

Committente:

# COMUNE DI TORTONA

Oggetto:

**INTERVENTI DIFESA IDROGEOLOGICA TORRENTE  
GRUE NELL'AREA A MONTE DELL'AREA ARTIGIANALE  
(CUP progetto J34J18000420002)**

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e calcolo delle strutture

SCALA:

-

DATA:

Novembre 2022

Identificazione elaborato	Ambito	Tipologia		Commessa	n° elaborato
IDPD1351-12	ID	P	D	1351	

12

Dati Progettisti:

**Studio ANSELMO Associati**  
Via Vittorio Emanuele n°14  
10023 CHIERI (TO)  
Tel./Fax 011 9415835  
e-mail: info@anselmoassociati.it

Dott. Ing. Virgilio Anselmo  
Dott. For. Fulvio Anselmo  
Collaboratori:  
Dott. For. Davide Spada  
Dott. Ing. Donato Vittore

Rev.	Redatto	Controllato	Approvato	Data	Timbri e Firme
0	Ing. L. Petrolo	Ing. V. Anselmo	Ing. V. Anselmo	11-2022	

Il Responsabile del procedimento: Ing. Laura Lucotti

FIRMA

File :



## **Sommario**

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	3
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	3
4	CARATTERISTICHE GENERALI DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	3
4.1	Materiale: PVC.....	3
4.2	Materiale: Rete in maglia metallica a doppia trazione per gabbioni .....	3
4.3	Terreno.....	3
5	DURABILITÀ STRUTTURALE, MATERIALI .....	4
5.1	Vita nominale e vita di riferimento.....	4
6	GABBIONATE .....	5
6.1	Descrizione .....	5
6.2	Azioni .....	5
6.2.1	Classificazione delle azioni [par. 2.5.1 - NTC 17.01.2018] .....	5
6.2.2	Azioni permanenti .....	6
6.2.2.1	Spinte attive .....	6
6.2.2.2	Spinte passive.....	6
6.2.2.3	Pavimentazione stradale.....	6
6.2.3	Azioni variabili .....	6
6.2.3.1	Carico veicolare.....	6
6.2.3.2	Azione sismica [par. 3.2 - NTC 17.01.2018].....	6
6.2.3.3	Stati limite e relative probabilità di superamento .....	6
6.2.3.4	Categorie di sottosuolo.....	7
6.2.3.5	Categorie topografiche .....	8
6.2.3.6	Carichi variabili .....	8
6.2.4	Variazione termica uniforme e resistenza parassita dei vincoli.....	8
6.3	Combinazioni delle azioni .....	8
6.3.1	Verifiche di sicurezza .....	9
6.3.2	Dati geometrici della struttura .....	10
6.4	Analisi strutturale (azioni) .....	10
6.4.1	Analisi dei carichi .....	10
6.4.1.1	Pesi propri .....	10
6.4.1.2	Pesi permanenti portati .....	10
6.4.1.3	Carichi variabili .....	10
6.4.1.4	Azione della neve .....	10
6.4.1.5	Azione del vento.....	10
6.4.1.6	Azione sismica .....	10
6.5	Analisi strutturale (calcolo).....	13
6.5.1	Risultati .....	13
7	VERIFICA A SIFONAMENTO DEL RILEVATO DEL PRESIDIO DI PROTEZIONE .....	17
7.1	Considerazioni preliminari .....	17
7.2	Verifica .....	20
8	RIFERIMENTI BIBLOGRAFICI.....	21
9	ELENCO APPENDICI .....	22

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

## **1 PREMESSA**

La presente *Relazione calcolo strutturale* è redatta in ottemperanza a quanto riportato all'art. 23 del D.lgs. 50/2016.

## **2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

- D.M. 17 gennaio 2018  
*Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*.
- Circolare nr. 7 del 21/01/2019  
*Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018.*

### Eurocodici

- EC2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EC3 – Progettazione delle strutture in acciaio
- EC7 – Progettazione geotecnica
- EC8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture

## **3 DESCRIZIONE DELLE OPERE**

Le opere riguardanti il progetto consistono nella realizzazione un presidio di protezione dalle piene costituito da un rilevato in terra con un'anima di palancole in PVC.

Inoltre, si deve operare la sopraelevazione di una strada di viabilità secondaria esistente, realizzando n°2 gabbionate per il contenimento del nuovo rilevato stradale.

## **4 CARATTERISTICHE GENERALI DEI MATERIALI IMPIEGATI**

### **4.1 Materiale: PVC**

- Densità: 1480 kg/m<sup>3</sup>
- E: 2600 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione: 44 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a flessione: 65 N/mm<sup>2</sup>

### **4.2 Materiale: Rete in maglia metallica a doppia trazione per gabbioni**

- Diametro del filo: 2.70 mm
- %A: <10%
- Resistenza a trazione: 300-350 N/mm<sup>2</sup>

### **4.3 Terreno**

Le caratteristiche geo-meccaniche dei terreni impiegati nei calcoli risultano i seguenti:

	Fondazione	Corpo presidio difesa/rilevato
• peso volumico	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
• angolo attrito	$\phi' = 27.6^\circ$	$\phi' = 25^\circ$
• coesione	$c = 5.2 \text{ kPa}$	$c = 0.00 \text{ kPa}$

I parametri del terreno di fondazione sono stati ricavati dalle prove a taglio diretto eseguite dal laboratorio Geoter di Torino che vengono riportate nell'APPENDICE - A. Le prove sono state condotte su terreni con caratteristiche confrontabili a Viguzzolo.

## **5 DURABILITÀ STRUTTURALE, MATERIALI**

### **5.1 Vita nominale e vita di riferimento**

Per l'opera in esame si considera una vita nominale  $V_N$  di 50 anni: *Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*. Classe d'uso assimilabile a II con coefficiente d'uso  $C_U = 1.00$ : *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti*. Il periodo di riferimento  $V_R$ , dato dal prodotto  $V_N \cdot C_U$ , risulta di 50 anni per tutte le opere previste nel progetto.

## 6 GABBIONATE

### 6.1 Descrizione

Si procede al progetto della gabbionata. In particolare, essa verrà realizzata con rete doppia trazione fornita in opera in scatole da:

- 2.00 x 1.00 x 0.30 m per il livello di fondazione
- 1.00 x 1.00 x 1.00 e 1.00 x 1.00 x 0.50 m a seconda dell'altezza da raggiungere, per il corpo dell'opera di sostegno.

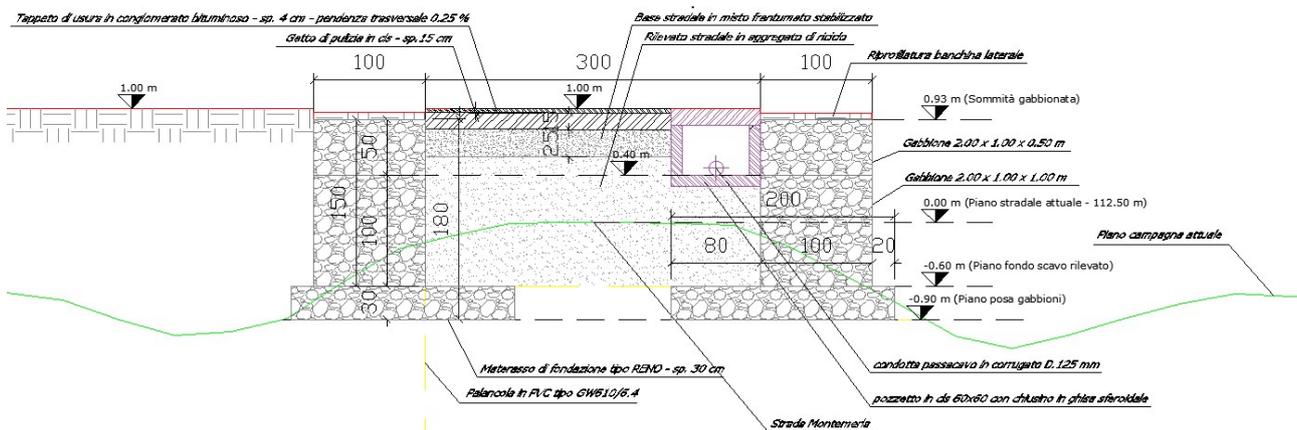


Figura 6-1 - -Sezione progettuale dell'opera di sostegno

Nel seguito si procede al calcolo ed alla verifica agli SLU dell'elemento, compreso le verifiche di tipo geotecnico.

### 6.2 Azioni

#### 6.2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI [PAR. 2.5.1 - NTC 17.01.2018]

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla natura:

- dirette                                forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili
- indirette                             spostamenti impressi, variazioni termiche, ritiro, cedimenti vincolari
- degrado                                alterazione del materiale

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla variabilità nel tempo:

- statiche                                azioni che non provocano accelerazioni significative alla struttura
- pseudo-statiche                    azioni dinamiche rappresentabili da un'azione statica equivalente
- dinamiche                             azioni che causano accelerazioni alla struttura

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla variabilità dell'intensità nel tempo:

- permanenti G                        azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della struttura
- variabili Q                            azioni sulla struttura con valori istantanei
- eccezionali A                         azioni che si verifica solo a seguito di eventi eccezionali e imprevedibili

- sismiche E                      azioni derivanti dai terremoti

## 6.2.2 AZIONI PERMANENTI

### 6.2.2.1 Spinte attive

I valori di spinta attiva permanenti fanno riferimento al terreno del terrapieno.

### 6.2.2.2 Spinte passive

Riferite alla spinta passiva resistente, ovvero atte a contrastare e a stabilizzare l'equilibrio delle forze.

### 6.2.2.3 Pavimentazione stradale

È stata applicata una pressione costante uniformemente distribuita pari a 2 kPa.

## 6.2.3 AZIONI VARIABILI

### 6.2.3.1 Carico veicolare

È stato applicato un carico concentrato dell'entità di 7.50 kN a simulare il traffico veicolare atteso per l'infrastruttura in oggetto.

### 6.2.3.2 Azione sismica [par. 3.2 - NTC 17.01.2018]

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di vita di riferimento  $V_R$  della costruzione. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per la definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , è necessario definire i seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori sono tabulati in un reticolo di riferimento con i vertici individuati dalle coordinate geografiche, dai quali andranno estrapolati i valori all'interno della maglia del reticolo per l'opera in progetto in funzione delle proprie coordinate topografiche.

### 6.2.3.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli stati limite in caso di sisma sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti, sono:

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

- Stato limite di Operatività (SLO): a seguito del sisma le strutture e le loro parti non devono subire danni;
- Stato limite di Danno (SLD): a seguito del sisma le strutture e le loro parti subiscono danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali;
- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del sisma la costruzione subisce rotture e crolli degli elementi non strutturali e significativi danni alle strutture con una significativa perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del sisma la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi ai componenti strutturali, ma la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per le azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza per le azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono:

Stati limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

La relazione che lega il tempo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  e i parametri  $V_R$  e  $P_{VR}$  è:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

#### 6.2.3.4 *Categorie di sottosuolo*

In assenza di analisi della risposta sismica locale si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m
S1	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni grana fina di bassa consistenza o che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti

### 6.2.3.5 Categorie topografiche

Per configurazioni topografiche semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

### 6.2.3.6 Carichi variabili

I valori di spinta attiva variabili fanno riferimento al sovraccarico variabile, all'acqua, alle forze inerziali e idrodinamiche riferite sia al caso statico che al caso sismico.

### 6.2.4 VARIAZIONE TERMICA UNIFORME E RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI

La variazione termica uniforme è intesa come variazione stagionale di temperatura ed è quindi un'azione di lunga durata.

È necessario introdurre dei giunti verticali di dilatazione termica con passo di 30-35 m. Poiché si utilizzano lastre prefabbricate non è necessario la creazione di giunti di dilatazione sulla superficie del paramento in quanto si vengono a formare al seguito del normale accostamento delle lastre stesse.

## 6.3 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

SLU	fondamentale	$\sum \gamma_{G,i} \cdot G_i + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot (Q_{k1} + \sum \psi_{0,j} \cdot Q_{kj})$
SLE	rara	$\sum G_i + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,j} \cdot Q_{kj}$
SLE	frequente	$\sum G_i + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
SLE	quasi permanente	$\sum G_i + P + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
Combinazione sismica		$E + \sum G_i + P + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
Combinazione eccezionale		$\sum G_i + P + A_d + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$

I coefficienti di combinazione  $\psi_i$  a seconda del tipo di categoria dell'azione sollecitante sono mostrati nella tabella seguente.

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le verifiche agli stati limite si distinguono in:

- EQU stato limite di equilibrio come corpo rigido
- STR stato limite di resistenza della struttura
- GEO stato limite di resistenza del terreno

A seconda dello stato limite considerato, il tipo di azione e se favorevole o sfavorevole, si hanno i seguenti valori dei coefficienti parziali  $\gamma_i$ .

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

### 6.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA

Per le gabbionate si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - Scorrimento sul piano di posa;
  - Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;

**ANSELMO associati**

Via Vittorio Emanuele, 14 - 10023 Chieri (TO) - tel./fax: 011 9415835  
e-mail: [info@anselmoassociati.it](mailto:info@anselmoassociati.it) - [www.anselmoassociati.it](http://www.anselmoassociati.it)

- Ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le combinazioni di coefficienti combinazione 1 (A1+M1+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II.

### 6.3.2 DATI GEOMETRICI DELLA STRUTTURA

Gabbionata:

- Fondazione 2.00 x 1.000 x 3.00
- Corpo dell'opera altezza variabile e larghezza 1.00 m

## **6.4 Analisi strutturale (azioni)**

Si procede con l'individuazione dell'entità delle azioni sollecitanti la struttura in progetto.

### 6.4.1 ANALISI DEI CARICHI

Per la classificazione delle azioni si rimanda al §6.2.1.

#### *6.4.1.1 Pesi propri*

Derivanti dalle sezioni di progetto.

- Peso specifico gabbionata:  $\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$

#### *6.4.1.2 Pesi permanenti portati*

La gabbionata è sollecitata con il materiale del rilevato:

$$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$$

e dal carico uniformemente distribuito della pavimentazione pari a:

$$P=0.20 \text{ kPa}$$

#### *6.4.1.3 Carichi variabili*

Si considera il carico veicolare come carico concentrato pari a 7.50 kN

#### *6.4.1.4 Azione della neve*

Trascurata.

#### *6.4.1.5 Azione del vento*

Trascurata.

#### *6.4.1.6 Azione sismica*

Per la classificazione sismica si rimanda al §6.2.3.1.

Si considerano le componenti orizzontali dovute al sisma.

#### 6.4.1.6.1 Valutazione dell'azione sismica

Ai sensi del par. 7.11.6.3 delle NTC2018 l'analisi della paratia in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudo-statico.

Nel metodo pseudo-statico l'analisi sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione

$$a_h = \alpha \beta a_{max}$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si pone  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata come

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

dove  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ) ed  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere valutato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di fig. 7.11.2.

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente  $V_s$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dalla fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente  $u_s$  che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente  $\beta$  vale 1.

Per  $u_s = 0$  è  $\beta = 1$ . Deve comunque risultare

$$u_s \leq 0.005 H$$

Se  $\alpha \beta \leq 0.2$  deve assumersi  $k_h = 0.2 a_{max} / g$ .

Possono trascurarsi gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

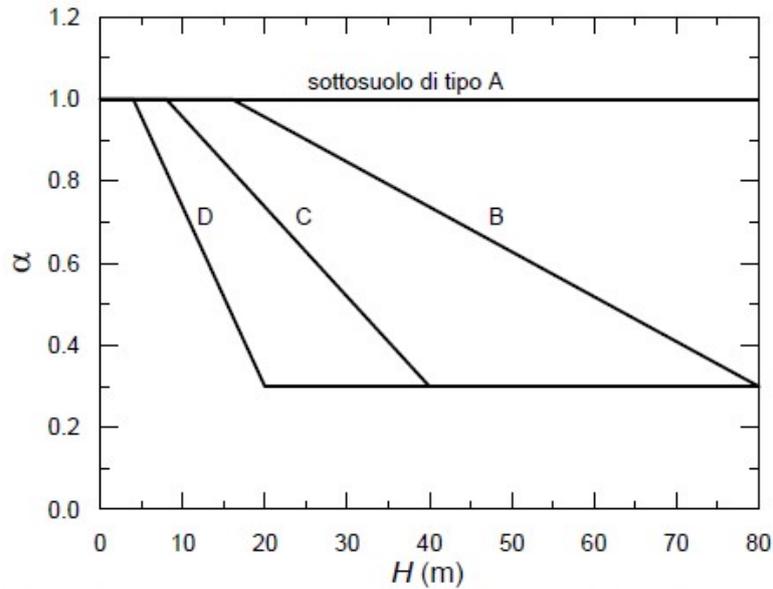


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

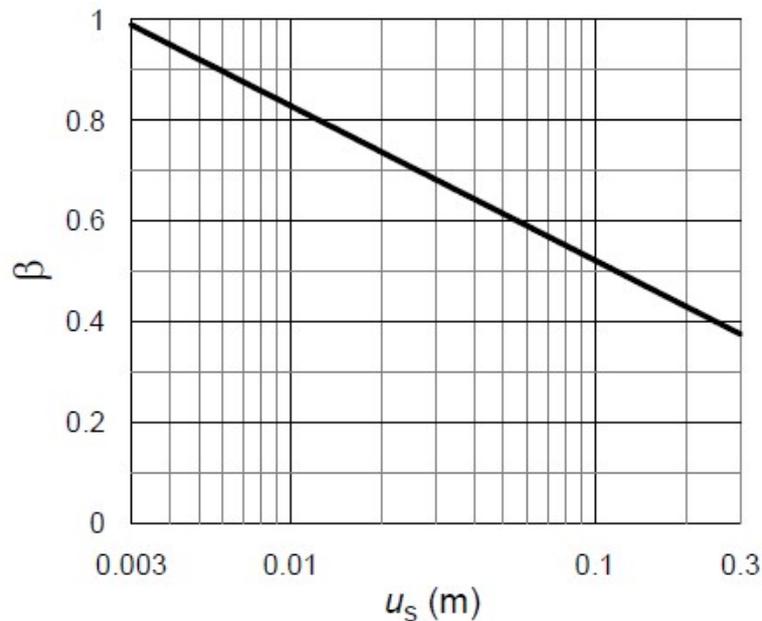


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

**6.4.1.6.2 Parametri e spettri elastici in accelerazione specifici del sito**

Il sito si trova ad una longitudine di 8.902547° e ad una latitudine di 44.928100°. I valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  si trovano all'interno della maglia del reticolo avente vertici numero 14476, 14477, 14698 e 14697. Nella tabella seguente si riportano i valori interpolati specifici per il sito in funzione dello stato limite considerato:

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

STATO LIMITE	T <sub>R</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>C</sub> *
	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	30	0.226	2.512	0.18
SLD	50	0.299	2.491	0.21
SLV	475	0.808	2.466	0.27
SLC	975	1.088	2.449	0.28

In assenza di indagini geofisiche specifiche, il sito viene considerato appartenente alla **categoria di sottosuolo D** ed alla **categoria topografica T1**, pertanto ne derivano i seguenti parametri per la costruzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale:

$$S_s = 1.800 \quad C_c = 2.406 \quad S_T = 1.000 \quad \eta = 1.000 \quad \text{da cui } S = 1.800$$

I coefficienti sismici risultano quindi:

$$k_h = 0.61$$

$$k_v = 0.31$$

### **6.5 Analisi strutturale (calcolo)**

Lo scopo dell'analisi strutturale è determinare agli SLU e SLE gli effetti delle azioni (in condizioni statiche e sismiche) le caratteristiche di:

- sollecitazione
- spostamento/deformazione

mediante adeguati modelli della struttura e dei materiali, adottando i valori di calcolo delle azioni e i valori medio nominali dei dati geometrici e delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

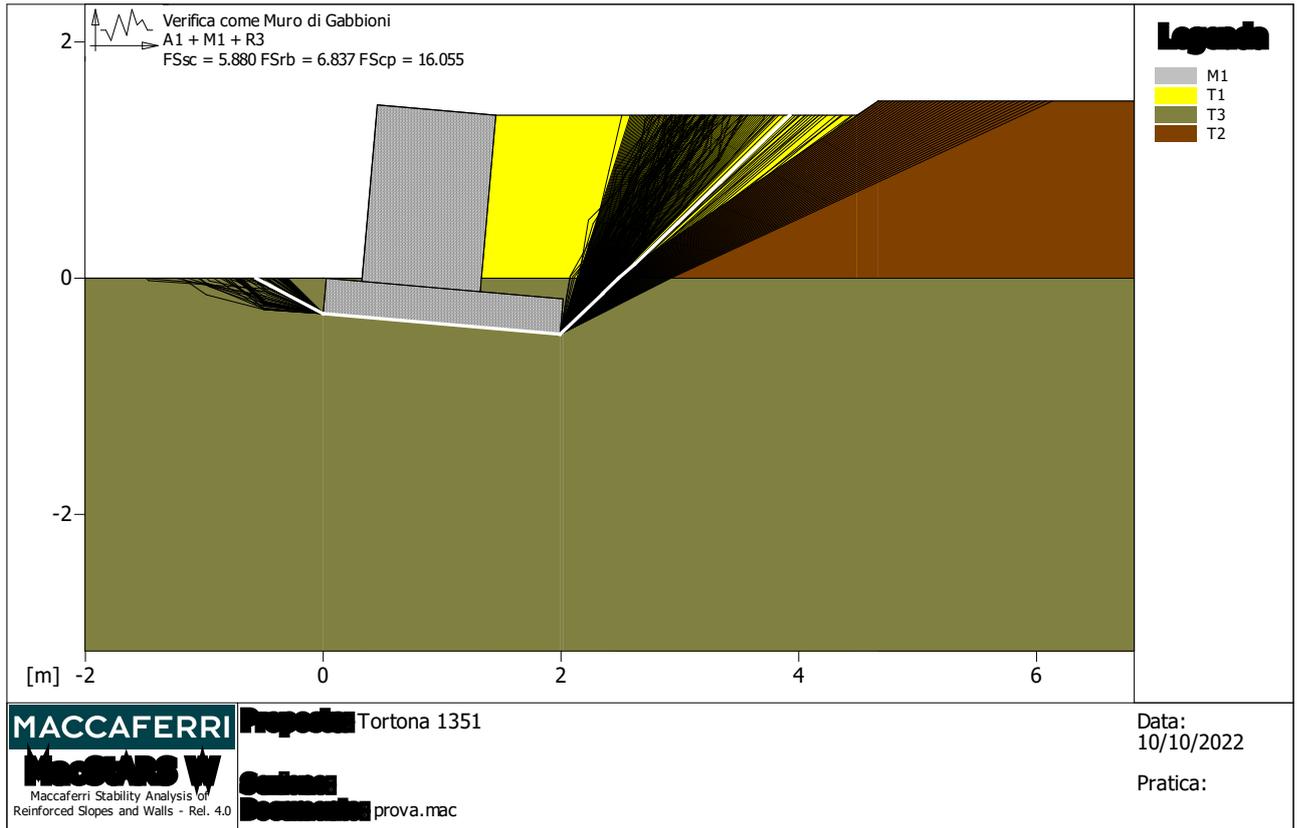
Il codice di calcolo impiegato per la risoluzione dell'analisi strutturale è MacSTARS W – Rel. 4.1 – genn. 2017 a cura di Maccaferri.

#### **6.5.1 RISULTATI**

Il codice di calcolo è stato avviato secondo 2 combinazioni differenti:

- Approccio non sismico (A1+M1+R1)

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**



**Verifica come muro di sostegno :**

- Combinazione di carico : A1 + M1 + R3
- Stabilità verificata sul blocco : G1
- Forza Stabilizzante.....[kN/m].....: 46.49
- Forza Instabilizzante.....[kN/m].....: 7.19
- Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento
- Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 5.880
- Momento Stabilizzante.....[kN\*m/m].....: 71.32
- Momento Instabilizzante.....[kN\*m/m].....: 9.07
- Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento
- Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 6.837
- Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.
- Pressione ultima.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 688.87
- Pressione media agente.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 30.65
- Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante
- Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 16.055
- Fondazione equivalente.....[m].....: 2.02
- Eccentricità forza normale.....[m].....: 0.00
- Braccio momento.....[m].....: 1.26
- Forza normale.....[kN].....: 61.53

**ANSELMO associati**

Via Vittorio Emanuele, 14 - 10023 Chieri (TO) - tel./fax: 011 9415835  
 e-mail: [info@anselmoassociati.it](mailto:info@anselmoassociati.it) - [www.anselmoassociati.it](http://www.anselmoassociati.it)

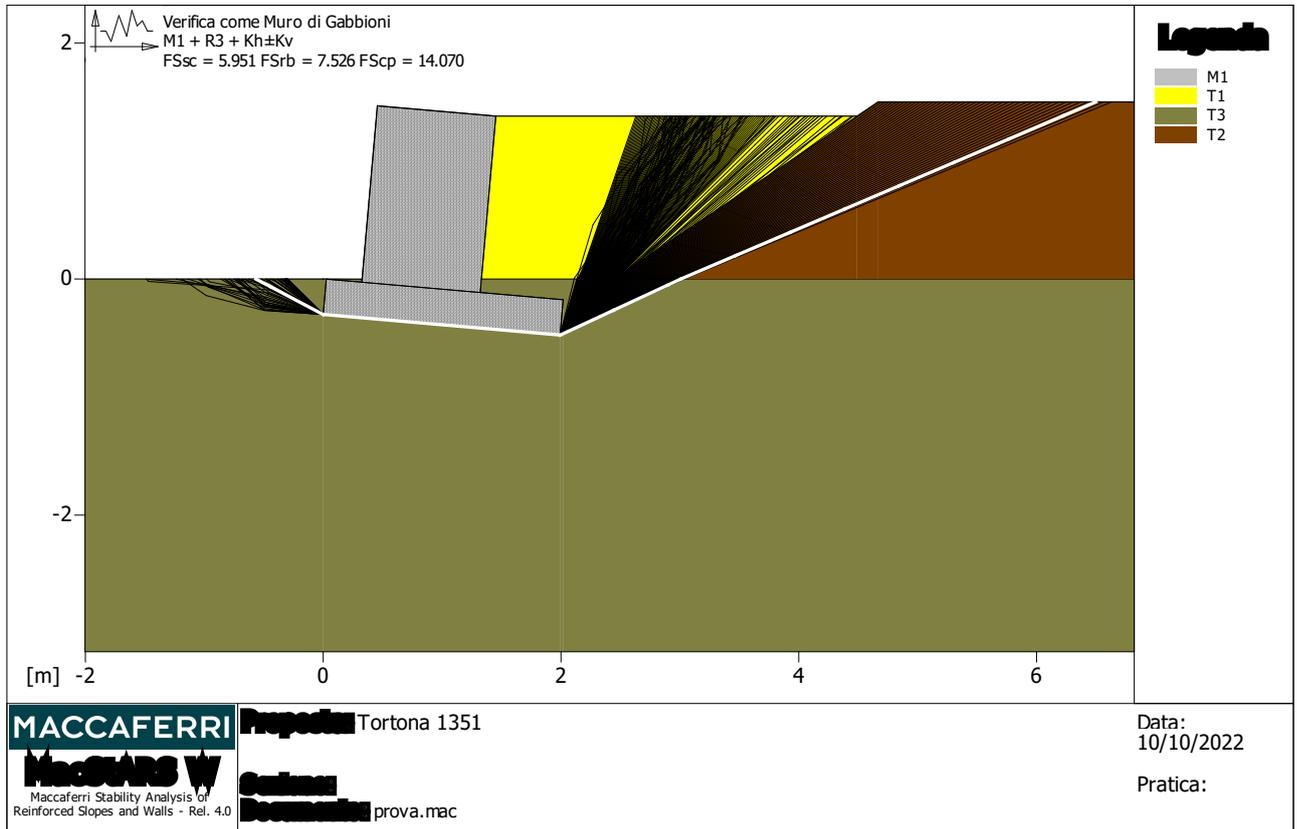
**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

- Pressione estremo di valle.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 30.53
- Pressione estremo di monte.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 30.53

	Fattore	Classe
0.00	Sisma	
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace	
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
1.30	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole	
1.10	Coeff. parziale R - Scorrimento	
1.40	Coeff. parziale R - Capacità portante	
1.15	Coeff. parziale R – Ribaltamento	

- Approccio sismico (A1+M1+kh/kv)



**MACCAFERRI** **Prova** Tortona 1351  
**MACCAFERRI** **Software**  
 Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls - Rel. 4.0 **Documenti** prova.mac

Data:  
10/10/2022  
Pratica:

**Verifica come muro di sostegno :**

- Combinazione di carico : M1 + R3 + Kh±Kv
- Stabilità verificata sul blocco : G1
- Forza Stabilizzante.....[kN/m].....: 38.97
- Forza Instabilizzante.....[kN/m].....: 6.55
- Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento
- Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 5.951

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

- Momento Stabilizzante.....[kN\*m/m].....: 60.31
- Momento Instabilizzante.....[kN\*m/m].....: 8.01
- Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento
- Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 7.526
- Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.
  
- Pressione ultima.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 490.57
- Pressione media agente.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 29.05
- Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante
- Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 14.070
- Fondazione equivalente.....[m].....: 1.91
- Eccentricità forza normale.....[m].....: 0.05
- Braccio momento.....[m].....: 1.22
- Forza normale.....[kN].....: 55.34
- Pressione estremo di valle.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 31.66
- Pressione estremo di monte.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 23.28

- |   | Fattore | Classe  |
|---|---------|---|
| - | 1.00    | Sisma   |
| - | 1.00    | Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio |
| - | 1.00    | Coeff. Parziale - Coesione efficace                           |
| - | 1.00    | Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole      |
| - | 1.00    | Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole     |
| - | 1.00    | Coeff. parziale R - Scorrimento                               |
| - | 1.20    | Coeff. parziale R - Capacità portante                         |
| - | 1.00    | Coeff. parziale R - Ribaltamento                              |

## 7 VERIFICA A SIFONAMENTO DEL RILEVATO DEL PRESIDIO DI PROTEZIONE

Si conduce lo studio del moto di filtrazione attraverso la struttura in progetto per verificare l'insorgere del fenomeno del sifonamento.

Il fenomeno del sifonamento ha origine in presenza di una differenza di carico idraulico fra monte e valle di un'opera arginale, generando un moto di filtrazione attraverso il terreno sottostante. Quando la differenza del carico non è completamente dissipata dalle forze di attrito fra liquido e matrice solida del terreno, possono svilupparsi gradienti idraulici a valle, lungo il paramento o al piede dell'opera. Qualora la forza di trascinamento dovuta al gradiente idraulico del moto di filtrazione supera il peso immerso del materiale sciolto costituente il terreno, questo può essere asportato dalla corrente.

### 7.1 Considerazioni preliminari

In merito al fenomeno di sifonamento e dell'utilità o meno di un taglione atto a contrastarne gli effetti, nel seguito si riporta una breve sintesi desunta dalla letteratura storica con alcune conclusioni operative.

Il problema del sifonamento conseguente alla filtrazione nel terreno sottostante si pose nella seconda metà del secolo XIX nel corso degli imponenti lavori avviati dagli Inglesi prima in India e poi in Egitto. BLIGH (1910), a cui si deve l'avvio della cosiddetta regola di Bligh-Lane, riteneva che nessun genere di taglione possa fermare la filtrazione a meno che raggiunga lo strato impermeabile come, per esempio, avviene nelle traverse di derivazione in ambito alpino. La situazione è inimmaginabile nelle grandi pianure o nei fondivalle dove lo strato permeabile può raggiungere potenze rilevanti. Nel caso di una traversa fluviale, se si inserisce un taglione, per esempio in C nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, la linea lungo la quale si sviluppa il moto di filtrazione (il cosiddetto *creep*) sarà obbligata a seguire lo sviluppo dell'ostruzione prima lungo un lato per poi risalire lungo l'altro aggiungendo quindi un tratto di percorso pari a due volte la lunghezza del taglione. BLIGH (1910; pag. 168) attribuisce l'affermazione a prove sperimentali.

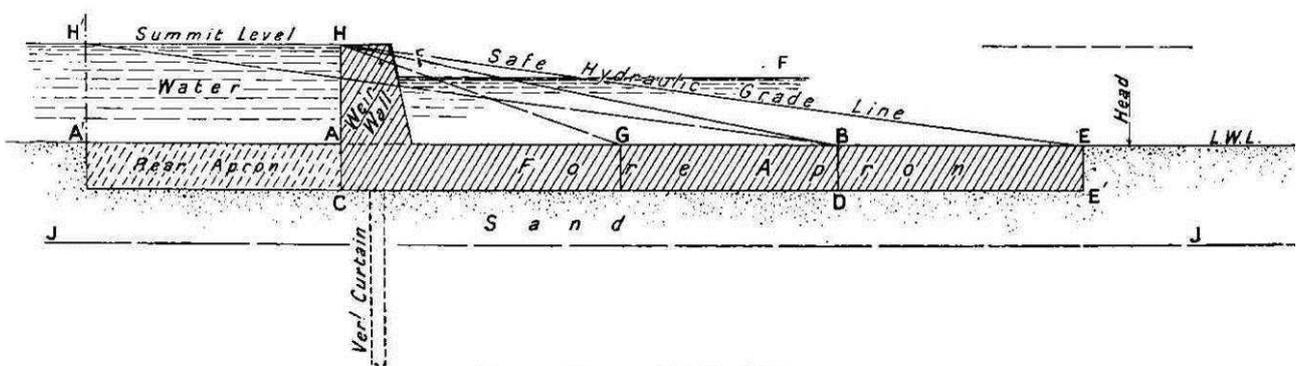


Figura 7-1 Schema di traversa in cui Bligh introduce la linea dei carichi (seconda edizione del 1910; pag. 165).

Il criterio di Bligh guadagnò reputazione per il fatto di ammettere due condizioni:

- 1) il diagramma inclinato della sottospinta;
- 2) l'esistenza di un limite accettabile per la velocità di filtrazione.

Nel 1905, Robert B. Buckley nella sua monumentale descrizione delle opere per l'irrigazione in India così si esprimeva anche citando due noti incidenti: *"E' meno difficile costruire uno stramazzo che sia sicuro contro il sollevamento (come capitò a Narora) da parte della sottospinta, che progettarne uno che, senza essere anormalmente costoso, sia sicuro contro gli effetti insidiosi della filtrazione che lentamente mina il manufatto per sifonamento, come fu il caso dello stramazzo sul Chenab"* (BUCKLEY, 1905; pag. 170).

Ancora nel 1932, Philip M. PARKER esprime forti perplessità sulla possibilità di garantire una struttura da perdite per percolazione.

Fatto sta che, i manufatti di fine XIX secolo in India ed Egitto presentano uno sviluppo longitudinale mai riscontrabile nelle strutture realizzate in Europa.

A conclusione della digressione si arriva alla convinzione che:

- 1) per qualche ragione, la discussione in merito alla percolazione ed ai suoi effetti che agitò l'ambiente degli irrigatori anglossassoni non arrivò in Italia almeno per quanto è possibile dedurre dai testi in uso a Torino e Milano. Merita però segnalare che il prof. Torricelli di Bologna fu chiamato nella commissione di esame del progetto della diga di Assuan e che sia Wilcocks, suo progettista, sia Philip Parker fecero viaggi in Italia a studiare i canali della Lombardia e le bonifiche ferraresi;
- 2) il dato di fatto segnalato può essere giustificato osservando che la pratica di realizzare strutture su substrati ghiaiosi avesse reso inevitabile accettare la percolazione ovunque eccetto che nei bacini alpini dove era possibile fondare la struttura sul basamento impermeabile;
- 3) la percolazione alla base della traversa non è indice di instabilità della stessa a patto che non si creino fenomeni importanti di asportazione di materiale.

Il discorso precedente riguarda strettamente il verificarsi del fenomeno del sifonamento ai danni di manufatti aventi lo scopo di contenere stabilmente un volume d'acqua con conseguente carico permanente, mentre, nel caso di un argine, il fenomeno è di natura variabile nel tempo e le condizioni di massimo carico hanno la durata di qualche ora, eccetto che nei tratti terminali corsi d'acqua di grande estensione. Il problema è chiaramente schematizzato da Luigi Da Deppo (2002) che fornisce un esempio per il calcolo della forma della superficie libera della falda attraverso un rilevato arginale in caso di moto permanente e

in moto vario (Figura 7-2). Le calcolazioni effettuate con i *software* commerciali risultano pertanto cautelative perché riferite ad una condizione di carico permanente.

Il calcolo del caso a), seppur approssimato, considera il moto permanente: cioè una permanenza dello stato idrometrico a fiume sufficiente perché la superficie di saturazione assuma, a regime, una forma costante nel tempo. La circostanza di una lunga permanenza delle condizioni di progetto in un corso d'acqua è poco probabile, quindi lo stato di moto in un'opera di contenimento fluviale è classicamente di moto vario piuttosto che di moto permanente.

Il caso b) illustra l'andamento della superficie libera a moto vario in istanti diversi a confronto della linea di infiltrazione con pendenza 1 su 5 e la sagoma dell'argine.

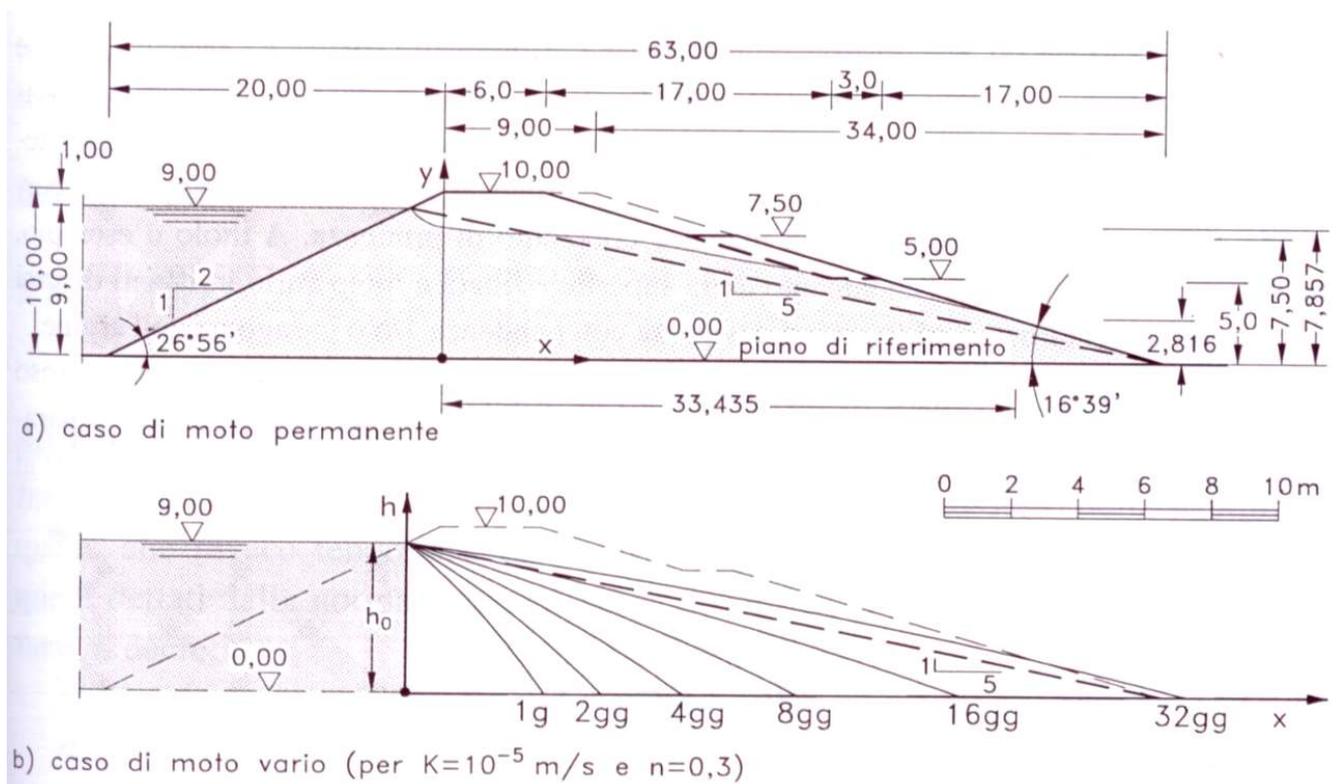


Figura 7-2 – Linea di infiltrazione a moto permanente (caso a) e a moto vario (caso b) di una arginatura (DA DEPPO et al., 2002; pag. 477).

A conclusione della digressione si arriva alla convinzione che:

- 1) come ribadito da DA DEPPO (2002), la permanenza di un elevato regime idrometrico del fiume a monte di una arginatura è poco probabile, in quanto la durata temporale di un evento di piena non è tale da instaurare un completo moto di filtrazione attraverso il manufatto;
- 2) il fenomeno della filtrazione segue un comportamento di moto vario (come visibile nella Figura 7-2 nel caso b) in cui la superficie di saturazione avanza nel tempo.

Le considerazioni sopra esposte hanno guidato la scelta del manufatto di contenimento in progetto, la cui tipologia riduce il campo d'azione della filtrazione al terreno sottostante la fondazione, per il quale campo valgono le considerazioni stesse.

## **7.2 Verifica**

La verifica al sifonamento dell'opera in progetto viene condotta con il criterio empirico di stabilità di Bligh-Lane, che si fonda sul fatto che la resistenza al moto è molto minore lungo il contatto tra la base (orizzontale o quasi) del manufatto e il terreno che lungo gli altri contatti tra le strutture (verticali) di tenuta (diaframmi, palancole, taglioni, ecc.) e il terreno. Il percorso critico è rappresentato dal contorno dell'opera inserita nel mezzo poroso, il cui sviluppo, adeguatamente pesato nei suoi tratti (1/3 se il contatto è orizzontale o inclinato con angolo <45°; 1 se è verticale o inclinato con angolo >45°) deve essere multiplo del dislivello  $h$  tra monte e valle, il cui valore deve essere non inferiore a quello definito dalla natura dei terreni interessati.

Detti  $L_o$  e  $L_v$  gli sviluppi orizzontali e verticali,  $F$  il fattore di sicurezza di calcolo e  $F^*$  il fattore di sicurezza a seconda della topologia di terreno, la verifica al sifonamento secondo il metodo di Bligh-Lane è soddisfatta se

$$F = \frac{\frac{1}{3}L_o + L_v}{h} \geq F^*$$

I valori di  $F^*$  raccomandati sono mostrati nella seguente tabella.

<b>Terreno</b>	<b>F*</b>
Sabbia molto fine o limo	8.7
Sabbia fine	7.0
Sabbia media	6.0
Sabbia grossa	5.0
Ghiaia fine	4.0
Ghiaia media	3.5
Ghiaia grossa con ciottoli	3.0
Massi con ciottoli e ghiaia	2.5
Argilla molle	3.0
Argille media	2.0
Argilla compatta	1.8
Argilla molto compatta	1.6

La verifica al sifonamento viene eseguita sulla base dello schema riportato nella figura sottostante, si valutano i coefficienti di sicurezza nei confronti del sifonamento, considerando i diversi percorsi di filtrazione presenti nelle sezioni considerati.

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

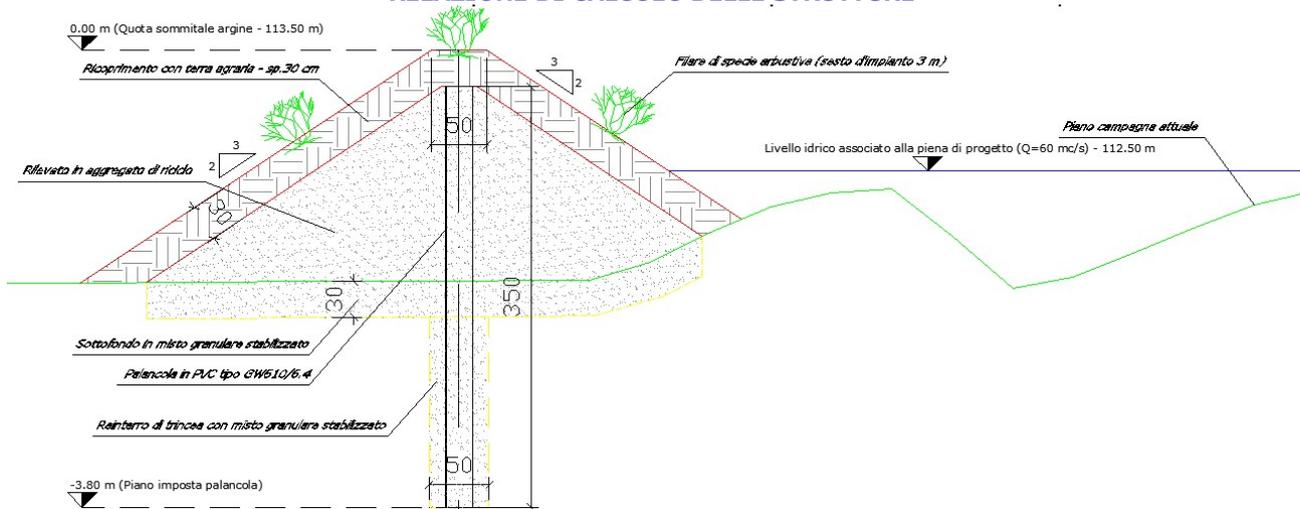


Figura 7-3: Schema di progetto del rilevato di presidio

Considerando le diverse sezioni riportate nell'elaborato n°6, si ottengono i seguenti risultati.

sezione	h	L <sub>0</sub>	L <sub>v</sub>	F
	[m]	[m]	[m]	
<b>4</b>	0.5	3.8	4	10.53
<b>5</b>	0.8	4.5	3.4	6.125
<b>6</b>	1	4.70	3.2	4.77
<b>7</b>	0.8	4.10	3.4	5.96
<b>8</b>	0.4	3.6	4.4	14
<b>9</b>	0.7	4.2	4	7.71
<b>10</b>	0.7	4.5	3.6	7.29
<b>11</b>	0.7	4.6	3.4	7.05
<b>12</b>	0.8	4.8	3.4	6.25

Considerando che il rilevato è costituito da un materiale granulare, riconducibile ad una ghiaia media ( $F^*=4$ ), la verifica può ritenersi soddisfatta e la profondità di infissione della palanca è idonea.

## 8 RIFERIMENTI BIBLOGRAFICI

- R. LANCILOTTA, *Geotecnica*, Zanichelli, Milano, 1993
- R. LANCILOTTA, J. CALAVERA, *Fondazioni*, McGraw-Hill, Milano, 1999
- M. MANCINA, R. NORI, P. IASIELLO, *Progetti e calcoli di geotecnica con Excel*, DEI, Roma, 2007
- DA DEPPO, DATEI E SALANDIN, *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Libreria Internazionale Cortina, Padova, 2002
- W. G. BLIGH, *The practical design of Irrigation works, 1907-1910-1925*

## **9 ELENCO APPENDICI**

APPENDICE - A- Parametri geotecnici del terreno di fondazione

## APPENDICE - A – PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sono state eseguite dal laboratorio Geoter di Torino le seguenti prove di caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione:

- Prova di permeabilità diretta
- Prova di taglio diretto

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

 Via Pietrino Belli 65 - 10145 TORINO Tel e Fax (011) 7495917	LABORATORIO GEOTECNICO <hr/> <b>Prova di permeabilità diretta</b> a carico variabile	Visto: il responsabile del laboratorio Dott. Geol. M. DI GIOIA  <b>GEOTER</b>	
N. rif.: PD881	data prova: 17/06/2021	Analista: Dott. Geol. L. BONIOLI	
<b>Committente: STUDIO ANSELMO ASSOCIATI</b> <b>Località-cantiere: Viguzzolo (AL) - Fraz. Valle</b> <b>Sondaggio: campione n°: C12 profondità (m):</b> <b>Modalità di accettazione: Consegnato al laboratorio dal Prof. V. Anselmo in data 15/06/2021</b>			
<b>Modalità di prelievo e preparazione del campione:</b> campione prelevato in sito mediante infissione di fustella cilindrica			
<b>Caratteristiche del campione:</b>			
contenuto d'acqua iniziale	$w_i$	%	
contenuto d'acqua finale (*)	$w_f$	%	
densità umida iniziale	$\gamma_i$	1.87 g/cm <sup>3</sup>	
densità umida finale (*)	$\gamma_f$	2.10 g/cm <sup>3</sup>	
densità secca	$\gamma_d$	g/cm <sup>3</sup>	
area	A	80.12 cm <sup>2</sup> (*) a saturazione	
altezza	L	5.97 cm	
volume	V	478.32 cm <sup>3</sup>	
<b>Caratteristiche della prova :</b>			
tempo di saturazione	$t_s$	24 ore	
sezione della buretta	a	1.12 cm <sup>2</sup>	
temperatura dell'acqua	T	25 °C	
Determinazione del coefficiente di permeabilità tramite la formula: $K = 2.3 \frac{a \cdot L}{A(t_1 - t_0)} \log \frac{H_0}{H_1}$			
$t_1 - t_0$	$H_0$	$H_1$	<b>K</b>
(s)	(cm)	(cm)	(cm/s)
30	154.00	151.50	4.55E-05
30	151.50	148.50	5.56E-05
60	148.50	143.50	4.76E-05
60	143.50	138.75	4.68E-05
60	138.75	134.00	4.84E-05
60	134.00	130.00	4.21E-05
120	130.00	122.25	4.27E-05
420	154.00	122.25	4.58E-05
coefficiente di permeabilità k medio			4.68E-05
fattore di correzione temperatura			0.89
<b>coefficiente di permeabilità K</b>		<b>4.14E-05</b>	<b>cm/s</b>
Note:			

**COMUNE DI TORTONA**  
**Interventi difesa idrogeologica torrente Grue nell'area a monte dell'area artigianale**  
**Progetto Definitivo**  
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

 Via Pietrino Belli 65 - 10145 TORINO Tel e fax 011/7495917	LABORATORIO GEOTECNICO	Visto: il responsabile del laboratorio Dott. Geol. M. DI GIOIA 
	<b>Prova di taglio diretto</b> consolidata-drenata	

N. rif.: T 631	data inizio prova: 17/05/2021	Analista: Dr. Geol. L. Bonioli
Committente:	<b>STUDIO ANSELMO ASSOCIATI</b>	
Località-cantiere:	Viguzzolo (AL) - Fraz. Valle	
Sondaggio:	campione n°: <b>CI1</b>	profondità (m):
Modalità di accettazione:	Consegnato al laboratorio dal Prof. V. Anselmo in data 13/05/2021	
Note:		

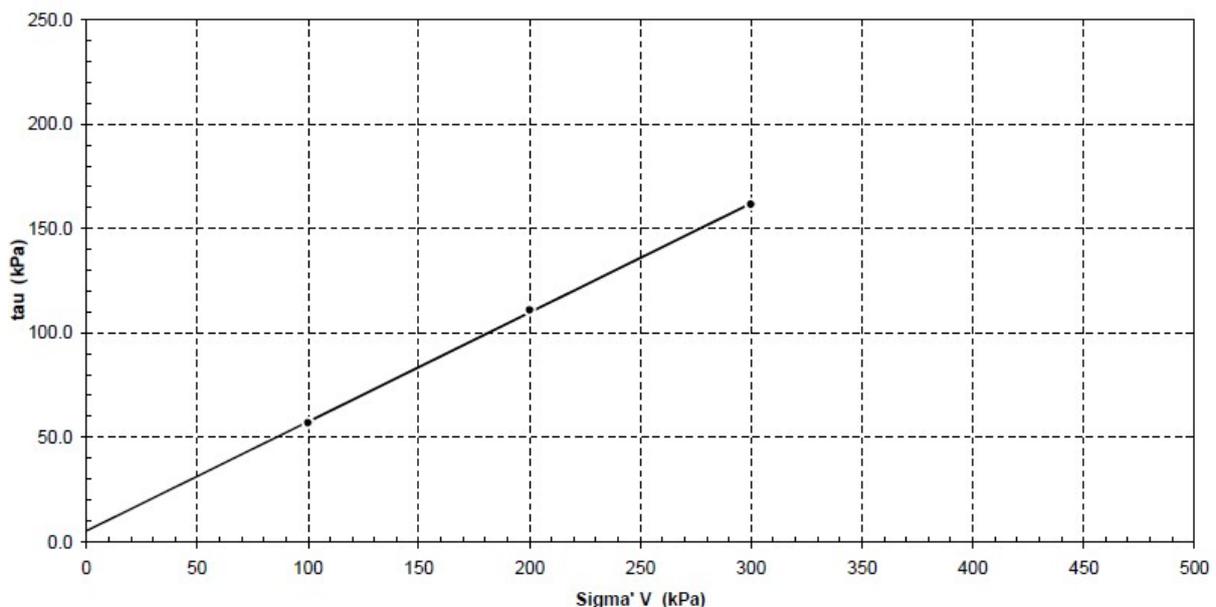
provino n°	dimensioni iniziali		densità umida $\gamma_i$ g/cm <sup>3</sup>	densità secca $\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	contenuto d'acqua $W_n$ %	pressione di consolidaz. $\sigma'_{V}$ kPa	tempo di consolidaz. $dt$ ore	cedimento provino $dH$ mm
	diametro $D$ mm	altezza $H$ mm						
1	60.0	30.6	1.90			<b>100</b>	24	0.63
2	60.0	30.6	1.90			<b>200</b>	24	1.59
3	60.0	30.6	1.89			<b>300</b>	24	2.10

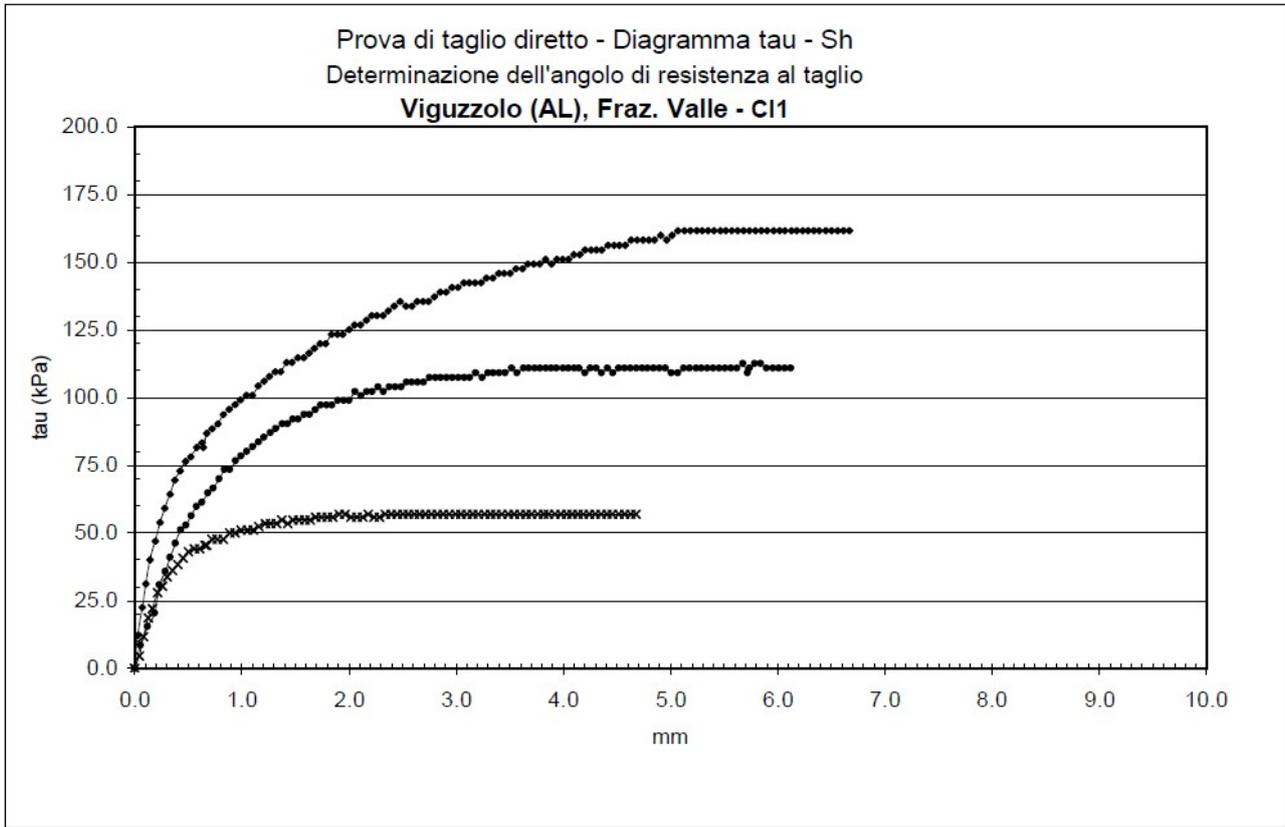
FASE DI ROTTURA

provino n°	valori massimi di tau			prova di taglio residuo - valori di tau per ciascun ciclo di rottura					
	$\tau$ kPa	$S_h$ mm	$S_v$ mm	$\tau_1$ kPa	$\tau_2$ kPa	$\tau_3$ kPa	$\tau_4$ kPa	$\tau_5$ kPa	$\tau_6$ kPa
1	<b>57.0</b>	2.4							
2	<b>110.8</b>	3.3							
3	<b>161.6</b>	5.1							

0.02 mm/min

<b>Angolo di resistenza al taglio</b> $\phi'$ <b>27.6 °</b> <b>Coesione</b> $c'$ <b>5.2 kPa</b> <b>Angolo di resistenza al taglio residua</b> $\phi'_r$ <b>°</b>	NOTE:
--	-------





GEOTER  
*Logo*