



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
		Direttore Lavori INGEGNERIA SPM S.r.l. Dott. Ing. Stefano PEROTTI

PROGETTO COSTRUTTIVO

Titolo Elaborato:

IDROLOGIA ED IDRAULICA
 RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA
 VERIFICA DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEGLI ALTRI VIADOTTI

DG4804 PC 00 1100 0006 02 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%)	M. Tezza	19/05/2014	M. Tezza	19/05/2014	A. Turso	23/05/2014

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

**VERIFICA DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA
DEGLI ALTRI VIADOTTI**

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI.....	3
2.1	Riferimenti Progettuali.....	3
2.2	Riferimenti Cartografici.....	3
2.3	Determinazione delle portate di piena di progetto e criteri di dimensionamento delle opere 4	
3	STUDIO IDRAULICO VIADOTTO SECCO	5
3.1	SIMULAZIONI A MOTO PERMANENTE	5
3.2	ANALISI DEI FENOMENI DI EROSIONI E SCAVO	6
3.3	RESULTATI DELL'ANALISI.....	7
3.4	VERIFICHE IDRAULICHE POST-SISTEMAZIONE	11
3.4.1	Verifica a trascinamento dei gabbioni e dei massi di scogliera.....	11
3.4.2	Franchi arginali e sotto-trave	17
4	VIADOTTO SALESE	19
5	VIADOTTO PENNARONE 1.....	19
6	VIADOTTO CALABRIA.....	20
7	VIADOTTO NOCE	20
7.1	VERIFICA DI OTTEMPERANZA PARERE AUTORITÀ DI BACINO DELLA BASILICATA – PROT. N. 2634 del 09.10.2002	21
8	VIADOTTO SAN FRANCESCO	22
9	VIADOTTO SERRA	22
10	VIADOTTO CADUTI SUL LAVORO	23
11	VIADOTTO BITONTO	23
12	VIADOTTO PANTANELLE	23
13	QUADRO SINOTTICO DEI FRANCHI IDRAULICI.....	24
14	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	25

1 PREMESSA

La presente relazione descrive lo studio idrologico ed idraulico condotto allo scopo di verificare la compatibilità idraulica degli attraversamenti principali non trattati nella relazione DG4804-PC-00-GI-00-1000-01-R-0, previsti nell'ambito dei lavori per l'ammodernamento del tratto di strada dal km 108+000 al km 139+000 dell'autostrada Salerno Reggio-Calabria.

Per quanto riguarda il Serra e il Noce si deve osservare che, dal punto di vista del corso d'acqua, nulla cambia tra la situazione esistente e quella prevista in progetto. Si tratta, infatti, di due viadotti esistenti per i quali gli interventi previsti non alterano, in alcun modo, il deflusso del corso d'acqua interferente.

Nel seguito si esporranno le analisi riguardanti le sistemazioni idrauliche in corrispondenza dei viadotti Salese, Secco, Pennarone 1, Calabria, Noce, San Francesco, Serra, Caduti sul Lavoro, Bitonto e Pantanelle.

2 RIFERIMENTI

2.1 Riferimenti Progettuali

Il presente studio idraulico, 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 (DG 4804-PE00-II00-0002-01-R0; DG 4804-PE00-II00-0001-01-D0; DG 4804-PE00-II00-0001-02-D0).

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).

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

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.

3 STUDIO IDRAULICO VIADOTTO SECCO

3.1 SIMULAZIONI A MOTO PERMANENTE

L'analisi del profilo idrico a moto permanente è stata condotta attraverso il codice di calcolo *Hec-Ras*, sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers*. Lo scopo di quest'analisi è fornire gli elementi necessari per:

- verificare i franchi disponibili rispetto all'intradosso delle opere d'arte;
- progettare nuove altezze per gli argini esistenti;
- valutare i fenomeni di scavo attorno alle pile eventualmente interessate dalla corrente;
- valutare i fenomeni d'erosione del fondo dell'alveo;
- dimensionare, se occorrono, delle opere di protezione spondale e del fondo alveo, nonché a protezione delle fondazioni delle pile.

L'integrazione dell'equazione del profilo del pelo libero è stata eseguita assumendo i seguenti dati:

- la portata duecentennale;
- la scabrezza media sulle sponde e sul fondo dell'alveo è stata assunta pari a $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Gauckler- Strickler);
- le sezioni trasversali per un tratto significativo in vicinanza dell'intersezione tra il fiume e il traccia- to stradale.

La valutazione del profilo a moto permanente è stata condotta secondo le ipotesi classiche dell'idraulica, in base al modello di corrente "gradualmente variata", per integrazione dell'equazione dell'energia:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i - j}{1 - Fr^2} \quad [2-1]$$

in cui:

y = tirante idrico;

x = ascissa curvilinea;

i = pendenza dell'alveo;

j = cadente;

Fr = numero di Froude.

Sono state condotte due simulazioni a moto permanente, entrambe in presenza del viadotto Secco. Nella prima simulazione è stato modellato l'alveo con le pile ma senza alcun'opera di protezione, ciò allo scopo valutare se e in che misura il flusso di corrente interessa le fondazioni delle pile.

3.2 ANALISI DEI FENOMENI DI EROSIONI E SCAVO

I fenomeni di erosione presi in considerazione sono:

- scavo da sezione liquida contratta (contraction scour);
- scavo localizzato attorno alle pile (local scour);

Il primo fenomeno è legato all'aumento di velocità della corrente per effetto della riduzione di sezione e può essere valutato con due modelli, "live-bed" e "clear-water" a seconda del rapporto tra la velocità media e la velocità critica (corrispondente alla minima velocità trascinarsi delle particelle solide al fondo). Per il modello *live-bed* è stata utilizzata l'equazione [2]:

$$y_2 = y_1(Q_2/Q_1)^{6/7}(W_1/W_2)^{K_1} \quad [2-2]$$

nella quale:

y_2 = tirante idrico a scavo avvenuto nella sezione

contratta; Q_2 = portata nella sezione contratta;

y_1 = tirante idrico nella sezione prossima all'attraversamento;

Q_1 = portata nella sezione prossima alla sezione contratta (attraversamento); W_1 = larghezza alla base della sezione idraulica nella sezione contratta;

W_2 = larghezza alla base della sezione idraulica nella sezione prossima a quella contratta;

K_1 = esponente legato alla modalità di trasporto (0,59÷0,69);

Per il modello "clear-water" è stata adottata l'equazione [2]:

$$y_2 = \left[\frac{Q_2^2}{C D_m^{2/3} W_2^2} \right]^{3/7} \quad [2-3]$$

nella quale, oltre ai simboli precedenti, è:

$D_m = 1,25 d_{50}$;

d_{50} = diametro corrispondente al 50% di passante, relativamente al terreno presente nell'alveo; $C = 40$.

Per la valutazione dello scavo localizzato si è invece adottata l'equazione della Colorado State

University [2]:

$$y_s = 2 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0,65} y_1^{0,35} Fr_1^{0,43} \quad [2-4]$$

in cui:

y_s = profondità di scavo

localizzato; K_1 = fattore di
forma delle pile;

K_2 = fattore che tiene conto dell'angolo d'incidenza della corrente
sulle pile; K_3 = fattore di correzione che tiene conto delle
condizioni dell'alveo;

K_4 = fattore di correzione che tiene conto della presenza di rinforzi in alveo;

a = larghezza pile.

3.3 RESULTATI DELL'ANALISI

Riconfermando quanto previsto in PE, nel seguito si illustrano i risultati relativi all'analisi a moto permanente del profilo liquido del fiume Secco. Si può constatare che la corrente va ad interessare (figura 3.5 e figura 3.6) la base delle pile 2 nord e sud dell'omonimo viadotto.

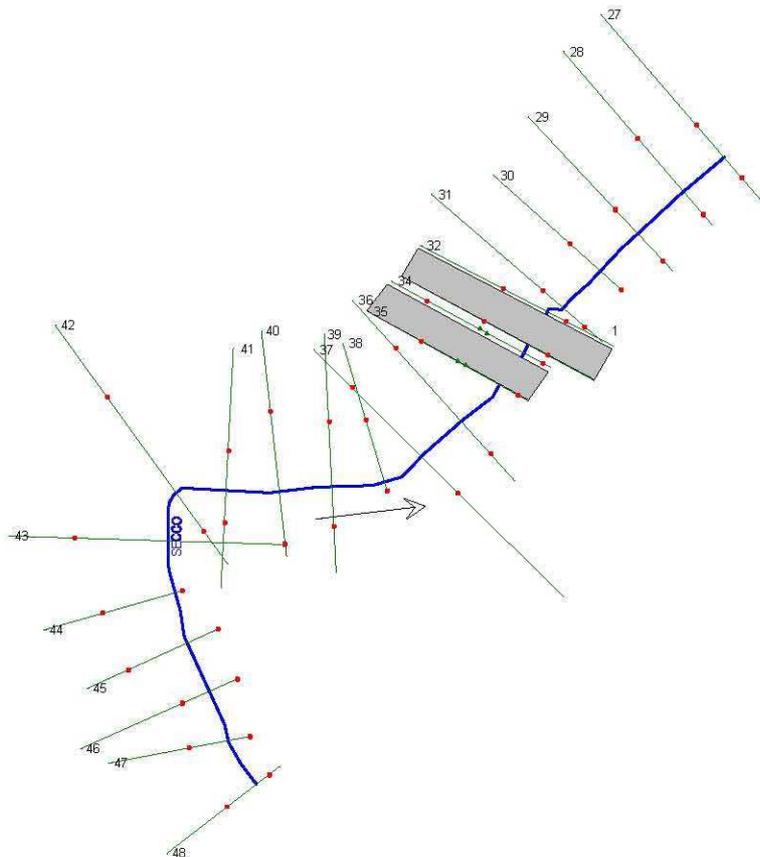


Figura 3.1: Schema di sezionamento del fiume Secco

Peraltro lo scavo che si può verificare in corrispondenza di eventi di piena duecentennale è tale da rendere necessario una protezione dell'alveo e delle pile. Si adotterà, quindi una sistemazione con scogliera attorno alla pila, e con gabbioni sulle sponde (figura 3.9, figura 3.10 e figura 3.12, per i dettagli tecnici si rimanda alla tavola specifica). Non è stata, invece, adottata alcuna protezione del fondo alveo poiché si deve osservare che:

- il disturbo, in termini di velocità al fondo, arrecato dalla presenza delle pile in alveo, è minimo;
- sulla base delle velocità post-opera lo scavo che si produce in corrispondenza dell'evento di piena duecentennale (corrispondente a quello che nella tabella 4.2 è indicato come "Ys" sotto la colonna "*Contraction Scour*") vale appena 13 cm;
- alla fine dell'evento di piena, inevitabilmente, il trasporto solido tende a ripristinare quello che ha asportato fino a ristabilire una nuova condizione di equilibrio tra deposito e trasporto solido.

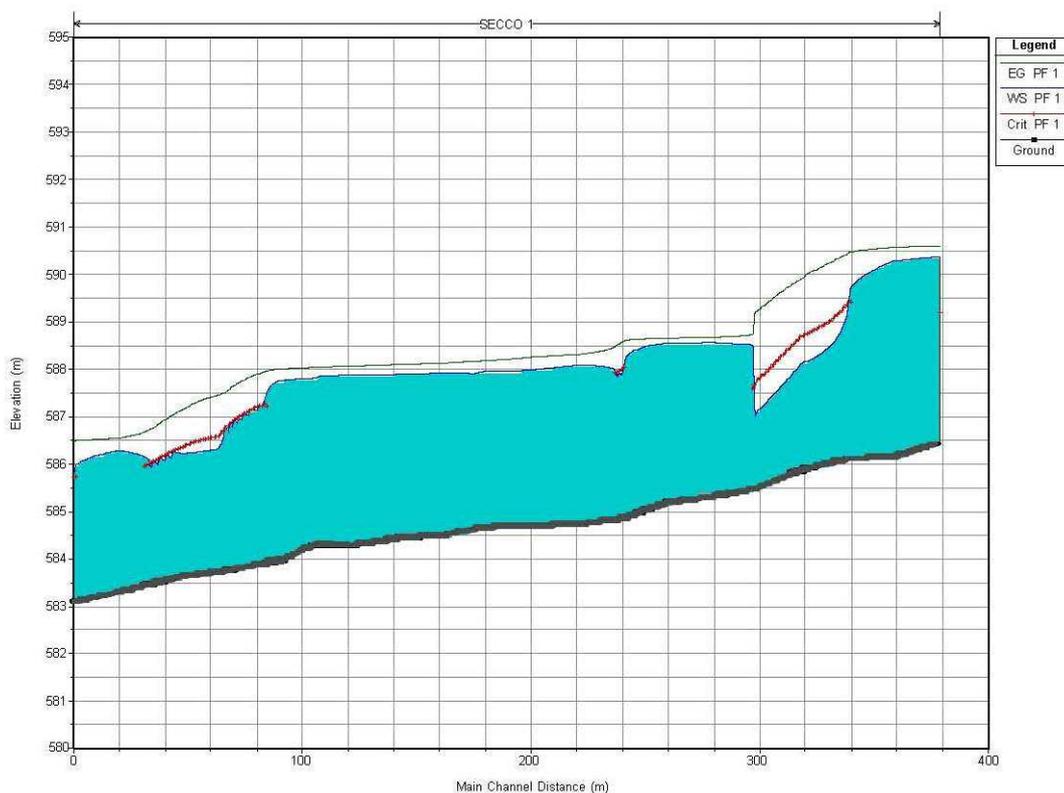


Figura 3.2: Profilo longitudinale ante-operam

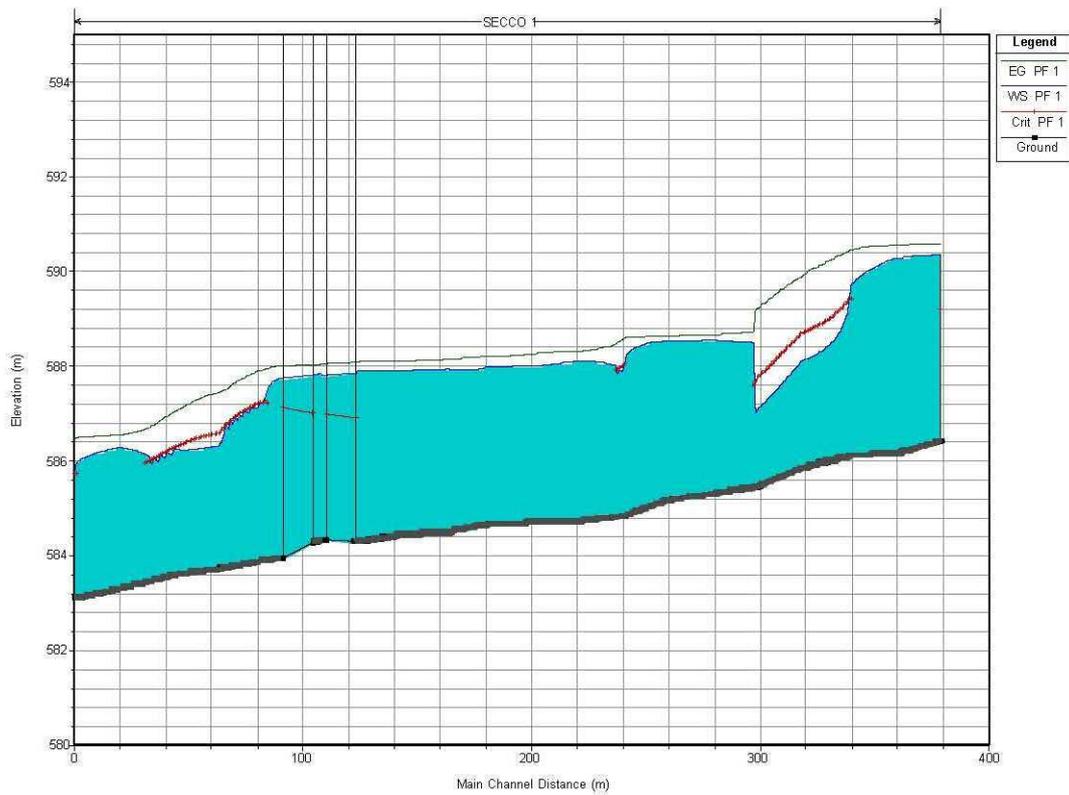


Figura 3.3: Profilo longitudinale in presenza delle opere di attraversamento, prima della sistemazione

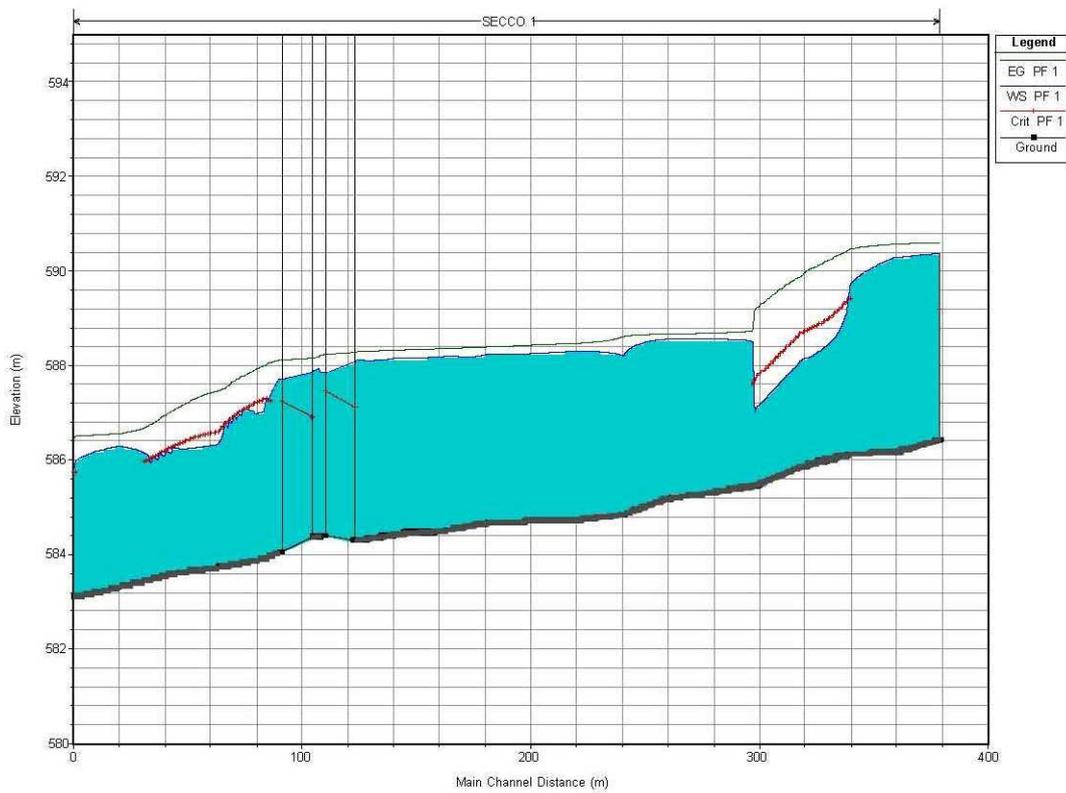


Figura 3.4: Profilo longitudinale in presenza delle opere di attraversamento, post-sistemazione

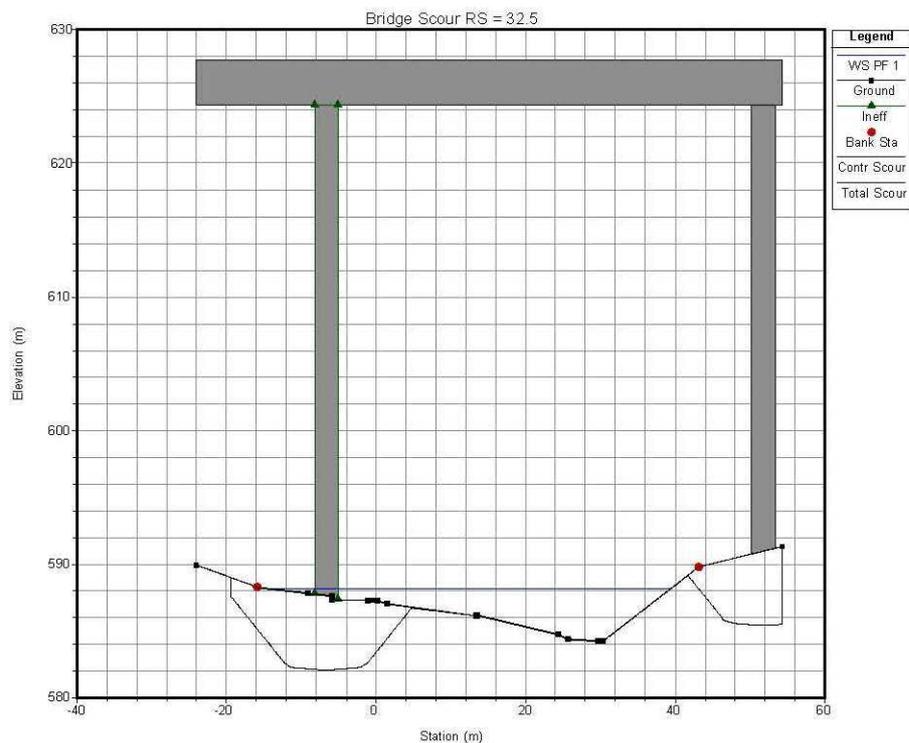


Figura 3.5: Fenomeni di scavo localizzati al piede delle pile del viadotto Secco asse nord (live-bed)

Contraction Scour	Pier Scour	Combined Scour Depths
Ys (m): 0.05	Ys (m): 5.53	Pier Scour + Contraction Scour (m):
Vc (m/s):	Froude #: 0.5	Channel: 5.59
Equation: Live	Equation: CSU equation	Right Bank: 5.53

Tabella 3.1: Valutazione dei fenomeni di scavo in corrispondenza dell'attraversamento sull'asse nord (ante-sistemazione)

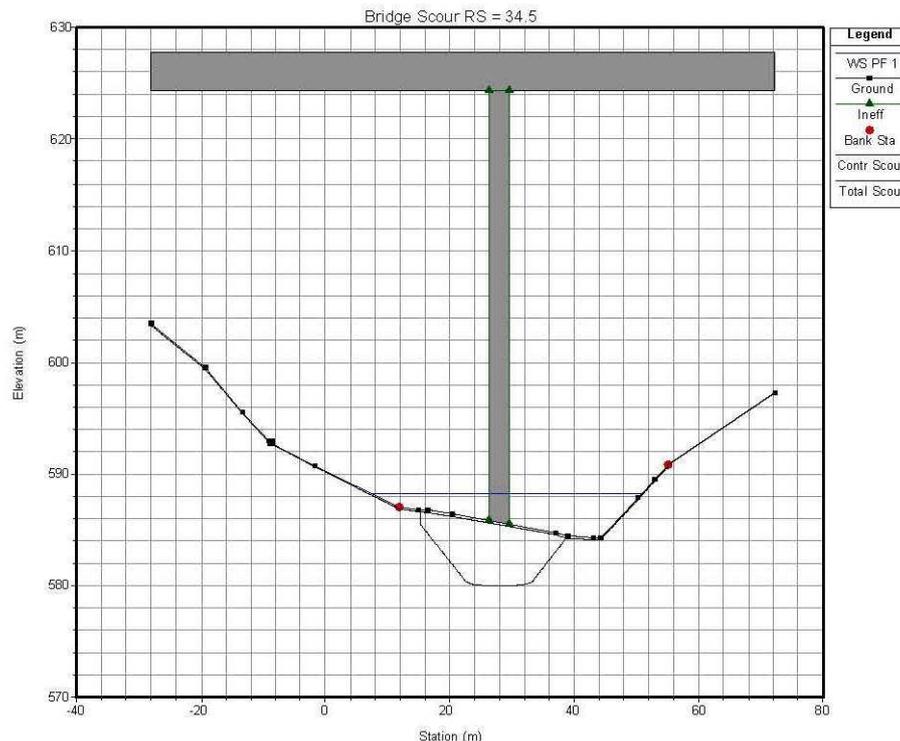


Figura 3.6: Fenomeni di scavo localizzati al piede delle pile del viadotto Secco asse sud (live-bed)

Contraction Scour		Pier Scour		Combined Scour Depths	
Left	Channel	Ys (m):	5.51	Pier Scour + Contraction Scour (m):	
Ys (m):	0.13 0.2	Froude #:	0.49	Channel: 5.71	
Vc (m/s):	0.23 0.3	Equation:	CSU equation		
Equation:	Live Live				

Tabella 3.2: Valutazione dei fenomeni di scavo in corrispondenza dell'attraversamento sull'asse sud

3.4 VERIFICHE IDRAULICHE POST-SISTEMAZIONE

3.4.1 Verifica a trascinamento dei gabbioni e dei massi di scogliera

In tabella 3.3 è dettagliata la verifica a trascinamento dei gabbioni (dimensioni 1m x 1m x 2m) e dei massi di protezione delle pile in alveo. A vantaggio di sicurezza si sono effettuate le verifiche con tre formulazioni differenti:

- la prima basata sull'esperienza di Shields (formula di A.Armanini [3]);
- la seconda basata su pure considerazioni idrodinamiche (equilibrio a trascinamento [3]);

- la terza basata sulla formulazione di Shield combinata con la formula di Gauckler-Strickler [3].

Da un'analisi dettagliata delle distribuzioni delle velocità nelle sezioni trasversali di attraversamento

(figura 3.7 e figura 3.8) si trova che la velocità massima longitudinale in corrispondenza delle sponde protette con gabbioni e delle scogliere è inferiore a 2,5 m/s.

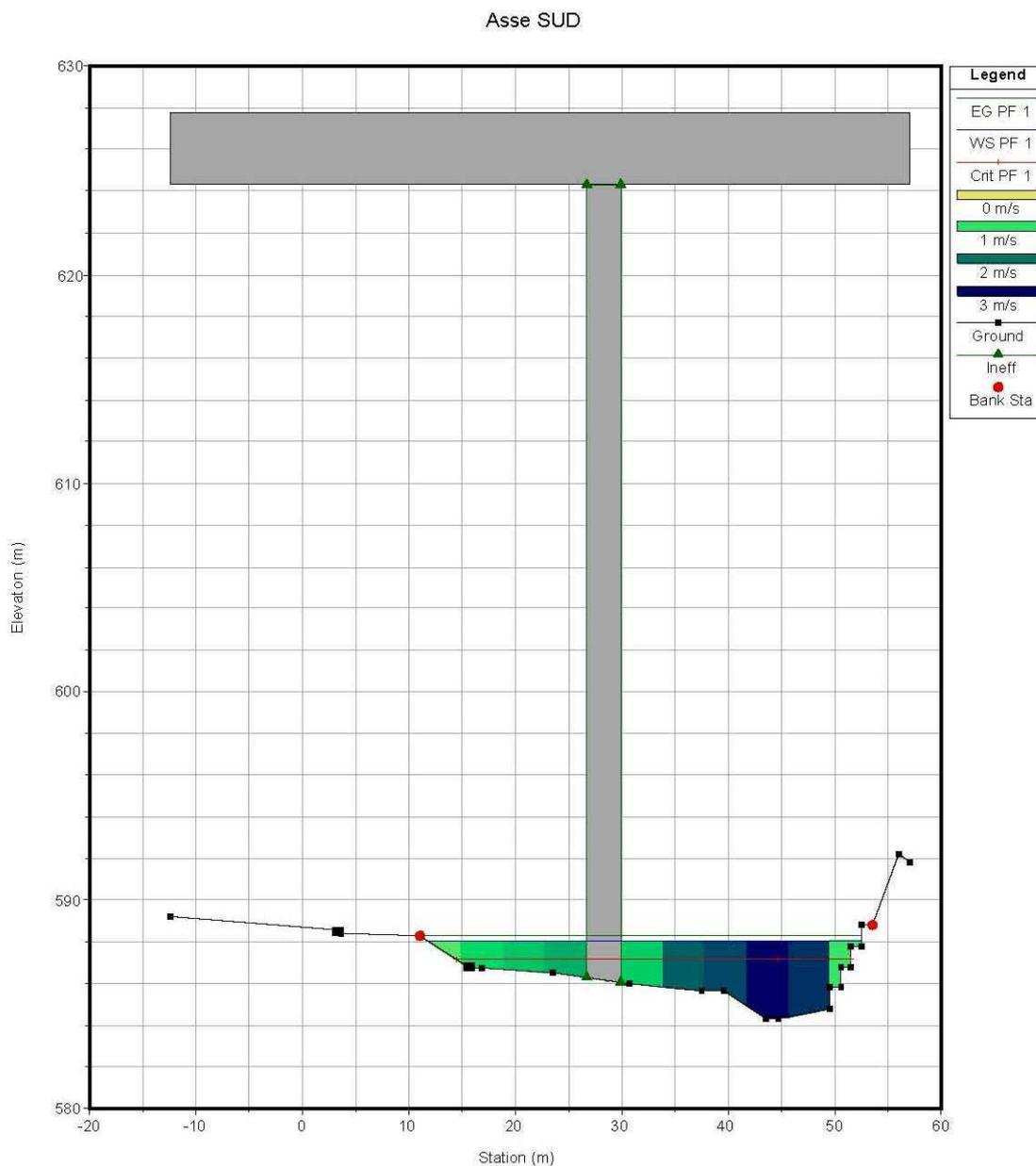


Figura 3.7: Sezione trasversale in corrispondenza del viadotto sud

Pertanto, nelle verifiche riportate nella suddetta tabella 3.3, si è fatto riferimento a tale valore di velocità, verificando così, sia l'equilibrio a trascinamento dei massi di scogliera, sia l'equilibrio dei gabbioni. Si nota, infatti, che, in ogni caso, la dimensione massima dei massi in grado di resistere alla corrente accelerata, in corrispondenza della sezione ristretta dell'attraversamento (sia del viadotto sud che del v. nord), risulta minore di 0,30 m, pari alla pezzatura minima adottata per la scogliera.

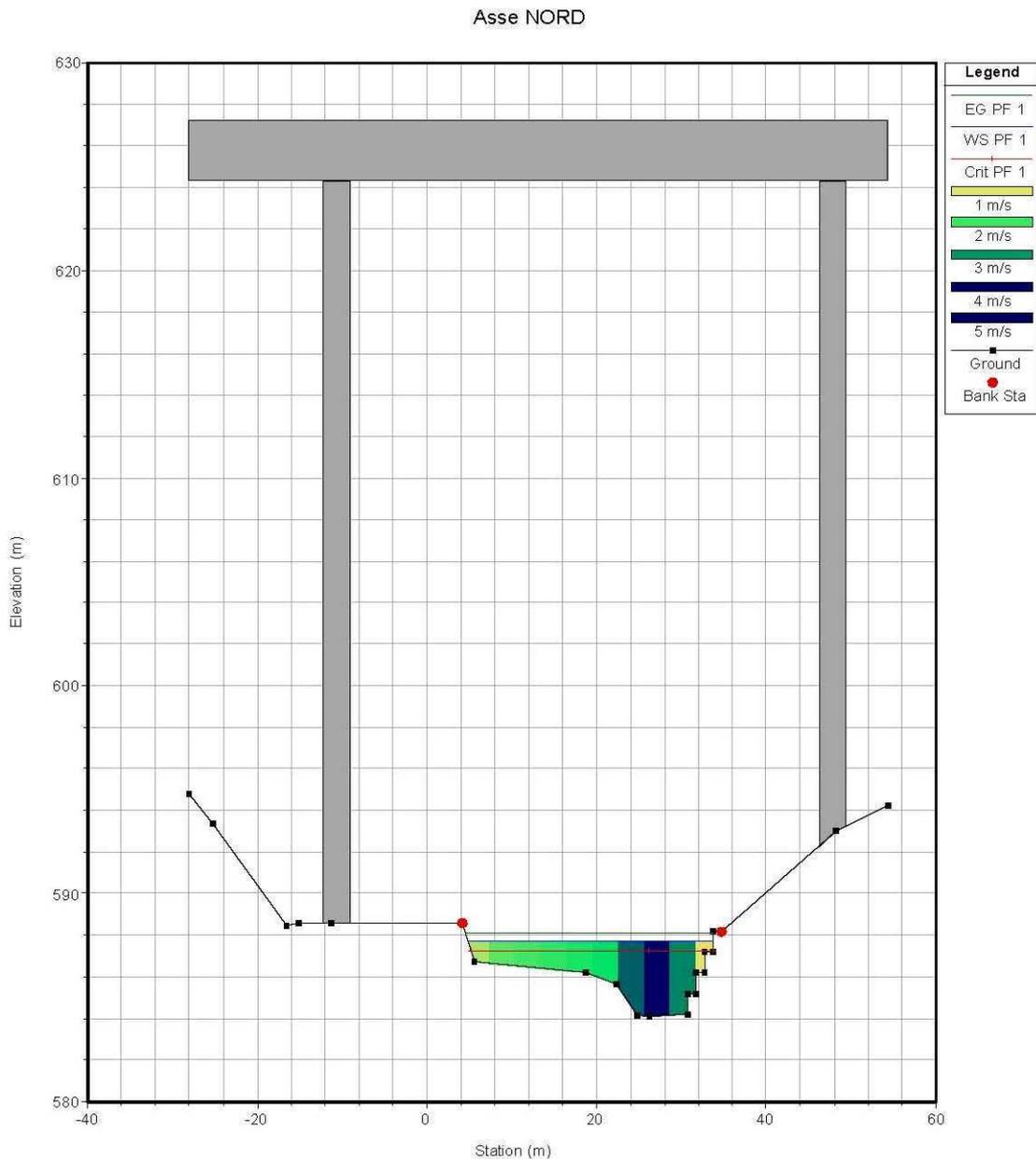


Figura 3.8: Sezione trasversale in corrispondenza del viadotto nord

Viadotto Secco Asse Sud	Viadotto Secco Asse Nord
$\gamma_s = 23'000 \text{ N/m}^3$	$\gamma_s = 23'000 \text{ N/m}^3$
$\gamma = 10'000 \text{ N/m}^3$	$\gamma = 10'000 \text{ N/m}^3$
$i = 0.1\%$	$i = 0.5\%$
$R_H = 2.08 \text{ m}$	$R_H = 2.15 \text{ m}$
$\rho = 1'000 \text{ kg/m}^3$	$\rho = 1'000 \text{ kg/m}^3$
$h = 2.18 \text{ m}$	$h = 2.30 \text{ m}$
$v = 2.50 \text{ m/s}$	$v = 2.50 \text{ m/s}$
$k_s = 25.00 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_s = 25.00 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
$d = 0.03 \text{ m}$ (Shield)	$d = 0.11 \text{ m}$ (Shield)
$d = 0.25 \text{ m}$ (equilibrio trascinamento)	$d = 0.25 \text{ m}$ (equilibrio trascinamento)
$d = 0.09 \text{ m}$ (Shield-Gauckler-Strickler)	$d = 0.09 \text{ m}$ (Shield-Gauckler-Strickler)

Tabella 3.3: Verifica a trascinamento dei massi della scogliera

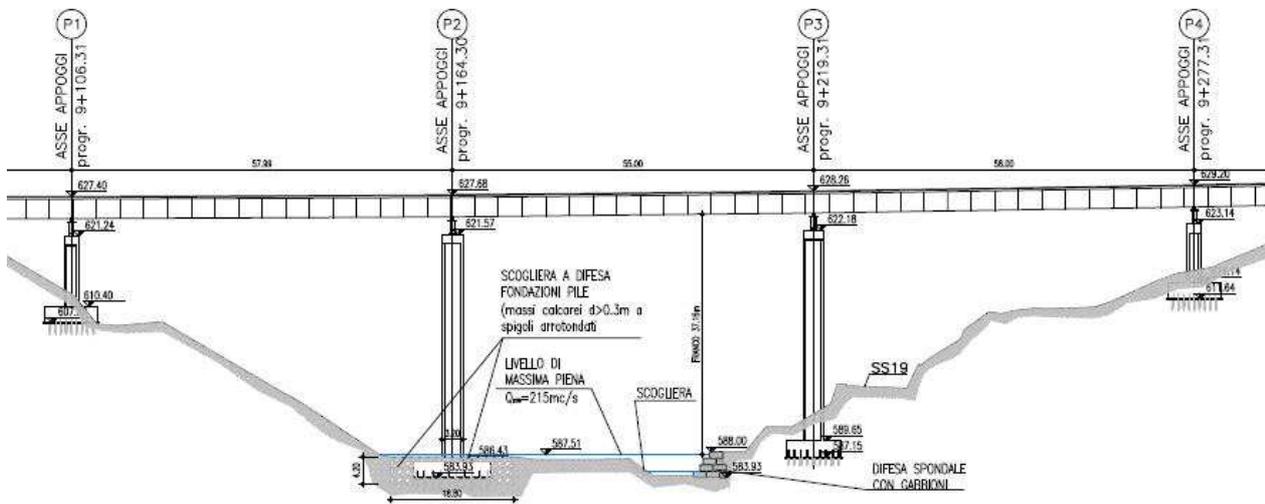


Figura 3.9: Sezione longitudinale della sistemazione dell'alveo in corrispondenza dell'attraversamento del viadotto asse nord

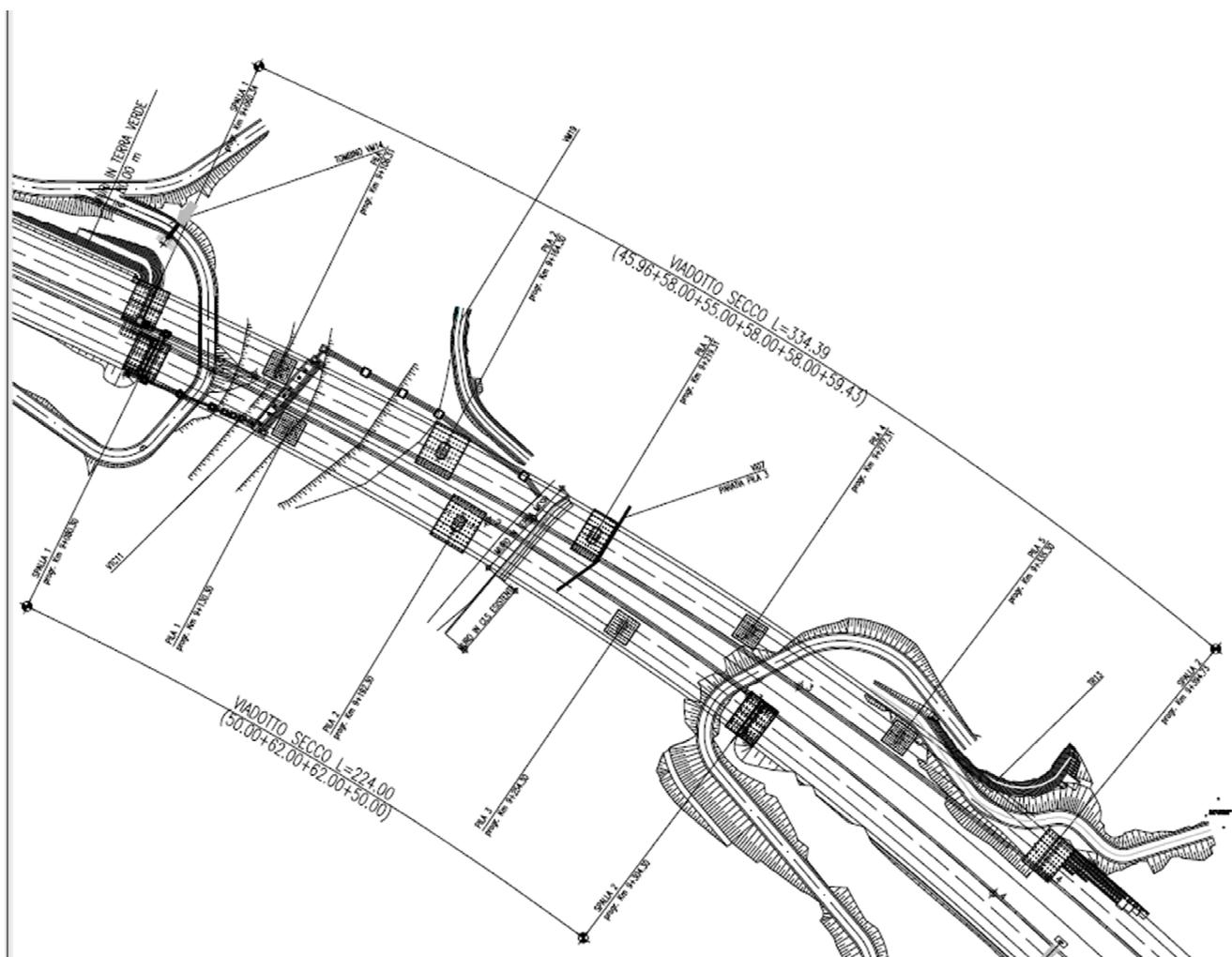


Figura 3.11: Stralcio planimetrico Viadotto Secco

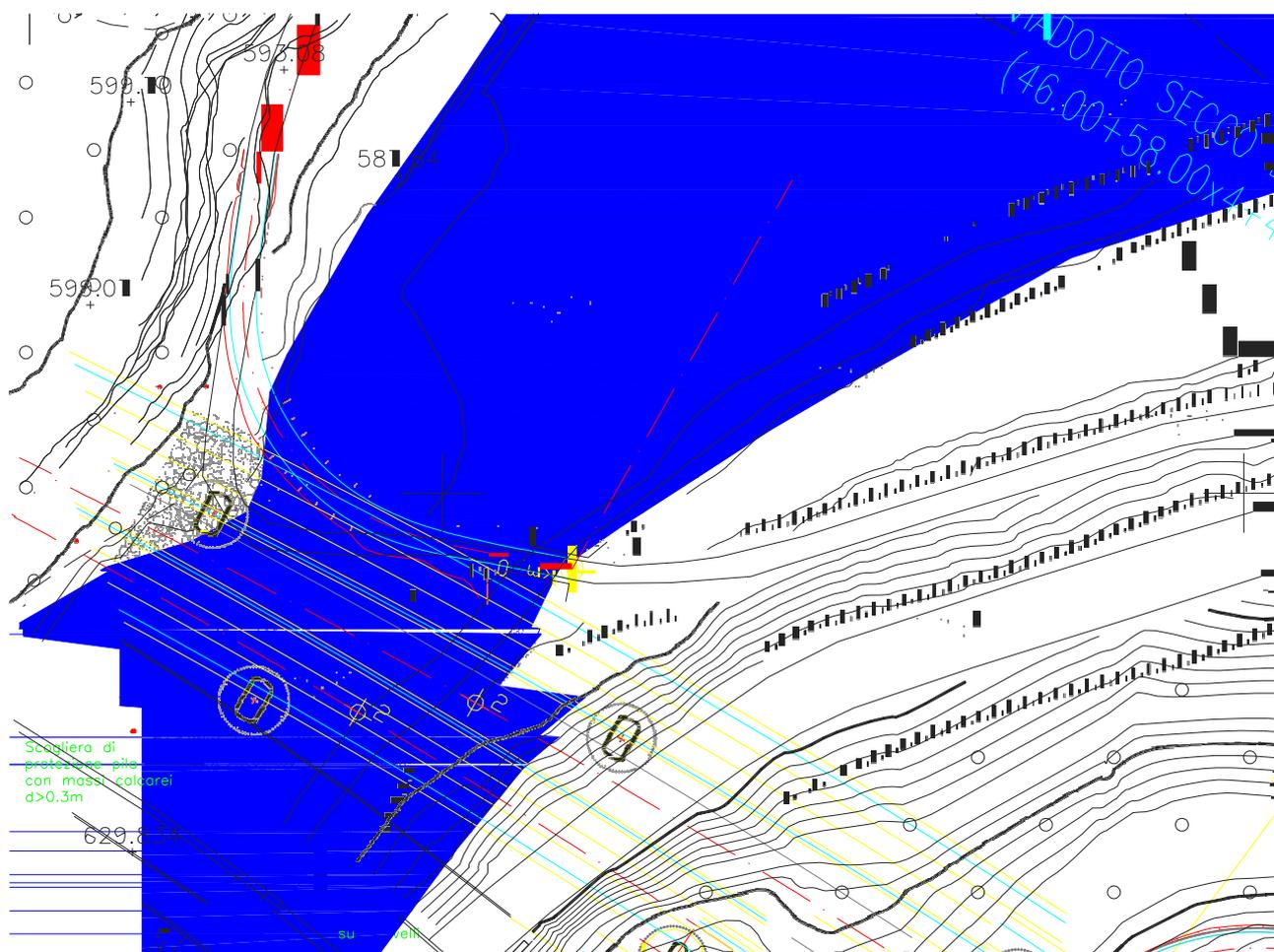


Figura 3.12: Pianta della sistemazione dell'alveo in corrispondenza dell'attraversamento del viadotto

3.4.2 Franchi arginali e sotto-trave

Per quel che riguarda i franchi arginali, dal confronto dei profili ante e post-sistemazione (figura 3.3 e figura 3.4) si può notare una sostanziale invarianza del profilo liquido a seguito dell'inserimento dei gabbioni e delle scogliere nelle sezioni di attraversamento. Peraltro, nella situazione post-sistemazione, il livello del pelo liquido è sempre al di sotto della sommità dei gabbioni di almeno 0,5 m (figura 3.8).

I franchi di sotto-trave sono, invece, abbondantemente verificati (figura 3.9 e figura 3.10).

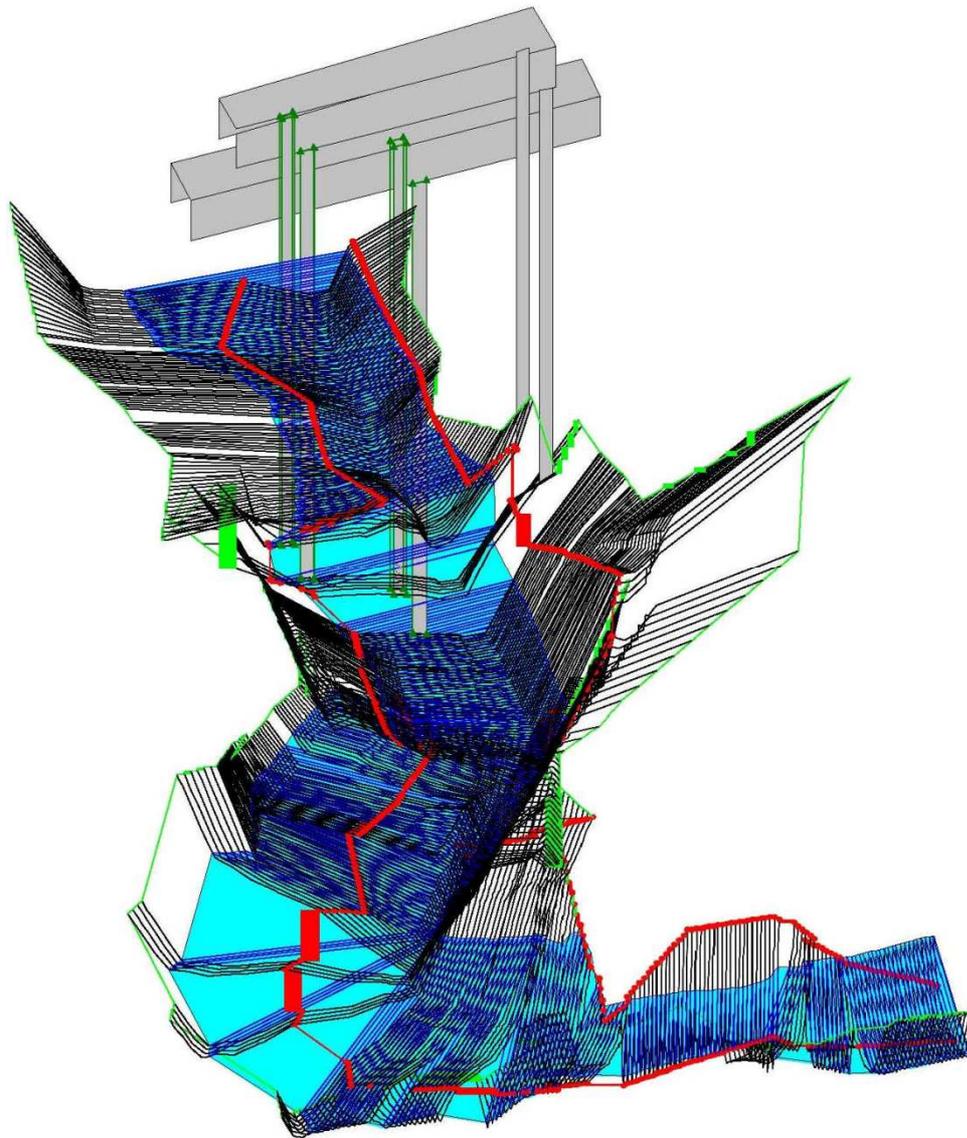


Figura 3.13: Vista 3D del modello idraulico del fiume Secco in corrispondenza dell'attraversamento

Per gli interventi sull'alveo si rimanda all'apposito elaborato DG4804 PC 01 VI07 0018 01 D 0

4 VIADOTTO SALESE

Il corso di acqua che transita al disotto del viadotto Salese, tra il km 3+828,65 e il km 4+083,49, ad una quota di circa 538 m s.l.m. Dagli studi effettuati nel bacino A15 nel PE, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=20,8$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 32,68m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti.

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.

Il presente viadotto non presenta lavorazioni di ripristino alveo od opere di protezione pile; per tale motivo vengono riconfermati i dati previsti in PE.

5 VIADOTTO PENNARONE 1

Il corso di acqua che transita al disotto del viadotto Pennarone I, tra il km 11+305,34 e il km 11+404.15, ad una quota di circa 626 m s.l.m. Dagli studi compiuti nel bacino A46, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=17,3$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 26.92m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti.

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.

Per gli interventi sull'alveo si rimanda agli appositi elaborati DG4804 PC 02 DC01 1000 01 R 1 e DG4804 PC 02 DC01 0001 01 D 2

6 VIADOTTO CALABRIA

Il corso di acqua che transita al disotto del viadotto Calabria, tra il km 11+537,56 e il km 11+636,58, ad una quota di circa 637 m s.l.m. Dagli studi compiuti nel bacino A48 nel PE, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=4,6$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 21,98m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti.

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.

Il presente viadotto non presenta lavorazioni di ripristino alveo od opere di protezione pile; per tale motivo vengono riconfermati i dati previsti in PE.

7 VIADOTTO NOCE

Il fiume Noce transita al disotto dell'omonimo viadotto, tra il km 13+941,19 e il km 14+437,78, ad una quota di circa 635 m s.l.m. Dagli studi compiuti, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=225,5$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 74,42m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti. Il presente viadotto non presenta lavorazioni di ripristino alveo od opere di protezione pile; per tale motivo vengono riconfermati i dati previsti in PE.

Alla luce di quanto appena esposto, il viadotto in oggetto non prevede lavorazioni di ripristino alveo il quale non è stato interessato ai lavori.

7.1 VERIFICA DI OTTEMPERANZA PARERE AUTORITÀ DI BACINO DELLA BASILICATA – PROT. N. 2634 del 09.10.2002

L'Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata con comunicazione del 09/10/2002 prot. N. 2634/80 esprimeva parere di congruità del "Progetto di ammodernamento e adeguamento alle norme C.N.R. del 1° tronco – tratto 7 – lotti n. 4 e n. 5 della A3" al Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico.

Dallo sviluppo delle attività di progettazione esecutiva si è prestata particolare attenzione alla regimentazione sia delle acque di versante, sia delle acque di piattaforma.

Tutte le interferenze principali con la rete idrografica afferente nel bacino del fiume Noce sono state analizzate, l'opera in progetto non comporta situazioni di rischio nei confronti del normale regime di scorrimento delle acque di versante.

L'interferenza principale rispetto alla rete idrografica del fiume Noce è quella posta tra la progressiva 17+300 m e la progressiva 29+900 m. dove attualmente esiste un viadotto. Il presente progetto non prevede di modificare la geometria dell'intersezione fiume – opera, infatti il viadotto in questione sarà oggetto esclusivamente di lavori di consolidamento della struttura esistente (incamiciamento delle pile), struttura che peraltro attualmente non interferisce minimamente col regime delle portate sul fiume Noce:

1. in tale tratto, il fiume scorre all'interno di una gola fortemente incassata con sponde molto ripide e stabili;
2. le pile del viadotto sono poste al di fuori della fascia di esondazione per $T=500$ (cfr. PAI Autorità di Bacino della Regione Basilicata).

In conclusione per quel che riguarda l'interferenza tra il nuovo tracciato e il fiume Noce è possibile affermare che la situazione attuale non verrà minimamente modificata a lavori ultimati.

Per quel che riguarda la richiesta dell'AdB Basilicata di "*valutare le condizioni idrauliche del reticolo idrografico superficiale nell'intorno dell'area e delle incisioni naturali interessanti l'area oggetto della realizzazione che dovranno essere oggetto di specifico studio idraulico nei successivi atti di competenza (progetto esecutivo...), per la valutazione di situazioni di rischio idraulico*" è stato condotto uno studio approfondito dell'idraulica di versante andando ad individuare la configurazione di tutti i fossi principali e secondari interferenti con il tracciato stradale (cfr. Corografia dei Bacini Idrografici) che sono stati verificati, adottando gli usuali metodi dell'idrologia, ipotizzando un periodo di ritorno dell'evento critico pari a $T=100$ anni.

Inoltre, proprio affinché siano preservate il più possibile le condizioni idrauliche attuali ed, anzi, le condizioni di deflusso possano migliorare si è anche provveduto ad una verifica puntuale di tutti gli scarichi delle acque di piattaforma che vanno comunque a perturbare, seppur in maniera non significativa, le condizioni "normali" di deflusso delle acque di versante.

8 VIADOTTO SAN FRANCESCO

Il corso di acqua che transita al disotto del viadotto San Francesco , tra il km 17+940,15 e il km 18+443,58, ad una quota di circa 754 m s.l.m. Dagli studi compiuti nel bacino A72 nel PE, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=9,8$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 30.09m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti.

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.

Il presente viadotto si trova in un contesto urbano molto antropizzato dove il corso d'acqua in studio è canalizzato attraverso un tombino pre-esistente il cui non rientra nelle lavorazioni in appalto. Questo viadotto non prevede lavorazioni di ripristino alveo od opere di protezione pile; per tale motivo vengono riconfermati i dati previsti in PE.

9 VIADOTTO SERRA

Il corso di acqua che transita al disotto del viadotto Serra ed al Sant'Angelo, tra il km 19+188,09 e il km 19+419,13, ad una quota di circa 679 m s.l.m. Dagli studi compiuti nel bacino A74 nel PE, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=121,4$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 109,22m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti. .

Il presente viadotto è stato varato di punta e quindi non si sono realizzati lavorazione nell'area del fiume Serra, quindi sul corso d'acqua in studio non ci sono lavorazioni di ripristino alveo od opere di protezione pile; per tale motivo vengono riconfermati i dati previsti in PE.

10 VIADOTTO CADUTI SUL LAVORO

Questo viadotto, tra il km 19+631,61 e il km 19+990,66, percorre lo spartiacque ed non c'è definito un proprio e vero corso d'acqua. L'altezza minima del viadotto è pari a 10,92m.

Il presente viadotto non presenta lavorazioni di ripristino alveo in quanto non definito od opere di protezione pile; per tale motivo vengono riconfermati i dati previsti in PE.

11 VIADOTTO BITONTO

Il corso di acqua che transita al disotto del viadotto Bitonto, tra il km 21+702,70 e il km 21+747,70, ad una quota di circa 828 m s.l.m. Dagli studi compiuti nel bacino A83 nel PE, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=22,9$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 16,48m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti.

Il presente viadotto non presenta lavorazioni di ripristino alveo od opere di protezione pile; per tale motivo vengono riconfermati i dati previsti in PE.

12 VIADOTTO PANTANELLE

Il corso di acqua che transita al disotto del viadotto Pantanelle, tra il km 25+653,15 e il km 25+761,15, ad una quota di circa 877 m s.l.m. Dagli studi compiuti nel bacino A95 nel PE, si è riscontrata una portata di piena massima, calcolata in un periodo di $T=200$ anni, uguale a $Q_t=29,3$ m³/s. Si può notare come i franchi di sicurezza risultino sempre avere altezza massima superiore ai 15,47m, sempre superiore al minimo consentito dalle norme vigenti.

13 QUADRO SINOTTICO DEI FRANCHI IDRAULICI

Nella tabella a seguire si riporta l'elenco dei principali torrenti, fiumi e fossi intersecati dal corpo stradale. Si può notare che, oltre al Calore, gli altri attraversamenti più importanti sono (in base all'estensione del bacino): Noce, Secco, Serra, Albanese, Renazza e Paccioni.

Num.	VIADOTTO	PROGRESSIV A	AREA (km ²)	BACINO	Kt	Qt ₂₀₀ (m ³ /s)	FRANCO (m)	
VI01	Calore	0+508.00	102,00	Calore	3,91	280,6	7.00	
VI02	Malvo	3+300.00	0,49	A13	3,91	14,8	21.7	
VI03	Salese	3+900.00	0,83	A15	3,91	20,8	32.68	
VI04	Torretta	5+100.00	0,17	A19	3,91	7,4	11.50	
VI05	Albanese	5+800.00	5,18	A24	3,91	22,9	21.00	
VI06	Cerritello	8+300.00	0,88	A37	3,91	21,6	11.35	
VI07	Secco	9+150.00	15,92	A42	3,91	215,0	37.16	
VI08	Tempa Ospedale	10+800.00	0,09	A44	3,91	4,9	16.22	
VI09	Pennarone I	11+340.00	0,63	A46	3,91	17,3	26.92	
VI10	Calabria	11+580.00	0,08	A48	3,91	4,6	21.98	
VI11	Pennarone II	11+940.00	1,01	A50	3,91	23,6	23.20	
VI12	Stagno	12+320.00	0,30	A52	3,91	10,8	26.75	
VI13	Accampamento	12+740.00	0,18	A54	3,91	7,7	18.64	
VI14	Palazzo	13+120.00	0,72	A56	3,91	18,9	29.47	
VI15	Noce	14+120.00	33,55	A60	3,91	225,5	74.42	
VI16	Renazza	17+080.00	2,57	A70	3,91	43,0	7.31	
VI17	S. Francesco	18+180.00	0,26	A72	3,91	9,8	30.09	
VI18	Dragonara	18+640.00	0,91	A73	3,91	22,0	18.84	
VI19-20	S. Angelo-Serra	19+200.00	12,85	A74	3,91	121,4	109.22	
VI21	Caduti sul Lavoro	19+790.00	SULLO SPARTIACQUE					10.92
VI22	S. Salvatore	20+984.58	0,037	A80	3,91	3,97	7.03	
VI23	Bitonto	21+700.00	0,97	A83	3,91	22,9	16.48	
VI24	Paccioni	24+580.00	1,72	A93	3,91	33,2	13.49	
VI25	Varcovalle	25+043.50	0,11	A94	3,91	9,06	5.68	
VI26	Casalino	25+397.24	0,045	A95.1	3,91	2,56	3.97	
VI27	Pantanelle	25+700.00	1,42	A95	3,91	29,3	15.47	
VI28	Torbido	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
VI29	Calanchi I	27+500.00	0,08	A109+A11	3,91	4,7	7.15	
VI30	Calanchi II	28+380.00	SULLO SPARTIACQUE					8.92
VI31	Calanchi III	28+420.00	SULLO SPARTIACQUE					11.69
VI32	Pecorone I	29+035.68	0,036	A117	3,91	7,71	7.03	

Tabella 1.1: Quadro sinottico dei franchi idraulici sui viadotti

14 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] SCS (Soil Conservation Service) (1972) - SCS National Engineering Handbook, Sec 4, Hydrology, USDA, USA
- [2] HEC-RAS Hydraulic Reference Manual
- [3] Sistemazione dei corsi d'acqua – L. Da Deppo, C. Datei, P. Salandin, 2002