

Risultante in fondazione	14245.17	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.53	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-701.98	[kgm]

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	6.78
--	------

### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

#### Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	--	--	--	--	--	0	0	--	0.00
2	0.10	100.00	--	--	--	--	--	130	3	--	38.11
3	0.20	100.00	--	--	--	--	--	260	14	--	19.05
4	0.30	100.00	--	--	--	--	--	390	31	--	12.70
5	0.40	100.00	--	--	--	--	--	520	55	--	9.53
6	0.50	100.00	--	--	--	--	--	650	85	--	7.62
7	0.60	100.00	--	--	--	--	--	780	123	--	6.35
8	0.70	100.00	--	--	--	--	--	910	167	--	5.44
9	0.80	100.00	--	--	--	--	--	1040	218	--	4.76
10	0.90	100.00	--	--	--	--	--	1170	276	--	4.23
11	1.00	100.00	--	--	--	--	--	1300	341	--	3.81
12	1.00	200.00	--	--	--	--	--	4588	341	--	13.45
13	1.10	200.00	--	--	--	--	--	5108	416	--	12.27
14	1.20	200.00	--	--	--	--	--	5628	505	--	11.14
15	1.30	200.00	--	--	--	--	--	6151	610	--	10.08
16	1.40	200.00	--	--	--	--	--	6677	737	--	9.05
17	1.50	200.00	--	--	--	--	--	7206	894	--	8.06
18	1.60	200.00	--	--	--	--	--	7740	1089	--	7.10
19	1.70	200.00	--	--	--	--	--	8276	1329	--	6.23
20	1.80	200.00	--	--	--	--	--	8805	1609	--	5.47
21	1.90	200.00	--	--	--	--	--	9325	1912	--	4.88
22	2.00	200.00	--	--	--	--	--	9845	2228	--	4.42

### Stabilità globale muro + terreno

#### Combinazione n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

#### Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

#### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.85 Y[m]= 1.91

Raggio del cerchio R[m]= 4.32

Ascissa a valle del cerchio  $X_i[m] = -3.30$   
 Ascissa a monte del cerchio  $X_s[m] = 3.34$   
 Larghezza della striscia  $dx[m] = 0.27$   
 Coefficiente di sicurezza  $C = 1.88$   
 Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	182.23	69.33	170.50	0.75	20.03	9	0
2	484.62	61.32	425.16	0.55	20.03	9	0
3	693.25	54.61	565.18	0.46	20.03	9	0
4	850.44	48.90	640.83	0.40	20.03	9	0
5	973.73	43.78	673.74	0.37	20.03	9	0
6	1071.80	39.08	675.64	0.34	20.03	9	0
7	1150.48	34.67	654.48	0.32	20.14	13	0
8	1217.85	30.49	617.93	0.31	20.29	18	0
9	1270.88	26.48	566.72	0.30	20.29	18	0
10	1309.88	22.61	503.61	0.29	20.29	18	0
11	1372.03	18.85	443.19	0.28	20.29	18	0
12	1460.94	15.16	382.15	0.28	20.29	18	0
13	1514.23	11.54	303.05	0.27	20.29	18	0
14	1596.74	7.97	221.46	0.27	20.29	18	0
15	1613.69	4.43	124.67	0.27	20.29	18	0
16	1620.97	0.91	25.65	0.27	20.29	18	0
17	1156.90	-2.61	-52.77	0.27	20.29	18	0
18	920.14	-6.15	-98.50	0.27	20.29	18	0
19	520.90	-9.70	-87.76	0.27	20.29	18	0
20	390.77	-13.29	-89.85	0.27	20.29	18	0
21	346.73	-16.94	-101.03	0.28	20.29	18	0
22	291.22	-20.66	-102.75	0.28	20.29	18	0
23	223.44	-24.47	-92.56	0.29	20.29	18	0
24	142.33	-28.41	-67.71	0.30	20.29	18	0
25	46.42	-32.49	-24.94	0.31	20.29	18	0

$\Sigma W_i = 22422.61$  [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 6276.09$  [kg]

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 7403.48$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 12404.13$  [kg]

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 15

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

### Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.64 Y[m]= 1.91

Raggio del cerchio R[m]= 4.24

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2.94

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.47

Larghezza della striscia dx[m]= 0.26

Coefficiente di sicurezza C= 2.00

Le strisce sono numerate da monte verso valle

### Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	171.20	69.48	160.34	0.73	20.03	9	0
2	455.52	61.55	400.51	0.54	20.03	9	0
3	652.06	54.90	533.47	0.45	20.03	9	0
4	800.43	49.23	606.19	0.39	20.03	9	0
5	917.07	44.16	638.91	0.36	20.03	9	0
6	1010.15	39.50	642.55	0.33	20.03	9	0
7	1084.45	35.14	624.14	0.31	20.03	9	0
8	1145.75	31.00	590.06	0.30	20.26	17	0
9	1196.91	27.03	543.97	0.29	20.29	18	0
10	1235.06	23.20	486.57	0.28	20.29	18	0
11	1261.33	19.48	420.61	0.27	20.29	18	0
12	1322.36	15.84	360.96	0.27	20.29	18	0
13	1388.61	12.27	295.04	0.26	20.29	18	0
14	1436.43	8.74	218.31	0.26	20.29	18	0
15	1505.59	5.25	137.75	0.26	20.29	18	0
16	1514.49	1.78	46.95	0.26	20.29	18	0
17	1514.60	-1.69	-44.67	0.26	20.29	18	0
18	1128.44	-5.16	-101.54	0.26	20.29	18	0
19	824.76	-8.65	-124.10	0.26	20.29	18	0
20	510.30	-12.18	-107.65	0.26	20.29	18	0
21	300.41	-15.75	-81.55	0.27	20.29	18	0
22	252.33	-19.39	-83.76	0.27	20.29	18	0
23	193.29	-23.11	-75.86	0.28	20.29	18	0
24	122.41	-26.93	-55.45	0.29	20.29	18	0
25	38.52	-30.90	-19.78	0.30	20.29	18	0

$\Sigma W_i = 21982.48$  [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 6011.98$  [kg]

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 7275.86$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 11832.80$  [kg]

### COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	5.54	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]

Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	5.32	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11684.86	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11684.86	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	5.32	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	11684.86	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.03	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.69	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	193167.66	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.88	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.00$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 21.14$	$N'_q = 10.62$	$N'_\gamma = 6.64$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1296.92
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	16.53

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 16

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--

12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	4773	-855	0	17.91	11	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5293	-855	0	16.15	13	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	5813	-855	0	14.71	16	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6333	-855	0	13.50	18	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	6853	-855	0	12.48	21	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7373	-855	1	11.60	24	--	--	10948.63	--
20	1.80	200.00	7894	-855	2	10.84	26	--	--	3836.61	--
21	1.90	200.00	8414	-855	2	10.16	29	--	--	3919.56	--
22	2.00	200.00	8934	-855	2	9.57	31	--	--	4161.81	--

**COMBINAZIONE n° 17**

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	5.32	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11684.86	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11684.86	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	5.32	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	11684.86	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.03	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.69	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	193167.66	[kg]		

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.88	[kPa]		

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.00$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 21.14 \qquad N'_q = 10.62 \qquad N'_\gamma = 6.64$$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1296.92
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	16.53

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 17**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]

T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	4773	-855	0	17.91	11	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5293	-855	0	16.15	13	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	5813	-855	0	14.71	16	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6333	-855	0	13.50	18	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	6853	-855	0	12.48	21	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7373	-855	1	11.60	24	--	--	10948.63	--
20	1.80	200.00	7894	-855	2	10.84	26	--	--	3836.61	--
21	1.90	200.00	8414	-855	2	10.16	29	--	--	3919.56	--
22	2.00	200.00	8934	-855	2	9.57	31	--	--	4161.81	--

**COMBINAZIONE n° 18**

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	5.32	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11684.86	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11684.86	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	5.32	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11684.86	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.03	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.69	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	193167.66	[kg]

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.88	[kPa]

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.00$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$

**Fattori profondità**

$d_c = 1.04$

$d_q = 1.02$

$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 21.14$

$N'_q = 10.62$

$N'_\gamma = 6.64$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1296.92

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

16.53

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 18**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	4773	-855	0	17.91	11	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5293	-855	0	16.15	13	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	5813	-855	0	14.71	16	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6333	-855	0	13.50	18	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	6853	-855	0	12.48	21	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7373	-855	1	11.60	24	--	--	10948.63	--
20	1.80	200.00	7894	-855	2	10.84	26	--	--	3836.61	--
21	1.90	200.00	8414	-855	2	10.16	29	--	--	3919.56	--
22	2.00	200.00	8934	-855	2	9.57	31	--	--	4161.81	--

**COMBINAZIONE n° 19**

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		
Incremento sismico della spinta	151.27	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.90	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		

Inerzia verticale del muro	536.90	[kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	240.27	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1758.89	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12504.58	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12504.58	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1758.89	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	12627.68	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.01	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2094.15	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	153011.29	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	27.19	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	54.57	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.83$	$i_q = 0.83$	$i_\gamma = 0.46$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 17.56$	$N'_q = 8.82$	$N'_\gamma = 3.05$
----------------	---------------	--------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	4.06
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	12.24

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 19

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--

15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7385	-261	900	3.54	32	--	--	8.21	--
20	1.80	200.00	7930	-187	1056	2.36	36	--	--	7.51	--
21	1.90	200.00	8451	-79	1133	0.94	40	--	--	7.46	--
22	2.00	200.00	8971	37	1204	0.42	45	--	--	7.45	--

**COMBINAZIONE n° 20**

Valore della spinta statica	5.54	[kg]									
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]									
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]									
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]						Y = -1.61		[m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]									
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]									

Incremento sismico della spinta	57.88	[kg]									
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]						Y = -1.61		[m]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	56.52	[°]									

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]									
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]						Y = -0.78		[m]	
Inerzia del muro	1073.80	[kg]									
Inerzia verticale del muro	-536.90	[kg]									
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]									
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-240.27	[kg]									

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1669.26	[kg]									
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10923.97	[kg]									
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10923.97	[kg]									
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1669.26	[kg]									
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]									
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]									
Risultante in fondazione	11050.77	[kg]									
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.69	[°]									
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1565.27	[kgm]									
Carico ultimo della fondazione	151403.23	[kg]									

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]									
Tensione terreno allo spigolo di valle	25.48	[kPa]									
Tensione terreno allo spigolo di monte	45.94	[kPa]									

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.82$	$i_q = 0.82$	$i_\gamma = 0.42$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 17.27$	$N'_q = 8.67$	$N'_\gamma = 2.81$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	4.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	13.86

## Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 20

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7377	-254	874	3.44	32	--	--	8.44	--
20	1.80	200.00	7906	-170	977	2.16	36	--	--	8.10	--
21	1.90	200.00	8427	-70	1050	0.83	40	--	--	8.02	--
22	2.00	200.00	8947	39	1122	0.44	44	--	--	7.98	--

### COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		
Incremento sismico della spinta	151.27	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.90	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	240.27	[kg]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1758.89	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12504.58	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12504.58	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1758.89	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	12627.68	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.01	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2094.15	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	153011.29	[kg]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	27.19	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	54.57	[kPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.83$	$i_q = 0.83$	$i_\gamma = 0.46$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 17.56$	$N'_q = 8.82$	$N'_\gamma = 3.05$

#### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	4.06
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	12.24

#### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

##### Combinazione n° 21

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7385	-261	900	3.54	32	--	--	8.21	--
20	1.80	200.00	7930	-187	1056	2.36	36	--	--	7.51	--
21	1.90	200.00	8451	-79	1133	0.94	40	--	--	7.46	--
22	2.00	200.00	8971	37	1204	0.42	45	--	--	7.45	--

**COMBINAZIONE n° 22**

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		
Incremento sismico della spinta	57.88	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	56.52	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-240.27	[kg]		

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1669.26	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10923.97	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10923.97	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1669.26	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	11050.77	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.69	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1565.27	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	151403.23	[kg]		

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	25.48	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	45.94	[kPa]

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.82$	$i_q = 0.82$	$i_\gamma = 0.42$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 17.27 \qquad N'_q = 8.67 \qquad N'_\gamma = 2.81$$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	4.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	13.86

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 22**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]

Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento  
Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7377	-254	874	3.44	32	--	--	8.44	--
20	1.80	200.00	7906	-170	977	2.16	36	--	--	8.10	--
21	1.90	200.00	8427	-70	1050	0.83	40	--	--	8.02	--
22	2.00	200.00	8947	39	1122	0.44	44	--	--	7.98	--

COMBINAZIONE n° 23

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		

Incremento sismico della spinta	151.27	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.90	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	240.27	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1758.89	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12504.58	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12504.58	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1758.89	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	12627.68	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.01	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2094.15	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	153011.29	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	27.19	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	54.57	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.83$	$i_q = 0.83$	$i_\gamma = 0.46$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 17.56$	$N'_q = 8.82$	$N'_\gamma = 3.05$
----------------	---------------	--------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	4.06
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	12.24

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 23

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7385	-261	900	3.54	32	--	--	8.21	--
20	1.80	200.00	7930	-187	1056	2.36	36	--	--	7.51	--
21	1.90	200.00	8451	-79	1133	0.94	40	--	--	7.46	--
22	2.00	200.00	8971	37	1204	0.42	45	--	--	7.45	--

COMBINAZIONE n° 24

Valore della spinta statica	5.54	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5.32	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1.56	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.33	[°]		
Incremento sismico della spinta	57.88	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.61	[m]

Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	56.52	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78 [m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]	
Inerzia verticale del muro	-536.90	[kg]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-240.27	[kg]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1669.26	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10923.97	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10923.97	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1669.26	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11050.77	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.69	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1565.27	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	151403.23	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	25.48	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	45.94	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.43$	$N_q = 10.44$	$N_\gamma = 6.54$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.82$	$i_q = 0.82$	$i_\gamma = 0.42$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 17.27$	$N'_q = 8.67$	$N'_\gamma = 2.81$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	4.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	13.86

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 24

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
 ALLEGATO 4 VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO AL PIEDE DEL PARAMENTO DI VALLE

10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7377	-254	874	3.44	32	--	--	8.44	--
20	1.80	200.00	7906	-170	977	2.16	36	--	--	8.10	--
21	1.90	200.00	8427	-70	1050	0.83	40	--	--	8.02	--
22	2.00	200.00	8947	39	1122	0.44	44	--	--	7.98	--

## Spostamenti

### Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>ag<sub>critico</sub></i>	Accelerazione critica espressa in [m/s <sup>2</sup> ]
<i>D</i>	Spostamento espresso in [cm]

Spostamento limite imposto **D<sub>limite</sub>** = 10.00 [cm]

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>ag<sub>critico</sub></b>	<b>D</b>
16	SLER	5.7120	0.0001
17	SLEF	5.7120	0.0001
18	SLEQ	5.7120	0.0001
19	SLER	5.7120	0.0001
20	SLER	5.7120	0.0001
21	SLEF	5.7120	0.0001
22	SLEF	5.7120	0.0001
23	SLEQ	5.7120	0.0001
24	SLEQ	5.7120	0.0001

## 6 Caratteristiche della verifica in condizioni non drenate

Descrizione

**Muro a gradoni in pietrame**

### Descrizione dei gradoni

#### *Simbologia adottata*

Nr.	numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)
Bs	base superiore del gradone espressa in [m]
Bi	base inferiore del gradone espressa in [m]
Hg	altezza del gradone espressa in [m]
$\alpha_e$	inclinazione esterna del gradone espressa in [°]
$\alpha_i$	inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	$\alpha_e$	$\alpha_i$
1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
2	2.00	2.00	1.00	0.00	0.00

Altezza del paramento 2.00 [m]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.50 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.00 [m]
Spessore magrone	0.20 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Pietrame*

Peso specifico	2600.0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	78454 [kPa]
Angolo di attrito interno $\phi_p$	45.00 [°]
Resistenza a taglio $\tau_p$	0 [kPa]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

#### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	32.01	7.53	13.24
2	34.65	7.53	0.00

### Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.34	[m]

### Descrizione terreni

#### *Simbologia adottata*

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

$c$  Coesione espressa in [kPa]  
 $c_a$  Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$c_a$
Terreno 1	2140	2161	0.00	0.00	61.4	30.7
Terreno 2	2310	2337	0.00	0.00	77.0	38.5

### Stratigrafia

#### Simbologia adottata

$N$  Indice dello strato  
 $H$  Spessore dello strato espresso in [m]  
 $a$  Inclinazione espressa in [°]  
 $K_w$  Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm  
 $K_s$  Coefficiente di spinta  
 Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1.66	0.00	0.98	0.00	Terreno 1
2	2.00	0.00	1.77	0.00	Terreno 2



### Condizioni di carico

#### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$  Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]  
 $F_x$  Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]  
 $F_y$  Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]  
 $M$  Momento espresso in [kgm]  
 $X_i$  Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]  
 $X_f$  Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]  
 $Q_i$  Intensità del carico per  $x=X_i$  espressa in [kg/m]  
 $Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kg/m]  
 $D/C$  Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

#### Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=32.01$	$X_f=34.65$	$Q_i=2000.00$	$Q_f=2000.00$
---	---------	-------------	-------------	---------------	---------------

### Descrizione combinazioni di carico

#### Simbologia adottata

$F/S$  Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)  
 $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\psi$	$\gamma * \psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Frequente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

## 6.1 Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

### **Impostazioni avanzate**

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

### *Simbologia adottata*

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
$CS_{SCO}$	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
$CS_{RIB}$	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
$CS_{QLIM}$	Coeff. di sicurezza a carico limite
$CS_{STAB}$	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>sco</sub>	CS <sub>rib</sub>	CS <sub>qlim</sub>	CS <sub>stab</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	8.96	--
2	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	6.90	--
3	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	7.80	--
4	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	7.77	--
5	A2-M2 - [1]	--	99.99	--	6.45	--
6	EQU - [1]	--	--	99.90	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	6.83
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	3.86	--	6.65	--
9	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	3.86	--	8.18	--
10	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.77	--	4.79	--
11	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.77	--	5.89	--
12	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.74	--	--
13	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	8.28	--	--
14	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3.69
15	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4.30
16	SLER - [1]	--	99.99	--	8.96	--
17	SLEF - [1]	--	99.99	--	8.96	--
18	SLEQ - [1]	--	99.99	--	8.96	--
19	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	7.36	--	7.59	--
20	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	7.36	--	8.60	--
21	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	7.36	--	7.59	--
22	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	7.36	--	8.60	--
23	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	7.36	--	7.59	--
24	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	7.36	--	8.60	--

## 6.2 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

### Tipo di analisi

Superficie di spinta limitata

Distanza dalla testa del muro 100.00[m]

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo del carico limite

metodo di Meyerhof

Calcolo della stabilità globale

metodo di Bishop

Calcolo della spinta in condizioni di

Spinta attiva

### Sisma

#### **Identificazione del sito**

Latitudine

43.932155

Longitudine

10.918523

Comune

Pistoia

Provincia

Pistoia

Regione

Toscana

Punti di interpolazione del reticolo

19166 - 19165 - 19387 - 19388

#### **Tipo di opera**

Tipo di costruzione

Opera ordinaria

Vita nominale

50 anni

Classe d'uso

IV - Opere strategiche ed industrie molto

pericolose

Vita di riferimento	100 anni		
<b>Combinazioni SLU</b>			
Accelerazione al suolo $a_g$	2.17 [m/s <sup>2</sup> ]		
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.19		
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00		
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	1.00		
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50		
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 26.24$		
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 13.12$		
<b>Combinazioni SLE</b>			
Accelerazione al suolo $a_g$	1.13 [m/s <sup>2</sup> ]		
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20		
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00		
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	1.00		
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50		
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.77$		
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.88$		
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico		
Partecipazione spinta passiva (percento)	50.0		
Lunghezza del muro	20.00 [m]		
Peso muro	7800.00 [kg]		
Baricentro del muro	X=-0.50 Y=-1.17		
<u>Superficie di spinta</u>			
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1.00	Y = -2.00	
Punto superiore superficie di spinta	X = 1.00	Y = 0.24	
Altezza della superficie di spinta	2.24 [m]		
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]		
<b>COMBINAZIONE n° 1</b>			
<b>Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole</b>			
Valore della spinta statica	0.00	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.19	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78 [m]
<u>Risultanti</u>			
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11683.31	[kg]	
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11683.31	[kg]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]	
Risultante in fondazione	11683.31	[kg]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.41	[kgm]	
Carico ultimo della fondazione	104738.29	[kg]	
<u>Tensioni sul terreno</u>			
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]	

Tensione terreno allo spigolo di monte 59.87 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.02$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.38$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.96

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4073	-1111	0	27.29	4	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4593	-1111	0	24.20	6	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	5113	-1111	0	21.74	9	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5633	-1111	0	19.73	11	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	6153	-1111	0	18.06	14	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6673	-1111	0	16.66	16	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	7193	-1111	0	15.45	19	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7713	-1111	0	14.41	21	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	8233	-1111	0	13.50	24	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	8753	-1111	0	12.70	27	--	--	99.90	--
22	2.00	200.00	9273	-1111	0	11.99	29	--	--	99.90	--

COMBINAZIONE n° 2

**Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.19	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4537.79	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15188.30	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15188.30	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	15188.30	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-4311.33	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	104738.29	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	21.46	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	77.84	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.02$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.38$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.90

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	338	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	676	0	0	0.00	7	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	1014	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1352	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1690	0	0	0.00	17	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	2028	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	2366	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2704	0	0	0.00	27	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	3042	0	0	0.00	30	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	3380	0	0	0.00	33	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4853	-1111	0	22.90	7	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	5529	-1111	0	20.10	11	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	6205	-1111	0	17.91	14	--	--	99.90	--

15	1.30	200.00	6881	-1111	0	16.15	17	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	7557	-1111	0	14.71	21	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	8233	-1111	0	13.50	24	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	8909	-1111	0	12.48	27	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	9585	-1111	0	11.60	31	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	10261	-1111	0	10.83	34	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	10937	-1111	0	10.16	37	--	--	99.90	--
22	2.00	200.00	11613	-1111	0	9.57	41	--	--	99.90	--

**COMBINAZIONE n° 3**

**Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.19	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4537.79	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12848.30	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12848.30	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.34	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	12848.30	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-4311.33	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	100186.51	[kg]

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	13.81	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	70.19	[kPa]

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.02$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.38$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.80

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 3**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]

Mr momento ribaltante [kgm]  
 Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento  
 Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4073	-1111	0	27.29	4	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4593	-1111	0	24.20	6	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	5113	-1111	0	21.74	9	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5633	-1111	0	19.73	11	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	6153	-1111	0	18.06	14	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6673	-1111	0	16.66	16	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	7193	-1111	0	15.45	19	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7713	-1111	0	14.41	21	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	8233	-1111	0	13.50	24	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	8753	-1111	0	12.70	27	--	--	99.90	--
22	2.00	200.00	9273	-1111	0	11.99	29	--	--	99.90	--

#### COMBINAZIONE n° 4

#### Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.19	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14023.31	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	14023.31	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.24	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	14023.31	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.41	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	108916.42	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	24.16	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	67.52	[kPa]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$

<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.03$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 5.39$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.77

### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

#### Combinazione n° 4

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	338	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	676	0	0	0.00	7	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	1014	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1352	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1690	0	0	0.00	17	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	2028	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	2366	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2704	0	0	0.00	27	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	3042	0	0	0.00	30	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	3380	0	0	0.00	33	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	4853	-1111	0	22.90	7	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	5529	-1111	0	20.10	11	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	6205	-1111	0	17.91	14	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	6881	-1111	0	16.15	17	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	7557	-1111	0	14.71	21	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	8233	-1111	0	13.50	24	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	8909	-1111	0	12.48	27	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	9585	-1111	0	11.60	31	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	10261	-1111	0	10.83	34	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	10937	-1111	0	10.16	37	--	--	99.90	--
22	2.00	200.00	11613	-1111	0	9.57	41	--	--	99.90	--

#### COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.06	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11683.31	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11683.31	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11683.31	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.41	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	75358.87	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.87	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.02$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.38$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.45

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 5

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	4773	-855	0	17.91	11	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5293	-855	0	16.15	13	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	5813	-855	0	14.71	16	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6333	-855	0	13.50	18	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	6853	-855	0	12.48	21	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7373	-855	0	11.60	24	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	7893	-855	0	10.83	26	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	8413	-855	0	10.16	29	--	--	99.90	--

22 2.00 200.00 8933 -855 0 9.57 31 -- -- 99.90 --

**COMBINAZIONE n° 6**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	49.88	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3141.55	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10514.98	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-60.08	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	0.00	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	18757.23	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10514.98	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	10514.98	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2984.77	[kgm]

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 99.90

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 6**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	--	--	--	--	--	0	0	--	0.00
2	0.10	100.00	--	--	--	--	--	117	0	--	99.90
3	0.20	100.00	--	--	--	--	--	234	0	--	99.90
4	0.30	100.00	--	--	--	--	--	351	0	--	99.90
5	0.40	100.00	--	--	--	--	--	468	0	--	99.90
6	0.50	100.00	--	--	--	--	--	585	0	--	99.90
7	0.60	100.00	--	--	--	--	--	702	0	--	99.90
8	0.70	100.00	--	--	--	--	--	819	0	--	99.90
9	0.80	100.00	--	--	--	--	--	936	0	--	99.90
10	0.90	100.00	--	--	--	--	--	1053	0	--	99.90
11	1.00	100.00	--	--	--	--	--	1170	0	--	99.90
12	1.00	200.00	--	--	--	--	--	4527	0	--	99.90
13	1.10	200.00	--	--	--	--	--	4995	0	--	99.90
14	1.20	200.00	--	--	--	--	--	5463	0	--	99.90
15	1.30	200.00	--	--	--	--	--	5931	0	--	99.90
16	1.40	200.00	--	--	--	--	--	6399	0	--	99.90
17	1.50	200.00	--	--	--	--	--	6867	0	--	99.90
18	1.60	200.00	--	--	--	--	--	7335	0	--	99.90

19	1.70	200.00	--	--	--	--	--	7803	0	--	99.90
20	1.80	200.00	--	--	--	--	--	8271	0	--	99.90
21	1.90	200.00	--	--	--	--	--	8739	0	--	99.90
22	2.00	200.00	--	--	--	--	--	9207	0	--	99.90

### Stabilità globale muro + terreno

#### Combinazione n° 7

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

#### Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

#### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.85 Y[m]= 1.91

Raggio del cerchio R[m]= 4.32

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3.30

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.34

Larghezza della striscia dx[m]= 0.27

Coefficiente di sicurezza C= 6.83

Le strisce sono numerate da monte verso valle

#### Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha$ (°)	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	182.23	69.33	170.50	0.75	0.00	44	0
2	484.62	61.32	425.16	0.55	0.00	44	0
3	693.25	54.61	565.18	0.46	0.00	44	0
4	850.44	48.90	640.83	0.40	0.00	44	0
5	973.73	43.78	673.74	0.37	0.00	44	0
6	1071.80	39.08	675.64	0.34	0.00	44	0
7	1150.48	34.67	654.48	0.32	0.00	48	0
8	1217.85	30.49	617.93	0.31	0.00	55	0
9	1270.88	26.48	566.72	0.30	0.00	55	0
10	1309.88	22.61	503.61	0.29	0.00	55	0
11	1372.03	18.85	443.19	0.28	0.00	55	0
12	1460.94	15.16	382.15	0.28	0.00	55	0
13	1514.23	11.54	303.05	0.27	0.00	55	0
14	1596.74	7.97	221.46	0.27	0.00	55	0
15	1613.69	4.43	124.67	0.27	0.00	55	0
16	1620.97	0.91	25.65	0.27	0.00	55	0
17	1156.90	-2.61	-52.77	0.27	0.00	55	0
18	920.14	-6.15	-98.50	0.27	0.00	55	0
19	520.90	-9.70	-87.76	0.27	0.00	55	0
20	390.77	-13.29	-89.85	0.27	0.00	55	0
21	346.73	-16.94	-101.03	0.28	0.00	55	0
22	291.22	-20.66	-102.75	0.28	0.00	55	0
23	223.44	-24.47	-92.56	0.29	0.00	55	0
24	142.33	-28.41	-67.71	0.30	0.00	55	0
25	46.42	-32.49	-24.94	0.31	0.00	55	0

$\Sigma W_i = 22422.61$  [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 6276.09$  [kg]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 0.00$  [kg]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 0.00$

**COMBINAZIONE n° 8**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.13	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	457.99	[kg]		

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3065.84	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	13164.70	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	13164.70	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3065.84	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.07	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	13516.98	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.11	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-971.44	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	87562.80	[kg]		

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	36.68	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	49.39	[kPa]

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.73$	$i_q = 0.73$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 3.84$	$N'_q = 0.73$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.86
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.65

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 8**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento

Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--
13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4773	-350	955	7.33	18	--	--	5.00	--
15	1.30	200.00	5293	-248	1092	4.68	22	--	--	4.85	--
16	1.40	200.00	5813	-132	1228	2.27	27	--	--	4.73	--
17	1.50	200.00	6333	-2	1365	0.03	31	--	--	4.64	--
18	1.60	200.00	6853	141	1501	2.06	36	--	--	4.57	--
19	1.70	200.00	7373	298	1637	4.04	41	--	--	4.50	--
20	1.80	200.00	7893	469	1774	5.94	46	--	--	4.45	--
21	1.90	200.00	8413	653	1910	7.76	51	--	--	4.40	--
22	2.00	200.00	8933	851	2047	9.52	56	--	--	4.36	--

#### COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		

Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.44	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-457.99	[kg]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3065.84	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10201.91	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10201.91	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3065.84	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	10652.62	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.73	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	27.63	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	83482.16	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	33.53	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	33.17	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.66$	$i_q = 0.66$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 3.48$	$N'_q = 0.66$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.86
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.18

## Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 9

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--
13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4773	-350	955	7.33	18	--	--	5.00	--
15	1.30	200.00	5293	-248	1092	4.68	22	--	--	4.85	--
16	1.40	200.00	5813	-132	1228	2.27	27	--	--	4.73	--
17	1.50	200.00	6333	-2	1365	0.03	31	--	--	4.64	--
18	1.60	200.00	6853	141	1501	2.06	36	--	--	4.57	--
19	1.70	200.00	7373	298	1637	4.04	41	--	--	4.50	--
20	1.80	200.00	7893	469	1774	5.94	46	--	--	4.45	--
21	1.90	200.00	8413	653	1910	7.76	51	--	--	4.40	--
22	2.00	200.00	8933	851	2047	9.52	56	--	--	4.36	--

### COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.06	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.00	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	457.99	[kg]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3065.84	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	13164.70	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	13164.70	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3065.84	[kg]

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.07	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	13516.98	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-971.44	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	63012.05	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	36.68	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	49.39	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.73$	$i_q = 0.73$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 3.84$	$N'_q = 0.73$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.77
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.79

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 10

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--
13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4773	-350	955	7.33	18	--	--	5.00	--
15	1.30	200.00	5293	-248	1092	4.68	22	--	--	4.85	--
16	1.40	200.00	5813	-132	1228	2.27	27	--	--	4.73	--
17	1.50	200.00	6333	-2	1365	0.03	31	--	--	4.64	--
18	1.60	200.00	6853	141	1501	2.06	36	--	--	4.57	--
19	1.70	200.00	7373	298	1637	4.04	41	--	--	4.50	--
20	1.80	200.00	7893	469	1774	5.94	46	--	--	4.45	--
21	1.90	200.00	8413	653	1910	7.76	51	--	--	4.40	--
22	2.00	200.00	8933	851	2047	9.52	56	--	--	4.36	--

COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.06	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.50	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-457.99	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3065.84	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10201.91	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10201.91	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3065.84	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	10652.62	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.73	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	27.63	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	60075.54	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	33.53	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	33.17	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.66$	$i_q = 0.66$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 3.48 \qquad N'_q = 0.66 \qquad N'_\gamma = -0.00$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.77
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.89

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 11

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]

Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento  
Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	3	68	1.31	3	--	--	3.81	--
3	0.20	100.00	520	14	136	2.62	6	--	--	3.81	--
4	0.30	100.00	780	31	205	3.94	9	--	--	3.81	--
5	0.40	100.00	1040	55	273	5.25	13	--	--	3.81	--
6	0.50	100.00	1300	85	341	6.56	18	--	--	3.81	--
7	0.60	100.00	1560	123	409	7.87	23	--	--	3.81	--
8	0.70	100.00	1820	167	478	9.18	28	--	--	3.81	--
9	0.80	100.00	2080	218	546	10.50	33	--	--	3.81	--
10	0.90	100.00	2340	276	614	11.81	39	--	--	3.81	--
11	1.00	100.00	2600	341	682	13.12	46	--	--	3.81	--
12	1.00	200.00	3733	-514	682	13.76	11	--	--	5.47	--
13	1.10	200.00	4253	-439	819	10.32	14	--	--	5.19	--
14	1.20	200.00	4773	-350	955	7.33	18	--	--	5.00	--
15	1.30	200.00	5293	-248	1092	4.68	22	--	--	4.85	--
16	1.40	200.00	5813	-132	1228	2.27	27	--	--	4.73	--
17	1.50	200.00	6333	-2	1365	0.03	31	--	--	4.64	--
18	1.60	200.00	6853	141	1501	2.06	36	--	--	4.57	--
19	1.70	200.00	7373	298	1637	4.04	41	--	--	4.50	--
20	1.80	200.00	7893	469	1774	5.94	46	--	--	4.45	--
21	1.90	200.00	8413	653	1910	7.76	51	--	--	4.40	--
22	2.00	200.00	8933	851	2047	9.52	56	--	--	4.36	--

**COMBINAZIONE n° 12**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.06	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.50	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-457.99	[kg]		

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3065.84	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10201.91	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	5566.13	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	20841.37	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10201.91	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3065.84	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	10652.62	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.73	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	27.63	[kgm]

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.74

## Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 12

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	--	--	--	--	--	0	0	--	0.00
2	0.10	100.00	--	--	--	--	--	130	3	--	38.11
3	0.20	100.00	--	--	--	--	--	260	14	--	19.05
4	0.30	100.00	--	--	--	--	--	390	31	--	12.70
5	0.40	100.00	--	--	--	--	--	520	55	--	9.53
6	0.50	100.00	--	--	--	--	--	650	85	--	7.62
7	0.60	100.00	--	--	--	--	--	780	123	--	6.35
8	0.70	100.00	--	--	--	--	--	910	167	--	5.44
9	0.80	100.00	--	--	--	--	--	1040	218	--	4.76
10	0.90	100.00	--	--	--	--	--	1170	276	--	4.23
11	1.00	100.00	--	--	--	--	--	1300	341	--	3.81
12	1.00	200.00	--	--	--	--	--	4588	341	--	13.45
13	1.10	200.00	--	--	--	--	--	5108	416	--	12.27
14	1.20	200.00	--	--	--	--	--	5628	505	--	11.15
15	1.30	200.00	--	--	--	--	--	6148	607	--	10.12
16	1.40	200.00	--	--	--	--	--	6668	723	--	9.22
17	1.50	200.00	--	--	--	--	--	7188	853	--	8.43
18	1.60	200.00	--	--	--	--	--	7708	996	--	7.74
19	1.70	200.00	--	--	--	--	--	8228	1153	--	7.14
20	1.80	200.00	--	--	--	--	--	8748	1324	--	6.61
21	1.90	200.00	--	--	--	--	--	9268	1508	--	6.15
22	2.00	200.00	--	--	--	--	--	9788	1706	--	5.74

### COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.06	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.00	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	2046.81	[kg]		
Inerzia verticale del muro	1023.41	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	915.98	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	457.99	[kg]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3065.84	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	13164.70	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	2844.50	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	23563.00	[kgm]

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	13164.70	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3065.84	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.07	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	13516.98	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-971.44	[kgm]

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 8.28

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 13**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	--	--	--	--	--	0	0	--	0.00
2	0.10	100.00	--	--	--	--	--	130	3	--	38.11
3	0.20	100.00	--	--	--	--	--	260	14	--	19.05
4	0.30	100.00	--	--	--	--	--	390	31	--	12.70
5	0.40	100.00	--	--	--	--	--	520	55	--	9.53
6	0.50	100.00	--	--	--	--	--	650	85	--	7.62
7	0.60	100.00	--	--	--	--	--	780	123	--	6.35
8	0.70	100.00	--	--	--	--	--	910	167	--	5.44
9	0.80	100.00	--	--	--	--	--	1040	218	--	4.76
10	0.90	100.00	--	--	--	--	--	1170	276	--	4.23
11	1.00	100.00	--	--	--	--	--	1300	341	--	3.81
12	1.00	200.00	--	--	--	--	--	4588	341	--	13.45
13	1.10	200.00	--	--	--	--	--	5108	416	--	12.27
14	1.20	200.00	--	--	--	--	--	5628	505	--	11.15
15	1.30	200.00	--	--	--	--	--	6148	607	--	10.12
16	1.40	200.00	--	--	--	--	--	6668	723	--	9.22
17	1.50	200.00	--	--	--	--	--	7188	853	--	8.43
18	1.60	200.00	--	--	--	--	--	7708	996	--	7.74
19	1.70	200.00	--	--	--	--	--	8228	1153	--	7.14
20	1.80	200.00	--	--	--	--	--	8748	1324	--	6.61
21	1.90	200.00	--	--	--	--	--	9268	1508	--	6.15
22	2.00	200.00	--	--	--	--	--	9788	1706	--	5.74

**Stabilità globale muro + terreno**

**Combinazione n° 14**

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 1.91  
 Raggio del cerchio R[m]= 4.39  
 Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2.57  
 Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4.31  
 Larghezza della striscia dx[m]= 0.28  
 Coefficiente di sicurezza C= 3.69  
 Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	229.74	71.97	218.46	0.89	0.00	44	0
2	597.43	62.72	530.97	0.60	0.00	44	0
3	834.66	55.62	688.84	0.49	0.00	44	0
4	1010.26	49.66	770.09	0.43	0.00	44	0
5	1146.76	44.38	802.05	0.38	0.00	44	0
6	1254.74	39.54	798.78	0.36	0.00	44	0
7	1341.99	35.02	770.11	0.34	0.00	51	0
8	1416.49	30.74	724.01	0.32	0.00	55	0
9	1474.22	26.64	661.07	0.31	0.00	55	0
10	1516.51	22.69	584.95	0.30	0.00	55	0
11	1544.79	18.85	499.01	0.29	0.00	55	0
12	1560.10	15.09	406.16	0.28	0.00	55	0
13	1563.19	11.40	308.98	0.28	0.00	55	0
14	1573.07	7.76	212.33	0.28	0.00	55	0
15	1646.45	4.15	119.04	0.28	0.00	55	0
16	1655.83	0.55	15.93	0.28	0.00	55	0
17	1716.53	-3.04	-91.07	0.28	0.00	55	0
18	1702.30	-6.65	-197.01	0.28	0.00	55	0
19	1677.34	-10.28	-299.26	0.28	0.00	55	0
20	1134.77	-13.95	-273.59	0.28	0.00	55	0
21	881.56	-17.68	-267.80	0.29	0.00	55	0
22	377.09	-21.50	-138.19	0.30	0.00	55	0
23	250.74	-25.41	-107.61	0.30	0.00	55	0
24	159.83	-29.46	-78.62	0.32	0.00	55	0
25	52.21	-33.68	-28.96	0.33	0.00	55	0

$\Sigma W_i = 28318.60$  [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 6628.71$  [kg]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 0.00$  [kg]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 0.00$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 15

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 1.91

Raggio del cerchio R[m]= 4.39

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2.57

Ascissa a monte del cerchio  $X_s[m]= 4.31$   
 Larghezza della striscia  $dx[m]= 0.28$   
 Coefficiente di sicurezza  $C= 4.30$   
 Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	229.74	71.97	218.46	0.89	0.00	44	0
2	597.43	62.72	530.97	0.60	0.00	44	0
3	834.66	55.62	688.84	0.49	0.00	44	0
4	1010.26	49.66	770.09	0.43	0.00	44	0
5	1146.76	44.38	802.05	0.38	0.00	44	0
6	1254.74	39.54	798.78	0.36	0.00	44	0
7	1341.99	35.02	770.11	0.34	0.00	51	0
8	1416.49	30.74	724.01	0.32	0.00	55	0
9	1474.22	26.64	661.07	0.31	0.00	55	0
10	1516.51	22.69	584.95	0.30	0.00	55	0
11	1544.79	18.85	499.01	0.29	0.00	55	0
12	1560.10	15.09	406.16	0.28	0.00	55	0
13	1563.19	11.40	308.98	0.28	0.00	55	0
14	1573.07	7.76	212.33	0.28	0.00	55	0
15	1646.45	4.15	119.04	0.28	0.00	55	0
16	1655.83	0.55	15.93	0.28	0.00	55	0
17	1716.53	-3.04	-91.07	0.28	0.00	55	0
18	1702.30	-6.65	-197.01	0.28	0.00	55	0
19	1677.34	-10.28	-299.26	0.28	0.00	55	0
20	1134.77	-13.95	-273.59	0.28	0.00	55	0
21	881.56	-17.68	-267.80	0.29	0.00	55	0
22	377.09	-21.50	-138.19	0.30	0.00	55	0
23	250.74	-25.41	-107.61	0.30	0.00	55	0
24	159.83	-29.46	-78.62	0.32	0.00	55	0
25	52.21	-33.68	-28.96	0.33	0.00	55	0

$\Sigma W_i= 28318.60$  [kg]

$\Sigma W_i\sin\alpha_i= 6628.71$  [kg]

$\Sigma W_i\tan\phi_i= 0.00$  [kg]

$\Sigma\tan\alpha_i\tan\phi_i= 0.00$

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11683.31	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11683.31	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11683.31	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.41	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	104738.29	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.87	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.02$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti  $N'$  tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.38$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.96

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 16

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sfuerzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sfuerzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	4773	-855	0	17.91	11	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5293	-855	0	16.15	13	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	5813	-855	0	14.71	16	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6333	-855	0	13.50	18	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	6853	-855	0	12.48	21	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7373	-855	0	11.60	24	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	7893	-855	0	10.83	26	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	8413	-855	0	10.16	29	--	--	99.90	--
22	2.00	200.00	8933	-855	0	9.57	31	--	--	99.90	--

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	0.00	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]

Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11683.31	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11683.31	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	11683.31	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.41	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	104738.29	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.87	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.02$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.38$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.96

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 17

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--

11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	4773	-855	0	17.91	11	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5293	-855	0	16.15	13	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	5813	-855	0	14.71	16	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6333	-855	0	13.50	18	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	6853	-855	0	12.48	21	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7373	-855	0	11.60	24	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	7893	-855	0	10.83	26	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	8413	-855	0	10.16	29	--	--	99.90	--
22	2.00	200.00	8933	-855	0	9.57	31	--	--	99.90	--

**COMBINAZIONE n° 18**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	11683.31	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	11683.31	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	11683.31	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3316.41	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	104738.29	[kg]		

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	16.51	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	59.87	[kPa]		

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 1.02$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.38$	$N'_q = 1.00$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.96

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 18**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]

T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	0	0	0.00	3	--	--	99.90	--
3	0.20	100.00	520	0	0	0.00	5	--	--	99.90	--
4	0.30	100.00	780	0	0	0.00	8	--	--	99.90	--
5	0.40	100.00	1040	0	0	0.00	10	--	--	99.90	--
6	0.50	100.00	1300	0	0	0.00	13	--	--	99.90	--
7	0.60	100.00	1560	0	0	0.00	15	--	--	99.90	--
8	0.70	100.00	1820	0	0	0.00	18	--	--	99.90	--
9	0.80	100.00	2080	0	0	0.00	20	--	--	99.90	--
10	0.90	100.00	2340	0	0	0.00	23	--	--	99.90	--
11	1.00	100.00	2600	0	0	0.00	25	--	--	99.90	--
12	1.00	200.00	3733	-855	0	22.90	6	--	--	99.90	--
13	1.10	200.00	4253	-855	0	20.10	8	--	--	99.90	--
14	1.20	200.00	4773	-855	0	17.91	11	--	--	99.90	--
15	1.30	200.00	5293	-855	0	16.15	13	--	--	99.90	--
16	1.40	200.00	5813	-855	0	14.71	16	--	--	99.90	--
17	1.50	200.00	6333	-855	0	13.50	18	--	--	99.90	--
18	1.60	200.00	6853	-855	0	12.48	21	--	--	99.90	--
19	1.70	200.00	7373	-855	0	11.60	24	--	--	99.90	--
20	1.80	200.00	7893	-855	0	10.83	26	--	--	99.90	--
21	1.90	200.00	8413	-855	0	10.16	29	--	--	99.90	--
22	2.00	200.00	8933	-855	0	9.57	31	--	--	99.90	--

COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.75	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	240.27	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1608.41	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12460.48	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12460.48	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1608.41	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	12563.86	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	7.36	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2086.19	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	94518.33	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	27.09	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	54.37	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.84$	$i_q = 0.84$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 4.43$	$N'_q = 0.84$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	7.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.59

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 19

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7373	-250	859	3.39	32	--	--	8.58	--
20	1.80	200.00	7893	-161	931	2.03	36	--	--	8.48	--
21	1.90	200.00	8413	-64	1002	0.76	40	--	--	8.39	--
22	2.00	200.00	8933	40	1074	0.45	44	--	--	8.32	--

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.94	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-240.27	[kg]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1608.41	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10906.13	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10906.13	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1608.41	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	11024.10	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.39	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1562.05	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	93841.09	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	25.44	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	45.86	[kPa]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.82$	$i_q = 0.82$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 4.32$	$N'_q = 0.82$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

#### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	7.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.60

#### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

##### Combinazione n° 20

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--

2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7373	-250	859	3.39	32	--	--	8.58	--
20	1.80	200.00	7893	-161	931	2.03	36	--	--	8.48	--
21	1.90	200.00	8413	-64	1002	0.76	40	--	--	8.39	--
22	2.00	200.00	8933	40	1074	0.45	44	--	--	8.32	--

**COMBINAZIONE n° 21**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		

Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.75	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	240.27	[kg]		

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1608.41	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12460.48	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12460.48	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1608.41	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	12563.86	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	7.36	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2086.19	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	94518.33	[kg]		

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	27.09	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	54.37	[kPa]		

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	N <sub>c</sub> = 5.14	N <sub>q</sub> = 1.00	N <sub>γ</sub> = -0.00
<b>Fattori forma</b>	s <sub>c</sub> = 1.00	s <sub>q</sub> = 1.00	s <sub>γ</sub> = 1.00

**Fattori inclinazione**

$i_c = 0.84$

$i_q = 0.84$

$i_\gamma = 0.00$

**Fattori profondità**

$d_c = 1.02$

$d_q = 1.00$

$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 4.43$

$N'_q = 0.84$

$N'_\gamma = -0.00$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

7.36

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

7.59

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

**Combinazione n° 21**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7373	-250	859	3.39	32	--	--	8.58	--
20	1.80	200.00	7893	-161	931	2.03	36	--	--	8.48	--
21	1.90	200.00	8413	-64	1002	0.76	40	--	--	8.39	--
22	2.00	200.00	8933	40	1074	0.45	44	--	--	8.32	--

**COMBINAZIONE n° 22**

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.94	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]

Inerzia del muro	1073.80	[kg]
Inerzia verticale del muro	-536.90	[kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-240.27	[kg]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1608.41	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10906.13	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10906.13	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1608.41	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11024.10	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.39	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1562.05	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	93841.09	[kg]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	25.44	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	45.86	[kPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.82$	$i_q = 0.82$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

	$N'_c = 4.32$	$N'_q = 0.82$	$N'_\gamma = -0.00$
--	---------------	---------------	---------------------

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	7.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.60

#### Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

##### Combinazione n° 22

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--

11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7373	-250	859	3.39	32	--	--	8.58	--
20	1.80	200.00	7893	-161	931	2.03	36	--	--	8.48	--
21	1.90	200.00	8413	-64	1002	0.76	40	--	--	8.39	--
22	2.00	200.00	8933	40	1074	0.45	44	--	--	8.32	--

COMBINAZIONE n° 23

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		

Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.75	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	240.27	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1608.41	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12460.48	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12460.48	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1608.41	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Risultante in fondazione	12563.86	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	7.36	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2086.19	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	94518.33	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	27.09	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	54.37	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.84$	$i_q = 0.84$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 4.43$	$N'_q = 0.84$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	7.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.59

## Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 23

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7373	-250	859	3.39	32	--	--	8.58	--
20	1.80	200.00	7893	-161	931	2.03	36	--	--	8.48	--
21	1.90	200.00	8413	-64	1002	0.76	40	--	--	8.39	--
22	2.00	200.00	8933	40	1074	0.45	44	--	--	8.32	--

### COMBINAZIONE n° 24

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -2.42	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.50	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = 0.24	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.94	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3490.61	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.59	[m]	Y = -0.78	[m]
Inerzia del muro	1073.80	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-536.90	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	480.54	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-240.27	[kg]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1608.41	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10906.13	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-66.76	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10906.13	[kg]

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1608.41	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Risultante in fondazione	11024.10	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.39	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1562.05	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	93841.09	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	25.44	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	45.86	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.00$	$N_\gamma = -0.00$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.82$	$i_q = 0.82$	$i_\gamma = 0.00$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.02$	$d_q = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 4.32$	$N'_q = 0.82$	$N'_\gamma = -0.00$
---------------	---------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	7.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.60

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 24

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	100.00	0	0	0	0.00	0	--	--	0.00	--
2	0.10	100.00	260	2	36	0.69	3	--	--	7.26	--
3	0.20	100.00	520	7	72	1.38	6	--	--	7.26	--
4	0.30	100.00	780	16	107	2.07	9	--	--	7.26	--
5	0.40	100.00	1040	29	143	2.75	12	--	--	7.26	--
6	0.50	100.00	1300	45	179	3.44	15	--	--	7.26	--
7	0.60	100.00	1560	64	215	4.13	19	--	--	7.26	--
8	0.70	100.00	1820	88	251	4.82	23	--	--	7.26	--
9	0.80	100.00	2080	115	286	5.51	27	--	--	7.26	--
10	0.90	100.00	2340	145	322	6.20	31	--	--	7.26	--
11	1.00	100.00	2600	179	358	6.88	36	--	--	7.26	--
12	1.00	200.00	3733	-676	358	18.11	8	--	--	10.43	--
13	1.10	200.00	4253	-637	430	14.97	11	--	--	9.90	--
14	1.20	200.00	4773	-590	501	12.36	15	--	--	9.52	--
15	1.30	200.00	5293	-536	573	10.13	18	--	--	9.24	--
16	1.40	200.00	5813	-476	644	8.18	22	--	--	9.02	--
17	1.50	200.00	6333	-408	716	6.43	25	--	--	8.85	--
18	1.60	200.00	6853	-332	787	4.85	29	--	--	8.70	--
19	1.70	200.00	7373	-250	859	3.39	32	--	--	8.58	--
20	1.80	200.00	7893	-161	931	2.03	36	--	--	8.48	--
21	1.90	200.00	8413	-64	1002	0.76	40	--	--	8.39	--
22	2.00	200.00	8933	40	1074	0.45	44	--	--	8.32	--

## Spostamenti

### *Simbologia adottata*

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>ag<sub>Critico</sub></i>	Accelerazione critica espressa in [m/s <sup>2</sup> ]
<i>D</i>	Spostamento espresso in [cm]

Spostamento limite imposto  $D_{limite} = 10.00$  [cm]

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>ag<sub>Critico</sub></b>	<b>D</b>
16	SLER	12.0416	0.0000
17	SLEF	12.0416	0.0000
18	SLEQ	12.0416	0.0000
19	SLER	12.0416	0.0000
20	SLER	12.0416	0.0000
21	SLEF	12.0416	0.0000
22	SLEF	12.0416	0.0000
23	SLEQ	12.0416	0.0000
24	SLEQ	12.0416	0.0000

## 7 Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

### Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

#### Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

#### Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Studio Associato Atre Ingegneria
Licenza	AIU4355B1

#### Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

#### Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

#### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

*ALLEGATO 5*

*VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE SUL  
CANALE FUGATORE*



## Sommario

1	Premessa .....	3
2	Normative di riferimento .....	3
3	Descrizione metodo di calcolo .....	4
4	Verifica condizioni drenate .....	7
4.1	Dati .....	7
4.2	Risultati analisi .....	10
5	Verifica condizioni non drenate .....	13
5.1	Dati Verifica .....	13
5.2	Risultati analisi .....	16
6	Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2) .....	19

## **1 Premessa**

Il presente elaborato è di verifica del versante che verrà realizzato a seguito dello scavo per porre il canale scolmatore alla quota di 140m slm.

I dati geotecnici sono desunti dalle caratteristiche dei terreni relative alle prove condotte per la verifica di stabilità del corpo diga in quanto non sono disponibili specifiche analisi dell'area d'intervento posta in sinistra idraulica. I dati utilizzati sono quelli relativi alle due tipologie di substrato del corpo diga individuate e quindi rappresentative delle caratteristiche del terreno naturale dell'area di studio.

Saranno eseguite verifiche considerando sia le condizioni drenate che non drenate.

## **2 Normative di riferimento**

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

### 3 Descrizione metodo di calcolo

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

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

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

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

- $l$  lunghezza della base della striscia
- $\alpha$  angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
- $b$  larghezza della striscia  $b=l \times \cos(\alpha)$
- $\phi$  angolo di attrito lungo la base della striscia
- $c$  coesione lungo la base della striscia
- $\gamma$  peso di volume del terreno
- $u$  pressione neutra
- W** peso della striscia
- N** sforzo normale alla base della striscia
- T** sforzo di taglio alla base della striscia
- E<sub>s</sub>, E<sub>d</sub>** forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
- X<sub>s</sub>, X<sub>d</sub>** forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
- E<sub>a</sub>, E<sub>b</sub>** forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
- ΔX** variazione delle forze tangenziali sulla striscia **ΔX = X<sub>d</sub> - X<sub>s</sub>**
- ΔE** variazione delle forze normali sulla striscia **ΔE = E<sub>d</sub> - E<sub>s</sub>**

Metodo di Janbu (semplificato)

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Janbu semplificato** si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [ c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i ]}{\sum [ W_i \tan \alpha_i ]}$$

dove il termine **N<sub>i</sub>** è espresso da

$$N_i = [ W_i - c_i l_i \sin \alpha_i / \eta + u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F ] / m$$

dove il termine **m** è espresso da

$$m = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $C_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di **Janbu semplificato** contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $F$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $F$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La semplificazione del metodo rispetto al procedimento completo consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia.

## Metodo di Bell

Bell suppone nota l'andamento della pressione normale lungo la superficie di rottura ed assume per la  $\sigma_i$  la seguente espressione

$$\sigma_i = C_1(1-K_y)W_i \cos \alpha_i / l_i + C_2 f(x, y)$$

La funzione  $f(x, y)$  è espressa in funzione delle coordinate della striscia

$$f(x, y) = \sin 2\pi \frac{x_n - x_i}{x_n - x_0}$$

Per pareggiare il numero delle equazioni con il numero delle incognite introduce l'ulteriore incognita  $C_3$  come moltiplicatore della coesione. Tale incognita dovrà essere in soluzione pari all'unità. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Bell** si ottiene dalla risoluzione del seguente sistema di equazioni non lineari, nelle incognite  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$ , ottenuto scrivendo l'equilibrio dell'intera massa alla traslazione orizzontale, verticale ed alla rotazione:

$$\begin{aligned} M_{11} C_1 + M_{12} C_2 + M_{13} C_3 &= V_1 \\ M_{21} C_1 + M_{22} C_2 + M_{23} C_3 &= V_2 \\ M_{31} C_1 + M_{32} C_2 + M_{33} C_3 &= V_3 \end{aligned}$$

dove i coefficienti del sistema si ricavano dalle equazioni di equilibrio e valgono:

$$\begin{aligned} M_{11} &= (1 - K_y) [\sum_i W_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i - F \sum_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i] \\ M_{12} &= \sum_i f_i b_i \operatorname{tg} \phi_i - F \sum_i f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \\ M_{13} &= \sum_i c_i b_i \\ M_{21} &= (1 - K_y) [\sum_i W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + F \sum_i W_i \cos^2 \alpha_i] \\ M_{22} &= \sum_i f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + F \sum_i f_i b_i \\ M_{23} &= \sum_i c_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \\ M_{31} &= (1 - K_y) [\sum_i (W_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) x_{ci}] + F [\sum_i (W_i \cos^2 \alpha_i) x_{ci} - \sum_i (W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i) y_{ci}] \\ M_{32} &= \sum_i (f_i b_i \operatorname{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) x_{ci} - F [\sum_i (f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i) y_{ci} + \sum_i (f_i b_i) x_{ci}] \\ M_{33} &= \sum_i (c_i b_i) y_{ci} + \sum_i (c_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i) x_{ci} \\ V_1 &= \sum_i u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i + F(K_x \sum_i W_i - X) \\ V_2 &= \sum_i u_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + F[(1 - K_y) \sum_i W_i + Z] \\ V_3 &= \sum_i (u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (u_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) x_{ci} + F [K_x \sum_i W_i y_{cgi} + (1 - K_y) \sum_i W_i x_{cgi} - X y_x - Z x_y] \end{aligned}$$

La ricerca del fattore di sicurezza avviene operando sul coefficiente  $C_3$ . Si comincia da due valori di  $F$  che individuano un intervallo all'interno del quale si può ritenere sia compreso il coefficiente di sicurezza soluzione del problema. Risolvendo il sistema si ricavano i due corrispondenti valori di  $C_3$  e quindi si reitera prendendo come nuovo valore quello derivante dall'interpolazione:

$$F = F_f + \frac{1 - C_{3f}}{C_{3f} - C_{3i}} (F_i - F_f)$$

dove gli indici  $i$  ed  $f$  stanno rispettivamente per iniziale e finale. L'iterazione si può fermare quando la differenza tra l'ultimo  $F$  ricavato ed il penultimo è abbastanza piccola, oppure quando la differenza di  $C_3$  dall'unità può essere ritenuta trascurabile.

## 4 Verifica condizioni drenate

### 4.1 Dati

#### Descrizione terreno

##### Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in kg/mc
$\gamma_w$	Peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
$\phi$	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
$c$	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kPa
$\phi_u$	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
$c_u$	Coesione 'totale' del terreno espressa in kPa

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
1	Terreno 1	2039	2131	25.00	50.0
2	Terreno 2	2310	2377	24.80	22.3

#### Profilo del piano campagna

##### Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

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

n°	X [m]	Y [m]
1	0.00	139.71
2	10.50	139.71
3	10.50	142.71
4	11.60	142.71
5	16.93	146.23
6	21.07	146.33
7	27.33	150.53
8	47.95	151.68

#### Descrizione stratigrafia

##### Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

Strato N° 1 costituito da terreno n° 1 (Terreno 1)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

n°	X [m]	Y [m]
1	0.00	138.76
2	0.00	130.00
3	47.95	130.00
4	47.95	138.76

Strato N° 2 costituito da terreno n° 2 (Terreno 2)

Coordinate dei vertici dello strato n° 2

n°	X [m]	Y [m]
1	47.95	138.76
2	47.95	151.68
3	27.33	150.53
4	21.07	146.33
5	16.93	146.23
6	11.60	142.71
7	10.50	142.71
8	10.50	139.71

n°	X	Y
	[m]	[m]
9	0.00	139.71
10	0.00	138.76

## Carichi sul profilo

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra.

N° Identificativo del sovraccarico agente

Descrizione Descrizione carico

Carichi distribuiti

$X_i, X_f$  Ascissa iniziale e finale del carico espressa in [m]

$V_{xi}, V_{xr}, V_{yi}, V_{yr}$  Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]

## Carichi distribuiti

n°	Descrizione	$X_i$	$X_f$	$V_{yi}$	$V_{yr}$	$V_{xi}$	$V_{xr}$
		[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	Carico 1	16.93	21.07	2000	2000	0	0

## Interventi inseriti

Numero interventi inseriti 1

### Muro di sostegno - Muro di sostegno

Grado di sicurezza desiderato a monte	1.30	
Ascissa sul profilo (quota testa muro)	10.90	m
Altezza paramento	3.00	m
Spessore in testa	0.40	m
Inclinazione esterna	0.000	
Inclinazione interna	0.000	
Spessore alla base	0.40	m
Lunghezza mensola fondazione valle	10.50	m
Lunghezza mensola fondazione monte	0.00	m
Lunghezza fondazione totale	10.90	m
Spessore fondazione	0.50	m
Resistenza caratteristica a compressione del cls (Rbk)	24517	kPa
Percentuale di armatura zona tesa	0.30	%
Percentuale di armatura zona compressa	0.15	%
Altezza di scavo	3.00	m

## Dati zona sismica

### Identificazione del sito

Latitudine	43.932155
Longitudine	10.918523
Comune	Pistoia
Provincia	Pistoia
Regione	Toscana
Punti di interpolazione del reticolo	19166 - 19165 - 19387 - 19388

### Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose
Vita di riferimento	100 anni
Accelerazione al suolo $a_g$ =	2.167 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.19
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00

Coefficiente riduzione ( $\beta_s$ )	0.28
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (per cento)	$k_h = (a_g/g * \beta_s * St * S) = 7.35$
Coefficiente di intensità sismica verticale (per cento)	$k_v = 0.50 * k_h = 3.67$

### Dati normativa

#### Normativa :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

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

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.25	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.25	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.40	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.60	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto 1.10

### Impostazioni delle superfici di rottura

#### *Superfici di rottura circolari*

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

Origine maglia	[m]	$X_0 = 3.46$	$Y_0 = 155.00$
Passo maglia	[m]	$dX = 1.00$	$dY = 1.00$
Numero passi		$N_x = 40$	$N_y = 30$
Raggio	[m]	$R = 30.00$	

Si utilizza un raggio variabile con passo  $dR=1.00$  [m] ed un numero di incrementi pari a 40

### Opzioni di calcolo

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

- JANBU
- BELL

Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.

Le superfici sono state analizzate per i casi:

- Parametri caratteristici [PC];
- Parametri di progetto [A2-M2]
- Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)

Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**

Presenza di carichi distribuiti

### Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a	1.00	m
- freccia inferiore a	0.50	m
- volume inferiore a	2.00	mc
- pendenza media della superficie inferiore a	1.00	[%]

## 4.2 Risultati analisi

Numero di superfici analizzate	13187
Coefficiente di sicurezza minimo	1.251
Superficie con coefficiente di sicurezza minimo	1

### Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS <sub>min</sub>	S <sub>min</sub>	FS <sub>max</sub>	S <sub>max</sub>
JANBU	198	1.300	47	1.332	341
BELL	198	1.300	107	1.350	327

### Caratteristiche delle superfici analizzate

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

N°	numero d'ordine della superficie cerchio
C <sub>x</sub>	ascissa x del centro [m]
C <sub>y</sub>	ordinata y del centro [m]
R	raggio del cerchio espresso in m
x <sub>v</sub>	ascissa del punto di intersezione con il profilo (valle) espresse in m
x <sub>m</sub>	ascissa del punto di intersezione con il profilo (monte) espresse in m
V	volume interessato dalla superficie espresso [mc]
F <sub>s</sub>	coefficiente di sicurezza
caso	caso di calcolo

Metodo di JANBU (J)

Metodo di BELL (L)

N°	Forma	C <sub>x</sub> [m]	C <sub>y</sub> [m]	R [m]	x <sub>v</sub> [m]	x <sub>m</sub> [m]	V [mc]	F <sub>s</sub>	Caso	Sisma
1	C	11.46	169.00	30.00	4.97	35.45	132.24	1.251 (J)	[A2M2]	H-V
--	--	--	--	--	--	--	--	1.328 (L)	--	--

### Analisi della superficie critica

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso destra  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
Le strisce sono numerate da valle verso monte

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

Superficie n° 1

#### Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso il basso

Numero di strisce	24	
Coordinate del centro	X[m]= 11.46	Y[m]= 169.00
Raggio del cerchio	R[m]= 30.00	

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
ALLEGATO 5 VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE SUL CANALE FUGATORE

Intersezione a valle con il profilo topografico  
Intersezione a monte con il profilo topografico

$X_v[m] = 4.97$   
 $X_m[m] = 35.45$

$Y_v[m] = 139.71$   
 $Y_m[m] = 150.98$

**Geometria e caratteristiche strisce**

N°	$X_s$ [m]	$Y_{ss}$ [m]	$Y_{si}$ [m]	$X_d$ [m]	$Y_{ds}$ [m]	$Y_{di}$ [m]	$X_g$ [m]	$Y_g$ [m]	L [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]
1	4.97	139.71	139.71	6.35	139.71	139.44	5.89	139.62	1.41	-11.14	20.29	18
2	6.35	139.71	139.44	7.74	139.71	139.23	7.11	139.52	1.40	-8.47	20.29	18
3	7.74	139.71	139.23	9.12	139.71	139.09	8.46	139.43	1.39	-5.80	20.29	18
4	9.12	139.71	139.09	10.50	139.71	139.02	9.82	139.38	1.38	-3.16	20.29	18
5	10.50	139.71	139.02	10.90	139.71	139.01	10.70	139.36	0.40	-1.45	20.29	18
6	10.90	142.71	139.01	11.60	142.71	139.00	11.25	140.86	0.70	-0.40	20.29	18
7	11.60	142.71	139.00	12.93	143.59	139.04	12.29	141.09	1.33	1.54	20.29	18
8	12.93	143.59	139.04	14.27	144.47	139.13	13.62	141.56	1.34	4.09	20.29	18
9	14.27	144.47	139.13	15.60	145.35	139.29	14.95	142.07	1.34	6.65	20.29	18
10	15.60	145.35	139.29	16.93	146.23	139.50	16.28	142.60	1.35	9.22	20.29	18
11	16.93	146.23	139.50	18.31	146.26	139.79	17.62	142.95	1.41	11.85	20.29	18
12	18.31	146.26	139.79	19.69	146.30	140.15	18.99	143.13	1.43	14.56	20.29	18
13	19.69	146.30	140.15	21.07	146.33	140.58	20.37	143.34	1.45	17.30	20.29	18
14	21.07	146.33	140.58	22.32	147.17	141.04	21.70	143.78	1.33	19.96	20.29	18
15	22.32	147.17	141.04	23.57	148.01	141.55	22.95	144.45	1.36	22.52	20.29	18
16	23.57	148.01	141.55	24.83	148.85	142.14	24.20	145.14	1.38	25.14	20.29	18
17	24.83	148.85	142.14	26.08	149.69	142.80	25.45	145.87	1.42	27.81	20.29	18
18	26.08	149.69	142.80	27.33	150.53	143.54	26.71	146.64	1.45	30.55	20.29	18
19	27.33	150.53	143.54	28.68	150.61	144.44	27.99	147.27	1.62	33.49	20.29	18
20	28.68	150.61	144.44	30.04	150.68	145.44	29.34	147.78	1.69	36.65	20.29	18
21	30.04	150.68	145.44	31.39	150.76	146.58	30.69	148.35	1.76	39.94	20.29	18
22	31.39	150.76	146.58	32.74	150.83	147.86	32.03	148.99	1.86	43.41	20.29	18
23	32.74	150.83	147.86	34.09	150.91	149.31	33.35	149.69	1.99	47.08	20.29	18
24	34.09	150.91	149.31	35.45	150.98	150.98	34.55	150.40	2.15	51.03	20.29	18

**Forze applicate sulle strisce [JANBU]**

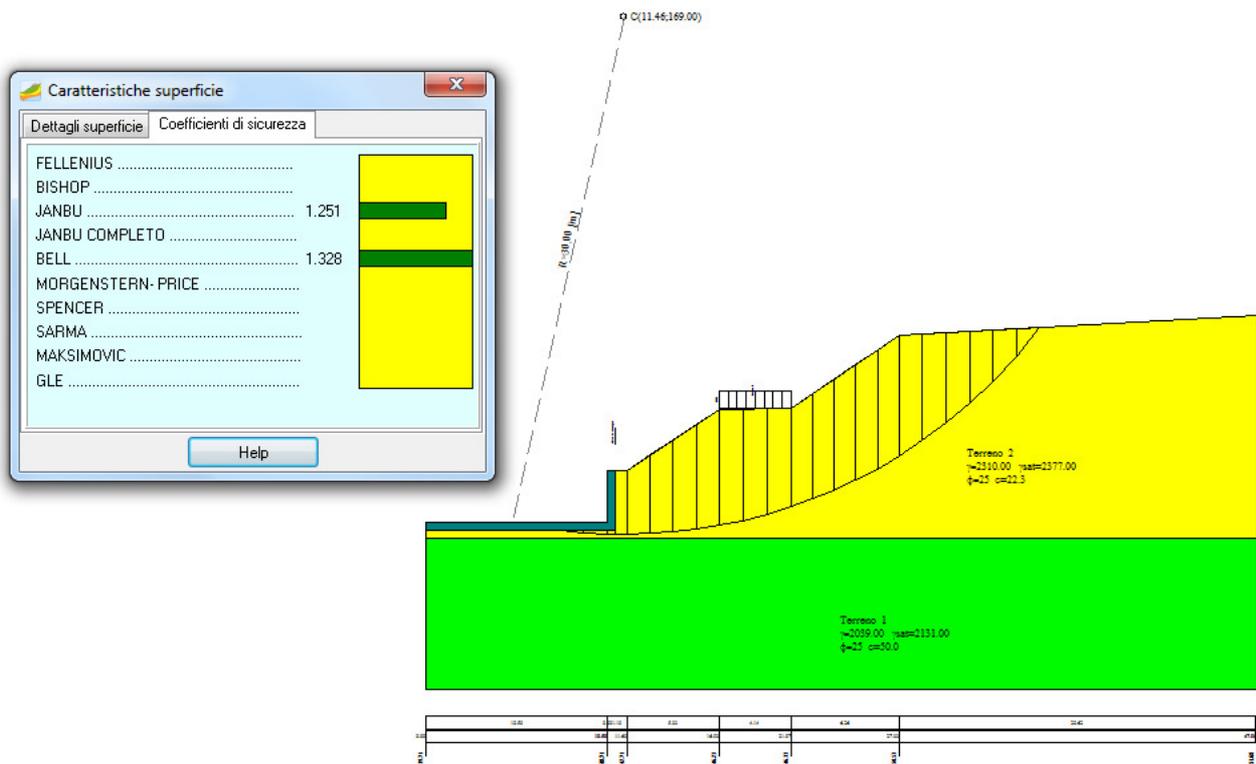
N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	$E_s$ [kg]	$E_d$ [kg]	$X_s$ [kg]	$X_d$ [kg]	ID
1	435	0	916	2319	0	0	2421	0	0	
2	1198	0	1629	2514	0	2421	5059	0	0	
3	1750	0	2092	2639	0	5059	7767	0	0	
4	2096	0	2325	2700	0	7767	10437	0	0	
5	647	0	690	786	0	10437	11193	0	0	
6	5995	0	6235	2861	0	11193	13656	0	0	
7	12718	0	13034	5790	0	13656	18160	0	0	
8	15225	0	15361	6482	0	18160	22412	0	0	
9	17548	0	17486	7119	0	22412	26169	0	0	
10	19685	0	19425	7704	0	26169	29216	0	0	
11	21036	2760	23330	8945	0	29216	31430	0	0	
12	20109	2760	22250	8649	0	31430	32528	0	0	
13	18959	2760	20997	8307	0	32528	32618	0	0	
14	17185	0	16482	6808	0	32618	32130	0	0	
15	18206	0	17474	7135	0	32130	30690	0	0	
16	19035	0	18315	7424	0	30690	28232	0	0	
17	19660	0	18997	7673	0	28232	24711	0	0	
18	20066	0	19506	7879	0	24711	20108	0	0	
19	20559	0	20072	8291	0	20108	14437	0	0	
20	17824	0	17385	7590	0	14437	8840	0	0	
21	14717	0	14231	6772	0	8840	3814	0	0	
22	11184	0	10471	5803	0	3814	13	0	0	
23	7147	0	5899	4633	0	13	-1677	0	0	
24	2496	0	180	3182	0	-1677	0	0	0	

**Forze applicate sulle strisce [BELL]**

N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	$E_s$ [kg]	$E_d$ [kg]	$X_s$ [kg]	$X_d$ [kg]	ID
1	435	0	603	2098	0	0	2143	0	265	
2	1198	0	1691	2385	0	2143	4663	265	185	
3	1750	0	2526	2607	0	4663	7383	185	-250	
4	2096	0	3087	2756	0	7383	10151	-250	-1008	
5	647	0	961	816	0	10151	10943	-1008	-1278	
6	5995	0	6956	2896	0	10943	13447	-1278	-1998	
7	12718	0	14682	5914	0	13447	18030	-1998	-3649	
8	15225	0	17338	6658	0	18030	22316	-3649	-5634	

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
 ALLEGATO 5 VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE SUL CANALE FUGATORE

N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	E <sub>s</sub> [kg]	E <sub>d</sub> [kg]	X <sub>s</sub> [kg]	X <sub>d</sub> [kg]	ID
9	17548	0	19679	7317	0	22316	26017	-5634	-7835	
10	19685	0	21694	7889	0	26017	28883	-7835	-10104	
11	21036	2760	25676	9081	0	28883	30748	-10104	-12427	
12	20109	2760	24169	8683	0	30748	31396	-12427	-14293	
13	18959	2760	22372	8209	0	31396	30984	-14293	-15577	
14	17185	0	17170	6605	0	30984	30070	-15577	-16154	
15	18206	0	17658	6773	0	30070	28226	-16154	-16186	
16	19035	0	17902	6879	0	28226	25450	-16186	-15580	
17	19660	0	17905	6924	0	25450	21777	-15580	-14265	
18	20066	0	17669	6911	0	21777	17274	-14265	-12191	
19	20559	0	17378	7061	0	17274	12064	-12191	-9266	
20	17824	0	14316	6296	0	12064	7261	-9266	-6032	
21	14717	0	11156	5524	0	7261	3252	-6032	-2873	
22	11184	0	7931	4760	0	3252	438	-2873	-311	
23	7147	0	4686	4027	0	438	-776	-311	959	
24	2496	0	1484	3361	0	-776	0	959	0	



## 5 Verifica condizioni non drenate

### 5.1 Dati Verifica

#### Descrizione terreno

##### Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in kg/mc
$\gamma_w$	Peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
$\phi$	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
$c$	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kPa
$\phi_u$	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
$c_u$	Coesione 'totale' del terreno espressa in kPa

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi_u$ [°]	$c_u$ [kPa]
1	Terreno 1	2039	2131	0.00	150.0
2	Terreno 2	2310	2377	0.00	77.0

#### Profilo del piano campagna

##### Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

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

n°	X [m]	Y [m]
1	0.00	139.71
2	10.50	139.71
3	10.50	142.71
4	11.60	142.71
5	16.93	146.23
6	21.07	146.33
7	27.33	150.53
8	47.95	151.68

#### Descrizione stratigrafia

##### Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

Strato N° 1 costituito da terreno n° 1 (Terreno 1)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

n°	X [m]	Y [m]
1	0.00	138.76
2	0.00	130.00
3	47.95	130.00
4	47.95	138.76

Strato N° 2 costituito da terreno n° 2 (Terreno 2)

Coordinate dei vertici dello strato n° 2

n°	X [m]	Y [m]
1	47.95	138.76
2	47.95	151.68
3	27.33	150.53
4	21.07	146.33
5	16.93	146.23
6	11.60	142.71
7	10.50	142.71
8	10.50	139.71

n°	X	Y
	[m]	[m]
9	0.00	139.71
10	0.00	138.76

## Carichi sul profilo

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra.

N° Identificativo del sovraccarico agente

Descrizione Descrizione carico

Carichi distribuiti

X<sub>i</sub>, X<sub>r</sub> Ascissa iniziale e finale del carico espressa in [m]

V<sub>x<sub>i</sub></sub>, V<sub>x<sub>r</sub></sub>, V<sub>y<sub>i</sub></sub>, V<sub>y<sub>r</sub></sub> Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]

### Carichi distribuiti

n°	Descrizione	X <sub>i</sub>	X <sub>r</sub>	V <sub>y<sub>i</sub></sub>	V <sub>y<sub>r</sub></sub>	V <sub>x<sub>i</sub></sub>	V <sub>x<sub>r</sub></sub>
		[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	Carico 1	16.93	21.07	2000	2000	0	0

## Interventi inseriti

Numero interventi inseriti 1

### Muro di sostegno - Muro di sostegno

Grado di sicurezza desiderato a monte	1.30	
Ascissa sul profilo (quota testa muro)	10.90	m
Altezza paramento	3.00	m
Spessore in testa	0.40	m
Inclinazione esterna	0.000	
Inclinazione interna	0.000	
Spessore alla base	0.40	m
Lunghezza mensola fondazione valle	10.50	m
Lunghezza mensola fondazione monte	0.00	m
Lunghezza fondazione totale	10.90	m
Spessore fondazione	0.50	m
Resistenza caratteristica a compressione del cls (R <sub>bk</sub> )	24517	kPa
Percentuale di armatura zona tesa	0.30	%
Percentuale di armatura zona compressa	0.15	%
Altezza di scavo	3.00	m

## Dati zona sismica

### Identificazione del sito

Latitudine	43.932155
Longitudine	10.918523
Comune	Pistoia
Provincia	Pistoia
Regione	Toscana
Punti di interpolazione del reticolo	19166 - 19165 - 19387 - 19388

### Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose
Vita di riferimento	100 anni
Accelerazione al suolo a <sub>g</sub> =	2.167 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S <sub>s</sub> )	1.19
Coefficiente di amplificazione topografica (S <sub>t</sub> )	1.00

Coefficiente riduzione ( $\beta_s$ )	0.28
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (per cento)	$k_h = (a_g/g * \beta_s * St * S) = 7.35$
Coefficiente di intensità sismica verticale (per cento)	$k_v = 0.50 * k_h = 3.67$

### Dati normativa

#### Normativa :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

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

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.25	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.25	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.40	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.60	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto 1.10

### Impostazioni delle superfici di rottura

#### *Superfici di rottura circolari*

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

Origine maglia	[m]	$X_0 = 3.46$	$Y_0 = 155.00$
Passo maglia	[m]	$dX = 1.00$	$dY = 1.00$
Numero passi		$N_x = 40$	$N_y = 30$
Raggio	[m]	$R = 30.00$	

Si utilizza un raggio variabile con passo  $dR=1.00$  [m] ed un numero di incrementi pari a 40

### Opzioni di calcolo

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

- JANBU
- BELL

Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.

Le superfici sono state analizzate per i casi:

- Parametri caratteristici [PC];
- Parametri di progetto [A2-M2]
- Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)

Analisi condotta in termini di **tensioni totali**

Presenza di carichi distribuiti

### Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a	1.00	m
- freccia inferiore a	0.50	m
- volume inferiore a	2.00	mc
- pendenza media della superficie inferiore a	1.00	[%]

## 5.2 Risultati analisi

Numero di superfici analizzate	13338
Coefficiente di sicurezza minimo	1.296
Superficie con coefficiente di sicurezza minimo	1

### Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS <sub>min</sub>	S <sub>min</sub>	FS <sub>max</sub>	S <sub>max</sub>
JANBU	13338	1.262	1	105.745	13338
BELL	13314	1.296	1	106.595	13338

### Caratteristiche delle superfici analizzate

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

N°	numero d'ordine della superficie cerchio
C <sub>x</sub>	ascissa x del centro [m]
C <sub>y</sub>	ordinata y del centro [m]
R	raggio del cerchio espresso in m
x <sub>v</sub>	ascissa del punto di intersezione con il profilo (valle) espresse in m
x <sub>m</sub>	ascissa del punto di intersezione con il profilo (monte) espresse in m
V	volume interessato dalla superficie espresso [mc]
F <sub>s</sub>	coefficiente di sicurezza
caso	caso di calcolo

Metodo di JANBU (J)

Metodo di BELL (L)

N°	Forma	C <sub>x</sub> [m]	C <sub>y</sub> [m]	R [m]	x <sub>v</sub> [m]	x <sub>m</sub> [m]	V [mc]	F <sub>s</sub>	Caso	Sisma
1	C	14.46	170.00	31.00	7.86	39.10	170.22	1.262 (J)	[A2M2]	H-V
--	--	--	--	--	--	--	--	1.296 (L)	--	--

### Analisi della superficie critica

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso destra  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
Le strisce sono numerate da valle verso monte

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

Superficie n° 1

#### Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso il basso

Numero di strisce	24	
Coordinate del centro	X[m]= 14.46	Y[m]= 170.00
Raggio del cerchio	R[m]= 31.00	

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
ALLEGATO 5 VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE SUL CANALE FUGATORE

Intersezione a valle con il profilo topografico  
Intersezione a monte con il profilo topografico

$X_v[m] = 7.86$   
 $X_m[m] = 39.10$

$Y_v[m] = 139.71$   
 $Y_m[m] = 151.19$

**Geometria e caratteristiche strisce**

N°	$X_s$ [m]	$Y_{ss}$ [m]	$Y_{si}$ [m]	$X_d$ [m]	$Y_{ds}$ [m]	$Y_{di}$ [m]	$X_g$ [m]	$Y_g$ [m]	L [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]
1	7.86	139.71	139.71	9.18	139.71	139.45	8.74	139.62	1.34	-11.04	0.00	55
2	9.18	139.71	139.45	10.50	139.71	139.25	9.90	139.53	1.33	-8.57	0.00	55
3	10.50	139.71	139.25	10.90	139.71	139.21	10.70	139.47	0.40	-6.97	0.00	55
4	10.90	142.71	139.21	11.60	142.71	139.13	11.25	140.94	0.70	-5.94	0.00	55
5	11.60	142.71	139.13	12.93	143.59	139.04	12.29	141.13	1.34	-4.06	0.00	55
6	12.93	143.59	139.04	14.27	144.47	139.00	13.62	141.53	1.33	-1.59	0.00	55
7	14.27	144.47	139.00	15.60	145.35	139.02	14.95	141.97	1.33	0.87	0.00	55
8	15.60	145.35	139.02	16.93	146.23	139.10	16.28	142.43	1.33	3.34	0.00	55
9	16.93	146.23	139.10	18.31	146.26	139.24	17.62	142.71	1.39	5.85	0.00	55
10	18.31	146.26	139.24	19.69	146.30	139.44	19.00	142.81	1.40	8.42	0.00	55
11	19.69	146.30	139.44	21.07	146.33	139.71	20.38	142.95	1.41	11.01	0.00	55
12	21.07	146.33	139.71	22.32	147.17	140.01	21.70	143.31	1.29	13.50	0.00	55
13	22.32	147.17	140.01	23.57	148.01	140.37	22.95	143.89	1.30	15.89	0.00	55
14	23.57	148.01	140.37	24.83	148.85	140.78	24.21	144.51	1.32	18.32	0.00	55
15	24.83	148.85	140.78	26.08	149.69	141.26	25.46	145.15	1.34	20.77	0.00	55
16	26.08	149.69	141.26	27.33	150.53	141.80	26.71	145.82	1.36	23.27	0.00	55
17	27.33	150.53	141.80	28.80	150.61	142.52	28.06	146.36	1.64	26.04	0.00	55
18	28.80	150.61	142.52	30.27	150.69	143.34	29.52	146.79	1.68	29.11	0.00	55
19	30.27	150.69	143.34	31.74	150.78	144.26	30.99	147.26	1.74	32.28	0.00	55
20	31.74	150.78	144.26	33.21	150.86	145.32	32.46	147.80	1.81	35.56	0.00	55
21	33.21	150.86	145.32	34.69	150.94	146.51	33.92	148.39	1.89	38.98	0.00	55
22	34.69	150.94	146.51	36.16	151.02	147.86	35.38	149.06	2.00	42.57	0.00	55
23	36.16	151.02	147.86	37.63	151.10	149.40	36.82	149.81	2.13	46.39	0.00	55
24	37.63	151.10	149.40	39.10	151.19	151.19	38.12	150.56	2.31	50.50	0.00	55

**Forze applicate sulle strisce [JANBU]**

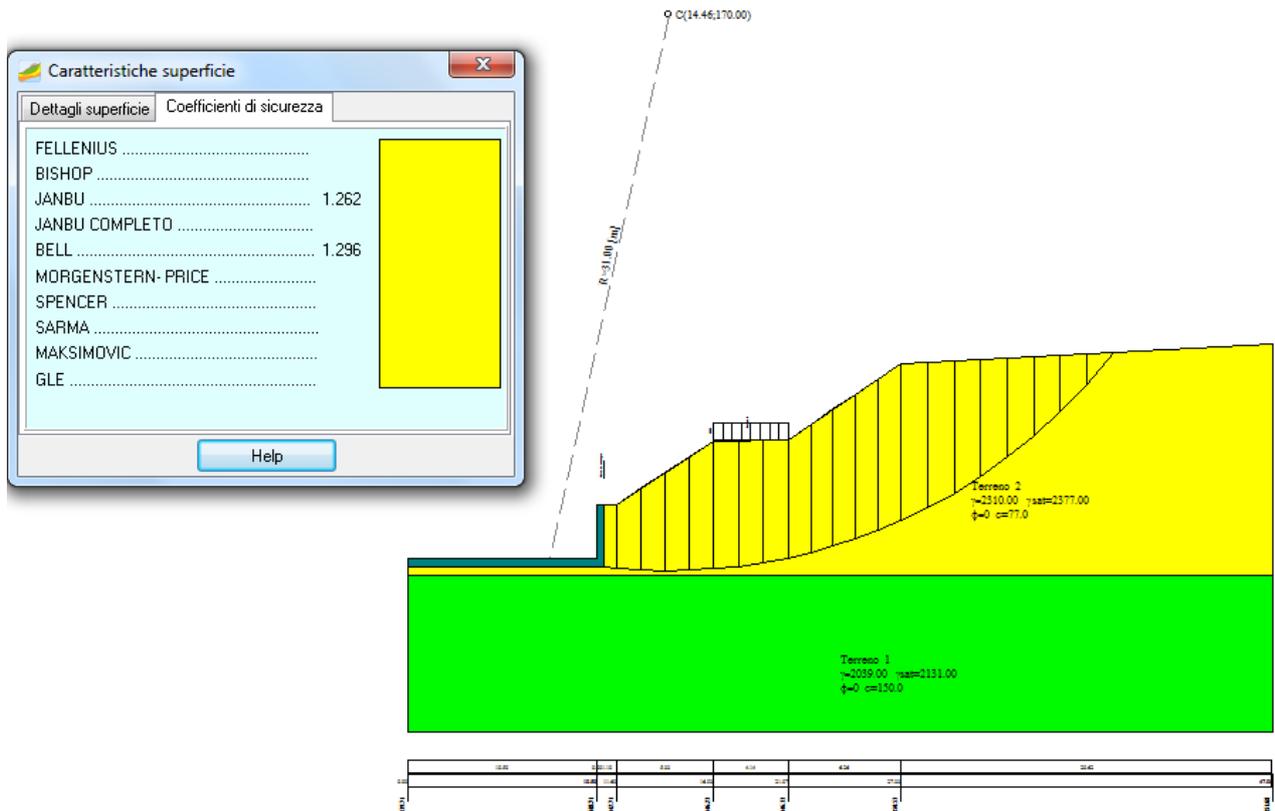
N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	$E_s$ [kg]	$E_d$ [kg]	$X_s$ [kg]	$X_d$ [kg]	ID
1	392	0	1579	5969	0	0	6132	0	0	
2	1086	0	2032	5924	0	6132	12213	0	0	
3	444	0	682	1791	0	12213	14040	0	0	
4	5726	0	6294	3127	0	14040	17382	0	0	
5	12513	0	13426	5936	0	17382	23334	0	0	
6	15424	0	16161	5923	0	23334	28571	0	0	
7	18158	0	18738	5922	0	28571	32873	0	0	
8	20716	0	21168	5931	0	32873	36040	0	0	
9	22561	2760	25757	6164	0	36040	37685	0	0	
10	22116	2760	25154	6199	0	37685	38305	0	0	
11	21469	2760	24374	6247	0	38305	38001	0	0	
12	19917	0	19862	5721	0	38001	37463	0	0	
13	21397	0	21417	5784	0	37463	35589	0	0	
14	22711	0	22862	5860	0	35589	32299	0	0	
15	23854	0	24193	5950	0	32299	27529	0	0	
16	24818	0	25404	6056	0	27529	21232	0	0	
17	28591	0	29436	7275	0	21232	12745	0	0	
18	26257	0	26991	7482	0	12745	4221	0	0	
19	23565	0	24012	7731	0	4221	-3797	0	0	
20	20479	0	20354	8035	0	-3797	-10600	0	0	
21	16949	0	15800	8408	0	-10600	-15247	0	0	
22	12909	0	10020	8876	0	-15247	-16437	0	0	
23	8269	0	2481	9477	0	-16437	-12304	0	0	
24	2892	0	-7751	10276	0	-12304	0	0	0	

**Forze applicate sulle strisce [BELL]**

N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	$E_s$ [kg]	$E_d$ [kg]	$X_s$ [kg]	$X_d$ [kg]	ID
1	392	0	645	5812	0	0	5799	0	886	
2	1086	0	1829	5768	0	5799	11696	886	1064	
3	444	0	758	1744	0	11696	13486	1064	983	
4	5726	0	6661	3045	0	13486	16783	983	610	
5	12513	0	14681	5780	0	16783	22669	610	-653	
6	15424	0	18057	5768	0	22669	27803	-653	-2552	
7	18158	0	21109	5766	0	27803	31913	-2552	-4921	
8	20716	0	23812	5775	0	31913	34770	-4921	-7552	

INVASO DELLA GIUDEA LOC. GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA – PROGETTO DEFINITIVO  
 ALLEGATO 5 VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE SUL CANALE FUGATORE

N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	E <sub>s</sub> [kg]	E <sub>d</sub> [kg]	X <sub>s</sub> [kg]	X <sub>d</sub> [kg]	ID
9	22561	2760	28563	6002	0	34770	35968	-7552	-10326	
10	22116	2760	27694	6036	0	35968	36054	-10326	-12815	
11	21469	2760	26453	6083	0	36054	35192	-12815	-14824	
12	19917	0	21255	5571	0	35192	34183	-14824	-16144	
13	21397	0	22133	5632	0	34183	31967	-16144	-16790	
14	22711	0	22745	5706	0	31967	28567	-16790	-16630	
15	23854	0	23105	5794	0	28567	24037	-16630	-15557	
16	24818	0	23229	5897	0	24037	18454	-15557	-13496	
17	28591	0	25672	7084	0	18454	11447	-13496	-10030	
18	26257	0	22376	7285	0	11447	4996	-10030	-5903	
19	23565	0	18952	7528	0	4996	-491	-5903	-1516	
20	20479	0	15446	7823	0	-491	-4613	-1516	2600	
21	16949	0	11900	8187	0	-4613	-6978	2600	5770	
22	12909	0	8358	8643	0	-6978	-7216	5770	7152	
23	8269	0	4872	9227	0	-7216	-4986	7152	5683	
24	2892	0	1511	10006	0	-4986	0	5683	0	



## **6 Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)**

### **Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo**

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

#### **Tipo di analisi svolta**

L'analisi e le verifiche di stabilità sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

I metodi di calcolo implementati sono i classici metodi delle strisce, basati sul concetto dell'equilibrio limite globale. La superficie di rottura è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive.

Nel modulo terreni si adotta il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Nel modulo rocce si può adottare il criterio di rottura di Hoek-Brown o di Barton.

Il programma consente di inserire degli interventi di stabilizzazione, che possono intervenire secondo sue modalità diverse: variazione delle forze di interstriscia o resistenza a taglio equivalente.

L'analisi sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

#### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

Titolo STAP - Stabilità Pendii Terreni e Rocce

Versione 12.0

Produttore Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

Utente Studio Associato Atre Ingegneria

Licenza AIU4355B1

#### **Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### **Modalità di presentazione dei risultati**

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### **Informazioni generali sull'elaborazione**

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Pisa, Novembre 2014

Ing. Giovanni Simonelli