

Dott. Ing. Roberto Sperandio

C.so Dante n° 64 – 12100 - Cuneo

Tel. 0171-681817; Fax 0171-436090; cell. 349-5520852

E-mail: roberto.sperandio@ingeoproject.it; ingrobertosperandio@gmail.com

P.E.C.: roberto.sperandio@ingpec.eu

n° di iscrizione Ordine Ingegneri di Cuneo: A1243; P.IVA: 026896190042; C.F.: SPRRRT59D07B157S

Geom. Maurizio Manfrin

Via Messina 11 15121 – Alessandria

Tel.0131-1935255

E-mail: info@studio-manfrin.it

Regione Piemonte
Provincia di Alessandria

COMUNE DI **BISTAGNO**



EVENTI ALLUVIONALI NOVEMBRE 2016 - ORDINANZA n. 430 del 10/01/2017
Ordinanza commissariale n. 6/A18.000/430 del 27/06/2017

AL_A18_430_16_30 **CONSOLIDAMENTO RIPA SOTTOSTANTE VIA ADUA** Importo del finanziamento: € 60.000,00

PROGETTO ESECUTIVO
ai sensi del D.Lgs. 50/2016 del 18 aprile 2016 e s.m.i.

Allegato 04 – Relazione di calcolo

I progettisti

16 maggio 2018

SOMMARIO

1	Riferimenti normativi	2
1.1	Disciplina dei contratti pubblici	2
1.2	Disciplina delle opere in conglomerato cementizio	2
1.3	Disciplina delle opere di fondazione e di sostegno delle terre	2
2	Metodologia di calcolo di stabilità	3
2.1	Stabilità superfici passanti per il piede della scogliera	4
2.2	Stabilità superfici passanti per la base del blocco sommitale	6
3	Analisi idraulica.....	8
3.1	Caratterizzazione geometrica del modello.....	8
3.2	Coefficienti di scabrezza	8
3.3	Sezione del posizionamento della scogliera	9
4	Determinazione dimensione massi difesa spondale	10
4.1	Analisi 1.....	10
4.2	Analisi 2.....	12
5	Risultati ottenuti.....	13

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

1.1 DISCIPLINA DEI CONTRATTI PUBBLICI

- Disposizioni integrative e correttive al decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50».
- Decreto Legislativo 18 aprile 2016, n. 50 - «Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture.»
- D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 - Regolamento di esecuzione ed attuazione del Decreto Legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi

1.2 DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

- Legge n. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 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.
- Testo Unico delle Norme Tecniche per le Costruzioni, approvato con DM Infrastrutture 14 gennaio 2008
- Circolare Ministeriale n. 617 del 2 febbraio 2009

1.3 DISCIPLINA DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO DELLE TERRE

- 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.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni
- Testo Unico delle Norme Tecniche per le Costruzioni, approvato con DM Infrastrutture 14 gennaio 2008
- Circolare Ministeriale n. 617 del 2 febbraio 2009

2 METODOLOGIA DI CALCOLO DI STABILITÀ

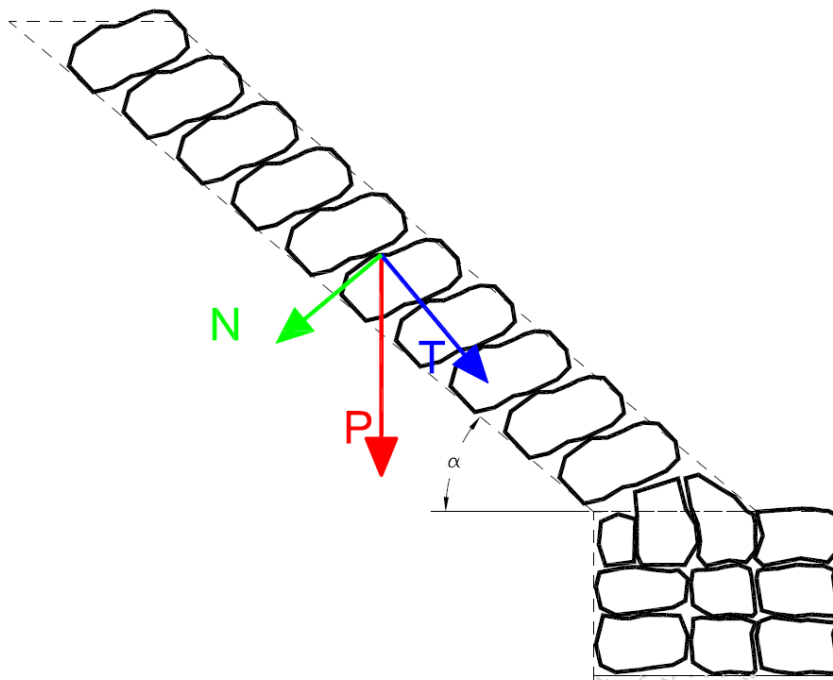
La presente Relazione verifica la stabilità di una scogliera in massi ciclopici di forma parallelepipedica.

Tramite apposite analisi di stabilità viene determinata la superficie in cui la reazione necessaria a garantire il fattore di sicurezza richiesto di 1,3 assume il massimo valore.

Nell'immagine seguente è schematizzata la disposizione della scogliera, sono quindi riassunte le semplici formule trigonometriche con cui vengono derivate le condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale.

Sono state verificate due condizioni: la prima, considerando superfici di scivolamento passanti per il piede della scogliera, condizione potenzialmente critica poiché è quella in cui si sviluppano le maggiori sollecitazioni, la seconda, considerando invece superfici di scivolamento passanti per la base del blocco sommitale della scogliera, condizione potenzialmente critica perché salendo lungo la scogliera le forze reagenti si riducono più velocemente delle azioni instabilizzanti.

Per ciascuna condizione viene presentata una tabella in cui vengono riportati, per ciascuna inclinazione del fronte della scogliera, i calcoli parziali che portano alla determinazione della reazione orizzontale totale, seguita dalle analisi di stabilità senza opera (solo per completezza) e con opera di sostegno, dalla quale si desume la reazione necessaria minima da confrontare con quella offerta dalla scogliera.



La forza esercitata dalla scogliera sul terreno è pari a $N = P \cdot \cos \alpha$

Tenendo conto dell'attrito all'interfaccia con il terreno si ottiene $T = P \cdot \sin \alpha - N \tan \varphi_t$

La resistenza offerta dalla scogliera all'interfaccia tra i due blocchi è pari a $R = T \tan \varphi_R$

Le componenti orizzontali di tali forze saranno quindi:

$$\begin{aligned} R_H &= R \cdot \sin \alpha \\ N_H &= N \cdot \sin \alpha \end{aligned}$$

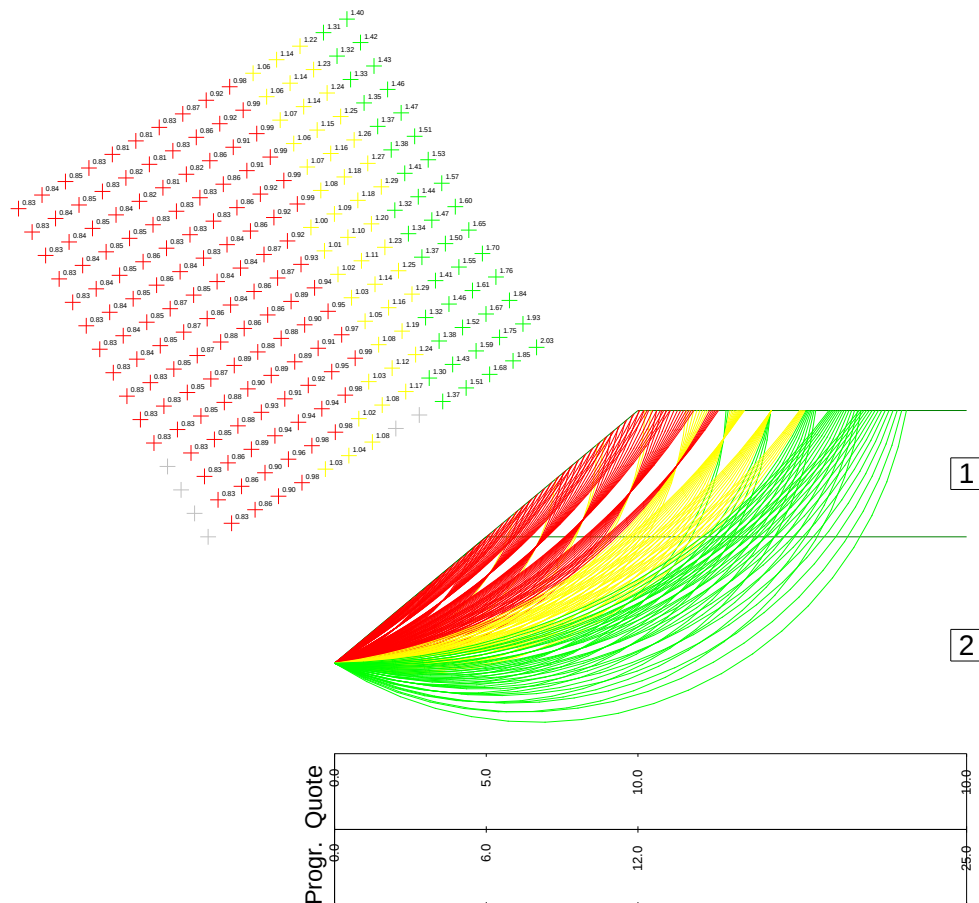
2.1 STABILITÀ SUPERIFICI PASSANTI PER IL PIEDE DELLA SCOGLIERA

In base a quanto esplicito nel capitolo precedente, la resistenza offerta al piede della scogliera sarà pari:

Inclinazione scogliera	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
Spessore scogliera	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Estensione scogliera	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4
Peso di volume scogliera	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
Angolo attrito terreno	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Angolo attrito roccia	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
P	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20
N	215.60	212.93	210.20	207.40	204.54	201.62	198.64	195.60	192.49	189.33	186.11	182.83
T	26.49	31.77	37.04	42.30	47.54	52.77	57.99	63.19	68.37	73.52	78.66	83.77
R	26.49	31.77	37.04	42.30	47.54	52.77	57.99	63.19	68.37	73.52	78.66	83.77
Rh	15.19	18.67	22.29	26.04	29.92	33.92	38.04	42.28	46.63	51.07	55.62	60.26
Nh	123.66	125.16	126.50	127.69	128.72	129.60	130.32	130.88	131.28	131.52	131.60	131.52
FR	138.86	143.83	148.79	153.73	158.64	163.52	168.36	173.16	177.91	182.59	187.22	191.78

Dalle analisi di stabilità per superfici di scivolamento passanti per la base della scogliera (si vedano le due immagini successive, in cui viene calcolata la stabilità del versante senza e con l'opera di sostegno) risulta che la reazione in direzione orizzontale che l'opera di sostegno deve offrire per garantire un fattore di sicurezza pari a 1,3 è pari a 57 kN per metro lineare di fronte.

La somma delle componenti reattive orizzontali è pari a 163 kN, quindi la stabilità è ampiamente verificata.

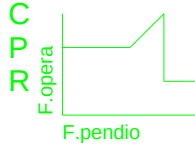


Litotipo 1: phi [°] = 35
 Litotipo 2: phi [°] = 35

c [kN/m²] = 0
 c [kN/m²] = 0

gamma [kN/m³] = 18
 gamma [kN/m³] = 8

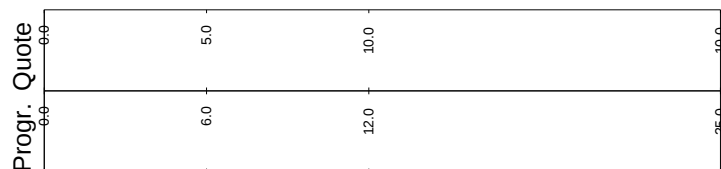
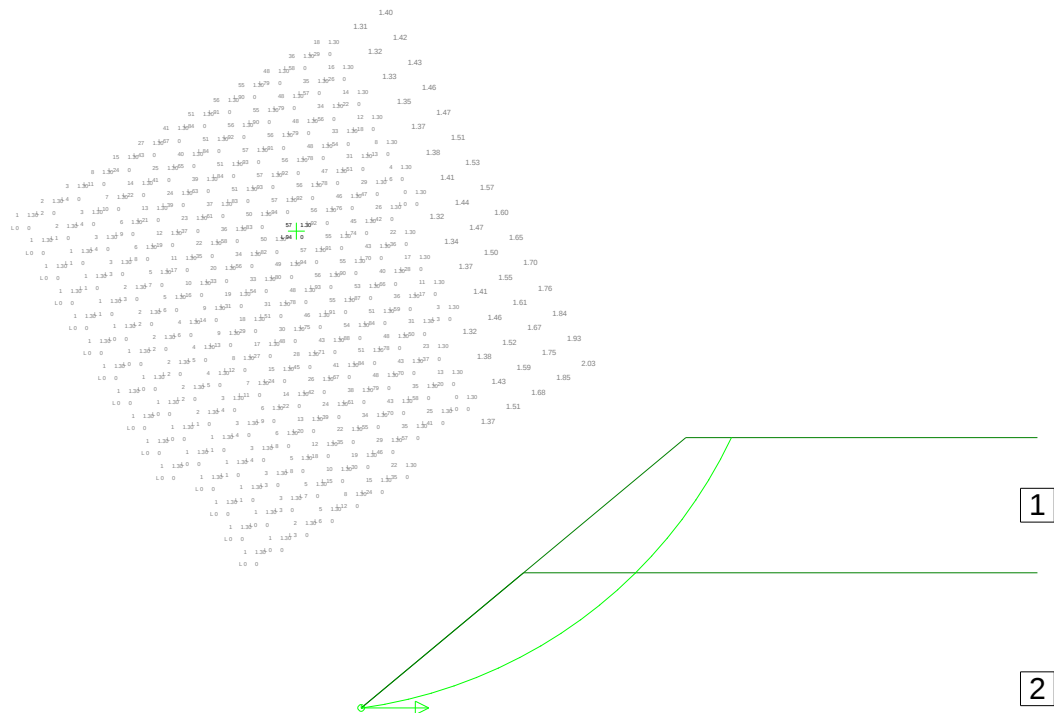
Metodo: Sarma



C (res. critica)= 60
 P (precarico)= 0
 R (res. residua)= 0

RN | FS
 X% | RT

FS: fatt. sicurezza ottenibile
 RN: reaz. per avere FS= 1.3
 RT: res. a rottura del terreno
 %: utilizzo resistenza critica
 X: L=lineare; T=rottura terreno
 P=precarico; R=residuo



www.geoandsoft.com

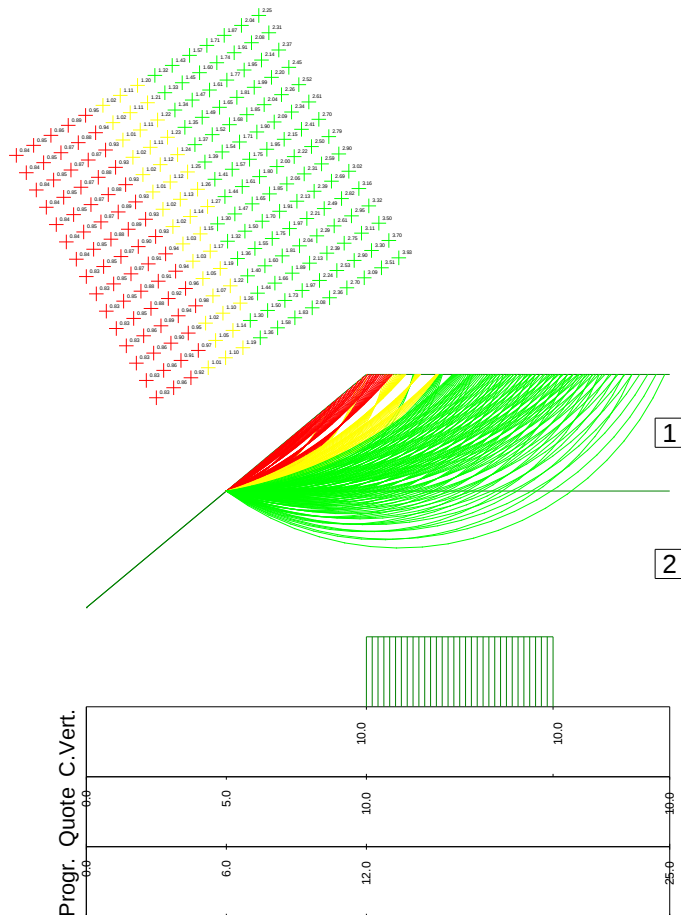
2.2 STABILITÀ SUPERFICI PASSANTI PER LA BASE DEL BLOCCO SOMMITALE

La resistenza offerta dal blocco sommitale della scogliera sarà pari:

Inclinazione scogliera	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
Spessore scogliera	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Estensione scogliera	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Peso di volume scogliera	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
Angolo attrito terreno	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Angolo attrito roccia	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
P	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00
N	22.94	22.65	22.36	22.06	21.76	21.45	21.13	20.81	20.48	20.14	19.80	19.45
T	2.82	3.38	3.94	4.50	5.06	5.61	6.17	6.72	7.27	7.82	8.37	8.91
R	2.82	3.38	3.94	4.50	5.06	5.61	6.17	6.72	7.27	7.82	8.37	8.91
Rh	1.62	1.99	2.37	2.77	3.18	3.61	4.05	4.50	4.96	5.43	5.92	6.41
Nh	13.16	13.31	13.46	13.58	13.69	13.79	13.86	13.92	13.97	13.99	14.00	13.99
FR	14.77	15.30	15.83	16.35	16.88	17.40	17.91	18.42	18.93	19.42	19.92	20.40

Dalle analisi di stabilità per superfici di scivolamento passanti per la base del blocco sommitale della scogliera (si vedano le due immagini successive, in cui viene calcolata la stabilità del versante senza e con l'opera di sostegno) risulta che la reazione in direzione orizzontale che l'opera di sostegno deve offrire per garantire un fattore di sicurezza pari a 1,3 è pari a 13 kN per metro lineare di fronte.

La somma delle componenti reattive orizzontali è pari a 17,4, quindi la stabilità è verificata.



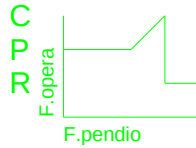
Litotipo 1:
Litotipo 2:

ϕ [°] = 35
 ϕ [°] = 35

c [kN/m²] = 0
 c [kN/m²] = 0

γ [kN/m³] = 18
 γ [kN/m³] = 8

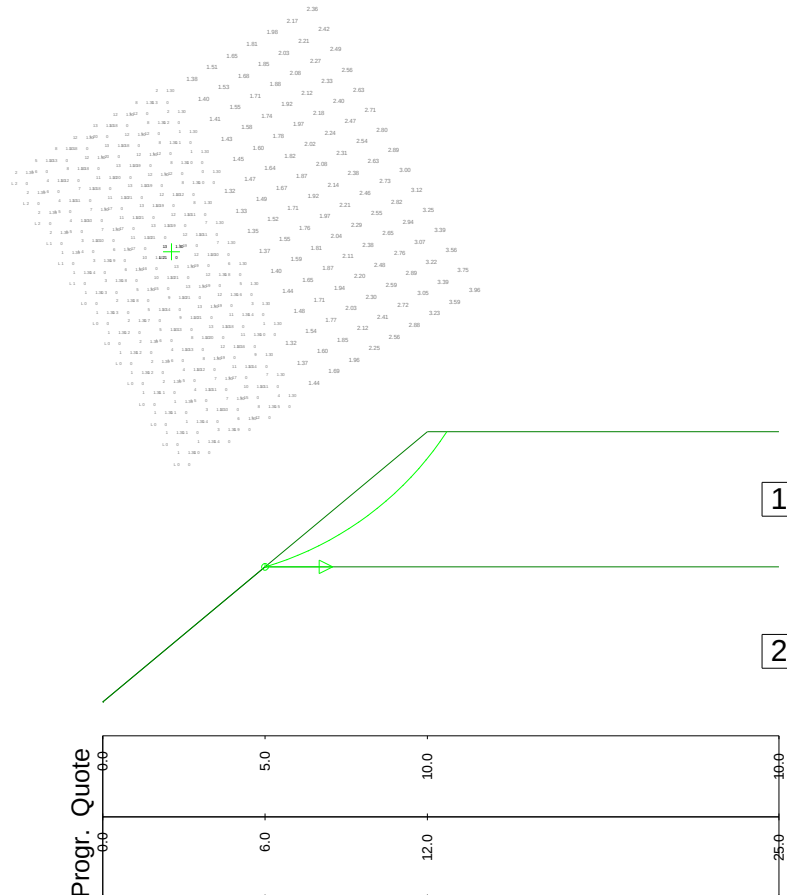
Metodo: Sarma



C (res. critica)= 60
P (precarico)= 0
R (res. residua)= 0

RN | FS
X% | RT

FS: fatt. sicurezza ottenibile
RN: rez. per avere FS= 1.3
RT: res. a rottura del terreno
%: utilizzo resistenza critica
X: L=lineare; T=rottura terreno
P=precarico; R=residuo



www.geoandsoft.com

3 ANALISI IDRAULICA

È stato analizzato un modello idraulico riguardante unicamente le sezioni di intervento.

L'analisi idraulica è stata condotta con modello numerico di moto permanente (o gradualmente variato) HEC-RAS - Version 4.1 – by Hydrologic Engineering Center of US Army Corp of Engineering.

Per il calcolo del profilo di corrente in moto permanente (o gradualmente variato) il codice HEC-RAS utilizza un procedimento iterativo passo a passo basato sulla soluzione dell'equazione di bilancio energetico tra sezioni successive.

$$WS_2 + \frac{(\alpha_1 \cdot V_2^2)}{2g} = WS_1 + \frac{(\alpha_2 \cdot V_1^2)}{2g} + h_e$$

Dove:

WS1 e WS2 rappresentano il livello idrico rispettivamente di valle e di monte;

V1 e V2 indicano la velocità media rispettivamente di valle e di monte;

α_1 e α_2 sono coefficienti numerici di velocità;

g è l'accelerazione di gravità;

h_e rappresenta la perdita di carico.

3.1 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL MODELLO

La ricostruzione geometrica dell'asta fluviale modellata viene effettuata avvalendosi dei rilievi eseguiti.

Lo sviluppo longitudinale del corso d'acqua è riprodotto attraverso opportune sezioni fluviali, poste a distanza variabile l'una dall'altra, comunque sufficientemente vicine da poter rappresentare compiutamente il percorso fluviale; laddove si riscontri un'eccessiva distanza tra due sezioni, si provvede e ad un infittimento mediante un criterio di interpolazione. Ciascuna sezione è caratterizzata, nel modello, da una propria scabrezza, espressa tramite il coefficiente n di Manning, individuata sulla base dell'osservazione delle reali condizioni della stessa e dello stato di manutenzione del corso d'acqua.

Le aree di potenziale esondazione sono definite come quelle porzioni di territorio adiacenti al corso d'acqua coinvolte, eventualmente, dal fenomeno esondativo, e il cui comportamento è sia quello di invasare volumi d'acqua, sia quello di essere interessate dal trasporto dei volumi stessi.

La stazionarietà delle dinamiche fuori alveo fa sì che il fenomeno del trasferimento di volumi esondati sul piano campagna debba essere correttamente interpretato, in quanto ciò rappresenta il punto nodale e il maggior limite della modellazione "quasi-bidimensionale".

3.2 COEFFICIENTI DI SCABREZZA

Il coefficiente di scabrezza, misura globale della resistenza al moto, rientra nelle formule per la determinazione delle velocità; il modello HEC-RAS utilizza il coefficiente di Manning.

La Direttiva AIPO "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B in progetto", fornisce indicazioni per i valori del coefficiente di scabrezza per i corsi d'acqua naturali.

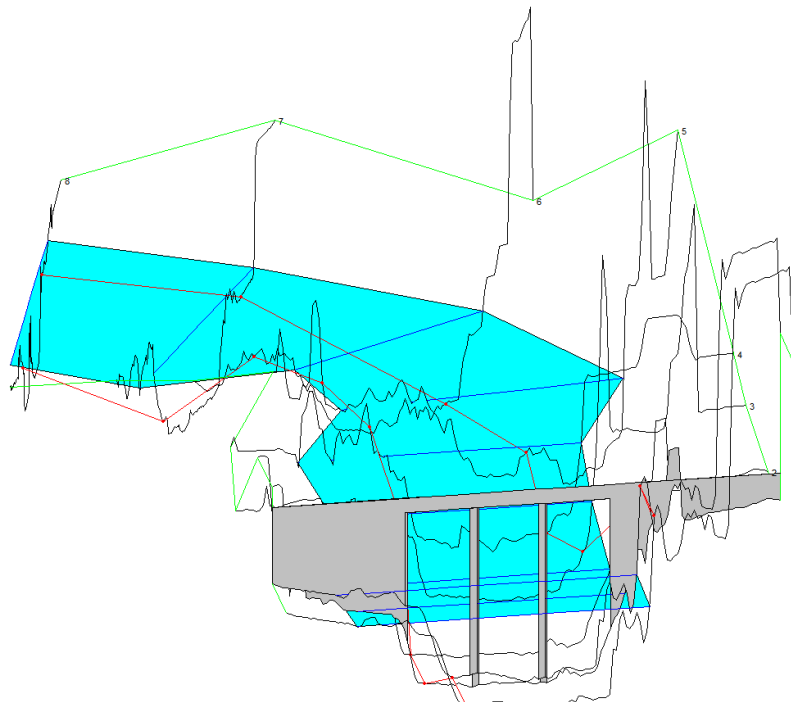
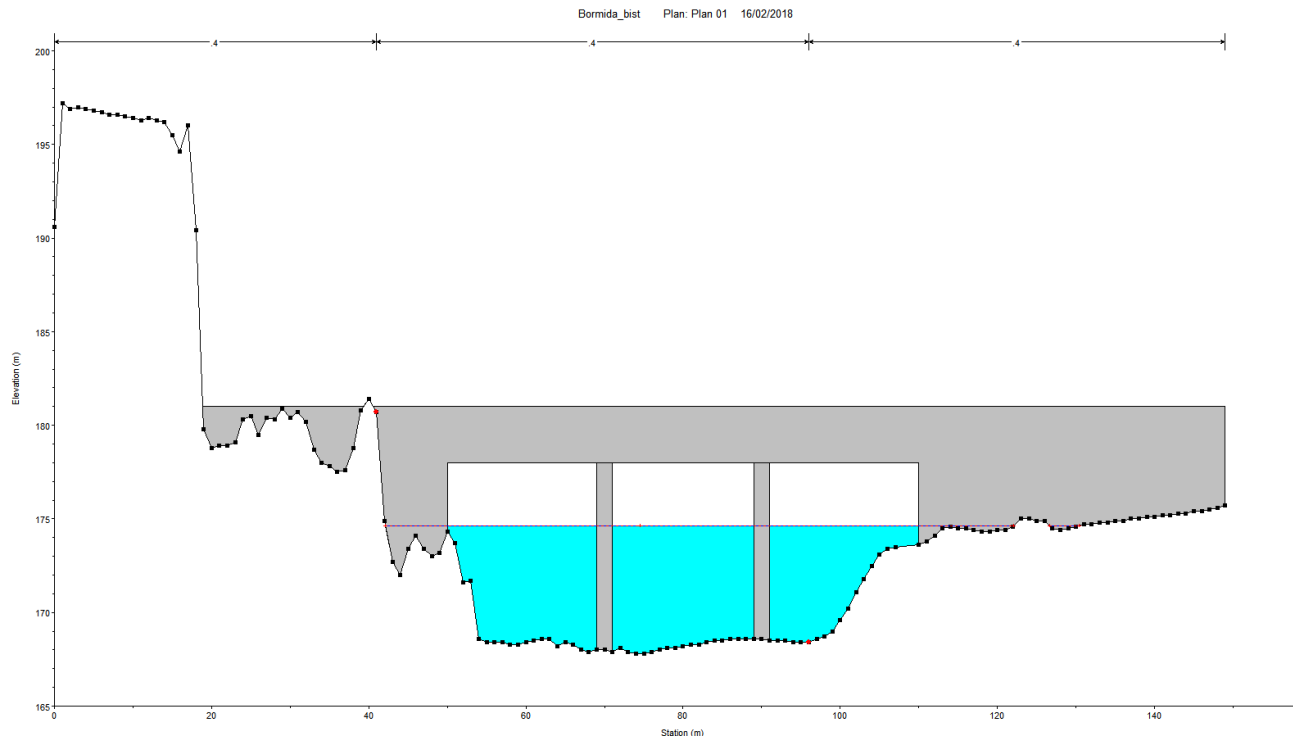
Nella modellazione idraulica del tratto in esame del Fiume Bormida vengono utilizzati i seguenti valori del coefficiente di scabrezza:

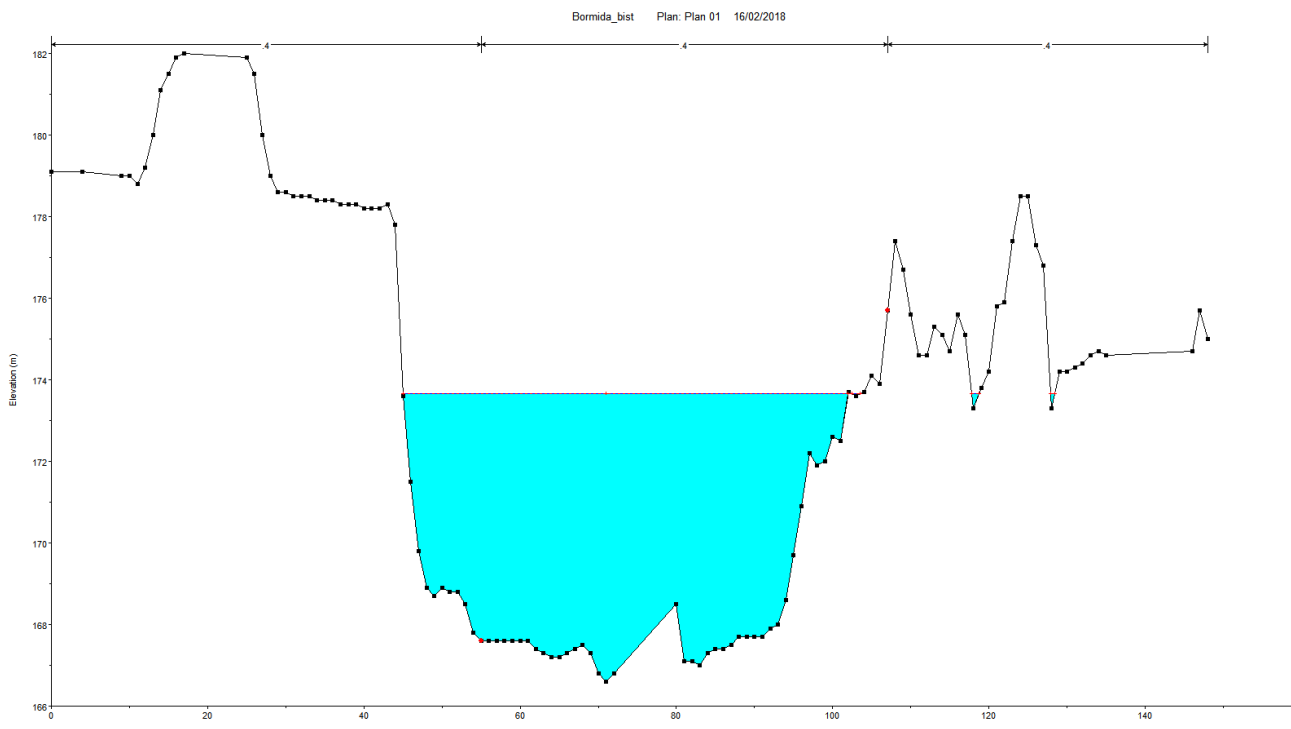
CORSI D'ACQUA MAGGIORI (Raggio idraulico ≥ 4 m; larghezza in piena > 30 m)	
- sezioni con fondo limoso, scarpate regolari a debole copertura erbosa	45-40
- sezioni in depositi alluvionali, fondo sabbioso, scarpate regolari a copertura erbosa	35
- sezioni in depositi alluvionali, fondo regolare, scarpate irregolari con vegetazione arbustiva e arborea	25-30
- in depositi alluvionali, fondo irregolare, scarpate irregolari con forte presenza di vegetazione arbustiva e arborea	20-25

Alveo artificiale in roccia	
- con lavorazione accurata	30-25
- con lavorazione media	25-20
- con lavorazione grossolana	20-15

3.3 SEZIONE DEL POSIZIONAMENTO DELLA SCOGLIERA

Nelle immagini seguenti è riportata la sezione di progetto della scogliera con le portate Q100 (aventi tempo di ritorno pari a 100 anni).





4 DETERMINAZIONE DIMENSIONE MASSI DIFESA SPONDALE

Pertanto di seguito verrà eseguita la verifica del dimensionamento dei massi da impiegare nelle operazioni di ricostruzione, considerando che l'erosione degli elementi della scogliera può essere limitata e contrastata tramite la scelta di un'opportuna pezzatura dei massi oltre alla pendenza con la quale essi vengono posati. L'analisi della stabilità del materiale utilizzato per le opere di difesa idraulica previste in condizioni di progetto è svolta secondo la seguente procedura:

1. definizione dei parametri idraulici di interesse;
2. caratterizzazione del materiale e verifica della sua stabilità nella situazione di progetto.

Differenti formule di calcolo sono disponibili in letteratura per la valutazione della stabilità di materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente.

Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici (in generale desunti da dati sperimentali) delle velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

4.1 ANALISI 1

Per la determinazione della dimensione media dei massi che dovranno costituire la difesa di sponda, si fa riferimento alle espressioni di Stevens (1976), basate sull'analisi delle forze agenti sull'elementi solido in condizioni di equilibrio limite, con la correzione per la stabilità su sponda inclinata.

Tali espressioni sono:

$$\sigma = \frac{0.30 \cdot v_r^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \cdot g \cdot d_m} \quad (1)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\cos \alpha}{\frac{2 \sin \vartheta}{\sigma \tan \varphi} + \sin \alpha} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 + \sin(\alpha + \beta)}{2} \quad (3)$$

$$C_s = \frac{\cos \vartheta \tan \varphi}{\sigma' \tan \varphi + \sin \vartheta \cos \beta} \quad (4)$$

Nelle quali:

d_m = diametro medio del masso

C_s = coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso

ϑ = pendenza della scarpata

φ = angolo di riposo in acqua dei massi

β = angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della Scarpata

α = angolo riferito alla pendenza del fondo i $[\text{tg}^{-1}(i)]$

σ, σ' = numeri di stabilità del masso, rispettivamente per sponda orizzontale ($\vartheta = 0$) e per sponda inclinata

γ_s = peso specifico del masso

γ = peso specifico del masso

v_r = velocità della corrente agente sul masso

La velocità v_r può essere desunta dalla legge logaritmica di distribuzione delle velocità sulla verticale Y in un moto assolutamente turbolento (Keulegan, 1938):

$$u(Y) = 2.5 u^* \ln \left(30.2 \frac{Y}{d_m} \right) \quad (5)$$

In cui

$$u^* = \left(\frac{\tau}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

Integrando la (5) sulla verticale si ottiene per la velocità media V della corrente:

$$V = 2.5 u^* \ln \left(12.3 \frac{Y_0}{d_m} \right) \quad (7)$$

In cui Y_0 è il tirante idrico.

Ammettendo che la velocità v_r sia corrispondente alla profondità $Y = d_m$, dalle (5) e (7) si ottiene l'espressione:

$$\frac{v_r}{V} = \frac{3.4}{\ln\left(12.3 \frac{Y_0}{d_m}\right)} \quad (8)$$

Da utilizzare per il calcolo di v_r . E' però importante ricordare che le 5, 7 e 8 valgono per profondità relative ($Y_0/d_m < 6$) e conseguentemente molto alta la turbolenza e l'areazione della corrente, si può assumere in pratica:

$$v_r = V \quad (9)$$

4.2 ANALISI 2

L'analisi delle condizioni critiche di moto incipiente è effettuata mediante l'utilizzo di formule basate sul confronto delle tensioni di trascinamento.

Tale criterio si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalla corrente sul materiale costituente il letto fluviale, secondo la formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$$

dove:

- γ (N/m³) è il peso specifico dell'acqua,
- R (m) è il raggio idraulico della sezione,
- i (m/m) la pendenza di fondo.

La condizione di stabilità del fondo risulta quando $\tau_{cr} \geq \tau_0$, ossia quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella di moto incipiente esercitata dalla corrente.

La seguente analisi di stabilità è riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields - 1936 - la cui formula base è stata ricavata da esperimenti su letti a granulometria uniforme di forte scabrezza), attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \Phi(Re^*)$$

dove:

- τ_{cr} = tensione tangenziale critica (N/m²);
- γ_s = peso specifico materiale d'alveo (N/m³);
- γ = peso specifico dell'acqua (N/m³);
- d = diametro del granulo (m);

Φ = parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli, del letto fluviale e dal numero di Reynolds (Re^*) relativo alla velocità di attrito

$$(u^* = \sqrt{\tau_{cr} / \rho})$$

Per la traduzione della condizione di equilibrio suddetta in termini empirici ed ingegneristici sono state proposte varie formulazioni, derivanti da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo alla preventiva definizione della tipologia dei substrati naturali o artificiali e del comportamento idraulico dell'alveo.

In particolare alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

- $F = 0,058 \div 0,060$ nell'espressione originale di Shields, valida in moto turbolento $Re^* > 1000$ e con diametro medio del materiale molto inferiore del tirante idrico;
- $F = 0,116$ nell'espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle;

$$F = 0,06 \left[1 + 0,67 \left(\frac{d}{h} \right)^{0,5} \right]$$

nella formulazione di Armanini, valida per diametri comparabili con il tirante idrico h .

Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti le opere di difesa in progetto verrà fatto riferimento, nel caso specifico, all'espressione di Shields nella formulazione di Armanini.

Per le verifiche di stabilità del paramento inclinato, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza (α) della sponda rispetto all'orizzontale. A tal scopo è normalmente utilizzata la seguente espressione (E.Lane, 1953):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \left[\cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \varphi}} \right]$$

dove

$\tau_{cr}(0)$ = tensione critica sul fondo,

φ = angolo d'attrito interno del materiale.

Dal confronto fra le tensioni tangenziali esercitate dalla corrente sul fondo e la corrispondente tensione tangenziale critica legata alla pezzatura del materiale utilizzato per il rivestimento, è possibile verificarne la stabilità in alveo identificando le dimensioni dei massi impiegati attraverso il diametro medio di calcolo d_{50} .

Volendo esprimere l'ordine di grandezza dei massi tramite il loro peso, si consideri che, in generale, il volume di elementi di forma abbastanza regolare è compreso tra quello di un cubo di lato pari alla dimensione caratteristica calcolata D_{50} e quello di una sfera di tale diametro.

Il rapporto tra questi due volumi è 0,52, mentre il volume del masso caratteristico sarà circa pari a 0,8 volte il volume del cubo.

Quindi, per calcolare il volume del masso caratteristico si può utilizzare la seguente semplice formula:

$$V = 0,80 (D_{50})^3$$

Il volume per il peso specifico del materiale utilizzato fornisce il peso corrispondente del materiale impiegato.

5 RISULTATI OTTENUTI

Sono state effettuate due analisi di trascinamento dei massi non cementati, con metodologie differenti, per avere un riscontro dell'affidabilità numerica dell'elaborazione.

Scopo principale di tali analisi era la valutazione delle dimensioni minime dei massi in grado di garantire la stabilità della mantellata anche in caso di piene particolarmente cospicue.

Tali analisi hanno individuato un volume dei massi di circa 0.7 m^3 (ovvero di una grandezza pari a $0.9 \times 0.9 \times 0.9 \text{ m}$) la dimensione minima in grado di garantire la stabilità di scogliere formate da massi non legati con malte cementizie.

La dimensione dei blocchi rende possibile l'approvvigionamento da idonee cave anche se non presenti negli immediati dintorni del sito.

Poiché nei tratti contigui è stato riscontrato come a seguito degli eventi alluvionali recenti la fondazione costituisca la parte debole del manufatto, si è optato per la realizzazione della fondazione utilizzando massi cementati.

La parte in elevazione sarà costituita da blocchi di roccia provenienti da cave ed opportunamente sagomati così da garantire il rispetto delle condizioni alla base delle valutazioni numeriche eseguite relativamente alla loro stabilità a fronte delle sollecitazioni di trascinamento applicate dalle piene fluviali.