

PROGETTO:
LAVORI DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA DEL
FIUME TESTENE NEL TRATTO DEL COMUNE DI
LAUREANA CILENTO

PROGETTO ESECUTIVO

IMPORTO DELL'OPERA € 1.000.000,00

COMMITTENTE : COMUNE DI LAUREANA CILENTO

ELABORATO
RELAZIONE IDROLOGICA

PROGETTISTA:
U.T.C.

IL RUP

TAV. N°
1.3

SCALA

DATA
Ottobre 2019

AGG.



COMUNE DI LAUREANA CILENTO (PROVINCIA DI SALERNO)



RELAZIONE IDROLOGICA

LAVORI DI PROTEZIONE DEL SUOLO ATTRAVERSO LA SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA DEL FIUME TESTENE E DEI SUOI AFFLUENTI NEL COMUNE DI LAUREANA CILENTO

PREMESSA

La presente relazione è stata redatta al fine di consentire una stima affidabile delle massime portate del fiume Testene durante gli eventi di piena nei tratti insistenti nel Comune di Laureana Cilento. Le aree attraversate dal fiume sono state in passato, oggetto di numerosi fenomeni di esondazione, spesso creando ingenti danni alle zone limitrofe.

Nella relazione in oggetto, vengono descritte le metodologie di analisi adottate per la valutazione, su base probabilistica delle portate di colmo e dei volumi di piena che possono affluire in corrispondenza di determinate sezioni di interesse, scelte lungo l'asta principale del fiume Testene, con un assegnato periodo di ritorno.

1. Calcolo della portata di piena

In via più dettagliata, definite le sezioni di interesse e il relativo reticolo idrografico; si determinano:

- I valori delle portate Q_T al colmo di piena che possono essere superati mediamente ogni T anni;
- I valori dei volumi $V_{D,T}$ di massimi volumi di piena che con riferimento alla generica durata D , possono essere superati ogni T anni.

Dove T è definito come il periodo di ritorno, il numero medio di anni che intercorre tra un fenomeno di crisi ed un altro; come il superamento dell'argine dimensionato.

Come vedremo nei paragrafi successivi, in assenza di dati pluviometrici sufficienti e cioè di misure dirette di portata nel corso degli anni, la stima dei valori Q_T e $V_{D,T}$ viene elaborata mediante un procedimento di tipo "variazionale" di un modello di trasformazione Afflussi/Deflussi che si contrappone ad un modello empirico.

Di seguito la metodologia utilizzata fa riferimento a quella proposta su scala nazionale dal progetto VAPI del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI). In particolare viene adottato un modello probabilistico a doppia componente (TCEV) che interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte di eventi (eventi massimi ordinari ed eventi massimi straordinari). Le



elaborazioni relative all'applicazione di tale modello fanno riferimento ad una procedura di regionalizzazione gerarchica in cui i parametri vengono valutati a scale regionali differenti, in funzione dell'ordine statistico.

Il *modello T.C.E.V.* (Two Components Extreme Value) risulta maggiormente rispondente alle esigenze di un'attenta valutazione delle altezze di pioggia o delle portate al colmo di piena che possono defluire nei tronchi di un corso d'acqua.

A valle delle premesse citate, definito $Q_{D,T}$, come massimo annuale della portata media nella durata D e corrispondente al periodo di ritorno T , il quale varia in funzione di D e T ; possiamo definire la seguente relazione:

$$Q_{D,T} = \xi_{QD} \cdot K_T$$

Essendo ξ_{QD} un parametro centrale della distribuzione di probabilità, rispettivamente nella variabile idrologica Q_D ; K_T un coefficiente amplificativo, di norma indicato come coefficiente di crescita col periodo di ritorno T .

Nel caso in esame, tuttavia, l'assenza di un archivio storico di dati pluviometrici sufficienti, comporta l'impossibilità di una stima diretta del parametro centrale di distribuzione, motivo per cui, si ricorre al metodo geomorfoclimatico.

2. Il modello geomorfoclimatico

Il metodo geomorfoclimatico è il modello di trasformazione Afflussi/Deflussi utilizzato per la stima dei parametri in gioco per la valutazione della portata di piena, compiuta a sua volta, sulla base di uno studio idrologico preliminare, finalizzato ad individuare le espressioni delle cosiddette "curve di probabilità pluviometriche", su base regionale.

Considerando eventi di pioggia di intensità costante nella durata d presa a riferimento, calcolando l'idrogramma $[Q(t)]_d$ corrispondente attraverso un adeguato modello di trasformazione Afflussi/Deflussi, individuando, per ogni durata D , il massimo $(Q_D)_d$ della media in intervallo di tempo di durata D e calcolando poi $m(Q_D)$ come il massimo, al variare della durata d , dei valori $(Q_D)_d$.

Da qui deriva:

$$\xi_{QD} = m(Q)$$

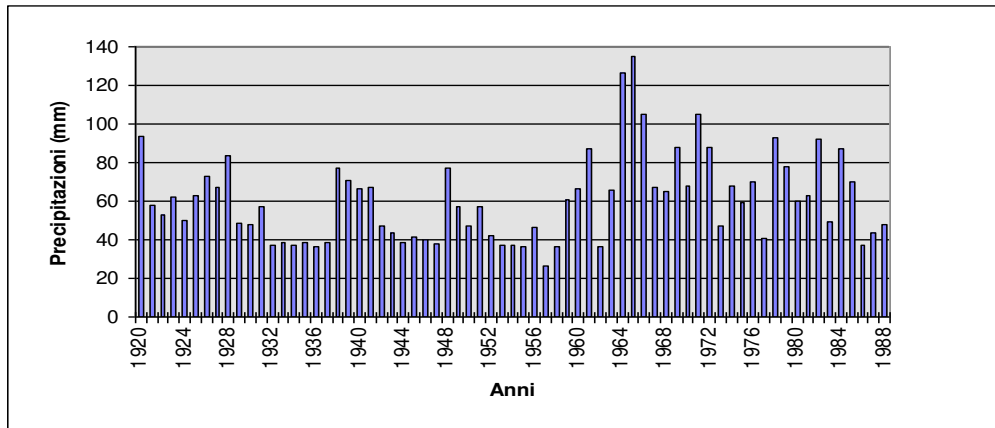
In generale, ad eventi di pioggia brevi ed intensi corrispondono, di solito, deflussi di piena nella sezione terminale del bacino dovuti essenzialmente allo scorrimento delle acque sui versanti e nei canali della rete idrografica.

Il bilancio idrologico di un bacino durante i fenomeni di piena può pertanto essere schematizzato considerando che fra i volumi in ingresso e quelli in uscita si stabilisce una relazione per effetto di una concomitante trasformazione dei due sottosistemi da cui è costituito il bacino.

Sui versanti, un'aliquota delle precipitazioni totali viene persa a causa del fenomeno dell'infiltrazione e quindi ai fini del bilancio di piena nella sezione finale contribuisce soltanto una parte delle precipitazioni totali, definita pioggia "efficace" nella rete idrografica, l'aliquota delle piogge efficaci derivante dai versanti viene invasata e



trasportata alla sezione di sbocco a costituire l'idrogramma di piena, che si manifesta con un certo ritardo nei confronti del pluviogramma che lo ha causato.



Per definire l'effetto dei versanti sulla determinazione della pioggia "efficace" si definisce il coefficiente di afflusso di piena C_f il rapporto tra i volumi di piena e le precipitazioni totali sul bacino in un prefissato intervallo di tempo: le perdite sono sostanzialmente dovute all'infiltrazione e all'intercettazione da parte dell'apparato fogliare.

Per tenere conto del ritardo con cui l'idrogramma di piena si manifesta nella sezione di chiusura di un bacino rispetto al pluviogramma che lo ha determinato, è necessario definire una funzione di risposta del bacino stesso ad un ingresso impulsivo unitario detto anche idrogramma unitario istantaneo o IUH.

La relazione per il calcolo della piena indice con il modello geomorfoclimatico può essere scritta come:

$$m(Q) = \frac{C_f \cdot q \cdot m[I_A(t_r)] \cdot A}{3.6}$$

in cui:

- ⇒ t_r = tempo di ritardo del bacino, in ore;
- ⇒ C_f = coefficiente di deflusso, caratteristico del bacino;
- ⇒ $m[I_A(t_r)]$ = media del massimo annuale dell'intensità di pioggia areale di durata pari al tempo di ritardo t_r del bacino, in mm/ora;
- ⇒ A = area del bacino, in km^2 ;
- ⇒ q = coefficiente di attenuazione del colmo di piena.

Caratteristiche pluviometriche del sito

Il comportamento idrologico di un bacino dipende, essenzialmente, dalle sue caratteristiche morfometriche e topologiche che, unitamente alle sue caratteristiche climatiche, contribuiscono ad individuarne la risposta rispetto ad un generico evento meteorico.

Nel presente Studio Idrologico si è ritenuto necessario fare riferimento alle espressioni delle curve di probabilità pluviometrica definite da studi idrologici specifici effettuati, dalla



stessa Autorità di Bacino Sinistra Sele, in occasione dell'Aggiornamento del Piano Stralcio Rischio Alluvioni.

Ai fini dell'individuazione delle caratteristiche pluviometriche del bacino, il primo step effettuato è consistito nell'individuazione della curva di probabilità pluviometrica da prendere a riferimento nelle successive analisi.

Quest'ultima, così come indicato nello studio idrologico redatto dall'Autorità di Bacino Sinistra Sele nell'ambito delle attività di "Aggiornamento del Rischio Idraulico", è risultata essere unica per tutto il territorio ricadente nel bacino idrografico.

L'espressione matematica di tale "curva" dipende dal tipo di formulazione utilizzata.

Nel caso in esame, viene utilizzata la formula tri-parametrica:

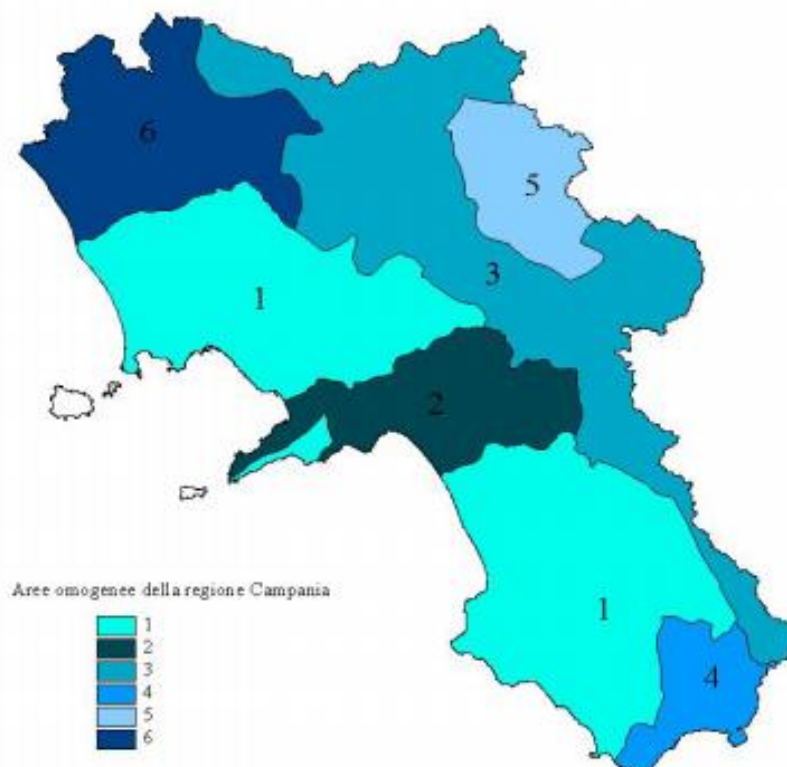
$$\mu[l(d)] = \mu(l_0) / (1 + d/l_0 d_c)^\beta$$

in cui:

$$\Rightarrow \beta = C - D z;$$

$$\Rightarrow d \text{ e } d_c \text{ vanno espressi in ore};$$

$$\Rightarrow \mu(l_0) \text{ e } \mu[l(d)] \text{ vanno espressi in mm/h};$$



I valori assunti nella seguente ipotesi, per l'area omogenea in questione (1), sono i seguenti:



I_0 [mm/h]	C	D	d_c	β
77.1	0.7995	-3.61×10^{-5}	0.3661	0.78561

Tali valori sono stati desunti, in particolare, dalla “*Tabella 5.5: parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche regionali per ogni area pluviometrica omogenea*” riportata alla pagina 173 del volume “*Valutazione delle Piene in Campania*” (1995) edito a cura di F. Rossi e P. Villani, relativamente all’area omogenea 1, all’interno della quale ricade il bacino del fiume Testene (cfr. successiva Figura 4, tratta dalla pagina 167 del predetto volume).

I parametri del modello geomorfoclimatico

Nel Rapporto VAPI Campania è stato mostrato che, dal punto di vista della permeabilità dei litotipi affioranti, durante i fenomeni di piena si possono essenzialmente individuare due complessi idrogeologici: il primo, ad alta permeabilità, comprende tutte le rocce carbonatiche intensamente fratturate; nel secondo vengono compresi tutti gli altri litotipi, a cui si attribuisce mediamente una permeabilità nettamente minore che per le rocce carbonatiche del primo tipo.

Sempre ai fini dei deflussi di piena, è stato mostrato inoltre che una certa influenza viene esercitata anche dalla presenza di copertura boschiva, essenzialmente in funzione del tipo di permeabilità del terreno interessato.

La metodologia proposta dal VAPI Campania per la valutazione dei parametri del modello geomorfoclimatico, e cioè del coefficiente di afflusso di piena C_f e del tempo di ritardo del bacino t_r , assume dunque alla base la suddivisione di ogni bacino sia in due che in tre complessi omogenei dal punto di vista idrogeologico.

Nella suddivisione in due complessi non viene presa in considerazione la copertura boschiva e la distinzione viene fatta tra:

- ⇒ le aree permeabili, indicate con A1;
- ⇒ le aree a bassa permeabilità, indicate con A2;

mentre nella suddivisione in tre complessi, considerando anche la presenza della copertura boschiva, si prendono in considerazione:

- ⇒ le aree permeabili con copertura boschiva, indicate con A3;
- ⇒ le aree permeabili senza copertura boschiva, indicate con A1;
- ⇒ le aree a bassa permeabilità, indicate con A2.

Il coefficiente di deflusso di piena C_f

Dato il significato del coefficiente di deflusso, l’ipotesi più semplice per la sua stima consiste nell’assumere che esista un valore di C_f per ogni singolo complesso omogeneo e nel considerare il valore globale come la media pesata di tali valori caratteristici.

Con la suddivisione in tre complessi omogenei (con copertura boschiva), si ha:



$$C_f = C_{f1} \frac{A_1}{A} + C_{f2} \frac{A_2}{A} + C_{f3} \frac{A_3}{A}$$

dove:

C_{f1} = coefficiente di afflusso dell'area permeabile senza bosco = 0.42;

C_{f2} = coefficiente di afflusso dell'area impermeabile = 0.56;

C_{f3} = coefficiente di afflusso dell'area permeabile con bosco = 0.00.

Il tempo di ritardo t_r

Nel caso di bacini eterogenei dal punto di vista idrogeologico, il tempo di ritardo può essere calcolato come media pesata del ritardo medio di ognuno dei complessi, ed in particolare, con la suddivisione in tre complessi omogenei (con copertura boschiva), avendo attribuito valore nullo al coefficiente di deflusso delle aree permeabili con copertura boschiva, si ha:

$$tr = \frac{C_{f1} \cdot A_1}{C_f \cdot A} \frac{1.25}{3.6 \cdot c_1} \sqrt{A_1} + \frac{C_{f2} \cdot A_2}{C_f \cdot A} \frac{1.25}{3.6 \cdot c_2} \sqrt{A_2}$$

dove:

⇒ c_1 = celerità media di propagazione dell'onda di piena nel reticolo idrografico relativa alle aree permeabili senza bosco = 0.23 m/s;

⇒ c_2 = celerità media di propagazione dell'onda di piena nel reticolo idrografico relativa alle aree impermeabili = 1.87 m/s.

3. Valutazione del fattore regionale di crescita K_T

L'indagine regionale per la determinazione della legge regionale di crescita con il periodo di ritorno $K_T(T)$, svolta nel Rapporto VAPI Campania, ha condotto alla seguente relazione:

$$K_T = -0.0567 + 0.680 \times \ln T \quad (T = \text{tempo di ritorno})$$

Si è determinato il coefficiente K_T (coefficiente probabilistico di crescita per un determinato periodo di ritorno), che si riporta nella tabella seguente:

T [anni]	2	5	10	30	100	300
K_T	0.42	1.03	1.51	2.26	3.07	3.82

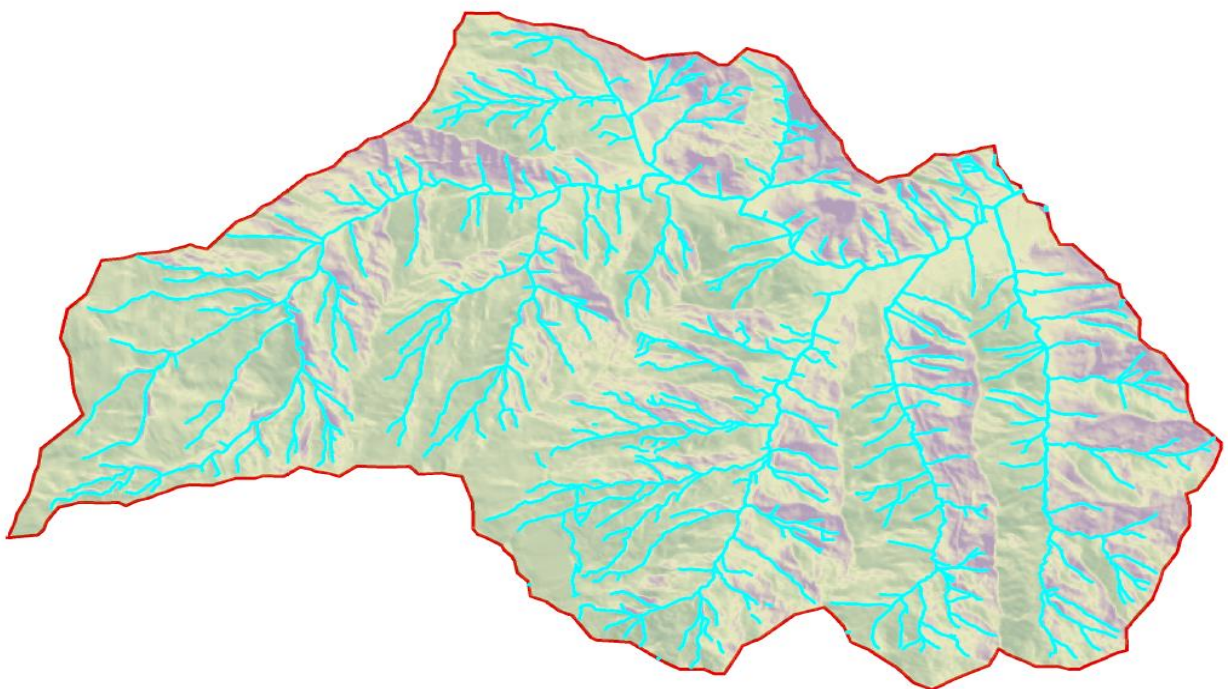
Tabella.1 (coefficiente probabilistico di crescita delle portate)



4. Definizione dei bacini idrografici

Un parametro fondamentale nella stima delle massime portate di piena, è quella della definizione del bacino idrografico dell'asta principale, in corrispondenza delle sezioni di interesse.

Il bacino idrografico del fiume Testene è caratterizzato da una fitta rete idrografica distribuita in parte lungo i rilievi collinari e per buona parte su aree prevalentemente pianeggianti. In particolare, affluenti di secondo, terzo e quarto ordine gerarchico solcano i versanti prossimi ai crinali disponendosi secondo la direzione di massima pendenza, mentre l'asta principale del Testene, per quanto attiene l'aspetto toponomastico, inizia a partire dalla confluenza dei valloni Archi e Vatolla, proseguendo fino alla foce in terreni prevalentemente pianeggianti. Il bacino idrografico da esso sotteso si sviluppa interamente nei territori comunali di Perdifumo, Laureana e Castellabate. La lunghezza dell'asta principale, dallo spartiacque fino all'area di interesse è di circa 12.05 chilometri. Quella dell'intero reticolo idrografico è di 125.6 chilometri (fig. 8)



Data l'estensione del tratto preso in esame (circa 4 km) e del conseguente bacino idrografico sotteso, derivante anche dalla conformazione valliva del territorio prospiciente; sono stati presi in considerazione ben 11 sottobacini. Inoltre l'asta è stata suddivisa in 34



sezioni principali differenti. Per ogni sezione sono stati definiti i sottobacini sottesi e il relativo valore della portata conseguente.

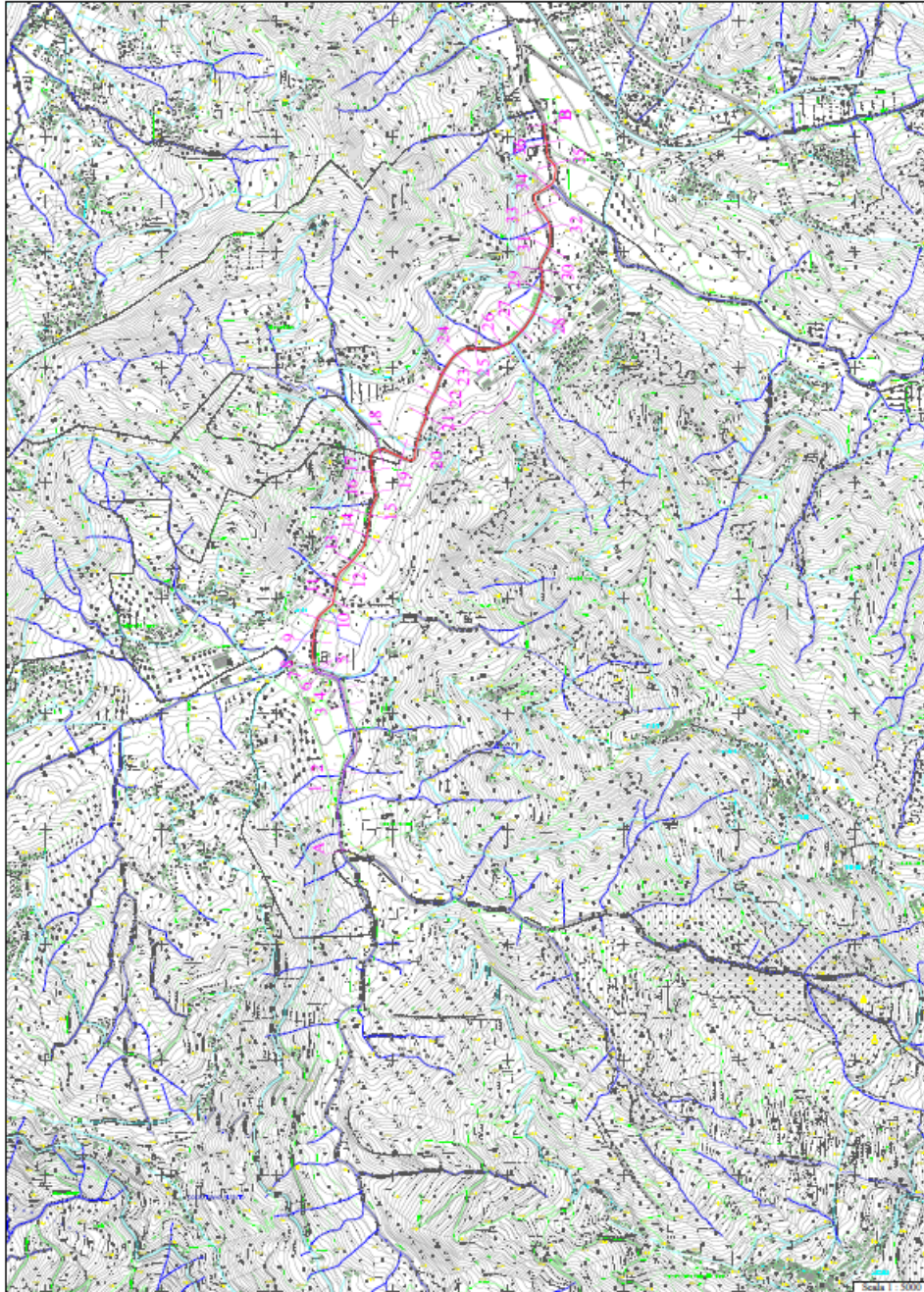


Figura 1: Tratto del fiume Testene nell'ambito territoriale del comune di Laureana Cilento, oggetto di intervento

5. Valutazione delle portate

Come definito nei paragrafi precedenti, nel modello geomorfologico, un parametro che riveste un ruolo importante è la percentuale di permeabilità dell'area del bacino idrografico. Tali fattori potrebbero comportare una notevole differenza in termini di risultati finali.



A tal fine, è stata effettuata un'analisi accurata, valutando preliminarmente la tipologia di litotipi presenti, alla destinazione antropica della superficie (discernendo le superfici boschive e da quelle urbanizzate). Tale studio ha visto una prima fase di valutazione cartografica, mediante l'utilizzo delle mappe IGM in scala 1:5.000, a cui è succeduta una serie di sopralluoghi di accertamento.

A seguito delle analisi effettuate, è stato possibile definire la seguente distinzione:

- Superfici altamente boscate
- Superfici mediamente boscate
- Superfici urbanizzate.

Pertanto, a seconda della litologia e della eventuale presenza boschiva, si è classificata ogni singola superficie. Dalla suddetta classificazione ne conseguono le formule di stima delle massime portate per ogni singolo sottobacino nella sezione di colmo.

6. Dati

Dal procedimento teorico sopra descritto e in funzione delle 11 sottobacini definiti all'interno del bacino idrografico del fiume Testene, sono state inserite nel modello di calcolo, i seguenti dati di input:

- Superficie totale del sottobacino;
- Percentuali di superfici boschive, mediamente boschive e urbanizzate;
- Quota media della sezione iniziale, finale e media del sottobacino;

Con i dati descritti in precedenza e le stime delle portate di massima piena, sono state valutate mediante il metodo razionale VAPI a due complessi omogenei (superfici boscate ed urbanizzate) e a tre complessi (superfici boschive, mediamente boschive e urbanizzate), dove questa seconda procedura risultava un valore maggiore.

Il valore della portata del metodo VAPI a tre complessi omogenei, è stato ancora confrontato con il metodo della regressione empirica e modello geomorfoclimatico, per un grado di sicurezza maggiore. I risultati usciti dal procedimento risultano molto simili l'uno dall'altro, il che ha comportato la validazione del modello.

Per dimostrazione viene riportato sotto in tabella, il calcolo del sottobacino 1.

	<i>T (anni)</i>	<i>2</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>30</i>	<i>40</i>	<i>50</i>	<i>100</i>	<i>200</i>	<i>300</i>	<i>500</i>	<i>1000</i>
<i>Regressione empirica</i>	<i>area totale</i>	7.62	11.29	14.27	17.77	19.79	21.63	22.85	26.88	30.91	33.27	36.34	39.58



	<i>area ridotta</i>	2.96	4.38	5.54	6.90	7.68	8.39	8.87	10.43	12.00	12.91	14.10	15.36
Modello geomorfoclima	<i>due complessi omogenei</i>	7.08	10.50	13.27	16.53	18.40	20.11	21.25	25.00	28.74	30.94	33.79	36.80
	<i>tre complessi omogenei</i>	7.35	10.90	13.77	17.15	19.09	20.87	22.05	25.94	29.82	32.10	35.06	38.18
Modello razionale	<i>due complessi omogenei</i>	4.05	6.00	7.58	9.45	10.52	11.49	12.14	14.28	16.42	17.68	19.31	21.03
	<i>tre complessi omogenei</i>	7.62	11.29	14.27	17.77	19.79	21.62	22.85	26.88	30.91	33.27	36.33	39.57

Ottenuti i valori della sezione finale dei diversi sottobacini, per ognuna della 22 sezioni principali del fiume Testene considerato in progetto (tra la sezione iniziale A e la sezione terminale B), sono state note le portate di progetto, funzioni del periodo di ritorno T.

Bacino	Q₂	Q₃₀	Q₁₀₀	Q₂₀₀	Q₃₀₀
1	7.62	19.79	26.88	30.91	33.27
2	4.55	11.82	16.06	18.46	19.87
3	1.62	4.22	5.73	6.59	7.09
4	3.8	9.88	13.43	15.44	16.62
5	3.04	7.9	10.73	12.34	13.28
6	7.74	20.1	27.3	31.39	33.79
7	0.79	2.06	2.8	3.21	3.46
8	1.3	3.39	4.6	5.29	5.7
9	1.68	4.36	5.92	6.81	7.33
10	1.14	2.97	4.03	4.63	4.99
11	0.28	0.74	1.01	1.16	1.24
	33.56	87.23	118.49	136.23	146.64

sez	Q₂	Q₃₀	Q₁₀₀	Q₂₀₀	Q₃₀₀
A	13.79	35.83	48.67	55.96	60.23
9	17.87	46.45	63.11	72.56	78.09
10	19.17	49.84	67.71	77.85	83.79
13	19.73	51.29	69.68	80.12	86.23
15	20.29	52.75	71.66	82.39	88.68
18	23.89	62.10	84.36	97.00	104.40
26	25.82	67.13	91.19	104.84	112.85
33	33.56	87.23	118.49	136.23	146.64



7. Modello Idraulico di deflusso

Lo studio idraulico del sistema per la verifica delle sezioni del corso d'acqua, caratterizzato da restringimenti, salti, attraversamenti o cambi di pendenza, necessita di un calcolatore che permette la caratterizzazione del modello idraulico di deflusso.

Il software utilizzato nel presente progetto è il programma americano open source HEC-Ras vers. 5.0.7, il quale consente di simulare l'effetto provocato sulla corrente dalla presenza di strutture in alveo e restringimenti di sezione, sia che si tratti di opere idrauliche che di attraversamenti viari e/o ferroviari. Di conseguenza è possibile ottimizzare le caratteristiche dell'opera da eseguire affinché si inserisca nel miglior modo nel contesto idraulico del tratto di corso d'acqua interessato dall'intervento o, qualora richiesto, può essere possibile individuare le aree soggette a diversa probabilità di esondazione.

8. Condizioni al contorno dei risultati sullo stato di fatto

Le condizioni al contorno vanno assegnate a monte nel caso di corrente veloce, a valle nel caso di corrente lenta ed entrambe nel caso di corrente mista.

Nel caso in esame è stato impostato condizioni al contorno miste, data le pendenze elevate del tratto iniziale e quelle minori nel tratto di monte.

9. Verifica Franco di sicurezza

Le verifiche del franco di sicurezza sono state valutate in conformità con le norme di attuazione del PSAI, (Delibera del Comitato Istituzionale n. 22 del 02.08.2016). Sono state effettuate verifiche ante operam, necessarie alla valutazione della capacità contenitiva dell'alveo, il quale non veniva soddisfatto in diversi tratti del corso d'acqua e verifiche post operam, come si evince nelle tabelle che seguono.

La valutazione effettuata ha tenuto conto anche della vulnerabilità delle zone limitrofe, oltre che alle caratteristiche cinetiche della corrente, con la distinzione dei casi di correnti lente e di correnti veloci. Per il caso in oggetto, la densità abitativa delle zone adiacenti il corso d'acqua sono estremamente basse, caratterizzate da piccoli agglomerati in cui le verifiche sono state più restrittive.

Pertanto sono state valutate le altezze dei tiranti idrici per la portata centennale, verificando che in ogni caso i franchi non devono essere inferiori al valore maggiore tra:

- ✓ 0,5 volte il carico cinetico della corrente determinabile come $V^2/2g$, dove V è la velocità media della corrente (m/s) e g è l'accelerazione di gravità (m/s²) (valore particolarmente rilevante per correnti veloci);
- ✓ il valore di cm 50/100 per argini e difese spondali, ove i valori estremi corrispondono a bacini poco dissestati con modesto trasporto solido ed a bacini molto dissestati con forte trasporto solido in caso di piena. Vanno pertanto evidenziate le opere esistenti nel tronco fluviale oggetto di studio che non garantiscono tali franchi di sicurezza.

Tabella: verifica franco di sicurezza ante operam



River Station	Q Total (m3/s)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	Vel Chnl (m/s)	Argini spondali		Franco di sicurezza	
					Levee El Left (m)	Levee El Right (m)	Left (m)	Right (m)
380	48.67	59.55	59.76	4.18	60.95	59.61	1.19	-0.15
370	51.08	55.47	54.34	2.08	54.95	55.44	-0.52	-0.03
360	53.48	54.61	54.61	4.21	57.45	55.64	2.84	1.03
350	55.89	53.62	51.01	1.31	52.55	52.90	-1.07	-0.72
340	58.30	53.60	50.86	1.30	52.35	52.70	-1.25	-0.90
339	58.30	53.57	50.86	1.31	52.35	52.70	-1.22	-0.87
330	60.70	52.85	49.80	1.37	53.30	53.61	0.45	0.76
329	60.70	52.80	49.80	1.39	53.30	53.61	0.50	0.81
320	63.11	52.24	49.58	1.15	53.80	54.10	1.56	1.86
319	63.11	52.17	49.58	1.18	53.80	54.10	1.63	1.93
310	64.26	51.99	49.50	1.22	53.70	53.90	1.71	1.91
300	65.41	51.88	49.41	1.25	54.80	54.80	2.92	2.92
299	65.41	51.79	49.41	1.28	54.80	54.80	3.01	3.01
290	66.56	49.07	49.07	3.77	51.40	51.10	2.33	2.03
280	67.71	47.42	46.31	2.17	48.50	48.15	1.08	0.73
270	68.37	47.17	46.47	2.62	47.90	47.70	0.73	0.53
260	69.03	46.41	46.41	3.95	48.46	47.81	2.05	1.40
250	69.68	44.49	45.00	5.83	46.85	46.25	1.85	1.25
240	70.67	42.52	43.21	6.92	44.90	44.60	1.69	1.39
230	71.66	41.80	42.44	6.53	44.05	43.55	1.61	1.11
220	75.89	38.48	39.39	8.58	40.90	40.40	1.51	1.01
210	80.13	40.05	39.37	3.09	40.80	40.20	0.75	0.15
200	84.36	39.74	39.26	3.48	40.50	40.00	0.76	0.26
190	85.21	39.09	39.04	4.16	40.30	39.80	1.21	0.71
180	86.07	38.75	38.42	3.08	40.10	40.10	1.35	1.35
179	86.07	38.13	38.31	4.34	40.10	37.15	1.79	-1.16
170	86.92	37.20	35.94	2.91	37.40	36.40	0.20	-0.80
160	87.78	36.96	35.96	3.73	34.70	35.30	-2.26	-1.66
150	88.63	34.19	34.90	7.45	34.80	34.90	-0.10	0.00
140	89.48	34.67	34.67	4.78	35.10	34.90	0.43	0.23
130	90.34	33.35	33.35	4.55	34.25	33.80	0.90	0.45
120	91.19	31.13	31.54	5.62	32.70	32.00	1.16	0.46
110	95.09	29.49	29.81	5.29	31.25	30.55	1.44	0.74
100	98.99	28.86	28.73	3.97	29.70	30.85	0.84	1.99
90	102.89	28.23	28.23	4.01	31.80	31.80	3.57	3.57
80	106.79	27.16	27.16	4.38	28.60	28.45	1.44	1.29
70	110.69	24.81	25.23	5.63	26.60	26.45	1.37	1.22
60	114.59	25.51	23.90	2.65	25.35	27.18	-0.16	1.67
50	118.49	24.89	24.41	3.96	25.50	25.20	0.61	0.31
40	118.49	24.00	23.97	4.82	25.15	24.80	1.15	0.80
30	118.49	23.63	23.12	4.03	24.40	24.10	0.77	0.47



20	118.49	22.81	22.81	4.97	24.05	23.80	1.24	0.99
10	118.49	18.93	19.90	8.08	20.95	20.60	1.05	0.70

Tabella: verifica franco di sicurezza post operam

River Sta	Q Total (m3/s)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	Vel Chnl (m/s)	Argini spondali		Franco di sicurezza	
					Levee Left (m)	Levee Right (m)	Left (m)	Right (m)
380	48.67	58.85	59.09	4.55	60.95	59.61	1.86	0.52
370	51.08	54.84	53.72	2.11	55.1	55.44	0.26	0.60
360	53.48	54.02	54.02	4.15	57.45	55.64	3.43	1.62
350	55.89	51.9	50.71	1.99	52.55	52.9	0.65	1.00
340	58.3	51.88	50.46	1.81	52.35	52.7	0.47	0.82
339	58.3	51.77	50.46	1.89	52.35	52.7	0.58	0.93
330	60.7	51.74	49.8	1.83	53.3	53.61	1.56	1.87
329	60.7	51.6	49.8	1.91	53.3	53.61	1.70	2.01
320	63.11	51.64	49.58	1.36	53.8	54.1	2.16	2.46
319	63.11	51.33	49.58	1.51	53.8	54.1	2.47	2.77
310	64.26	51.32	49.5	1.48	53.7	53.9	2.38	2.58
300	65.41	49.84	49.41	2.72	54.8	54.8	4.96	4.96
299	65.41	49.72	49.41	2.92	54.8	54.8	5.08	5.08
290	66.56	49.07	49.07	3.76	51.4	51.1	2.33	2.03
280	67.71	47.36	46.31	2.23	48.5	48.15	1.14	0.79
270	68.37	47.14	46.47	2.66	47.9	47.7	0.76	0.56
260	69.03	46.41	46.41	3.95	48.46	47.81	2.05	1.40
250	69.68	44.49	45	5.81	46.85	46.25	1.85	1.25
240	70.67	42.82	43.21	5.29	44.9	44.6	1.69	1.39
230	71.66	42.35	42.44	4.3	44.05	43.55	1.61	1.11
220	75.89	40.51	38.88	2.04	41	41	0.49	0.49
210	80.13	40.44	38.71	2.13	40.8	41	0.36	0.56
200	84.36	39.31	39.25	4.14	40.5	40	1.19	0.69
190	85.21	39.09	38.53	3.25	40.3	39.8	1.21	0.71
180	86.07	38.76	38.42	3.08	40.1	40.1	1.34	1.34
179	86.07	38.1	38.31	4.42	40.1	40.2	1.79	1.89
170	86.92	34.6	35.52	7.93	37.4	36.4	1.88	0.88
160	87.78	35.2	35.2	5.38	35.7	35.7	0.50	0.50
150	88.63	35.43	34.36	3.65	36.1	36	0.67	0.57
140	89.48	34.67	34.67	4.79	35.15	35.3	0.48	0.63
130	90.34	32.67	33.35	6.69	34.25	34.1	0.90	0.75
120	91.19	30.92	31.54	6.41	32.7	32.3	1.16	0.76
110	95.09	29.18	29.81	6.49	31.25	30.55	1.44	0.74
100	98.99	28.33	28.73	5.43	29.7	30.85	0.97	2.12
90	102.89	28.23	28.23	4.01	31.8	31.8	3.57	3.57
80	106.79	26.76	27.16	5.52	28.6	28.45	1.44	1.29
70	110.69	24.55	25.23	6.72	26.6	26.45	1.37	1.22



60	114.59	25.44	23.9	2.71	26.5	27.18	1.06	1.74
50	118.49	24.82	24.41	4.07	25.5	25.4	0.68	0.58
40	118.49	23.97	23.97	4.88	25.15	24.8	1.18	0.83
30	118.49	23.57	23.12	4.12	24.4	24.1	0.83	0.53
20	118.49	22.81	22.81	4.97	24.05	23.8	1.24	0.99
10	118.49	18.71	19.91	9.24	20.95	20.6	1.04	0.69

10. Analisi dei risultati

Per la definizione delle aree allagabili è stato tenuto conto principalmente dei risultati ottenuti dalla modellazione idraulica, rivisti secondo le altre informazioni disponibili: cartografie e immagini. Come sopra indicato la modellazione è stata eseguita in moto permanente e monodimensionale. Questo tipo di modellazione essendo in moto permanente non tiene conto dell'effetto della laminazione che può verificarsi ed inoltre essendo monodimensionale trascura il propagarsi della portata in direzioni diverse rispetto a quella della corrente in alveo, queste due approssimazioni portano ad una sovrastima dei battenti idrici. La definizione delle perimetrazioni delle aree allagabili è stata fatta tenendo conto di queste approssimazioni, in particolare nella definizione dei battenti nelle aree oltre il ciglio spondale. I risultati ottenuti sono riportati in forma grafica nelle cartografie allegate e in forma numerica nei tabulati di HEC-RAS. Da tali risultati si deduce che il fiume Testene, come si può evincere anche dalle tavole 4, in alcuni punti presenta una capacità contenitiva insufficiente a convogliare le piene con tempi di ritorno 100, 200 anni; l'officiosità idraulica nel tratto studiato non è mai garantita.

Di fatti nella valutazione dei risultati si riscontrano esondazioni sia in destra sia in sinistra idrografica, con l'esistenza di zone critiche corrispondenti con le sezioni 3, 4, 20, 21 e 27, già caratterizzate da fenomeni di esondazione negli anni scorsi.

È evidente che la precisione del risultato è relazionata al grado di definizione dei dati di partenza, pertanto la presente perimetrazione basandosi sulle informazioni desumibili da una cartografia in scala 1:10.000 e da dettagli più precisi dalle sezioni trasversali, ma puntuali e non facilmente estendibili, risulta una perimetrazione di larga massima.

11. Interventi in programma

Al fine di attenuare il rischio di esondazione nei punti critici riscontrati, con un maggiore focus sulla presenza di abitazioni e attività commerciali, si è ipotizzato di effettuare una serie di interventi, in rispetto dell'art. 8 comma 7 del *TESTO UNICO COORDINATO DELLE NORME DI ATTUAZIONE DEI PSAI RELATIVI AI BACINI IDROGRAFICI REGIONALI IN DESTRA E IN SINISTRA SELE ED INTERREGIONALE DEL FIUME SELE*, approvato con delibera del Comitato Istituzionale n. 22 del 02.08.2016, che sono meglio descritti dagli elaborati allegati, ma che sinteticamente si possono riassumere come segue:

- Rimozione della vegetazione sugli argini spondali;
- Rimozione del materiale depositato;
- Ripristino della sezione dell'alveo;



- Piccoli innalzamenti spondali in prossimità delle zone abitate.

Con l'esecuzione delle opere suindicate, descritte in dettaglio negli elaborati grafici allegati, si ottiene la mitigazione del rischio, come si evince dai calcoli di verifica idraulica ex post intervento.

Laureana Cilento, lì

FIRMA



COMUNE DI LAUREANA CILENTO
(PROVINCIA DI SALERNO)



ALLEGATO RELAZIONE IDROLOGICA:
VERIFICHE STATICHE

**LAVORI DI PROTEZIONE DEL SUOLO ATTRAVERSO LA
SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA DEL FIUME TESTENE E
DEI SUOI AFFLUENTI NEL COMUNE DI LAUREANA CILENTO**

PREMESSA

Il presente documento rappresenta un allegato alla relazione idrologica del progetto di LAVORI DI PROTEZIONE DEL SUOLO ATTRAVERSO LA SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA DEL FIUME TESTENE E DEI SUOI AFFLUENTI NEL COMUNE DI LAUREANA CILENTO.

Il progetto prevede una serie di interventi per la riduzione dei fenomeni di esondazione del fiume Testene attraverso lo scopo principale di aumentare la capacità portante dell'alveo, nei tratti in cui questa non soddisfa i requisiti richiesti.

Tale aumento è stato perseguito mediante diverse tipologie di intervento, tra cui:

1. Ripristino del naturale deflusso dell'alveo, mediante la rimozione del materiale depositato sul fondo e sulle sponde;
2. Ripristino della sezione naturale dell'alveo, mediante la rimozione di ostruzioni, ostacoli, ecc..;
3. Aumento della sezione dell'alveo.

Gli interventi sopra descritti, sono frutto di un accurato studio delle condizioni al contorno sia dal punto di vista idraulico, nonché naturalistico. Difatti, gli interventi programmati, nell'ottica di salvaguardare il contesto di elevato pregio paesaggistico e naturalistico, sono stati implementati seguendo la scala gerarchica definita sopra, privilegiando il ripristino dei luoghi, senza sostanziale modifica delle condizioni originarie e naturali.

Di conseguenza, laddove le caratteristiche geometriche naturali non raggiungono le capacità contenitive richieste dal tirante idraulico, sono state previste degli interventi di aumento della sezione, con conseguente innalzamento degli argini e/o allargamento della sezione.

VIMINATE



Le viminate, come illustrato nella relazione tecnica generale, sono opere di consolidamento superficiale che utilizzano materiali vegetali vivi in legname o altro materiale (piantumazioni, viminata o graticciata, fascinata, gradonate, palificata, palizzata, grate) hanno un impatto ambientale molto ridotto. Questa tecnica si realizza mediante l'intreccio di verghe di specie legnose con capacità di propagazione vegetativa, attorno a paletti in legno, ottenendo una rapida stabilizzazione sino a 25-30 cm di profondità e immediato contenimento del materiale. E' una tecnica adattabile alla morfologia della scarpata. La stabilizzazione è immediata per gli strati superficiali di terreno e si ha un miglioramento quando le verghe emettono radici, anche se la radicazione è modesta rispetto alle quantità di materiale utilizzato. Spesso può accadere che i paletti vengano spezzati per un eccesso di carico da monte o a causa dei sassi che precipitano dall'alto. In tal caso si rendono necessarie opere manutentive e la sostituzione dei paletti spezzati. L'effetto stabilizzante si ha solamente nel caso di viminate interrate e seminterrate, nelle quali sono ridotti i fenomeni di sottoescavazione e scalzamento. Infatti la loro costruzione non necessita di movimento terra significativi in grado di arrecare danni alla vegetazione o all'ecosistema.

Per questa particolare tipologia di intervento non sono necessarie verifiche statiche del caso, ma è estremamente importante seguire il corretto procedimento esecutivo sopra descritto e l'utilizzo dei materiali indicati per la realizzazione dell'intervento a perfetta regola d'arte.

GABBIONATE

Le gabbionate hanno un campo di applicazione lungo le sponde dei fiumi per la sostituzione e/o realizzazione di muri di sostegno, argini in corrispondenza di piani di posa non perfetti.

Consistono in elementi modulari in rete metallica zincata a doppia torsione e maglia esagonale, riempiti in loco con pietrisco di pezzatura minima 15 cm, disposti a file parallele sovrapposte. All'interno dei gabbioni vengono inserite talee di salice o tamerice con disposizione irregolare o a file nella prima maglia del gabbione superiore (non tra un gabbione e l'altro). Per evitare erosione al piede di sponda, prima della posa dei gabbioni viene predisposta una idonea fondazione prolungata verso il centro alveo (materasso). Struttura di sostegno elastica, molto adatta per sistemazioni in condizioni di forte pendenza e in spazi limitati; l'uso dei ciottoli locali garantisce una coerenza visuale della struttura con la litologia locale; nell'arco di 1 – 2 anni le radici dei salici o tamerici aumentano la stabilità della struttura stessa che viene anche mascherata dallo sviluppo delle parti aeree. Vengono impiegate per costruire strutture di sostegno a gravità caratterizzate da una elevata flessibilità e permeabilità. Vanno dimensionati come opere di

sostegno eseguendo le opportune verifiche di stabilità. L'esecuzione è rapida e semplice, con effetto contenitivo immediato. La realizzazione è preferibile in zone con disponibilità di materiale lapideo. Pertanto l'intervento si sposta alla perfezione con il progetto, laddove le analisi lo consentirebbero, si potrebbe utilizzare il materiale depositato

Verifiche statiche sui Gabbioni

Ai sensi della normativa NTC 2018, capitolo 6 è necessario effettuare le verifiche sulla progettazione delle opere di sostegno, quali:

- Ribaltamento
- Scorrimento
- Carico limite

Oltre alle verifiche sopra esposte, è possibile effettuare la verifica a punzonamento della rete metallica e di considerare l'incremento di spinta per effetto del sovraccarico sul terrapieno.

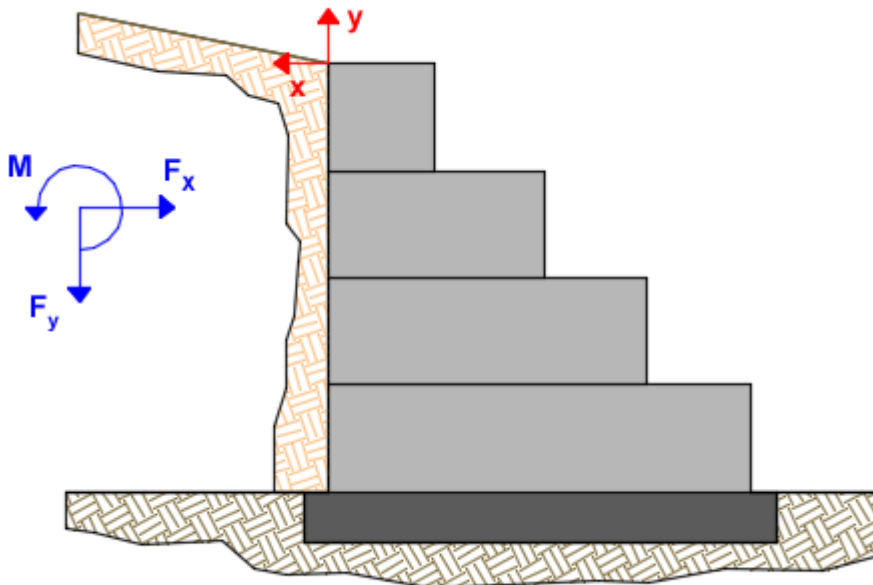


Figura 1-Riferimento e convenzione di positività delle forze (blu), sistema di riferimento dei sovraccarichi (rosso).

Calcolo della spinta attiva

Per il calcolo della spinta attiva è stato adottato il metodo di Coulomb, il quale è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dalla briglia e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_i = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = 0.5 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con K_a :



$$K_a = A / (B * (1 + C)^2)$$

$$A = \sin^2(\beta - \phi)$$

$$B = \sin^2 \beta * \sin(\beta + \delta)$$

$$C = [\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \varepsilon) / \sin(\beta + \delta) * \sin(\beta - \varepsilon)]^{0.5}$$

Valori limite di K_a :

$$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller-Breslau}$$

γ_t = peso unità di volume del terreno;

β = inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = angolo di attrito terra-muro;

ε = inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo e di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo b di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una q quantità tale che:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m (a_{max} / g); \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove

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

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_i = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = 0.5 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = A / (B * (1 - C)^2)$$



$$A = \sin^2(\phi + \beta)$$

$$B = \sin^2\beta \cdot \sin(\beta\delta)$$

$$C = [\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + \varepsilon) / \sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)]^{0.5}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = A/B$$

$$A = \cos\varepsilon + (\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi)^{0.5}$$

$$B = \cos\varepsilon - (\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi)^{0.5}$$

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna e infinitamente esteso induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H$$

Verifica a scorrimento

La condizione di verifica a traslazione orizzontale è espressa dalla seguente disequazione:

$$FS = (F_y \cdot \tan\phi + c_a \cdot B) / F_x$$

Dove:

F_y = risultante di tutte le azioni verticali sulla superficie di contatto terreno-fondazione

F_x = risultante di tutte le azioni orizzontali sulla superficie di contatto terreno-fondazione

c_a = adesione

B = base della fondazione

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Metodo di Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$



Dove:

$A' = A_r = B' \cdot L'$ = area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u = coesione non drenata

q = pressione litostatica totale sul piano di posa

s_c = fattore di forma

per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

Dove:

$A' = A_r = B' \cdot L'$ = area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u = coesione non drenata

q = pressione litostatica totale sul piano di posa

s_c = fattore di forma

$s_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L')$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

$$i_c = 1 - m \cdot H / (A_r \cdot c_a \cdot N_c)$$

i_c = fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H (componente orizzontale del carico trasmesso in fondazione);

A_r = area efficace della fondazione;

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione oppure ad una sua frazione;

m = come riportato di seguito nei fattori di inclinazione del carico.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = \exp(\pi \cdot \tan \phi') \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \tan \phi'$$

$$s_c = 1 + (N_q \cdot B') / (N_c \cdot L')$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot (B'/L')$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = (1 - H / (V + A_r \cdot c_a \cdot \cot \phi'))^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_\gamma = (1 - H / (V + A_r \cdot c_a \cdot \cot \phi'))^{m+1}$$

$$m = (2 + B'/L' / 1 + B'/L')$$

Fattori inclinazione fondazione a valle

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \cdot \tan \phi')^2$$

$$b_c = 1 - \eta / 147$$

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi') \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

Dove



$$k=D/B \text{ se } D/B \leq 1$$

$$k=\tan^{-1}D/B \text{ se } D/B > 1$$

V= carico verticale totale sulla fondazione;

D= profondità della fondazione nel terreno

η = inclinazione del piano di fondazione sull'orizzontale, positiva verso l'alto.

Normativa di riferimento: NTC 2018: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018

Per i muri di sostegno o **per altre strutture miste ad essi assimilabili** devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 **(A2+M2+R2)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tab. 6.2.II– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
-----------	---------------------------------------------------------	----------------------------------	------	------



Tangente dell'angolo resistenza a taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{u,k}$	$\gamma_{c_{u'}}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_g	1.0	1.0

Tab. 6.8.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di opere di materiali sciolti e fronti scavo

Verifica	Coefficiente Parziale (R2)
γ_R	$\gamma_R = 1.1$

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione **(A1+M1+R3)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.4$

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, **non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro.** In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], **ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.**

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente
----------	--------------



	parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1.2$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.2$

Relativamente alla verifica di stabilità globale del complesso gabbione-terreno, le resistenze di progetto verranno calcolate impiegando un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Verifiche di progetto

I gabbioni sono costituiti in maglia tipo 8x10 (filo zincato e plastificato ϕ 2.70/3.70 mm) in rete metallica a doppia torsione e maglia esagonale tessuta con trafilato di ferro a forte zincatura conforme alle norme UNI 8018 ed alla circolare del Cons.Sup.LL.PP. n. 2078 del 27/08/1962 vigenti in materia e rivestito in speciale P.V.C. Per il pietrame di riempimento dei gabbioni si assumono le seguenti caratteristiche:

Peso specifico: 22 kN/m³

Tensione ammissibile a compressione σ_c : 30 kg/cm²

Angolo di attrito interno ϕ_p : 30°

Mentre per il materiale utilizzato per il rilevato ex novo, si assumono le seguenti caratteristiche:

Peso specifico: 18 kN/m³

Tensione ammissibile a compressione σ_c : 25 kg/cm²

Angolo di attrito interno ϕ_p : 18°

Le analisi e le verifiche sull'opera in esame sono state condotte nel pieno rispetto delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni adottando, di conseguenza, un approccio di calcolo di tipo prestazionale basato sul ricorso del Metodo degli Stati Limite e sulle nuove modalità di calcolo delle Azioni Sismiche. In particolare queste ultime risultano funzione di vari parametri così sintetizzabili:

- Prestazioni attese per l'opera, intese in termini di Stati Limite secondo cui effettuare la verifica ed anche in termini di Vita Nominale della Struttura (già introdotto con le NTC 2005) VN intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo cui è destinata.
- Classe d'uso della costruzione parametro che tiene conto del grado di affollamento cui può essere soggetta la struttura nel corso della sua vita.
- Microzonazione sismica. Viene superato l'obsoleto concetto di zona sismica così da condurre la valutazione delle azioni sismiche di progetto a dei parametri di pericolosità sismica locali, determinabili in funzione delle precise coordinate geografiche di ubicazione dell'opera in base ai valori forniti dalla normativa stessa.
- Caratteristiche Geomorfologiche e topografiche del sito di ubicazione dell'opera mediante opportuni coefficienti correttivi.

Programma di calcolo



Il dimensionamento del muro in gabbioni è stato condotto utilizzando il programma di calcolo denominato MacStar W. Il programma consente la verifica dell'opera come muro di sostegno monolitico. MACSTARS W consente le seguenti tipologie di verifica:

- Verifica di stabilità globale;
- Verifica di scorrimento;
- Verifica di capacità portante;
- Verifica al ribaltamento.

La verifica di stabilità globale fa riferimento ai metodi di stabilità all'equilibrio limite. La porzione di terreno soggetta a rottura viene divisa in conci e per ciascuno di questi si calcolano le forze alle quali sono assoggettati: forze esterne, peso, reazioni alla base e forze di contatto tra concio e concio. Nel codice di calcolo MACSTARS W si utilizzano il metodo semplificato di Bishop.

La verifica a scorrimento accerta la stabilità dell'opera allo scorrimento lungo un piano orizzontale scelto dall'utente, con parametri di verifica (coesione e angolo di attrito sulla superficie di scorrimento) scelti pure dall'utente in funzione del tipo di contatto alla base.

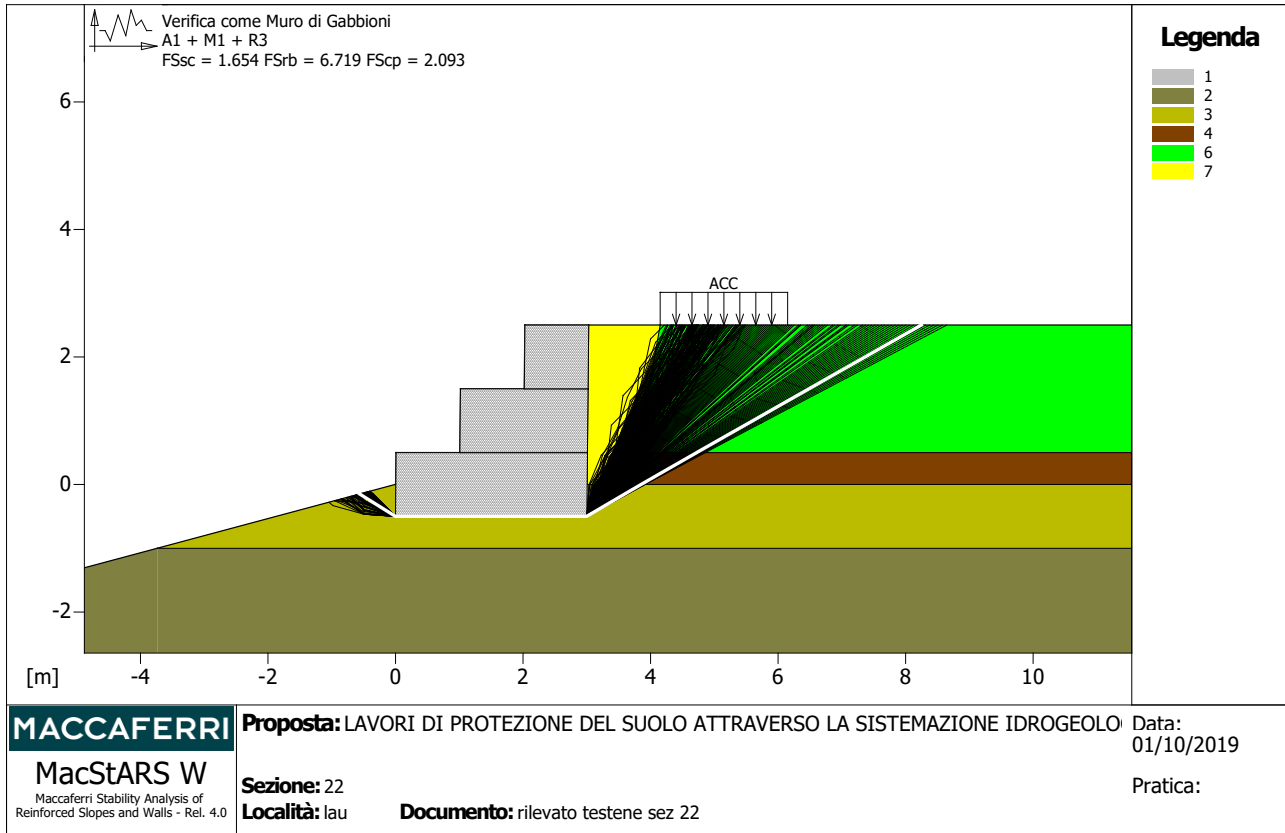
La verifica di capacità portante accerta la sicurezza nei confronti della rottura del terreno di fondazione. In particolare la pressione ultima dei terreni di fondazione viene calcolata con un metodo generale, che riprende i classici metodi dell'equilibrio limite (Terzaghi, Hansen, Meyerof), e che consente di tenere in conto situazioni stratigrafiche o geometriche complesse.

La verifica a ribaltamento accerta la stabilità dell'opera al ribaltamento attorno ad un punto alla base del muro.



Risultati di calcolo

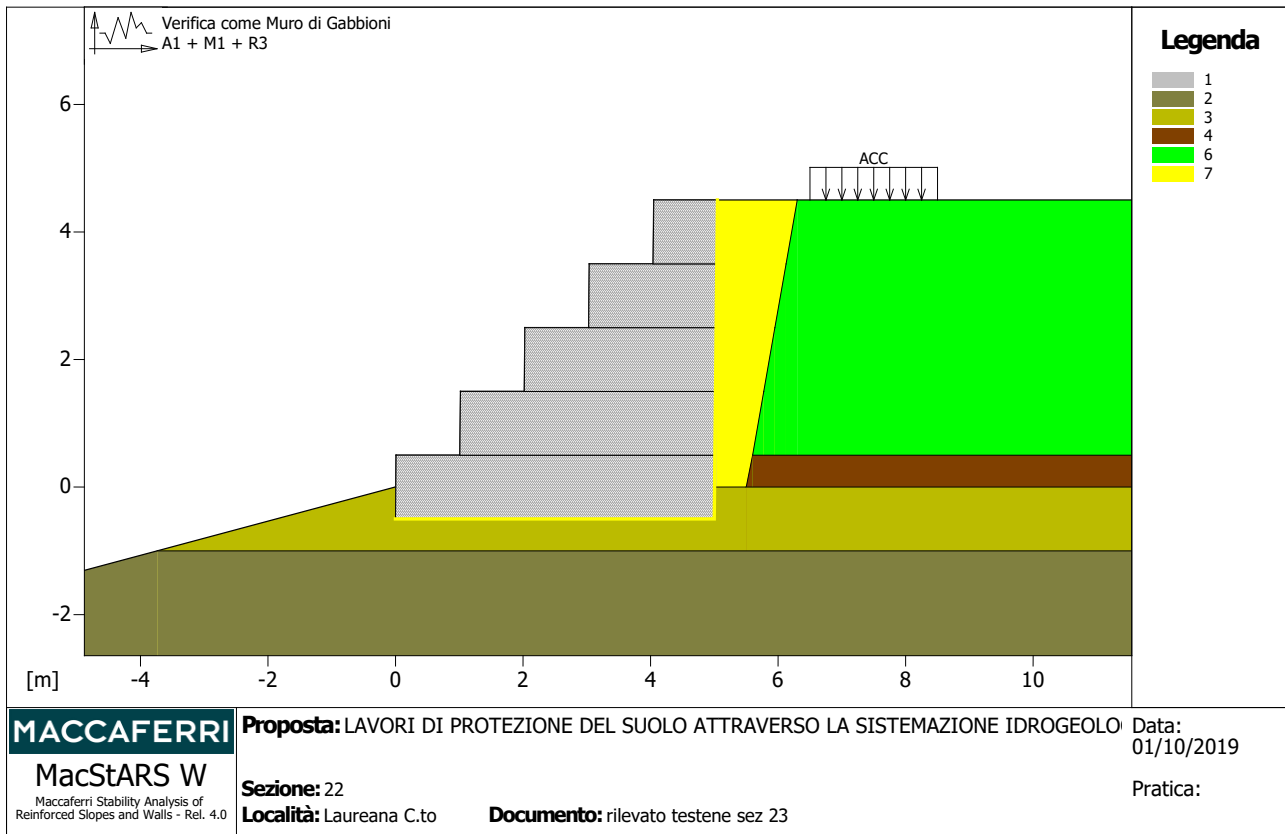
Sezione 22



Verifica	Stato limite	FS	
Scorrimento	SLU - GEO	4.51	<u>Verificato</u>
Scorrimento	SLV - GEO	4.63	<u>Verificato</u>
Carico limite	SLU - GEO	3.27	<u>Verificato</u>
Carico limite	SLV - GEO	3.41	<u>Verificato</u>
Ribaltamento	SLU - GEO	2.76	<u>Verificato</u>
Ribaltamento	SLV - GEO	2.73	<u>Verificato</u>



Sezione 23



Verifica	Stato limite	FS	
Scorrimento	SLU - GEO	4.16	<u>Verificato</u>
Scorrimento	SLV - GEO	4.21	<u>Verificato</u>
Carico limite	SLU - GEO	3.17	<u>Verificato</u>
Carico limite	SLV - GEO	3.71	<u>Verificato</u>
Ribaltamento	SLU - GEO	2.11	<u>Verificato</u>
Ribaltamento	SLV - GEO	2.16	<u>Verificato</u>

Laureana Cilento, lì 01/11/2019

FIRMA