

# ANAS S.p.A.

Direzione Generale

## DG 48/04

### MACROLOTTO N°2 - AUTOSTRADA SALERNO-REGGIO CALABRIA

LAVORI DI AMMODERNAMENTO ED ADEGUAMENTO AL TIPO 1/A DELLE NORME C.N.R./80 DEL TRATTO  
DAL KM. 108+000 AL KM. 139+000 COMPOSTO DAI SEGUENTI LOTTI UNIFICATI: 1-2-3-4-5  
CODICE UNICO PROGETTO: F11 B0400210000

**CONTRAENTE  
GENERALE:**



SIS S.c.p.a.  
Via Inorio, 24/A - 10146 Torino

Consorzio Stabile fra le Imprese:



SACYR CONSTRUCCION S.A.



INC S.p.A.



SIPAL S.p.A.

Progettazione	Direttore Tecnico	Geologo
 <b>Sipal S.p.A.</b> Direttore Tecnico Dott. Ing. Adriano TURSO Ordine degli Ingegneri Provincia di Taranto N° 1400	 <b>SIS S.c.p.a.</b> Dott. Ing. Massimiliano COLUCCI	Dott. Geol. Carlo ALESSIO Ordine dei Geologi del Piemonte N° 255
 Arch. Eduardo BRUNO Ordine degli Architetti P.P.C. Firenze N° 3487		Direttore Lavori  <b>INGEGNERIA SPM S.r.l.</b> Dott. Ing. Stefano PEROTTI

## PROGETTO COSTRUTTIVO

Titolo Elaborato:

### OPERE DI MITIGAZIONE AMBIENTALE VIADOTTO PECORONE I RELAZIONE IDRAULICA

DG4804 PC 03 I I 00 0132 01 R 0

Scala:

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	Prima emissione - Proposta di modifica progettuale ai sensi dell'art. 7 quater (modifiche nel 5%)	D.De Bartolo	07/05/2014	E. Bruno	08/05/2014	A Turso	09/05/2014

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Visto Dott. Ing. Francesco RUOCCO

**ANAS S.P.A.**

**DG 48/04**

MACROLOTTO N° 2

**AUTOSTRADA SALERNO – REGGIO CALABRIA**

LAVORI DI AMMODERNAMENTO ED ADEGUAMENTO AL TIPO 1/A  
DELLE NORME C.N.R./80 DEL TRATTO DAL KM. 108+000 AL KM. 139+000  
COMPOSTO DAI SEGUENTI LOTTI UNIFICATI: 1-2-3-4-5

PROGETTO COSTRUTTIVO

IDROLOGIA E IDRAULICA

VIADOTTO PECORONE I  
RELAZIONE IDRAULICA

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI.....</b>	<b>4</b>
2.1	RIFERIMENTI PROGETTUALI.....	4
2.2	RIFERIMENTI CARTOGRAFICI.....	4
2.3	DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA DI PROGETTO E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE.....	5
2.4	SCHEMA DI CALCOLO IDRAULICO.....	5
2.5	PARAMETRI DI SCABREZZA.....	6
2.6	FRANCHI DI SICUREZZA.....	7
<b>3</b>	<b>ANALISI IDROLOGICA.....</b>	<b>8</b>
3.1	CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO.....	10
3.2	DESCRIZIONE DEL CONTESTO IDROGEOLOGICO.....	10
<b>4</b>	<b>VERIFICHE IDRAULICHE.....</b>	<b>12</b>
4.1	PROFILI DI MOTO PERMANENTE.....	18
4.2	SEZIONE DI CALCOLO E PROFILO LONGITUDINALE.....	19
4.3	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE.....	19
4.4	RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA.....	20
4.5	SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO.....	21
<b>5</b>	<b>VERIFICA DEL FRANCO SOTTO TRAVE.....</b>	<b>25</b>
5.1	MODELLAZIONE HEC-RAS.....	27

## 1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione è l'analisi idrologico-idraulica dell'intersezione tra la linea di impluvio naturale e il viadotto Pecorone I, previsto nell'ambito dei lavori per l'ammodernamento del tratto di strada dal km 108+000 al km 139+000 dell'autostrada Salerno Reggio-Calabria allo scopo di verificare la compatibilità idraulica.

## 2 RIFERIMENTI

### 2.1 RIFERIMENTI PROGETTUALI

Il presente studio idrologico, viene redatto in ottemperanza al DEC/VIA n° 7558 del 26/08/2002 ed in conformità al progetto esecutivo (da qui in avanti chiamato PE) ed in particolare in conformità agli elaborati (DG4804-PE-00-II-00-0002-01-R0; DG4804-PE-00-II-00-0001-01-D0; DG4804-PE-00-II00-0001-02-D0).

#### *Progetto Costruttivo*

#### Opere di mitigazione ambientale

##### *Elaborati generali*

DG4804-PC-00-GI-00-1000-01-R-0	Relazione tecnico illustrativa
DG4804-PC-00-GI-00-1000-02-R-0	Relazione di inquadramento geologico geotecnico
DG4804-PC-00-GI-00-0002-08-D-0	Carta geologica Tav.1/2
DG4804-PC-00-GI-00-0002-09-D-0	Carta geologica Tav.2/2
DG4804-PC-00-GI-00-0003-08-D-0	Carta geomorfologica Tav.1/2
DG4804-PC-00-GI-00-0003-09-D-0	Carta geomorfologica Tav.2/2
DG4804-PC-00-GI-00-0004-08-D-0	Carta idrogeologica Tav.1/2
DG4804-PC-00-GI-00-0004-09-D-0	Carta idrogeologica Tav.2/2

##### *Ripristino idraulico*

DG4804-PC-03-II-00-0132-01-D-0	Planimetria di inquadramento e particolari opere
DG4804-PC-03-II-00-0132-02-D-0	Sezioni carreggiate
DG4804-PC-03-II-00-0132-03-D-0	Quaderno delle sezioni
DG4804-PC-03-II-00-0132-04-D-0	Profili sponde

### 2.2 RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

Nell'elaborazione del presente lavoro è stato necessario avvalersi di carte topografiche, tecniche e tematiche di proprietà delle amministrazioni comunali e di altri Enti extracomunali (Regione, Provincia, Autorità di Bacino).

In particolare, è stata utilizzata la seguente cartografia:

- Foglio n.210 della Carta Geologica d'Italia 1:100.000, "Lauria";
- Cartografia e i rilievi realizzati durante il PE ed il PC.

Si è tenuto conto, inoltre, degli allegati cartografici del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico della Basilicata.

## 2.3 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA DI PROGETTO E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

Per tutti i corsi d'acqua superficiali interferenti con gli interventi in progetto è stato individuato il corrispondente bacino imbrifero in conformità agli elaborati:

Codice	Descrizione
DG4804-PC-00-II-00-0001-01-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 1
DG4804-PC-00-II-00-0001-02-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 2
DG4804-PC-00-II-00-0001-03-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 3
DG4804-PC-00-II-00-0001-04-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 4

Le caratteristiche del bacino imbrifero sono state desunte da:

Codice	Descrizione
DG4804-PC-00-II-00-0002-01-R-0:	RELAZIONE IDROLOGICA GENERALE

Come portata di piena di progetto per il dimensionamento delle opere si è assunta quella con tempo di ritorno  $T=100$  anni.

La verifica del franco rispetto al sottotrave è stata eseguita effettuando delle simulazioni in moto permanente con le portate valutate secondo la metodologia VAPI Basilicata ipotizzando un tempo di ritorno  $T=200$  anni.

## 2.4 SCHEMA DI CALCOLO IDRAULICO

Le analisi idrauliche delle opere in progetto sono state condotte applicando schemi di calcolo in moto permanente; visto il comportamento torrentizio dei corsi d'acqua interferenti, la schematizzazione risulta cautelativa dal punto di vista idraulico escludendo fenomeni di cappio di piena in quanto le portate ed i livelli si propagano lungo l'asta fasati temporalmente (cioè coincidenti lungo l'asse tempo).

Le analisi idrauliche sono state condotte mediante la messa a punto ed applicazione di modelli idraulici monodimensionali basati sul codice di calcolo HEC RAS.

## 2.5 PARAMETRI DI SCABREZZA

Nella scelta dei parametri di scabrezza utilizzati nelle verifiche idrauliche si è fatto riferimento in generale alle seguenti tabelle:

Tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
<b>ALVEI DIPIANURA</b>			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
<b>ALVEI DIMONTAGNA(SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)</b>			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
<b>GOLENE EPIANEINONDABILI</b>			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

**TABELLA 1** - VALORI DEL COEFFICIENTE DI RESISTENZA DI MANNING:  $n$  ( $s/m^{1/3}$ ) DA [CHOW V. T., 1959] CORSI D'ACQUA MINORI (LARGHEZZA A PIENE RIVE < 30 m)

Ai fini del dimensionamento come coefficienti di Gauckler-Strickler si sono assunti i seguenti:

- tubazioni in lamiera  $K_s = 28 m^3/s$ ;
- canale prefabbricato  $K_s = 70 m^3/s$ ;
- canale in terra rivestito  $K_s = 55 m^3/s$ ;
- tubazioni in PVC  $K_s = 90 m^3/s$ ;
- canali in cls  $K_s = 60 m^3/s$ ;

## 2.6 FRANCHI DI SICUREZZA

Per la valutazione dell'adeguatezza idraulica delle opere in progetto si è fatto riferimento secondo normativa vigente ai seguenti franchi idraulici:

Franco idraulico non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a un 1.00 m.

- a) il carico cinetico della corrente  $V^2/2g$  dove  $V$  è la velocità media della corrente (m/s) e  $g$  è l'accelerazione di gravità ( $m^2/s$ );
- b) i valori per categorie di opere di seguito indicati:
  - ▀ argini e difese spondali cm. 50/100;
  - ▀ ponti e similari fino a larghezze di m.10 cm. 100/150;
  - ▀ coperture, ponti e similari oltre m.10 cm. 150/200.



### 3 ANALISI IDROLOGICA

Per le opere idrauliche comprese nel tratto che va dalla progressiva 13+000 m alla fine del Macrolotto, per l'individuazione dei bacini idrografici si è fatto riferimento, anche qui, alla cartografia in scala 1:25.000 I.G.M., al rilievo in scala 1:1.000 eseguito per la progettazione esecutiva e alle ortofoto (AIMA) della zona in scala 1:10.000. Da un punto di vista idrologico l'area compresa in questo secondo tratto è di grande interesse, le precipitazioni in particolare raggiungono valori molto elevati nei confronti di altre aree dell'Italia Meridionale, con medie sempre maggiori di 1000 mm/anno e talvolta prossime ai 2000 (Lagonegro). L'elevata piovosità è connessa alla conformazione montuosa dell'area, che risente della vicinanza alla costa Tirrenica, da cui riceve apprezzabili masse di aria caldo-umida che condensano essenzialmente alle quote medio basse favorendo le precipitazioni. L'analisi pluviometrica della zona è stata svolta sulla base dei dati forniti dai pluviometri di Lauria Inferiore e di Lagonegro, circostanti la zona in esame e di pertinenza della Sezione di Catanzaro del Servizio Idrografico (vedere dati in appendice alla presente relazione). Inoltre i dati elaborati con il metodo di Gumbel sono stati integrati con le risultanze del VAPI Basilicata.

Il tracciato dell'opera in progetto interessa quote poste mediamente intorno agli 850 m s.l.m. e attraversa un tratto appenninico dominato dal monte Sirino e degradante verso la valle del fiume Noce.

Il gruppo montuoso del monte Sirino si erge sul tracciato autostradale in modo piuttosto imponente salendo ripidamente fino alla quota di 2000 metri (M.te Papa 2005 m s.l.m.).

Morfologicamente l'area è piuttosto impervia, essendo caratterizzata da acclività anche dell'ordine di 60-70°.

La morfostruttura dell'area in esame è caratterizzata da un reticolo idrografico piuttosto articolato, le aste sono ben sviluppate, profondamente incise, con andamento radiale convergente verso il fiume Noce.

Il sistema idrico del monte Sirino è un sistema idrico chiuso e del tutto autonomo, in termini di acque sia sotterranee che superficiali. Si tratta infatti di un bacino ad idrografia autoctona, non ospitando corsi d'acqua nemmeno in parte provenienti o comunque alimentati da aree esterne al bacino stesso. Pertanto l'acquifero trae alimentazione unicamente dalle precipitazioni meteoriche.

La morfologia dei terreni e la loro geologia, favoriscono notevolmente l'infiltrazione delle acque meteoriche nel terreno e la loro fuoriuscita sotto forma di sorgenti.

Dalla letteratura si è potuto rilevare che solo nove sorgenti del monte Sirino drenano la falda con portate significative, i cui dati sono riportati nella tabella seguente, tutte le altre hanno portate effimere al massimo dell'ordine di 1 l/sec.

## Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

Denominazione Sorgente	Quota (m s.l.m.)	Portata( l/sec )	Data misura
Niella	1250	94.10	Ott. 1937
Petina Piana	1155	17.60	Ott. 1937
Chiotto	1000	45.00	Sett. 1937
Bramafarina	890	19.70	Sett. 1937
Varcovalle	780	77.10	Varie Misure
Sotto il Lago	725	105.00	Ag. 1937
Sirino	785	131.00	Ag 1937
Timpa di Felci	735	274.00	Ag 1937
Torbido	905	315.00	Varie Misure
<b>TOTALE PORTATE</b>		<b>1078.50</b>	

TABELLA 2 - SORGENTI PRINCIPALI DEL MONTE SIRINO

Da studi esistenti relativi alla zona in esame (D'Ecclesis 1990) risulta che il volume complessivo stimato delle piogge risulta di poco maggiore di  $50 * 10^6$  mc/anno. Complessivamente le principali sorgenti drenano l'acquifero nella misura di  $34 * 10^6$  mc/anno.

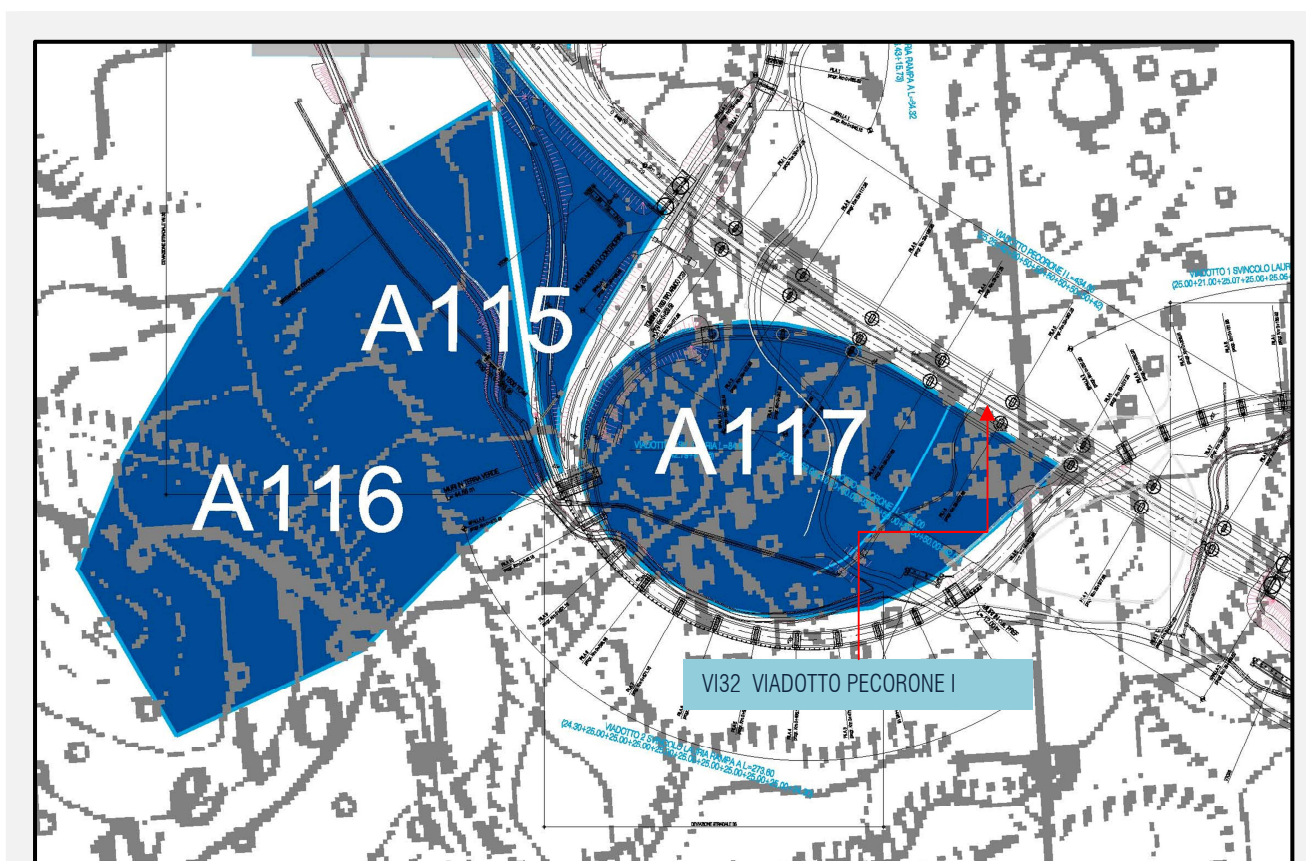
Ne discende che i deflussi superficiali risultano essere dell'ordine di  $16 * 10^6$  mc/anno. Pertanto il coefficiente di deflusso da adottare per le verifiche idrauliche varia tra 0.3 e 0.5 come meglio specificato nella relazione idrologica. Tali valori sono perfettamente compatibili con le caratteristiche geomorfologiche e di vegetazione dell'area in esame.

Attraverso l'analisi di Gumbel sono state ricavate le seguenti espressioni analitiche che ci forniscono le massime altezze di pioggia per i tempi di ritorno di 20, 50 e 100 anni delle stazioni pluviografiche riportate.

Equazione di possibilità climatica	Staz. LAGONEGRO	Staz. LAURIA INFERIORE
Tempo di ritorno $Tr = 20$ anni	$h=49,53 \cdot t^{0.4516}$	$h=50,013 \cdot t^{0.4117}$
Tempo di ritorno $Tr = 50$ anni	$h=57,22 \cdot t^{0.4525}$	$h=57,42 \cdot t^{0.4128}$
Tempo di ritorno $Tr = 100$ anni	$h=62,98 \cdot t^{0.4531}$	$h=62,98 \cdot t^{0.4134}$

TABELLA 3 - EQ. DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA SECONDO GUMBEL PER LE STAZIONI DI LAGONEGRO E LAURIA INFERIORE

### 3.1 CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO



Bacino	Area (Km <sup>2</sup> )	L. Asta (Km)	I (%)	Z Sez. Chiusura (m slm)	H max (m slm)	Altitudine media (m slm)	$\tau_c$ (ore)	$\phi$	Q100 (m <sup>3</sup> /s)
A115	0.011	0.16	9.375	865.00	880.00	872.50	0.05	0.5	0.75
A116	0.063	0.36	3.333	883.00	895.00	889.00	0.13	0.5	2.50
A117	0.036	0.142	13.38	844.00	863.00	853.50	0.04	0.5	2.20

Legenda: I=pendenza;  $\tau_c$ =tempo di corrivazione;  $\phi$ =coefficiente di afflusso; Q100 = portata di colmo con tempo di ritorno 100 anni

### 3.2 DESCRIZIONE DEL CONTESTO IDROGEOLOGICO

L'area in cui ricade il Viadotto Pecorone I si imposta sui depositi del complesso flyschoidale.

Il complesso flyschoidale presenta una permeabilità che varia da scarsa a nulla in funzione del grado di disturbo tettonico e gravitativo subito. Le porzioni più deformate presentano un grado di addensamento e di compattazione minore rispetto all'ammasso integro; tale caratteristica ne aumenta la permeabilità e favorisce l'accumulo locale di acqua meteorica, che si infila attraverso le superfici di discontinuità ad alimentare falde sospese. Il grado di permeabilità è compreso tra  $10^{-6}$  e  $10^{-8}$  m/s.

Dalla consultazione dei dati del PE, nelle aree di compluvio la falda risulta essere sub-affiorante, andandosi man mano ad approfondire nelle aree di displuvio.

## 4 VERIFICHE IDRAULICHE

Il tracciamento dei profili di corrente, per quanto riguarda i corsi d'acqua principali, è stato condotto utilizzando il codice di calcolo HEC-RAS versione 4.1.0, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers.

HEC-RAS è l'abbreviazione di Hydrologic Engineering Center's River Analysis System. Questo software consente la simulazione di flussi idrici, nell'ipotesi di monodimensionalità della corrente, sia in moto permanente che in moto vario.

Possono essere analizzate condizioni di moto in corrente lenta, condizioni di moto critiche e condizioni di regime misto.

Il codice di calcolo permette di descrivere in maniera dettagliata la geometria delle singole sezioni idrauliche, tenendo conto di scabrezze differenti non solo in diversi tratti del corso d'acqua ma anche all'interno della stessa sezione ad esempio per differenziare le zone golenali e il canale principale. Esso consente inoltre di modellizzare l'andamento meandriforme di un corso d'acqua sia in ambito monodimensionale che quasi-2D indicando differenti lunghezze del tratto che separa due sezioni adiacenti per la golena in sponda sinistra la golena in sponda destra ed il canale principale.

Le ipotesi di base che caratterizzano il codice di calcolo sono:

- il moto della corrente è permanente e gradualmente variato;
- il deflusso della corrente è monodimensionale: le componenti della velocità nelle direzioni diverse da quella
- principale della corrente non vengono considerate; le equazioni utilizzate assumono che il carico totale è lo
- stesso per tutti i punti appartenenti ad una generica sezione;
- la pendenza del fondo alveo è limitata (inferiore a 1:10);
- la cadente è assunta costante tra due sezioni adiacenti;
- la geometria delle sezioni idrauliche è fissa.

Il programma di calcolo opera integrando le equazioni generali del moto secondo il metodo denominato nella letteratura anglosassone "Standard Step Method". Il processo di calcolo si sviluppa, a seconda delle caratteristiche della corrente, lenta o veloce, dalla sezione estrema di valle o dalla sezione estrema di monte dove vengono assegnate dall'utente le condizioni al contorno e procede verso l'altro estremo.

In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici.

L'equazione differenziale fondamentale del moto permanente viene risolta nella seguente forma:

Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

$$H_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = H_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta E \quad (1)$$

dove:

- $H_1, H_2$  : quote assolute della superficie della corrente alle sezioni 1 e 2;
- $v_1, v_2$  : velocità medie della corrente (portata totale/area totale bagnata);
- $\alpha_1, \alpha_2$  : coefficienti di ragguglio della potenza cinetica (coefficienti di Coriolis);
- $\Delta E$  : perdita di carico tra le sezioni 2 e 1.

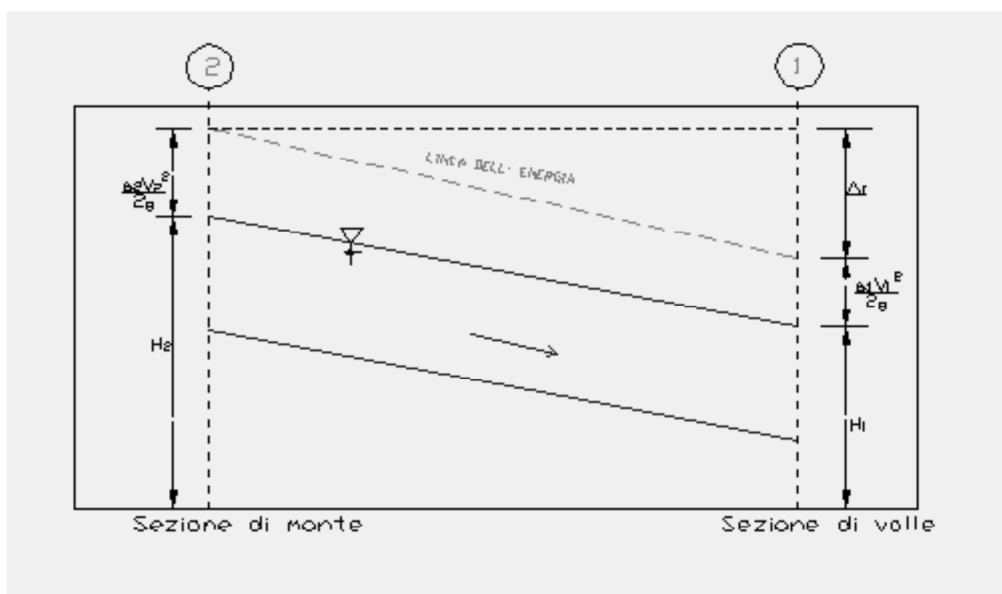


FIGURA 1 - GRANDEZZE PRESENTI NELL'EQUAZIONE DELL'ENERGIA.

La perdita di carico tra due sezioni è data dalla somma delle perdite distribuite lungo il tratto d'alveo compreso tra le due sezioni e le eventuali perdite dovute alla contrazione o alla espansione della corrente. L'espressione che permette il calcolo della perdita di carico risulta:

$$\Delta E = L \cdot J + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove:

- $L$  : lunghezza del tratto d'alveo in esame;
- $J$  : cadente piezometrica;

## Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

- $C$  : coefficiente che tiene conto dei fenomeni di contrazione ed espansione della corrente.

La distanza  $L$  tra due successive sezioni viene valutata con la seguente espressione:

$$L = \frac{L_{gs} Q_{qs} + L_c Q_c + L_{gd} Q_{qd}}{Q_{qs} + Q_c + Q_{qd}} \quad (3)$$

dove:

- $L_{gs}$ ,  $L_{gd}$ ,  $L_c$ : distanza percorsa dalla corrente rispettivamente in golena sinistra, destra e nel canale principale;
- $Q_{gs}$ ,  $Q_{gd}$ ,  $Q_c$ : portate rispettivamente defluite alla sezione terminale in golena sinistra, destra e nel canale principale.

La cadente piezometrica può essere ricavata attraverso la seguente espressione:

$$J = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{k_1 + k_2} \right)^2 \quad (4)$$

essendo:

- $Q_1$ ,  $Q_2$  : portata transitata rispettivamente alla sezione 1 e alla sezione 2;
- $k_1$ ,  $k_2$  : capacità di deflusso (conveyance) totale rispettivamente associata alla sezione 1 e alla sezione 2.

La capacità di deflusso è calcolabile attraverso la seguente espressione:

$$k = \frac{1}{n} A R^{2/3} \quad (5)$$

essendo:

- $n$  : coefficiente di Manning;
- $A$  : area bagnata;
- $R$  : raggio idraulico.

La capacità di deflusso complessiva di una determinata sezione è data dalla somma delle capacità di deflusso delle due golene e del canale principale. Ciascuna parte con cui si è idealmente suddivisa la sezione idraulica è infatti caratterizzata, una volta noto o ipotizzato il tirante idrico, da una determinata area bagnata e raggio idraulico; da qui la possibilità di applicare la (5) per calcolare la capacità di deflusso per la golena in sponda destra, sinistra e per il canale principale.

Il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica (coefficiente di Coriolis) viene calcolato attraverso la seguente espressione:

$$\alpha = \left( \frac{k_{gs}^3}{A_{gs}^2} + \frac{k_c^3}{A_c^2} + \frac{k_{gd}^3}{A_{gd}^2} \right) \frac{A_t^2}{k_t^3} \quad (6)$$

dove:

- $A_t$ ,  $A_{gs}$ ,  $A_{gd}$ ,  $A_c$  : rispettivamente area totale bagnata della sezione, area bagnata in golena destra, in golena sinistra e nel canale principale;
- $k_t$ ,  $k_{gs}$ ,  $k_{gd}$ ,  $k_c$  : rispettivamente capacità di deflusso della sezione nel suo complesso, per la golena sinistra, la golena destra e per il canale principale.

Il coefficiente C viene introdotto per tenere in conto delle perdite energetiche dovute ai fenomeni di espansione o di contrazione della corrente. Esso viene definito dall'utente, sezione per sezione, in funzione delle caratteristiche del fenomeno di transizione. I valori tipici di tale coefficiente vengono indicati nella tabella:

DESCRIZIONE	COEFFICIENTE DI CONTRAZIONE	COEFFICIENTE DI ESPANSIONE
Nessuna perdita di contrazione o espansione	0.0	0.0
Transizione graduale	0.1	0.3
Ponti	0.3	0.5
Transizioni molto brusche	0.6	0.8

**TABELLA 4** - VALORI TIPICI DEL COEFFICIENTE C.

La risoluzione delle equazioni (1) e (2) attraverso un procedimento iterativo permette di determinare l'andamento del profilo idrico in moto permanente una volta assegnate le caratteristiche geometriche e fisiche dell'alveo e le condizioni ai limiti del problema.

Il processo di risoluzione è volto essenzialmente ad individuare quel tirante idrico (nella sezione in cui esso non risulta già noto o calcolato in precedenza) che permette di verificare il bilancio energetico, espresso dalla (1), a meno di una tolleranza prefissata e ritenuta soddisfacente dall'utente. Per i dettagli di calcolo si rinvia alla documentazione del codice di calcolo.

Nei casi in cui si verifica il passaggio attraverso lo stato critico, l'equazione dell'energia (1) non può essere applicata in quanto la transizione tra moto in corrente lenta e moto in corrente veloce e viceversa non rispetta le ipotesi di moto gradualmente variato. Ciò può, ad esempio, verificarsi in seguito a elevati cambi di pendenza o alla presenza di forti restringimenti della sezione idraulica. In questi casi il codice di calcolo permette di risolvere il problema utilizzando o delle formule empiriche oppure l'equazione del momento.



In particolare l'equazione del momento può essere applicata, nel codice di calcolo HEC-RAS in tre differenti situazioni:

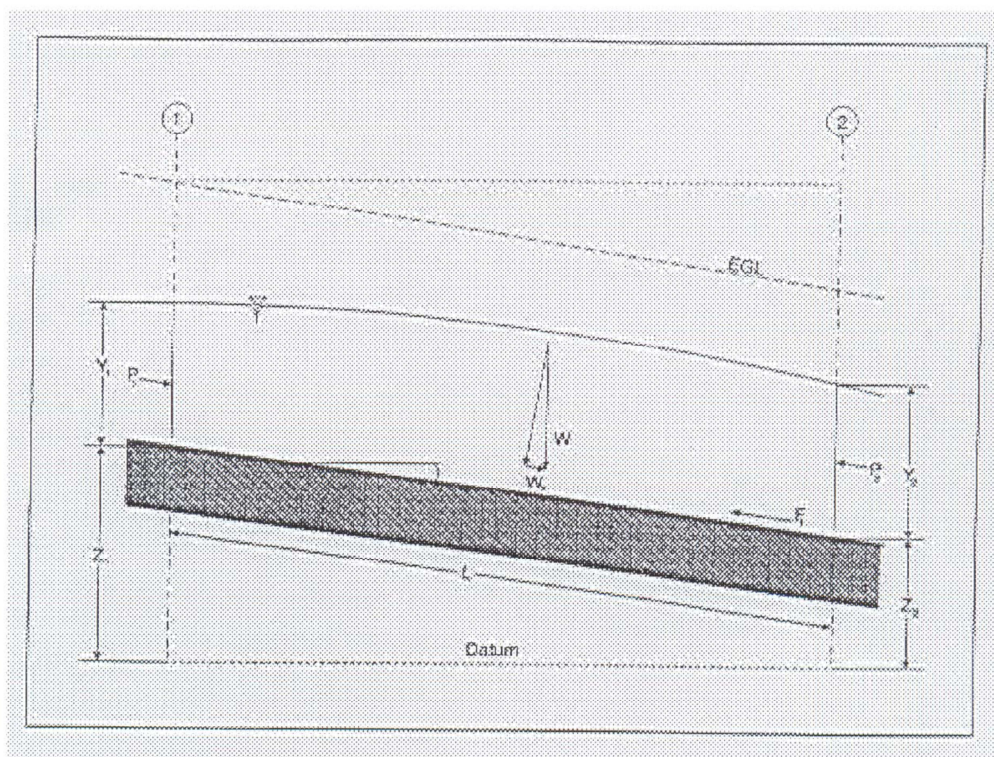
- presenza di un risalto idraulico;
- condizioni di deflusso attraverso un ponte senza che si generi un processo di moto in pressione;
- immissione di una corrente in un'altra corrente.

Senza entrare nei particolari, per i quali si rimanda alla letteratura specializzata ed al manuale scientifico del codice di calcolo, è qui il caso solo di riportare l'equazione del momento applicata ad una determinata massa d'acqua compresa tra due sezioni distinte 1 e 2:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (7)$$

dove (vedi figura 2):

- $P_i$  : forza legata alla pressione idrostatica agente sulle sezioni 1 e 2;
- $W_x$  : forza peso proiettata nella direzione del moto;
- $F_f$  : forza legata agli attriti;
- $Q$  : portata;
- $\rho$  : densità dell'acqua;
- $\Delta V_x$  : variazione di velocità nella direzione del moto.



**FIGURA 2** - ELEMENTI CARATTERISTICI DELL'EQUAZIONE DEL MOMENTO

In corrispondenza dei ponti, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici. Il codice di calcolo permette di considerare l'intera gamma di condizioni che possono generarsi in un processo di deflusso attraverso un ponte. Tali condizioni sono di seguito riportate:

- la corrente non viene in contatto con l'intradosso del ponte (Low flow);
- la corrente viene in contatto con l'intradosso del ponte (Pressure/Weir flow).
- La prima condizione a sua volta prevede i seguenti casi:
  - la corrente si mantiene lenta durante l'attraversamento del ponte (Class A low flow);
  - la corrente transita attraverso la profondità critica (Class B low flow);
  - la corrente si mantiene veloce durante l'attraversamento del ponte (Class C low flow).

La seconda condizione prevede a sua volta i seguenti casi:

- il ponte risulta in pressione (Pressure flow);
- il ponte viene sormontato (Pressure and Weir flow).

Le perdite energetiche caratteristiche del deflusso attraverso la struttura comprendono:

- le perdite che si sviluppano nei tratti immediatamente a monte e a valle del manufatto; tali perdite sono dovute essenzialmente ai processi di contrazione ed espansione della corrente;
- le perdite che si generano proprio nel processo di deflusso attraverso la struttura.

In funzione delle condizioni di deflusso che vengono a crearsi, si applicano metodi di calcolo differenti per valutare le perdite di carico e quindi l'andamento del profilo idraulico nell'intorno della struttura.

Il codice di calcolo permette di risolvere i problemi relativi al deflusso di portata anche attraverso i tombini. La risoluzione di tali problemi si fonda sull'approccio teorico proposto nella letteratura specializzata (cfr. "Open Channel Hydraulics". V.T.Chow).

Il tipo di deflusso attraverso un tombino può essere catalogato come deflusso con sezione di controllo presso l'imbocco (in seguito "inlet control") o con sezione di controllo presso l'uscita ("outlet control").

Nel caso di "inlet control" la capacità del tombino dipende dal carico idraulico alla sezione di approccio, dalla geometria della sezione di ingresso, dal tipo di imbocco. La scabrezza del tombino, la sua lunghezza e pendenza, le condizioni idrauliche del ricettore di valle non sono elementi determinanti in grado di influenzare la capacità di deflusso.

Nel caso di "outlet control" gli elementi determinanti per fissare la capacità idraulica del tombino sono, oltre a quelli caratteristici del caso precedente, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza del tombino e le caratteristiche idrauliche del ricettore di valle.

Il codice di calcolo risolve generalmente il problema calcolando, per la portata fissata dall'utente, il tirante idrico nella sezione di approccio al tombino utilizzando sia le equazioni adatte ai casi di "inlet control" sia quelle per i casi di "outlet control". Si assume quindi che la soluzione sia quella cui è associato il massimo tirante idrico.

Nei casi di "inlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato schematizzando il moto della corrente come quello che si genera sotto una paratoia a battente. Nei casi di "outlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato a partire dal tirante idrico alla sezione di sbocco del tombino e considerando le perdite energetiche concentrate e distribuite che si determinano nel processo di deflusso.

## 4.1 PROFILI DI MOTO PERMANENTE

Le simulazioni sono state condotte utilizzando valori di portata massimi lungo il percorso delle aste fluviali, ossia i valori di portata che si ottengono in corrispondenza delle sezioni di chiusura di ciascun bacino idrografico analizzato.

## 4.2 SEZIONE DI CALCOLO E PROFILO LONGITUDINALE

La valutazione dei profili in condizione di moto permanente è stata effettuata a partire dalla base topografica del luogo. Pertanto sulla base delle informazioni plano altimetriche determinate è stato ricavato il modello geometrico, base di input per il software HEC-RAS.

## 4.3 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

Nel seguito, si riportano e si commentano i risultati dello studio idraulico, effettuato in condizioni di moto permanente.

Tali verifiche hanno consentito, grazie all'ausilio del software HEC-RAS, di definire le caratteristiche proprie del deflusso e, in particolare, il massimo livello idrico raggiunto in ogni sezione, oltre che la pendenza della linea dell'energia, la velocità media della corrente, la larghezza del pelo libero, il numero di Froude della corrente, ecc..

Tutte queste informazioni sono indicate sotto forma numerica nelle tabelle riassuntive seguenti, nelle quali, al variare del tempo di ritorno e per ognuna delle sezioni, sono riportati i dati relativi ai principali parametri idraulici desunti dal calcolo al passaggio dell'onda di piena.

Il calcolo è stato svolto in condizioni di moto permanente utilizzando il valore della portata di piena, corrispondente al tempo di ritorno pari a 100 anni del bacino di interesse

In particolare

Le sigle riportate sono relative a:

- |               |   |   |
|---------------|---|---|
| a) Q total    | = | Portata totale espressa in m <sup>3</sup> /s; |
| b) Min Ch El  | = | Quote del fondo dell'alveo;                   |
| c) W.S. Elev  | = | Quota del pelo libero;                        |
| d) Crit W.S.  | = | Quota critica del pelo libero;                |
| e) E.G. Elev  | = | Quota della linea dell'energia;               |
| f) E.G. Slope | = | Pendenza della linea dell'energia;            |
| g) Vel Chnl   | = | Velocità media della corrente nell'alveo;     |
| h) Flow area  | = | Area totale della sezione liquida effettiva;  |
| i) Top Width  | = | Larghezza superficiale della sezione liquida; |
| j) Froude     | = | Numero di Froude dell'alveo.                  |

I risultati ottenuti sono riportati nei paragrafi seguenti.

Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

### 4.4 RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA

L'intervento di progetto prevede una leggera riprofilatura del fosso, in modo da aumentare le condizioni di stabilità e migliorare le capacità di convogliamento delle portate di piena.

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Canale Reach: Canale Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Canale	164.9999	PF 1	6.53	839.33	840.04	840.14	840.47	0.021608	2.93	2.23	4.66	1.33
Canale	159.9998	PF 1	6.53	839.31	840.06	840.08	840.37	0.009493	2.50	2.62	4.79	1.07
Canale	154.9998	PF 1	6.53	839.29	840.01	840.03	840.33	0.009798	2.52	2.59	4.69	1.08
Canale	149.9998	PF 1	6.53	839.25	839.93	839.98	840.27	0.010818	2.59	2.52	4.72	1.13
Canale	144.9998	PF 1	6.53	839.18	839.76	839.88	840.20	0.015967	2.93	2.23	4.70	1.36
Canale	139.9999	PF 1	6.53	839.09	839.64	839.78	840.11	0.018007	3.04	2.15	4.72	1.44
Canale	135	PF 1	6.53	838.91	839.52	839.67	840.02	0.018190	3.12	2.09	4.37	1.44
Canale	129.9999	PF 1	6.53	838.78	839.37	839.53	839.92	0.021080	3.30	1.98	4.28	1.55
Canale	125	PF 1	6.53	838.65	839.22	839.40	839.81	0.022867	3.39	1.92	4.24	1.61
Canale	119.9998	PF 1	6.53	838.51	839.07	839.26	839.68	0.024418	3.47	1.88	4.22	1.66
Canale	115	PF 1	6.53	838.38	838.93	839.13	839.56	0.024990	3.50	1.87	4.20	1.67
Canale	109.9999	PF 1	6.53	838.27	838.84	839.02	839.43	0.023155	3.41	1.92	4.23	1.62
Canale	104.9998	PF 1	6.53	838.16	838.75	838.92	839.31	0.021332	3.31	1.97	4.26	1.56
Canale	100	PF 1	6.53	838.04	838.63	838.80	839.20	0.021975	3.35	1.95	4.24	1.58
Canale	94.99983	PF 1	6.53	837.82	838.37	838.59	839.06	0.028376	3.68	1.78	4.08	1.78
Canale	89.99991	PF 1	6.53	837.61	838.14	838.38	838.90	0.032765	3.87	1.69	3.99	1.90
Canale	84.99995	PF 1	6.53	837.47	838.01	838.23	838.74	0.030848	3.78	1.73	4.04	1.85
Canale	79.99988	PF 1	6.53	837.33	837.87	838.09	838.58	0.029929	3.74	1.75	4.08	1.82
Canale	74.99992	PF 1	6.53	837.19	837.73	837.95	838.43	0.029333	3.71	1.76	4.10	1.81
Canale	70	PF 1	6.53	837.02	837.57	837.79	838.28	0.029927	3.74	1.75	4.08	1.82
Canale	64.99983	PF 1	6.53	836.67	837.15	837.43	838.08	0.044256	4.27	1.53	3.95	2.19
Canale	59.9999	PF 1	6.53	836.52	837.02	837.28	837.84	0.037011	4.01	1.63	4.03	2.01
Canale	55	Bridge										
Canale	29.99986	PF 1	6.53	833.15	833.55	833.91	835.16	0.098765	5.63	1.16	3.64	3.18
Canale	24.99974	PF 1	6.53	832.44	832.82	833.23	834.61	0.116436	5.92	1.10	3.64	3.44
Canale	19.99994	PF 1	6.53	831.91	832.30	832.70	834.03	0.110027	5.83	1.12	3.63	3.35
Canale	14.99988	PF 1	6.53	831.38	831.77	832.17	833.47	0.107833	5.78	1.13	3.65	3.31
Canale	9.999763	PF 1	6.53	830.83	831.21	831.61	832.93	0.109152	5.80	1.13	3.65	3.33
Canale	4.999844	PF 1	6.53	830.29	830.28	830.52	832.05	0.256398		1.11	7.01	0.00

TABELLA 5 – TABELLA DATI

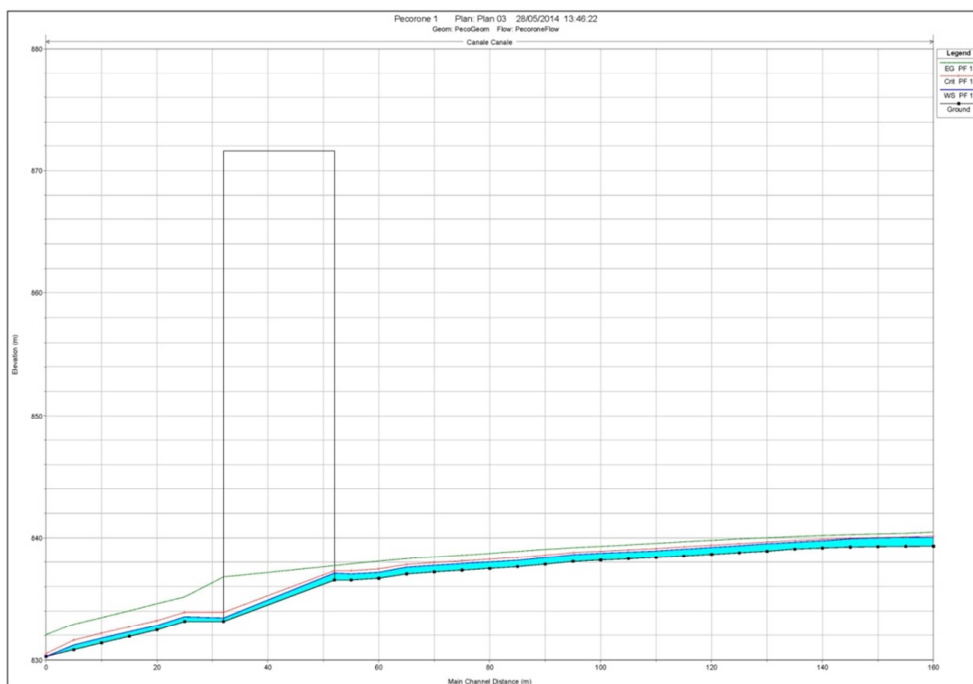
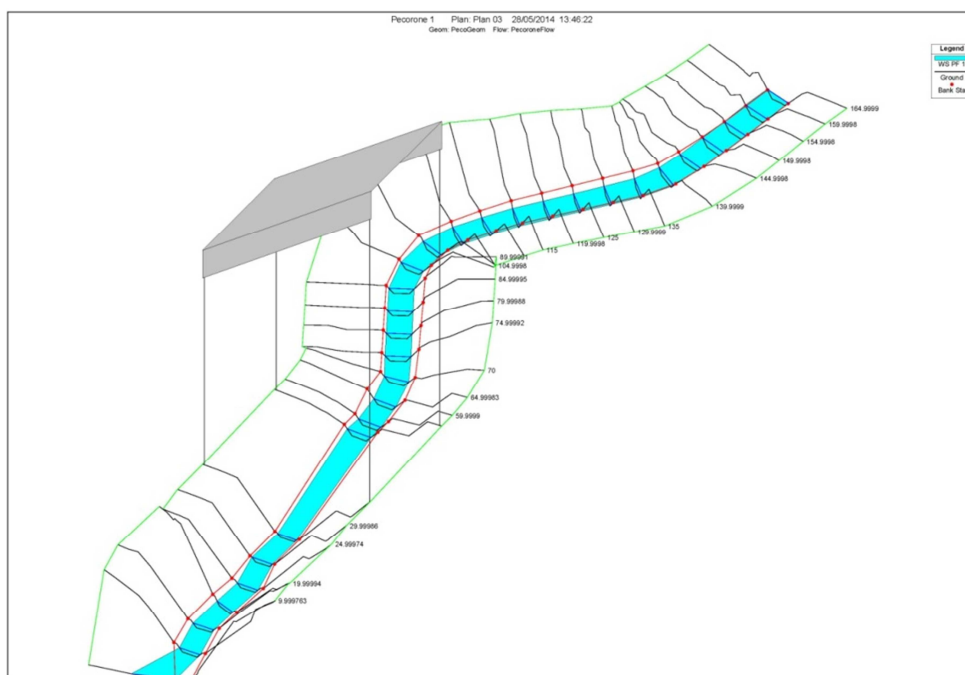


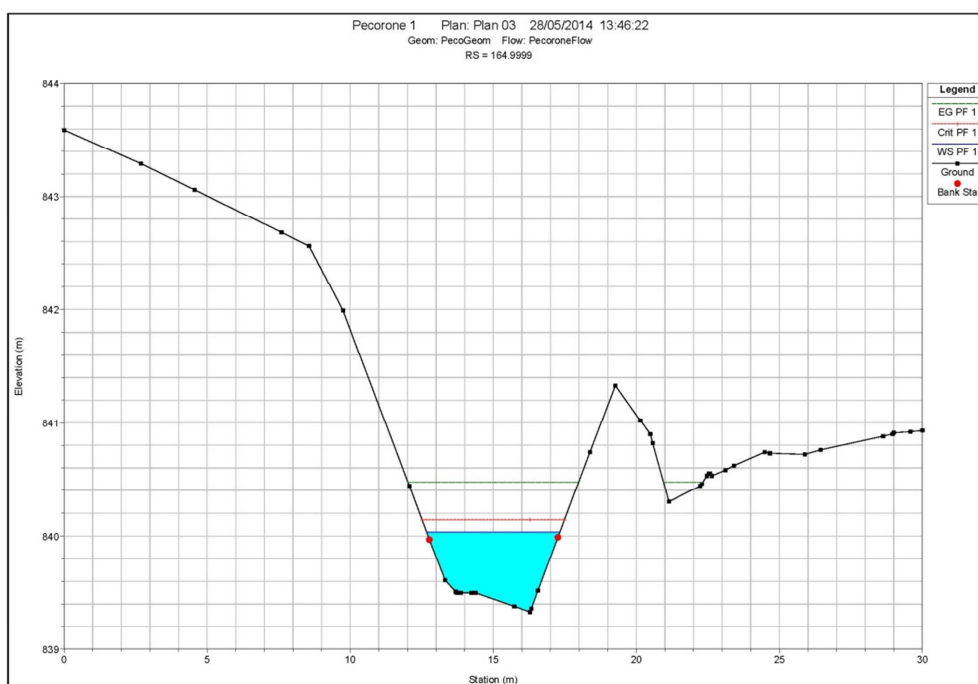
FIGURA 3 - PROFILO Q100

Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

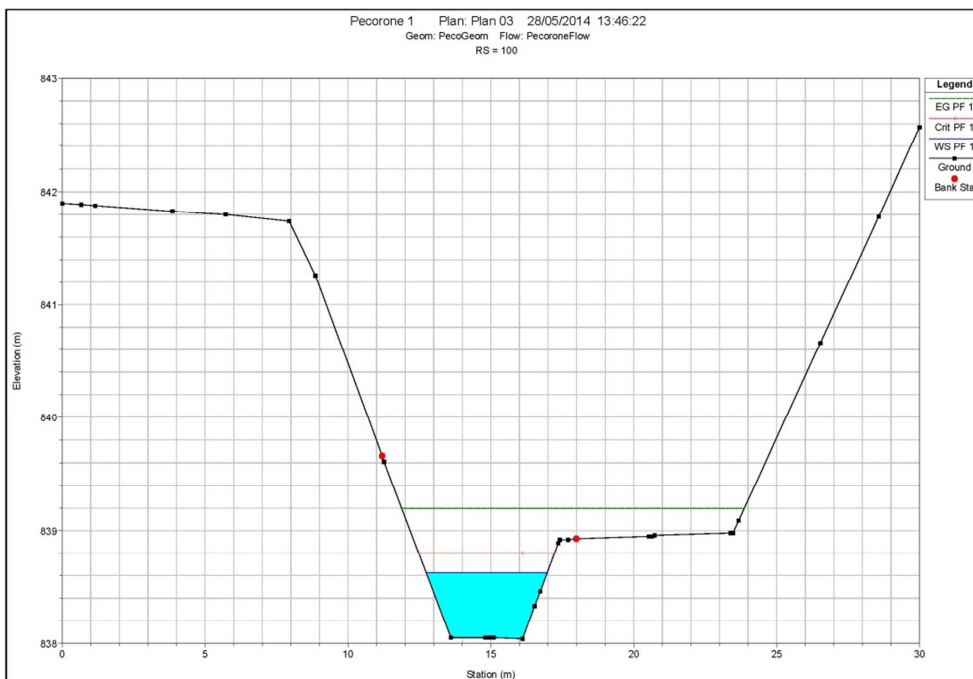
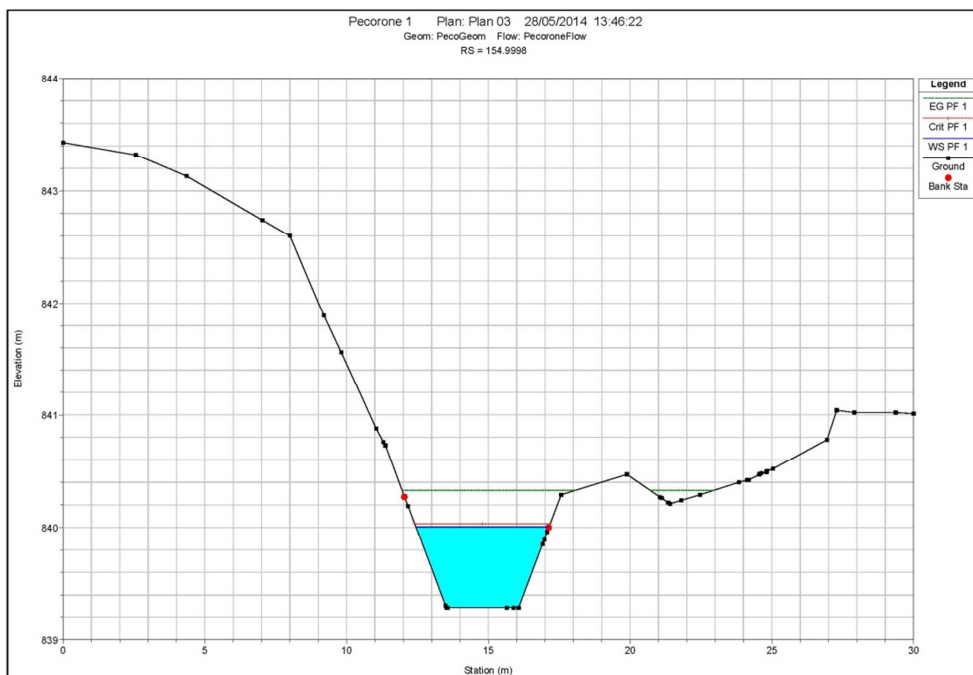


**FIGURA 4 - VISTA 3D DEL MODELLO IDRAULICO CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO**

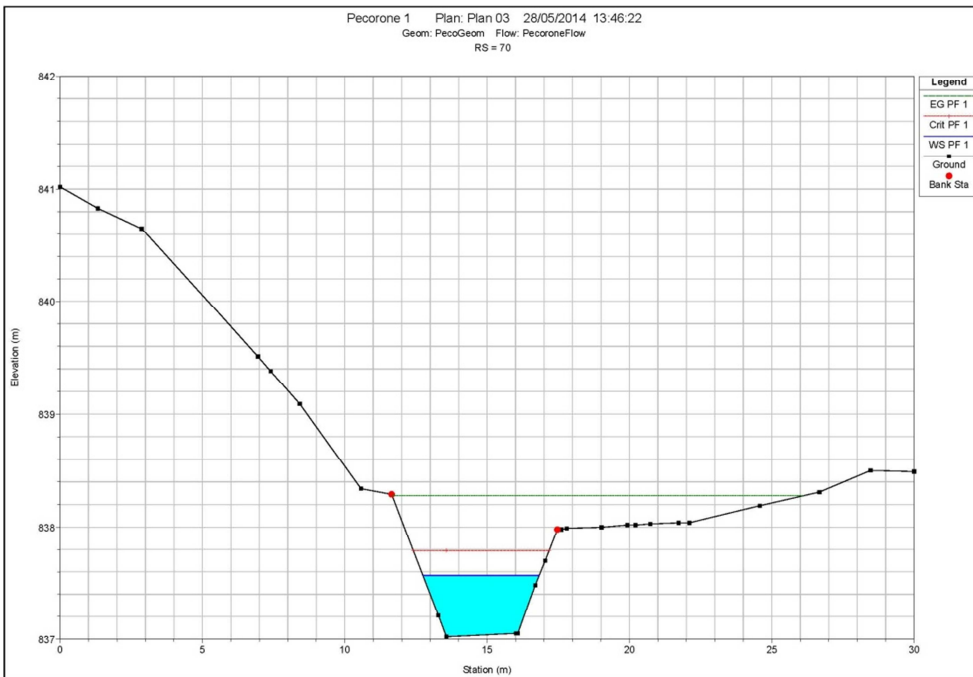
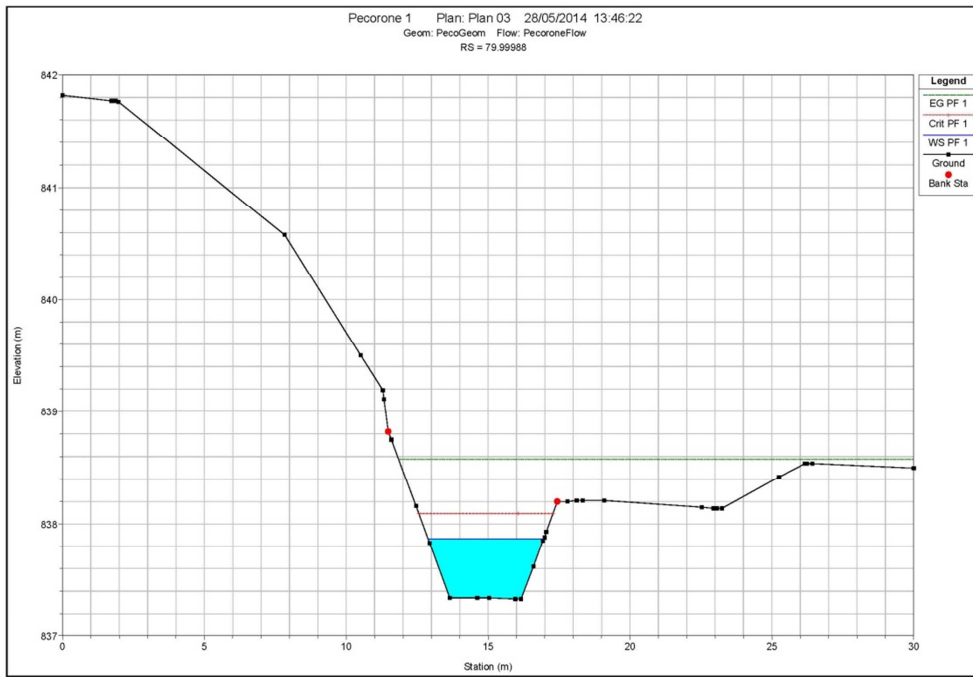
### 4.5 SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO



Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

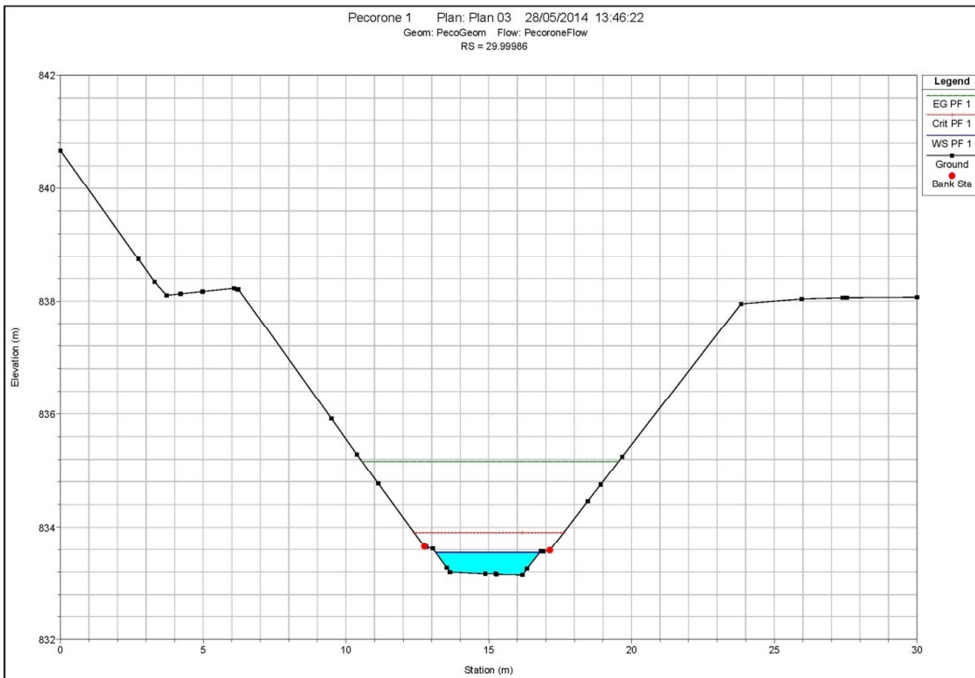
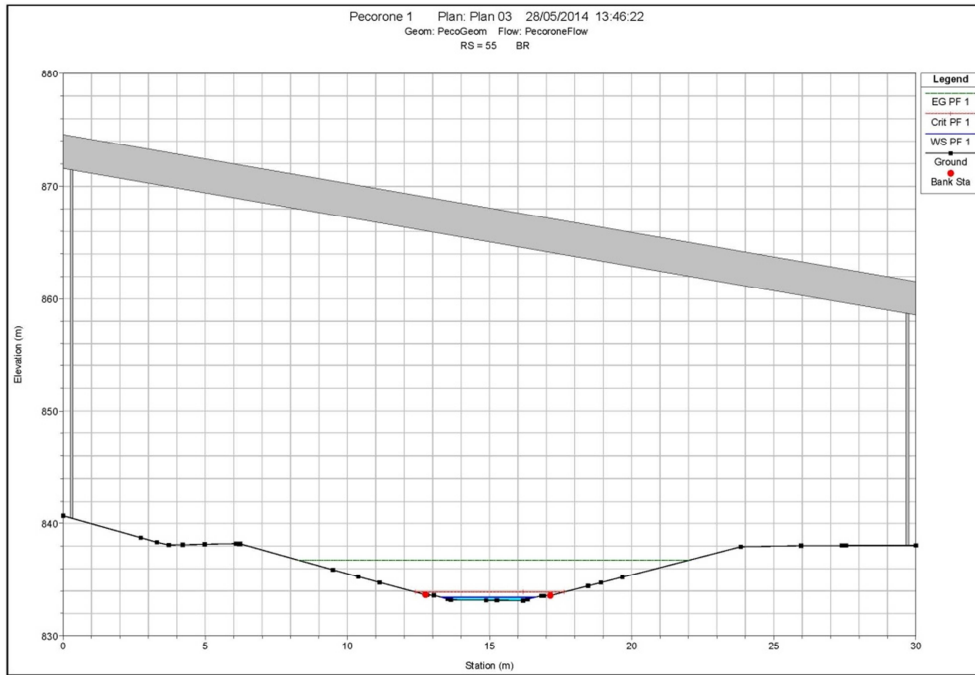


Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica





Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica



## 5 VERIFICA DEL FRANCO SOTTO TRAVE

Al fine di verificare che i franchi di sicurezza rispetto alle portate di massima piena rientrino nel range di valori accettabili si sono studiati tutti i punti di intersezione. La metodologia seguita si è basata sulla applicazione della procedura messa a punto con il VAPI Basilicata, metodologia che consente di pervenire alla stima della distribuzione di probabilità delle portate in una generica sezione fluviale.

Una volta giunti al secondo livello di regionalizzazione l'unico parametro che rimane da ricavare è la piena indice  $x$ , quantità fortemente influenzata dall'area del bacino. La ricerca di una relazione empirica tra la piena indice  $x$  e l'area del bacino è sempre il primo passo che si fa nell'ambito del III livello di regionalizzazione e di solito risulta ben specificata da una legge del tipo

$$x = \beta A^\alpha.$$

Poiché i corsi d'acqua oggetto di studio ricadono nell'ambito del bacino idrografico del fiume Noce che, a sua volta, ricade nell'area omogenea 2, il valore assunto dalla relazione precedente è

$$x = 5,19 A^{0,645}$$

Il calcolo della portata al colmo è dato da

$$Q_{\max} = K_T x$$

dove  $K_T$  è il fattore probabilistico di crescita che può essere ricavato direttamente in funzione del tempo di ritorno  $T$  attraverso la relazione

$$K_T = a + b \ln T$$

da cui

$$a = \frac{(\Theta_* \ln \Lambda_* + \ln \Lambda_1)}{\eta}; \quad b = \frac{\Theta_*}{\eta}$$

con

$$\eta = \ln \Lambda_1 + 0.5772 - T_0$$

e

$$T_0 = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda_*^i}{i!} \Gamma\left(\frac{i}{\Theta_*}\right)$$

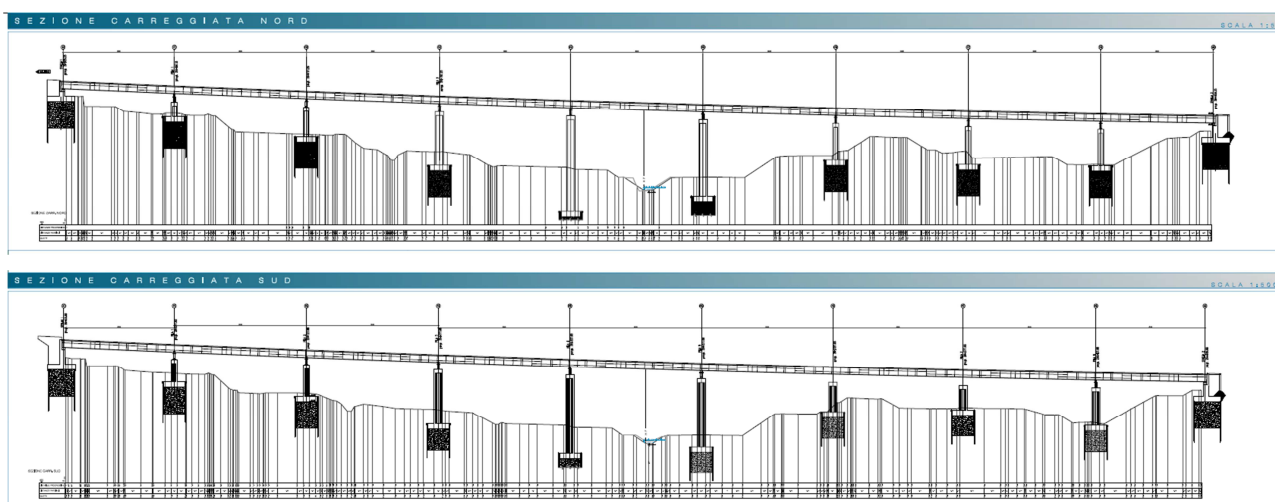
Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

La verifica del franco rispetto al sottotrave è stata eseguita effettuando delle simulazioni in moto permanente con le portate valutate secondo la metodologia VAPI Basilicata ipotizzando un tempo di ritorno  $T=200$  anni.

In sostanza una volta calcolata la piena indice e stabilito il tempo di ritorno secondi cui condurre la valutazione della portata non resta che individuare l’area del bacino scolante chiuso in corrispondenza della singola opera per giungere alla portata di piena relativa.

Nel caso in esame si è valutata la portata di piena per ogni sezione di chiusura ed attraverso l’ipotesi di moto uniforme nell’ultimo tratto di alveo interferente con l’opera ed in base alla pendenza del tratto medesimo, si è giunti alla valutazione della scala di deflusso in ogni sezione considerata.

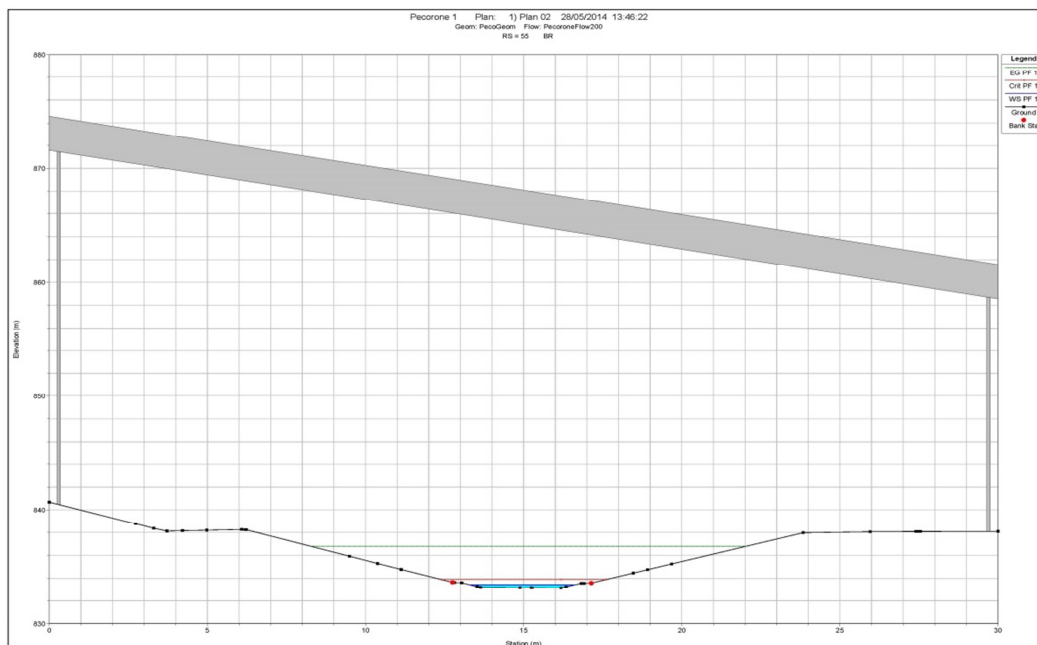
Viadotto	Progressiva	Area (Km <sup>2</sup> )	Bacino	Kt	Qt <sub>200</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Franco (m)	
Pecorone I	29+260	0.036	A117	3.91	7.71	Carr. Nord	7.03
						Carr. Sud	7.03



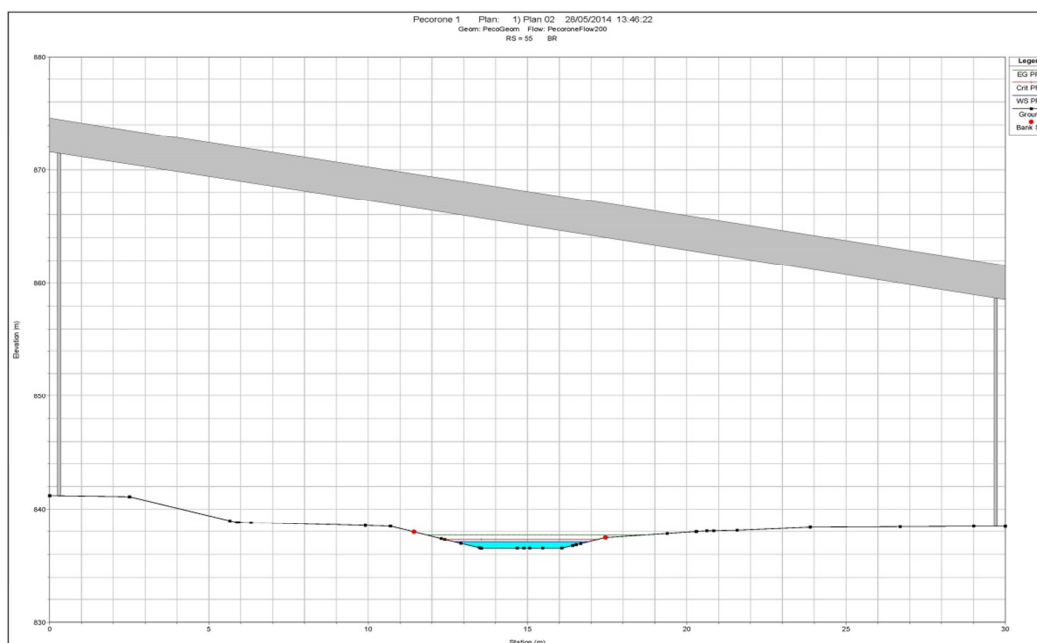
I franchi di sotto-trave, nella configurazione di progetto con una portata di colmo calcolata a tempo di ritorno 200 anni, risultano verificati rispetto ai limiti precedentemente descritti nel paragrafo 2.6

Viadotto Pecorone I – Relazione idraulica

### 5.1 MODELLAZIONE HEC-RAS



Carreggiata Nord



Carreggiata Sud