

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 Inverio, 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
 Sipal S.p.A. Direttore Tecnico Dott. Ing. Adriano TURSO Ordine degli Ingegneri Provincia di Taranto N° 1400	 SIS S.c.p.a. Dott. Ing. Massimiliano COLUCCI	Dott. Geol. Carlo ALESSIO Ordine dei Geologi del Piemonte N° 255
 HYpro <small>hydro-geological engineering environment monitoring</small> Arch. Eduardo BRUNO Ordine degli Architetti P.P.C. Firenze N° 3487		Direttore Lavori INGEGNERIA SPM S.r.l. Dott. Ing. Stefano PEROTTI

PROGETTO COSTRUTTIVO

Titolo Elaborato:

OPERE D'ARTE MINORI - DEVIAZIONI CANALI
VIADOTTO PALAZZO
RELAZIONE IDRAULICA

DG4804 PC02 DC02 1000 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

OPERE D'ARTE MINORI – DEVIAZIONI CANALI

VIADOTTO PALAZZO
RELAZIONE IDRAULICA

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI.....	4
2.1	Riferimenti Progettuali.....	4
2.2	Riferimenti Cartografici.....	4
2.4	Riferimenti Cartografici.....	5
2.5	Determinazione delle portate di piena di progetto e criteri di dimensionamento delle opere 5	
2.6	Schema di calcolo idraulico.....	6
2.7	Parametri di Scabrezza.....	6
2.8	Franchi di sicurezza	7
3	ANALISI IDROLOGICA	8
3.1	Caratterizzazione del bacino.....	10
3.2	Descrizione del contesto idrogeologico.....	10
4	VERIFICHE IDRAULICHE.....	12
4.1	Profili di moto permanente	18
4.2	Sezione di calcolo e profilo longitudinale	18
4.3	Risultati modellazione idraulica.....	19
4.4	Sezioni trasversali di Progetto.....	22
5	DIMENSIONAMENTO OPERE	25
5.1	Verifica delle opere	26
5.1.1	Metodologia di analisi.....	26
5.1.2	Metodo delle tensioni di trascinamento	27
5.1.3	Output di calcolo:.....	30
5.1.3.1	Materassi tipo reno	30
5.1.3.2	Gabbioni	31
6	VERIFICA DEL FRANCO SOTTO TRAVE.....	33
6.1	Modellazione Hec-Ras	35

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione è l'analisi idrologico-idraulica dell'intersezione tra la linea di impluvio naturale e il viadotto Palazzo, 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-02-DC-02-0001-01-D-0	Planimetria di inquadramento e particolari opere
DG4804-PC-02-DC-02-0002-01-D-0	Sezioni carreggiate
DG4804-PC-02-DC-02-0003-01-D-0	Quaderno delle sezioni tavola 1/2
DG4804-PC-02-DC-02-0003-02-D-0	Quaderno delle sezioni tavola 2/2
DG4804-PC-02-DC-02-0004-01-D-0	Profili Sponde

La tavola "DG4804-PC-02-DC-02-0001-01-D-0 *Planimetria di inquadramento e particolari opere*" sostituisce l'elaborato "DG4804-PE01-DC02-00101-01-D-0 del Progetto Esecutivo"

2.2 RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

Nell'elaborazione del presente lavoro è stato necessario avvalersi di carte topografiche, tecniche e tematiche di proprietà delle amministrazione 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.

2.4 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.

2.5 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.

2.6 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 coppia 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.

2.7 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
ALVEI DIPIANURA			
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 molenti 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, molenti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
ALVEI DIMONTAGNA(SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)			
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
GOLENE EPIANEINONDABILI			
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)

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

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

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

2.8 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 (m²/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 Palazzo – 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
TOTALE PORTATE		1078.50	

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 ²)	L. Asta (Km)	I (%)	Z Sez. Chiusura (m slm)	H max (m slm)	Altitudine media (m slm)	τ_c (ore)	ϕ	Q100 (m ³ /s)
A56	0.718	1.35	18.15	695.00	940.00	817.50	0.19	0.4	7.87

Legenda: I=pendenza; τ_c =tempo di corrivazione; ϕ =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 Palazzo si imposta sui depositi del complesso carbonatico e del complesso flyschioide.

Il complesso carbonatico, in quest'area caratterizzato dai Calcari dei Monti Trecchina e Foraporta, è caratterizzato da una permeabilità per fratturazione e secondariamente per porosità. Le condizioni di fratturazione degli ammassi rocciosi sono generalmente elevate e conferiscono all'ammasso un coefficiente di permeabilità medio-alto, che localmente può risultare molto elevato per la presenza di condotti carsici. Per tale ragione le strutture carbonatiche ospitano generalmente gli acquiferi più produttivi. Tale situazione tuttavia non si verifica, poichè la dorsale carbonatica attraversata dall'opera risulta essere isolata e di ridotte dimensioni. Si tratta in tal caso di dorsali che, seppure caratterizzate da porosità medio-alta, presentano una

scarsa capacità di immagazzinamento idrico, e l'acqua contenuta al loro interno dipende esclusivamente dagli apporti meteorici. Il grado di permeabilità è compreso tra 10^{-4} e 10^{-6} m/s.

Il complesso flyschioide 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 infiltra 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, mentre nelle aree di displuvio raggiunge i 10-15 m.

Il fosso su cui si imposta il viadotto Palazzo è un affluente del Fosso Gamella, caratterizzato da elevata incisione dell'alveo.

Il profilo originario, risulta modificato in seguito alle lavorazioni per la realizzazione dell'opera, infatti per un breve tratto risulta incanalato.

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 Palazzo – 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);
- α_1, α_2 : coefficienti di ragguglio della potenza cinetica (coefficienti di Coriolis);
- ΔE : perdita di carico tra le sezioni 2 e 1.

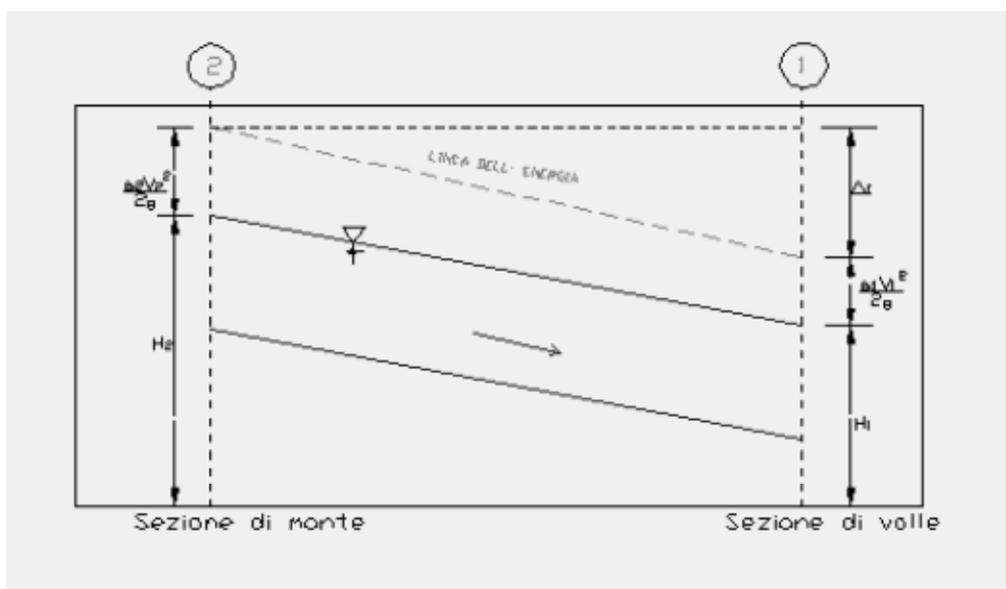


FIGURA 1 - GRANDEZZE PRESENTI NELL'EQUAZIONE DELL'ENERGIA.

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;

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

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

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

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

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:

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

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:

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

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

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 3 - 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;

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

- 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;
- ρ : densità dell'acqua;
- ΔV_x : variazione di velocità nella direzione del moto.

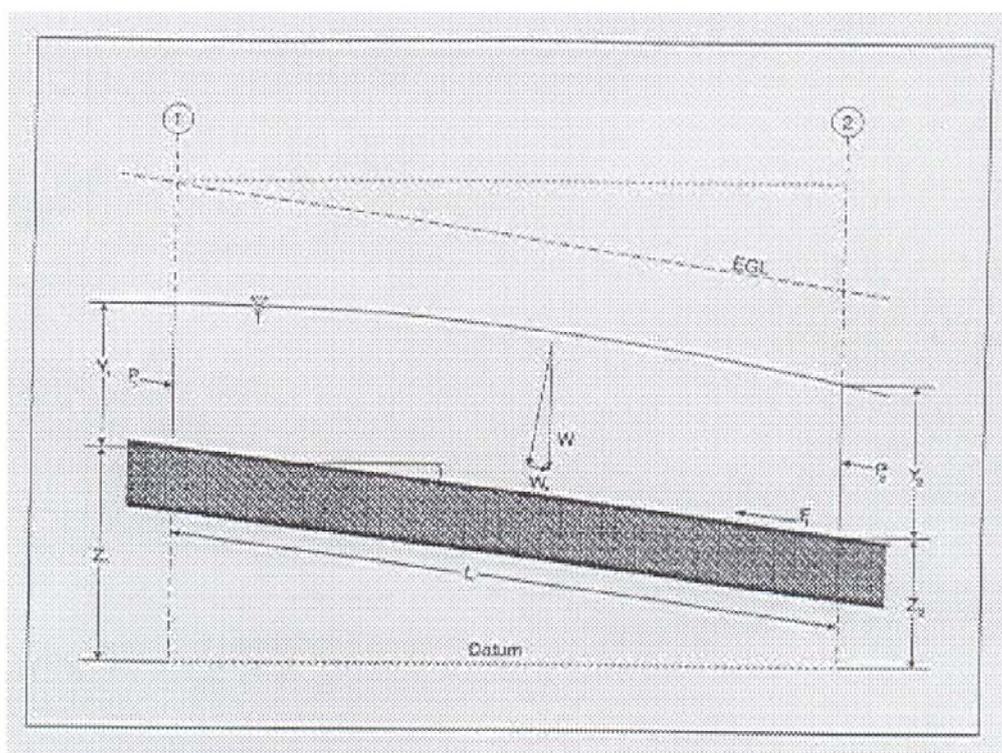


FIGURA 2 - ELEMENTI CARATTERISTICI DELL'EQUAZIONE DEL MOMENTO

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.

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 m³/s;

b) Min Ch El = Quote del fondo dell'alveo;

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

- 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.

4.3 RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: CanalePalazzo Reach: CanalePalazzo 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
CanalePalazzo	145.0001	PF 1	7.87	669.03	669.45	670.19	673.10	0.181512	6.91	0.94	2.31	3.89
CanalePalazzo	125.0001	PF 1	7.87	668.98	669.57	669.88	670.62	0.048134	4.66	1.82	4.24	2.08
CanalePalazzo	120.0001	PF 1	7.87	668.92	670.17	669.70	670.25	0.001460	1.43	6.73	8.17	0.42
CanalePalazzo	115.0002	PF 1	7.87	668.94	669.84	669.84	670.20	0.010863	2.72	3.02	4.26	0.98
CanalePalazzo	110.0001	PF 1	7.87	668.65	669.14	669.42	670.05	0.054317	4.21	1.87	4.29	2.03
CanalePalazzo	105.0002	PF 1	7.87	668.35	668.78	669.06	669.74	0.066059	4.34	1.81	4.67	2.22
CanalePalazzo	100.0001	PF 1	7.87	668.03	668.44	668.72	669.40	0.068811	4.35	1.81	4.82	2.27
CanalePalazzo	95.00004	PF 1	7.87	667.70	668.12	668.40	669.06	0.066134	4.30	1.83	4.81	2.22
CanalePalazzo	90.00012	PF 1	7.87	667.38	667.80	668.07	668.73	0.065935	4.29	1.84	4.83	2.22
CanalePalazzo	85.00014	PF 1	7.87	667.06	667.48	667.75	668.40	0.064764	4.26	1.85	4.84	2.20
CanalePalazzo	80.00008	PF 1	7.87	666.73	667.15	667.42	668.07	0.065036	4.27	1.84	4.84	2.21
CanalePalazzo	75.00006	PF 1	7.87	666.41	666.83	667.10	667.75	0.064313	4.25	1.85	4.84	2.20
CanalePalazzo	70.00011	PF 1	7.87	666.08	666.50	666.77	667.43	0.065026	4.27	1.84	4.83	2.21
CanalePalazzo	65.00014	PF 1	7.87	665.75	666.17	666.44	667.10	0.064983	4.27	1.84	4.84	2.21
CanalePalazzo	65	Bridge										
CanalePalazzo	50.00007	PF 1	7.87	664.72	665.14	665.41	665.99	0.058947	4.06	1.94	5.17	2.12
CanalePalazzo	45.00014	PF 1	7.87	664.46	664.92	665.19	665.69	0.051450	3.91	2.01	5.12	1.99
CanalePalazzo	40.00003	PF 1	7.87	664.20	664.66	664.94	665.44	0.051416	3.90	2.02	5.12	1.98
CanalePalazzo	35.00011	PF 1	7.87	663.96	664.42	664.68	665.18	0.050013	3.87	2.03	5.14	1.96
CanalePalazzo	30.00019	PF 1	7.87	663.78	664.27	664.49	664.92	0.040273	3.58	2.20	5.27	1.77
CanalePalazzo	30	Bridge										
CanalePalazzo	15	PF 1	7.87	663.41	664.03	664.10	664.36	0.014638	2.57	3.17	7.86	1.12
CanalePalazzo	10.00007	PF 1	7.87	663.26	663.89	663.99	664.27	0.017631	2.76	2.91	6.88	1.22
CanalePalazzo	5.000193	PF 1	7.87	663.12	663.72	663.85	664.16	0.023331	2.98	2.66	5.61	1.39

TABELLA 4 – TABELLA DATI

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

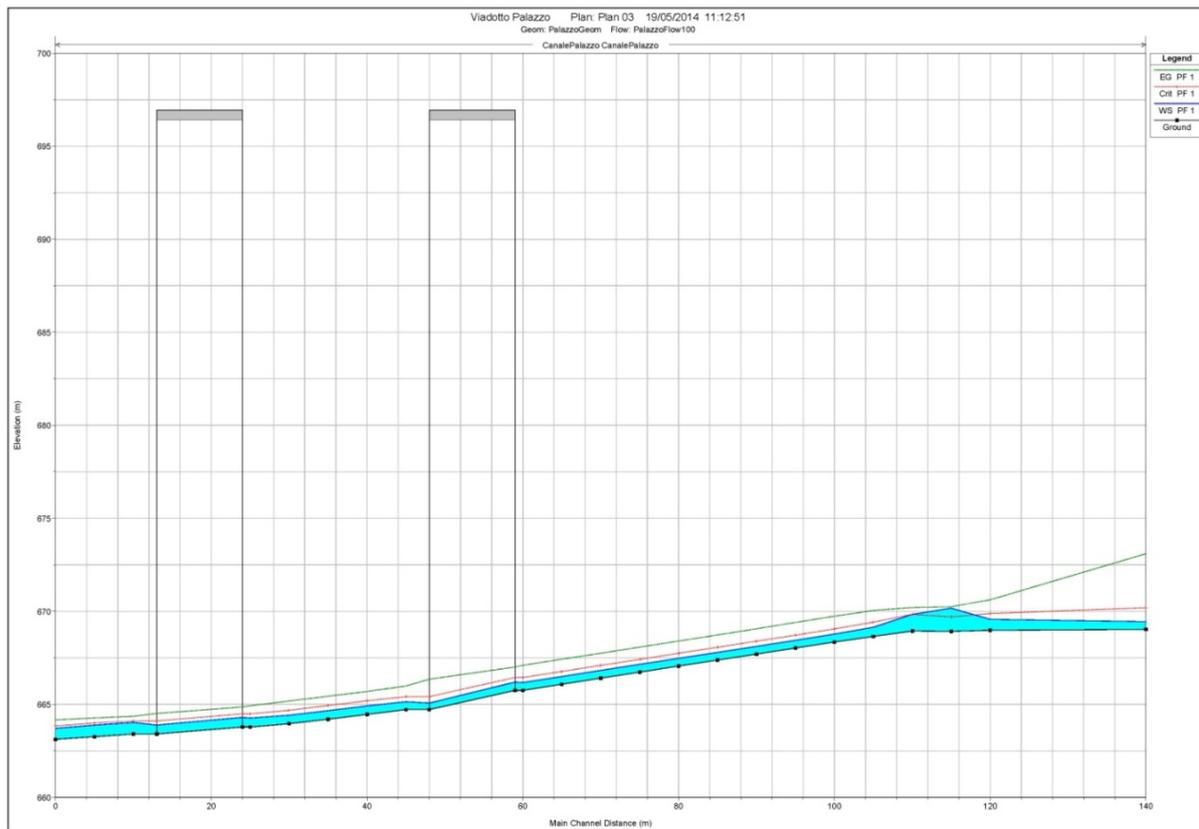


FIGURA 3 - PROFILO Q100

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

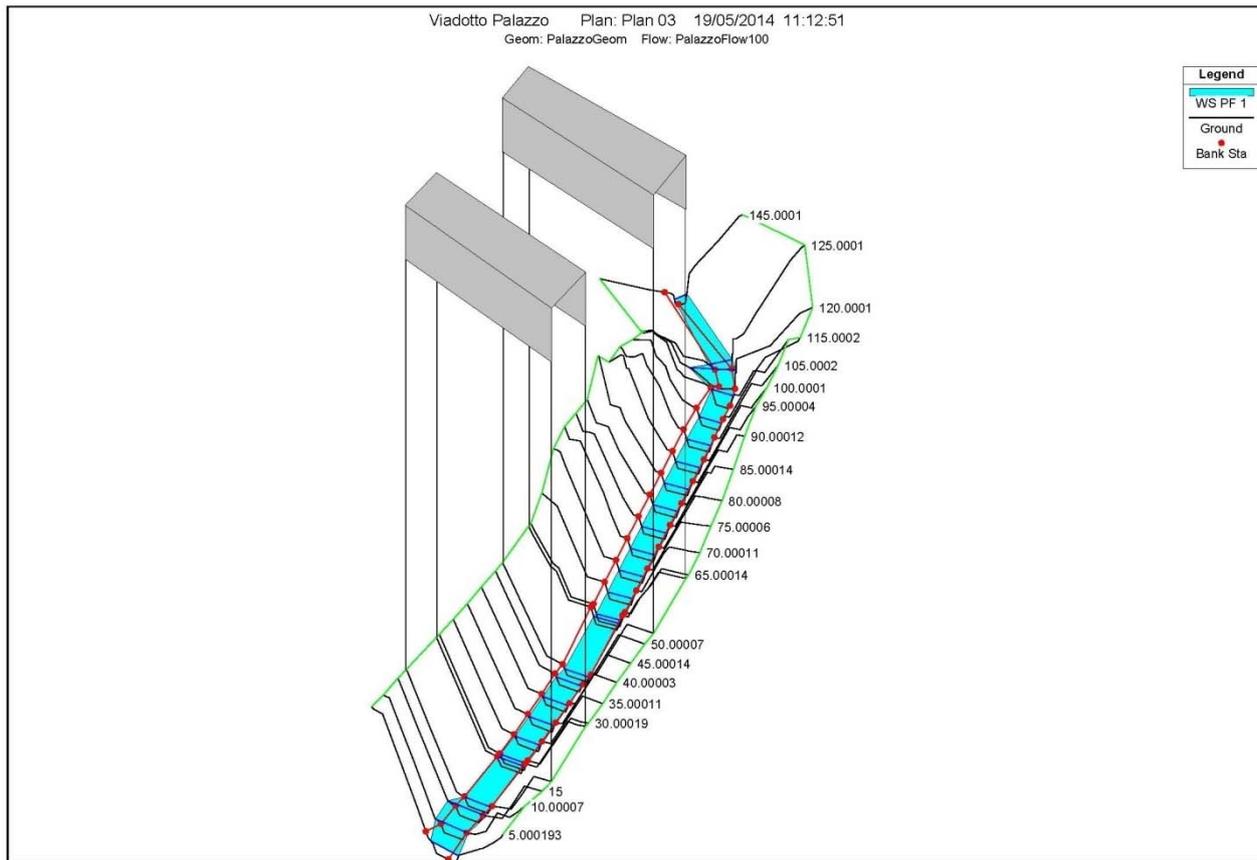
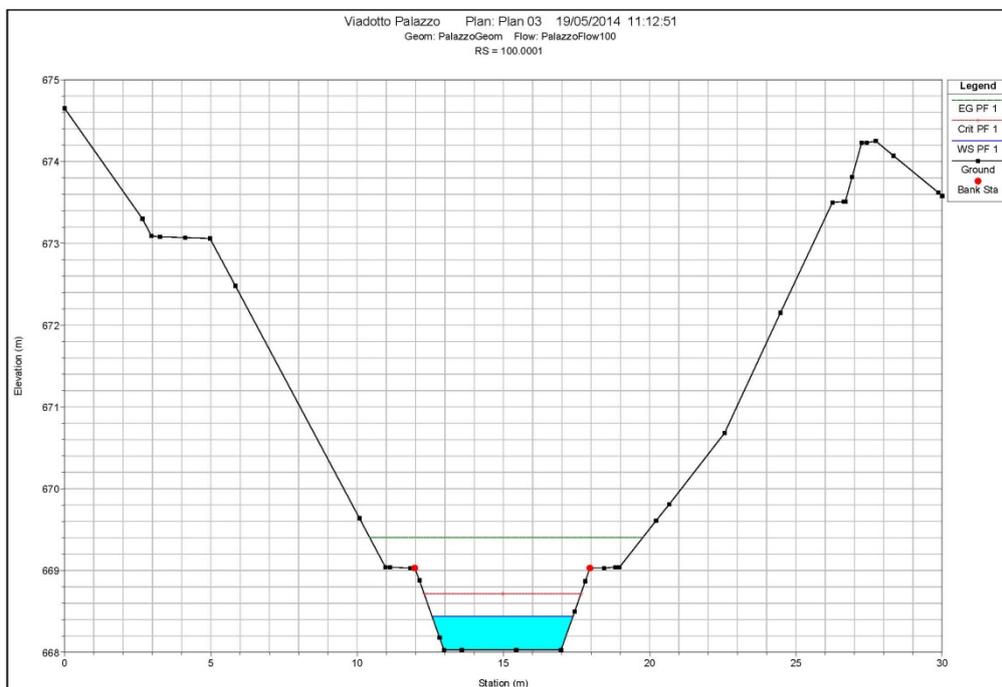
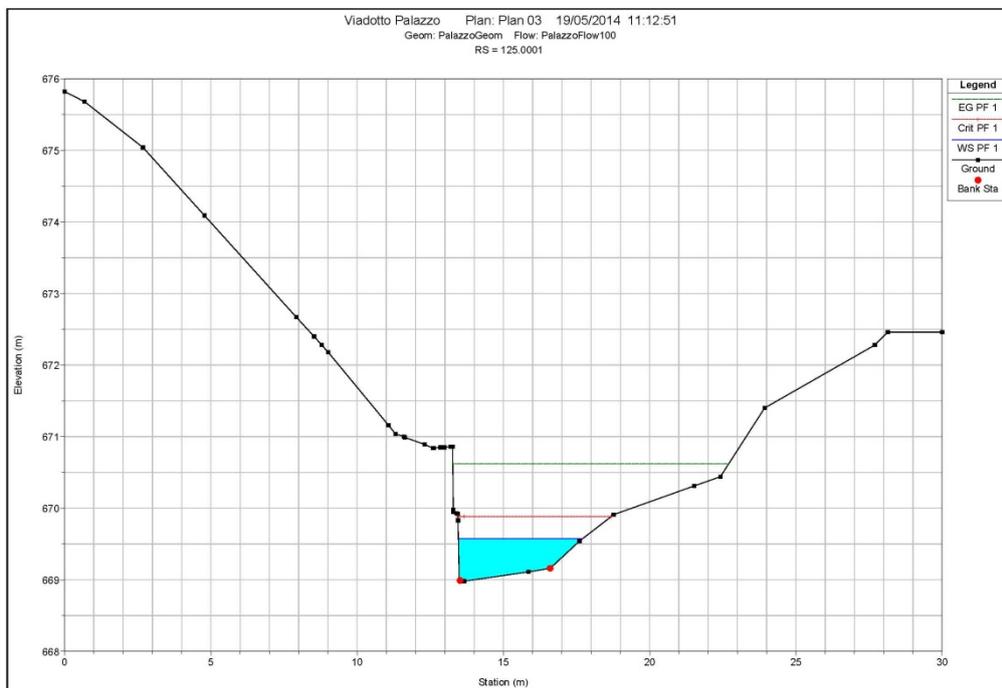


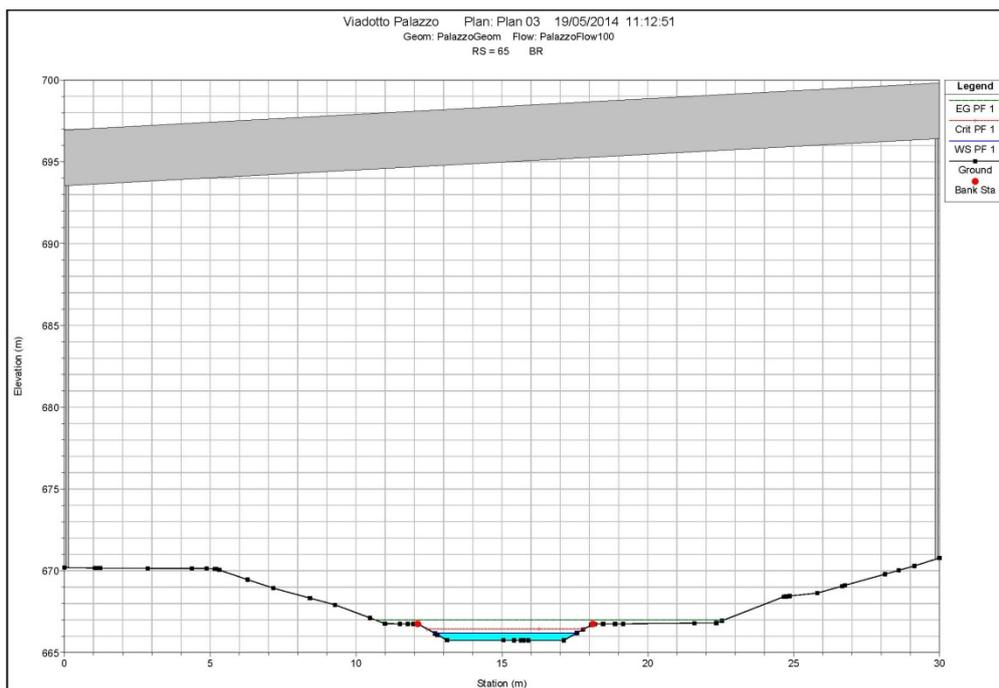
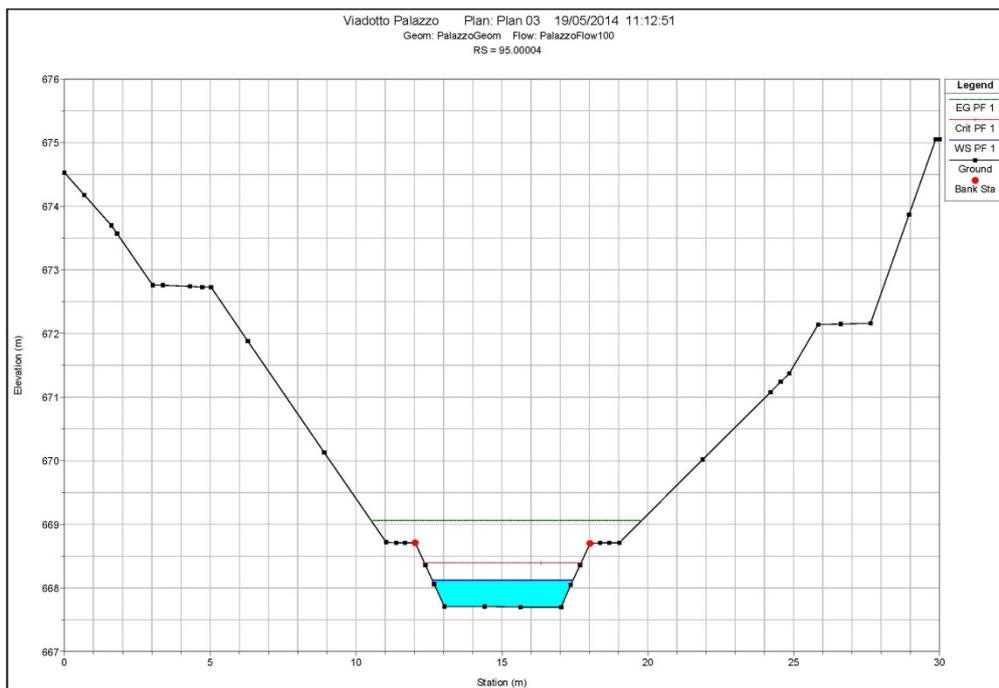
FIGURA 4 - VISTA 3D DEL MODELLO IDRAULICO CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

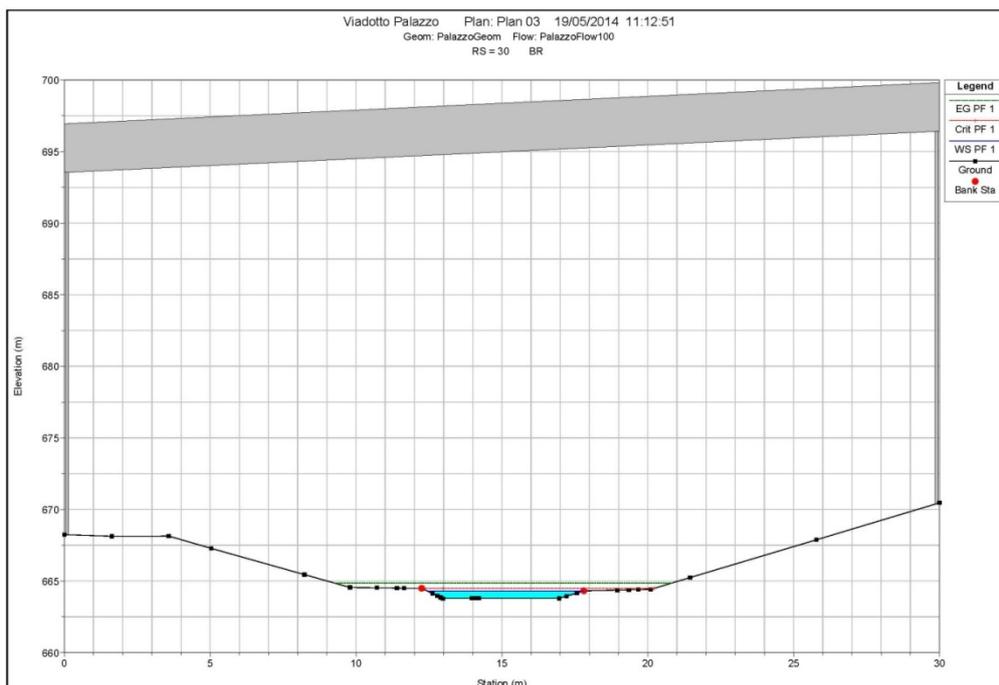
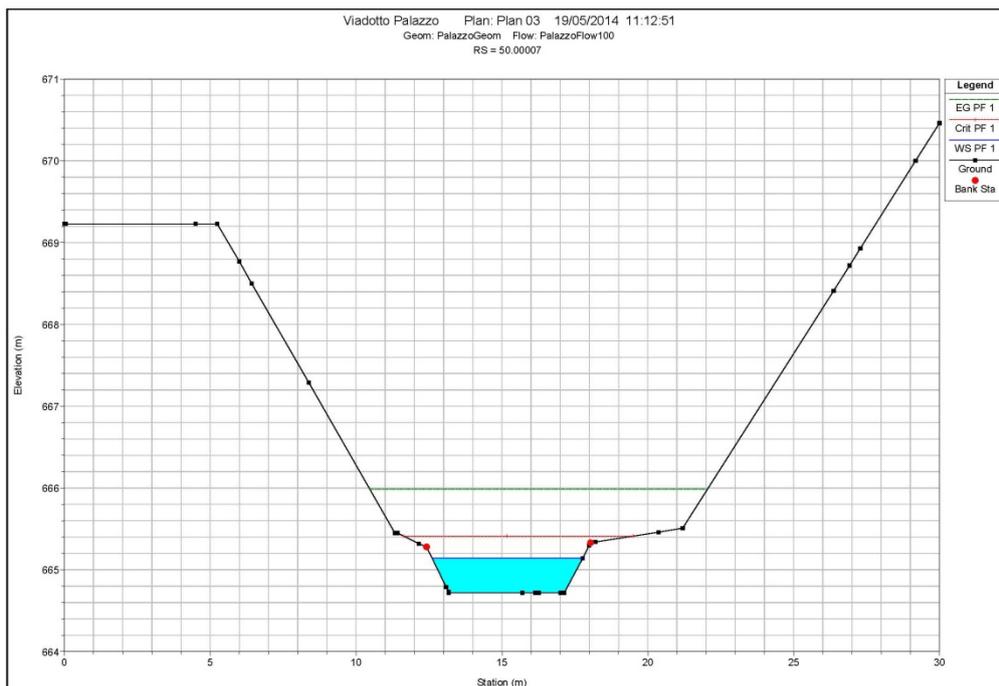
4.4 SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO



Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

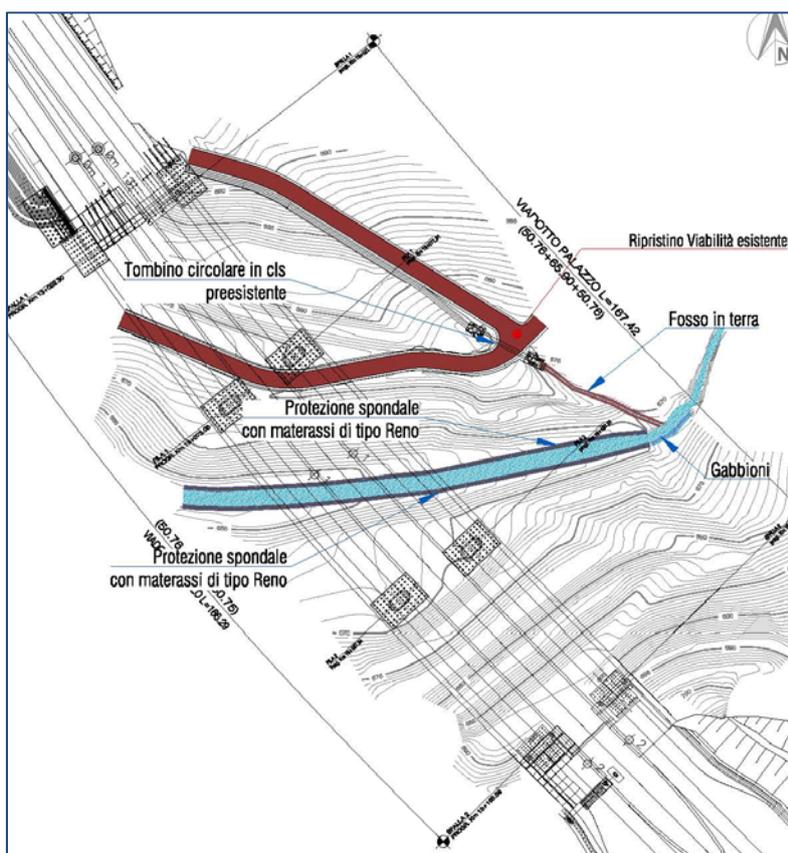


Viadotto Palazzo – Relazione idraulica



5 DIMENSIONAMENTO OPERE

L'inserimento dell'opera ha creato un nuovo assetto della morfologia dell'area, nel progetto esecutivo si era deciso di adottare per l'alveo un canale in CLS con una sezione rettangolare di 4.35x2.50 m², in fase costruttiva si è deciso di evitare l'irrigidimento e la canalizzazione dell'impluvio, cercando una rimodellazione finalizzata al recupero, quanto più possibile, delle configurazioni morfologiche naturali, aumentando le condizioni di stabilità e migliorando le capacità di convogliamento delle portate di piena ma che preserva il normale deflusso dell'acque del bacino e mantenere efficiente il regime idraulico dell'area.



Tale rimodellazione permette in destra idraulica il ripristino nella configurazione originaria della viabilità esistente e fornisce maggiore stabilità alla rimodellazione post cantierizzazione dell'area.

Infatti, le scarpate sono coinvolte da processi di tipo erosivo (solchi e rivoli) con parziale evoluzione in fenomeni di massa, mentre la parte alta delle scarpate è caratterizzata da una serie di rotture di pendio che possono dare origine a dissesti di tipo gravitativo.

Un fenomeno di tipo scivolamento rotazionale ha interessato il versante a orientale del viadotto, in questa zone si è preferito rafforzare il piede del versante con un'opera in gabbioni.

Dalle verifiche condotte sulla nuova rimodellazione dell'impluvio, si è evidenziato che il passaggio dell'onda di piena non è in grado di mobilitare massi di grossa volumetria, ma comunque causa erosione.

In accordo, anche, con le considerazioni del contesto geomorfologico precedentemente fatte, si è voluto proteggere il piede e rafforzarlo con l'accorgimento di rivestire le sponde con materassi di tipo "reno".

5.1 VERIFICA DELLE OPERE

5.1.1 *Metodologia di analisi*

Nel calcolo (progettazione o verifica) di una protezione spondale, si fa riferimento a due metodi generali basati

sull'ammissibilità per un materiale di:

- *velocità*

- *tensioni di trascinamento.*

Il secondo metodo è più corretto dal punto di vista scientifico e per questo motivo è stato scelto per il programma Protezioni Spondali, anche se quello basato sulle velocità è spesso più facile da applicare in quanto è più semplice misurare o calcolare una velocità media in una sezione piuttosto che le tensioni tangenziali.

Ai fini della valutazione dell'efficacia antiersiva di una protezione è necessario considerare tutti i parametri idraulici e geometrici: altezza d'acqua della corrente, pendenza della sponda, andamento planimetrico del corso d'acqua, durata dell'evento di piena; ciò significa, in altri termini, che occorre esprimere risultati di prove sperimentali e le conseguenti indicazioni progettuali in termini di tensioni tangenziali ammissibili, tecnicamente più significative del parametro idraulico velocità della corrente.

Di estrema importanza per alcuni materiali o tecniche è infine anche il riferimento alla durata della sollecitazione stessa: in ambito fluviale oltre al picco di piena è di fondamentale importanza considerare la durata complessiva dell'evento stesso ed occorre rifarsi a durate caratteristiche degli eventi di progetto escludendo frazioni di ora, in quanto generalmente non significative. Tale fattore non riguarda le protezioni spondali in cui la resistenza al trascinamento è garantita dal peso del materiale costituente la protezione: per una scogliera non si ha crisi della protezione finché non viene raggiunta la tensione tangenziale critica di inizio movimento, che dipende esclusivamente dalla forma del pietrame e dalle sue dimensioni; per materassi e gabbioni l'azione di contenimento della rete incrementa tale resistenza, permettendo che avvenga un movimento parziale all'interno delle tasche senza crisi della protezione.

Le informazioni sulla resistenza di un rivestimento (non in pietrame) in funzione della durata di un evento di piena sono però ridotte a pochi materiali per i quali sono stati condotte opportune prove sperimentali.

5.1.2 Metodo delle tensioni di trascinamento

Questo procedimento si basa sul confronto tra le tensioni tangenziali massime che nascono nel punto di verifica prescelto e quelle massime ammissibili per il materiale ivi presente.

TENSIONI AGENTI

Seguendo il criterio che si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalle correnti sul materiale costituente il letto fluviale, la condizione di stabilità del fondo risulta quando $\tau_{cr} \geq \tau_0$, ovvero quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella esercitata dalla corrente.

La tensione tangenziale sul fondo dell'alveo è data dalla formula:

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

che, per alvei con base molto maggiore del tirante idrico ed in condizioni di moto permanente può scriversi:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot J$$

dove:

γ [kg/m³] è il peso specifico dell'acqua;

R [m] è il raggio idraulico della sezione;

h [m] è il tirante idrico;

i [m/m] è la pendenza del fondo;

J [m/m] è la cadente.

Nella figura, sotto riportata, sono illustrati l'andamento degli sforzi tangenziali sul fondo e sulle sponde, nel caso di una particolare sezione trapezia.

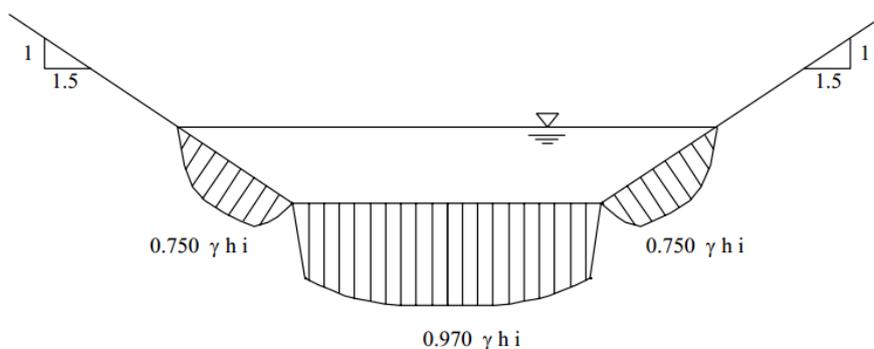


FIGURA 6 - ANDAMENTO TENSIONI TANGENZIALI

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

La tensione tangenziale massima esercitata dalla corrente è espressa dalla relazione:

$$\tau_0 = \xi \cdot \gamma_w \cdot R_h \cdot i$$

con ξ coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali; è assunto pari a 1 per il fondo alveo e 0.75 in corrispondenza delle sponde; dove:

γ_w [kg/m³] è il peso specifico dell'acqua;

R_h [m] è il raggio idraulico della sezione;

i [m/m] è la pendenza del fondo;

I valori della τ_0 devono essere confrontati con le tensioni tangenziali critiche che mobilitano il materiale sul fondo e sulle sponde.

Il valore critico τ_{cr} che mobilita un masso di diametro d con peso specifico γ_s in assenza di coesione ed in regime turbolento ha la seguente espressione, riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936) 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:

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

dove:

τ_{cr} = tensione tangenziale critica [kg/m²]

γ_s = peso specifico materiale d'alveo [kg/m³]

γ = peso specifico dell'acqua [kg/m³]

d = diametro del granulo [m]

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

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\rho}}$$

La suddetta condizione di equilibrio è stata tradotta in termini empirici da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo.

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

$\Theta = 0.047$ nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

$\Theta = 0.058 \div 0060$ nella espressione originate di Shields per $Re^* > 400$;

$\Theta = 0.116$ nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

Nel seguito sono riportate le principali formulazioni normalmente considerate, con riferimento ai rispettivi autori.

- Shields - Krey: la formula (1936) è stata sviluppata per moti in regime turbolento e per la condizione $d \ll h$, dove d è il diametro medio del materiale considerato e h è l'altezza d'acqua:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06$$

- Zeller: la formula (1963) è relativa a miscugli omogenei in regime di moto assolutamente turbolento:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.047$$

- Armanini: la formula (1990) è applicabile quando la dimensione del materiale è dello stesso ordine di grandezza del tirante idrico:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06 \cdot \left[1 + 0.67 \cdot \left(\frac{d}{h} \right)^{0.5} \right]$$

In base alle espressioni sopra riportate può essere verificata per prima cosa la condizione di stabilità del materiale di fondo naturale, facendo riferimento all'espressione di Zeller (valida per miscugli omogenei) e Egiazaroff (valida per miscugli non omogenei).

Le formule sperimentali sopra riportate sono state ricavate facendo riferimento al movimento di particelle isolate posate sul fondo di un alveo naturale, in cui la tipologia di un rivestimento formato da massi incastrati tra loro ed assestati con mezzi meccanici non è contemplata.

Per le verifiche di stabilità delle sponde, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza della sponda (α) rispetto all'orizzontale.

Per tali verifiche viene normalmente utilizzata la seguente espressione (Lane 1953):

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

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

dove τ_{CR} è la tensione critica sul fondo, α la pendenza delle sponde e φ l'angolo di attrito interno del materiale. La stabilità del sistema di protezione può essere giudicata sulla base di un confronto fra la tensione tangenziale ottenuta dal calcolo a quella massima ammissibile caratteristica dell'opera.

La stabilità del sistema di protezione può essere giudicata sulla base di un confronto fra la tensione tangenziale ottenuta dal calcolo a quella massima ammissibile caratteristica dell'opera.

Il programma utilizzato per le verifiche idrauliche e la verifica della protezione spondale rispetto alle caratteristiche della corrente, è il software Protezioni Spondali versione 1.0 che consente di verificare, nell'ipotesi di moto uniforme, una generica tipologia di protezione spondale per la quale siano note tensione massima di trascinamento.

5.1.3 Output di calcolo:

5.1.3.1 Materassi tipo reno

Materiali utilizzati								
Descrizione	Scabrezza	Tensione ammissibile [N/m ²]	V	Diametro [m]	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Tempo [h]	C Shields
Sabbia e ghiaia	0.0200	15.30	S					
Cotici erbosi	0.0400	10.00	S					
Materassi Reno 0.30m	0.0277	336.00	N	0.22	0.30	26.00		0.140

Calcolo n.1			
Pendenza [%]	0.05	Numero di froude	0.36
Portata [m ³ /s]	7.87	Sezione [m ²]	7.74
Livello [m]	1.24	Contorno bagnato [m]	10.45
Velocità media [m/s]	1.02	Raggio idraulico [m]	0.74

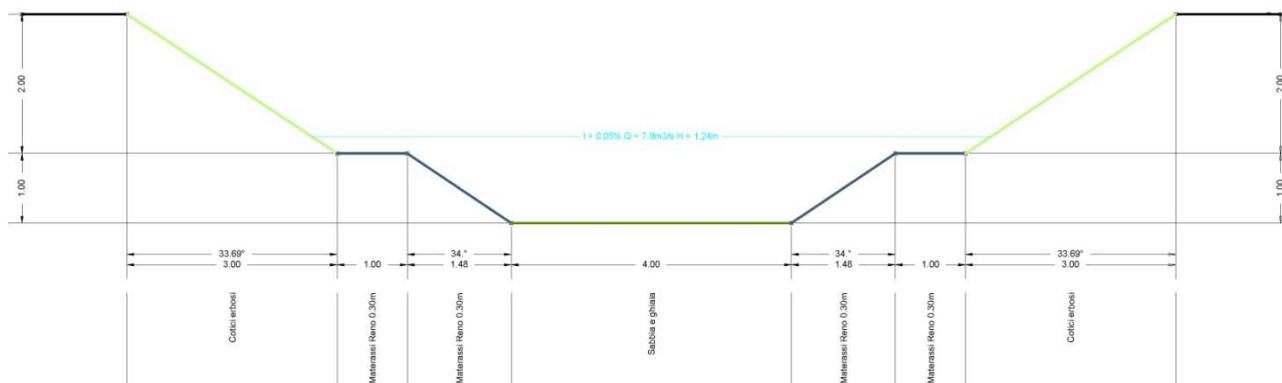
Tratto	Lunghezza [m]	V [m/s]	K	V _{amm} [m/s]	V _b Materiale [m/s]	V	tau max [N/m ²]	tau amm [N/m ²]	GeoFil
1	3.61	0.12	1.00	-	- Cotici erbosi	N	0.89	10.00	N
1.1	3.61								
2	1.00	0.31	1.00	0.75	0.26 Materassi Reno 0.30m	N	1.19	336.00	N
2.1	1.00								
3	1.79	0.58	1.00	0.75	0.26 Materassi Reno 0.30m	N	4.57	256.57	N
3.1	1.79								
4	4.00	1.29	1.00	-	- Sabbia e ghiaia	N	6.09	15.30	N
4.1	4.00								
5	1.79	0.58	1.00	0.75	0.26 Materassi Reno 0.30m	N	4.57	256.57	N
5.1	1.79								
6	1.00	0.31	1.00	0.75	0.26 Materassi Reno 0.30m	N	1.19	336.00	N
6.1	1.00								
7	3.61	0.12	1.00	-	- Cotici erbosi	N	0.89	10.00	N
7.1	3.61								

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

Protezioni Spondali 1.0

Consorzio Italiano Produttori Gabbioni River Analysis
Bank Protections

Titolo: Viadotto Palazzo
Descrizione: Verifica delle protezioni spondali con materassi tipo reno



5.1.3.2 Gabbioni

Materiali utilizzati	Scabrezza	Tensione ammissibile V [N/m ²]	Diametro [m]	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Tempo [h]	C Shields
Sabbia e ghiaia	0.0200	15.30					
Cotici erbosi	0.0400	10.00					
Gabbioni 0.50m	0.0301	470.40	0.21	0.50	26.00		0.140
Materassi Reno 0.30m	0.0277	336.00	0.22	0.30	26.00		0.140

Calcolo n.1

Pendenza [%]	0.05	Numero di froude	0.33
Portata [m ³ /s]	7.87	Sezione [m ²]	7.65
Livello [m]	1.38	Contorno bagnato [m]	9.36
Velocità media [m/s]	1.03	Raggio idraulico [m]	0.82

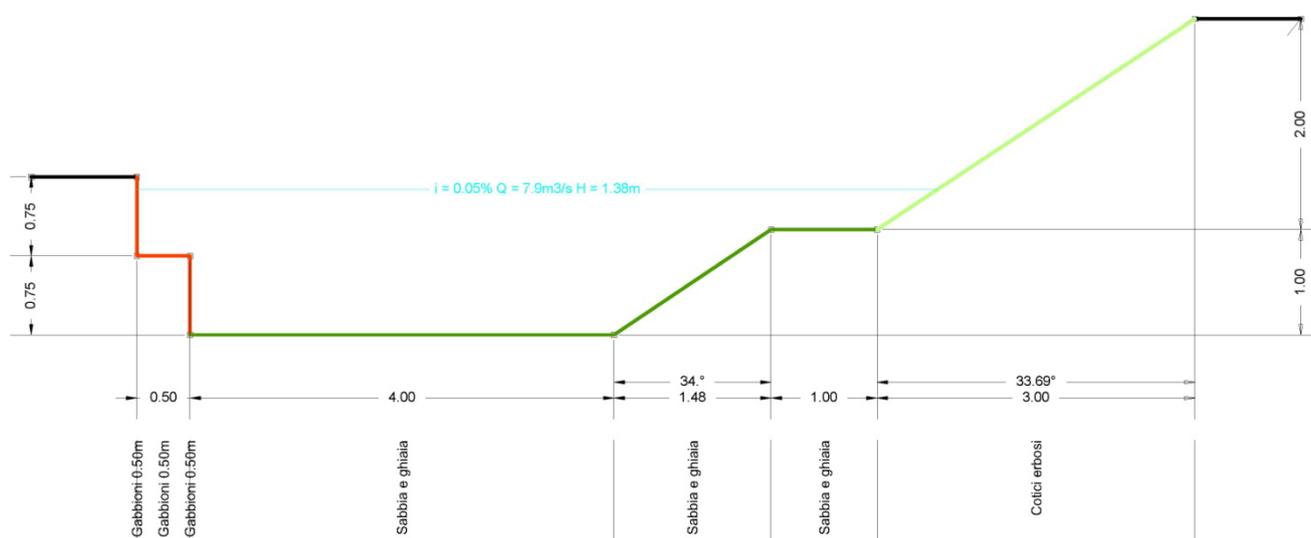
Tratto	Lunghezza [m]	V [m/s]	K	Vamm [m/s]	Vb Materiale [m/s]	V	tau max [N/m ²]	tau amm [N/m ²]	GeoFil
1	0.75	0.00	1.00						
1.1	0.75			0.75	0.25 Gabbioni 0.50m	N	2.33	271.59	N
2	0.50	0.32	1.00						
2.1	0.50			0.75	0.25 Gabbioni 0.50m	N	3.10	470.40	N
3	0.75	0.00	1.00						
3.1	0.75			0.75	0.25 Gabbioni 0.50m	N	5.08	271.59	N
4	4.00	1.15	1.00						
4.1	4.00			-	- Sabbia e ghiaia	N	6.78	15.30	N
5	1.79	0.91	1.00						
5.1	1.79			-	- Sabbia e ghiaia	N	5.08	15.30	N
6	1.00	0.59	1.00						
6.1	1.00			-	- Sabbia e ghiaia	N	1.88	15.30	N
7	3.61	0.16	1.00						
7.1	3.61			-	- Cotici erbosi	N	1.41	10.00	N

Viadotto Palazzo – Relazione idraulica

Protezioni Spondali 1.0

Consorzio Italiano Produttori Gabbioni River Analysis
Bank Protections

Titolo: Viadotto Palazzo
Descrizione: Verifica delle protezioni spondali con Gabbioni



Dai calcoli effettuati e dai dati di output inseriti, risulta che le difese spondali previste sono sufficienti a garantire una adeguata protezione, contro l'erosione prodotta dalla corrente di massima piena. Si evidenzia quindi che il progetto con la predisposizione di tali protezioni assicura stabilità alle riprofilature dei versanti contro i processi di scalzamento.

6 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

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

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.

