

**ASSE VIARIO MARCHE - UMBRIA E QUADRILATERO DI
PENETRAZIONE INTERNA**
Sublotto 2.2: Intervalliva Macerata - allaccio funzionale della SS77
alla città di Macerata alle località "La Pieve" e "Mattei"

PROGETTO DEFINITIVO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Muller</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p align="center">GPI INGEGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p align="center">cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p align="center">engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p align="center">AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) :</p> <p align="center"><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Valerio Guidobaldi</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A30025</p>		
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Iginio Farotti</i></p>		

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica attraversamenti maggiori (viadotto)

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>OPERA LOTTO STATO SETTORE</p> <p>LO709 MC D P</p>	<p>NOME FILE LO709.MC.D.P.GENER.00.IDR.REL.004.B</p> <p>WBS DISCIPLINA TIPO DOC. N° PROGRESS.</p> <p>GENER00 IDR REL 004</p> <p>CODICE ELAB.</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA</p> <p align="center">-</p>		
<p>B</p>	<p>Revisione a seguito alle istruttorie Prot. QMU 0002937</p>	<p>Ott. 2020</p>	<p>Koch</p>	<p>Signorelli</p>	<p>Guiducci</p>
<p>A</p>	<p>Emissione</p>	<p>Marzo 2020</p>	<p>Koch</p>	<p>Signorelli</p>	<p>Guiducci</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>	<p>VERIFICATO</p>	<p>APPROVATO</p>

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>3</u>
2.	<u>RIFERIMENTI NORMATIVI</u>	<u>3</u>
3.	<u>ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI.....</u>	<u>3</u>
4.	<u>PARAMETRI DI CALCOLO.....</u>	<u>4</u>
5.	<u>FIUME CHIANTI.....</u>	<u>5</u>
6.	<u>FOSSO BACINO 4 PK 3+348.....</u>	<u>5</u>
7.	<u>EROSIONE IN CORRISPONDENZA DELLE PILE DEI PONTI.....</u>	<u>6</u>
7.1.	FORMULA DI BREUSERS	8
7.2.	FORMULA DI YAROSLAVTZIEV	10
7.3.	FORMULA C.S.U.....	11
7.4.	FORMULA DI SHEN	12
7.5.	FORMULA DI HANCU.....	13
7.6.	STIMA PROFONDITÀ DI SCAVO	13
8.	<u>OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA.....</u>	<u>14</u>
9.	<u>FENOMENI MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE ALVEO - OPERE VIARIE</u>	<u>17</u>
9.1.	TENDENZA EVOLUTIVA DI UN CORSO D'ACQUA.....	18
9.2.	PORTATA FORMATIVA	20
9.3.	VALUTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO	22
9.3.1	<i>Condizione di incipiente movimento</i>	<i>22</i>
9.3.2	<i>Trasporto solido</i>	<i>23</i>
9.4.	STIMA DELLA TENDENZA EVOLUTIVA DEL CORSO D'ACQUA	26
9.4.1	<i>Bilancio Sedimentologico</i>	<i>26</i>
9.5.	METODO DELLE TENSIONI DI TRASCINAMENTO	28
9.6.	VERIFICA IN TERMINI DI TENSIONI DI TRASCINAMENTO PER OPERE IN MASSI LEGATI	30
9.7.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IN MASSI LEGATI	32
10.	<u>ALLEGATI DI CALCOLO.....</u>	<u>34</u>
10.1.	MODELLO PER LA SIMULAZIONE DEL MOTO PERMANENTE	34
10.2.	TRONCHI DI CORRENTE GRADUALMENTE VARIATA	34
10.3.	TRONCHI DI CORRENTE RAPIDAMENTE VARIATA	36
10.4.	FORMULA DI YARNELL.....	36
10.5.	FORMULA DI REHBOCK.....	39
10.6.	BILANCI DI ENERGIA (E-B) E DI SPINTA TOTALE (E-S)	39

PROGETTAZIONE ATI:

11. FIUME CHIANTI PIENA DI CANTIERE	40
12. FIUME CHIANTI RISULTATI DELLE ELABORAZIONI.....	44
12.1. SIMULAZIONE ANTE OPERAM	44
12.2. SIMULAZIONE POST OPERAM	48
12.3. SIMULAZIONE PIENA DI CANTIERE	53
13. FOSSO BACINO 4 PK 3+348 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI.....	58
13.1. SIMULAZIONE ANTE OPERAM	58
13.2. SIMULAZIONE POST OPERAM.....	62

1. PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva degli "Interventi di completamento intervalliva di Macerata" tratto Villa Potenza - Piediripa, sub lotto 2.2 _Asse viario Marche – Umbria e quadrilatero di penetrazione interna Maxilotto 1, è stato redatto il presente studio idraulico teso a fornire un'analisi delle interazioni tra le opere viarie e i corsi d'acqua con esse interferenti, valutando l'adeguatezza dei manufatti di attraversamento in progetto, sia in termini di sezione idraulica sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

L'infrastruttura stradale oggetto del presente studio idraulico deve soddisfare le prescrizioni previste dalle diverse normative vigenti; in particolare gli strumenti normativi a cui si fa riferimento sono:

- Regio Decreto 25 luglio 1904, n°523 "Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie"
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 DM 17 gennaio 2018_5.1 Ponti_5.1.2.3. Compatibilità idraulica;
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019_ Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018_C 5.1.2.3 Compatibilità Idraulica;
- "Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico" (PAI) della Regione Marche Norme di Attuazione;
- Linee Guida (Titolo I-Paragrafo 1.4) – "A" Sviluppo della Verifica di Compatibilità Idraulica _DGR n.53 27/11/2014

3. ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI

L'infrastruttura in progetto prevede l'attraversamento dei corsi d'acqua interferiti mediante viadotti, tombini scatolari e tombini circolari. Nello specifico nel presente studio vengono analizzati le risoluzioni delle interferenze dell'infrastruttura stradale in progetto con il reticolo idrografico esistente mediante viadotti.

Si riporta di seguito un elenco degli attraversamenti, con l'indicazione della tipologia d'opera e della portata di progetto duecentennale:

Corso d'acqua	Pk (Km)	Tipologia di Attraversamento	QT_{R200} (m³/s)
Fiume Chienti	0+550	Ponte Chienti: L= 118.50 m 2 campate: 68.5m + 50m	750.50
Fosso Bacino 4	3+348	Viadotto Pieve: L =258 m 5 campate: 2x45 m + 3x56 m	2.61

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

Le verifiche idrauliche sono state condotte, in tutti i casi, con riferimento alla piena con tempo di ritorno duecentennale, in accordo a quanto prescritto dalle Norme Tecniche Costruttive 2018 al punto 5.1.2.3 per la quali la nuova struttura di attraversamento deve essere rapportata ad un evento di progetto con $Tr = 200$ anni.

“...Quando il ponte interessa un corso d’acqua naturale o artificiale [...] deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno Tr pari a 200 anni ($Tr = 200$)...”

Per quello che concerne il franco idraulico minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena corrispondente a tempo di ritorno duecentennale e la quota minima di intradosso dei ponti questo sarà garantito superiore a 1,50 m, in rispetto a quanto stabilito dalla normativa di riferimento:

“...Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l’intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l’intradosso delle strutture e il fondo alveo. Quando l’intradosso delle strutture non sia costituito da un’unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m...”

Lo studio dell’interazione tra l’opera di attraversamento e il normale deflusso delle acque è stato eseguito in relazione a due differenti scenari:

- Ante Operam (stato attuale dell’area in studio);
- Post Operam (inserimento dell’infrastruttura in progetto)

attraverso una modellazione idraulica a moto permanente di tipo monodimensionale del corso d’acqua in studio, grazie all’ausilio del codice di calcolo HEC-RAS (River Analysis System) versione 5.06 del 2018, sviluppato presso l’Hydrologic Engineering Center, dall’United States Army Corps of Engineers. Per una descrizione di tale modello si rimanda all’Allegato 6.1 alla presente relazione.

4. PARAMETRI DI CALCOLO

Sezioni di calcolo

L’andamento planimetrico dei corsi d’acqua, il loro profilo d’asta e le sezioni trasversali necessarie alla definizione del modello matematico di simulazione idraulica sono stati ricavati dal modello digitale del terreno (DEM) ricavato dal volo LIDAR effettuato nel 2019 integrato da rilievi nel mese di dicembre dello stesso anno.

Portata di verifica

Come detto precedentemente, la portata di verifica è quella corrispondente a tempo di ritorno duecentennale.

Coefficiente di scabrezza

Per quello che concerne la scelta dei parametri di scabrezza relativi al corso d’acqua e alle aree golenali in studio sono stati assunti i seguenti valori del coefficiente di Manning:

- $n = 0.04 \text{ s/m}^{1/3}$ in alveo;

PROGETTAZIONE ATI:

- $n = 0.06 \text{ s/m}^{1/3}$ in zona golenale.

Condizioni al contorno

L'analisi sviluppata è stata un'analisi di moto stazionario di tipo misto (mixed flow). Quali condizioni al contorno di monte e di valle si è assunto l'uguaglianza della pendenza della linea dell'energia con quella di fondo alveo, nell'ipotesi di moto uniforme in corrispondenza delle sezioni estreme a monte ed a valle. Tale pendenza è pari a 0,0006 m/m a monte e 0,001 m/m a valle.

5. FIUME CHIENTI

L'infrastruttura in progetto attraversa il Fiume Chienti mediante un viadotto di lunghezza pari a 122 m costituito da due campate di ampiezza rispettivamente uguale a 70 e 51.60 m.

L'analisi dei risultati della modellazione idraulica in condizioni ante e post operam (Allegati 10.1-10.2) come mostrato con chiarezza nelle tabelle sotto riportate evidenzia come sia garantito il franco idraulico tra la quota idrometrica relativa alla piena corrispondente a tempo di ritorno duecentennale e la quota minima di intradosso dell'attraversamento in studio

Q_{TR200}	Sezione calcolo	Quota min intradosso	Water Station Elevation PO	Franco idraulico
(m ³ /s)	(-)	(m.s.l.m.)	(m.s.l.m.)	(m)
750.50	4.5 BR UP	115.40	113.10	2.30

Si mette evidenza inoltre il fatto che l'inserimento del Viadotto non comporti variazioni (Δ) dei livelli idrici (Water Station Elevation) tra le condizioni ante operam e post operam

Q_{TR200}	Sezione calcolo	Water Station Elevation AO	Water Station Elevation PO	Variazione Livelli idrici Δ
(m ³ /s)	(-)	(m.s.l.m.)	(m.s.l.m.)	(m)
750.50	5	113.11	113.10	0

6. FOSSO BACINO 4 PK 3+348

L'infrastruttura in progetto attraversa un fosso privo di toponimo mediante un viadotto di lunghezza pari a 258 m costituito da cinque campate di ampiezza paria a 45- 56-56-56-45 m.

L'analisi dei risultati della modellazione idraulica in condizioni ante e post operam (Allegati 11.1-11.2) come mostrato nelle tabelle sotto riportate evidenzia come sia abbondantemente garantito il franco idraulico tra la quota idrometrica relativa alla piena corrispondente a tempo di ritorno duecentennale e la quota minima di intradosso dell'attraversamento in studio

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

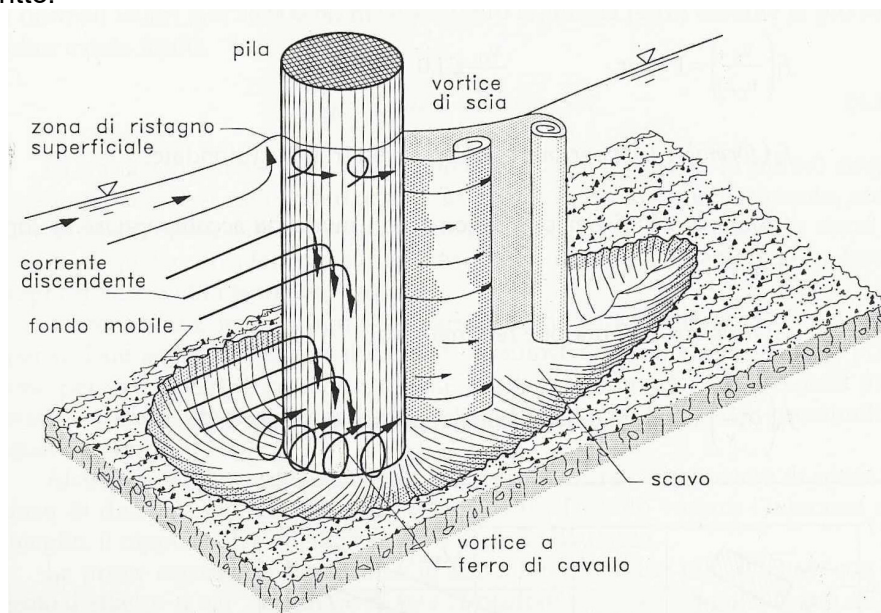
Q_{TR200}	Sezione calcolo	Quota min intradosso	Water Station Elevation PO	Franco idraulico
(m ³ /s)	(-)	(m.s.l.m.)	(m.s.l.m.)	(m)
2.61	3.5 BR UP	174.72	163.08	11.64

Nella tabella seguente si evidenzia inoltre il fatto che l'inserimento del Viadotto non comporti variazioni (Δ) dei livelli idrici (Water Station Elevation) tra le condizioni ante operam e post operam

Q_{TR200}	Sezione calcolo	Water Station Elevation AO	Water Station Elevation PO	Variazione Livelli idrici Δ
(m ³ /s)	(-)	(m.s.l.m.)	(m.s.l.m.)	(m)
2.61	4	163.08	163.08	0

7. EROSIONE IN CORRISPONDENZA DELLE PILE DEI PONTI

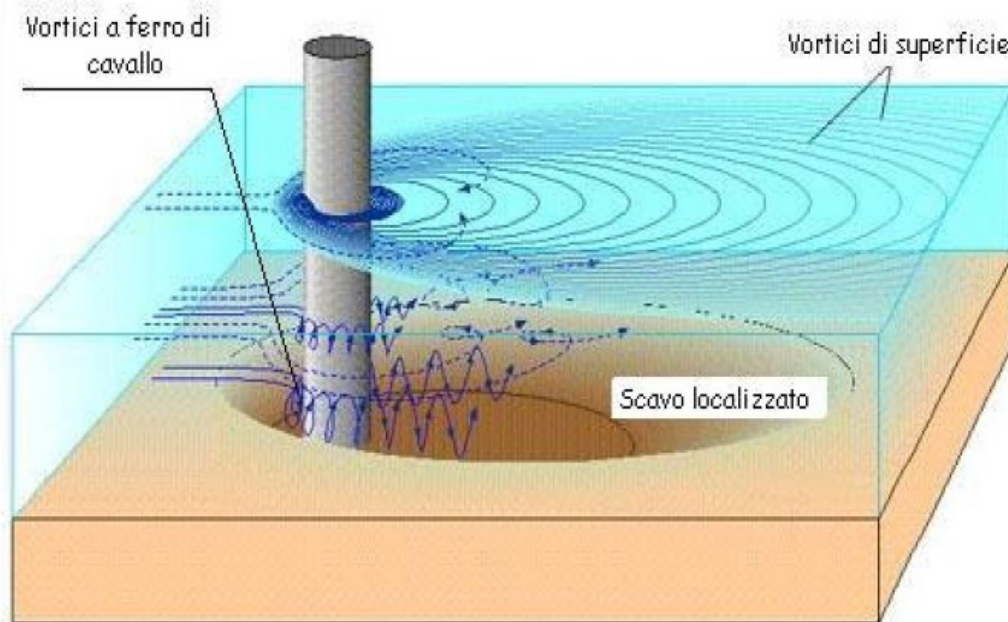
Nell'intorno di un ostacolo posto in un alveo (una o più pile), rapide variazioni di intensità e di distribuzione delle velocità di una corrente possono provocare fenomeni di erosione localizzata, specie quando l'alveo sia composto da materiale incoerente. La presenza di una pila in alveo causa un aumento della velocità resa manifesta dall'addensamento delle linee di corrente; contestualmente si ha la formazione di un grosso vortice, detto a ferro di cavallo, che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila fino alla linea di separazione del vortice che il principale responsabile dell'erosione. Nella figura seguente si schematizza l'andamento del fenomeno descritto.



Erosione provocata da una pila da ponte

PROGETTAZIONE ATI:

Al crescere della profondità dello scavo, l'energia del vortice tende a diminuire, sicché l'escavazione tende a raggiungere una profondità di equilibrio. Oltre al vortice a ferro di cavallo, a valle della pila si formano vortici ad asse verticale, che pure contribuiscono alla rimozione dei sedimenti d'alveo; tuttavia, l'intensità di questi ultimi vortici diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, sicché spesso, immediatamente a valle del ponte, si ha la deposizione del materiale asportato.



La massima profondità di scavo è legata a molti fattori tra i quali si ricordano:

- le caratteristiche granulometriche del materiale di fondo alveo nel tratto del ponte (diametro dei sedimenti e loro distribuzione in frequenza, forma dei grani, presenza di un certo grado di coesione, peso specifico); in particolare l'esistenza di uno strato superficiale di corazzamento e quindi di una distribuzione sostanzialmente bimodale dei sedimenti, limita le capacità erosive della corrente fino al momento in cui la corrente non rimuove lo strato superficiale stesso;
- l'esistenza di apporti solidi da monte in caso di piena che sono in grado, durante il transitorio del passaggio dell'onda di piena, di rimpiazzare i sedimenti rimossi;
- la durata dell'evento di piena in rapporto al tempo necessario alla rimozione del materiale e al raggiungimento di una condizione di stabilità dello scavo;
- la forma e le dimensioni (ingombro, rapporto lunghezza/larghezza) delle pile;
- la profondità, la velocità media e la distribuzione di velocità della corrente indisturbata;
- l'angolo di attacco della corrente, cioè l'angolo che la corrente stessa forma con l'asse longitudinale della pila;
- il grado di restringimento della sezione del ponte.

Il fenomeno presenta caratteristiche di non stazionarietà: frequentemente in caso di piena la massima erosione, che coincide con i massimi valori di velocità della corrente, si verifica prima del passaggio del colmo di piena.

Una volta transitata l'onda è possibile che la quota del fondo alveo si presenti invariata (o addirittura aumentata) grazie agli apporti solidi giunti da monte che si sono ridepositati durante tutta la fase di esaurimento della piena stessa.

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

Diventa dunque importante valutare correttamente le condizioni più gravose in termini di velocità della corrente e, sulla base di queste, stimare l'entità dello scavo.

In prima approssimazione una valutazione, generalmente cautelativa, della profondità di massimo scavo d_s è data da:

$$d_s = 2.3 b$$

in cui b è la larghezza delle pile.

sperimentali presenti in letteratura delle quali si riportano le caratteristiche nei paragrafi seguenti. Tuttavia a causa della complessità del fenomeno e della relativa scarsa disponibilità di dati sperimentali, risulta necessario stimare l'erosione localizzata attorno alle pile del ponte tramite l'utilizzo di più formule

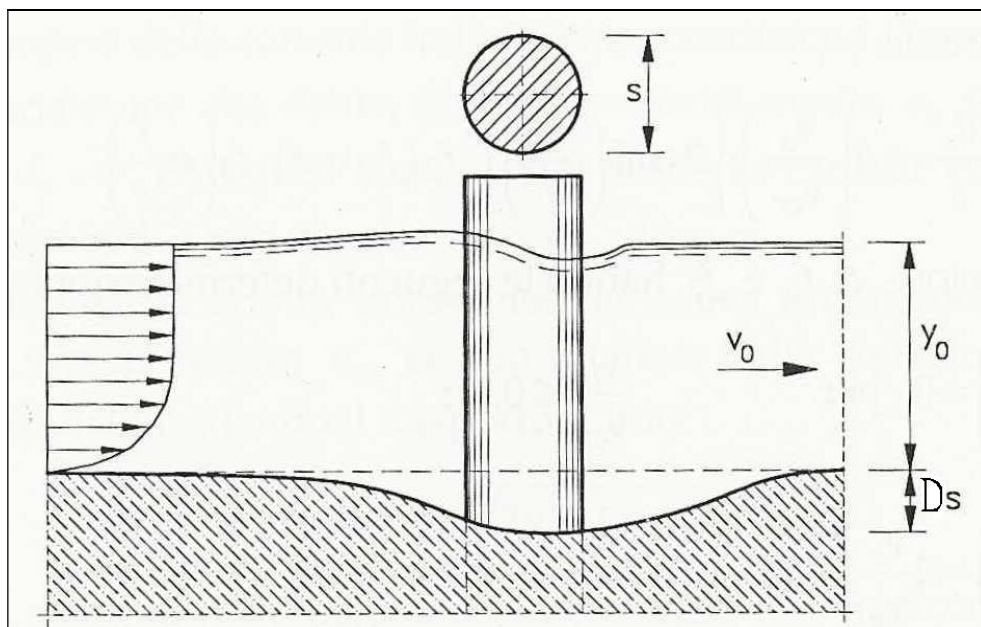
7.1. FORMULA DI BREUSERS

Assunta come riferimento una pila di forma generica, la profondità dello scavo D_s può essere descritta come funzione delle seguenti variabili:

$$\frac{D_s}{s} = f \left[\frac{v_0}{v_{cr}}, \frac{y_0}{s}, \text{forma}, \alpha \right]$$

dove:

- D_s profondità dello scavo misurata a partire dal fondo del terreno indisturbato
- s larghezza della pila
- v_0 velocità media della corrente indisturbata
- v_{cr} velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale del fondo d'assegnato diametro d
- d diametro del materiale
- α angolo che la corrente indisturbata forma con la pila
- y_0 profondità della corrente indisturbata



Profondità di scavo in corrispondenza della pila

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

Per il calcolo dello scavo può essere utilizzata la formula di Breusers a fondamento sperimentale:

$$\frac{D_s}{s} = f_1 \left(\frac{v_0}{v_{cr}} \right) f_2 (forma) f_3 \left(\alpha, \frac{L}{b} \right) [2 \tanh(y_0/s)]$$

dove :

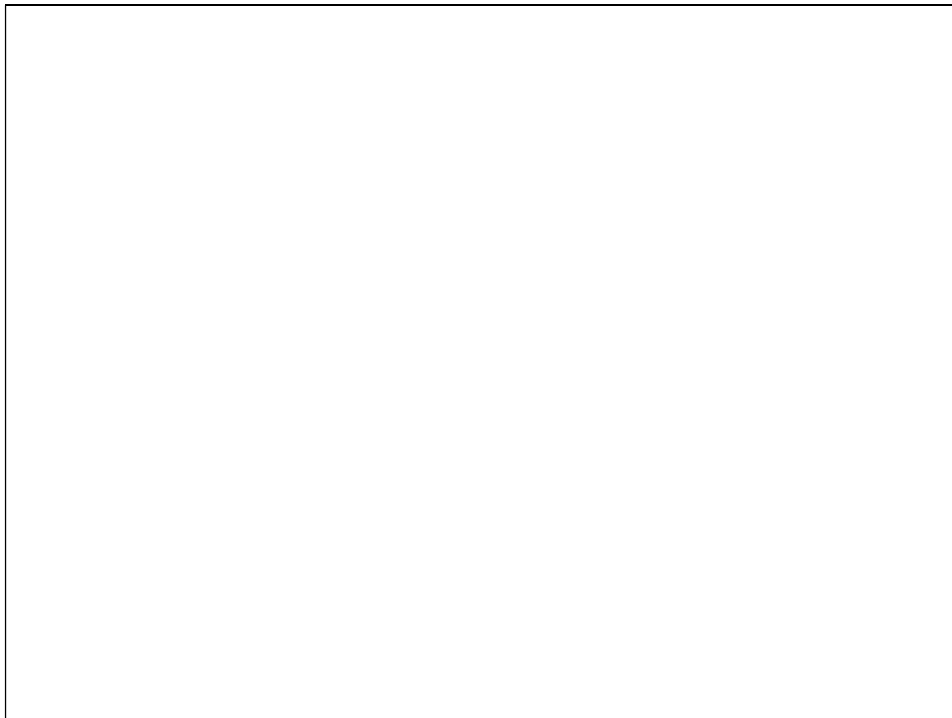
- f_1 funzione del rapporto v_0/v_{cr} :

$K=0$	se	$v_0/v_{cr} \leq 0.5$
$K=2(v_0/v_{cr})-1$	se	$0.5 \leq v_0/v_{cr} \leq 1.0$
$K=1$	se	$v_0/v_{cr} \geq 1.0$

- f_2 coefficiente di forma :

$W=1$	se pile circolari
$W=0.75$	se pile sagomate
$W=1.33$	se pile rettangolari

- f_3 coefficiente dipendente dall'angolo di attacco della corrente e dalle dimensioni in pianta della pila e si può ricavare tramite il seguente grafico:



Nel nostro caso abbiamo sempre pile circolari con diametro Ø 2500 e dunque sempre con angolo di attacco $\alpha=0$, per cui il valore di f_2 è pari a 1 e f_3 è sempre pari ad 1.

Il campo della velocità in prossimità della pila, con i suoi valori superiori a quello di v_0 proprio della corrente indisturbata, condiziona l'eventuale processo di scavo. La condizione che debba essere la

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

velocità media $v_0 \leq 0.5v_{cr}$ perché sia con $K=0$, $D_s=0$, introduce una giusta e prudente cautela: cioè un grado di sicurezza (minimo) di 2 rispetto alla velocità critica v_{cr} .

Per i miscugli si adotta normalmente, come riferimento granulometrico, $d=d_{50}$ che indica il diametro del vaglio che consente il passaggio del 50% del materiale d'alveo espresso in metri. La velocità critica v_{cr} si può ottenere dall'equazione relativa al trasporto solido:

$$v_{cr} = 0.85 \sqrt{2gd \left(\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} \right)}$$

essendo γ_s il peso specifico del materiale di fondo e γ_a quello dell'acqua. Assunti i normali valori $\gamma_s=2600\text{kg/m}^3$ e $\gamma_a=0.981\text{kg/m}^3$ si può riscrivere nella forma più semplice:

$$v_{cr} = C\sqrt{d_{50}}$$

dove C è un coefficiente pari a $5 \div 7$; nel caso in questione si è scelto di adottare il valore più restrittivo $C=7$. mentre sulla base dei sopralluoghi eseguite sul corso d'acqua il d_{50} è posto pari a 0.010 m.

7.2. FORMULA DI YAROSLAVTZIEV

Un ulteriore metodo è quello proposto dal ricercatore russo Yaroslavtziev, che per letti formati da sedimenti non coesivi propone la formula seguente:

$$d_s = k_f k_v (e + k_h) \frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

in cui:

- d_s : profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale
- k_f : coefficiente funzione del rapporto di forma della pila e dell'angolo di attacco della corrente

$$k_f = f\left(\frac{L}{b}, \alpha\right)$$

$\alpha \backslash L/b$	0	2	4	8	12
0	8.50	7.50	6.75	5.90	5.20
10	8.70	7.70	6.80	6.10	5.30
20	9.00	7.80	7.10	6.20	5.60
30	10.30	8.80	7.50	6.30	5.70
40	11.20	9.20	7.90	6.70	5.90

Tabella di calcolo coefficiente K_f

- e : coefficiente correttivo dipendente dalla posizione in alveo delle pile (pari a 1 per pile fondate in alveo attivo e 0.6 per pile in golena)
- k_h : coefficiente funzione del rapporto tra l'altezza media della corrente e la larghezza efficace della pila:

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

$$k_h = f\left(\frac{y_0}{b_1}\right)$$

- k_v : coefficiente funzione del rapporto tra il termine cinetico della corrente e la larghezza efficace della pila

$$k_v = f\left(\frac{U^2}{g b_1}\right)$$

- D_{85} : diametro del setaccio che permette il passaggio dell'85% dei sedimenti d'alveo, espresso in metri, nel caso in esame stimato pari a 0.02m
- U : velocità della corrente di piena
- y_0 : altezza d'acqua della corrente di piena sul fondo naturale di riferimento
- b : larghezza della pila
- L : lunghezza della pila
- α : angolo di attacco della corrente
- b_1 : larghezza efficace della pila pari a $b_1 = (L-b) \sin\alpha + b$

Per l'applicazione sistematica della formula è necessario interpolare linearmente, mediante procedura automatica di calcolo, tra i valori della tabella di Yaroslvtziev che rappresentano l'espressione di k_f , e monomizzare le espressioni di k_v e di k_h a partire dai grafici riportati nella pubblicazione originale dell'autore (da Magini, R. e rimedia, G. "Fondazioni in alvei mobili. Scalzamento localizzato per sistemi di pile e tecniche di fondazione", XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Padova 1986).

L'espressione di k_v è riportata in un diagramma con asse delle ordinate logaritmico ed asse delle ascisse parabolico del terzo ordine; la forma monomia risulta la seguente:

$$k_v = 10^{\left[-0.283 \cdot \left(\frac{U^2}{g b_1}\right)^{1/3} + 0.024\right]}$$

l'espressione di k_h è riportata in un diagramma semilogaritmico sull'asse delle ordinate; la forma monomia risulta la seguente:

$$k_h = 10^{\left[-0.281 \cdot \left(\frac{y_0}{b_1}\right) + 0.096\right]}$$

l'applicazione del metodo di calcolo è stata effettuata sia in riferimento alla forma completa dell'espressione di Yaroslvtziev, sia tralasciando da tale espressione il secondo termine, dipendente dal diametro caratteristico del materiale, che determina una consistente riduzione della quota di scavo; in via cautelativa si è poi dichiarato il valore di scalzamento più elevato ottenuto dall'applicazione di entrambe le espressioni.

7.3. FORMULA C.S.U.

L'equazione del Colorado State University, che permette di valutare la profondità massima dello scavo a valle delle pile, è la seguente:

$$y_s = 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \alpha^{0.65} \cdot y_1^{0.35} \cdot F_{T1}^{0.43}$$

PROGETTAZIONE ATI:

dove:

- y_s : profondità dello scavo in metri
- K_1 : fattore di correzione per la forma del fronte della pila, varia da 1.1 per pile squadrate a 1 per pile con fronte semicircolare o per pile circolari o per pile costituite da gruppi di cilindri
- K_2 : fattore di correzione per l'angolo di attacco della corrente, si calcola tramite la formula

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

- con L = lunghezza della pila e θ = angolo di attacco della corrente
- K_3 : fattore di correzione per le condizioni del fondo, varia da 1.1 per fondo piano sino a 1.3 per fondo con presenza di dune di dimensioni importanti
- K_4 : fattore di correzione per il materiale del fondo, la stima del parametro viene eseguita applicando la seguente formula

$$K_4 = [1 - 0.89 \cdot (1 - V_R)^2]^{0.5}$$

dove

- $V_R = \left(\frac{V_1 - V_i}{V_{c90} - V_i} \right)$
- $V_i = 0.645 \cdot \left[\frac{D_{50}}{a} \right]^{0.053} V_{c50}$

con

- V_R : carico cinetico
- V_1 : velocità media in alveo o in golena nella sezione subito a monte del ponte
- V_i : velocità di incipiente movimento
- V_{c90} : velocità critica per le particelle con diametro D_{90} (nel caso in esame pari a 0.03m)
- V_{c50} : velocità critica per le particelle con diametro D_{50} (nel caso in esame pari a 0.01m)

È possibile calcolare la velocità critica V_c come

$$V_c = 10.95 \cdot y_1^{\frac{1}{6}} \cdot D_c^{\frac{1}{3}}$$

- a : larghezza della pila in metri
- y_1 : tirante d'acqua subito a monte della pila
- F_{r1} : numero di Froude

7.4. FORMULA DI SHEN

L'equazione proposta da Shen assume la seguente espressione:

$$d_s = 1.35 \cdot s \cdot \left(\frac{y_0}{s} \right)^{0.2}$$

dove:

- d_s : massima profondità di erosione calcolata rispetto al fondo dell'alveo
- y_0 : tirante idrico in corrispondenza dell'attraversamento
- s : dimensione efficace della pila

PROGETTAZIONE ATI:

7.5. FORMULA DI HANCU

L'equazione proposta da Hancu assume la seguente espressione:

$$d_s = 1.66 \cdot s \cdot \left(\frac{y_0}{s}\right)^{0.13}$$

dove:

- d_s : massima profondità di erosione calcolata rispetto al fondo dell'alveo
- y_0 : tirante idrico in corrispondenza dell'attraversamento
- s : dimensione efficace della pila

7.6. STIMA PROFONDITÀ DI SCAVO

Per quello che concerne in Viadotto sul Fiume Chienti una volta eseguita la simulazione post operam è possibile applicare le metodologie precedentemente illustrate.

Il valore dello scalzamento è stato desunto considerando l'ostacolo determinato dalla pila in alveo, nel caso in cui tale valore di scalzamento era tale da scoprire il plinto di fondazione, il calcolo è stato ripetuto assumendo a riferimento la dimensione caratteristica del plinto di fondazione.

Il valore stimato con ciascuna formulazione rappresenta un valore medio del valore dell'erosione localizzata determinata dalla pila e dal plinto.

Il valore finale dello scalzamento assunto a riferimento per il dimensionamento delle fondazioni è dato dal valore medio delle varie formulazioni adottate.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti dall'applicazione delle formule di stima dell'erosione, associata alla portata duecentennale tenendo conto delle grandezze idrauliche caratteristiche necessarie al calcolo quali:

- h – tirante idraulico sulle pile = 7.71 m
- v – velocità media in alveo = 2.00 m/s
- Fr – numero di Froude = 0.23
- D_{50} – diametro setaccio che permette il passaggio del 50% del materiale = 0.002 m
- D_{85} – diametro setaccio che permette il passaggio del 90% del materiale = 0.005 m
- D_{90} – diametro setaccio che permette il passaggio del 90% del materiale = 0.005 m

Metodo	Profondità di scavo (m)
Formula di Breusers	4.98
Formula di Yaroslavtziev	2.34
Formula C.S.U.	4.34
Formula di Shen	4.23
Formula di Hancu	4.80
Media	4.14

Si assume come profondità di scavo il valore medio ottenuta dall'applicazione delle formulazioni precedentemente descritte pari a 4.14 m.

PROGETTAZIONE ATI:

8. OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA

Al fine di evitare che fenomeni erosivi e di tipo geomorfologico possano pregiudicare la stabilità ed il corretto funzionamento dell'opera di attraversamento del fiume Chienti, la stabilità del tratto fluviale in corrispondenza dell'infrastruttura ed a monte e a valle di questa, sono previsti interventi di sistemazione idraulica mediante l'utilizzo di gabbioni metallici e materassi tipo Reno.

Nello specifico per quello che concerne la stabilità delle sponde, in particolare quella in destra idraulica, si fa riferimento a quanto riportato nel Parere del Genio Civile di Macerata_Ufficio Tecnico, quale Autorità Idraulica competente per il territorio in esame.

Nel documento si fa riferimento a tre eventi di piena eccezionali marzo 2011, novembre e dicembre 2013 e maggio 2014, a seguito dei quali il tratto fluviale oggetto del presente studio ha subito significative modifiche morfologiche:

- Spostamento significativo dell'alveo attivo, precedentemente localizzato in destra idraulica, in sinistra idraulica;
- Sponde fluviali in erosione non consolidate morfologicamente e quindi in stato di evoluzione.

L'esame dell'andamento fluviale risultante dall'analisi di immagini satellitari riportate di seguito e relative ad anni successivi, in corrispondenza dell'area interessata dall'intervento in progetto,

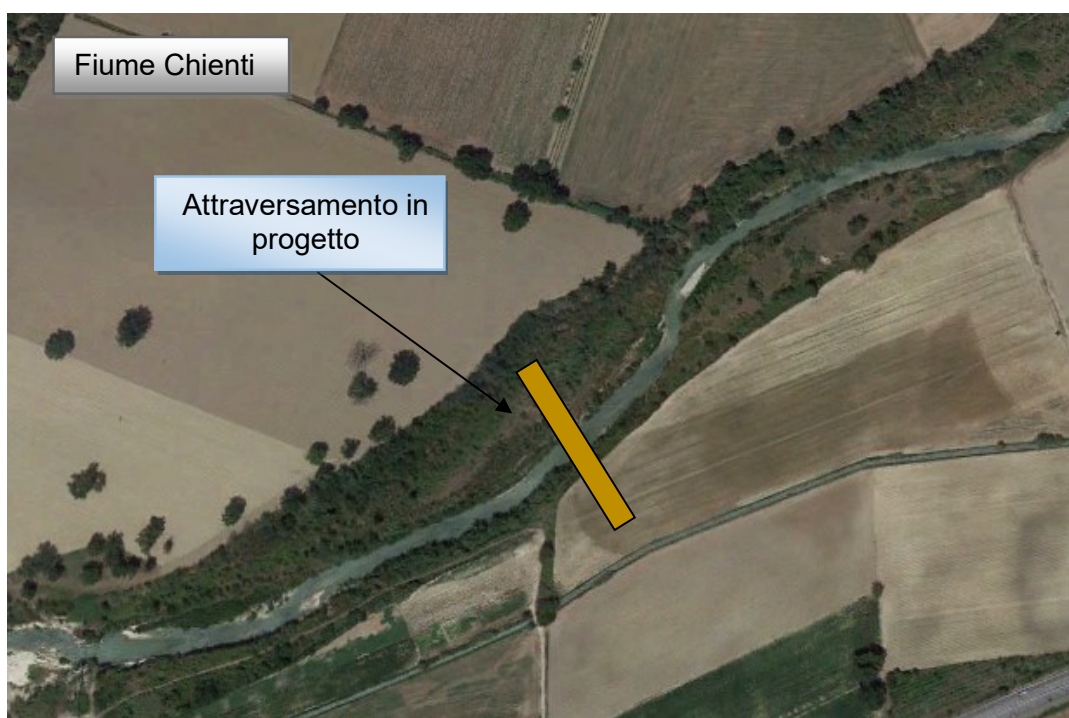


Immagine satellitare_Fiume Chienti Anno 2013

PROGETTAZIONE ATI:

mostra una marcata tendenza evolutiva del fiume Chienti secondo processi che possono essere lenti o rapidi in risposta a sollecitazioni diverse in termini di: erosione di sponda, deposito dei sedimenti con formazione di isole, divagazione ed abbassamenti fondo dell'alveo attivo.

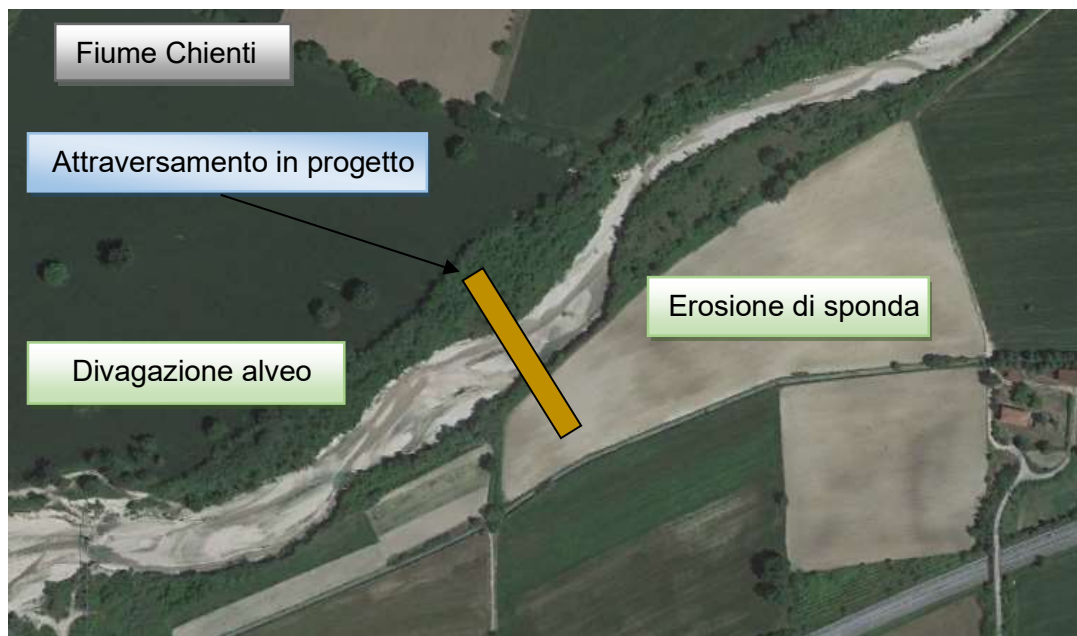


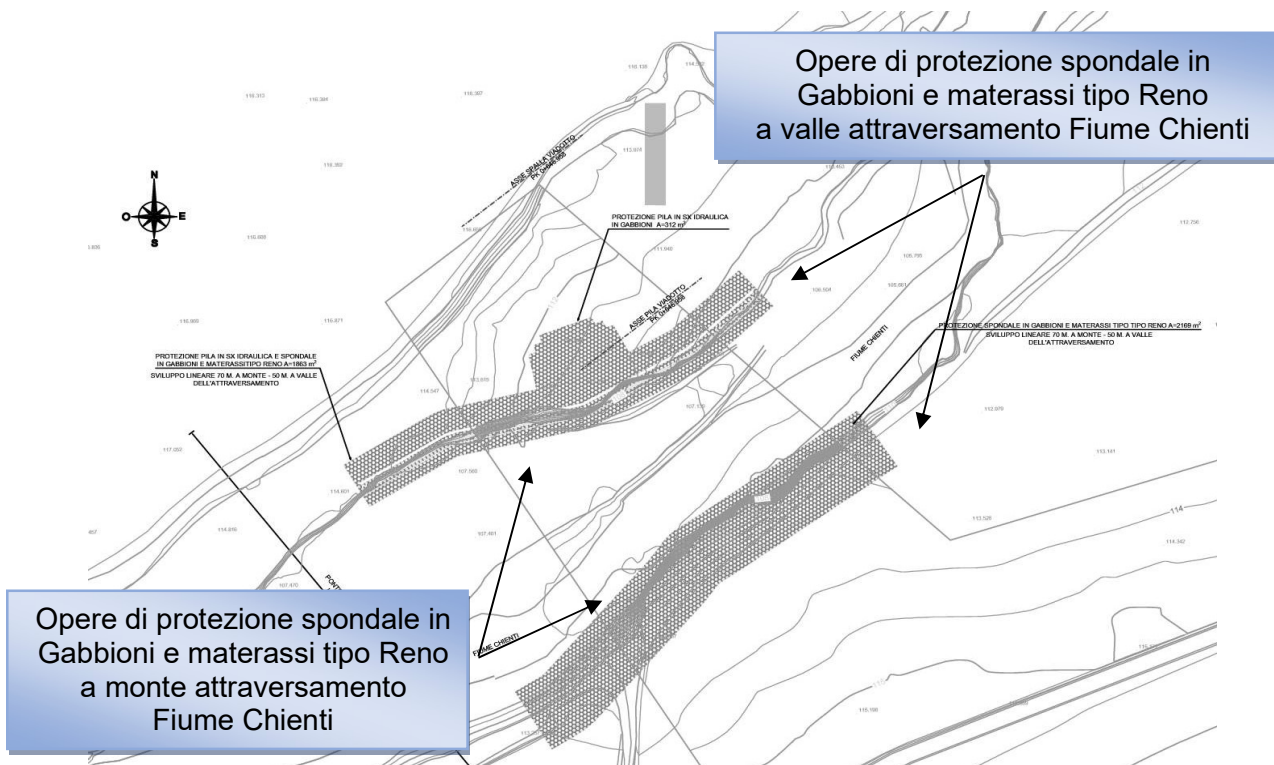
Immagine satellitare_Fiume Chienti Anno 2016

PROGETTAZIONE ATI:



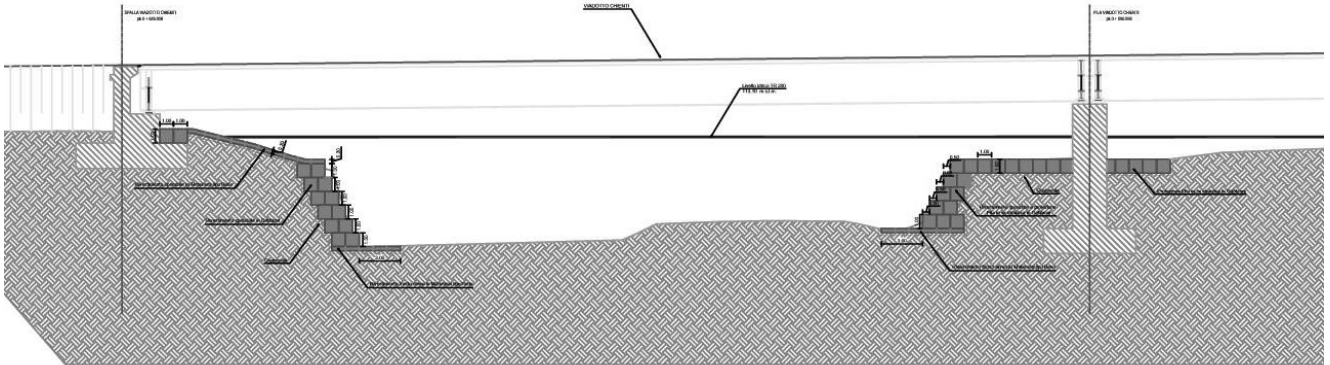
Immagine satellitare_Fiume Chienti Anno 2018

Alla luce delle evidenze sopra elencate, nel parere viene prescritta la realizzazione di opere di protezione spondale sia in destra che in sinistra idraulica estese in modo adeguato a monte e a valle dell'attraversamento.



PROGETTAZIONE ATI:

Inquadramento planimetrico opere di sistemazione idraulica spondale



Sezione trasversale opere di sistemazione idraulica spondale attraversamento Fiume Chienti

La resistenza delle opere di sistemazione idraulica spondale in Gabbioni e materassi tipo Reno, adottate nel presente progetto, oltre che dalla robustezza della rete metallica, dipende anche da altri due parametri: lo spessore della struttura e la pezzatura del pietrame di riempimento.

La verifica di stabilità viene di solito eseguita in termini di:

- Velocità: assumendo come rappresentativa delle sollecitazioni a cui il rivestimento è sottoposto, la velocità media della corrente nella sezione ed essendo V_{All} la velocità di flusso della corrente in corrispondenza della quale le pietre iniziano a muoversi. $V \leq V_{All}$
- Tensioni di trascinamento: confrontando le tensioni tangenziali massime che nascono nel punto di verifica prescelto e quelle massime ammissibili per il materiale ivi presente

Il secondo metodo è più corretto dal punto di vista scientifico e per questo motivo è stato scelto per il progetto in esame, 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.

9. FENOMENI MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE ALVEO - OPERE VIARIE

L'analisi idraulica di un attraversamento deve tenere conto dei fenomeni di tipo geomorfologico che interessano l'alveo, siano essi naturali che derivanti da fattori antropici e, in particolare, dagli effetti indotti dall'attraversamento stesso. I corsi d'acqua sono intrinsecamente un sistema dinamico, che tende a modificare le sue caratteristiche, secondo processi che possono essere lenti o rapidi in risposta a sollecitazioni diverse.

L'obiettivo principale è di valutare la tendenza evolutiva dei corsi d'acqua, in termini di possibili naturali variazioni morfologiche dell'alveo che evidenzino erosioni o deposizioni diffuse con mobilitazione dei sedimenti e conseguente possibile rischio:

PROGETTAZIONE ATI:

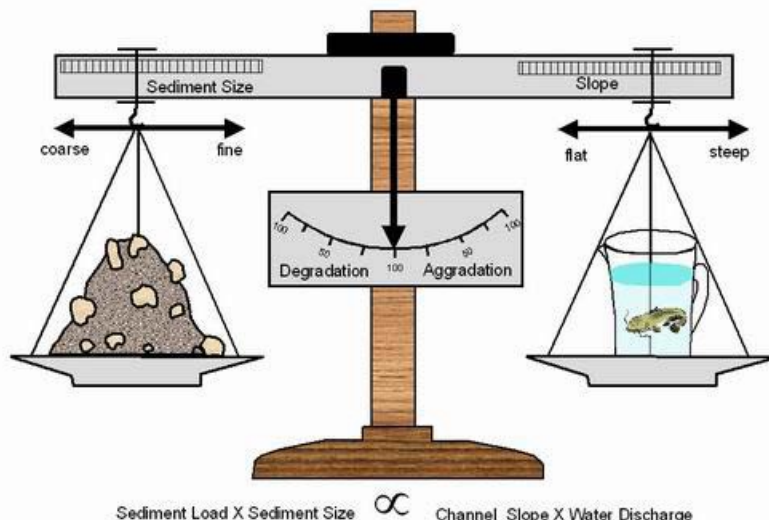
IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

- di abbassamento del fondo alveo in relazione ai fenomeni di scalzamento sulle opere di sostegno dell'impalcato collocate in alveo, ovvero le pile e le spalle.
- di interrimento delle opere di attraversamento in relazione alla possibile riduzione della luce libera di sottotrave.

Tuttavia i sedimenti naturalmente depositi dalla corrente idrica possono essere rimobilizzati dalle piene, per cui l'analisi del trasporto solido fluviale ha l'obiettivo di indicare appunto la tendenza evolutiva, al fine di programmare le conseguenti attività di manutenzione, finalizzate al monitoraggio della dinamica morfologica del corso d'acqua.

9.1. TENDENZA EVOLUTIVA DI UN CORSO D'ACQUA

Lo stato di equilibrio a cui un alveo naturale dinamicamente tende è un compromesso a cui contribuiscono tutte le variabili idrologiche, idrauliche e sedimentologiche a cui il tratto d'alveo è soggetto. La morfologia di un tratto di un corso d'acqua (pendenza, forma delle sezioni, planimetria, etc.) è sostanzialmente il risultato di questo processo. L'alterazione di una delle variabili in gioco può determinare una perturbazione delle condizioni di equilibrio: il corso d'acqua in tal caso risponde a tale perturbazione muovendosi verso una nuova condizione di equilibrio. Durante l'intervallo di tempo necessario affinché si riassetti intorno a questa nuova condizione, esso attraverserà una fase di instabilità, sarà cioè soggetto a variazioni significative della sua forma. Le risposte dell'alveo (o aggiustamenti morfologici) possono avvenire nell'arco di brevi intervalli di tempo e limitate estensioni spaziali, o durante intervalli di tempo più lunghi (da decine a migliaia di anni) e coinvolgere un intero sistema fluviale, in funzione della intensità, estensione e tipo di disturbo. Coerentemente con lo schema precedente, l'instabilità di un tratto di un fiume può anche essere considerata come il risultato di una alterazione dell'equilibrio dinamico tra potenza della corrente ($\Omega = \gamma \cdot Q \cdot S$) disponibile per trasportare sedimenti e quantità e dimensioni dei sedimenti che provengono da monte e alimentano il tratto dell'alveo fluviale.



Modello concettuale delle risposte di un alveo fluviale ad alterazioni dell'equilibrio dinamico (da LANE, 1955)

Tale concetto è ben espresso dalla relazione di LANE (1955):

$$Q \cdot S = Q_s \cdot D_{50}$$

PROGETTAZIONE ATI:

dove Q rappresenta la portata liquida, S la pendenza del fondo, Q_s la portata solida e D_{50} il diametro medio dei sedimenti del fondo.

Numerosi sono i fattori che possono intervenire e modificare questo equilibrio. Tra di essi, si può innanzitutto fare una distinzione tra fattori naturali (quali variazioni climatiche ed idrologiche, movimenti tettonici, fenomeni vulcanici, variazioni del livello del mare, ecc.) e fattori antropici. Questi ultimi si possono a loro volta distinguere in due gruppi:

- interventi a scala di bacino (rimboschimenti, disboscamenti, sistemazioni idraulico-forestali, urbanizzazione);
- interventi diretti in alveo (tagli di meandro, canalizzazioni, dighe, escavazione di inerti).

Per quanto riguarda gli interventi a scala di bacino, essi agiscono principalmente sulle variabili guida, andando cioè potenzialmente a perturbare il regime delle portate liquide o, più frequentemente, di quelle solide. Gli interventi diretti in alveo possono modificare direttamente la forma (ad esempio un taglio di meandri), creando così una forma instabile, o perturbare il regime delle portate liquide e solide (ad es. nel caso di una diga) per il tratto immediatamente a valle dell'intervento stesso.

Un'importante differenza tra fattori naturali ed antropici è la scala temporale su cui essi manifestano i loro effetti. I fattori naturali agiscono generalmente in maniera lenta, causando il più delle volte variazioni pressoché impercettibili alla scala della vita umana. Viceversa, i fattori antropici agiscono generalmente in una più breve scala temporale, causando modifiche dirette o inducendo variazioni ben percettibili alla scala della vita umana. Un alveo fluviale reso instabile da uno o più tipi di disturbi, naturali o antropici, può rispondere e modificarsi attraverso variazioni di tipo morfologico (altimetriche, di larghezza e di configurazione morfologica).

Nell'ambito del presente studio al fine di valutare la tendenza evolutiva di un corso d'acqua, si è fatto ricorso ad un'analisi quali-quantitativa basata su:

- Caratterizzazione del corso d'acqua di interesse, in base ai seguenti aspetti:
 - Granulometria del materiale d'alveo, in assenza di prelievi di campioni di materiale d'alveo si è proceduto ad una stima qualitativa della granulometria dello stesso attraverso: l'ausilio di un esame visivo delle foto dei sopralluoghi tecnici propedeutici per la progettazione dell'infrastruttura in studio e la consultazione di carte geomorfologiche, geologiche e cartografia di PAI. I corsi d'acqua indagati sono caratterizzati da materiale appartenente alla classe granulometrica delle sabbie con $D_{50} = 1\text{mm}$.
 - Valutazione della portata formativa di riferimento per le analisi di trasporto solido;
- Valutazione del trasporto solido: stima della portata solida (che rappresenta il trasporto solido che realmente transita attraverso un determinato tratto di alveo) e della capacità di trasporto della corrente (che corrisponde alla portata solida che l'alveo è potenzialmente in grado di trasportare in un determinato tratto), mediante individuazione delle formule parametriche di trasporto solido più adatte al caso in esame;
- Stima della tendenza evolutiva dell'alveo del corso d'acqua in studio in termini di fenomeni di erosione o deposizione attraverso un bilancio di tipo sedimentologico in maniera tale da verificare le opere idrauliche secondo la seguente modalità:

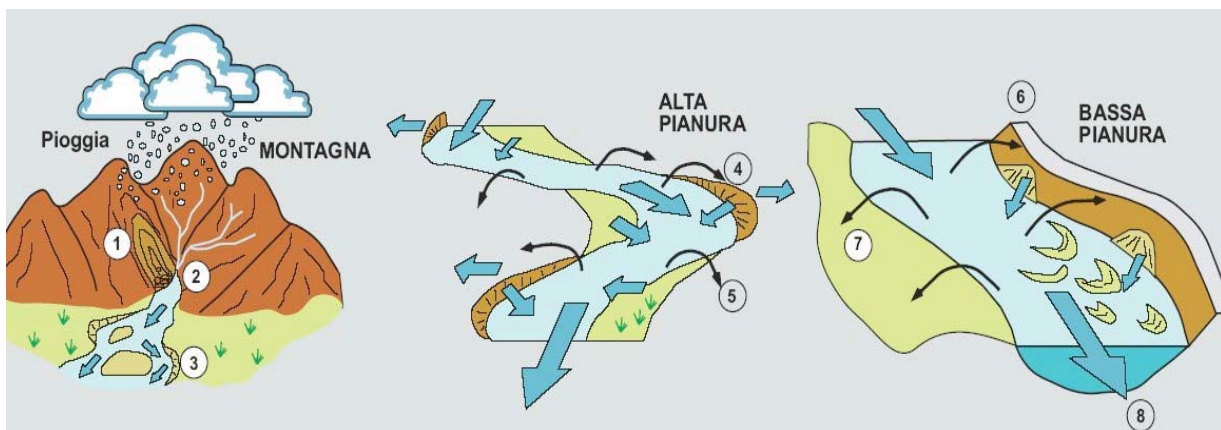
PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

- Tendenza all'erosione ⇒ progettazione di opere di protezione dall'erosione, dimensionate con il criterio di impedire lo scalzamento;
- Tendenza alla deposizione ⇒ progettazione dell'opera di attraversamento in modo che sia garantita l'ufficiosità idraulica (franco di progetto maggiore del minimo richiesto dalla Normativa);
- individuazione delle azioni necessarie al mantenimento del franco idraulico di progetto (interventi di manutenzione);

9.2. PORTATA FORMATIVA

Una proprietà che caratterizza la morfologia e la dinamica di un alveo fluviale a fondo mobile è quella di variare continuamente la propria forma nello spazio e nel tempo adattandosi al regime delle portate liquide e del trasporto solido. Nel momento in cui, a causa di fattori naturali o antropici, si verifica una variazione delle variabili guida o delle condizioni al contorno o della forma stessa dell'alveo, quest'ultima non è più espressione di una condizione di equilibrio dinamico tra le variabili in gioco. L'alveo risponderà a tali alterazioni modificando la sua morfologia, le sue caratteristiche idrauliche o il trasporto solido, attraverso una serie di complesse retroazioni fino al raggiungimento di una nuova condizione di equilibrio dinamico. Per lo studio dell'equilibrio morfodinamico del corso d'acqua assume particolare importanza la definizione della portata liquida cui fare riferimento. A causa dell'estrema variabilità dei livelli idrometrici e delle corrispondenti portate in una singola sezione di un corso d'acqua naturale, è nata l'esigenza di definire un livello (e/o una corrispondente portata) che fosse il valore più rappresentativo della forma e delle dimensioni dell'alveo.



Principali processi di interscambio di sedimenti nelle tre zone di un bacino idrografico (da AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO, 2008).

Per lo studio dell'equilibrio morfodinamico del corso d'acqua assume particolare importanza la definizione della portata liquida cui fare riferimento. A causa dell'estrema variabilità dei livelli idrometrici e delle corrispondenti portate in una singola sezione di un corso d'acqua naturale, è nata l'esigenza di definire un livello (e/o una corrispondente portata) che fosse il valore più rappresentativo della forma e delle dimensioni dell'alveo. Nasce il concetto di livello ad alveo pieno (*bankfull stage*) (alcuni autori italiani utilizzano anche i termini "piene rive" o "ripe piene") e corrispondente portata ad alveo pieno (*bankfull discharge*). Secondo la definizione originaria proposta da LEOPOLD et al. (1964), la portata ad alveo pieno rappresenta la "massima portata che può essere contenuta all'interno dell'alveo senza che superi le sponde" ed il livello ad alveo pieno

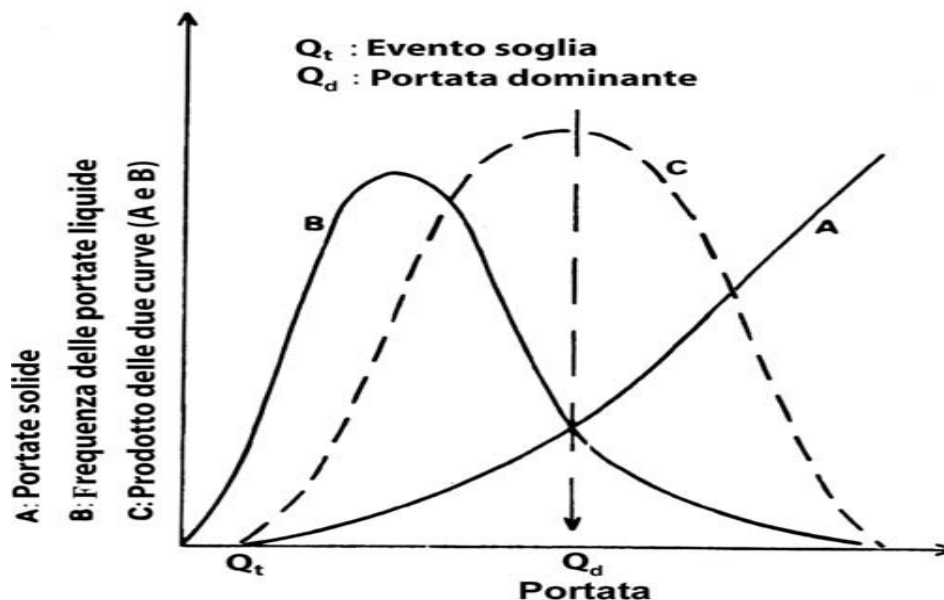
PROGETTAZIONE ATI:

rappresenta il corrispondente livello idrometrico. Tenendo presente che le prime definizioni di portata ad alveo pieno (così come degli altri concetti di geometria idraulica) sono riferite quasi sempre ad alvei naturali stabili (in equilibrio dinamico), ne deriva che la superficie che cominciava ad essere inondata qualora la portata non contenuta all'interno dell'alveo superava le sponde coincideva proprio con la cosiddetta pianura inondabile (*floodplain*). Pertanto il livello ad alveo pieno si veniva ad identificare con la quota della pianura inondabile 'attiva' o 'moderna' (active or modern floodplain), cioè della superficie pianeggiante formata dal corso d'acqua nelle presenti condizioni di regime (a differenza del terrazzo che corrisponde ad una piana inondabile 'inattiva').

E' comunemente accettato in letteratura che la portata ad alveo pieno si verifica normalmente con moderata frequenza, essendo questa compresa tra 1 e 3 anni ($Q_{1.5}$, Q_2 , $Q_{2.33}$). Esistono alcune implicazioni fisiche legate al livello ad alveo pieno, in quanto esso rappresenta un'importante discontinuità nell'efficacia dei processi fluviali, in particolare:

- segna il passaggio da processi prevalenti di trasporto solido in alveo a processi di tracimazione;
- durante le esondazioni, una parte della corrente si muove sulla piana inondabile e non influenza direttamente le dimensioni dell'alveo.

Associato al concetto di portata ad alveo pieno è quello di portata formativa (*channel-forming discharge*) o portata dominante (*dominant discharge*). La definizione di tali portate risale alle prime applicazioni della teoria del regime ad alvei naturali, quando si è posta la questione di definire un singolo valore di portata liquida che, se fosse idealmente sostituito all'intero regime delle portate per uno stesso periodo di tempo, produrrebbe la stessa forma e le stesse caratteristiche geometriche dell'alveo (Inglis, 1949). Una definizione più robusta e fisicamente basata è quella fornita da Wolman & Miller (1960), i quali impostarono il problema in termini di prodotto tra magnitudo e frequenza delle portate liquide.



Concetto di portata dominante o efficace secondo Wolman & Miller

Secondo tale schema, le portate più efficaci nel modellare l'alveo non sono né quelle relativamente basse (le quali, anche se molto frequenti, sono in grado di trasportare solo modeste quantità di

PROGETTAZIONE ATI:

sedimenti), né quelle estreme (le quali, seppure associate ad elevato trasporto solido, sono troppo infrequenti), bensì una portata associata a condizioni intermedie, alla quale corrisponde il massimo valore del prodotto tra la curva di frequenza delle portate liquide e le corrispondenti portate solide. Andrews (1980) ha fornito una conferma sperimentale a quanto originariamente proposto da Wolman & Miller (1960). E' stato così introdotto anche il termine di portata efficace (*effective discharge*) per indicare appunto la portata che trasporta più sedimenti in un certo intervallo temporale. Dato che la frequenza associata alla portata efficace (tempi di ritorno tra 1 e 3 anni) è la stessa di quella che caratterizza la portata ad alveo pieno, le due portate spesso possono essere identificate, almeno in alvei in equilibrio dinamico.

In conclusione, la portata formativa (*channel forming discharge*) e la portata dominante (*dominant discharge*) possono essere considerati equivalenti, e sono da intendere come quel valore teorico di portata che ha maggiori effetti sulla forma e sulle dimensioni dell'alveo, mentre esistono tre possibili approcci per determinare tale portata "teorica" (Biedenharn et al., 2001):

- Portata ad alveo pieno (bankfull discharge);
- Portata con tempo di ritorno compreso tra 1 e 3 anni (il valore della portata biennale Q_{Tr2} è quello più comunemente usato);
- Portata efficace (effective discharge), intesa come portata che trasporta più sedimenti in un intervallo temporale sufficientemente ampio.

9.3. VALUTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO

9.3.1 Condizione di incipiente movimento

L'inizio del moto delle particelle costitutive dell'alveo di un corso d'acqua può essere definito studiando l'equilibrio tra le forze che favoriscono la mobilitazione delle particelle e quelle che tendono ad opporsi a questo movimento. La relazione di equilibrio può essere scritta nella forma seguente:

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d}$$

Dove τ_0 è lo sforzo tangenziale alla parete, γ e γ_s sono rispettivamente il peso specifico del materiale solido e dell'acqua, d è il diametro caratteristico del materiale costituente il fondo alveo. Sostituendo nella relazione precedente l'espressione $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$, si ottiene:

$$\tau = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d}$$

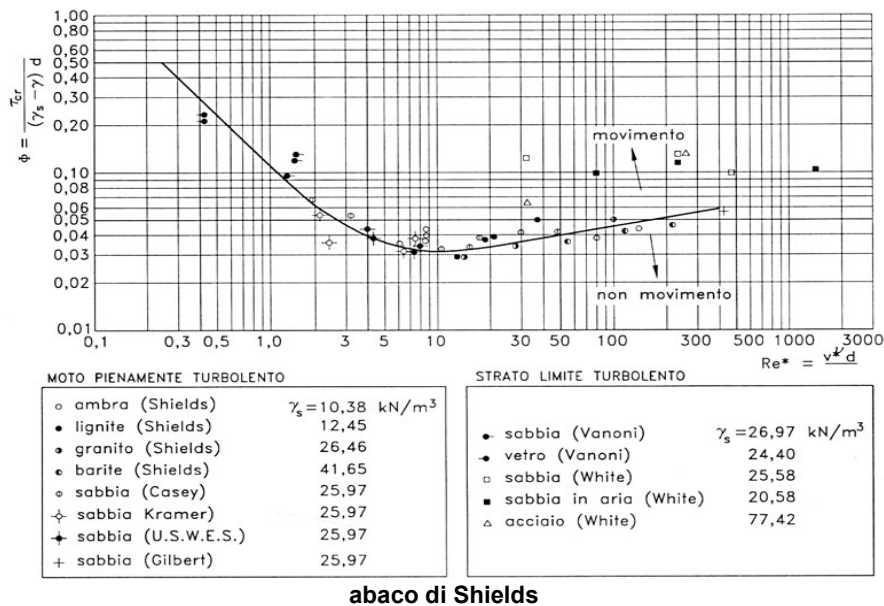
Dove $\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$ rappresenta il peso specifico in acqua dei granuli, R è il valore assoluto del raggio idraulico, i è la pendenza dell'alveo. Indicando con τ_{cr} il valore che τ assume all'inizio del movimento della particella, Shields dimostrò sperimentalmente che tale grandezza è univocamente legata al numero di Reynolds relativo alla velocità d'attrito alla parete u^* , individuando una curva sperimentale che definisce tale legame;

$$R_s = \frac{u^* \cdot d}{\nu}$$

Il diagramma di Shields riporta in ascisse tale parametro Re^* ed in ordinate la variabile $\theta = \tau$, definita come *parametro di mobilità di Shields*.

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



I punti che occupano la zona del diagramma al disopra della curva ($\tau > \tau_{cr}$), rappresentano situazioni con trasporto del materiale, i punti al di sotto della curva situazioni di deposito del materiale. In particolare, nel campo di moto caratterizzato da $Re^* \geq 200$, τ_{cr} assume valore praticamente costante e pari, secondo Shields, a 0.056. La condizione di incipiente movimento è quindi definita dalla relazione:

$$\frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \geq 0.056$$

E' necessario inoltre tenere presente che la distribuzione degli sforzi sul fondo e sulle sponde, anche in condizioni di moto uniforme, non è costante, e che in generale lo sforzo tangenziale massimo è superiore al valore medio calcolato con la condizione di moto uniforme $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$. Il rapporto tra lo sforzo massimo e lo sforzo medio dipende sostanzialmente dalla forma della sezione e dal numero di Reynolds, anche se per valori di questo parametro sufficientemente grandi ($Re > 10^4 - 10^5$) la dipendenza dal numero di Reynolds diventa trascurabile.

9.3.2 Trasporto solido

Secondo Chang (1992) nel materiale in arrivo ed in transito nel corso d'acqua si può distinguere:

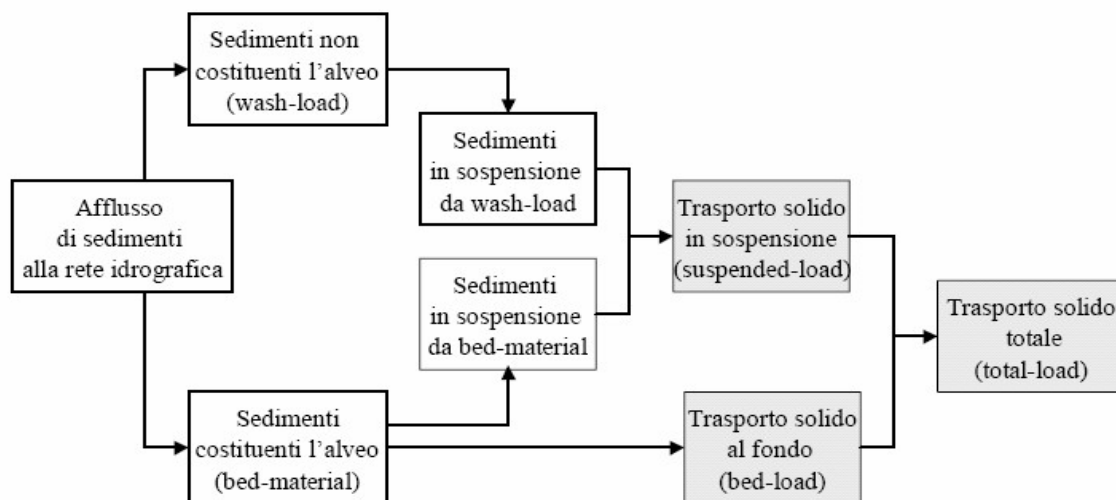
- una componente che contribuisce alla "costruzione" dell'alveo (bed material);
- una componente che viene trasportata dal corso d'acqua ma che non partecipa ai processi di erosione e deposito (wash-load). Questa rappresenta la porzione più fine del materiale trasportato in alveo (diametro inferiore a 0.0064 mm) e che ha origine sui versanti durante un periodo piovoso e si muove direttamente fino al recapito finale (foce, lago, aree palustri, aree di esondazione ecc) senza intervenire nella dinamica d'alveo.

Di seguito invece si distinguono le varie modalità di trasporto solido.

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

- **Trasporto solido al fondo (bed-load):** è costituito dai sedimenti che sono responsabili del modellamento dell'alveo, questi si muovono restando mediamente a contatto con il fondo per saltazione, rotolamento o trascinarsi come elementi singoli o come movimento generalizzato di tutti i granuli di ogni dimensione.
- **Trasporto solido in sospensione (suspended-load):** è costituito a sua volta da altri due tipi di trasporto solido, il trasporto in sospensione del materiale costituente il letto che viene portato in sospensione per particolari condizioni della corrente (sospensione da bed-material) e il wash load. Quest'ultimo non influisce sul bilancio sedimentologico.

La somma del trasporto al fondo e del trasporto in sospensione costituisce il trasporto totale (total-load).



Schema del trasporto solido (da Paris, 1977)

I criteri di stima si limitano alla valutazione dell'entità del trasporto del materiale d'alveo (bed material) come trasporto di fondo, in sospensione o totale; non esistono invece indicazioni utilizzabili per la quantificazione del trasporto per dilavamento (wash load) non collegabile alle caratteristiche idrauliche della corrente. La più accurata stima dell'entità del trasporto di sedimenti in un alveo è fornita dai risultati delle stazioni di monitoraggio, ben tarate e funzionanti per un periodo abbastanza lungo di tempo. Tuttavia, difficilmente si hanno a disposizione queste stazioni e, quindi, si è costretti a calcolare questa entità. I criteri di stima utilizzati, di qualunque tipo essi siano (empirici, semiempirici, probabilistici, energetici), andrebbero calibrati su dati sperimentali. L'approccio generalmente utilizzato è quello idraulico. Il calcolo del trasporto solido basato su formule idrauliche si basa sulla premessa che esiste una specifica relazione fra variabili idrauliche, parametri sedimentologici e portata solida. La validità di ogni criterio è comunque limitata al campo dei valori dei parametri idraulici e delle caratteristiche del materiale utilizzato per la sua definizione; ogni estensione del criterio risulta arbitraria. I criteri di stima del trasporto solido forniscono, in linea di principio, una sovrastima del materiale movimentato; essi valutano infatti la capacità di trasporto della corrente relativa a una condizione di equilibrio tra materiale eroso e depositato. Il valore del trasporto solido coincide poi con quello della capacità di trasporto solo quando tutto il materiale movimentato dalla corrente risulta, effettivamente, disponibile in alveo.

PROGETTAZIONE ATI:

La capacità di trasporto solido è definita come la massima quantità di sedimenti che la corrente è in grado di trasportare. Può essere calcolata con la formula di Meyer-Peter e Müller (valida per pendenze $i_f \leq 2\%$), ricavata in base ad un elevato numero di prove sperimentali eseguite presso il laboratorio di Idraulica del Politecnico di Zurigo (Eidgenössische Technische Hochschule) e testata su miscugli a granulometria assortita. Tale formula può essere espressa nelle variabili dimensionali di Einstein:

$$\Phi = 8 \cdot (\theta - \theta_{cr})^{1.5}$$

dove:

- $\Phi = \frac{q_b}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}}$ è il cosiddetto *parametro di trasporto* (adimensionale) e q_b (m^2/s) è la portata solida per unità di larghezza d'alveo;
- $\theta = \frac{u_*^2}{(g \cdot \Delta \cdot d)}$ è il parametro di mobilità, calcolato con riferimento alla sola resistenza di grano senza includervi cioè l'eventuale contributo alla resistenza dovute alle forme di fondo. Nella letteratura e in molte applicazioni si preferisce fare riferimento alla resistenza globale. La formula può allora essere corretta introducendovi il rapporto tra i relativi coefficienti di scabrezza: $\theta = \left(\frac{k'_s}{k_s}\right) \frac{u_*^2}{(g \cdot \Delta \cdot d)}$, dove $k'_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$ rappresenta il coefficiente di Strickler relativo alla scabrezza di grano e k_s quello globale;
- θ_{cr} il parametro di mobilità critico, (si ha trasporto di materiale solido per $\theta > \theta_{cr}$).

Riportando la formula nelle variabili dimensionali che caratterizzano il materiale, l'alveo e le condizioni di moto, si può scrivere:

$$q_b = \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot \left(\frac{R \cdot i}{\Delta} - d \cdot \theta_{cr} \right)$$

Tale valore rappresenta la massima portata solida specifica trasportabile dalla corrente, coincidente con l'effettiva portata solida solo nel caso sia disponibile in alveo una sufficiente quantità di materiale. In caso contrario la corrente trasporta solo il materiale disponibile: in queste condizioni la portata solida effettiva non coincide con la capacità di trasporto che va individuata attraverso un bilancio di tipo sedimentologico.

In presenza di canali con forte pendenza ($3\% > i_f > 20\%$) si utilizza un'estensione della formula di Meyer-Peter, la formula di Smart-Jaggi.

$$q_b = d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d} \cdot 4 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot i_f^{0.6} \cdot \vartheta^{0.5} \cdot (\vartheta - \vartheta_{cr}) \cdot \frac{u_*}{u_*}$$

dove:

- d_{90} è il diametro dei sedimenti al 90% di passante;
- d_{30} è il diametro dei sedimenti al 30% di passante.

Nella formula il rapporto

$$\left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2}$$

può essere sostituito dal valore 1.05 valore che tiene conto della non uniformità del materiale naturale. Si consiglia di utilizzare un $\vartheta_{cr} = 0.05$.

PROGETTAZIONE ATI:

9.4. STIMA DELLA TENDENZA EVOLUTIVA DEL CORSO D'ACQUA

Un corso d'acqua ed in particolare un suo tratto si definisce stabile, quando i parametri rappresentativi delle sue caratteristiche geometriche, idrauliche e della composizione del materiale d'alveo, risultano in reciproco equilibrio e conseguentemente invariati nel tempo. I parametri generalmente coinvolti nei processi di equilibrio della morfologia fluviale sono: la portata liquida nel tronco ed il suo andamento temporale, la portata solida entrante nel tronco e quella che esso è in grado di trasportare, le caratteristiche del materiale costituente l'alveo e le sponde.

Si è proceduto ad una valutazione qualitativa del fenomeno erosivo-depositivo (Condizione Attuale – Condizione Stato di Progetto), attraverso un bilancio di tipo sedimentologico, tra la portata solida in arrivo da monte e la capacità di trasporto solido totale di ogni singolo tratto di asta in esame.

9.4.1 Bilancio Sedimentologico

Il carattere di un fiume è profondamente influenzato dalla quantità e dalle modalità attraverso cui viene rifornito di acqua e sedimenti: cambiamenti nelle portate solide e liquide generano cambiamenti nella morfologia del corso d'acqua. Per una valutazione della tendenza evolutiva occorre stimare la sua capacità di trasporto solido e confrontarla con gli apporti effettivi, si deve cioè procedere ad un bilancio di sedimenti (o sedimentologico).

Fare un bilancio di sedimenti significa quindi investigare le caratteristiche dell'ingresso, del trasporto, dello stoccaggio e dell'uscita di sedimenti all'interno di un tratto o dell'intero sistema fluviale.

Gli obiettivi che spingono a realizzare un bilancio di sedimenti sono molteplici, ad esempio conoscere la quantità di sedimenti caratteristica di un tratto, descrivere il tipo e l'intensità dei processi; in generale forniscono sia informazioni qualitative (ad es. sulle interazioni fra processi) che quantitative (ad es. sull'intensità dei processi).

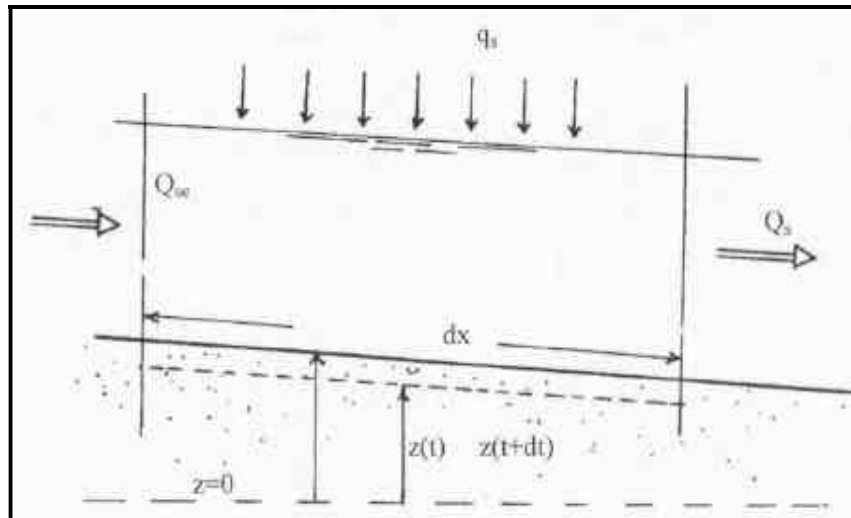
Per valutare le tendenze evolutive dell'alveo di un corso d'acqua si devono considerare la portata solida (che rappresenta il trasporto solido che realmente transita attraverso un determinato tratto di alveo) e la capacità di trasporto della corrente (che corrisponde alla portata solida che l'alveo è potenzialmente in grado di trasportare in un determinato tratto).

Il trasferimento dei sedimenti attraverso un tratto di alveo è sintetizzato nel bilancio sedimentologico che con riferimento ad un tronco elementare di un corso d'acqua di lunghezza dx (vedi figura), può essere espresso con un'equazione di continuità del tipo:

$$Q_S = Q_T - \Delta Q$$

dove:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



Schema per l'applicazione dell'equazione di bilancio sedimentologico

- Q_s è la portata solida complessiva in volume in uscita; Q_t quella in ingresso nel tratto e ΔQ è il termine di immagazzinamento;
- q_s la portata solida volumetrica per unità di larghezza scambiata lateralmente, positiva se entrante e indipendente dal tempo;

Il principio di funzionamento è quindi molto semplice: scelto un tratto ed un intervallo temporale, la quantità di sedimenti in ingresso è pari a quella in uscita, più le variazioni all'interno del tratto. Quando in un tratto di alveo la portata solida entrante è pari alla capacità di trasporto, la portata uscente sarà pari a quella entrante, la quota del fondo rimarrà invariata e allora il tratto risulterà in equilibrio.

Se invece la capacità di trasporto è maggiore della portata solida in ingresso, la quantità di sedimenti mancanti per soddisfare l'eccesso di capacità di trasporto, viene preso dal fondo dell'alveo, provocando una degradazione del fondo (erosione). Nel caso in cui la portata solida in ingresso è superiore alla capacità di trasporto in questo caso il fiume non è in grado di smaltire l'apporto solido in arrivo da monte, questo allora si accumulerà progressivamente provocando un fenomeno di sedimentazione (Mengoni, 2000).

Nel caso di interesse la capacità di trasporto solido è stata poi valutata utilizzando la formula di Smart e Jaggi (1983) descritta nel paragrafo 6.4.2 che ben si adatta alle pendenze dei corsi d'acqua in analisi.

Una volta applicato il metodo sopra citato, sulla base anche dei risultati del modello monodimensionale a moto permanente implementato per ciascuna asta oggetto del presente studio, è stato possibile eseguire il bilancio sedimentologico e successivamente un'analisi qualitativa della potenziale evoluzione altimetrica del fondo nelle Condizione Attuale – Condizione Stato di Progetto.

Queste le ipotesi di base utilizzate:

- si assume per la portata liquida formativa (di modellamento) il valore più comunemente usata ossia la Q_{f2} corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 2 anni;
- il deflusso avviene in condizioni stazionarie (moto permanente);

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

- la sezione (i-1) a monte della sezione i-esima di calcolo, è in grado di saturare la sua capacità di trasporto solido, ovvero la portata solida uscente è pari alla capacità di trasporto calcolata con la formulazione scelta;
- alla sezione i-esima giunge una portata solida pari alla capacità di trasporto della sezione (i-1).

Dal bilancio degli apporti solidi in ogni sezione si deduce la tendenza evolutiva dell'alveo, in quanto nei tratti in cui la portata solida aumenta nella direzione del moto si tenderà ad avere erosione, mentre nei tratti in cui diminuisce la portata solida si avrà verosimilmente deposito.

I risultati ottenuti riguardanti la capacità di trasporto solido, vengono descritti e presentati di seguito sotto forma tabellare sapendo che la portata di modellamento biennale in corrispondenza del viadotto di progetto sul fiume Chienti è $Q_{Tr2} = 147.5 \text{ m}^3/\text{s}$

Sezioni	STATO ATTUALE				Sezioni	STATO DI PROGETTO			
	Q _{sol} ing.	Q _{sol} usc.	Bilancio	Tendenza		Q _{sol} ing.	Q _{sol} usc.	Bilancio	Tendenza
-	(T/d)	(T/d)	(T/d)	-	-	(T/d)	(T/d)	(T/d)	-
8	11.60		*****	*****	8	11.70		*****	*****
7	11.60	33.96	22.35	Erosione	7	11.70	34.72	23.03	Erosione
6	33.96	80.20	46.24	Erosione	6	34.72	82.66	47.93	Erosione
5 monte viadotto	80.20	23.48	-56.72	Deposito	5	82.66	22.21	-60.44	Deposito
4 valle viadotto	23.48	42.12	18.65	Erosione	4	22.21	38.34	16.13	Erosione
3	42.12	20.65	-21.47	Deposito	3	38.34	20.65	-17.69	Deposito
2	20.65	17.81	-2.84	Deposito	2	20.65	17.81	-2.84	Deposito
1	17.81	14.46	-3.35	Deposito	1	17.81	14.46	-3.35	Deposito

Si può notare come fra la sezione 5 e la sezione 4 il tratto che allo stato attuale è potenzialmente interessato da un fenomeno di deposito/erosione si mantiene tale anche in seguito all'intervento di progetto con variazioni trascurabili della portata solida totale.

9.5. 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.

a) Tensioni agenti

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

La formula di calcolo per la tensione tangenziale massima al fondo del canale fa riferimento al raggio idraulico R

$$\tau_b = \gamma_w R i_f \quad (\text{al fondo})$$

Per i corsi d'acqua naturali ed i canali sufficientemente larghi il raggio idraulico R risulta all'incirca coincidente con il tirante d'acqua; la formula quindi diviene, per un punto posizionato sul fondo (si fa notare che tale semplificazione è a favore di sicurezza):

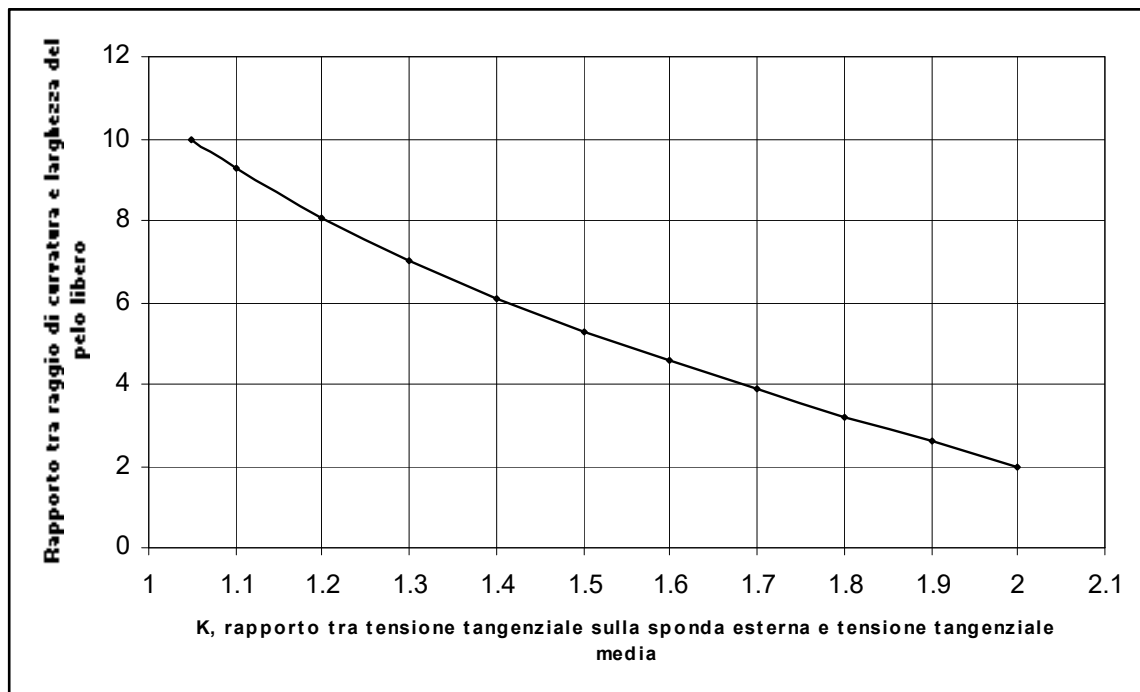
$$\tau_b = \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f \quad (\text{al fondo})$$

ove z_i è la quota del punto da verificare.

Se il punto è situato su una sponda lungo un'asta fluviale planimetricamente rettilinea, la tensione tangenziale massima τ_m è ridotta e vale:

$$\tau_m = 0,75 \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f \quad (\text{sulla sponda rettilinea})$$

Diversamente, se l'asta è in curva si ha un aumento della tensione tangenziale sulla sponda concava (esterna), di cui si tiene conto attraverso il coefficiente K, funzione del rapporto tra il raggio di curvatura e la larghezza del pelo libero dell'acqua (vedi figura seguente)



Effetto della curvatura del corso d'acqua sulla tensione tangenziale agente sulla sponda esterna.

Ne consegue che τ_m assume la seguente espressione:

$$\tau_m = K 0,75 \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f \quad (\text{sulla sponda in curva})$$

PROGETTAZIONE ATI:

b) Tensioni resistenti e loro verifica

Per quanto riguarda la resistenza al trascinamento si definisce tensione massima di trascinamento τ_c la massima forza a partire dalla quale il materiale al fondo comincia a muoversi. Per i materiali non coesivi la formula generalmente utilizzata è la seguente

$$\tau_c = 80 d_{75}$$

dove:

τ_c = tensione massima di trascinamento (kg/m^2)

d_{75} = diametro del vaglio che consente il passaggio del 75 % del materiale d'alveo (cm). Affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare, per un punto sul fondo:

$$\tau_b \leq \tau_c, \quad (\text{al fondo})$$

A sua volta per il materiale non coesivo non situato su un fondo orizzontale, occorre tenere conto della riduzione della tensione massima di trascinamento τ_s (dovuta all'effetto della pendenza della sponda) mediante un coefficiente correttivo e la tensione così modificata va confrontata con la massima tensione agente τ_m :

$$\tau_m \leq \tau_s, \quad (\text{sulla sponda})$$

e dove

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

in cui:

φ = angolo di attrito interno del materiale (non coesivo) che costituisce la sponda

θ = angolo di inclinazione della sponda sull'orizzontale.

Per evitare che il termine sotto radice diventi negativo, occorre che il materiale che costituisce la sponda abbia un angolo di attrito interno superiore all'inclinazione della sponda.

In caso contrario si assume che per inclinazione delle sponde $\theta > (\varphi - 2^\circ)$ il coefficiente riduttivo sia costante e pari al valore

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 (\theta - 2)}{\sin^2 \varphi}}$$

assegnando quindi al materiale una resistenza residua assimilabile al fatto che in genere è presente una coesione.

9.6. VERIFICA IN TERMINI DI TENSIONI DI TRASCINAMENTO PER OPERE IN MASSI LEGATI

Le opere in massi legati quali gabbioni e materassi tipo Reno hanno mostrato una spiccata rinaturalizzazione spontanea esprimendo la loro potenzialità a consentire un naturale recupero delle biocenosi distrutte o manomesse. Vegetazione e gabbioni/materassi tipo Reno hanno

PROGETTAZIONE ATI:

dimostrato di poter convivere ed offrire vicendevolmente condizioni ottimali di sviluppo, rappresentando una reale esemplificazione del concetto di base della ingegneria naturalistica che si propone di analizzare e verificare l'abbinamento tra materiali vivi ed inerti per le opere di difesa contro l'erosione.

Sulla base di tali osservazioni si è assunto che per le resistenze a trascinamento di materassi e gabbioni vegetati, non vi siano differenze in funzione dello spessore del rivestimento, in quanto l'intreccio che si viene a creare tra pietrame, rete, terreno di riempimento, apparato radicale e terreno sottostante alla protezione costituisce una struttura unica la cui resistenza è dovuta alla mobilitazione dei vari elementi che la costituiscono. Per quanto riguarda gli aspetti progettuali, in generale si definisce stabile un rivestimento in pietrame, sia esso costituito da materassi tipo Reno e gabbioni (per i quali si ha presenza di rete metallica di contenimento) sia da pietrame sciolto (rip-rap) costituito da soli inerti, quando non si ha spostamento degli elementi litoidi. La condizione di inizio del movimento di questi elementi definisce il limite di stabilità del rivestimento. La tensione tangenziale che viene esercitata sul rivestimento è espressa dall'equazione:

$$\tau_b = \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f$$

Considerato un ciottolo di diametro equivalente uguale al diametro medio d_m del pietrame di fondo (cioè il diametro del vaglio che consente il passaggio del 50% in peso del materiale litoide che costituisce il rivestimento) si definisce coefficiente di Shields la grandezza adimensionale

$$C^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) d_m}$$

Il denominatore risulta proporzionale alla tensione normale sul fondo dovuta al peso immerso del ciottolo; il coefficiente di Shields è dunque analogo ad un coefficiente di attrito.

La tensione tangenziale al fondo, che può essere raggiunta senza movimento del pietrame (tensione tangenziale critica), vale dunque

$$\tau_c = C^* (\gamma_s - \gamma_w) d_m$$

Il rivestimento risulta stabile se è verificata la disuguaglianza $\tau_b < \tau_c$

Il coefficiente di Shields per il pietrame sciolto (rip-rap) vale circa 0,047; per il pietrame contenuto da rete metallica (materassi Reno e gabbioni) vale:

$$C^* \cong 0.14$$

A parità quindi di dimensioni il pietrame di riempimento di materassi Reno e gabbioni sopporta una tensione tangenziale più che doppia rispetto al rip-rap, grazie all'azione di contenimento della rete metallica. Le espressioni precedenti si riferiscono al rivestimento del fondo del corso d'acqua; per quello delle sponde occorre ridurre la tensione limite secondo la formula:

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

PROGETTAZIONE ATI:

in cui φ , angolo di attrito del pietrame che costituisce il rivestimento, vale 41° sulla base delle esperienze riportate in bibliografia.

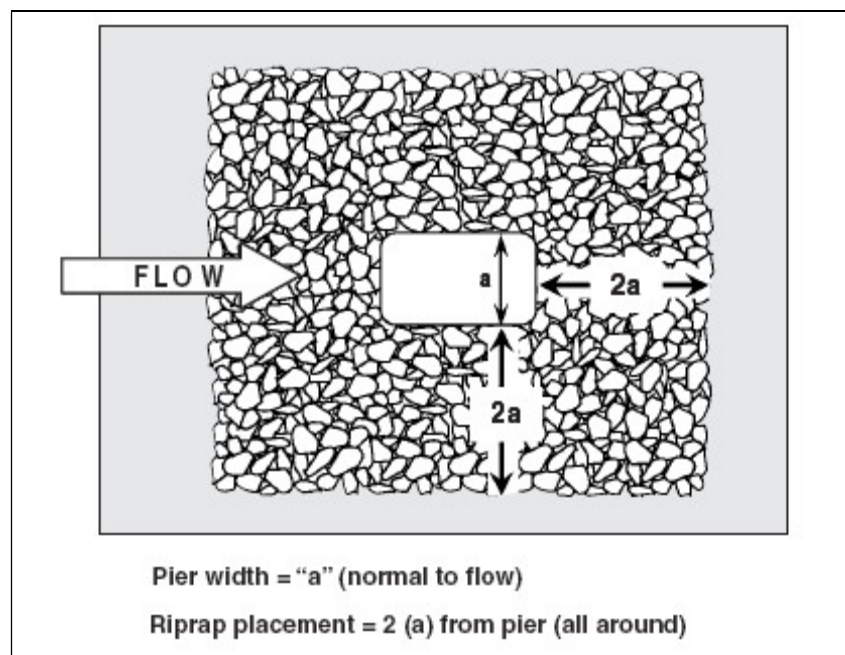
Poiché il termine sotto radice tende a 0 e, quindi, a divenire negativo per valori di $\theta \geq 41$, si assume che il valore della radice rimanga costante, per valori di $\theta \geq 39^\circ$, ed uguale al valore assunto per $\theta = 39^\circ$. Si consiglia comunque di non oltrepassare la pendenza massima di 45° dati i problemi di messa in opera di materassi e gabbioni.

9.7. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IN MASSI LEGATI

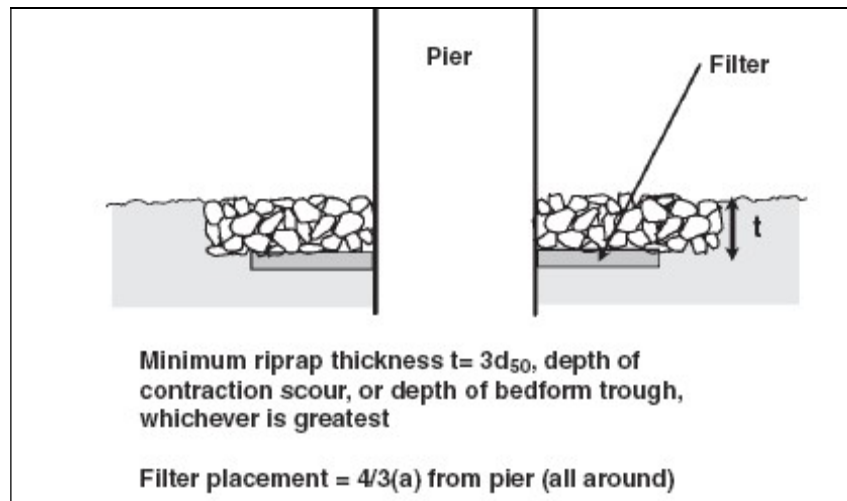
Nell'ambito del presente studio per quello che concerne l'opera di attraversamento sul fiume Chienti, si ricorre ad un intervento (si veda elab. LO709.MC.D.P.GENER.00.IDR.PRT.001.A):

- di protezione della pila dello Viadotto, realizzato con gabbioni e materassi tipo Reno ;
- di protezione della spalla posta in sinistra idraulica, realizzato con gabbioni e materassi tipo Reno;
- di protezione spondale (longitudinale) del corso d'acqua, realizzato anch'esso con la stessa soluzione tecnica, per un tratto a monte dell'attraversamento di sviluppo pari a 70 m e a valle dello stesso di estensione pari a 50 m..

I materassi di tipo Reno per quello che concerne la protezione della pila, saranno disposti planimetricamente in maniera tale da proteggere l'area adiacente alla stessa. Per determinare l'estensione dell'intervento si fa riferimento a quanto riportato dal NCHRO (National Cooperative Highway Research Programm) nel "Report 568 – Riprap Design Criteria, Recommended Specifications and Quality Control" in merito allo sviluppo della protezione in rip rap e al suo spessore. Nelle figure seguenti si riassumono le indicazioni suggerite dal NCHRO.



IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



La protezione deve essere tale da estendersi per almeno 2 volte le dimensioni della pila a partire dalla sua base; il suo spessore deve essere di almeno 3 volte il d_{50} calcolato e il filtro tra terreno sciolto e rip-rap deve avere uno sviluppo di almeno $4/3$ l'estensione della pila.

Nel nostro caso si utilizza a favore di sicurezza una protezione con massi confinati in rete metallica (materassi tipo Reno) prevedendo un'area protetta con dimensioni superiori ad almeno due volte il diametro della pila $D=2.50m$ caratterizzata dalle seguenti dimensioni:

- Larghezza totale = 13.00m
- Lunghezza totale = 13.00m
- Altezza protezione = 0.30 m

Per il calcolo delle dimensioni dei massi si utilizzano le equazioni esposte nel paragrafo precedente supponendo $\gamma_s = kg/m^3 = 2500$. Si riportano in allegato le verifiche eseguite in cui vengono esplicitati i seguenti valori:

- h = tirante idrico (m)
- i = pendenza (-)
- τ_b = tensione tangenziale al fondo (kg/m^2)
- d_{50} = diametro medio del pietrame (m)
- τ_c = tensione tangenziale critica massi legati (kg/m^2)
- $\tau_{m\ sponda}$ = tensione tangenziale su rivestimento (kg/m^2)
- $\tau_{s\ sponda}$ = tensione tangenziale critica tratto rettilineo (kg/m^2)
- C^* = coeff. di Shields

Corso d'Acqua	y	i	γ_w	d_m	γ_s	C^*	τ_b fondo	τ_c fondo	τ_m sponda	τ_s sponda
F.Chienti	(m)	(m/m)	(kg/mc)	(m)	(kg/mc)		(kg/mq)	(kg/mq)	(kg/mq)	(kg/mq)
	7.71	0.00200	1000	0.2	2500	0.1	15.42	30.00	11.57	16.73

Poiché il trasporto solido che si verifica all'interno dell'alveo è causa del rapido degrado dei gabbioni si prevede un piano di manutenzione degli stessi atto a conservare la funzione antiersiva e di consolidamento delle sponde.

PROGETTAZIONE ATI:

10. ALLEGATI DI CALCOLO

10.1. MODELLO PER LA SIMULAZIONE DEL MOTO PERMANENTE

Per effettuare le elaborazioni idrodinamiche è stato utilizzato il modello di simulazione HEC-RAS (River Analysis System) versione 5.06 del 2018, sviluppato presso l'Hydrologic Engineering Center, dall'United States Army Corps of Engineers. Esso consente il calcolo dei profili idraulici di moto permanente gradualmente vario, in reti di canali naturali o artificiali. Con tale codice di calcolo possono essere simulate condizioni di moto subcritico (corrente lenta), supercritico (corrente veloce) e misto, e possono essere valutati gli effetti di immissioni o emissioni laterali di portata, briglie e salti di fondo, paratoie, brevi condotti in pressione, tombini, ponti, ostacoli al flusso e costruzioni edificate nelle zone golenali.

Il modello dispone di una interfaccia grafica che facilita le operazioni di definizione della geometria del problema, dei parametri di calcolo e dell'analisi dei risultati esprimibili sia in termini di tabelle che di grafici. Questi ultimi includono la visualizzazione del tirante idrico relativo a ciascuna sezione, la visualizzazione dei profili di moto permanente (con l'indicazione del pelo libero, dei limiti arginali, della quota della linea dell'energia, ecc.) e grafici in prospettiva tridimensionali che consentono di evidenziare le aree soggette ad inondazione nelle differenti condizioni idrometriche.

La corrente viene suddivisa in estesi tratti ove essa si può ritenere gradualmente variata (e l'alveo pressoché prismatico) collegati da brevi tratti ove essa è rapidamente variata per effetto di rilevanti variazioni geometriche della sezione prodotte da ponti, tombini, soglie e briglie.

10.2. TRONCHI DI CORRENTE GRADUALMENTE VARIATA

Nei tratti di corrente gradualmente variata il profilo liquido si calcola correlando l'energia della corrente in varie sezioni successive con l'equazione differenziale :

$$dH/ds = - J \quad [1]$$

in cui:

- $H = z_0 + h + \alpha V^2 / 2g$ è il carico totale della corrente nella sezione avente quota di fondo assoluta z_0 , tirante idrico h e velocità media V sulla sezione; α è il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica e g l'accelerazione di gravità;
- J è la "cadente" che rappresenta la perdita di carico continua per unità di peso e di percorso nei tronchi.

Per valutare la cadente J si fa uso della formula di Manning definendo dapprima la capacità di portata dell'alveo :

$$K = A R^{2/3} / n$$

dove A è l'area della sezione trasversale della corrente, R il raggio idraulico e n il coefficiente di scabrezza e quindi:

$$J = Q^2 / K^2$$

La definizione di $K(h)$ presume di trattare l'intera corrente come omogenea nella sezione trasversale assumendo:

$$A = A(h) \quad R = R(h)$$

Questa schematizzazione non appare molto appropriata per descrivere i casi in cui il flusso interessa, oltre che l'alveo di magra, caratterizzato da un coefficiente di scabrezza tipico per gli alvei naturali, considerevoli porzioni di zona golenale ove il moto è controllato da una scabrezza certamente assai maggiore.

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

E' opportuno dunque definire la capacità di portata dell'alveo come somma del contributo di tre correnti "parallele" con caratteristiche cinematiche diversificate: quella che scorre nell'alveo di magra/morbida con area bagnata A_a e portata Q_a , quella fluente in zona golenale con area bagnata A_g e portata Q_g e quella che interessa l'area coltivata invasa dalle acque con area bagnata A_c e portata Q_c , soggette alla stessa cadente piezometrica J , sicché:

$$Q = Q_a + Q_g + Q_c = (K_a + K_g + K_c) J^{1/2} = K J^{1/2}$$

onde :

$$K = K_a + K_g + K_c = A_a R_a^{2/3} / n_a + A_g R_g^{2/3} / n_g + A_c R_c^{2/3} / n_c$$

$$A = A_a + A_g + A_c$$

In modo congruente si definisce il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica della corrente α mettendo in conto le diverse velocità nei tre filoni, con l'espressione :

$$\alpha = A^2 K^{-3} (K_a^3 A_a^{-2} + K_g^3 A_g^{-2} + K_c^3 A_c^{-2})$$

Il bilancio energetico per un generico tronco di corrente gradualmente variata compreso tra le ascisse curvilinee s_1 e s_2 si ottiene integrando l'equazione differenziale [1] :

$$H_1 = H_2 + J_{med} Ds \quad (Ds = s_2 - s_1)$$

la perdita di carico media J_{med} nel tronco si valuta come media pesata dei valori corrispondenti ai livelli di estremità:

$$J_{med} = q J_1 + (1 - q) J_2$$

intendendo $H_1 = H(h_1)$, $J_1 = J(h_1)$, ecc. Si assume $q=0.5$.

Si ha in definitiva per il generico tronco:

$$H_1 - q Ds J_1 = H_2 + (1 - q) Ds J_2$$

Se la corrente è subcritica il calcolo procede dalla sezione di valle ove deve essere assegnata la condizione al contorno, verso monte per tronchi successivi: nella espressione precedente, applicata ricorsivamente a tutti i tronchi, dunque, si ritengono sempre note le condizioni idrometriche della corrente nella sezione 2 (di valle) e si devono ricavare quelle della sezione 1 (di monte).

Posto:

$$H = z_o + h + \alpha V^2 / 2g = z_o + h + \alpha Q^2 / 2g A^2$$

$$J = Q^2 / K^2$$

si ha:

$$h_1 + \alpha Q^2 / 2g A(h_1)^2 - Ds/2 Q^2 / K(h_1)^2 = H_2 + Ds/2 J_2 - z_{o1}$$

In questa espressione il secondo membro è una quantità nota.

Risolviendo questa equazione implicita con il metodo di bisezione si ricava h_1 e quindi tutte le variabili idrometriche della corrente nella sezione di monte.

Qualora nessuna soluzione esista nel campo delle correnti subcritiche si pone nella sezione 1 l'altezza critica per proseguire il calcolo.

Ripetendo il procedimento per ogni tronco si ricava il profilo di corrente.

PROGETTAZIONE ATI:

Se la corrente è supercritica, si applica lo stesso algoritmo procedendo da monte (ove deve essere assegnata la condizione al contorno) verso valle.

Il livello idrico nei tratti prismatici è dunque controllato essenzialmente dai valori dei coefficienti di scabrezza che compaiono nella definizione della capacità di portata dell'alveo.

10.3. TRONCHI DI CORRENTE RAPIDAMENTE VARIATA

Nei tronchi sede di ponti, tombini o altre strutture che provocano effetti localizzati le condizioni idrometriche di monte si correlano con quelle di valle tramite relazioni empiriche appropriate tratte dalla letteratura tecnica.

Ai fini della simulazione numerica, la sezione in cui è localizzato il ponte viene trattata nel modo di seguito descritto.

Nella sezione del ponte si inseriscono gli ingombri geometrici delle pile e delle spalle del ponte; la geometria reale viene schematizzata con una idraulicamente equivalente, ove gli ingombri delle singole pile vengono assemblati in un numero ridotto di sagome. Questa operazione viene fatta separatamente per le zone di alveo, golena e coltivo.

Alla stessa ascissa della sezione predetta si posizionano una sezione di monte (identificata dal suffisso 'm') e una sezione di valle (identificata dal suffisso 'v') con lo stesso contorno bagnato, che differiscono dalla sezione del ponte solo per l'assenza dell'ingombro delle pile/spalle.

Queste due sezioni convenzionali di monte e di valle delimitano il tronco, che ha lunghezza trascurabile, in cui è localizzata la variazione della geometria.

La sezione del ponte con gli ingombri delle pile/spalle entra soltanto nel calcolo delle perdite localizzate che, appunto, da tali ingombri sono causate.

Pertanto, nel risultato finale, in corrispondenza della sezione del ponte, saranno riportati alla stessa ascissa i tre livelli corrispondenti, nell'ordine, alla sezione immediatamente a monte ('m'), a quella del ponte con gli ingombri di pile/spalle, e a quella immediatamente a valle ('v').

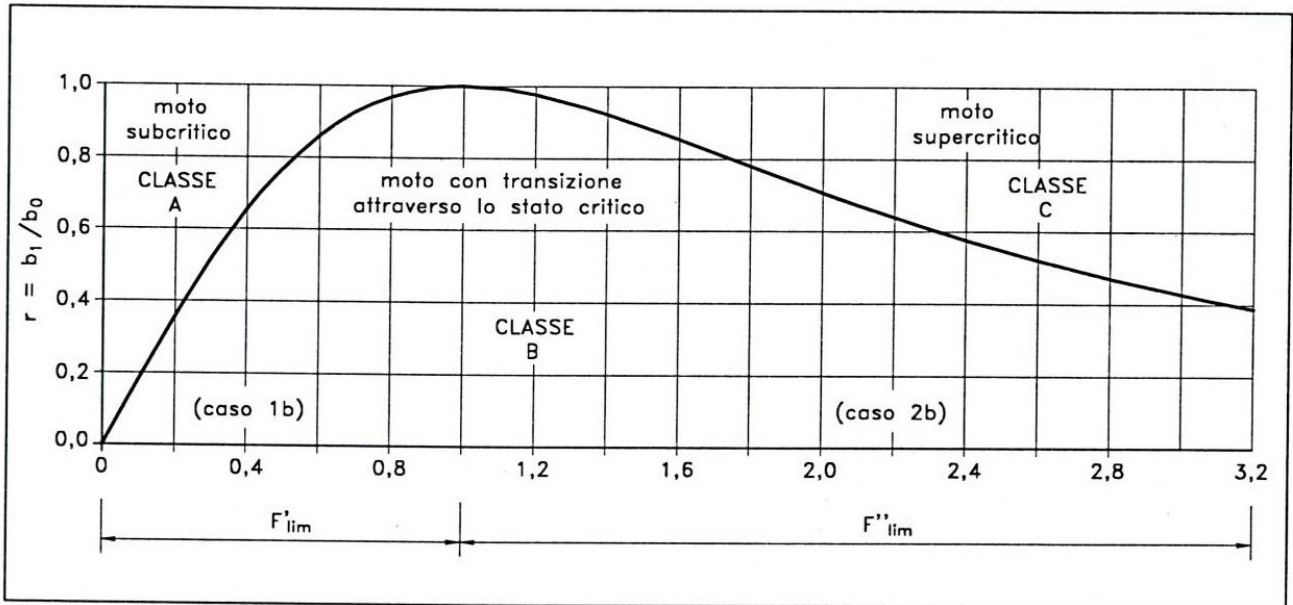
Il rigurgito dei ponti può essere valutato con metodologie diverse.

10.4. FORMULA DI YARNELL

Nel breve tronco in cui è localizzato il ponte la differenza tra il livello di monte e quello di valle ($z_m - z_v$) può essere calcolata con la formula di Yarnell dedotta da una estesa informazione sperimentale relativa a sezioni di forma rettangolare.

Si deve distinguere tra la situazione in cui la contrazione non è così forte da produrre la sezione di controllo tra le pile (di 'classe A' nella terminologia di Yarnell) e il caso in cui tale situazione si verifica (di 'classe B').

IDROLOGIA IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



Classificazione dei modi di deflusso attraverso un restringimento (Da Deppo, Datei "Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali")

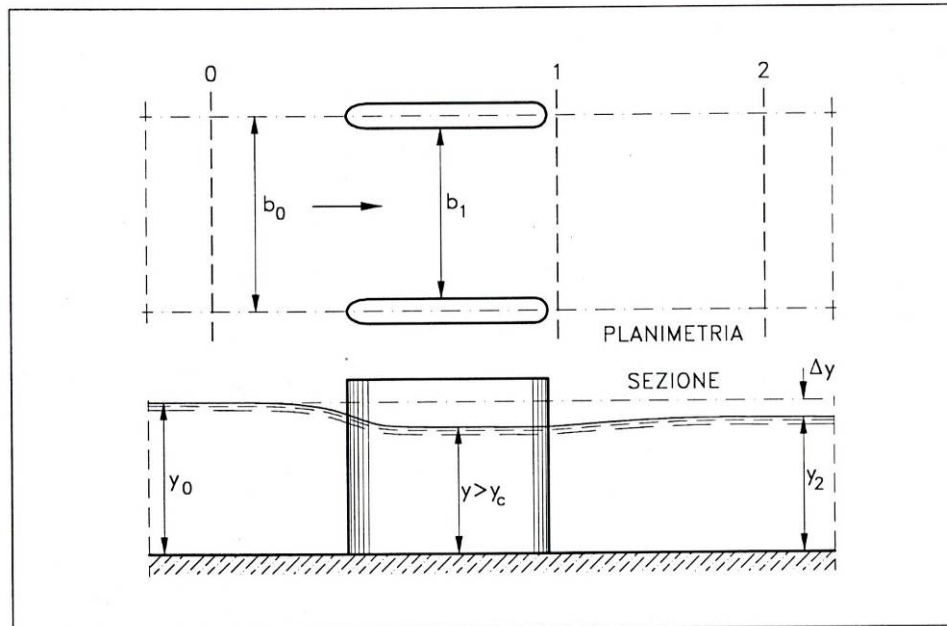
Si calcola preventivamente il rapporto di contrazione $r = b_1/b_0$ e si confronta con il rapporto di contrazione limite r_{lim} discriminante tra le classi 'A' e 'B' definito dall' espressione:

$$r_{lim} = \frac{2 - F^2}{2 + F^2}$$

Se il rapporto di contrazione r risulta minore di r_{lim} il problema é di classe 'B' e il livello di monte si ottiene dal valore dell'energia nella sezione di monte posta pari a quella critica che si stabilisce tra le pile incrementata di una perdita di carico in contrazione pari a circa 1/3 del termine cinetico critico.

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



Deflusso attraverso le pile di un ponte senza transizione – classe A (Da Deppo, Datei "Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali")

Per il problema di 'classe A' la formula di Yarnell esprime l'entità del rigurgito (Δy) in funzione del tirante idrico di valle (y_2), del rapporto di ingombro del ponte ($z = 1 - r$), di un coefficiente di forma della pila (K_Y) e del numero di Froude ($F = V/\sqrt{gA/B}$) della corrente nella sezione di valle (F_2) con l'espressione:





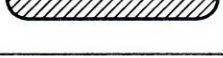
$$\frac{\Delta y}{y} = K_Y (K_Y - 0.6 + 5F_2^2)(z + 15z^4)F_2^2$$

Il coefficiente di forma K_Y assume valori che vanno da 1.25 per pile non arrotondate a valori dell'ordine di 0.9 per pile arrotondate con vari profili

Nell'ipotesi che la corrente investa l'asse della pila con un angolo α diverso da 0, i valori di Δy devono essere moltiplicati per il coefficiente 1.3 per $\alpha = 10^\circ$ e 2.3 per $\alpha = 20^\circ$.

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

forma della pila	K_Y
	1,25
	1,05
	1,05
	0,95
	0,90

Coefficienti di forma delle pile dei ponti (Da Deppo, Datei “Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali”)

10.5. FORMULA DI REHBOCK

In base alla formula di Rehbock, l'espressione del rigurgito è:

$$\Delta y = K_R(1 - r) \frac{v_2^2}{2g}$$

dove K_R è un coefficiente di forma pari a 1 per pile a rostri arrotondati e 2 per pile a spigoli vivi.

10.6. BILANCI DI ENERGIA (E-B) E DI SPINTA TOTALE (E-S)

Si distinguono, in corrispondenza dei ponti, il tratto tra la sezione di monte (M) e quella delle pile (P), in cui la corrente accelera, e quello tra questa sezione (P) e quella di valle (V) in cui la corrente rallenta.

Nel tratto M-P si impone il bilancio energetico conteggiando le perdite di carico in contrazione come una frazione del termine cinetico in P valutata in ragione del raccordo delle pile:

$$H_M = H_P + l \frac{v_P^2}{2g}$$

Nel tratto P-V si può ancora imporre il bilancio energetico valutando le perdite di rallentamento con l'espressione di Borda (schema e-b):

$$H_P = H_V + l \frac{(v_P - v_V)^2}{2g}$$

oppure si può, in alternativa, imporre l'invarianza della spinta totale tra le sezioni P e V utilizzando la geometria della sezione V per valutare la spinta idrostatica nella sezione P (schema e-s).

La scelta dello schema di rappresentazione degli effetti di rigurgito può essere effettuata con appropriata analisi di sensitività: gli schemi e-b e e-s, più elaborati, hanno comunque, a priori, il vantaggio di essere applicabili a sezioni non sensibilmente rettangolari.

11. FIUME CHIENTI PIENA DI CANTIERE

Per la realizzazione della pila 1 del viadotto sul Fiume Chienti, si prevedono lavorazioni all'interno dell'alveo del corso d'acqua.

Durante la fase transitoria esiste la possibilità che si verifichi un evento di piena che vada ad interessare l'area di cantiere durante le fasi significative per la costruzione dell'opera.

Tenendo conto delle opere provvisorie eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla condizione di opera realizzata [...] il tempo di ritorno della piena da assumere per le valutazioni è quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera.

Tale definizione richiama il concetto di "rischio idraulico", cioè la probabilità composta di non superamento che un determinato evento caratterizzato da tempo di ritorno assegnato T_R , si manifesti nel corso di un periodo temporale prefissato, N .

Lo sviluppo della formulazione di tempo di ritorno, associato alla probabilità composta per la quale l'evento si manifesti all'interno dell'orizzonte temporale stabilito, porta alla seguente formulazione del rischio idraulico:

$$R_i = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R} \right)^N$$

dove:

- R_i = rischio idraulico inteso come probabilità di non superamento;
- T_R = tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni);
- N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

R_i rappresenta il rischio di superamento dell'evento associato al tempo di ritorno T_R in N anni che in questo caso per il viadotto Chienti è:

- | | |
|--|----------|
| • T_R = tempo di ritorno di progetto | 200 anni |
| • V = durata dell'opera | 100 anni |
| • R_i = rischio idraulico | 0.39 |

Il tutto può essere interpretato nel modo seguente: il rischio idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisorie nel periodo di installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera) deve essere uguale al rischio idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera. Stabilite quindi le seguenti variabili:

- T_R = tempo di ritorno di progetto (anni);
- V = durata dell'opera (anni);
- c = durata di costruzione (anni);
- T_{pr} = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisorie (anni);

l'assunto precedente si trasforma nella seguente eguaglianza:

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T_{pr}}\right)^c = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N$$

Dalla quale si ricava per T_{pr} :

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{\frac{N}{c}}}$$

Nel caso in disamina, la realizzazione della pila 1 per il viadotto Chienti considerando scavo, realizzazione fondazione e pila, i nostri valori in gioco sono:

- T_R = tempo di ritorno di progetto 200 anni
- V = durata dell'opera 100 anni
- c = durata di costruzione pila 168 giorni 0.46 anni

per i quali si stima una portata con $T_R=1.51$ anni.

In maniera analoga al fine di verificare un'eventuale interferenza di falda, assimilata al livello idrico del Chienti, si stima una portata di cantiere per la realizzazione del sottopasso e la vasca all'associato impianto di sollevamento; nello specifico si ha:

- T_R = tempo di ritorno di progetto 200 anni
- V = durata dell'opera 100 anni
- c = durata di costruzione sottopasso e vasca 224 giorni 0.61 anni

per i quali si stima una portata con $T_R=1.79$ anni.

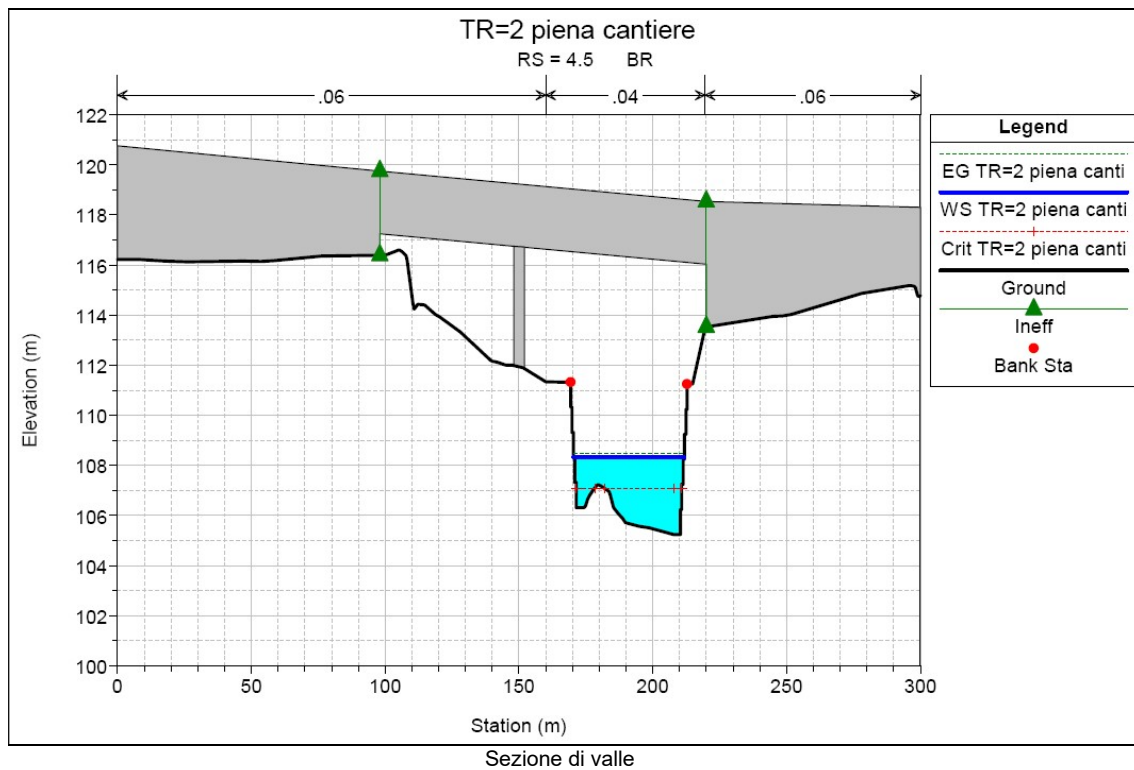
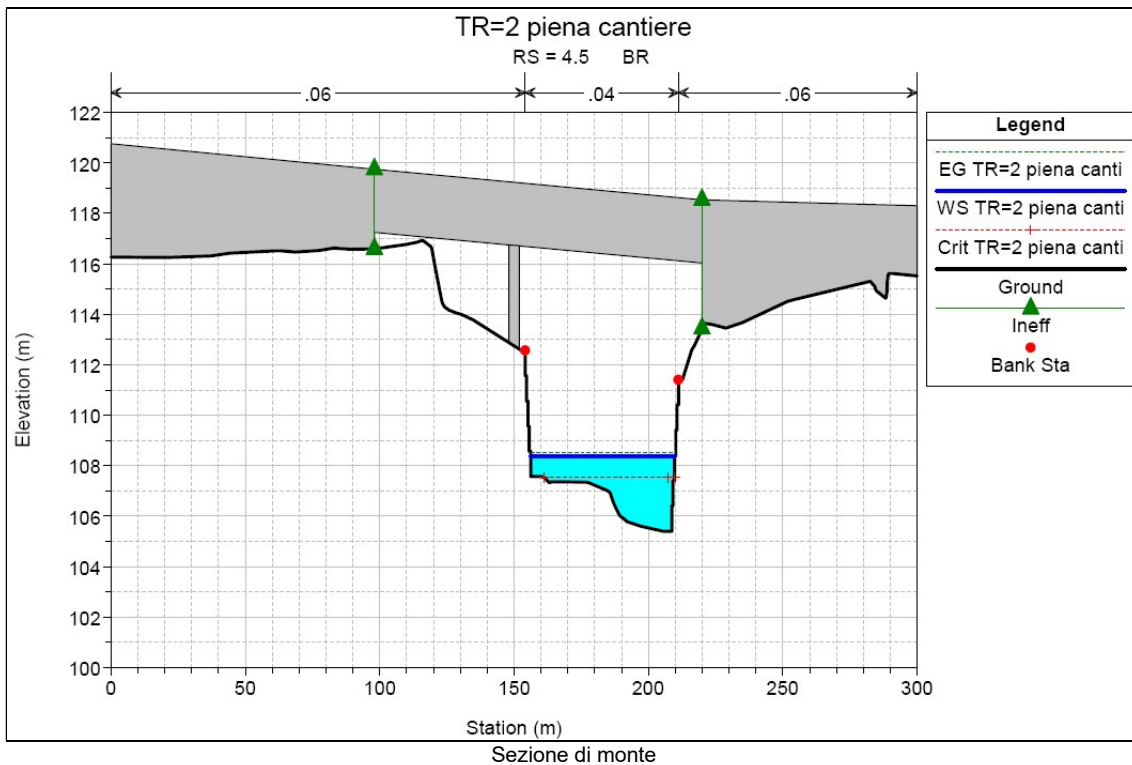
In via cautelativa si farà riferimento alla portata con tempo di ritorno $T_R= 2$ anni già utilizzata per lo studio del trasporto solido.

Negli allegati di calcolo si riportano i tabulati relativi alla simulazione con le grandezze idrauliche principali, il profilo e le sezioni relative alla portata biennale.

Per comodità si riportano le sezioni di monte e valle del viadotto di progetto.

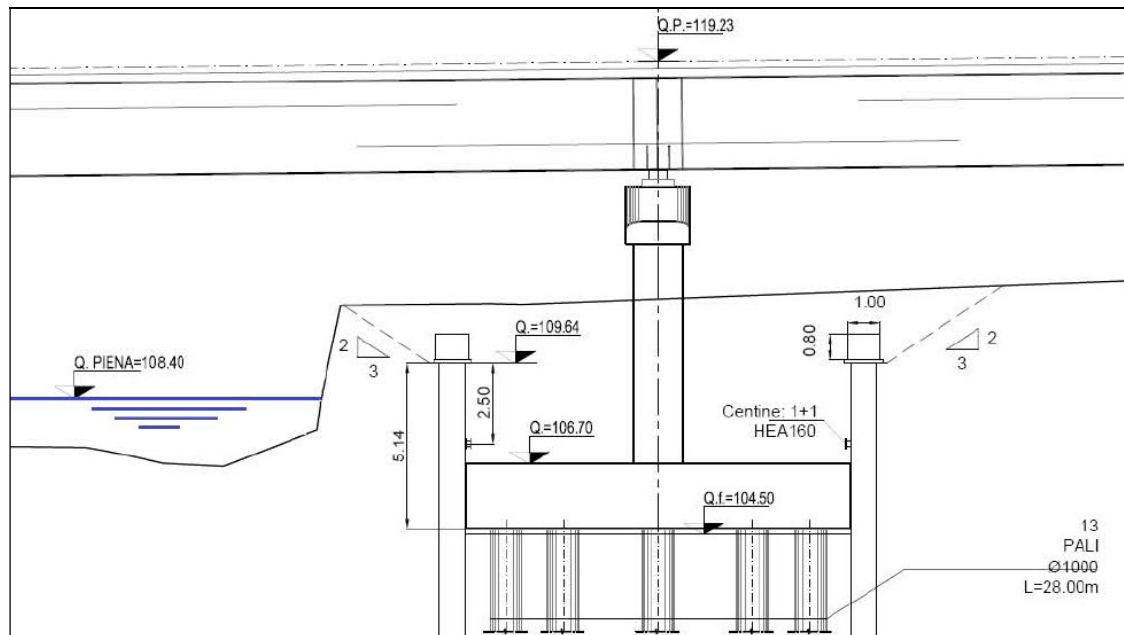
PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



Si evidenzia inoltre come nella fase transitoria la realizzazione della pila del viadotto Chienti non richiede alcuna parzializzazione dell'alveo; inoltre il livello del pelo libero si attesta ad una quota pari a 108.40m s.l.m. inferiore alla testa della coronella di pali a protezione dello scavo per la realizzazione della pila che è quota 109.64 con un franco pari a 1.54m.

In maniera analoga si verifica che non c'è interferenza con il livello di falda indotto dall'evento id piena biennale nel Chienti, e gli scavi per la realizzazione del sottopasso e della vasca dell'asse principale.

La quota fondo scavo per il sottopasso è 110.79 m s.l.m. e la vasca è 109.00 m s.l.m a quota superiore del pelo libero corrispondente che come indicato prima si attesta a 108.40m s.l.m.

PROGETTAZIONE ATI:

12. FIUME CHIANTI RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

12.1. SIMULAZIONE ANTE OPERAM

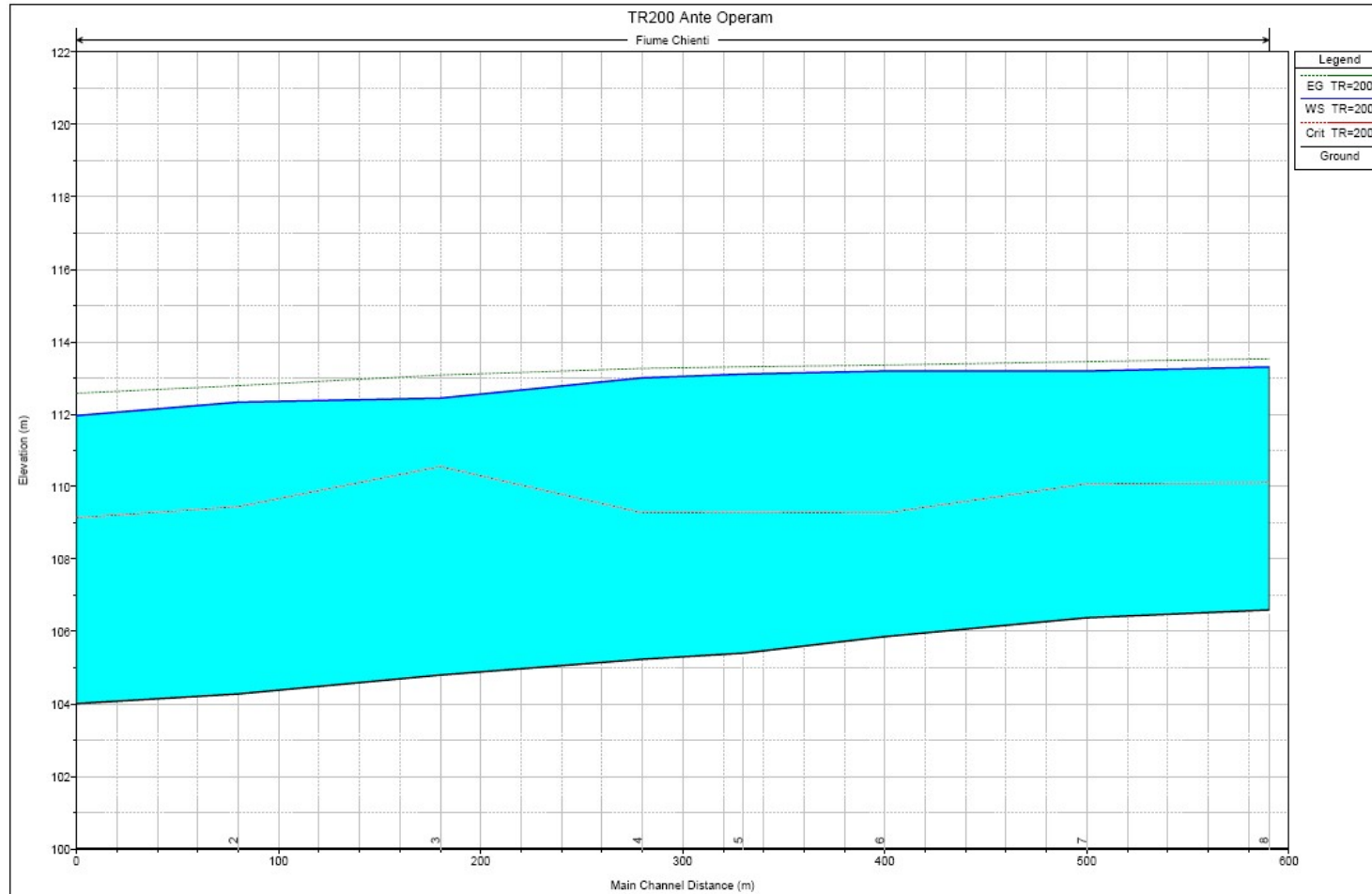
Tabulato variabili idrauliche Q_{200} ante operam

Sezione	Quota fondo (m)	Tirante idraulico (m)	Quota livello idrico(m)	Quota altezza critica (m)	Carico Totale (m)	Pendenza motrice	Velocità media (m/s)	Area Bagnata (m ²)	Larghezza Massima (m)	Numero di Froude
8	106.59	6.71	113.30	110.11	113.53	0.00089	2.14	351.14	66.42	0.30
7	106.38	6.81	113.19	110.08	113.45	0.00091	2.24	335.72	61.87	0.30
6	105.86	7.33	113.19	109.27	113.35	0.00050	1.77	424.58	73.68	0.23
5	105.40	7.71	113.11	109.29	113.31	0.00070	1.99	378.27	73.69	0.26
4	105.24	7.77	113.00	109.28	113.26	0.00086	2.28	351.91	85.26	0.30
3	104.80	7.64	112.44	110.56	113.08	0.00283	3.66	241.85	81.99	0.49
2	104.28	8.06	112.33	109.45	112.79	0.00202	3.13	298.09	104.91	0.42
1	104.01	7.95	111.96	109.14	112.58	0.00300	3.55	240.81	86.19	0.50

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA –RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

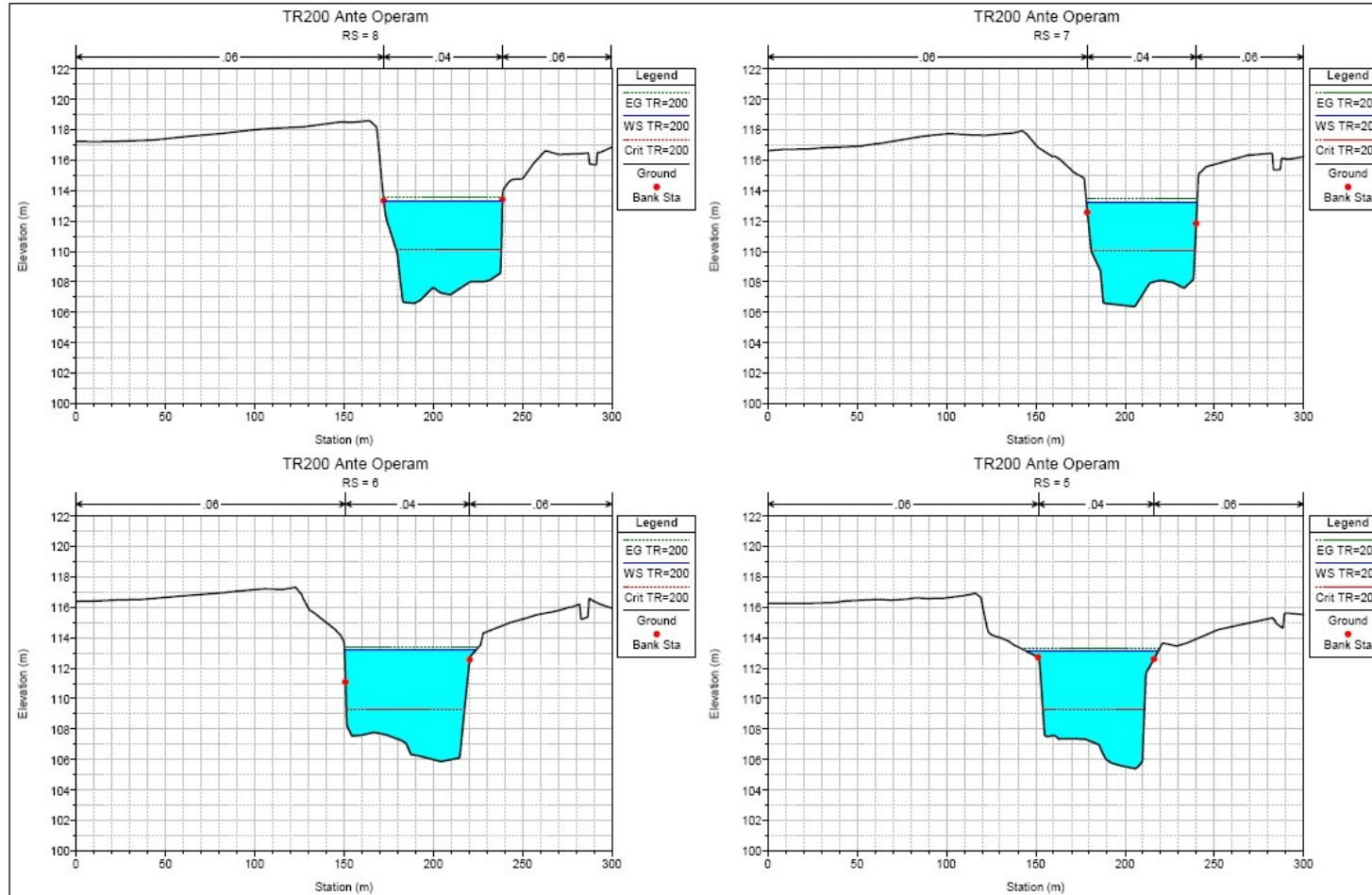
Profilo idraulico Q₂₀₀ ante operam



PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

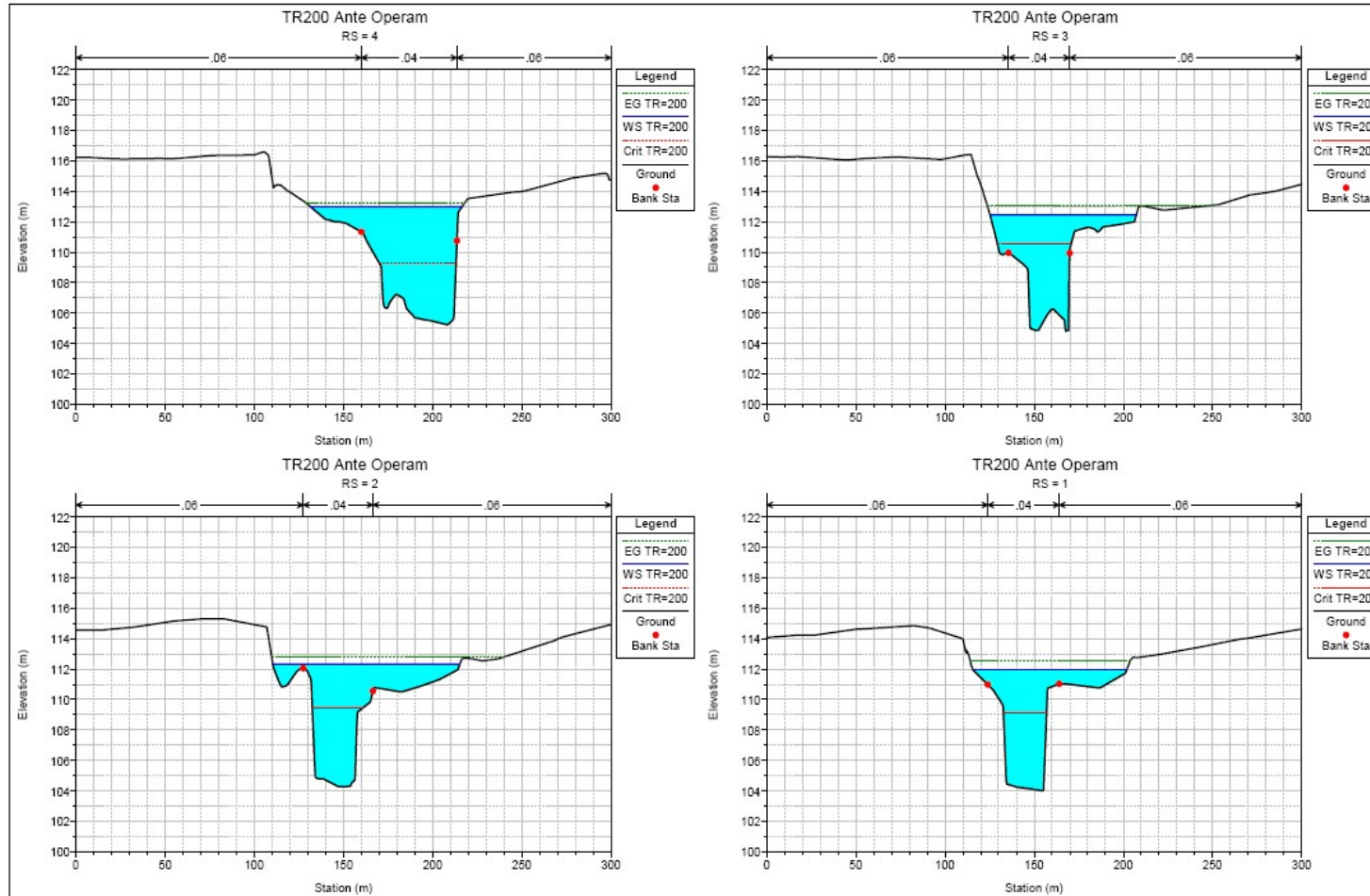
Sezioni idrauliche Q₂₀₀ ante operam



PROGETTAZIONE ATI:

ASSE VIARIO MARCHE - UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA
SUBLOTTO 2.2: INTERVALLIVA MACERATA - ALLACCIO FUNZIONALE DELLA SS77 ALLA CITTÀ DI
MACERATA ALLE LOCALITÀ "LA PIEVE" E "MATTEI"

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI:

12.2. SIMULAZIONE POST OPERAM

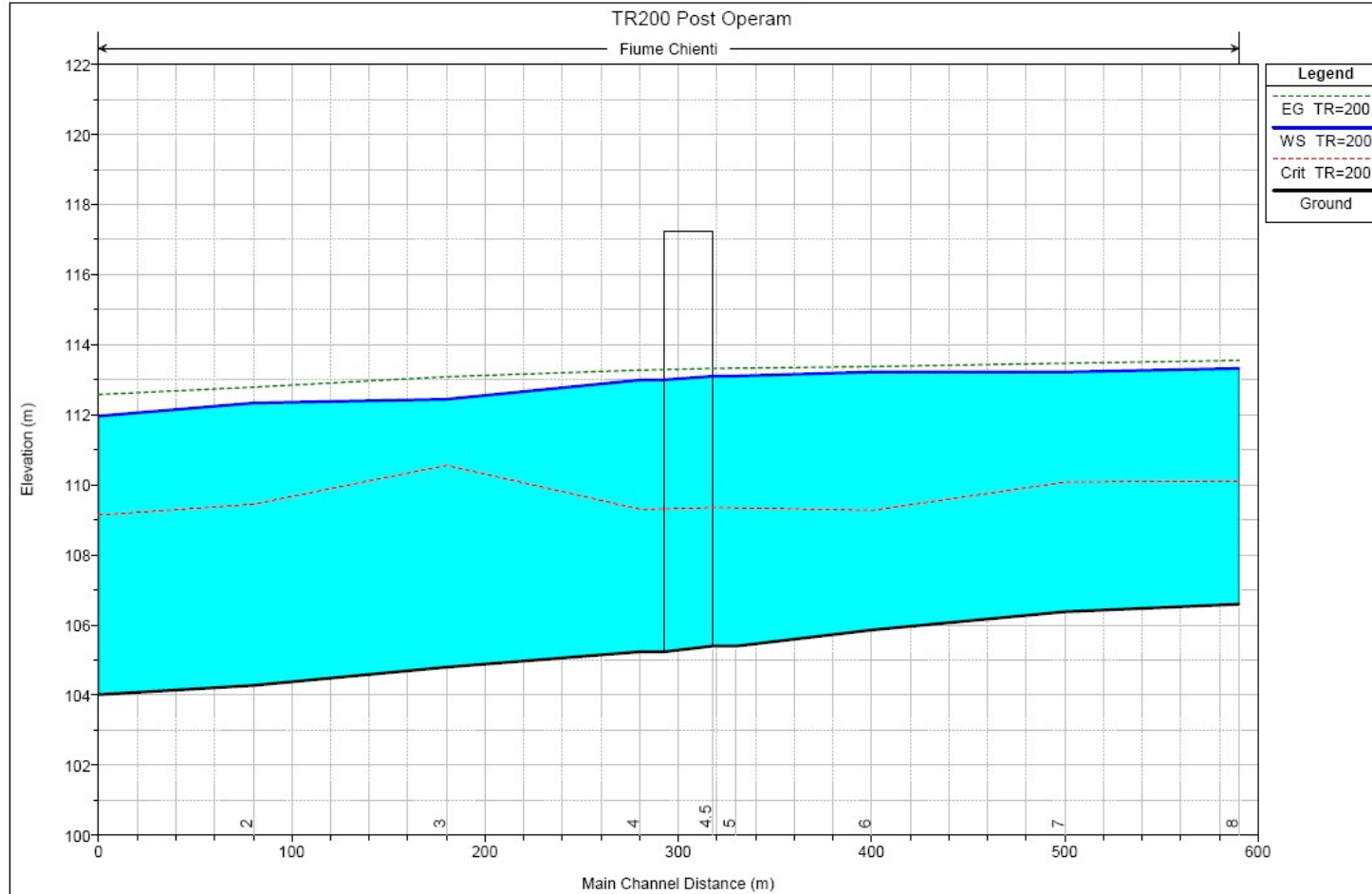
Tabulato variabili idrauliche Q₂₀₀ post operam

Sezione	Quota fondo (m)	Tirante idraulico (m)	Quota livello idrico(m)	Quota altezza critica (m)	Carico Totale (m)	Pendenza motrice	Velocità media (m/s)	Area Bagnata (m ²)	Larghezza Massima (m)	Numero di Froude
8	106.59	6.73	113.32	110.11	113.55	0.00088	2.13	352.6	66.44	0.29
7	106.38	6.84	113.22	110.08	113.47	0.00090	2.23	337.2	61.90	0.30
6	105.86	7.36	113.22	109.27	113.38	0.00049	1.76	426.4	73.88	0.23
5	105.40	7.71	113.11	109.35	113.33	0.00076	2.08	368.2	73.98	0.27
Monte ponte	105.40	7.70	113.10	109.35	113.32	0.00076	2.09	358.9	69.77	0.27
Valle ponte	105.24	7.76	113.00	109.31	113.29	0.00101	2.44	307.4	83.17	0.30
4	105.24	7.75	112.99	109.31	113.28	0.00101	2.44	341.8	87.02	0.30
3	104.80	7.64	112.44	110.56	113.08	0.00283	3.66	241.9	81.99	0.49
2	104.28	8.06	112.33	109.45	112.79	0.00202	3.13	298.1	104.91	0.42
1	104.01	7.95	111.96	109.14	112.58	0.00300	3.55	240.8	86.19	0.50

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

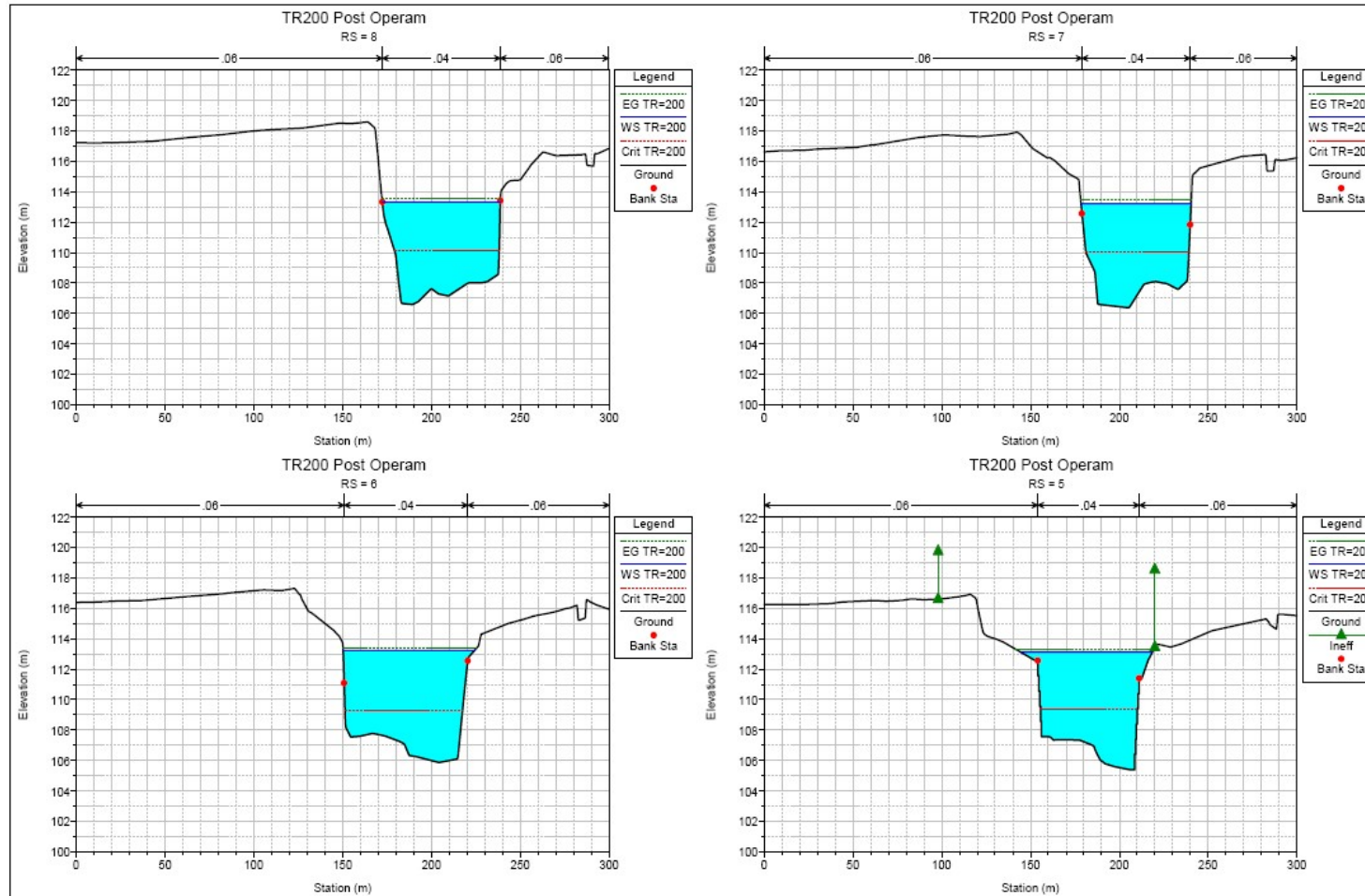
Profilo idraulico Q₂₀₀ post operam



PROGETTAZIONE ATI:

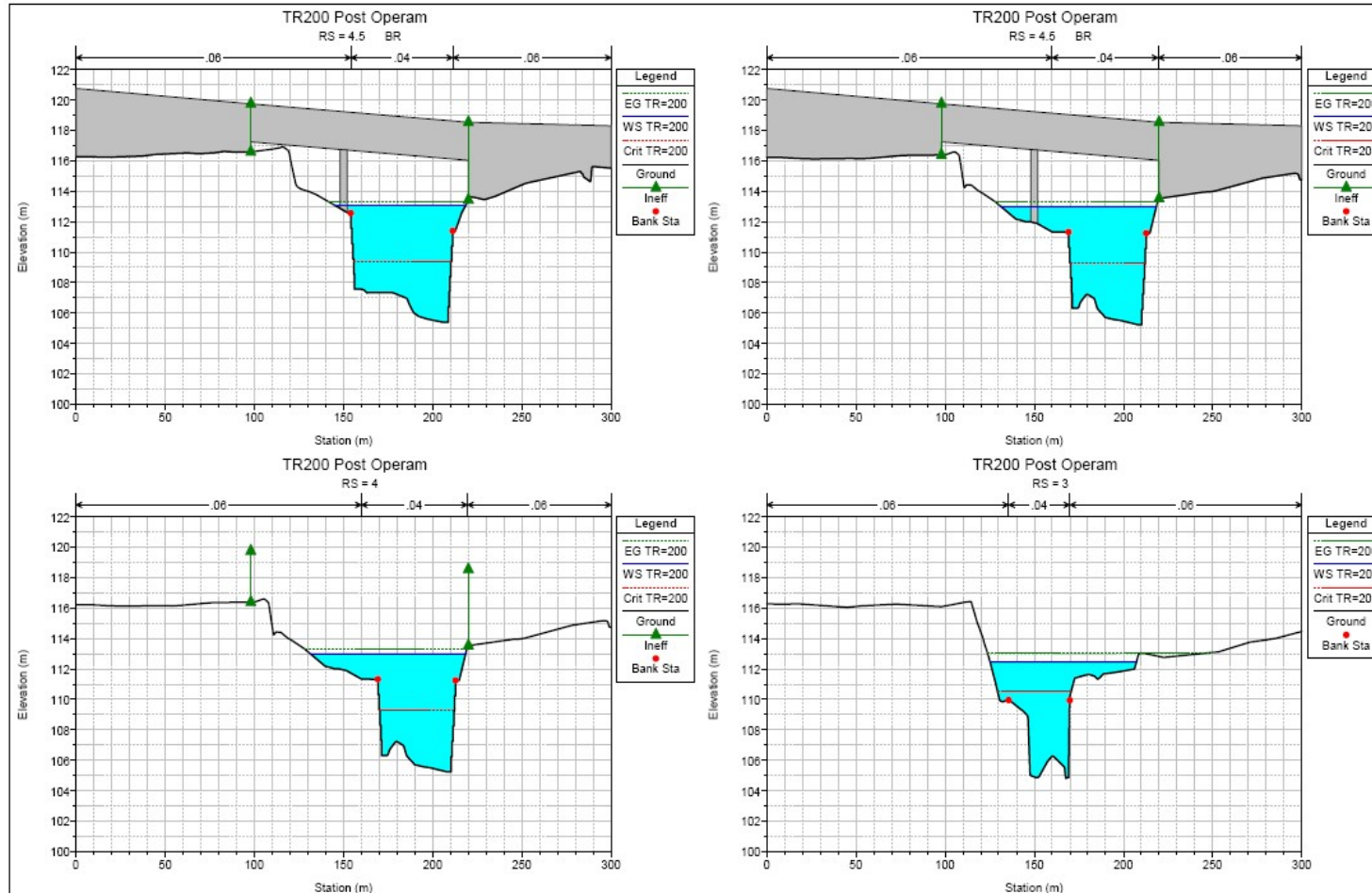
IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

Sezioni idrauliche Q_{200} post operam



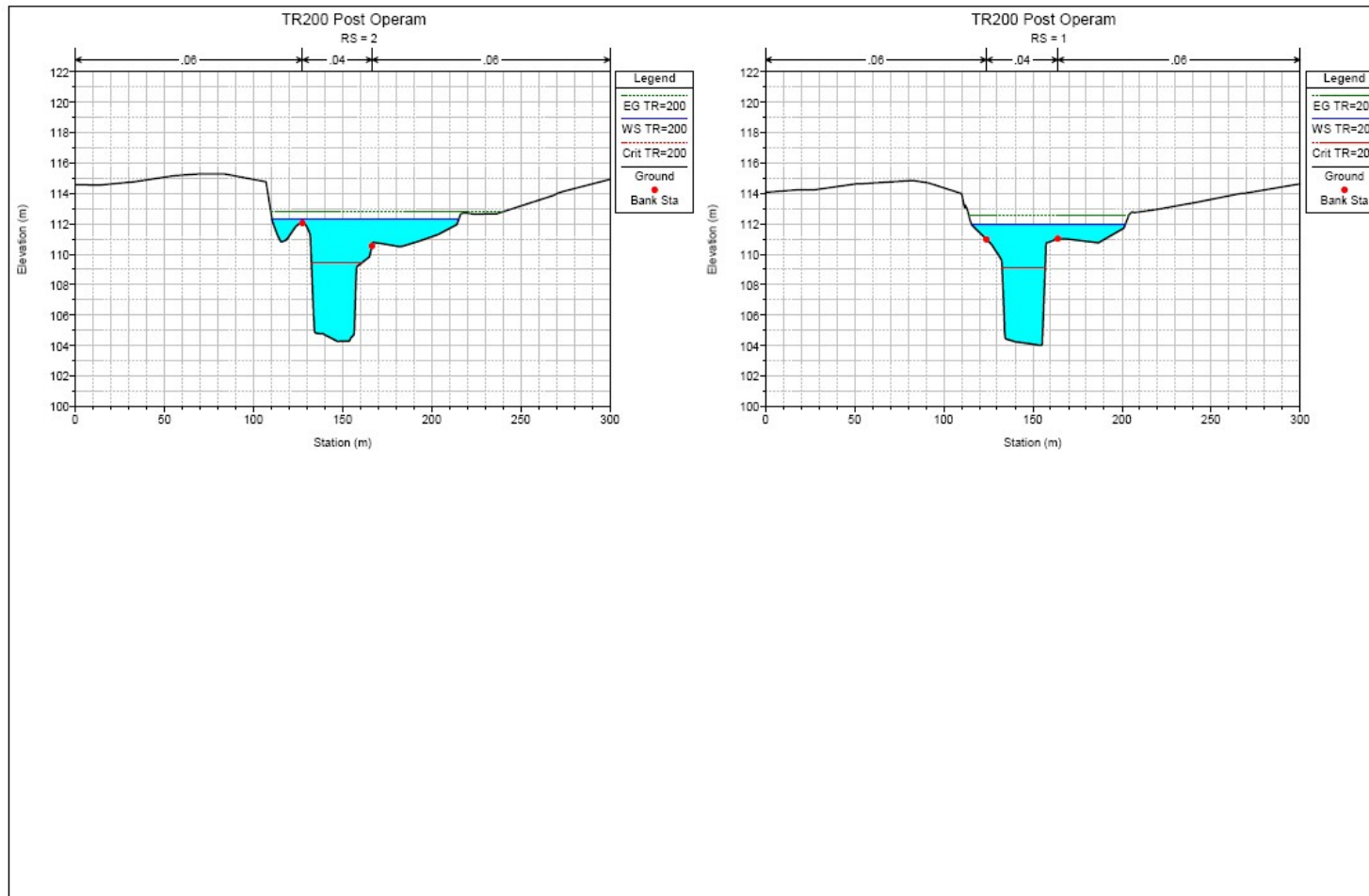
PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI:

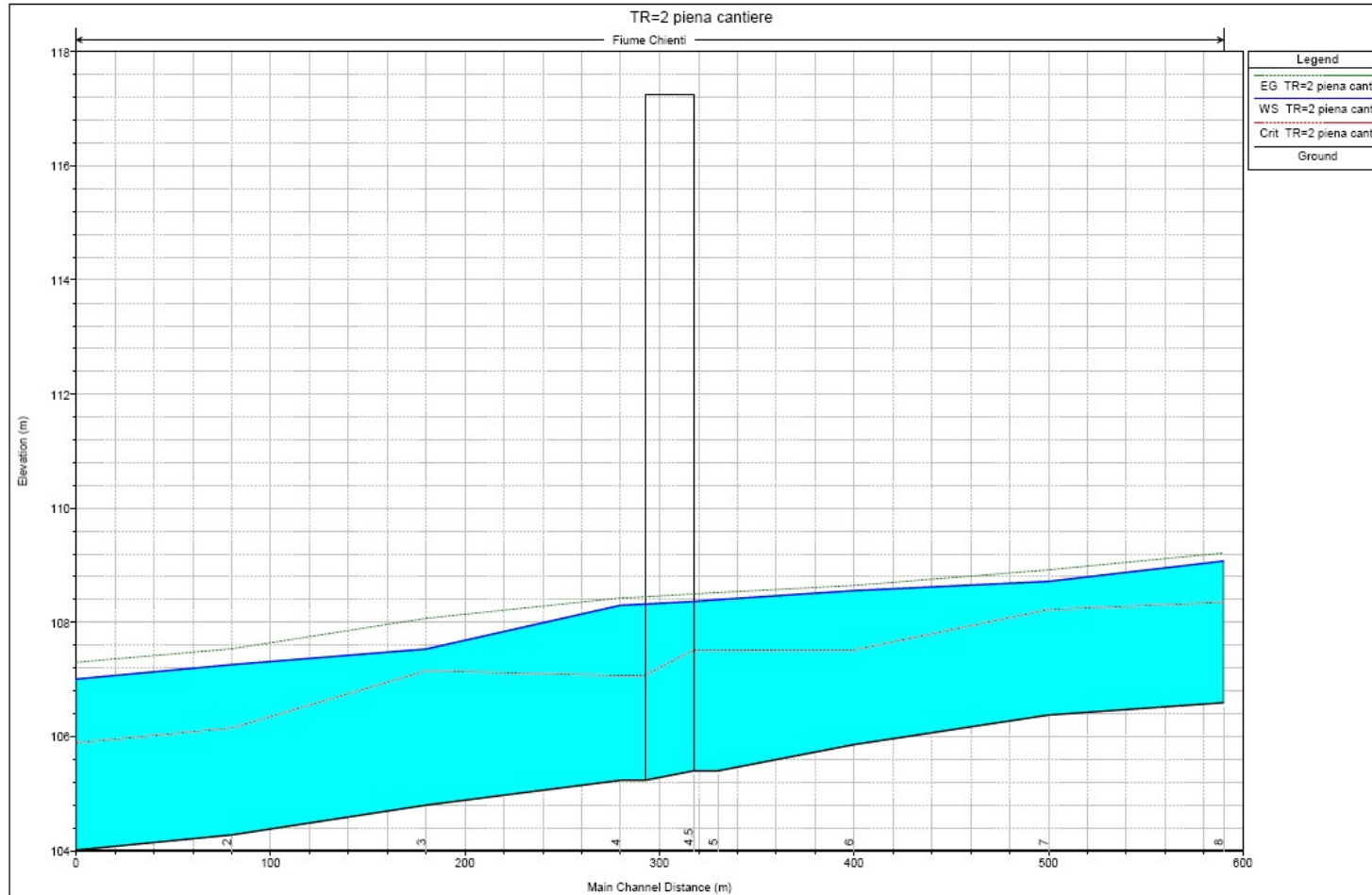
12.3. SIMULAZIONE PIENA DI CANTIERE

Tabulato variabili idrauliche Q₂ piena di cantiere

Sezione	Quota fondo (m)	Tirante idraulico (m)	Quota livello idrico(m)	Quota altezza critica (m)	Carico Totale (m)	Pendenza motrice	Velocità media (m/s)	Area Bagnata (m ²)	Larghezza Massima (m)	Numero di Froude
8	106.59	2.48	109.08	108.36	109.21	0.00246	1.65	89.65	57.25	0.42
7	106.38	2.34	108.72	108.23	108.92	0.00421	2.00	73.80	52.39	0.54
6	105.86	2.70	108.56	107.52	108.65	0.00156	1.36	108.36	65.43	0.34
5	105.40	3.00	108.40	107.52	108.52	0.00202	1.56	94.42	53.51	0.38
Monte ponte	105.40	2.97	108.37	107.52	108.50	0.00213	1.59	92.77	53.51	0.39
Valle ponte	105.24	3.08	108.32	107.08	108.45	0.00161	1.58	93.35	41.50	0.34
4	105.24	3.06	108.30	107.07	108.43	0.00164	1.60	92.14	41.00	0.34
3	104.80	2.74	107.54	107.15	108.07	0.00858	3.24	45.48	22.65	0.73
2	104.28	2.98	107.26	106.15	107.54	0.00284	2.33	63.33	23.93	0.46
1	104.01	3.00	107.01	105.89	107.30	0.00301	2.40	61.52	22.75	0.47

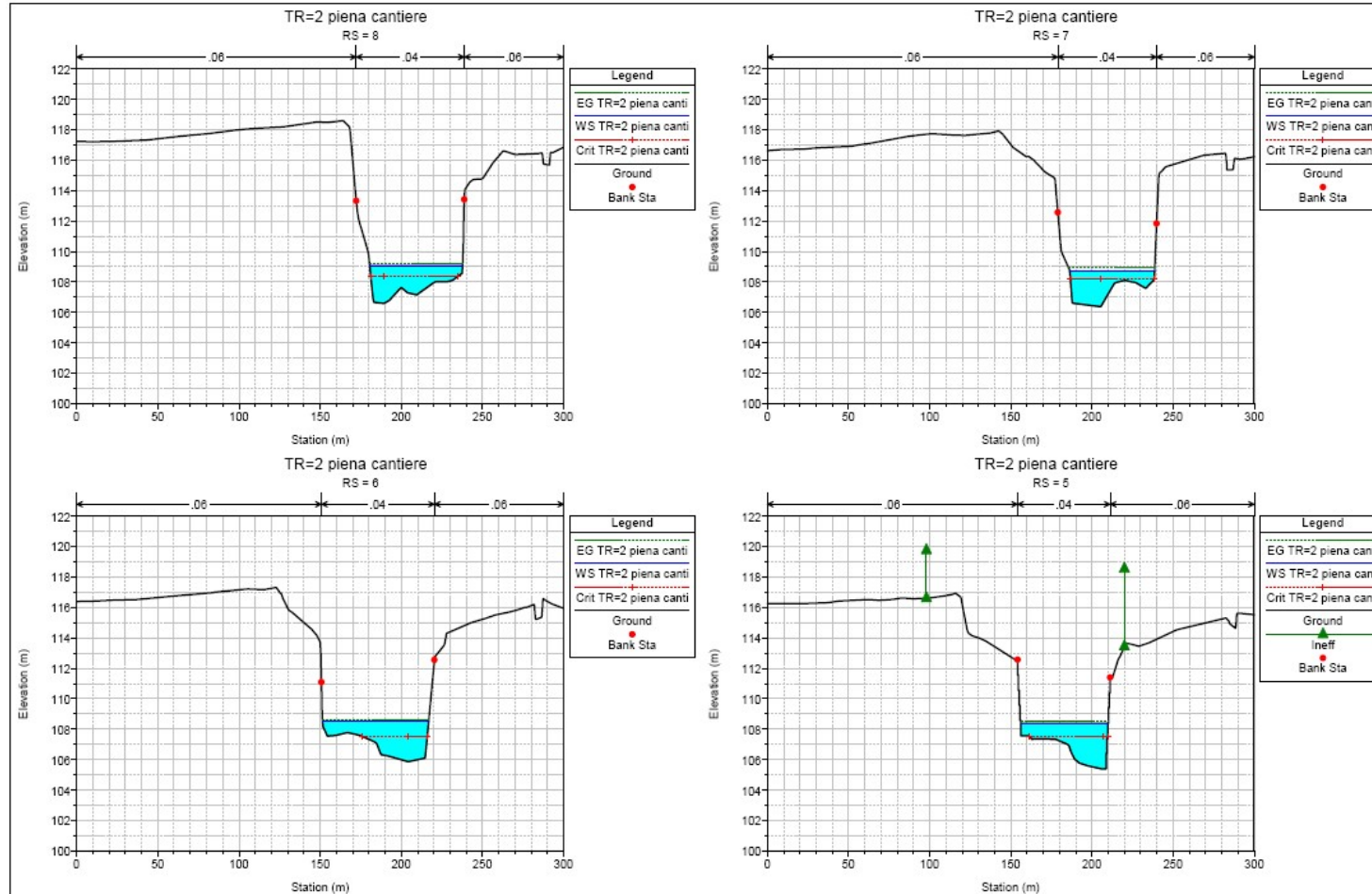
PROGETTAZIONE ATI:

Profilo idraulico Q₂ piena di cantiere



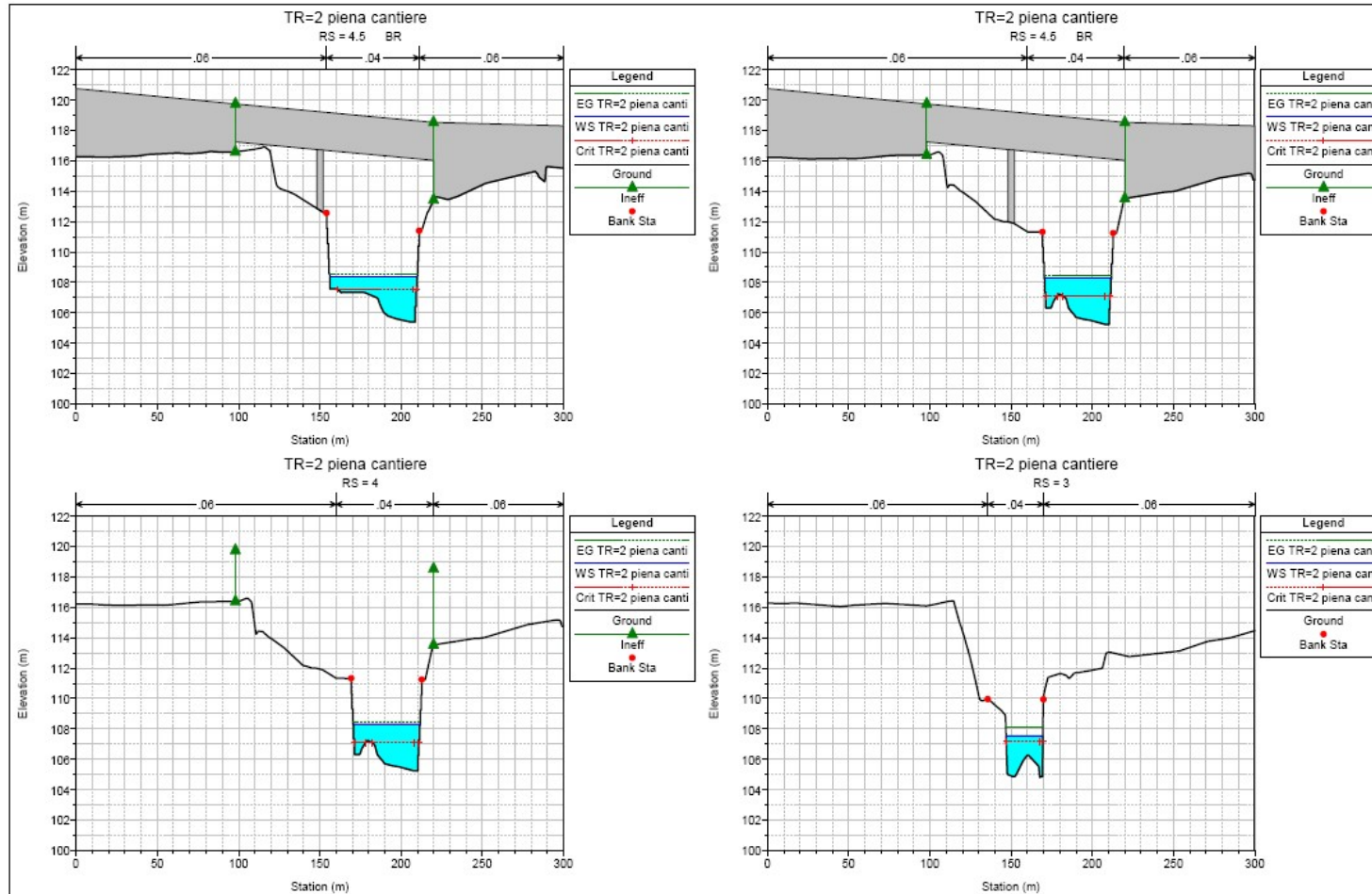
PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni idrauliche Q₂ piena di cantiere



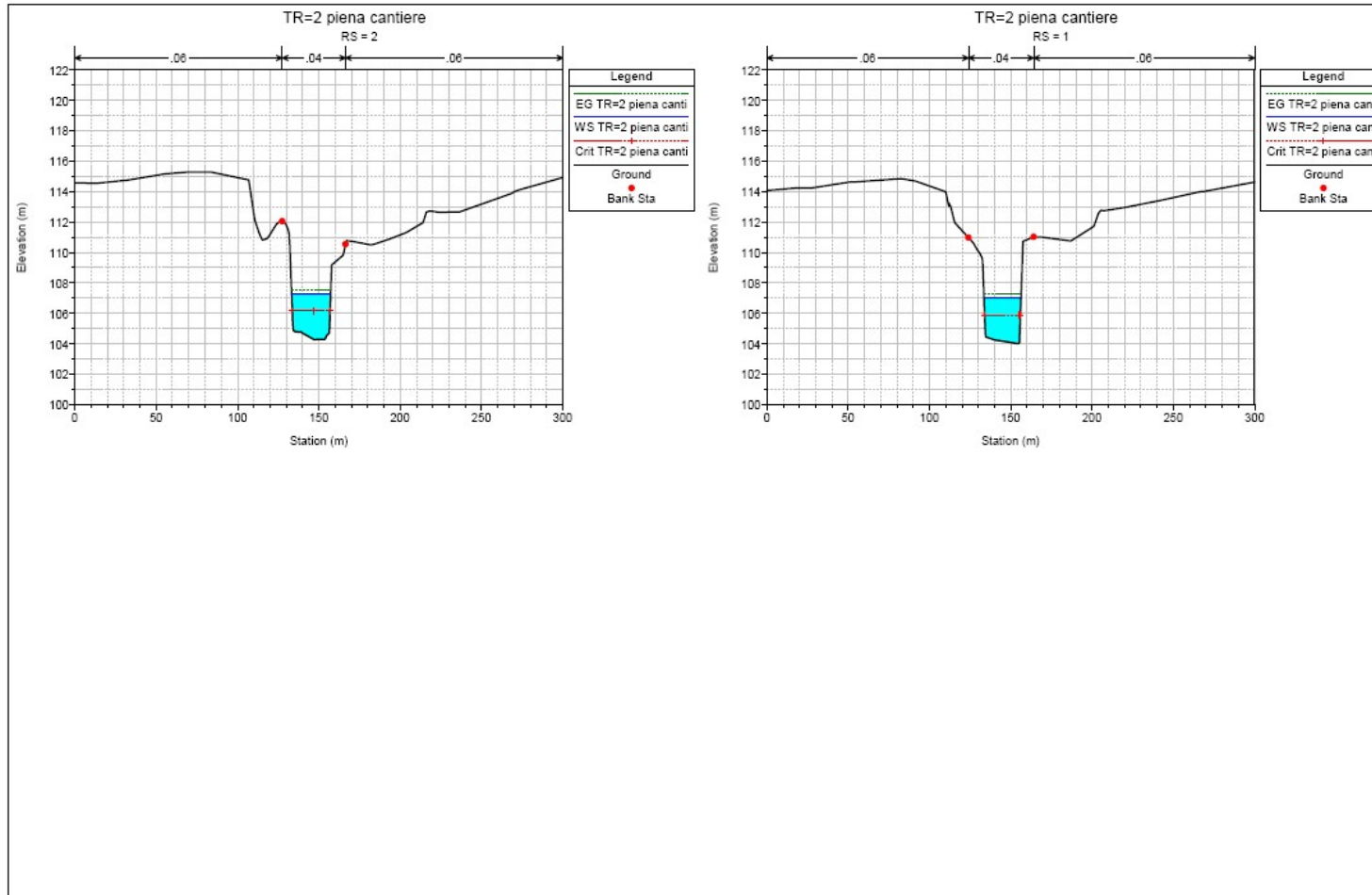
PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI:

13. FOSSO BACINO 4 PK 3+348 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

13.1. SIMULAZIONE ANTE OPERAM

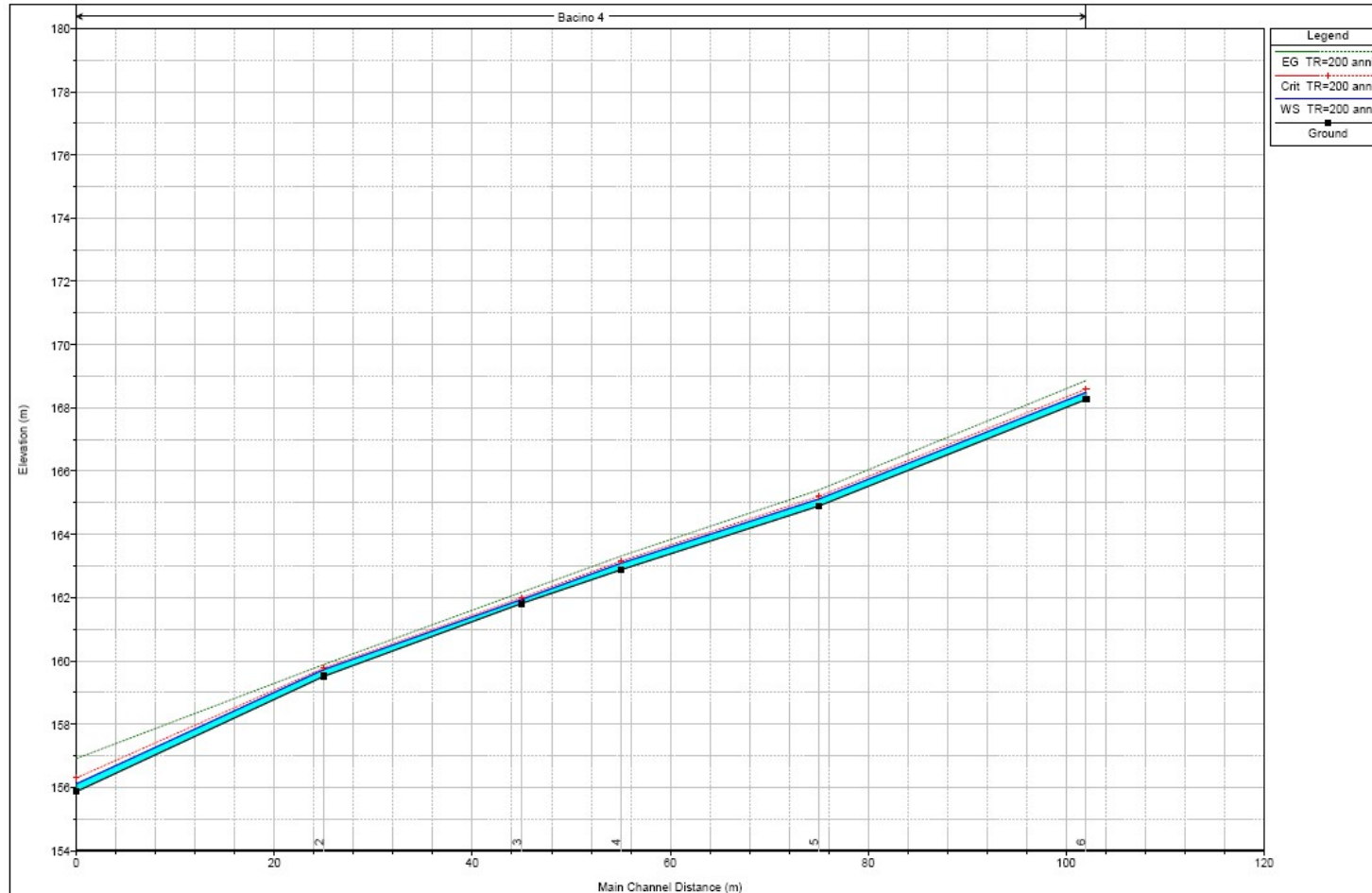
Tabulato variabili idrauliche Q_{200} ante operam

Sezione	Quota fondo (m)	Tirante idraulico (m)	Quota livello idrico(m)	Quota altezza critica (m)	Carico Totale (m)	Pendenza motrice	Velocità media (m/s)	Area Bagnata (m ²)	Larghezza Massima (m)	Numero di Froude
6	168.26	0.23	168.49	168.60	168.87	0.12022	2.72	0.96	7.28	2.39
5	164.90	0.22	165.12	165.20	165.41	0.13497	2.36	1.11	11.37	2.41
4	162.88	0.20	163.08	163.16	163.31	0.08235	2.11	1.24	10.32	1.95
3	161.81	0.13	161.94	162.01	162.18	0.16477	2.15	1.21	16.60	2.54
2	159.51	0.22	159.73	159.78	159.89	0.08254	1.78	1.47	15.95	1.87
1	155.87	0.24	156.11	156.31	156.92	0.17638	3.97	0.66	3.72	3.01

PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

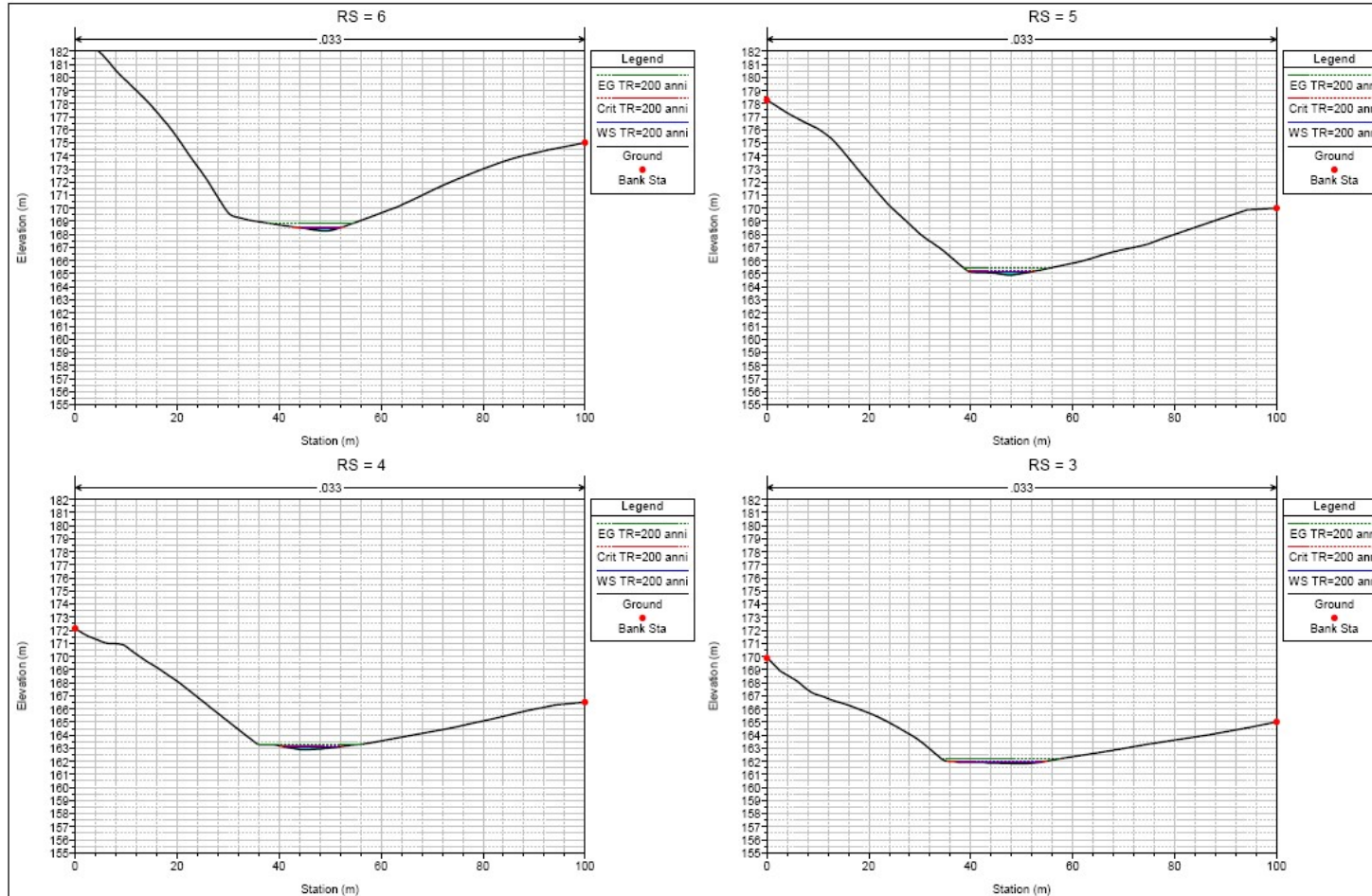
Profilo idraulico Q_{200} ante operam



PROGETTAZIONE ATI:

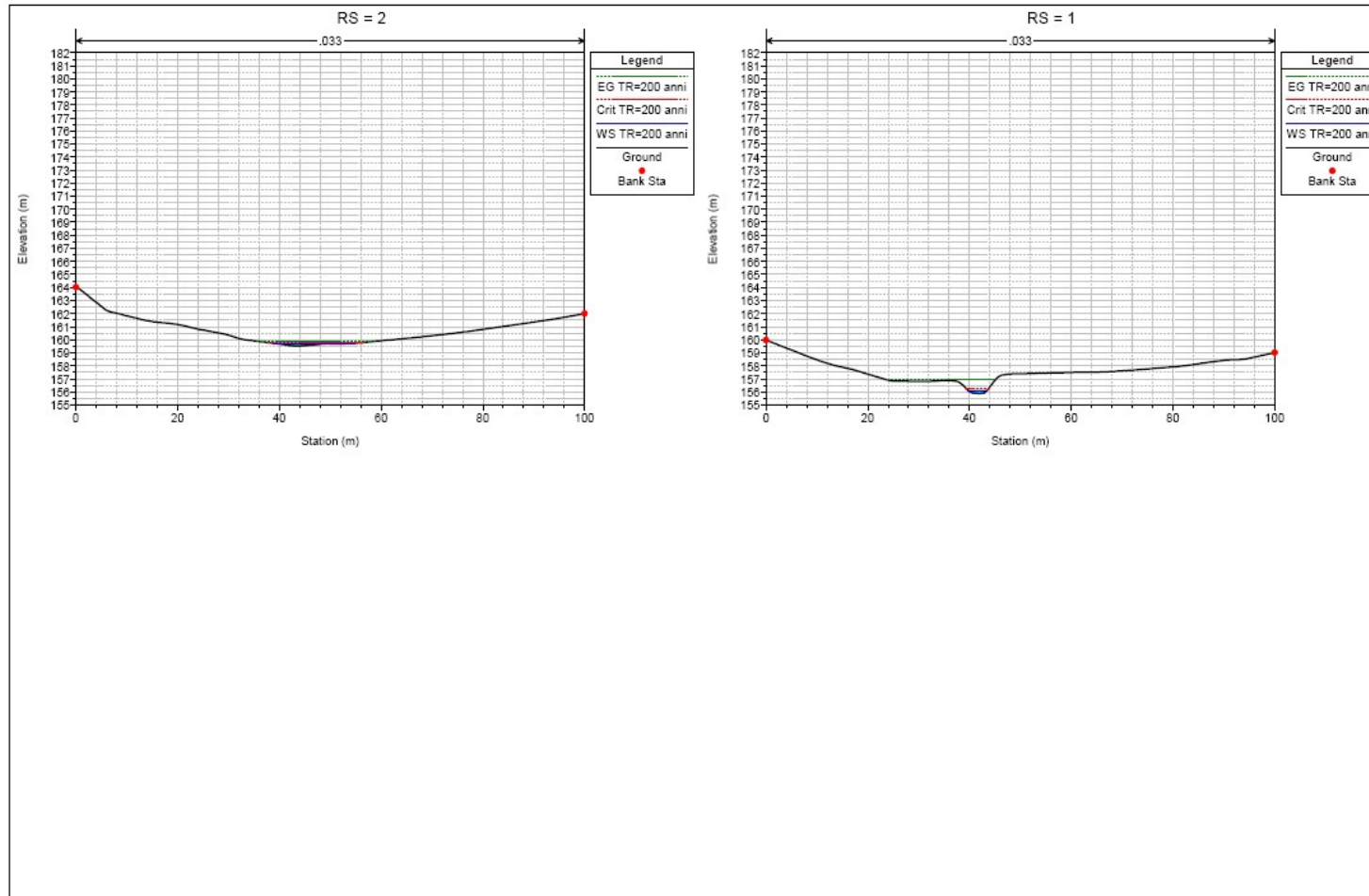
IDROLOGIA IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

Sezioni idrauliche Q_{200} ante operam



PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI:

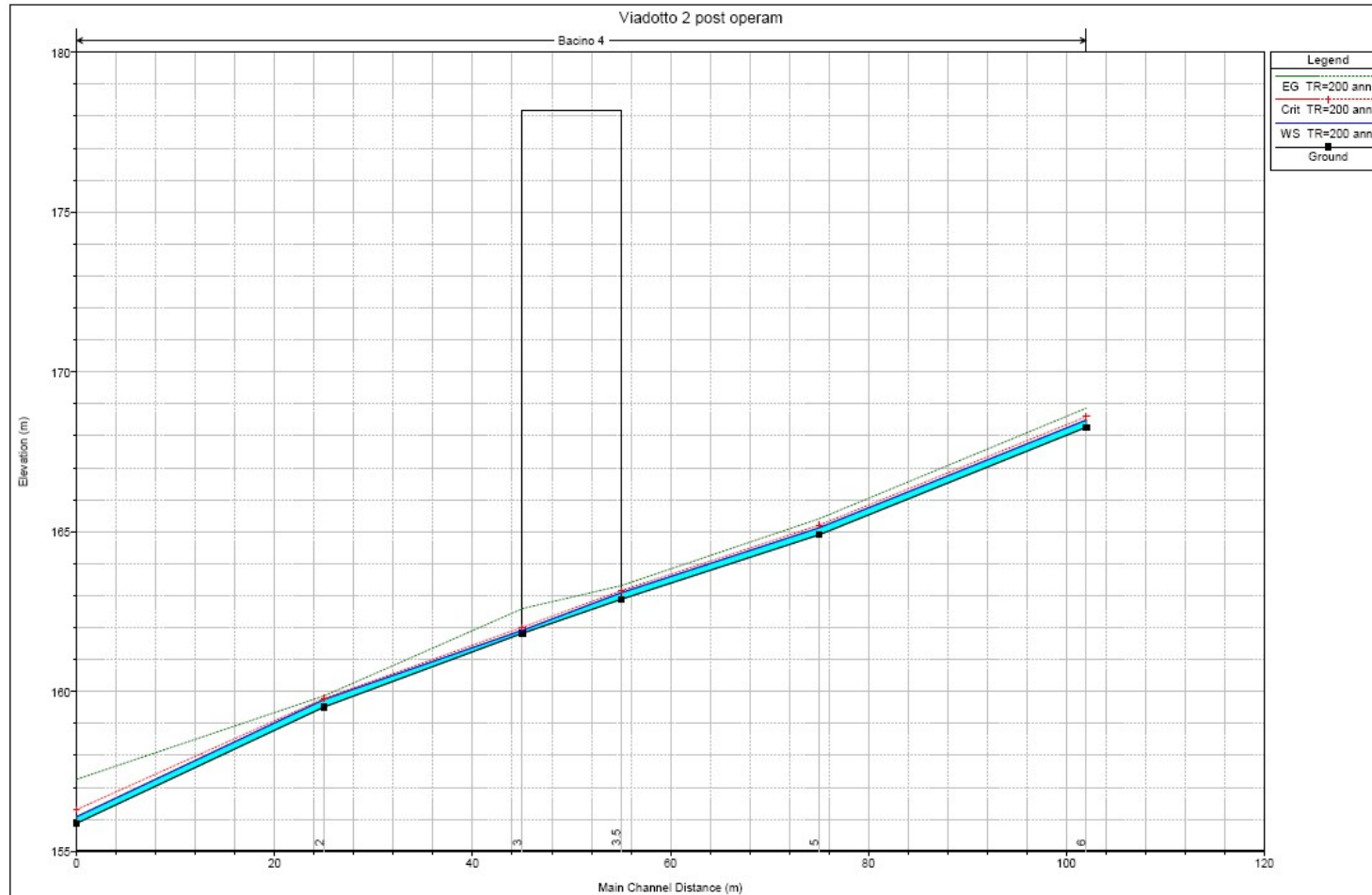
13.2. SIMULAZIONE POST OPERAM

Tabulato variabili idrauliche Q₂₀₀ ante operam

Sezione	Quota fondo (m)	Tirante idraulico (m)	Quota livello idrico(m)	Quota altezza critica (m)	Carico Totale (m)	Pendenza motrice	Velocità media (m/s)	Area Bagnata (m ²)	Larghezza Massima (m)	Numero di Froude
6	168.26	0.23	168.49	168.60	168.87	0.12022	2.72	0.96	7.28	2.39
5	164.90	0.22	165.12	165.20	165.41	0.13497	2.36	1.11	11.37	2.41
4	162.88	0.20	163.08	163.16	163.31	0.08235	2.11	1.24	10.32	1.95
Monte viadotto	162.88	0.20	163.08	163.16	163.31	0.08192	2.11	1.24	10.33	1.94
Valle viadotto	161.81	0.10	161.91	162.01	162.59	0.86162	3.66	0.71	15.24	5.39
3	161.81	0.10	161.91	162.01	162.58	0.83867	3.62	0.72	15.26	5.33
2	159.51	0.23	159.75	159.78	159.86	0.04928	1.47	1.77	17.25	1.47
1	155.87	0.21	156.08	156.31	157.25	0.30476	4.78	0.55	3.53	3.88

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

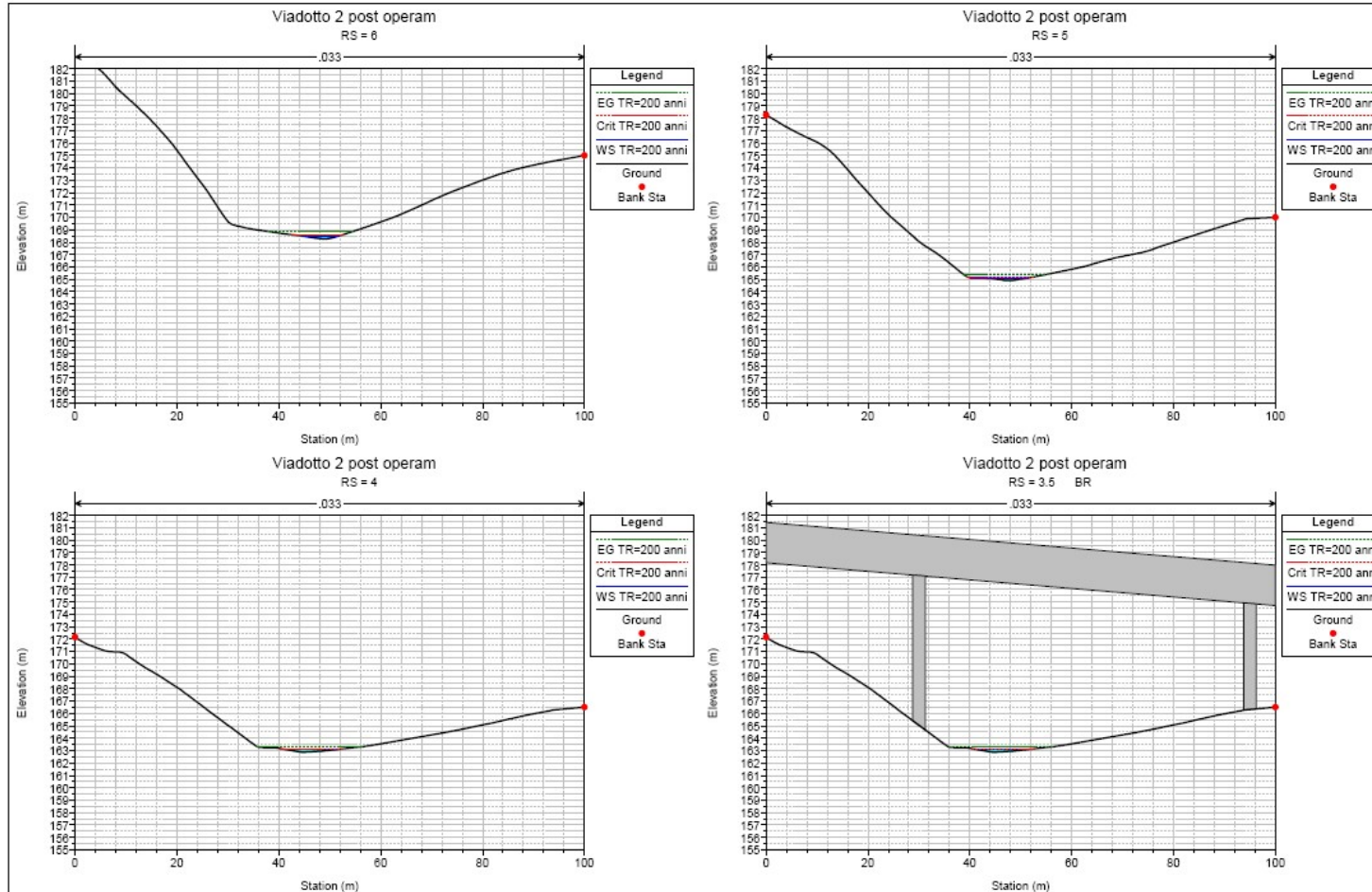
Profilo idraulico Q_{200} post operam



PROGETTAZIONE ATI:

IDROLOGIA IDRAULICA -RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)

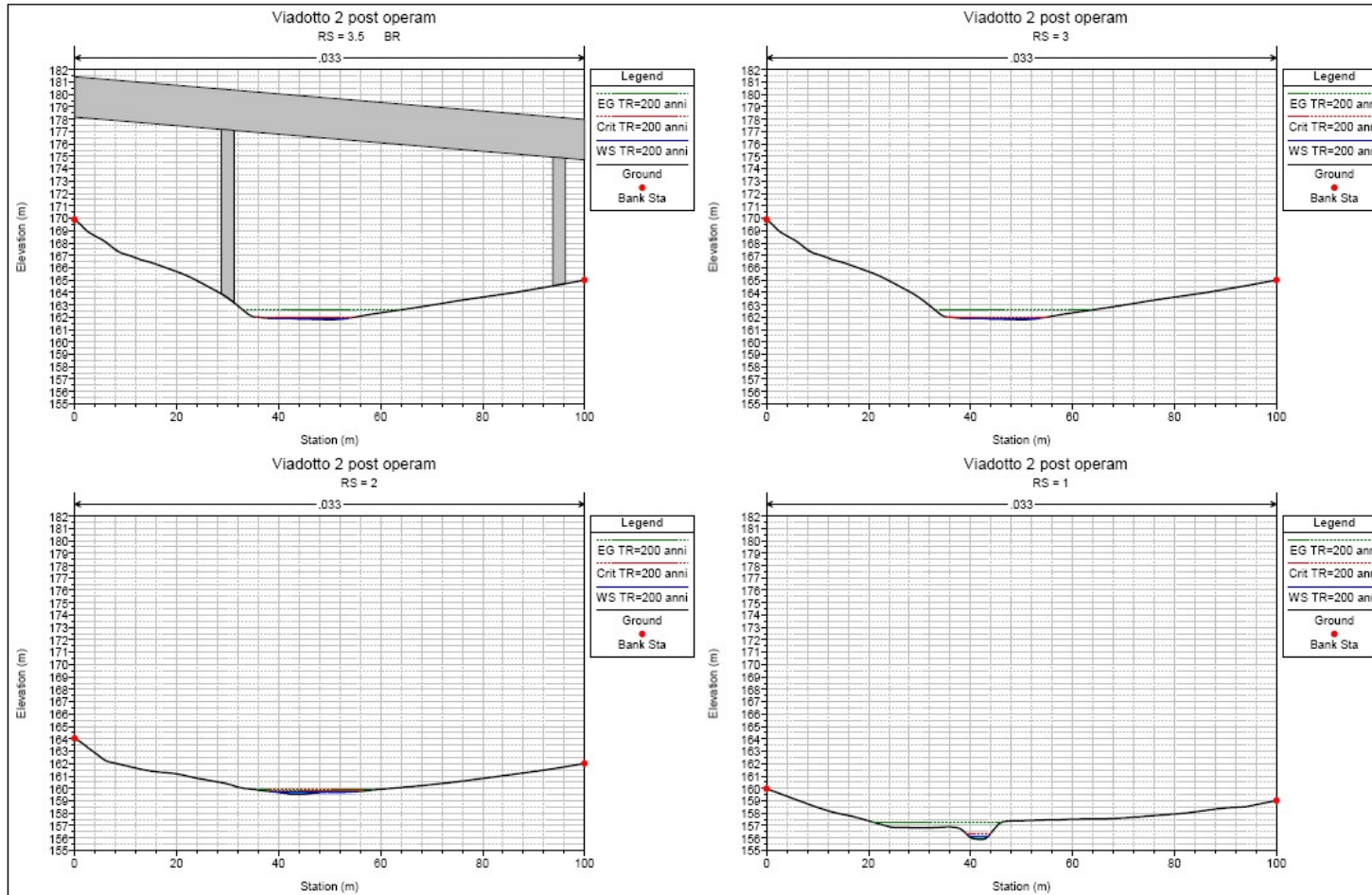
Sezioni idrauliche Q_{200} post operam



PROGETTAZIONE ATI:

ASSE VIARIO MARCHE - UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA
SUBLOTTO 2.2: INTERVALLIVA MACERATA - ALLACCIO FUNZIONALE DELLA SS77 ALLA CITTÀ DI
MACERATA ALLE LOCALITÀ "LA PIEVE" E "MATTEI"

IDROLOGIA IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI (VIADOTTO)



PROGETTAZIONE ATI: