

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: CATTOLICA - FANO

OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO PESARO SUD

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione Idrologico-Idraulica

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Paolo De Paoli
Ord. Ingg. Pavia N. 1739

RESPONSABILE UFFICIO IDR

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**


Ing. Michele Angelo Parrella
Ord. Ingg. Avellino N. 933

CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO						DATA: MARZO 2015	REVISIONE	
	DIRETTORIO		FILE					n.	data
-	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.	1	LUGLIO 2016	
-	11143101	STP	IDR	0700	-1				
	SCALA: 1:1000								

 gruppo Atlantia	DIVISIONE:		CONSULENZA:	
	REDDATTO:		VERIFICATO:	

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  Geom. Claudio CERBARANO	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	--

INDICE

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO NORMATIVO	4
2.1 NORMATIVA NAZIONALE	4
2.2 NORMATIVA REGIONALE	8
2.3 AUTORITÀ DI BACINO.....	9
2.3.1 <i>Autorità di bacino Regionale delle Marche</i>	9
3. IL SISTEMA DI DRENAGGIO	13
3.1 REQUISITI PRESTAZIONALI.....	13
3.2 ELEMENTI DI RACCOLTA E CONVOGLIAMENTO	14
3.3 PRESIDII IDRAULICI	16
3.3.1 <i>Tipologia di presidio previsto in progetto</i>	18
4. ANALISI IDROLOGICA	20
4.1 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.....	20
4.1.1 <i>Il regime pluviometrico delle aree di interesse</i>	20
4.2 DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO	25
5. ANALISI IDRAULICA	27
5.1 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI RACCOLTA	27
5.1.1 <i>Embrici</i>	27
5.1.2 <i>Cunetta triangolare CT2</i>	28
5.1.3 <i>Canaletta grigliata continua in PEAD (CGR/DN)</i>	29
5.1.4 <i>Caditoia grigliata discontinua in PEAD (CG/DN)</i>	32
5.2 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI CONVOGLIAMENTO	33
5.2.1 <i>Collettori circolari in PEAD e PP</i>	34
5.2.2 <i>Fossi di guardia</i>	36
5.3 LAMINAZIONE DELLE PORTATE SCARICATE NEI RICETTORI.....	40
5.3.1 <i>Manufatti di controllo</i>	44
6. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	45
7. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE CON LE OPERE IN PROGETTO	47
7.1 MODELLAZIONE IDRAULICA.....	47
7.2 DEFINIZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO.....	50
7.3 RISULTATI DELLE MODELLAZIONI CONDOTTE	51
7.4 INTERFERENZE CON RETICOLO IDROGRAFICO MINORE.....	53
7.5 RECUPERO DELLE AREE ESONDABILI SOTTRATTE	53

8. DRENAGGIO DELL'AREA DI CANTIERE	55
8.1 SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	55
8.1.1 <i>Processo di trattamento delle acque dilavanti contaminate (APP+AMD)</i>	55
8.2 SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE CIVILI	57
8.3 LAVAGGIO RUOTE	58
8.4 RECUPERO ACQUA DEPURATA.....	59

ALLEGATO 1: Risultati delle simulazioni idrauliche

1. PREMESSA

La presente relazione riferisce dello studio idrologico-idraulico, effettuato nell'ambito del Progetto Definitivo del nuovo Svincolo di Pesaro Sud, finalizzato al dimensionamento delle diverse componenti del sistema di drenaggio della piattaforma stradale.

Nei capitoli successivi, dopo una descrizione dell'ambito di applicazione, verranno esaminati la normativa e gli strumenti di pianificazione vigenti nella zona di interesse, a scala nazionale, regionale e di bacino attinenti le problematiche idrologico-idrauliche.

Mediante l'analisi idrologica, sulla base delle sollecitazioni meteoriche, sono state stimate le portate drenate dalla piattaforma stradale. Note le portate di progetto è stato effettuato il dimensionamento idraulico dei diversi elementi di raccolta, convogliamento e recapito, che compongono i sistemi di drenaggio delle viabilità in progetto.

Il dimensionamento idraulico degli elementi del sistema di drenaggio (elementi marginali, collettori e fossi di guardia) è stato effettuato facendo riferimento ad un tempo di ritorno di **25 anni**, mentre per la verifica di compatibilità della del ricettore finale si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno di **50 anni**.

Per la definizione delle portate massime scaricabili nei ricettori finali e per **garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni** si è fatto riferimento alla D.G.R. Marche n. **53/2014** che fissa i volumi di invaso e le portate massime ammissibili per il corso d'acqua in base alle superfici e permeabili e impermeabili ante e post-operam. La portata scaricata avrà in questo modo un valore massimo idraulicamente compatibile con i corsi d'acqua ricettori. Per garantire il controllo qualitativo dello scarico, in corrispondenza dei manufatti di scarico, si prevede la predisposizione di una lama disoleatrice di spessore pari a 20 cm.

Oltre al dimensionamento del sistema di drenaggio nella presente relazione viene descritta la verifica idraulica del nuovo manufatto di attraversamento posto in corrispondenza del Fosso dei Castagni. Per quanto riguarda la portata di riferimento per il dimensionamento e la verifica idraulica del nuovo attraversamento occorre evidenziare che essa è stata fornita direttamente dagli Enti competenti e precisamente **dall'Autorità di Bacino Regionale delle Marche**.

2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

In questo capitolo vengono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale, regionale e provinciale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico, ambientale e di difesa del suolo, in modo da verificare la compatibilità degli interventi previsti con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge.

2.1 Normativa nazionale

Di seguito vengono riportate le principali leggi nazionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

RD 25/07/1904 n° 523

Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

Regio Decreto Legislativo 30/12/1923. n° 3267

Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani. La legge introduce il vincolo idrogeologico.

DPR 15/01/1972 n° 8

Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.

L. 64/74

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento. La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 431/85 (Legge Galasso)

Conversione in legge con modificazioni del decreto legge 27 giugno 1985, n. 312 concernente disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.

L. 183/89

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.

Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi (art. 1 comma 1).

Vengono inoltre individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione (art. 3); vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo (art. 6) e l'Autorità di Bacino (art. 12).

Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale (artt. 13, 14, 15, 16) e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino (artt. 17, 18, 19).

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04-12-1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.

DPR 18/7/95

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

DPCM 4/3/96

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59

DPCM 29/9/98

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180.

Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).

L. 267/98 (Legge Sarno)

Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania.

La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio (art. 1).

DL 152/99

Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole.

DL 258/00

Disposizioni correttive e integrative del DL 152/99.

L. 365/00 (Legge Soverato)

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000.

La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile (art. 1); individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio (art. 1-bis); prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio (art. 2).

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152

Tale decreto ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Modifica ed integra il DL 152/99.

Si riportano inoltre gli estremi di alcune leggi riguardanti la progettazione e la verifica dei ponti stradali:

L. 532/1904

Testo unico sulle opere idrauliche. Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali

D. Min. LL.PP 4 maggio 1990

Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

“Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione e all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema e al grado di elaborazione del progetto.

Una cura particolare è da dedicare, in ogni caso, al problema delle escavazioni dell'alveo ed alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La trattazione dei citati problemi dovrà avvenire nel rispetto del testo unico 25 luglio 1904, n. 523 e successivi aggiornamenti.” (Criteri generali e prescrizioni

tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali – par. 2.4)

Circ. LL.PP. n° 34233 del 25/02/1991

Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali

“Gli elementi del ponte, quali le opere di sostegno, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, specie se di qualche importanza, dovranno far parte di un progetto unitario. Nello studio andranno in particolare illustrati i seguenti aspetti:

- *ricerca e raccolta presso gli Uffici ed Enti competenti delle notizie e dei rilievi esistenti, utili per lo studio idraulico da svolgere;*
- *giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione e in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua prevedibile evoluzione e della natura geologica della zona interessata;*
- *studio idrologico degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi, in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del loro verificarsi; definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;*
- *definizione della scala delle portate nella sezione interessata per le condizioni attuali e per quelle dipendenti dal costruendo manufatto, anche per le diverse e possibili fasi costruttive previste; calcolo del rigurgito provocato dal ponte.*

Nel caso in cui l'opera di attraversamento sia costituita, oltre che dal ponte vero e proprio, anche da uno o due rilevati collocati in alveo, dovranno essere valutate quali modifiche possono prodursi a monte dell'opera in conseguenza della riduzione della luce libera rispetto a quella primitiva.

La quota idrometrica e il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto anche in considerazione della tipologia dell'opera e delle situazioni ambientali.

Può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti ad un tempo di ritorno non inferiore a 100 anni; è di interesse stimare i valori della frequenza probabile di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nel caso di corsi d'acqua arginati, la quota di sottotrave dovrà comunque essere non inferiore alla quota della sommità arginale.

Nello studio idraulico, sempre che le opere interessino l'alveo, dovranno inoltre essere considerati i seguenti problemi:

classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna;

- *valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme e alle dimensioni delle pile, delle spalle e delle relative fondazioni, nonché dei rilevati;*
- *valutazione degli effetti dovuti alla eventuale presenza di una corrente veloce;*

- *esame delle conseguenze della presenza di natanti, corpi flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, e studio della difesa dagli urti e dalle abrasioni, nonché delle conseguenze di possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia nella fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere.*

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli idraulici sperimentali.

Le questioni idrauliche, trattate con ampiezza e grado di approfondimento commisurati alla natura dei problemi ed al grado di elaborazione del progetto, saranno oggetto di apposita relazione idraulica, che farà parte integrante del progetto stesso.”

(Prescrizioni generali – par. 2.4)

2.2 Normativa regionale

Come visto, l'area di interesse ricade interamente all'interno dei confini amministrativi della Regione Marche.

Di seguito vengono riportate le principali leggi regionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

LR 18/98

Disciplina delle risorse idriche.

La Regione Marche, in attuazione della legge Galli ha emanato la L.R.22/06/1998 n. 18, con la finalità di promuovere la tutela e la valorizzazione delle risorse idriche mediante:

“a) la loro utilizzazione secondo criteri di razionalità e solidarietà, per favorire il risparmio, il rinnovo e l'uso plurimo, con priorità per quello potabile, e per preservare l'equilibrio dei bacini idrogeologici e per assicurare che anche in futuro si possa disporre di un patrimonio ambientale integro;

b) l'organizzazione nel territorio regionale del servizio idrico integrato, articolato in ambiti territoriali ottimali, al fine di garantire la sua gestione secondo i criteri di efficienza, di efficacia e di economicità.

In base all'articolo 3 della predetta L.R. 18/98 la Regione Marche esercita funzioni di pianificazione, programmazione, di indirizzo e di controllo.” (art. 2: Finalità).

LR 13/99

Disciplina regionale della difesa del suolo.

“1. La Regione, nel quadro dei principi della legge 18 maggio 1989, n. 183 e successive modificazioni, della legge 8 agosto 1985, n. 431 e del piano paesistico ambientale regionale approvato dal Consiglio regionale con deliberazione 3 novembre 1989, n. 197, e in attuazione del d.lgs. 31 marzo 1998, n. 112 persegue le finalità di assicurare la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico, sociale e la tutela degli aspetti ambientali connessi.

2. La Regione raccorda, in attuazione agli indirizzi del programma regionale di sviluppo, l'attività di difesa del suolo con gli strumenti di programmazione e di pianificazione territoriale e con gli strumenti di programmazione settoriale.

3. A tal fine, la Regione, l'Autorità di bacino, gli enti dipendenti e gli enti locali svolgono le opportune azioni di carattere conoscitivo, di programmazione e di pianificazione degli interventi di attuazione degli stessi ai sensi degli articoli 2 e 3 della legge 183/1989.

4. Nell'allegato A alla presente legge sono contenuti gli indirizzi per la redazione dei piani di bacino." (art. 1: Finalità).

LR 22/11

Disciplina regionale della riqualificazione urbana sostenibile e dell'assetto idrogeologico. Gli strumenti di pianificazione del territorio e le loro varianti, da cui derivi una trasformazione territoriale in grado di modificare il regime idraulico, contengono una verifica di compatibilità idraulica, volta a riscontrare che non sia aggravato il livello di rischio idraulico esistente, né pregiudicata la riduzione, anche futura, di tale livello. Le amministrazioni competenti dispongono la realizzazione di invasi di laminazione-raccolta delle acque meteoriche dalle superfici impermeabilizzate per una capacità pari ad almeno 350 metri cubi per ogni ettaro di superficie impermeabilizzata finalizzati al perseguimento del principio di invarianza idraulica.

2.3 Autorità di bacino

Come accennato tutti i corsi d'acqua appartengono all'Autorità di Bacino Regionale delle Marche. Si riporta pertanto una breve sintesi delle finalità del Piano di assetto idrogeologico redatto dalle Autorità di bacino competente nell'area in esame.

2.3.1 Autorità di bacino Regionale delle Marche

Il Piano Stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) è stato adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino delle Marche con Delibera n. 15 del 28 giugno 2001 ai sensi della Legge n. 365/2000 e della L.R. n. 13/1999.

A seguito delle valutazioni espresse sulle osservazioni ricevute e dell'espressione dei pareri, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino ha determinato con Delibera n. 42 del 07/05/2003 la seconda e definitiva adozione del PAI.

Successivamente la Giunta regionale, con Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004, ha adottato i seguenti atti:

- DGR n. 872 del 17.06.2003 ad oggetto: Proposta di deliberazione di competenza del Consiglio regionale concernente "Approvazione del Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico dei bacini di rilievo regionale (PAI) - Art. 11 L.R. 13/99".
- DGR n. 873 del 17.06.2003 ad oggetto: Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico dei bacini di rilievo regionale (PAI) - Approvazione delle misure di salvaguardia - art. 12 L.R. 13/99.

Di seguito si riporta un breve stralcio delle finalità e degli obiettivi del PAI ad oggi vigente.

“Il PAI ha valore di piano territoriale di settore. Per le finalità della legge n. 183/1989 e della L.R. n° 13/1999, costituisce lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale, in modo coordinato con i programmi nazionali, regionali e sub-regionali di sviluppo economico e di uso del suolo, sono pianificate e programmate le azioni e norme d’uso finalizzate ad assicurare in particolare la difesa del suolo rispetto al dissesto di natura idraulica e geologica, nonché la gestione del demanio idrico e la tutela degli aspetti ambientali ad esso connessi.

In relazione al contenimento del rischio idrogeologico, il Piano ha lo scopo in particolare di:

- *consentire un livello di sicurezza definito “accettabile” su tutto il territorio del bacino idrografico;*
- *definire le condizioni di uso del suolo e delle acque che, tenuto conto delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato, garantiscano la stabilità dei terreni e la riduzione dei flussi di piena.*

Le finalità generali dei Piani stralcio di bacino per l’assetto idrogeologico sono quelle indicate in particolare dall’art. 3 della L. 183/89 e dall’art. 1, comma 1 della L. 267/98 e riguardano:

- a. la sistemazione, la conservazione ed il recupero del suolo con interventi idrogeologici, idraulici, idraulico-forestali, idraulico-agrari, silvo-pastorali, di forestazione e di bonifica, anche attraverso processi di recupero naturalistico, botanico e faunistico;*
- b. la difesa, la sistemazione e la regolazione dei corsi d’acqua, dei rami terminali dei fiumi e delle loro foci nel mare, nonché delle zone umide;*
- c. la moderazione delle piene anche mediante serbatoi di invaso, vasche di laminazione, casse di espansione, scaricatori, scolmatori, diversivi o altro, per la difesa dalle inondazioni e dagli allagamenti;*
- d. la difesa e il consolidamento dei versanti e delle aree instabili, nonché la difesa degli abitati e delle infrastrutture contro i movimenti franosi, le valanghe e altri fenomeni di dissesto;*
- e. la utilizzazione delle risorse idriche in modo compatibile con il rischio idrogeologico;*
- f. lo svolgimento dei servizi di piena e di pronto intervento idraulico;*
- g. la manutenzione ordinaria e straordinaria delle opere funzionali al corretto assetto idrogeologico;*
- h. la regolamentazione dei territori ai fini della loro tutela ambientale, anche mediante la determinazione dei criteri per la salvaguardia e la conservazione delle aree demaniali e la costituzione di parchi e/o aree protette fluviali e lacuali;*
- i. il riordino del vincolo idrogeologico;*
- j. l’attività di prevenzione e di allerta;*
- k. la realizzazione degli interventi necessari al ripristino dell’assetto idraulico, secondo l’adozione di una specifica “portata di progetto” del corso d’acqua;*
- l. la riduzione delle situazioni di dissesto idrogeologico;*
- m. la prevenzione dei rischi idrogeologici;*
- n. la individuazione ed il ripristino delle aree di esondazione naturali dei corsi d’acqua, mediante l’adozione e la tutela di specifiche fasce di rispetto fluviali, già previste ed indicate dal P.P.A.R. e da definire in tutto il territorio dei bacini regionali.*

Il PAI persegue le finalità sopra indicate ed in particolare contiene, secondo le indicazioni del DPR 18.07.95 e della L.R. 13/1999, sulla base delle conoscenze attualmente disponibili ed in maniera dinamica:

- a. l'attuale stato delle conoscenze relative al sistema fisico, al sistema antropico, al sistema normativo e di programmazione territoriale;*
- b. la individuazione e la quantificazione delle situazioni di degrado sotto il profilo idrogeologico, nonché delle relative cause;*
- c. le direttive alle quali deve uniformarsi la sistemazione idrogeologica;*
- d. l'indicazione delle opere necessarie per garantire il corretto assetto idrogeologico;*
- e. la normativa e gli interventi rivolti a regolamentare l'estrazione dei materiali litoidi dal demanio fluviale e lacuale e le relative fasce di rispetto, che debbono essere individuate per garantire la tutela dell'equilibrio geomorfologico dei terreni e dei litorali;*
- f. l'indicazione delle zone da assoggettare a speciali vincoli e prescrizioni in rapporto alle specifiche condizioni idrogeologiche, al fini della conservazione del suolo, della tutela dell'ambiente e della prevenzione contro presumibili effetti dannosi di interventi antropici;*
- g. i criteri per la definizione delle priorità degli interventi.”*
(cfr. PAI-Relazione, cap. 3 “Finalità e obiettivi generali”).

Elaborati del PAI

1. Relazione con allegati;
2. Elaborati grafici:
 - Carta dei bacini regionali, del reticolo idrografico e dei confini amministrativi;
 - Carta delle aree di interesse ambientale;
 - Carta del rischio idrogeologico;
 - Carta delle aree soggette a regimi normativi;
 - Quadro delle pericolosità dei fenomeni gravitativi;
3. Norme di Attuazione;
4. Quadro del fabbisogno economico per gli interventi.

Nel Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico sono definite quattro classi di rischio, secondo le classificazioni di seguito riportate:

- **rischio moderato R1:** per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali;
- **rischio medio R2:** per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- **rischio elevato R3:** per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, l'interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;

- **rischio molto elevato R4:** per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socioeconomiche.

3. IL SISTEMA DI DRENAGGIO

Il sistema di drenaggio deve consentire la raccolta delle acque meteoriche cadute sulla superficie stradale e sulle superfici ad essa afferenti ed il loro trasferimento fino al recapito, quest'ultimo costituito da rami di qualsivoglia ordine della rete idrografica naturale o artificiale, purché compatibili dal punto di vista quali-quantitativo. Prima del trasferimento al recapito naturale può essere previsto (dove vi è un incremento di superficie pavimentata) il convogliamento delle acque in punti di controllo, ossia presidi idraulici, per effettuarne un trattamento di tipo quantitativo.

Il ciclo completo, dalla precipitazione che ricade sulla piattaforma al deflusso negli elementi di raccolta, al trasferimento al ricettore finale è schematizzato nella seguente figura.

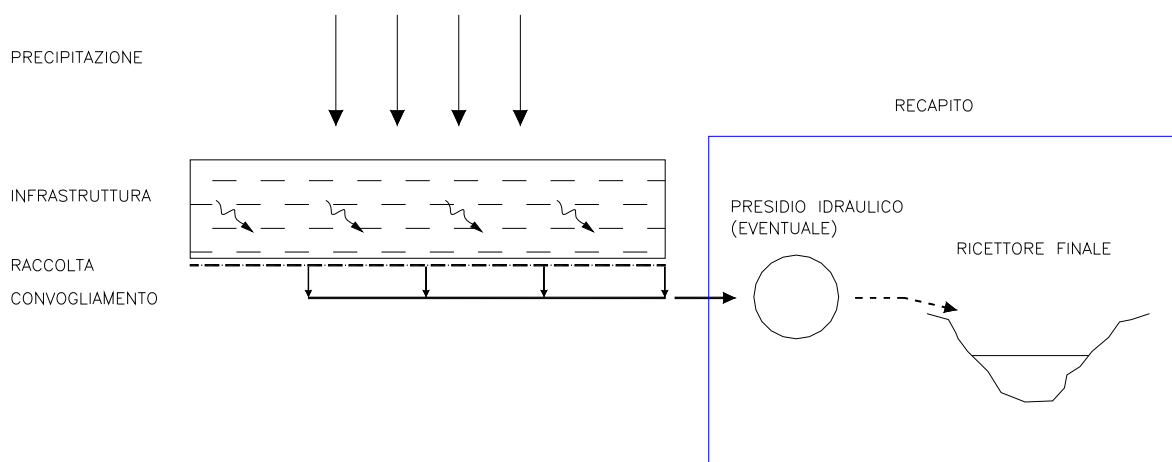


Figura 3.1 - Ciclo idrologico dalla precipitazione al deflusso nel ricettore finale.

3.1 Requisiti prestazionali

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sulla pavimentazione stradale deve soddisfare tre requisiti fondamentali:

- garantire, ai fini della sicurezza degli utenti ed in caso di forti precipitazioni, un immediato smaltimento delle acque meteoriche, evitando il formarsi di ristagni sulla pavimentazione stradale; questo è possibile assegnando alla pavimentazione un'ideale pendenza trasversale, come da norme vigenti, e predisponendo un

adeguato sistema di raccolta integrato negli elementi marginali e centrali rispetto alle carreggiate;

- convogliare le acque raccolte dalla piattaforma ai punti di recapito e, dove il sistema è di tipo “chiuso”, tenerle separate dalle acque esterne che possono essere portate a recapito senza trattamento;
- garantire, ove richiesto dalla normativa vigente, un sistema di trattamento quali-quantitativo delle acque prima della loro immissione nel ricettore finale.

Il sistema di drenaggio deve quindi consentire la raccolta delle acque meteoriche cadute sulla superficie stradale e sulle superfici ad esso afferenti ed il trasferimento dei deflussi fino al recapito; quest'ultimo è costituito da rami di qualsivoglia ordine della rete idrografica naturale o artificiale, purché compatibili quantitativamente e qualitativamente. Gli elementi utilizzati per il sistema di drenaggio possono essere suddivisi in base alla loro funzione; Nel caso specifico si sono utilizzati i seguenti elementi ha:

Funzione	Componente	Tipologia	T _R progetto
Raccolta	elementi idraulici marginali (o centrali)	embrici caditoie grigliate canalette grigliate cunette triangolari	25 anni
Convogliamento	canalizzazioni	fossi di guardia collettori	25 anni
Recapito	ricettori diretti o presidiati	corsi d'acqua naturali cavi/fossi irrigui sottosuolo presidi idraulici	50 anni

Tabella 3.1: Elementi del sistema di drenaggio

3.2 Elementi di raccolta e convogliamento

La scelta del tipo di elemento di drenaggio dipende strettamente dal tipo di sezione su cui è posto. I tipi di sezione si possono dividere in due macro categorie: sezione corrente dell'infrastruttura e sezioni singolari (aree di servizio, di esazione, ecc.).

La sezione corrente dell'infrastruttura si divide a sua volta, per caratteri costruttivi, in:

- sezioni in rilevato
- sezioni in trincea

Le sezioni singolari devono rispondere ad esigenze specifiche, ad esempio elementi di raccolta e convogliamento trasversali all'asse autostradale per le stazioni di esazioni o drenaggio al di sotto dei marciapiedi per le aree di servizio.

Inoltre, il sistema di drenaggio, a seconda della pendenza trasversale della piattaforma autostradale, si può schematizzare in:

- drenaggio marginale, nei tratti in cui la raccolta delle acque avviene in corsia di emergenza (esterno della carreggiata);
- drenaggio centrale, nei tratti in cui la raccolta delle acque avviene in corrispondenza della corsia di sorpasso (interno della carreggiata).

Gli elementi costitutivi del sistema di drenaggio si individuano in funzione del tipo di drenaggio (marginale o centrale) e della sezione corrente dell'infrastruttura, secondo lo schema riportato nella seguente tabella. Tale schematizzazione resta, tuttavia, passibile di modifiche laddove esigenze locali del sistema di drenaggio, dell'infrastruttura o dei recapiti le dovessero richiedere.

Nella tabella seguente si riporta lo schema utilizzato nel presente progetto; tale schematizzazione resta comunque passibile di modifiche laddove esigenze locali del sistema di drenaggio, dell'infrastruttura o dei recapiti lo dovessero richiedere.

Tipo di drenaggio	Sezione autostradale	Elemento di drenaggio
spartitraffico	trincea / rilevato	canaletta con griglia con scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante
marginale	trincea	cunetta triangolare con scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante
	rilevato	embrici canaletta grigliata discontinua con scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante canaletta grigliata con scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante

Tipo di drenaggio	Sezione autostradale	Elemento di drenaggio
	trincea / rilevato con pista ciclabile e/o marciapiede	caditoie grigliate con scarico ad intervalli regolari in embrici canaletta grigliata discontinua con scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante
	rilevato con muro di sostegno o terra armata	canaletta con griglia scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante
centrale / marginale	viadotto	caditoie con griglia a passo calcolato scarico in tubazione sottostante

Tabella 3.2: Schema del sistema di drenaggio

Per le rampe di entrata e uscita al casello di Pesaro Sud, nonché per le viabilità secondarie afferenti al nuovo svincolo in progetto, viste le ridotte dimensioni della carreggiata, nei tratti in curva si è previsto solamente di realizzare il drenaggio marginale.

3.3 Presidi idraulici

In corrispondenza del nuovo piazzale di esazione di Pesaro Sud, il sistema di drenaggio prevede un intervento di controllo qualitativo delle acque scaricate.

La definizione della tipologia di “*presidio idraulico*” dipende dal tipo di inquinamento prodotto dall’infrastruttura e dalla vulnerabilità del territorio attraversato. L’inquinamento prodotto dall’autostrada, a meno delle aree singolari (aree di esazione, di parcheggio ecc.) che sono trattate in modo specifico, può essere considerato, per macro tratti, omogeneo; di conseguenza la progettazione del sistema di drenaggio si è basata sulla suscettibilità all’inquinamento del territorio attraversato, con i criteri sopra illustrati.

In relazione alla vulnerabilità del territorio si definiscono i tratti in cui il sistema di drenaggio deve prevedere l’inserimento di presidi idraulici prima dell’immissione nei ricettori finali.

Gli interventi previsti sono interventi strutturali (presidi idraulici) per l’abbattimento diffuso dell’inquinamento dovuto all’infrastruttura mentre, per quanto riguarda la protezione del territorio rispetto a sversamenti accidentali, gli interventi sono sia strutturali che non strutturali.

Dunque, in relazione al livello di vulnerabilità, si deve adottare una specifica tipologia di presidio idraulico atta a contenere in maniera più o meno efficace eventuali inquinanti provenienti dal corpo autostradale.

Il presidio idraulico inserito in progetto deve essere corrispondente con i valori locali di potenziale contributo inquinante dell'infrastruttura e di sensibilità del ricettore finale. E' fondamentale pertanto adottare criteri progettuali flessibili per evitare insufficienze o sovradimensionamenti dei presidi che risulterebbero comunque dannosi.

Sulla base delle precedenti esperienze progettuali, si riportano, nella seguente tabella, le tipologie principali di presidi idraulici, con le specifiche caratteristiche, i meccanismi di funzionamento ed i relativi ambiti di applicazione.

<i>Tipologia</i>	<i>Caratteristiche</i>	<i>Meccanismi di funzionamento</i>	<i>Livello di tutela</i>	<i>Applicazioni</i>
fossi biofiltro	fossi inerbiti con idonea vegetazione, eventuale manufatto di controllo finale	sedimentazione, biofiltrazione, adsorbimento/ lama disoleatrice	MINIMO	tratti autostradali in aree rurali pianeggianti
fossi rivestiti	fossi rivestiti con eventuale manufatto di controllo finale	sedimentazione, lama disoleatrice		tratti autostradali in aree pianeggianti
bacini di biofiltrazione	aree modellate, inerbite, manufatto di controllo	sedimentazione, biofiltrazione, adsorbimento, filtrazione, sgrigliatura, flottazione	MEDIO	tratti autostradali in presenza di aree di pertinenza idonee
sedimentatori / disoleatori	manufatti in cls, in PEAD, in PRFV, ecc.	sedimentazione, coalescenza	ALTO	piazzali, gallerie, aree di esazione, aree di servizio, tratti autostradali
bacini controllati di sedimentazione o biofiltrazione con disoleatore	bacini strutturati attrezzati, disoleatori e organi di controllo della portata, possibile controllo e gestione a distanza dei parametri d'inquinamento	laminazione, sedimentazione primaria e secondaria, flottazione, strigliatura, coalescenza	ALTO	tratti autostradali con gallerie e piazzali, in presenza di elevata vulnerabilità del recapito e con necessità di laminare la portata in uscita

Tabella 3.3 - Principali tipologie di presidi idraulici

3.3.1 Tipologia di presidio previsto in progetto

Come già detto in precedenza in corrispondenza del nuovo piazzale di esazione di Pesaro Sud, il sistema di drenaggio prevede un intervento di controllo qualitativo delle acque prima di essere laminate e scaricate nel Rio Genica. Allo scopo sono previsti due impianti di sedimentazione e disoleazione in corrispondenza delle progressive km 0+080.00 e km 0+260.00 (vedi planimetria idraulica di progetto).

I sedimentatori-disoleatori sono manufatti prefabbricati e possono essere realizzati in diversi materiali (CAV, acciaio, PEAD, PRFV). L'acqua da trattare confluisce dapprima nel pozzetto deviatore. Da esso una parte è convogliata verso l'impianto di separazione, mentre la restante defluisce dal troppopieno. Nel separatore fanghi avviene la rimozione del materiale sedimentabile, che si deposita sul fondo della vasca. Una lastra posta in prossimità dell'ingresso, rallentando il flusso in arrivo, facilita il processo di sedimentazione. Successivamente si ha il passaggio nel separatore oli, in cui la particolare conformazione del tubo in ingresso consente l'uniforme distribuzione del flusso ed il suo ulteriore rallentamento. Le gocce di liquido leggero di dimensioni maggiori, sottoposte alla spinta di gravità, risalgono in superficie e creano uno strato galleggiante di spessore crescente. Le microparticelle oleose, invece, a causa delle loro piccole dimensioni, vengono adsorbite dal filtro a coalescenza o dall'elemento a pacchi lamellari, si ingrossano aggregandosi e, raggiunto un dato spessore, salgono in superficie. L'impianto è dotato di un dispositivo di sicurezza (galleggiante e posto in apposito cilindro), che, essendo tarato sulla densità dell'acqua, scende all'aumentare dello strato d'olio separato in superficie. Al raggiungimento della quantità massima possibile di olio separata, il galleggiante chiude lo scarico posto sul fondo del separatore, impedendo lo scarico di liquido leggero con l'effluente.

Il dimensionamento del separatore oli avviene in conformità con quanto previsto dalle norme DIN 1999 ed EN 858. Con l'applicazione di tali norme si ottiene un coefficiente di piovosità pari a $0.0055 \text{ l/(s m}^2\text{)}$. La grandezza nominale dell'impianto (l/s) si determina moltiplicando il coefficiente di piovosità per la superficie dell'area scolante. Per ognuno dei separatori previsti in progetto la superficie scolante afferente è pari a circa 4100 m^2 per cui la grandezza nominale di ciascuno è pari a circa **23 l/s**.

4. ANALISI IDROLOGICA

La determinazione della portata di progetto necessaria al dimensionamento degli elementi costitutivi il sistema di drenaggio (elementi di raccolta e convogliamento) è stata effettuata attraverso il modello di trasformazione afflussi-deflussi di tipo cinematico che, partendo dal dato di pioggia, permette di calcolare la portata drenata dal singolo bacino (porzione di strada) scolante.

È stato quindi necessario suddividere le opere in differenti bacini scolanti di cui sono state determinate le caratteristiche geometriche (superficie, lunghezza e distanza dal recapito finale, direzione di scorrimento e pendenze longitudinale e trasversale, eventuali inversioni dei cigli per variazione dell'assetto planimetrico).

La geometria dei singoli bacini ed il verso di scorrimento del drenaggio sono stati valutati sulla base dei profili stradali considerando in particolare l'andamento della livelletta stradale, l'andamento dei cigli di ciascuna carreggiata nonché l'orografia del territorio.

Successivamente, nota la sollecitazione meteorica, sono state stimate le portate di progetto per i tempi di ritorno di interesse con le metodologie riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 Curve di possibilità pluviometrica

Per la redazione del PAI, l'AdB delle Marche non ha condotto studi sul regime pluviometrico caratteristico delle aree di interesse, né sull'assetto idrologico del reticolo idrografico. Il PAI, pertanto, non riporta alcuna metodologia per la determinazione dei parametri delle LSP o per il calcolo delle portate al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno e dei corrispondenti idrogrammi di progetto. Per il calcolo di queste grandezze si è fatto quindi riferimento, sia per i corsi d'acqua principali che per quelli secondari, alle più comuni metodologie riportate nella letteratura specialistica.

4.1.1 Il regime pluviometrico delle aree di interesse

Per la determinazione del regime pluviometrico dei corsi d'acqua di interesse si è fatto riferimento ai risultati ricavati nell'ambito dello studio *"La valutazione delle piogge intense su base regionale"* (A. Brath, M. Franchini, 1998) di seguito descritto. Lo studio citato ha come oggetto la particolarizzazione del Metodo VAPI-pioggie al territorio appartenente alle regioni amministrative Emilia-Romagna e Marche.

I modelli regionali VAPI si basano sull'ipotesi di esistenza di regioni compatte e idrologicamente omogenee all'interno delle quali le portate di colmo normalizzate rispetto ad una portata di riferimento – la portata indice – siano descrivibili da una stessa distribuzione di probabilità, denominata curva di crescita.

In particolare l'area in esame è stata suddivisa in 5 zone omogenee, come mostrato nella tabella seguente, per le quali valgono i seguenti valori dei parametri della curva di crescita:

Zona	λ	θ	λ_1	η	Note
Zona A	0.109	2.361	24.70	4.005	Valida per tutte le durate
Zona B	1.528	1.558	13.65	4.651	Valida per d = 1 ora
			19.35	5.000	Valida per d = 3 ore
			26.20	5.303	Valida per d = 6 ore
			39.20	5.706	Valida per d \geq 12 ore ed 1
Zona C	1.528	1.558	13.65	4.615	Valida per d = 1 ora
			14.70	4.725	Valida per d = 3 ore
			20.25	5.046	Valida per d = 6 ore
			25.70	5.284	Valida per d \geq 12 ore ed 1
Zona D	0.361	2.363	29.00	4.634	Valida per tutte le durate
Zona E	0.044	3.607	13.60	3.328	Valida per d = 1 ora
			19.80	3.704	Valida per d = 3 ore
			23.65	3.882	Valida per d = 6 ore
			30.45	4.135	Valida per d \geq 12 ore ed 1

Tabella 4.1: Parametri delle curve di crescita relative al modello TCEV per le varie durate

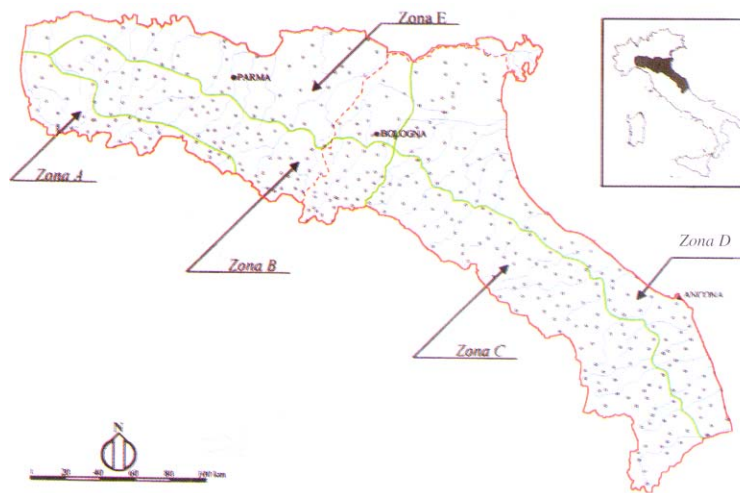


Figura 4.1: Zone omogenee con riferimento regime di frequenza delle piogge intense.

La curva di crescita si ricava invertendo l'espressione (4.1) scritta in funzione del tempo di ritorno $T = 1/(1 - P)$, mentre la pioggia indice viene calcolata mediante la (4.2):

$$P(x) = \exp\left[-\lambda_1 \exp(-x \eta) - \lambda \lambda_1^{1/\theta} \exp(-x \eta/\theta)\right] \quad (4.1)$$

$$\mu = m_1 \cdot d^{\frac{\ln(m_G) - \ln(\gamma) - \ln(m_1)}{\ln(24)}} \quad (4.2)$$

dove m_1 è la media delle altezze di precipitazione massime di 1 ora e γ è il rapporto tra la media dei massimi annuali delle altezze giornaliere m_G e di quelle di 24 ore. Per la determinazione dei parametri m_1 e m_G si fa riferimento alle isolinee riportate nella figura seguente

In conclusione, si ricava che il parametro a delle LSPP è pari al prodotto del coefficiente

$$m_1 \text{ per la curva di crescita, mentre il parametro } n \text{ è pari a } n = \frac{\ln(m_G) - \ln(\gamma) - \ln(m_1)}{\ln(24)}.$$

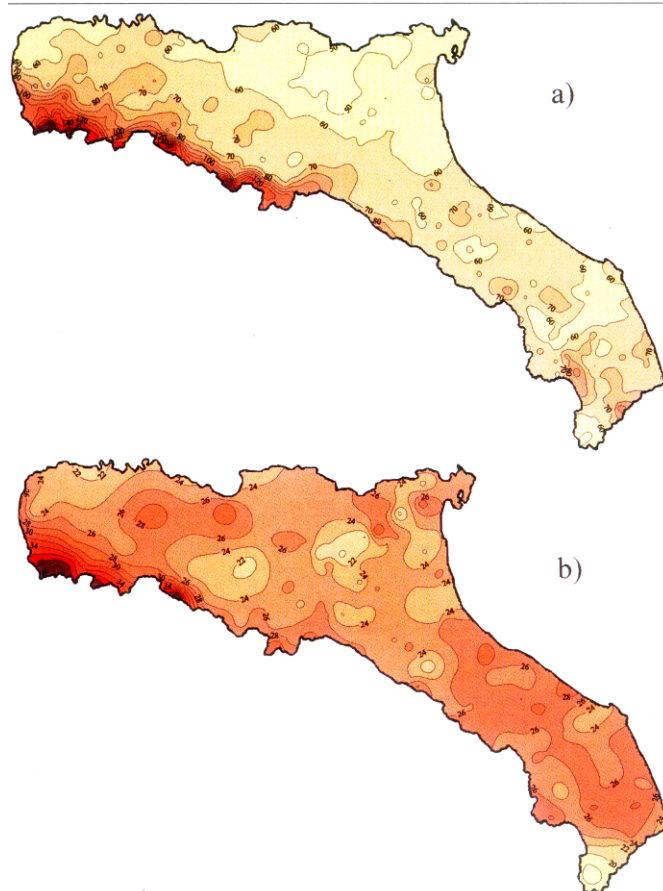


Figura 4.2: Isolinee delle altezze medie di pioggia massime annuali della durata di 1 giorno (a) e 1 ora (b).

Tutte le aree di interesse appartengono alla “zona omogenea D”.

Sono stati quindi stimati valori dei parametri m_1 e m_G pari rispettivamente a 20.0 e 43.34.

Il parametro γ , infine, come dimostrato da numerosi studi, risulta poco variabile da sito a sito, e assume il valore di 0.89.

La tabella seguente riporta i valori calcolati per i parametri a e n delle LSPP, per i diversi tempi di ritorno di interesse.

Parametro a								n
5 anni	10 anni	20 anni	25 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni	
24.85	30.10	36.02	37.76	44.26	69.30	77.50	96.00	0.28

Tabella 4.2: Valori dei parametri delle LSPP per diversi T_R

Tuttavia, nel calcolo della portata di bacini con tempi di corrivazione inferiori all'ora è necessario far riferimento agli eventi meteorici di breve durata.

Pertanto è stato necessario, applicando una nota metodologia proposta in letteratura, estendere il campo di validità delle curve di possibilità pluviometrica anche alle durate di pioggia inferiori all'ora partendo dalle serie storiche di dati disponibili che comprendono unicamente altezze di pioggia registrate per durate superiori all'ora.

In particolare, il sopraccitato metodo parte dall'osservazione che i rapporti r_δ fra le altezze di pioggia di durata δ inferiori all'ora e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località [Bell 1969]. Per le finalità del presente studio si è quindi ritenuto legittimo fare riferimento ai dati disponibili per il pluviografo di Milano Monviso dove, su un campione di 17 anni di osservazioni sono stati calcolati i rapporti r_δ dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata h_δ , rispetto al valor medio della massima altezza annua oraria h_1 . Fissato un assegnato tempo di ritorno si è moltiplicata la precipitazione oraria per i coefficienti r_δ riportati nella tabella seguente

$$h_\delta = r_\delta \cdot h_1 = r_\delta \cdot (a \cdot 1^n) \quad (4.3)$$

ottenendo così le altezze di pioggia nelle stazioni di interesse di assegnato tempo di ritorno per durate comprese fra 1 e 45 minuti.

δ [min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r_\delta = h_\delta / h_1$	0.13	0.18	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913

Tabella 4.3: Tabella del valore del coefficiente r_δ in funzione della durata di pioggia δ

Al fine di assegnare anche alle curve di possibilità pluviometrica ottenute per durate inferiori all'ora la consueta forma monomia $h = at^n$ si è quindi proceduto a ricavare i due coefficienti a' e n' mediante la regressione ai minimi quadrati effettuata sulla carta logaritmica (in cui le ascisse sono il logaritmo naturale della durata di pioggia t , e le ordinate sono il logaritmo naturale dell'altezza di pioggia h) vincolando la curva valida per $t < 1$ ora a passare per il valore di altezza di pioggia ottenuto per una durata di pioggia pari ad un'ora. Il coefficiente R^2 che si ottiene dalla regressione lineare assume valori prossimi all'unità (indice di un buon adattamento ai dati) e comunque sempre maggiore di 0.97.

Ripetendo questo procedimento per i diversi tempi di ritorno di interesse sono stati ricavati i valori dei coefficienti a' e n' riportati nella seguente tabella.

Parametro a'								n'
5 anni	10 anni	20 anni	25 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni	
24.85	30.10	36.02	37.76	44.26	69.30	77.50	96.00	0.48

Tabella 4.4: Valori dei parametri delle LSPP per diversi T_R per $d < 1$ ora

4.2 Definizione delle portate di riferimento

Una volta effettuata la stima dei parametri della curva di possibilità pluviometrica si è proceduto al calcolo della massima portata al colmo di piena utilizzando il *metodo razionale* (o di *corrivazione*) secondo cui la massima portata al colmo si verifica per una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione, ed assume la seguente espressione:

$$Q_c = \frac{1}{3600} \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

- Q_c : portata critica di dimensionamento delle opere (l/s),
- S : superficie complessiva del bacino (m^2),
- a, n : parametri della curva di possibilità pluviometrica;
- φ : coefficiente di afflusso;
- t_c : tempo di corrivazione (ore), tempo che impiega la goccia d'acqua "idraulicamente" più lontana a raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

In base alla teoria dell'onda cinematica si ha che la condizione più gravosa è quella per cui il tempo di pioggia è pari al tempo di corrivazione. Trascurando il tempo di percorrenza dell'elemento da dimensionare si ha che il tempo di corrivazione è pari al tempo di afflusso da una falda piana che è dato dalla seguente formula:

$$t_a = t_c = 3.26 (1.1 - \varphi) \frac{L^{0.5}}{j^{1/3}}$$

dove:

$j = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$ pendenza della strada lungo la linea di corrente (j_l pendenza longitudinale; j_t pendenza trasversale);

$L_{eff} = b \left[1 + \left(\frac{j_l}{j_t} \right)^2 \right]^{1/2}$ lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata.

Per tutti i tratti oggetto di intervento si è comunque adottato un tempo di corrivazione minimo pari a **3 minuti** poiché per tempi molto brevi la curva dell'intensità di pioggia a due parametri tende all'infinito, fornendo quindi dati non realistici.

Il coefficiente di afflusso φ ha la funzione di stimare l'altezza di pioggia netta, ovvero quella parte di pioggia che, una volta depurata dalle diverse perdite, defluisce superficialmente e deve quindi essere allontanata mediante la rete di drenaggio. Nel caso in esame lungo tutti i tratti stradali è stato adottato, a favore di sicurezza, $\varphi = 1$ (superfici completamente impermeabili poiché pavimentate con conglomerato bituminoso).

Ai fini del dimensionamento degli elementi raccolta e convogliamento del sistema di drenaggio è stata ricavata, con la metodologia sopra esposta, la **portata drenata per unità di lunghezza**, per il tempo di ritorno di 25 anni. Assumendo quindi:

- φ pari a 1,
- t_c pari a 3 minuti;
- a pari a 37.76;
- n pari a 0.48

si ricavano i seguenti valori della portata specifica di progetto (l/s per unità di lunghezza della carreggiata):

Tratta in progetto	L MAX CARREGGIATA [m]	Q _{PROGETTO} [l/s per metro]
Svincolo Pesaro Sud	5.5	0.28
Autostrada	17.0	0.85

Tabella 4.5: Portate specifiche di progetto per singola carreggiata

5. ANALISI IDRAULICA

5.1 Dimensionamento degli elementi di raccolta

Una volta valutata la situazione locale (rilevato, trincea, viadotto...) si è definito l'elemento di raccolta idoneo. Il dimensionamento consiste allora nello stabilire l'interasse delle caditoie (pozzetti di scarico, embrici, caditoie su viadotti, ecc.).

Il dimensionamento avviene in maniera diversa se si stanno considerando gli elementi di raccolta continui (longitudinali alla carreggiata) o quelli discontinui (elementi puntuali). Nel primo caso si dimensionano gli interassi dei pozzetti di scarico calcolando la portata massima smaltibile e la massima portata defluente dalla falda piana (superficie autostradale scolante) per unità di lunghezza.

Per le dimensioni e le caratteristiche realizzative degli elementi di drenaggio si rimanda alla tavola dei particolari costruttivi.

5.1.1 Embrici

Gli embrici sono stati utilizzati nelle sezioni in rilevato con i fossi di guardia al piede. L'utilizzo di questo elemento è sicuramente la soluzione meno costosa e più facile per la manutenzione in quanto basta ripulire l'imbocco degli elementi.

Il dimensionamento degli embrici consiste nello stabilire l'interasse massimo in modo che l'acqua presente sulla strada transiti in un tratto limitato di banchina delimitata dal cordolo. Per il calcolo della portata massima transitante nella banchina si utilizza la formula di Chézy ponendo come parametro di Strickler il valore di 70 ($n = 0.0143$).

Si ha:

$$A = \frac{B^2 j_t}{2}$$
$$C = B \left[j_t + \frac{1}{\cos(\arctg j_t)} \right]$$

Ipotizzando una pendenza longitudinale media della piattaforma pari a 0.5% ed accettando un allagamento massimo della banchina di 1.0 m, si è calcolato l'interasse dei punti di scarico assumendo come valore massimo l'interasse di 30 m. In conclusione, per tutti i tratti in progetto, si è assunto cautelativamente un **interasse pari a 10 m**.

5.1.2 Cunetta triangolare CT2

La cunetta triangolare tipo "CT2" è stata utilizzata nei tratti in trincea del nuovo svincolo autostradale di Pesaro Sud e della variante A14 connessa alla realizzazione del nuovo svincolo. Le dimensioni della cunetta triangolare CT2 sono riportate nella figura seguente.

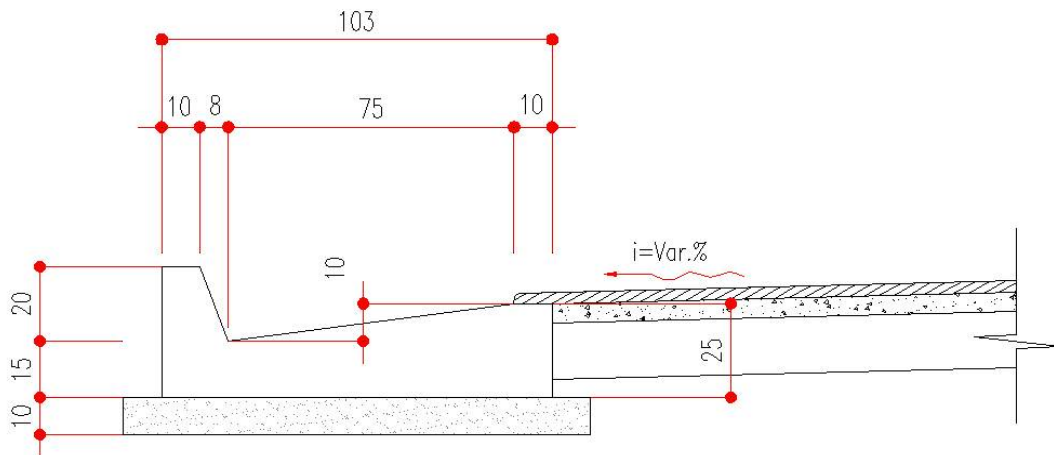


Figura 5.1 – Dimensioni della cunetta triangolare CT2 (in cm)

La portata massima transitante è calcolata con la formula di Chézy ponendo come parametro di Strickler il valore di 60 ($n = 0.0167$).

Per il dimensionamento si considera un riempimento massimo pari a 14 cm, considerando i 10 cm della cunetta più i 4 cm dell'usura drenante. Si ottengono i seguenti valori:

$$A = 0,0712 m^2 \quad C = 0,9463 m$$

Il tratto massimo di strada che la cunetta triangolare riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile (riportata nella figura seguente) in funzione della pendenza longitudinale) e la massima portata defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0).

Cautelativamente per i tratti interessati dalla CT2 si è assunto un **interasse costante pari a 50 m**.

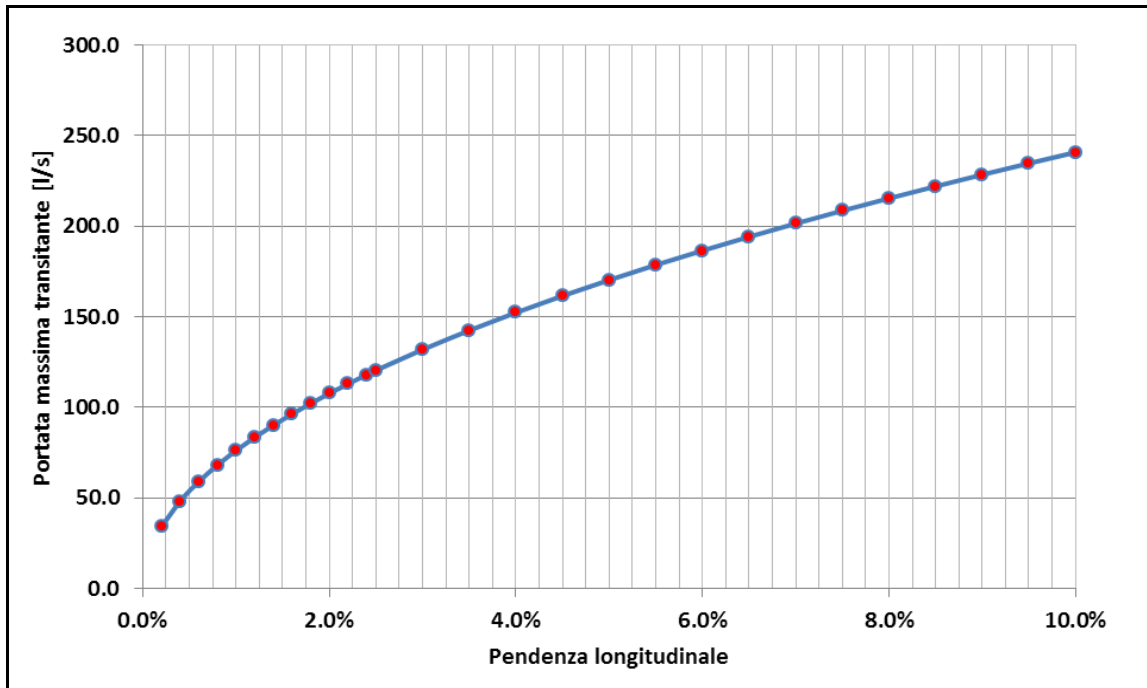


Figura 5.2 – Portata massima transigente nella cunetta CT2 in funzione della pendenza longitudinale

5.1.3 Canaletta grigliata continua in PEAD (CGR/DN)

La canaletta grigliata in PEAD è stata utilizzata nei tratti in spartitraffico della variante A14 connessa alla realizzazione del nuovo svincolo e in alcuni tratti delle rampe di ingresso e uscita dove non era possibile realizzare un collettore sottostante.

Il sistema di raccolta con canaletta grigliata e collettore sottostante è il più costoso dal punto di vista realizzativo, ma garantisce una tenuta idraulica perfetta ed impedisce che le acque di piattaforma si mescolino con quelle di versante. E' quindi particolarmente indicato se si vogliono tutelare le aree di maggior pregio.

Dal punto di vista della manutenzione, la griglia impedisce l'ingresso nei collettori dei materiali grossolani ed è facilmente lavabile tramite rimozione della griglia ed utilizzo di una lancia a pressione.

Le dimensioni della canaletta in PEAD utilizzata sono riportate nella figura seguente.

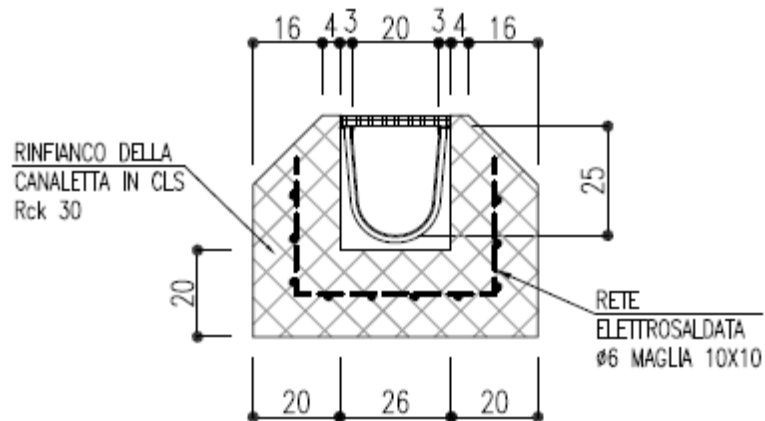


Figura 5.3 – Dimensioni della canaletta grigliata in PEAD

Per il dimensionamento idraulico si è posto un riempimento massimo di 20 cm sui 25 totali (80%). Con tale riempimento si ha che:

$$A = 0,0396 m^2 \quad C = 0,5744 m$$

La portata massima transitante nella canaletta grigliata è stata calcolata con la formula di Chézy avendo posto come parametro di Strickler il valore di 80 ($n = 0.0125$).

Il tratto massimo di autostrada che la canaletta riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile (riportata nella figura seguente) e la massima portata di progetto defluente dalla falda piana per unità di lunghezza (q_0).

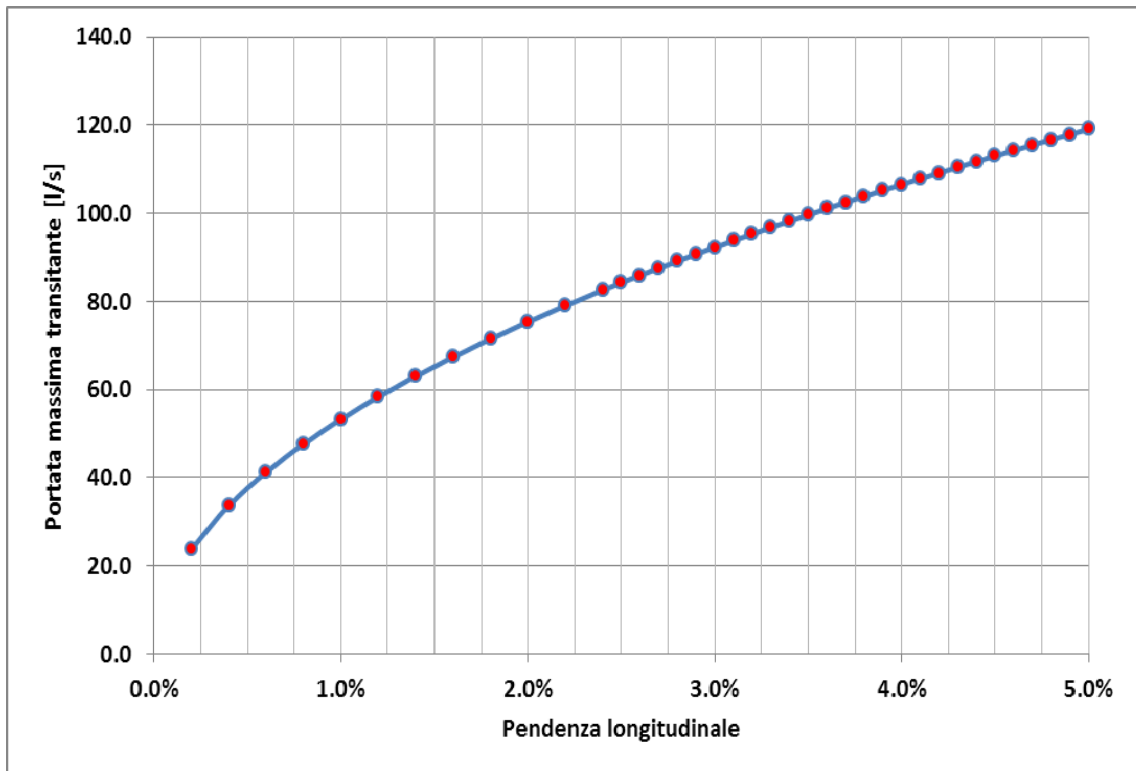


Figura 5.4 – Portata massima transigente nella canaletta rettangolare in PEAD in funzione della pendenza longitudinale

Lo scarico nel collettore sottostante avviene tramite un discendente DN160 in PEAD.

La portata massima che può portare il discendente può essere calcolata con la formula del funzionamento sotto battente:

$$Q = C_q A \sqrt{2 g h}$$

Essendo $C_q = 0.6$, A l'area della sezione del discendente e h il carico sulla sezione contratta. Considerando h pari a 20 cm si ottiene che il discendente DN160, avente diametro interno pari a 137 mm, è in grado di smaltire una portata pari a **17,5 l/s**. Il tratto massimo di strada che il discendente riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile (17,5 l/s) e la massima portata di progetto defluente dalla falda piana per unità di lunghezza (q_0).

Il passo calcolato con questa seconda metodologia è sempre inferiore a quello calcolato in funzione del massimo riempimento della canaletta grigliata e quindi viene preso come passo per disporre i discendenti.

Nello specifico per il tratto interessato dalla variante A14 si è assunto un **interasse pari a 15 m**, mentre in corrispondenza delle rampe di ingresso e uscita si è assunti un **interasse pari a 30 m**. Ogni 50 m è previsto un pozzetto di ispezione.

5.1.4 Caditoia grigliata discontinua in PEAD (CG/DN)

La caditoia grigliata in PEAD è stata utilizzata sulle rampe in uscita e in entrata dal casello, in corrispondenza del nuovo piazzale, e sulle viabilità secondarie di adduzione al nuovo svincolo di Pesaro Sud.

In particolare la caditoia grigliata è stata utilizzata nelle viabilità accessorie che presentano ai margini della carreggiata una pista ciclabile e/o un marciapiede. Inoltre essa è stata utilizzata laddove non è stato possibile realizzare un fosso al piede del rilevato.

Le caditoie grigliate sono costituite da tratti di canaletta grigliata in PEAD di lunghezza pari ad un metro con un discendente DN160 che scarica nel collettore sottostante. Per dimensionare il passo delle caditoie è stata effettuata una doppia verifica.

La prima è analoga a quella degli embrici assumendo un allagamento massimo della banchina pari a 1 metro, la seconda invece riguarda il discendente, cioè la portata captata dalla caditoia deve essere inferiore a quella che il discendente è in grado di smaltire. Come passo delle caditoie si pone il minore dei due, imponendo comunque un passo massimo pari a 20 m, non ritenendosi prudente superare tale valore. Ogni 50 m è previsto un pozzetto di ispezione.

Il tratto massimo di strada che la canaletta riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile dal discendente (Q) e la portata di progetto defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0).

La portata massima che può portare il discendente può essere calcolata con la formula del funzionamento sotto battente:

$$Q = C_q A \sqrt{2 g h}$$

Essendo $C_q = 0.6$, A l'area della sezione del discendente e h il carico sulla sezione contratta. Assumendo h pari a 20 cm si ottiene che il discendente DN160, avente diametro interno pari a 137 mm, è in grado di smaltire una portata pari a **17,5 l/s**. Il tratto massimo di strada che il discendente riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile (17,5 l/s) e la massima portata defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0). Tuttavia, come per gli embrici, è necessario verificare anche che

l'allagamento massimo della banchina non superi il metro, per cui il passo delle caditoie è pari all'interasse minimo risultante da questa doppia verifica (massima portata scaricabile del discendente e massimo allagamento).

Cautelativamente si è deciso di assumere un **interasse pari a 10 m**.

L'utilizzo della caditoia grigliata offre tutti i vantaggi della canaletta grigliata riducendo di molto i costi di realizzazione, sebbene rimangano maggiori di quelli degli embrici. La manutenzione è fatta in modo analogo a quella della canaletta continua, ma risulta meno agevole a causa della discontinuità del sistema.

5.2 Dimensionamento degli elementi di convogliamento

Il dimensionamento degli elementi di convogliamento è dato dal confronto tra la portata transitante e quella massima ammissibile dall'elemento in questione assumendo come la condizione più gravosa quella per cui il tempo di pioggia è pari al tempo di corrivazione. Quest'ultimo in questo caso è pari alla somma del tempo di afflusso e del tempo di traslazione (t_r) lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo ("asta principale"). Il tempo di traslazione si ottiene quindi dalla formula:

$$t_r = \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{v_i}$$

dove:

- N = numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione, facenti parte dell'asta principale;
- l_i = lunghezza del tronco i -esimo;
- v_i = velocità nel tronco i -esimo.

Il moto all'interno della rete si descrive adottando uno schema di moto uniforme. In particolare si utilizza la formula di Chézy per ottenere le scale di deflusso:

$$Q = \chi A \sqrt{R j} = k \frac{A^{5/3}}{C^{2/3}} \sqrt{j}$$

dove:

- Q portata di dimensionamento della canalizzazione (m^3/s);
- $k = 1/n$ coefficiente di scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$);
- A area bagnata (m^2);
- C contorno bagnato (m);

- j pendenza media della condotta (m/m);
- $\Re = \frac{A}{C}$ raggio idraulico (m).

Per ottenere la velocità di percorrenza del singolo tratto basta dividere la portata Q per l'area bagnata A . Il tempo di ritorno di riferimento è lo stesso utilizzato per il dimensionamento degli elementi di raccolta pari a 25 anni.

5.2.1 Collettori circolari in PEAD e PP

Quando gli elementi di raccolta (canalette grigliate e cunette triangolari) raggiungono il riempimento massimo, scaricano nei collettori sottostanti. Nel caso in esame vengono utilizzati dei collettori in PEAD (Polietilene ad alta densità) SN 8 kN/m² conformi alla norma UNI 10968 (Pr EN 13476-1) per i tubi che viaggiano longitudinalmente alla viabilità, mentre collettori in PP (Polipropilene) SN 16 kN/m² secondo EN ISO 9969, conformi alla norma UNI 10968, per gli attraversamenti trasversali. Per il dimensionamento si considera il diametro interno (riportato nella tabella 4.2), che risulta identico per le due tipologie di tubi ed un coefficiente di scabrezza di Manning pari a 0,0125. Nel dimensionamento dei collettori si utilizza la pendenza stradale. Per i tratti molto pianeggianti e nel caso in cui il collettore è in contropendenza rispetto alla livelletta stradale si adotta una pendenza minima dello 0,20% ed una velocità minima di 0,5 m/s in modo da avere una velocità dell'acqua in grado di asportare eventuali sedimenti accumulatisi nel tempo..

DN	Spessore	Raggio interno
<i>(mm)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(mm)</i>
315	22.0	135.5
400	26.5	173.5
500	33.5	216.5
630	47.5	267.5
800	61.0	339.0
1000	74.0	426.0
1200	85.0	515.0

Tabella 5.1- Diametri interni dei collettori in PEAD SN 8 kN/m² e in PP SN 16 kN/m²

Per evitare che i collettori vadano in pressione, si considera un riempimento massimo dell'80% con la portata di progetto avente tempo di ritorno di 25 anni. Nei grafici seguenti si riportano le portate massime smaltibili dai collettori in PEAD ed in PP considerando il valore di riempimento massimo indicato.

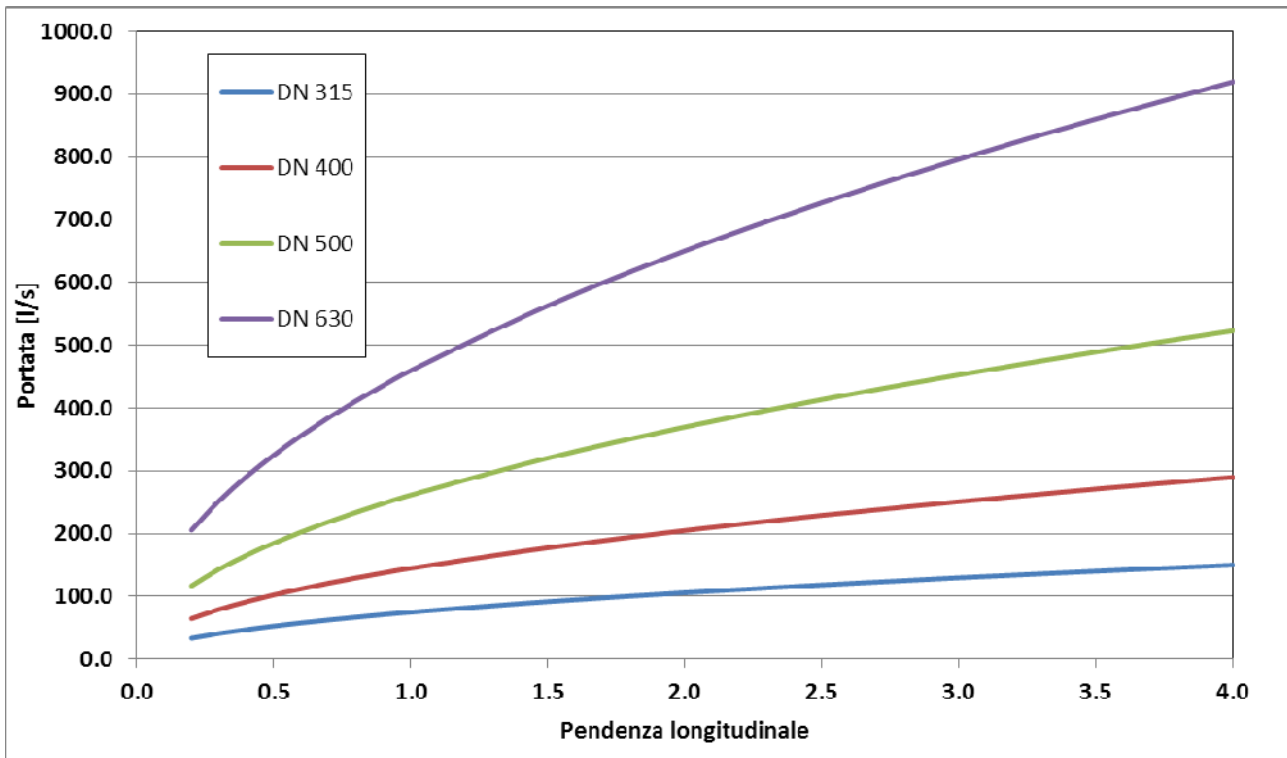


Figura 5.5 – Portata massima transitante nei collettori in PEAD e PP di diametro DN 315-400-500-630

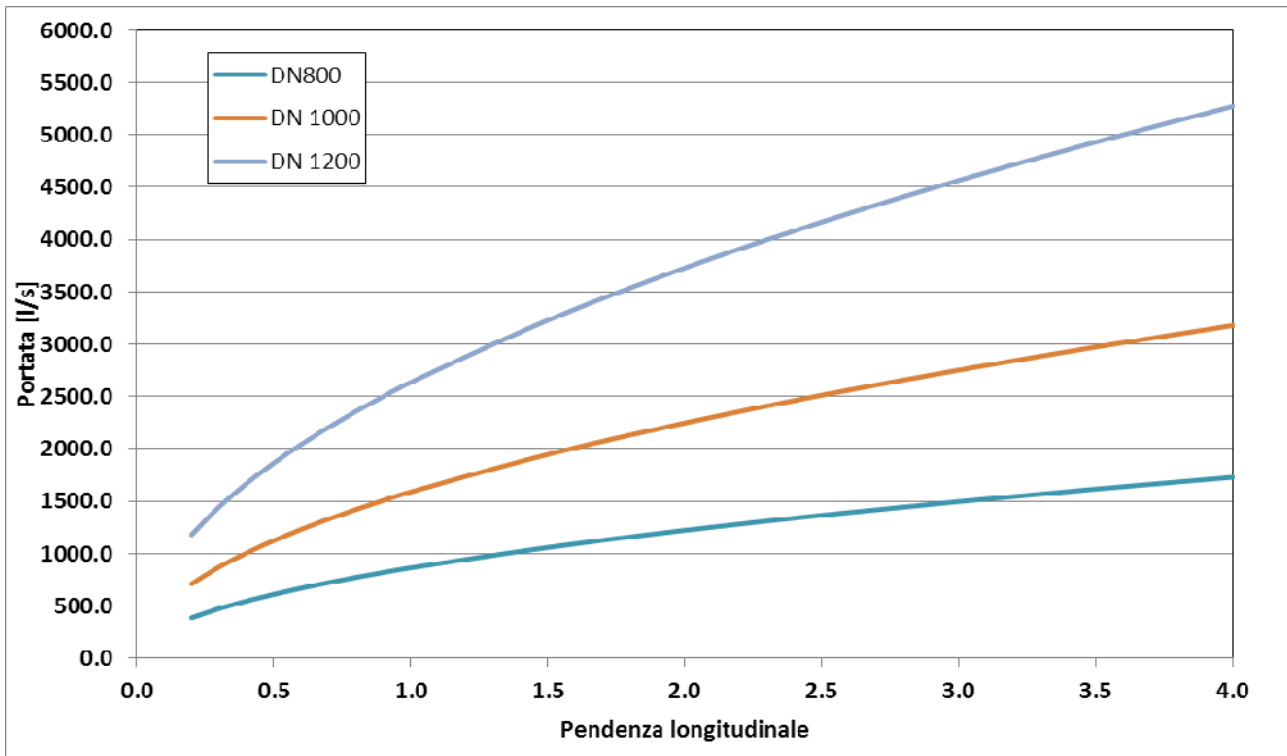


Figura 5.6 – Portata massima transitante nei collettori in PEAD e PP di diametro DN 800-1000-1200

5.2.2 Fossi di guardia

I fossi di guardia sono di norma di forma trapezia e vengono utilizzati sia quando la sezione stradale è in rilevato sia quando è in trincea. Il tempo di ritorno di progetto per i fossi di guardia è di 25 anni. Quando la sede stradale è in rilevato, il fosso è posto al piede e serve a raccogliere le acque che scendono dal rilevato stesso e a convogliarle verso il recapito finale più vicino. Questi fossi sono generalmente in terra (FI1A, FI1B, FI2 ed FI3), tranne nei casi in cui la loro pendenza longitudinale sia molto elevata (>1%), nel qual caso si utilizzano fossi rivestiti per evitare che la forte velocità dell'acqua possa erodere il fondo.

Nel caso di sezione in trincea il fosso di guardia è sempre rivestito (FR1, FR2 ed FR3) ed è posto in sommità alla trincea stessa. La sua funzione è quindi quella di raccogliere l'acqua che viene dal versante sovrastante, onde evitare che questa scenda lungo la trincea erodendola o che possa addirittura arrivare sulla piattaforma stradale.

Per quanto riguarda il dimensionamento, si considera un riempimento massimo ammissibile dell'80%. I coefficienti di scabrezza di Manning utilizzati sono 0.0300 per i fossi in terra e 0.0167 per i fossi rivestiti.

Nelle tabelle seguenti sono riportate le portate massime smaltibili dai fossi di guardia nominati in precedenza, per le dimensioni dei quali si rimanda alla tavola dei particolari costruttivi.

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>A</i> [mq]	<i>C</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>V</i> [m/s]	<i>Q</i> [l/s]
0.002	0.40	0.44	1.94	0.23	0.55	241.3
0.003	0.40	0.44	1.94	0.23	0.67	295.5
0.004	0.40	0.44	1.94	0.23	0.78	341.3
0.005	0.40	0.44	1.94	0.23	0.87	381.6
0.006	0.40	0.44	1.94	0.23	0.95	418.0
0.007	0.40	0.44	1.94	0.23	1.03	451.5
0.008	0.40	0.44	1.94	0.23	1.10	482.6
0.009	0.40	0.44	1.94	0.23	1.16	511.9
0.010	0.40	0.44	1.94	0.23	1.23	539.6

Tabella 5.2 – Portata massima transitante nel fosso di guardia tipo "F1A"

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>A</i> [mq]	<i>C</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>V</i> [m/s]	<i>Q</i> [l/s]
0.002	0.40	0.54	2.19	0.25	0.58	313.2
0.003	0.40	0.54	2.19	0.25	0.71	383.5
0.004	0.40	0.54	2.19	0.25	0.82	442.9
0.005	0.40	0.54	2.19	0.25	0.92	495.1
0.006	0.40	0.54	2.19	0.25	1.00	542.4
0.007	0.40	0.54	2.19	0.25	1.08	585.9
0.008	0.40	0.54	2.19	0.25	1.16	626.3
0.009	0.40	0.54	2.19	0.25	1.23	664.3
0.010	0.40	0.54	2.19	0.25	1.30	700.2

Tabella 5.3 – Portata massima transitante nel fosso di guardia tipo “FI1B”

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>A</i> [mq]	<i>C</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>V</i> [m/s]	<i>Q</i> [l/s]
0.002	0.60	0.99	2.91	0.34	0.72	711.5
0.003	0.60	0.99	2.91	0.34	0.88	871.4
0.004	0.60	0.99	2.91	0.34	1.02	1006.2
0.005	0.60	0.99	2.91	0.34	1.14	1124.9
0.006	0.60	0.99	2.91	0.34	1.24	1232.3
0.007	0.60	0.99	2.91	0.34	1.34	1331.1
0.008	0.60	0.99	2.91	0.34	1.44	1423.0
0.009	0.60	0.99	2.91	0.34	1.52	1509.3
0.010	0.60	0.99	2.91	0.34	1.61	1590.9

Tabella 5.4– Portata massima transitante nel fosso di guardia tipo “FI2”

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>A</i> [mq]	<i>C</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>V</i> [m/s]	<i>Q</i> [l/s]
0.002	0.60	1.14	3.16	0.36	0.75	852.0
0.003	0.60	1.14	3.16	0.36	0.92	1043.5
0.004	0.60	1.14	3.16	0.36	1.06	1204.9
0.005	0.60	1.14	3.16	0.36	1.18	1347.1
0.006	0.60	1.14	3.16	0.36	1.29	1475.7
0.007	0.60	1.14	3.16	0.36	1.40	1593.9
0.008	0.60	1.14	3.16	0.36	1.49	1704.0
0.009	0.60	1.14	3.16	0.36	1.59	1807.4
0.010	0.60	1.14	3.16	0.36	1.67	1905.1

Tabella 5.5– Portata massima transitante nel fosso di guardia tipo “FI3”

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>A</i> [mq]	<i>C</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>V</i> [m/s]	<i>Q</i> [l/s]
0.012	0.40	0.36	1.63	0.22	2.40	864.1
0.015	0.40	0.36	1.63	0.22	2.68	966.0
0.020	0.40	0.36	1.63	0.22	3.10	1115.5
0.025	0.40	0.36	1.63	0.22	3.46	1247.2
0.030	0.40	0.36	1.63	0.22	3.79	1366.2
0.035	0.40	0.36	1.63	0.22	4.10	1475.7
0.040	0.40	0.36	1.63	0.22	4.38	1577.6
0.045	0.40	0.36	1.63	0.22	4.65	1673.2
0.050	0.40	0.36	1.63	0.22	4.90	1763.8
0.055	0.40	0.36	1.63	0.22	5.14	1849.8
0.060	0.40	0.36	1.63	0.22	5.37	1932.1

Tabella 5.6– Portata massima transitante nel fosso di guardia tipo “FR1”

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>A</i> [mq]	<i>C</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>V</i> [m/s]	<i>Q</i> [l/s]
0.012	0.60	0.81	2.45	0.33	3.15	2547.5
0.015	0.60	0.81	2.45	0.33	3.52	2848.2
0.020	0.60	0.81	2.45	0.33	4.06	3288.9
0.025	0.60	0.81	2.45	0.33	4.54	3677.1
0.030	0.60	0.81	2.45	0.33	4.97	4028.0
0.035	0.60	0.81	2.45	0.33	5.37	4350.8
0.040	0.60	0.81	2.45	0.33	5.74	4651.1
0.045	0.60	0.81	2.45	0.33	6.09	4933.3
0.050	0.60	0.81	2.45	0.33	6.42	5200.1
0.055	0.60	0.81	2.45	0.33	6.73	5454.0
0.060	0.60	0.81	2.45	0.33	7.03	5696.5

Tabella 5.7– Portata massima transitante nel fosso di guardia tipo “FR2”

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>A</i> [mq]	<i>C</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>V</i> [m/s]	<i>Q</i> [l/s]
0.012	0.80	1.44	3.26	0.44	3.81	5486.4
0.015	0.80	1.44	3.26	0.44	4.26	6134.0
0.020	0.80	1.44	3.26	0.44	4.92	7083.0
0.025	0.80	1.44	3.26	0.44	5.50	7919.0
0.030	0.80	1.44	3.26	0.44	6.02	8674.8
0.035	0.80	1.44	3.26	0.44	6.51	9369.9
0.040	0.80	1.44	3.26	0.44	6.96	10016.8
0.045	0.80	1.44	3.26	0.44	7.38	10624.5
0.050	0.80	1.44	3.26	0.44	7.78	11199.2
0.055	0.80	1.44	3.26	0.44	8.16	11745.8
0.060	0.80	1.44	3.26	0.44	8.52	12268.1

Tabella 5.8– Portata massima transitante nel fosso di guardia tipo “FR3”

Nel presente progetto la scelta delle dimensioni del fosso, oltre ad essere in grado di recapitare la portata drenata dalla piattaforma stradale, deriva anche dalla sua capacità di contenere il volume di laminazione necessario, calcolato secondo la metodologia descritta nel paragrafo successivo.

Per specifiche esigenze, in alcuni casi si è reso necessario prevedere l'utilizzo di altre tipologie di fossi, quali ad esempio canali rettangolari in cls. Questo avviene dove lo spazio disponibile non consentiva di realizzare un fosso di lunghezza tale da rendere disponibile il volume necessario per la laminazione.

5.3 Laminazione delle portate scaricate nei ricettori

Come già anticipato nella premessa per la definizione delle portate massime scaricabili nei ricettori finali e per garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni si è fatto riferimento alla **D.G.R. Marche n. 53/2014**.

Secondo tale direttiva il calcolo del volume di compenso prevede di considerare in maniera differente la superficie trasformata differenziando, nella condizione post-operam, la superficie di progetto impermeabile, e la superficie di progetto permeabile. Per quanto riguarda invece la massima portata ammissibile nel corso d'acqua la D.G.R. impone un limite allo scarico pari a **20 l/s/ha**.

Nella figura seguente, a titolo esemplificativo, si riporta un esempio del tabulato di calcolo utilizzato per la determinazione del volume di compenso e della portata massima scaricabile.

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA FORMULA (1) AI SENSI DEL TITOLO III DELLA DGR 53 DEL 27/01/2014	
Requisiti richiesti per ogni classe sulla base del volume minimo di laminazione determinato:	
$w = w^0 \left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{1/(1-n)} - 15 \quad \quad w^0 P$ $\phi^0 = 0.9 Imp^0 + 0.2 Per^0 \quad \phi = 0.9 Imp + 0.2 Per$	
$w^0 = 50 \text{ mc/ha}$ volume "convenzionale" d'invaso prima della trasformazione ϕ = coefficiente di deflusso post trasformazione ϕ^0 = coefficiente di deflusso ante trasformazione $n = 0.48$ I e P espressi come frazione dell'area trasformata Imp e Per espressi come frazione totale dell'area impermeabile e permeabile prima della trasformazione (se connotati dall'apice*) o dopo (se non c'è l'apice*) VOLUME RICAVATO dalla formula va moltiplicato per la Superficie territoriale dell'intervento	
Oggetto:	
<i>(INSERIRE I DATI ESCLUSIVAMENTE NEI CAMPI CONTORNATI)</i>	
Superficie fondiaria-lotto (mq)	= 1631.00 mq Inserire la superficie totale dell'intervento
ANTE OPERAM	
Superficie impermeabile esistente	= 1023.00 mq Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Imp ⁰	= 0.63
Superficie permeabile esistente (mq)	= 608.00 mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Per ⁰	= 0.37
Imp ⁰ + Per ⁰	= 1.00
POST OPERAM	
Superficie impermeabile trasformata o di progetto	= 1291.00 mq Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie trasformata con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Imp	= 0.79
Superficie permeabile di progetto	= 340.00 mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Per	= 0.21
Imp + Per	= 1.00
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA	
Superficie trasformata/livellata	= mq superficie impermeabile più superficie permeabile trasformata rispetto all'agricola
I	= 0.00
Superficie agricola inalterata	= mq superficie inalterata
P	= 0.00
I + P	= 0.00 ATTENZIONE LA SOMMA DEVE ESSERE PARI A 1 - CONTROLLARE I VALORI INSERITI
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM	
ϕ^0	$0.9 \times Imp^0 + 0.2 \times Per^0 = 0.9 \times 0.63 + 0.2 \times 0.37 = 0.64$
ϕ	$0.9 \times Imp + 0.2 \times Per = 0.9 \times 0.79 + 0.2 \times 0.21 = 0.75$
W	$w = w^0 \left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{1/(1-n)} - 15 \quad \quad w^0 P = 50 \times 1.37 - 15 \times 0.00 = 68.74 \text{ mc/ha}$
W^0	50 mc/ha
$\left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{1/(1-n)}$	1.37
	1.92
VOLUME MINIMO DI INVASO	68.74 : 10 000.00 x 1 631.00 = 11.21 mc
Q	Portata ammissibile sul corpo riceettore 20 l/s/ha 3.26 l/sec

Figura 5.7 – Foglio di calcolo utilizzato per la definizione dell'invarianza idraulica secondo la D.G.R. 53/2014

Per le portate recapitanti nel fosso dei Castagni, i volumi di laminazione sono stati ricavati nei fossi di guardia posti al piede dei rilevati considerando un grado di riempimento dell'80% e una pendenza nulla.

Per le portate recapitanti invece nel Rio Genica, i volumi di compenso sono ricavati mediante la realizzazione di due aree ribassate poste all'interno delle aree intercluse tra il nuovo piazzale di esazione e le viabilità secondarie denominate *viabilità A* e *viabilità C* (vedi planimetria idraulica di progetto). In particolare sono state ricavate due aree di compenso di volume pari a 1700 e 2800 m³ con un abbassamento del piano campagna rispettivamente di circa 1.1 m e 0.70 m.

Nella tabella seguente, per ogni corso d'acqua ricettore e per ogni recapito previsto in progetto, si riportano le superfici di trasformazione ante e post-operam, il volume di compenso necessario, la portata massima scaricabile, la tipologia di fosso utilizzato per la laminazione e la lunghezza del tratto orizzontale. Per maggior chiarezza e individuazione dei recapiti, nelle planimetrie idrauliche, in corrispondenza di ogni punto di scarico, si riporta la portata scaricata.

<i>Recapito</i>	<i>Tratta in progetto</i>	<i>S_{TOTALE} [mq]</i>	<i>S_{SIMPERMEABILE} ante-operam [mq]</i>	<i>S_{SPERMEABILE} ante-operam [mq]</i>	<i>S_{SIMPERMEABILE} post-operam [mq]</i>	<i>S_{SPERMEABILE} post-operam [mq]</i>	<i>V_{INVASO} [mc]</i>	<i>q_u [l/s]</i>	<i>Tipologia fosso e lunghezza tratto orizzontale [m]</i>
Fosso CASTAGNI	Rampa B	5469	0	5469	2307	3162	156	10.9	FI2 – 200 m
Fosso CASTAGNI	Viabilità A	1930	0	1930	1221	709	91	3.9	FI3 – 180 m
Fosso CASTAGNI	Viabilità A e B	2260	0	2260	1719	541	137	4.5	FI3 – 120 m
Rio GENICA	Piazzale Casello	9331	0	9331	8472	859	730	18.7	Area ribassata quota 15.8 m s.l.m.
Rio GENICA	Viabilità C	4969	0	4969	4407	562	375	9.9	
Rio GENICA	Viabilità A, Rampe A, B, C	19651	0	19651	14322	5329	1124	39.3	Area ribassata quota 12.9 m s.l.m.

Tabella 5.9– Volumi di compenso necessari e portate scaricate

5.3.1 *Manufatti di controllo*

I fossi di guardia e le aree ribassate adibite alla laminazione delle portate sono dotati di un manufatto di regolazione e controllo della portata in uscita, costituito da una luce tarata e da un regolatore di portata e di uno sfioratore di emergenza realizzato con uno stramazzo a larga soglia.

Il regolatore di portata viene installato immediatamente a monte della luce di controllo, all'interno di una camera in cls munita di griglia di protezione che evita il passaggio di materiale grossolano in arrivo e l'intasamento della bocca.

Il processo di regolazione della portata avviene grazie ad un galleggiante solidale alla lama di parzializzazione a sua volta incernierata sulla piastra di fissaggio. Il galleggiante, seguendo il variare del livello idrico di monte, fa ruotare la lama che parzializza la luce di deflusso mantenendo costante la portata scaricata a valle.

In situazioni di emergenza (eventi meteorici con tempo di ritorno superiore a 50 anni, otturazione parziale o totale dello scarico di fondo), quando la luce di fondo non è più in grado di scaricare le portate in ingresso che eccedono quelle invasabili, entra in funzione uno scaricatore di superficie costituito da uno stramazzo a larga soglia la cui legge d'efflusso è data dalla:

$$Q_u = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove μ rappresenta il coefficiente di deflusso (pari a 0.385), L la lunghezza della soglia sfiorante e h il tirante idrico sulla soglia.

6. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Vengono di seguito descritte le principali peculiarità del sistema di drenaggio connesso alla realizzazione del nuovo svincolo/casello di Pesaro Sud e alla variante autostradale ad esso connessa. Per i dettagli sugli elementi marginali utilizzati, i diametri dei collettori e le dimensioni dei fossi di guardia si rimanda alle planimetrie idrauliche.

Il progetto prevede una nuova stazione e uno svincolo a schema parziale a servizio del tratto Sud dell'Autostrada A14, con collegamento esclusivamente "da" e "per" Ancona. La versione ridotta prevede una rampa monodirezionale di entrata in direzione Sud e una di uscita in direzione Nord. Le restanti manovre sono servite dall'esistente svincolo di "Pesaro-Urbino". Il casello, posto a Nord dell'Autostrada, si connette direttamente alla rotonda Sud della "Strada Interquartieri" di Pesaro (via Sandro Pertini), di recente realizzazione e di cui è previsto il potenziamento nell'ambito del presente progetto. Il nuovo svincolo in progetto interferisce parzialmente con un'area in cui verrà realizzata una cassa di espansione del Rio Genica. In particolare con essa risulta interferire parte della viabilità A e delle rampe A e B. In questo tratto verrà adeguata l'arginatura perimetrale della cassa di espansione.

Nel tratto in cui insiste il nuovo svincolo risulta necessaria una variante dell'asse autostradale traslandolo verso sud in modo da ricavare la larghezza della corsia di decelerazione in carreggiata nord. La variante si estende per circa 1 km dalla progr. km 161+080,00 alla progressiva km 162+148,00, interessando tutto il tratto autostradale compreso tra i viadotti Santa Veneranda e Colombaraccia.

Lungo le rampe di entrata e uscita da casello il sistema è di tipo marginale. Lungo la rampa di uscita (rampa A) il sistema di drenaggio è di tipo marginale mediante caditoie grigliate CG e collettore sottostante nel primo tratto, mentre nel tratto finale in corrispondenza del casello di esazione (rampa C) il drenaggio risulta in spartitraffico mediante canaletta grigliata CGR e collettore sottostante. Il tratto finale della rampa risulta in trincea per cui il drenaggio avviene mediante cunetta triangolare di tipo CT2. Il recapito finale è previsto nel rio Genica previa laminazione all'interno dell'area ribassata posta nell'area interclusa tra la viabilità A ed il nuovo piazzale.

Nel tratto di rampa B (rampa in ingresso) compreso tra il casello ed il nuovo sottovia il drenaggio avviene mediante canaletta grigliata CGR, mentre nel tratto compreso tra il sottovia e l'ingresso in A14 il drenaggio, di tipo marginale, avviene mediante embrici e

caditoie grigliate che scaricano nel fosso F12 posto al piede del rilevato. In quest'ultimo tratto il recapito finale avviene nel fosso dei Castagni.

L'area del casello viene drenata mediante un sistema di caditoie grigliate e collettori DN400 che raccolgono le acque di piattaforma e le convogliano ai due impianti di sedimentazione posti in corrispondenza delle progressive km 0+080.00 e km 0+260.00.

Gli impianti di trattamento scaricano le acque trattate nell'area ribassata realizzata nell'area interclusa compresa tra il piazzale e la viabilità C. Da questa, dopo essere state laminate, le acque vengono convogliate in un fosso di guardia posto lungo la rotatoria sud della "Strada Interquartieri" di Pesaro e, infine, nel Rio Genica.

Infine, nelle viabilità accessorie A e C il drenaggio delle acque di piattaforma avviene mediante caditoie grigliate CG combinate a embrici e collettori, in quanto nei margini della carreggiata è sempre prevista la realizzazione della pista ciclabile e/o del marciapiede.

Nel tratto in variante della A14 si prevede di mantenere lo stesso sistema di smaltimento previsto nel progetto di ampliamento alla terza corsia, così come i recapiti finali non sono stati modificati. Essendo un tratto in variante e non avendo aumentato la superficie pavimentata non è stata prevista la laminazione degli scarichi e la verifica di compatibilità idraulica risulta invariata rispetto a quella del progetto originario.

Essendo tutto il tratto in variante in curva, in spartitraffico, è prevista la canaletta grigliata in PEAD (CGR) con pozzetti di scarico, posti ad un interasse di 15 metri, che scaricano nel collettore sottostante. Gli elementi marginali sono invece da embrici e da cunette triangolari tipo "CT2" nei tratti in trincea previsti tra la progr. km 161+325,00 e la progr. km 161+750,00 in carreggiata nord e tra la progr. km 161+975,00 e la progr. km 162+025,00 in carreggiata sud.

7. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE CON LE OPERE IN PROGETTO

Il nuovo svincolo in progetto interferisce con l'affluente del Genica denominato **Fosso dei Castagni**. In particolare per tale corso d'acqua è previsto un nuovo manufatto di attraversamento che sottopassa la viabilità A (viabilità di Santa Veneranda) e la viabilità B. Il nuovo manufatto sarà costituito da uno scatolare di dimensioni 4.0 x 3.0 m e lunghezza complessiva di circa 102 m. In corrispondenza dell'imbocco di monte verrà realizzato un salto di fondo di 0,96 m tra il ponticello esistente e lo scatolare in progetto. Per i dettagli costruttivi si rimanda all'elaborato grafico IDR0007.

Nel presente progetto viene quindi condotta una specifica analisi idraulica volta al dimensionamento ed alla verifica idraulica del nuovo manufatto di attraversamento.

Lo studio, condotto mediante modellazione monodimensionale in moto permanente, fornisce un'analisi delle interazioni tra le opere viarie e i corsi d'acqua interessati e valuta l'adeguatezza dei manufatti di attraversamento, esistenti e in progetto, sia in termini di sezione idraulica (eccessivo restringimento) sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto.

Nei paragrafi successivi, dopo una breve descrizione della metodologia operativa e della definizione della portata di progetto vengono descritti i risultati ottenuti per la verifica ed il dimensionamento del nuovo attraversamento stradale.

7.1 Modellazione idraulica

La valutazione del comportamento idraulico di un corso d'acqua e, più in particolare, dei rischi di esondazione indotti da piene di assegnato periodo di ritorno è, sempre più frequentemente, effettuata con l'ausilio di modelli matematici, che costituiscono un valido supporto per la valutazione ed il tracciamento dei profili di corrente (valori del tirante idrico h e della velocità di deflusso v in ogni sezione trasversale).

Relativamente al caso in esame, mediante la modellazione matematica si è valutata l'adeguatezza idraulica del nuovo attraversamento in termini di franco idraulico di sicurezza.

Nell'implementare un modello di simulazione idraulica si cerca in generale di riprodurre le reali condizioni di deflusso in alveo, introducendo eventuali semplificazioni a vantaggio di

una maggiore agilità di computazione solo laddove esse consentano di ottenere comunque risultati globalmente attinenti alla realtà.

In particolare, in tutti quei casi in cui il deflusso della piena di progetto avviene all'interno delle aree golenali senza dar luogo a significativi fenomeni di esondazione, si può utilizzare un modello in moto permanente; invece, nei casi in cui il tratto di corso d'acqua da modellare sia caratterizzato da sensibili fenomeni di laminazione, è necessario effettuare simulazioni in moto vario, in modo da tenere conto, nel calcolo della portata che realmente transita nella sezione di interesse, anche delle variazioni dei volumi idrici che si sono avute lungo il tratto. Infine, nel caso di canali artificiali caratterizzati da sezioni regolari e senza particolari singolarità, si può prevedere anche una simulazione in moto uniforme.

I modelli idraulici sono programmi di calcolo che, tramite la risoluzione delle equazioni differenziali di De Saint-Venant, consentono di determinare i profili di corrente sia in condizioni di moto vario che di moto permanente. I modelli possono simulare il flusso monodimensionale e quasi-bidimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei, in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali; è possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- presenza di casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

Si riportano di seguito alcuni richiami teorici sul moto vario delle correnti a superficie libera e sui metodi di risoluzione delle equazioni che le descrivono.

Il moto di una corrente idrica a superficie libera, nella quale non siano presenti significative componenti trasversali di moto, è descritto matematicamente dalle equazioni di continuità e del moto, note come equazioni di De Saint-Venant monodimensionali.

Nelle ipotesi di fluido omogeneo ed incompressibile, pendenza di fondo modesta, distribuzione della pressione idrostatica nelle sezioni trasversali, assenza di immissioni e sottrazioni di portata, tali equazioni assumono la forma seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{\chi^2 \cdot A \cdot R} = 0 \quad (7.1)$$

dove:

- A: area della sezione bagnata [m²];
- χ : coefficiente di scabrezza di Chezy [m^{1/2}s⁻¹];
- g: accelerazione di gravità [m²/s];
- h: altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale [m];
- Q: portata [m³/s];
- R: raggio idraulico [m];
- α : coefficiente di ragguaglio della quantità di moto, solitamente pari a 1;

Per il calcolo delle resistenza d'attrito si possono utilizzare due diverse formulazioni, l'espressione di Strickler e quella di Chezy, ed è possibile tener conto di ogni variazione della scabrezza all'interno delle sezioni trasversali, nelle golene o lungo l'alveo.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{\chi^2 \cdot A \cdot R} \quad (7.2)$$

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{M^2 \cdot A \cdot R^{4/3}} \quad (7.3)$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a 1/n, con n pari al coefficiente di Manning.

Le caratteristiche specifiche dei materiali d'alveo e della copertura vegetazionale si possono valutare sulla base delle indicazioni fornite in letteratura. I modelli idraulici risolvono le equazioni generali di De Saint Venant trasformandole in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo differente a seconda del modello utilizzato.

Per la risoluzione delle equazioni alla base del modello è sempre necessario introdurre delle condizioni iniziali e delle condizioni al contorno.

Le condizioni iniziali vengono generalmente specificate dall'utente imponendo in particolari punti del reticolo modellato valori noti di portata o livello, o di altre grandezze significative.

Le condizioni al contorno vengono, invece, imposte nelle sezioni estreme del reticolo; quelle generalmente utilizzate sono:

- valore costante del livello idrico o della portata;
- variazione nel tempo del livello idrico o della portata;
- relazioni fra le due variabili h (livello) e Q (portata), ad es. scala di deflusso per una sezione dell'alveo.

7.2 Definizione della portata di progetto

La stima delle portate di piena in una determinata sezione di un corso d'acqua può essere condotta applicando differenti metodologie a seconda della tipologia e della quantità dei dati idrologici a disposizione.

Il caso più favorevole si ha quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; in questo caso l'analisi statistica diretta di frequenza delle piene consente di determinare le stime richieste.

Poiché tale situazione si verifica raramente, in ragione del modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazioni disponibile per alcune di esse, nella maggior parte dei casi si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti, secondo le seguenti procedure:

- impiego di *modelli di regionalizzazione* del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi a una porzione di territorio omogenea rispetto ai fenomeni di piena ("regione idrologica");
- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di *modelli afflussi-deflussi* per la trasformazione in portate.

Il primo metodo consiste nell'utilizzare l'intera informazione idrometrica disponibile all'interno di una regione idrologica omogenea. In tal modo si perviene a un campione di dati storici di dimensioni molto maggiori rispetto a quelle di una singola stazione; sulla base di tale campione si ottiene, mediante l'impiego di leggi di regressione statistica, la stima della distribuzione di probabilità delle portate di piena.

Il campo di validità dei modelli di regionalizzazione comprende i bacini idrografici di estensione variabile nell'intervallo definito dal valore di superficie minimo e massimo per i quali si dispone di serie storiche sufficientemente estese. Ove disponibili, possono essere utilizzati quindi i risultati derivanti da studi di regionalizzazione, che siano stati predisposti a cura della Regione o dell'Autorità di bacino interessata.

Nel caso in esame per il Fosso dei Castagni e per il Rio Genica L'**Autorità di Bacino delle Marche** ha fornito i valori delle portate di progetto da utilizzare per verifiche idrauliche.

Le portate di progetto fornite sono le seguenti:

- Fosso dei Castagni = 16 m³/s
- Rio Genica (monte confluenza Castagni) = 43 m³/s
- Rio Genica (valle confluenza Castagni) = 57 m³/s

7.3 Risultati delle modellazioni condotte

Le simulazioni sono state effettuate considerando una portata pari a 16 mc/s mediante un modello globale integrato con il Rio Genica; la condizione di valle per il Fosso dei Castagni è quindi pari al livello idrico del Rio Genica.

Nel tratto compreso tra lo sbocco del nuovo attraversamento in progetto (4.00 x 3.00 m) e l'attraversamento esistente sulla A14, verrà realizzata una riprofilatura del corso d'acqua ed un risezionamento in gabbioni metallici di altezza pari a 2.50 metri. Il risezionamento servirà a contenere i livelli di piena nel tratto a valle delle nuove viabilità eliminando in toto gli allagamenti presenti nella condizione ante-operam. Per evitare un unico attraversamento di lunghezza eccessiva sono stati realizzati due scatolari di lunghezza pari a 30 e 45 m. Tra i due manufatti è previsto un tratto a cielo aperto di 18 m da realizzarsi con un canale rettangolare in c.a. di dimensioni 4.00 x 3.00 m.

Tra l'attraversamento esistente di via del Rio ed il nuovo manufatto (tratto compreso tra le sezioni -9 e -10) dovrà essere realizzato un salto di fondo di 96 cm per garantire, sull'attraversamento esistente, il transito della portata a pelo libero e senza rigurgito ed evitare il rifacimento dell'opera. Inoltre il salto di fondo consentirà l'attacco del nuovo scatolare ad una quota di fondo pari a 17.27 m s.l.m. La quota del pelo libero in corrispondenza dell'imbocco del nuovo tombino è di 19.13 m s.l.m. ed il franco idraulico pari a 1.14 m.

Dalla simulazione dello stato di fatto (situazione ante-operam), si evince che il ponticello di monte sulla strada del Castagneto risulta ampiamente sottodimensionato e ciò comporta un rigurgito a monte con sormonto della stessa strada. Il progetto prevede quindi il rifacimento di tale opera con un tombino scatolare di dimensioni interne pari a 4.00x2.50 m in modo da avere un franco di circa 70 cm sulla piena centennale. Col rifacimento di questa opera e la realizzazione dell'intervento di valle, la portata di progetto risulta ovunque contenuta in alveo. A corredo del presente progetto sono state redatte le planimetrie degli allagamenti nella condizione ante-operam e post-operam.

Con la simulazione matematica è stato verificato anche l'attraversamento autostradale esistente. Con gli interventi in progetto il livello idrico è pari 18.45 m s.l.m. con un franco idraulico di sicurezza pari a 1.01 metri rispetto all'intradosso dell'opera.

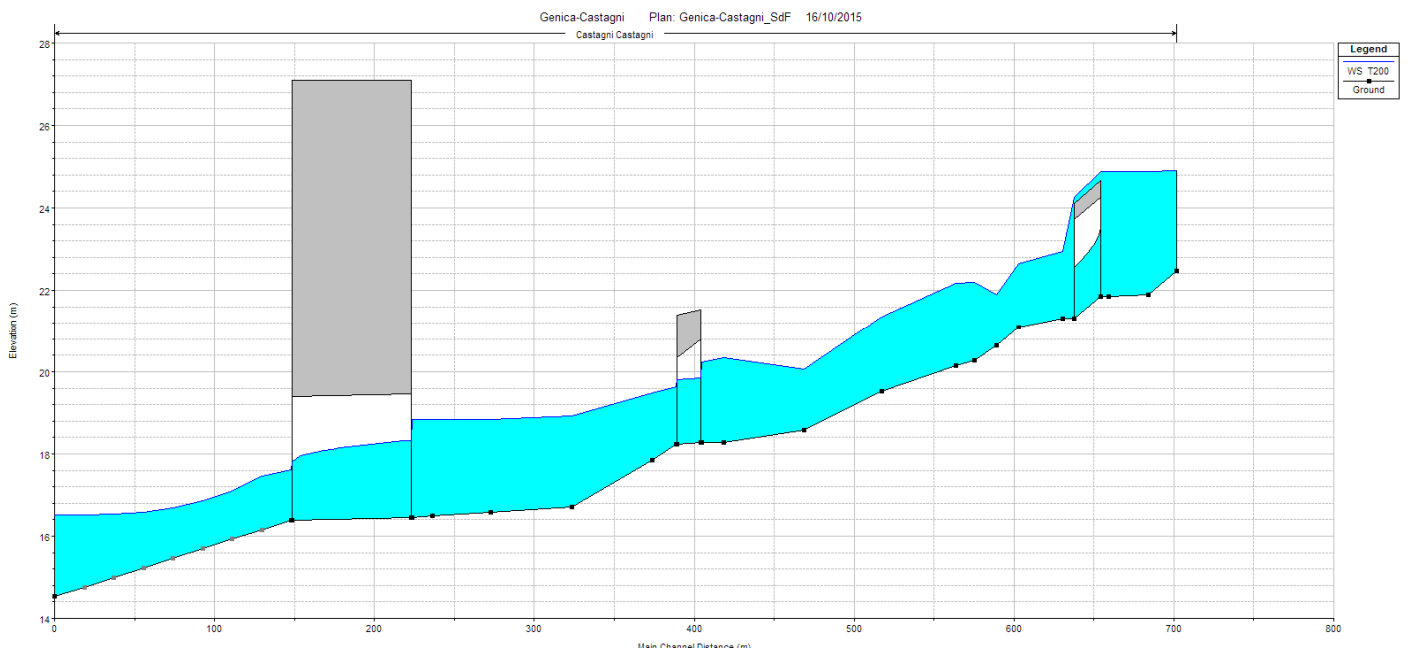


Figura 7.1: Profilo stato di fatto per $Q = 16 \text{ mc/s}$

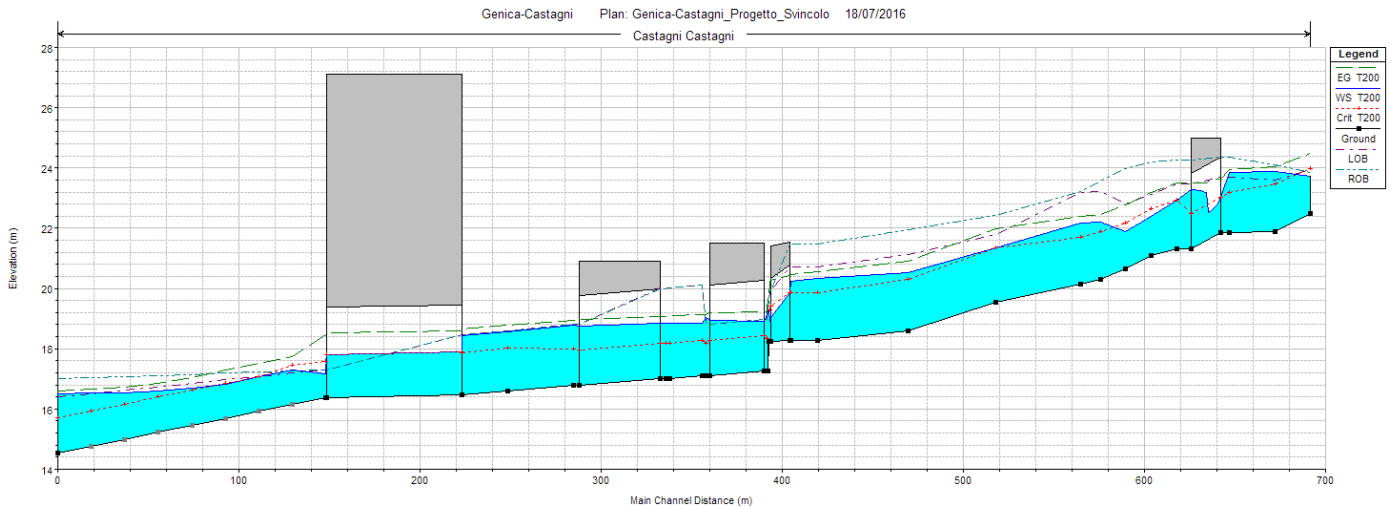


Figura 7.2: Profilo di progetto per $Q = 16 \text{ mc/s}$

I risultati dettagliati delle modellazioni condotte per i corsi d'acqua in termini di tabelle, profili e sezioni sono riportati in allegato alla presente relazione.

7.4 Interferenze con reticolo idrografico minore

Oltre che con il Fosso dei Castagni, il nuovo svincolo in progetto interferisce con la rete idrografica minore in corrispondenza della rampa di uscita (rampa A) alla progressiva km 0+140.00 ed in corrispondenza del nuovo piazzale alla progressiva km 0+080.00. Per garantire la continuità idraulica della rete scolante esistente, in corrispondenza delle suddette progressive verranno realizzati nuovi attraversamenti idraulici DN800 e DN1000 (vedi planimetria idraulica di progetto).

A valle delle tombinature si prevede la realizzazione di fossi in grado di convogliare le acque di scolo del versante verso il Rio Genica.

A monte dell'attraversamento DN1000, per consentire il ricoprimento minimo di 60 cm rispetto al nuovo piazzale di esazione, si prevede un tratto di raccordo in cls di circa 35 m ed un salto di fondo di 90 cm.

7.5 Recupero delle aree esondabili sottratte

La realizzazione delle opere in progetto comporta inevitabilmente la riduzione parziale delle aree potenzialmente esondabili del Rio Genica per un volume totale di circa 7000 mc. Tali aree sono comprese tra la nuova viabilità A di Santa Veneranda e la viabilità D. In fase transitoria, in attesa della realizzazione della cassa di espansione, il volume sottratto all'esondazione viene recuperato mediante la realizzazione di un'area ribassata

da ricavarsi all'interno dell'area in cui sorgerà la cassa di espansione (vedi planimetria idraulica di progetto). Tale area prevede un abbassamento del piano campagna di circa un metro per un volume totale di invaso pari a circa 7800 mc.

8. DRENAGGIO DELL'AREA DI CANTIERE

All'interno dell'area di cantiere si prevede di realizzare un sistema di drenaggio per le acque esterne, costituito da fossi di guardia che scaricheranno direttamente nei ricettori finali, ed un sistema per le acque interne che invece saranno regimentate con un sistema di drenaggio separato posto lungo il limite interno delle aree adibite a cantiere. Le acque così raccolte (meteoriche e provenienti dal lavaggio mezzi di cantiere) saranno indirizzate ad un impianto di trattamento (sedimentatore/disoleatore) prima dello scarico nel ricettore finale. In particolare si prevede di trattare le acque di prima pioggia e quelle di tempo asciutto. Sarà inoltre possibile accumulare le acque di prima pioggia a valle del trattamento e parte delle acque di seconda pioggia per poterle riutilizzare per le attività di cantiere.

8.1 Smaltimento delle acque meteoriche

All'interno di ciascuna area di cantiere sono stati distinti due sistemi di smaltimento delle acque meteoriche. Il primo si occupa delle acque meteoriche non contaminate, provenienti dai versanti, mentre il secondo si occupa di quelle contaminate che comprendono le acque di prima pioggia (APP).

Il primo sistema raccoglie le acque di versante e quelle dei fossi di guardia che verranno poi convogliate ai recapiti finali, mentre il sistema di smaltimento delle acque meteoriche (acque provenienti dalle aree asfaltate) prevede di trattare sia i primi 5 mm delle acque di prima pioggia che i successivi 15 mm provenienti dalle altre acque. Le acque di prima pioggia (APP) e le acque meteoriche dilavanti contaminate (AMD) verranno separate dalle acque dilavanti non contaminate (chiamate "acque di seconda pioggia") mediante un pozzetto by-pass. In definitiva, quindi, i primi 20 mm delle acque meteoriche verranno trattati mentre i successivi saranno convogliati direttamente nei ricettori finali.

A valle dell'impianto di trattamento, prima dell'immissione delle acque nel corpo idrico, verrà ubicato un pozzetto per il prelievo dei campioni.

8.1.1 Processo di trattamento delle acque dilavanti contaminate (APP+AMD)

Le acque meteoriche contaminate confluiscono dapprima in una vasca di accumulo e da qui nel separatore fanghi all'interno del quale il materiale pesante si deposita sul fondo. Una lastra posta in prossimità dell'ingresso, rallentando il flusso in arrivo, facilita il processo di sedimentazione. Successivamente si ha il passaggio del fluido nel separatore

oli, nel quale a causa della particolare conformazione del tubo in ingresso, si ha un rallentamento del flusso che risulta anche più uniforme. Le gocce di liquido leggero di dimensioni maggiori, sottoposte alla spinta di gravità, risalgono in superficie e creano uno strato galleggiante di spessore crescente. Le microparticelle oleose, invece, a causa delle loro piccole dimensioni, vengono adsorbite dall'inserito a coalescenza, aggregandosi si ingrossano e, raggiunto un dato spessore, salgono in superficie. L'impianto è dotato di un dispositivo di sicurezza, che, opportunamente tarato, scende all'aumentare dello strato d'olio in superficie. Al raggiungimento della quantità massima possibile di olio separato dall'acqua, il galleggiante chiude lo scarico posto sul fondo del separatore, impedendo il deflusso di liquido leggero con l'effluente. All'interno del separatore oli può essere installato anche un sistema di allarme acustico e/o visivo, che segnala quando l'impianto deve essere svuotato.

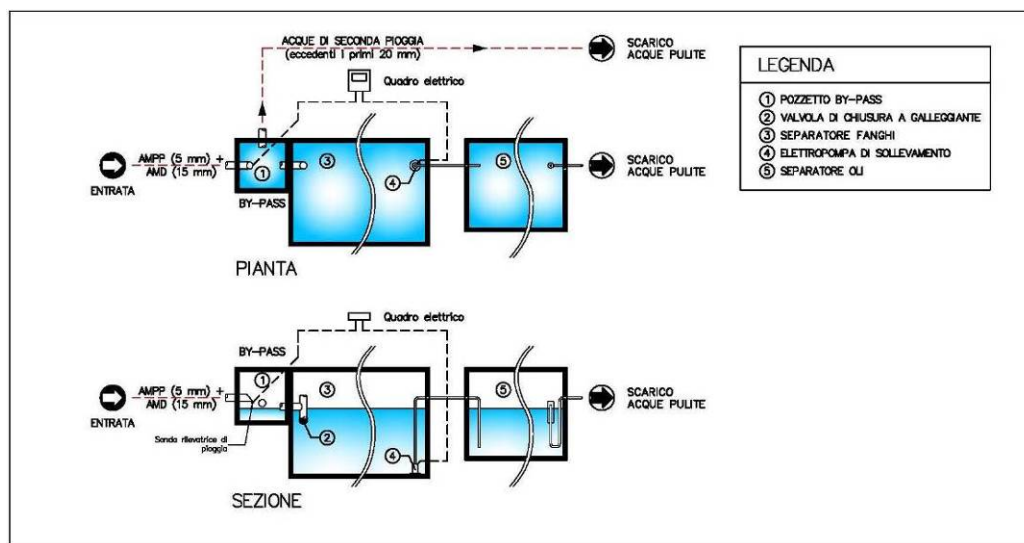


Figura 8-1 - Schema esemplificativo impianto di trattamento

Gli impianti di trattamento saranno facilmente accessibili ai mezzi preposti allo svuotamento, in quanto le vasche dovranno essere vuotate periodicamente, in base a periodicità stabilite di volta in volta in relazione all'uso. Dopo ogni svuotamento del singolo impianto, sarà necessario provvedere al riempimento dello stesso con acqua pulita. La determinazione della grandezza nominale dei separatori (l/s) avviene in conformità a quanto previsto dalle norme DIN 1999 ed UNI EN 858, secondo la seguente formula di calcolo:

$$GN \text{ separatore oli} = Q_r \times F_d$$

dove:

- Q_r = portata in l/s, pari al prodotto della superficie scolante (in m^2) per il coefficiente di piovosità in $l/(s \cdot m^2)$. Tale coefficiente in base ai dati di pioggia è assunto pari a 0.03 (T=5 anni).
- F_d = fattore di densità, dipendente dal tipo di liquido assunto pari a 1 (stazioni di servizio).

Il ciclo di depurazione durerà al massimo 48 ore, in modo da poter depurare efficacemente le acque di dilavamento dovute ad eventi meteorici ripetuti. Le acque scaricate avranno caratteristiche tali da rientrare nei limiti imposti dalla Tabella 3 dell'Allegato 5 del D. Lgs. 152/2006.

8.2 Smaltimento delle acque reflue civili

All'interno dei box prefabbricati, si trova almeno un bagno con WC e doccia. Tali box avranno pertanto uno scarico collegato all'impianto di smaltimento degli scarichi civili.

Sul collettore degli scarichi provenienti dai lavabi e dalle docce (acque chiare), sarà posto un manufatto degrassatore il cui scarico andrà a confluire nella fossa "Imhoff". Le acque reflue provenienti dai WC (acque nere), invece, andranno direttamente nella fossa settica tipo Imhoff senza passare dal degrassatore. A valle dell' impianto di depurazione saranno previsti pozzetti per il prelievo campioni.

Per il trattamento delle acque reflue civili sono stati previsti impianti- depuratori biologici a fanghi attivi a schema nitro-denitro di tipo modulare realizzato con l'impiego di vasche monoblocco per garantire la tenuta idraulica, la stabilità strutturale e la tutela delle acque sotterranee contro possibili perdite di liquami. Ogni singolo impianto opera secondo il ciclo depurativo di seguito elencato:

1. sedimentazione primaria (fossa Imhoff);
2. sedimentazione secondaria (depuratore a fanghi attivi);
3. accumulo, digestione anaerobica ed ispessimento del fango di supero (in fossa Imhoff).

Tali manufatti verranno interrati a livello della condotta fognaria, e successivamente sopraelevati fino al livello del piano di campagna. Sulle coperture di tali manufatti verranno praticate opportune aperture di ispezione munite di chiusini in ghisa.

L'impianto è dotato di un bacino di denitrificazione biologica. Di conseguenza è in grado di rimuovere, dalle acque di scarico, oltre alle materie organiche carboniose, anche l'azoto sia ammoniacale che nitrico- nitroso; si origina quindi un effluente compatibile con gli standard di qualità richiesti per gli scarichi in corpi idrici, nel rispetto Tabella 3 dell'Allegato 5 del D. Lgs. 152/2006.

Le portate delle acque reflue in arrivo agli impianti di trattamento saranno variabili nell'arco della giornata; ogni impianto, essendo dotato di un bacino di bilanciamento idraulico, sarà in grado di sopportare variazioni orarie del carico idraulico ed organico. Di conseguenza lo scarico delle acque trattate può essere considerato continuo.

Per il dimensionamento dell'impianto di depurazione dell'area di cantiere è necessario determinare il numero degli abitanti equivalenti calcolato considerando che il campo logistico sarà occupato al massimo da 15 persone e che all'interno dello stesso sarà presente almeno un Box (uffici/WC/ricovero maestranze).

Come conseguenza della presenza non continuativa dei lavoratori, nel campo è stato stimato il numero di **abitanti equivalenti totali pari a 3**. Quindi è stato deciso di dimensionare ciascun impianto di depurazione in funzione della quantità di acque reflue relative a 3 abitanti equivalenti.

8.3 Lavaggio ruote

Prima di uscire dal cantiere ed immettersi sulla viabilità ordinaria tutti i mezzi dovranno aver pulito le ruote. Viene pertanto previsto un punto specifico per il lavaggio delle ruote in corrispondenza dell'uscita del cantiere. Tale pulizia verrà ottenuta passando attraverso un apposito manufatto provvisto di ugelli per il lavaggio sia delle superfici esterne che di quelle interne delle ruote sia singole che gemellate. I lavaggi non saranno distribuiti in modo uniforme durante la giornata (ci saranno situazioni di picco), per questo le acque verranno trattate dopo ogni singolo lavaggio. Tali acque saranno immesse in una vasca con funzione specifica di accumulo, laminazione e sedimentazione grossolana. L'acqua di lavaggio sarà convogliata successivamente all'impianto di separazione fanghi e oli.

Per ciascuna area di cantiere si prevede un afflusso massimo di mezzi al giorno pari a 50, e durante ogni operazione di lavaggio verranno utilizzati circa 100 litri di acqua riciclata. Verrà quindi prevista una vasca di decantazione di volume pari a 5 mc, dove sedimenteranno i solidi in sospensione; i fanghi ottenuti verranno portati a discarica.

8.4 Recupero acqua depurata

Per ottimizzare l'approvvigionamento dell'acqua verrà previsto il riutilizzo dell'acqua in uscita dal depuratore e delle acque di seconda pioggia. L'acqua da riciclare verrà stoccata in un'apposita cisterna.

L'acqua reflua recuperata verrà riutilizzata principalmente per i seguenti scopi:

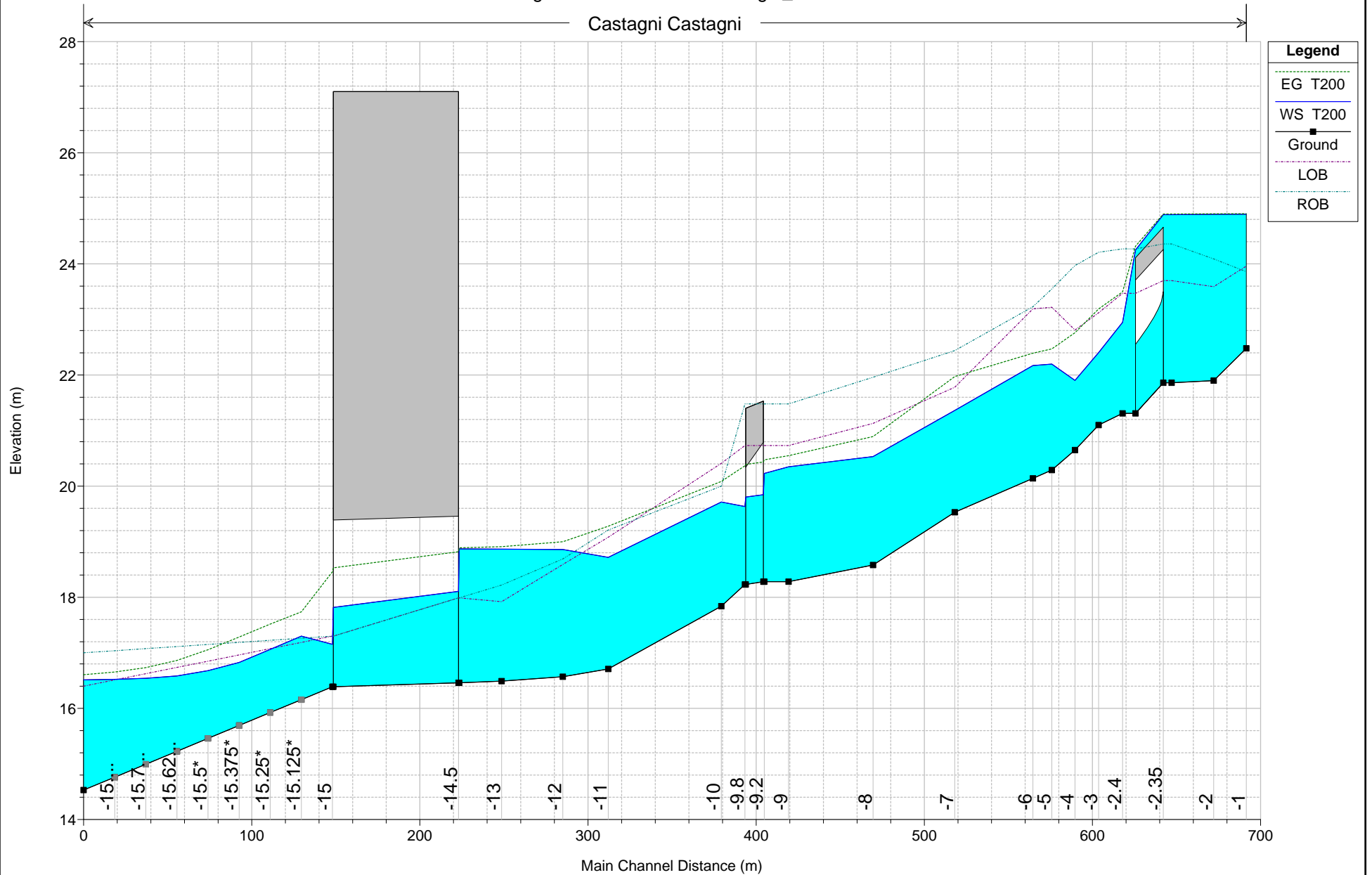
- bagnatura piste di cantiere;
- pulitura wc;
- lavaggio ruote.

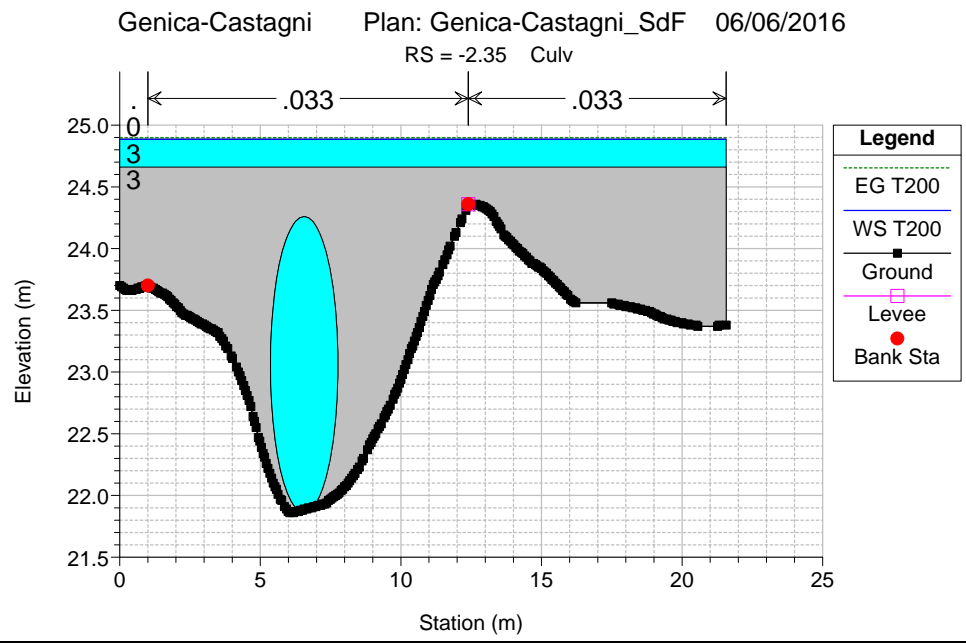
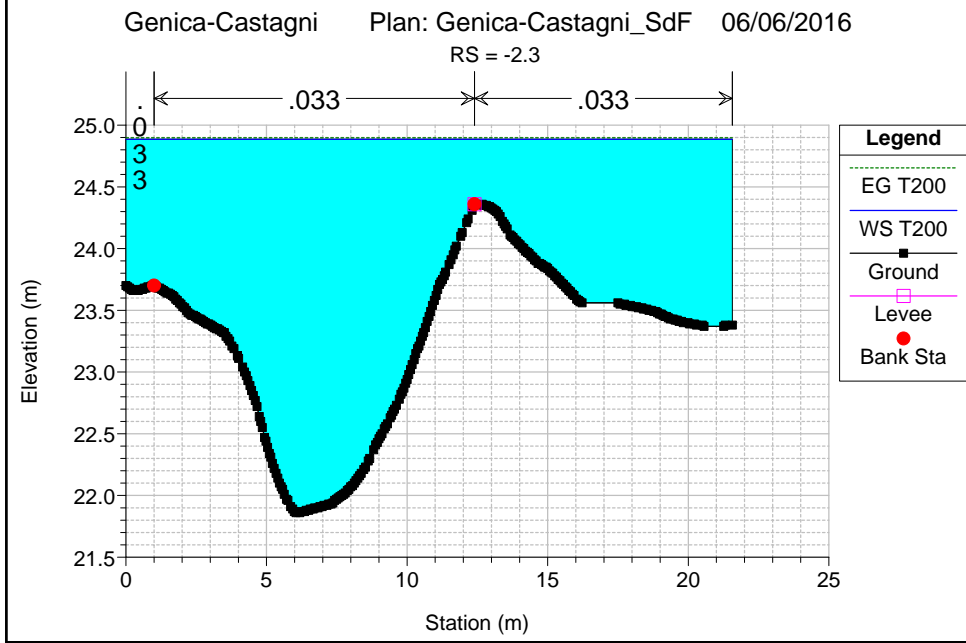
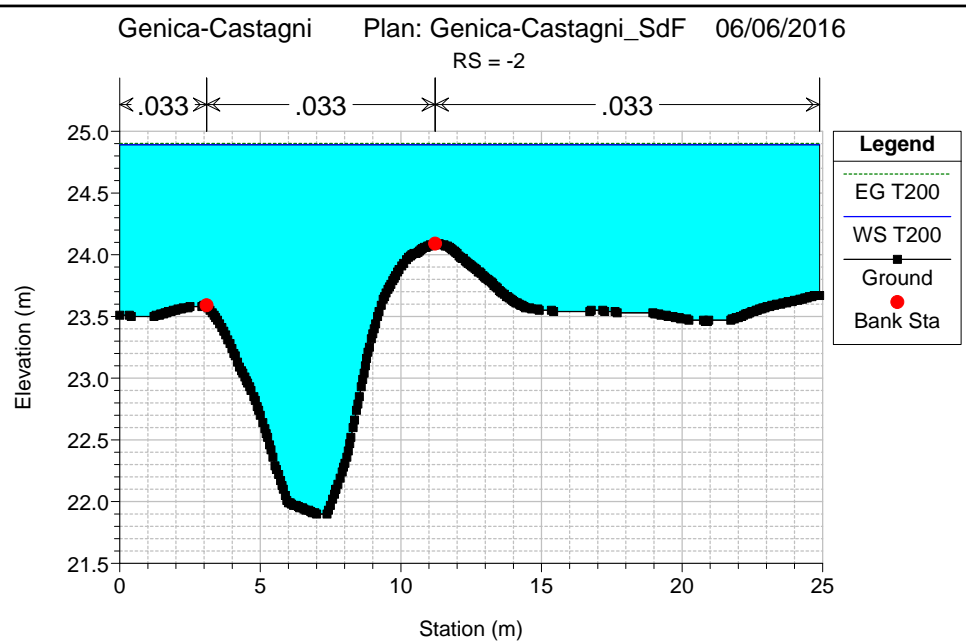
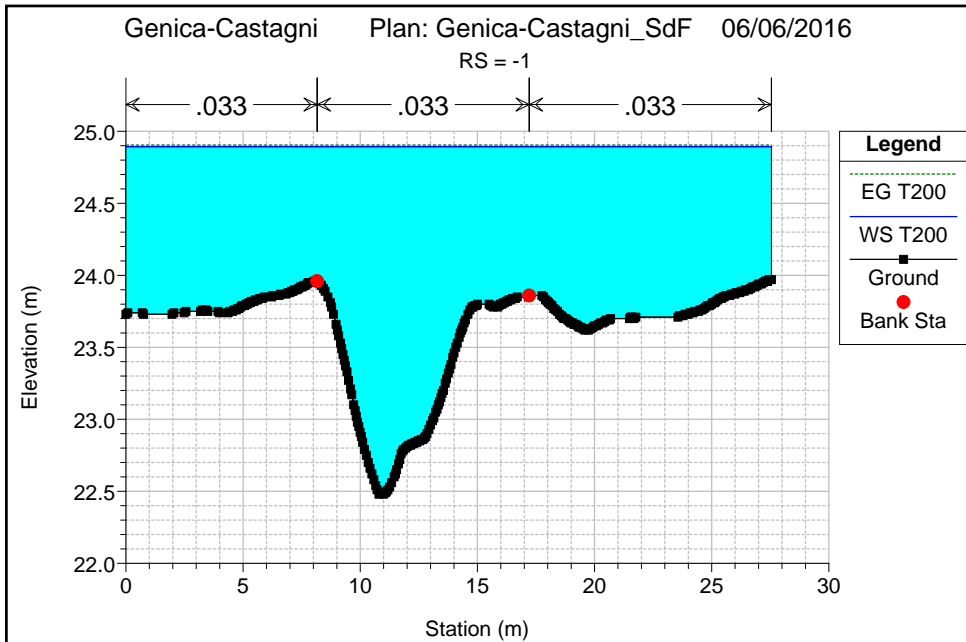
Allo scopo verrà installata una cisterna interrata da cui dipartirà una rete di acqua per il rifornimento di tutti i WC ed una vasca di accumulo per lo stoccaggio dell'acqua da riutilizzare per l'impianto lavar ruote.

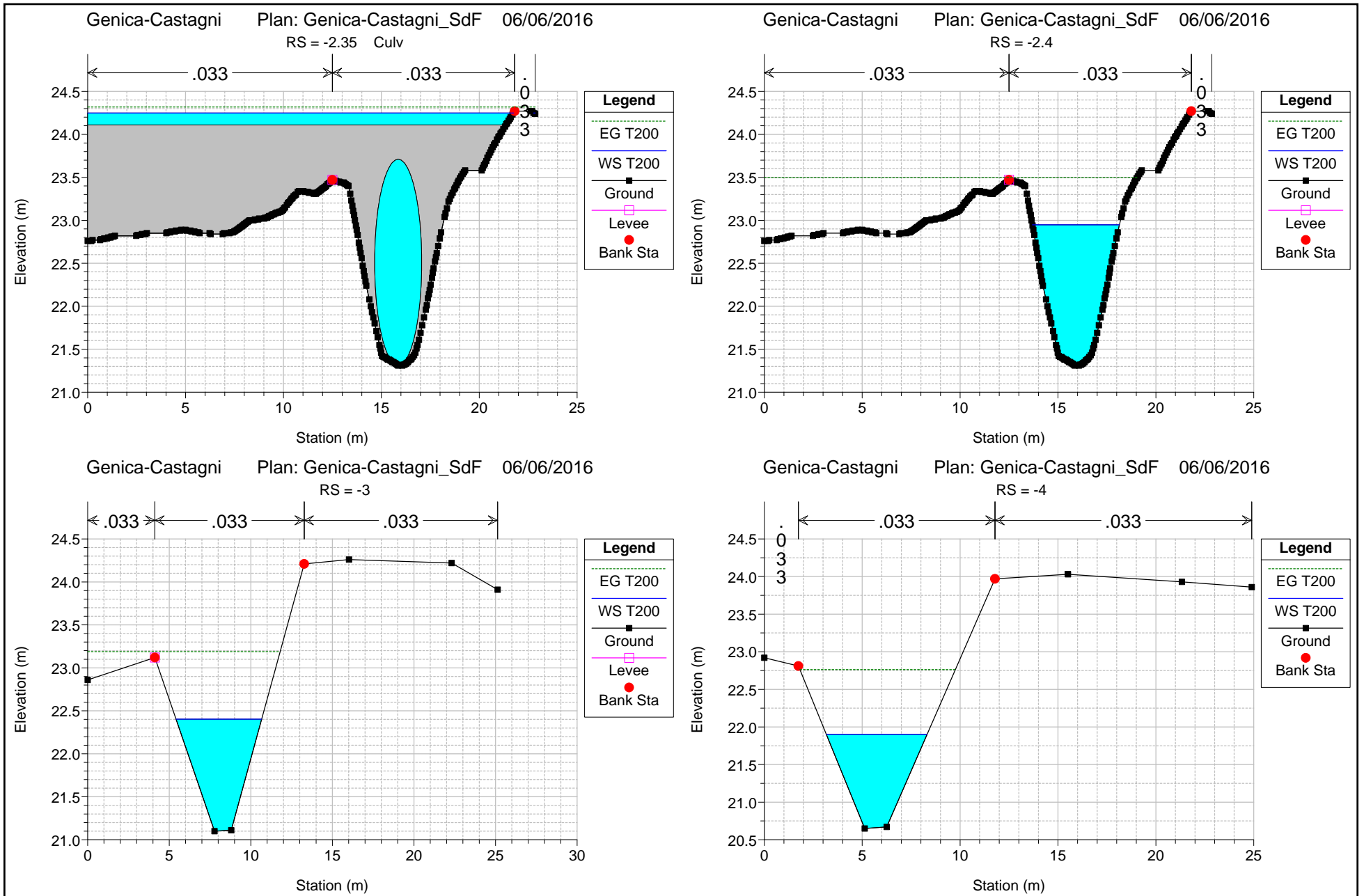
ALLEGATO 1: Risultati delle simulazioni idrauliche

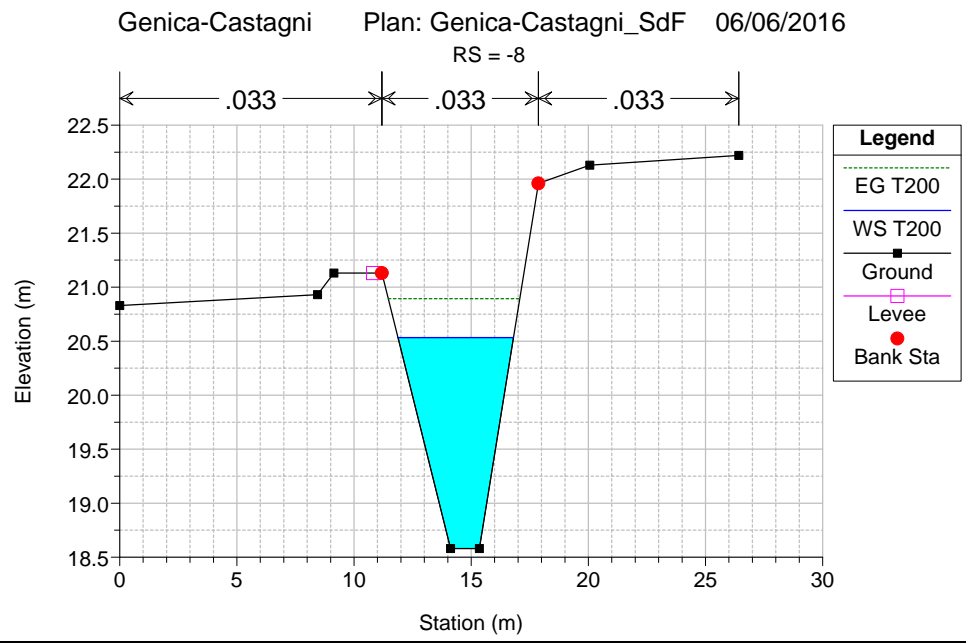
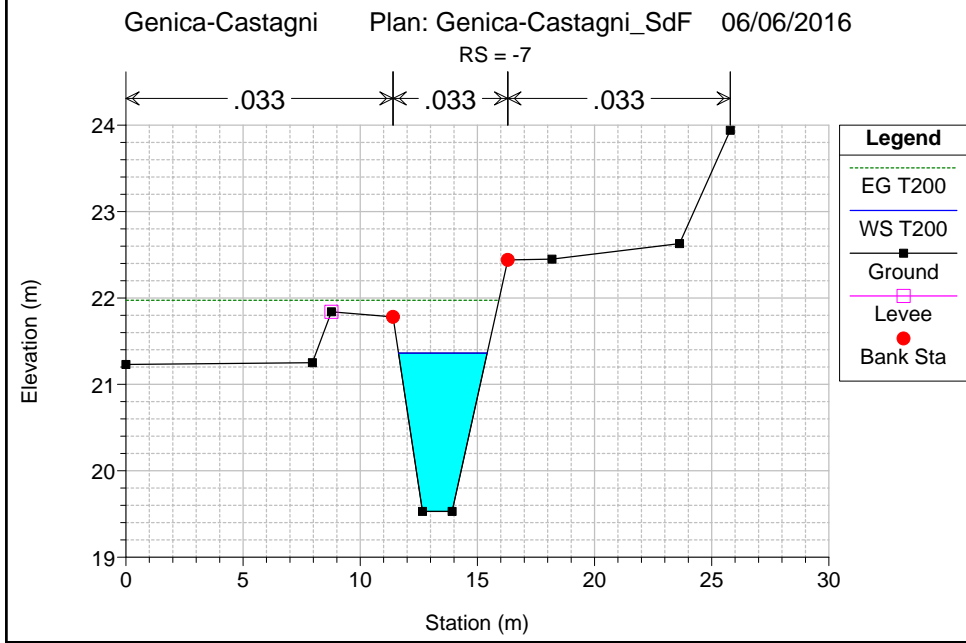
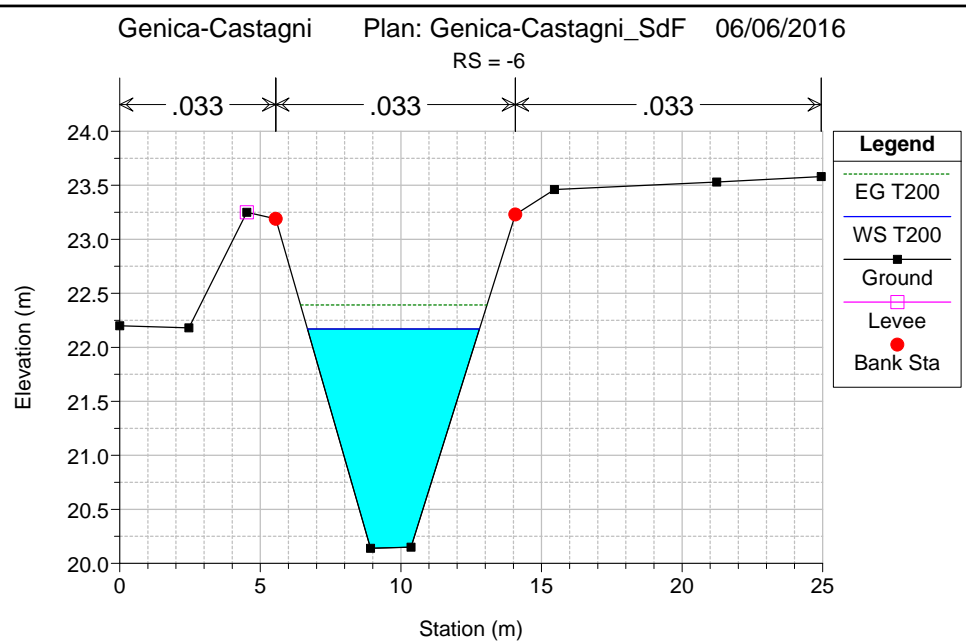
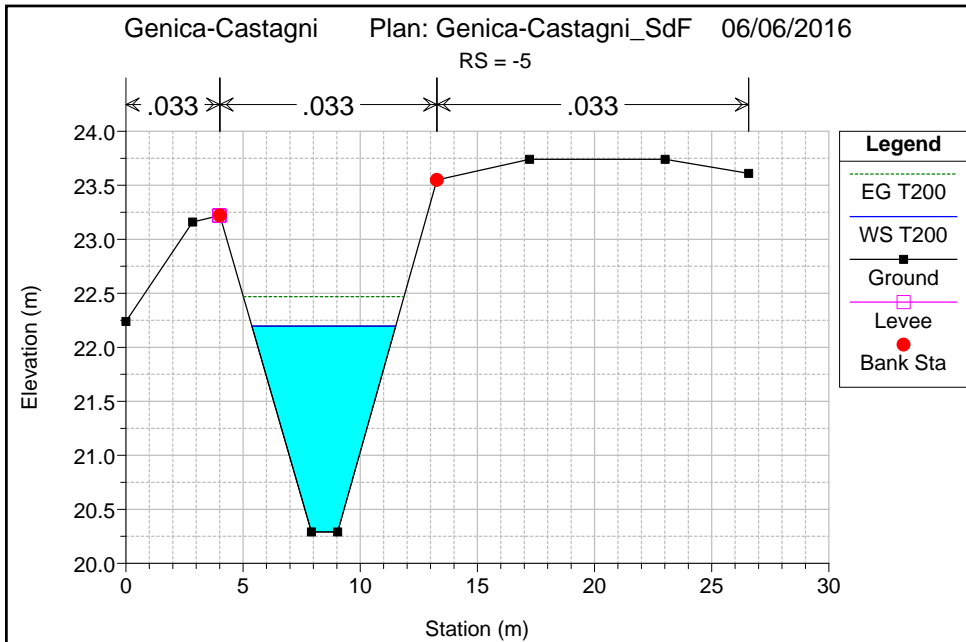
HEC-RAS Plan: sdf River: Castagni Reach: Castagni Profile: T200

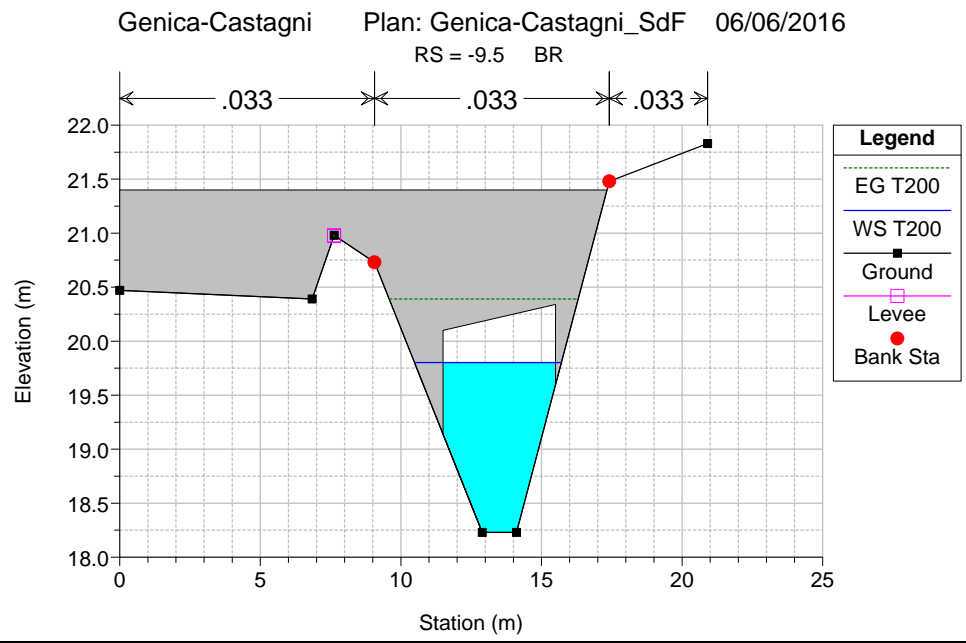
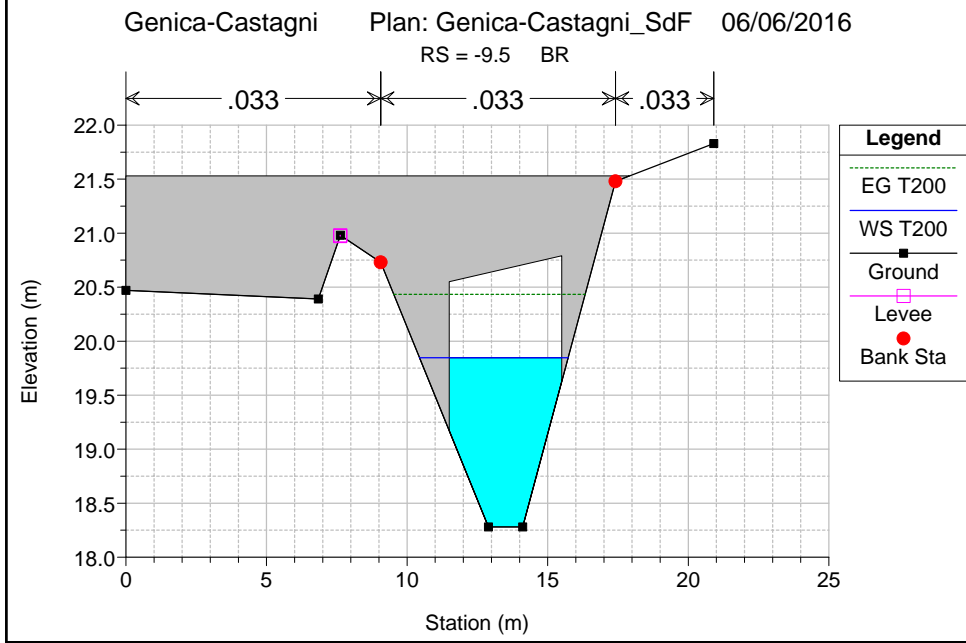
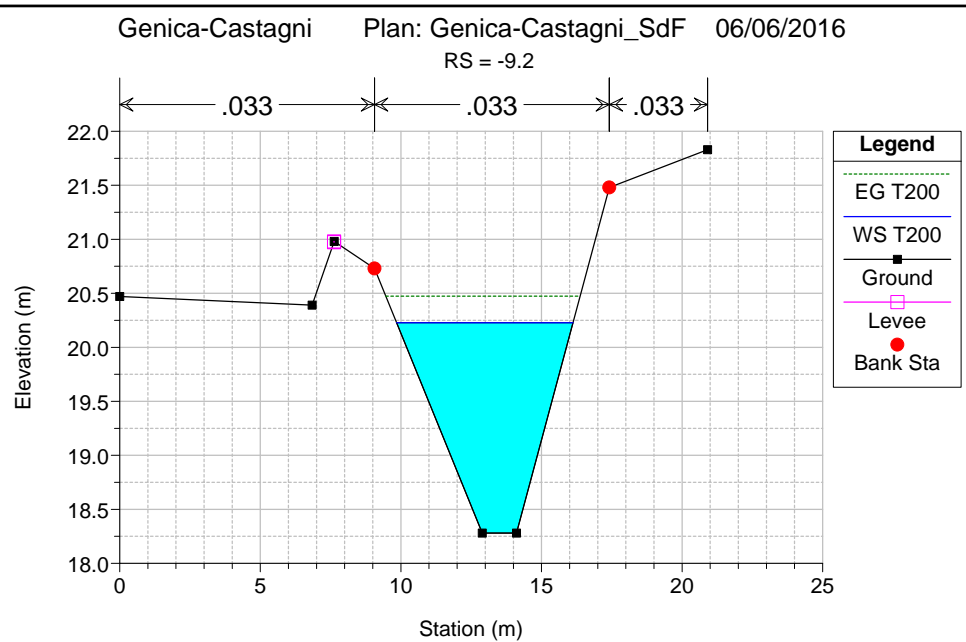
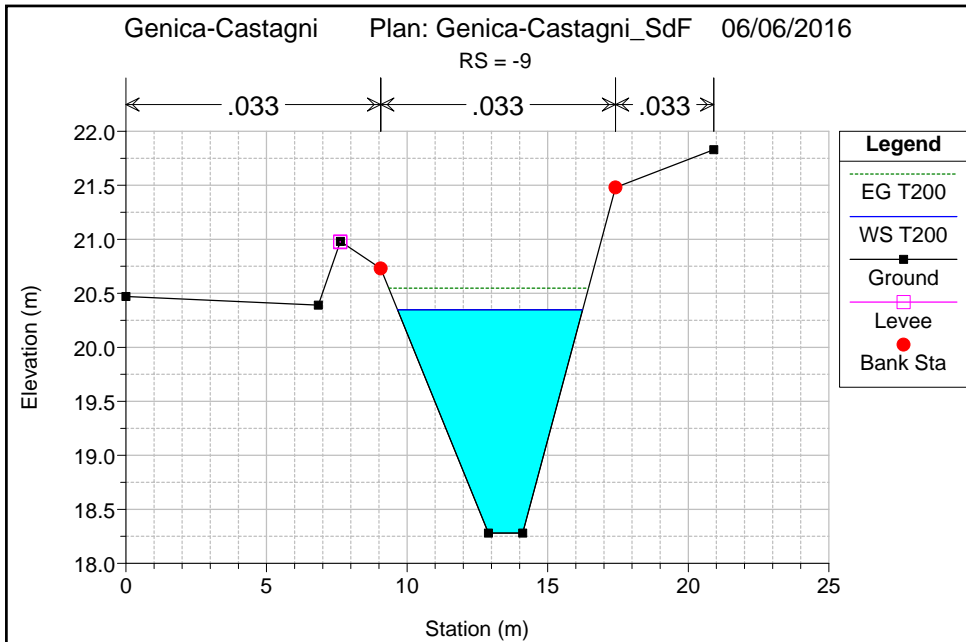
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Castagni	-1	T200	16.00	22.48	24.89	23.99	24.90	0.000181	0.53	35.01	27.55	0.13
Castagni	-2	T200	16.00	21.90	24.89	23.68	24.90	0.000130	0.49	37.65	24.89	0.11
Castagni	-2.3	T200	16.00	21.86	24.89	23.20	24.90	0.000132	0.52	35.01	21.57	0.12
Castagni	-2.35		Culvert									
Castagni	-2.4	T200	16.00	21.31	22.95	22.95	23.50	0.014854	3.28	4.88	4.44	1.00
Castagni	-3	T200	16.00	21.10	22.40	22.64	23.19	0.028076	3.93	4.07	5.25	1.42
Castagni	-4	T200	16.00	20.65	21.90	22.17	22.76	0.031685	4.11	3.89	5.15	1.51
Castagni	-5	T200	16.00	20.29	22.20	21.89	22.47	0.006388	2.31	6.92	6.14	0.69
Castagni	-6	T200	16.00	20.14	22.17	21.71	22.39	0.004748	2.09	7.65	6.12	0.60
Castagni	-7	T200	16.00	19.53	21.36	21.36	21.97	0.017392	3.46	4.62	3.78	1.00
Castagni	-8	T200	16.00	18.58	20.53	20.29	20.89	0.008786	2.66	6.02	4.93	0.77
Castagni	-9	T200	16.00	18.28	20.35	19.86	20.55	0.004253	1.98	8.07	6.58	0.57
Castagni	-9.2	T200	16.00	18.28	20.23	19.86	20.47	0.005554	2.19	7.30	6.27	0.65
Castagni	-9.5		Bridge									
Castagni	-9.8	T200	16.00	18.23	19.63	19.82	20.37	0.023876	3.79	4.22	4.79	1.29
Castagni	-10	T200	16.00	17.84	19.71	19.49	20.09	0.009027	2.70	5.93	4.86	0.78
Castagni	-11	T200	16.00	16.71	18.72	18.68	19.28	0.015780	3.32	4.83	3.98	0.96
Castagni	-12	T200	16.00	16.57	18.86	18.27	19.00	0.002842	1.75	11.09	18.48	0.46
Castagni	-13	T200	16.00	16.49	18.87	18.41	18.91	0.001079	1.10	18.05	20.02	0.26
Castagni	-14	T200	16.00	16.46	18.87	18.19	18.89	0.000342	0.74	27.60	25.62	0.18
Castagni	-14.5		Bridge									
Castagni	-15	T200	16.00	16.39	17.15	17.57	18.46	0.062044	5.06	3.16	5.29	2.09
Castagni	-16	T200	16.00	14.53	16.51	15.70	16.61	0.001601	1.35	11.84	8.78	0.37

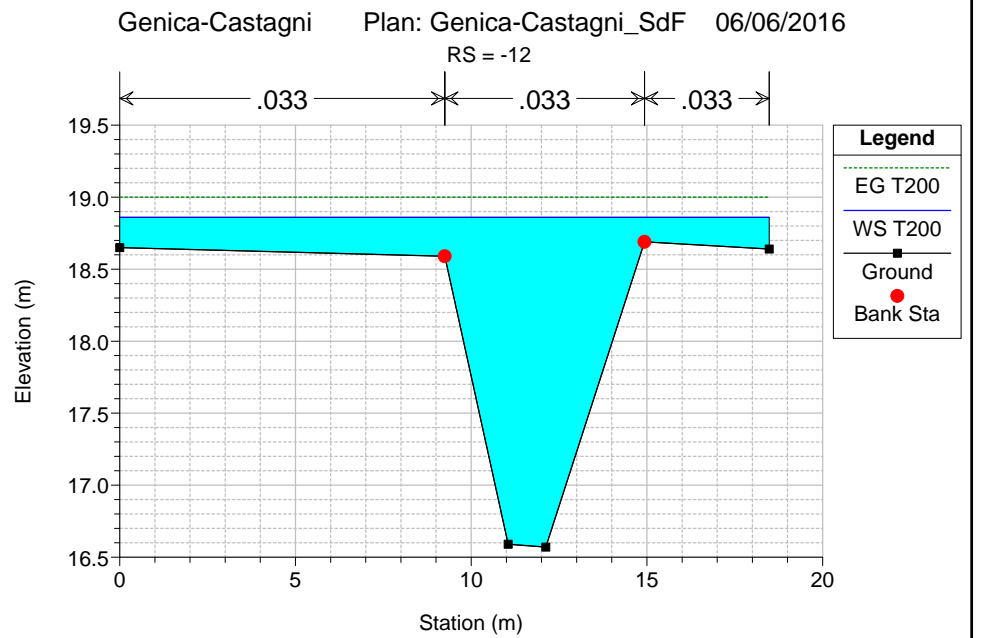
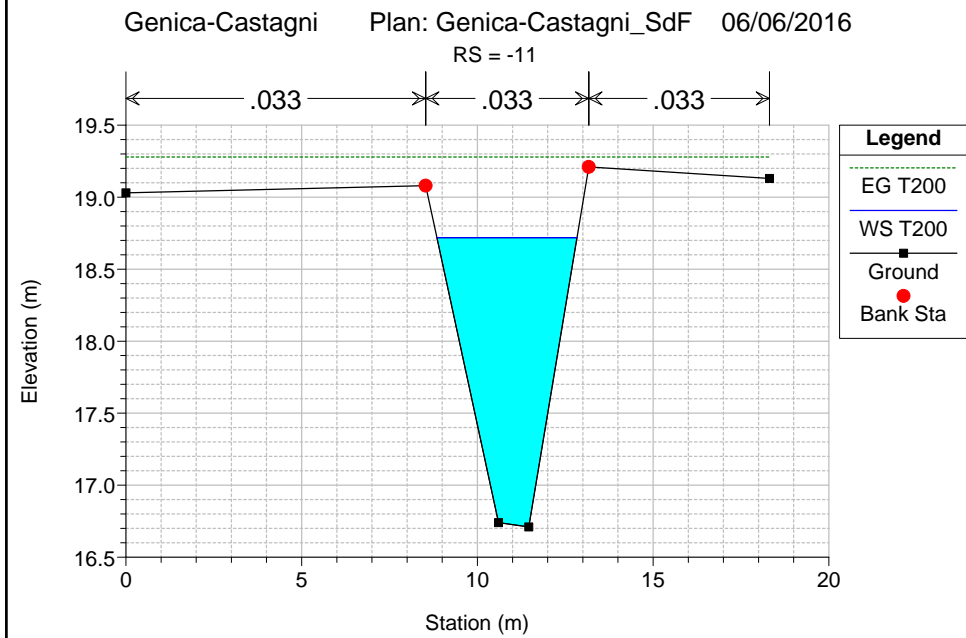
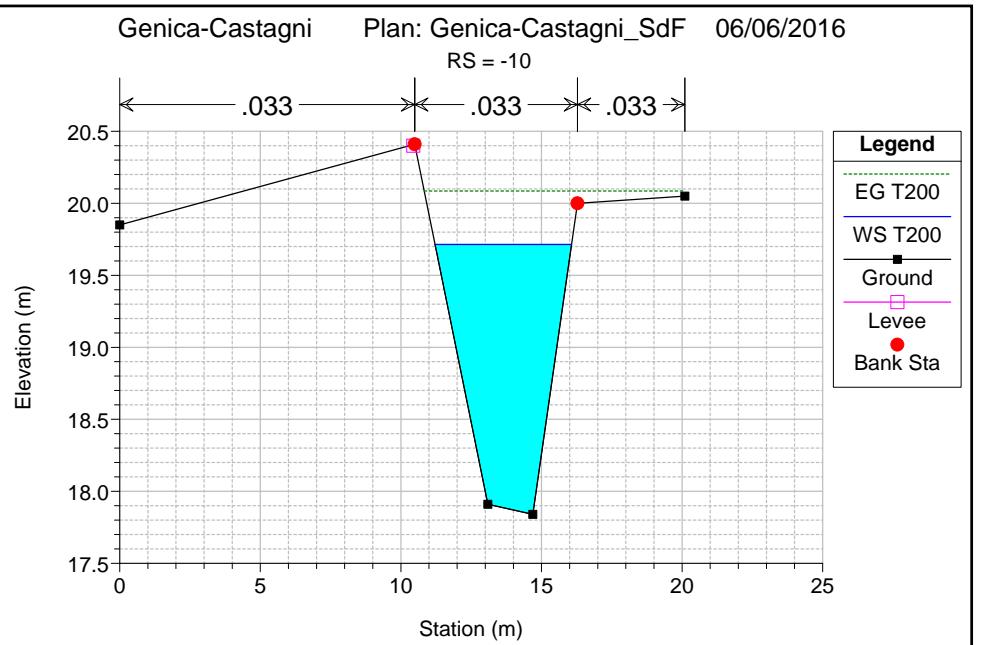
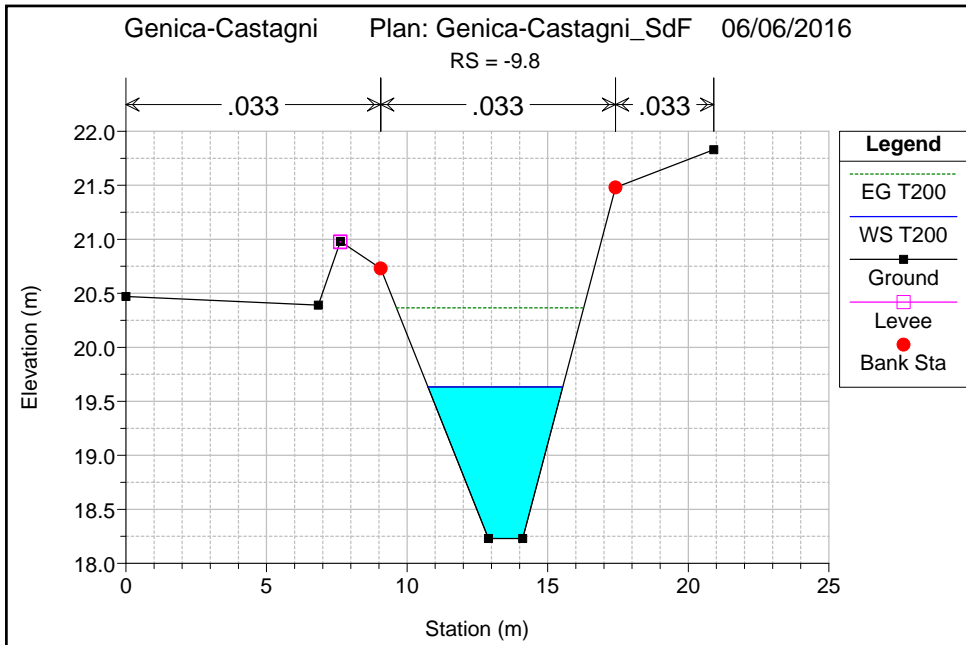


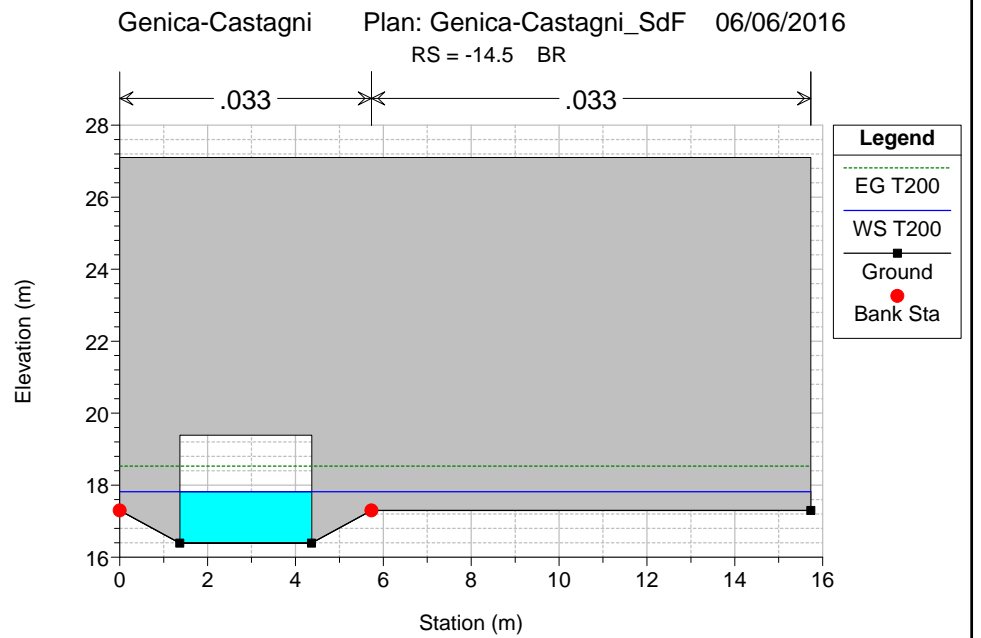
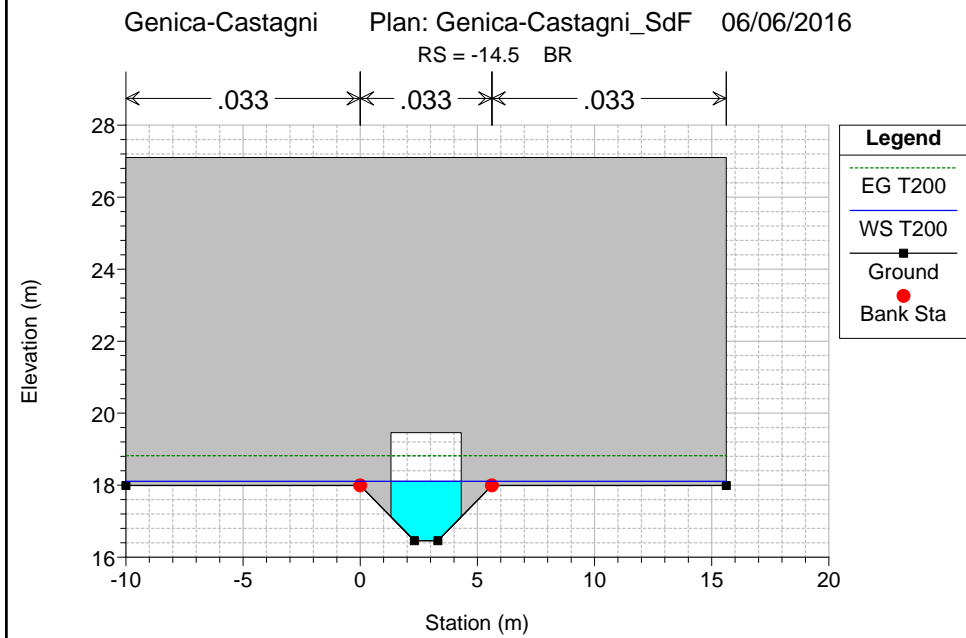
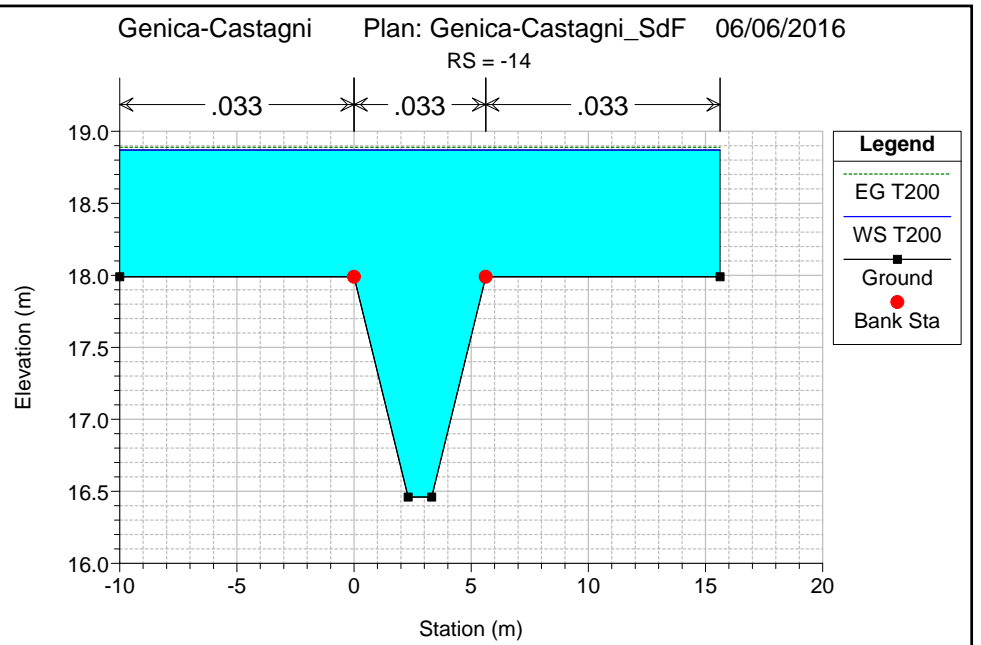
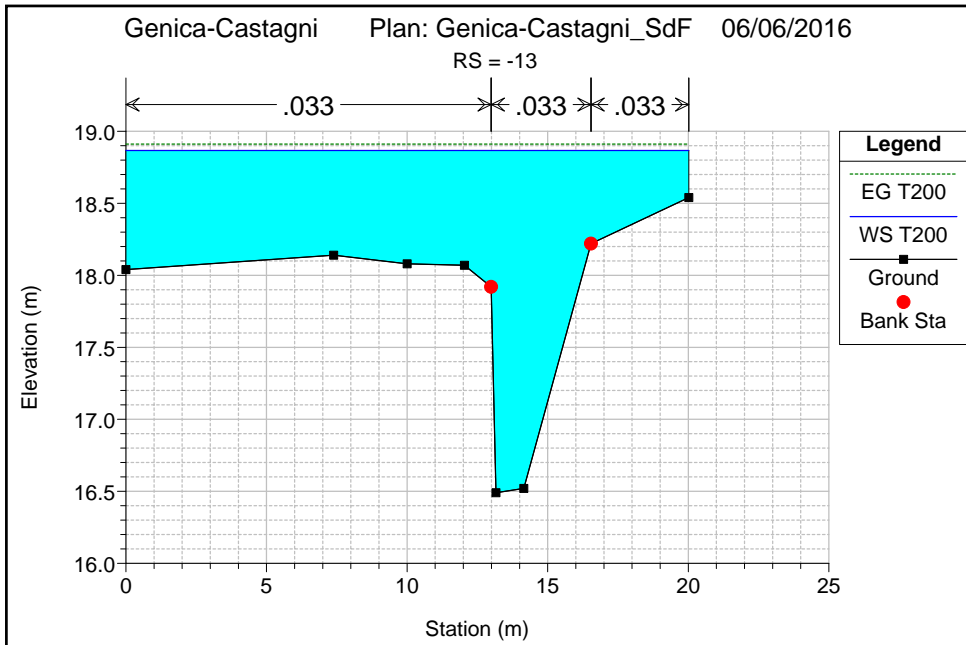




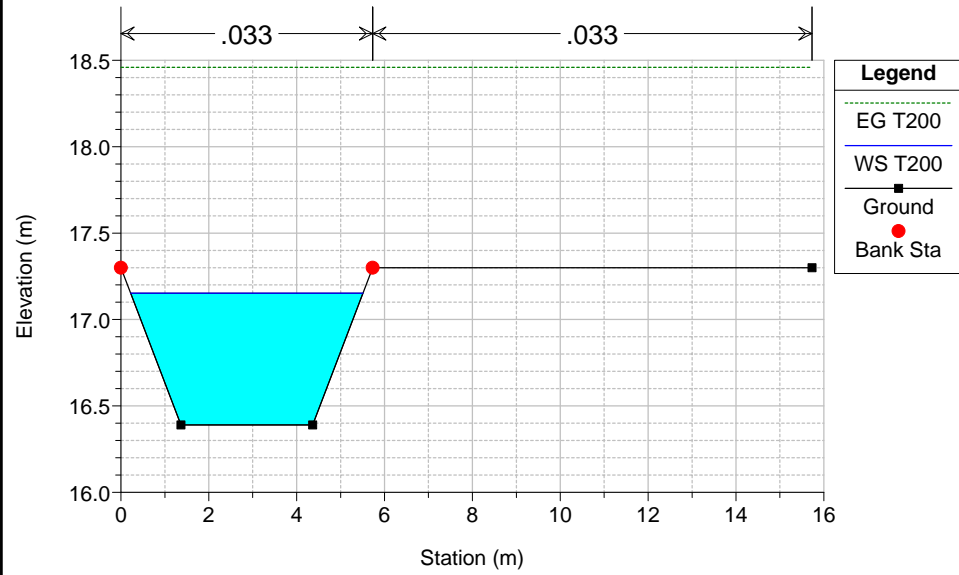




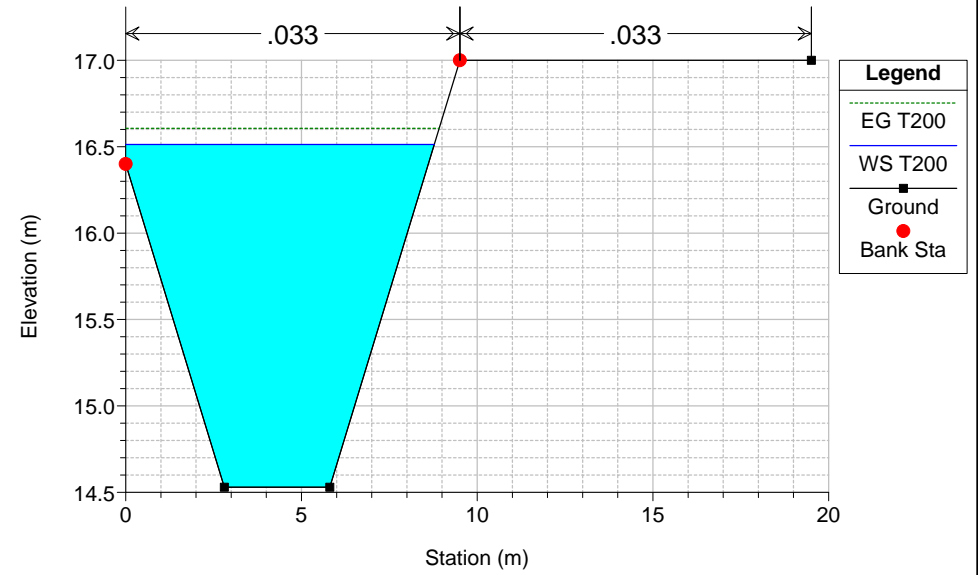




Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_SdF 06/06/2016
RS = -15



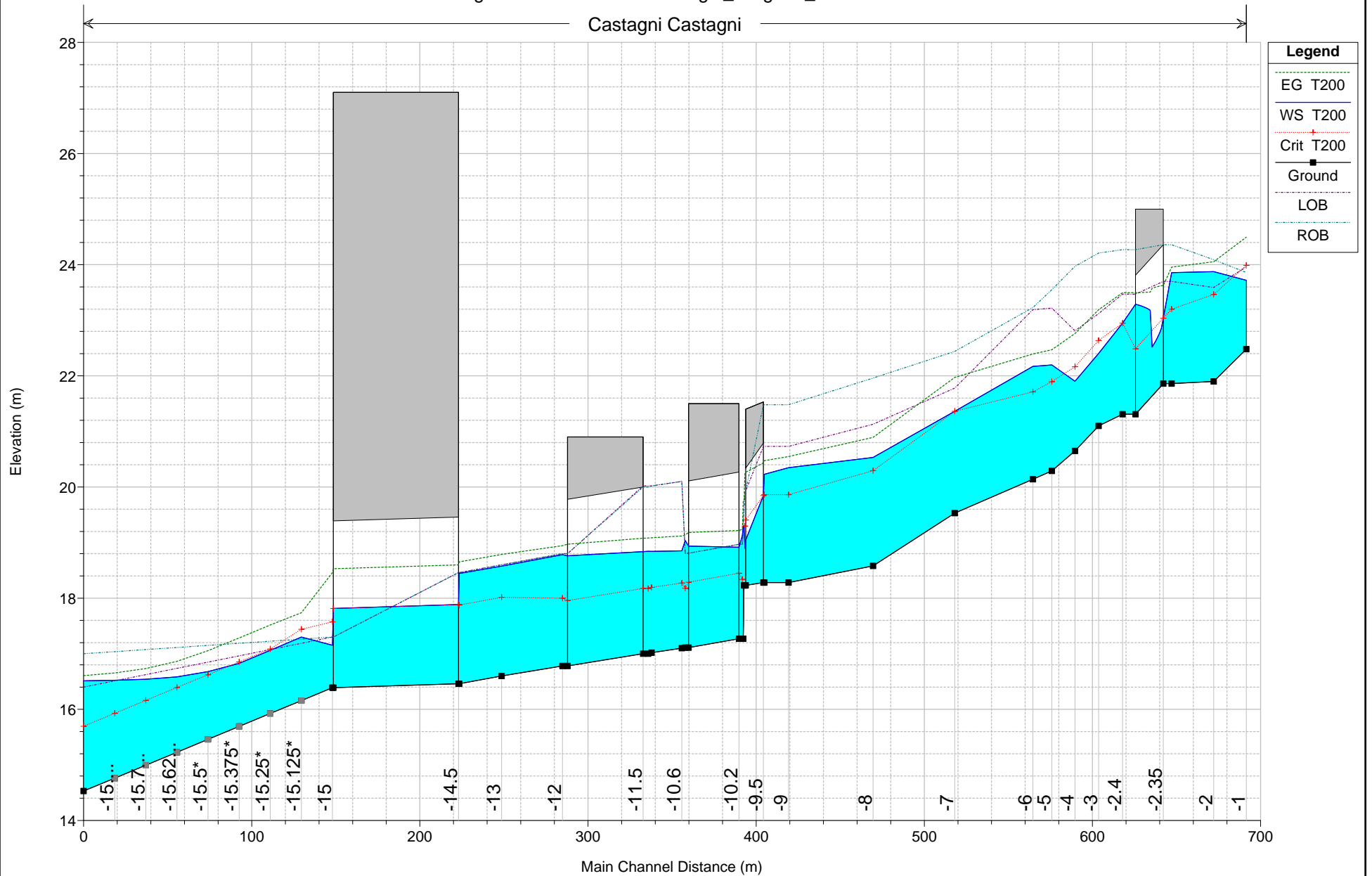
Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_SdF 06/06/2016
RS = -16

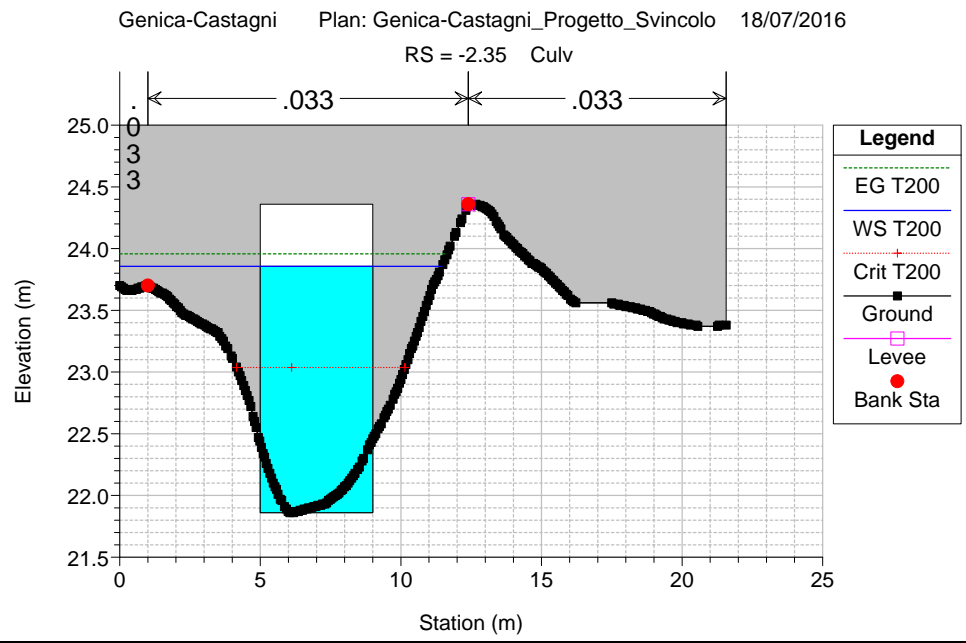
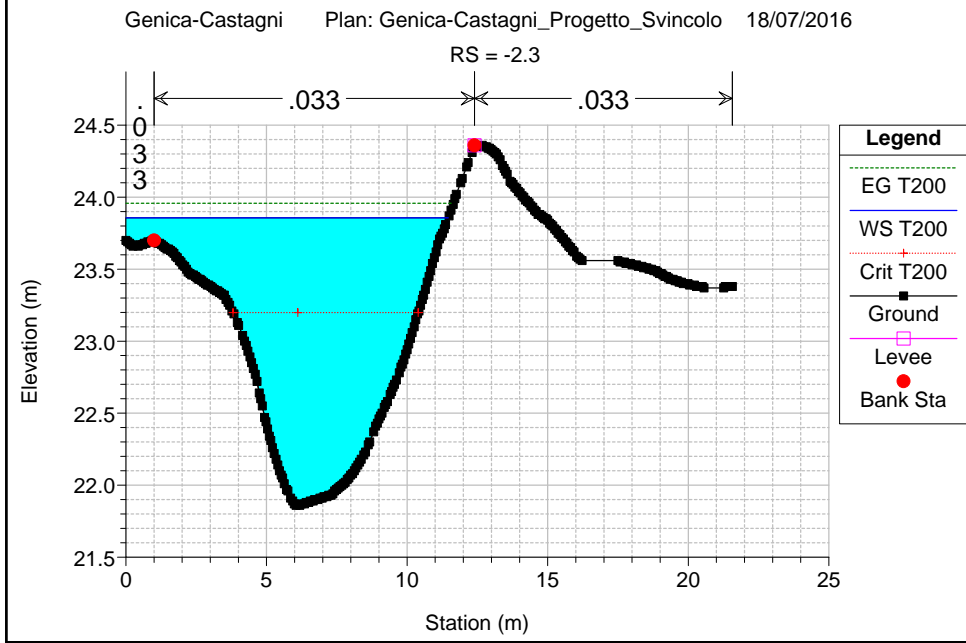
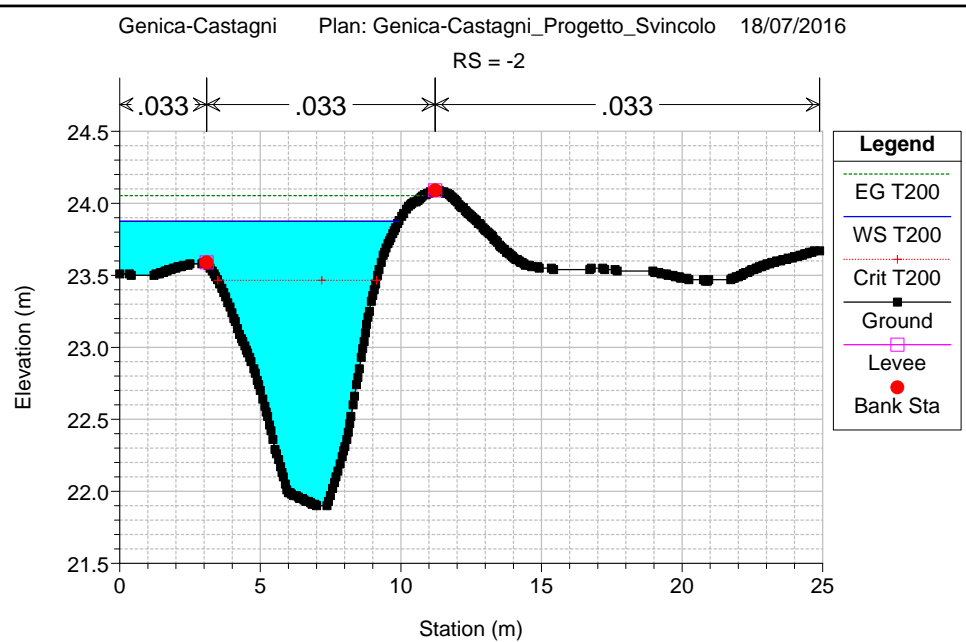
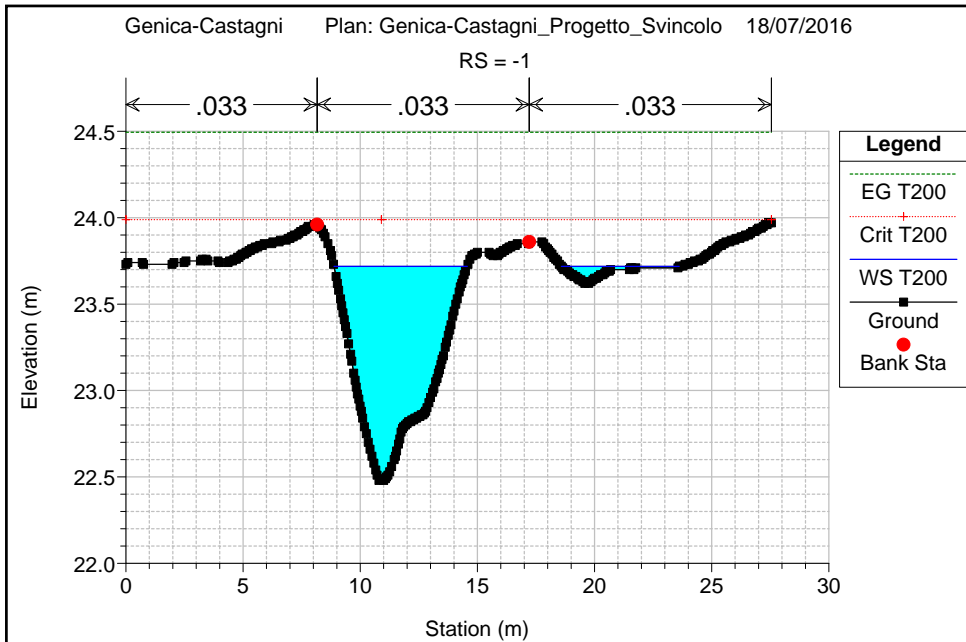


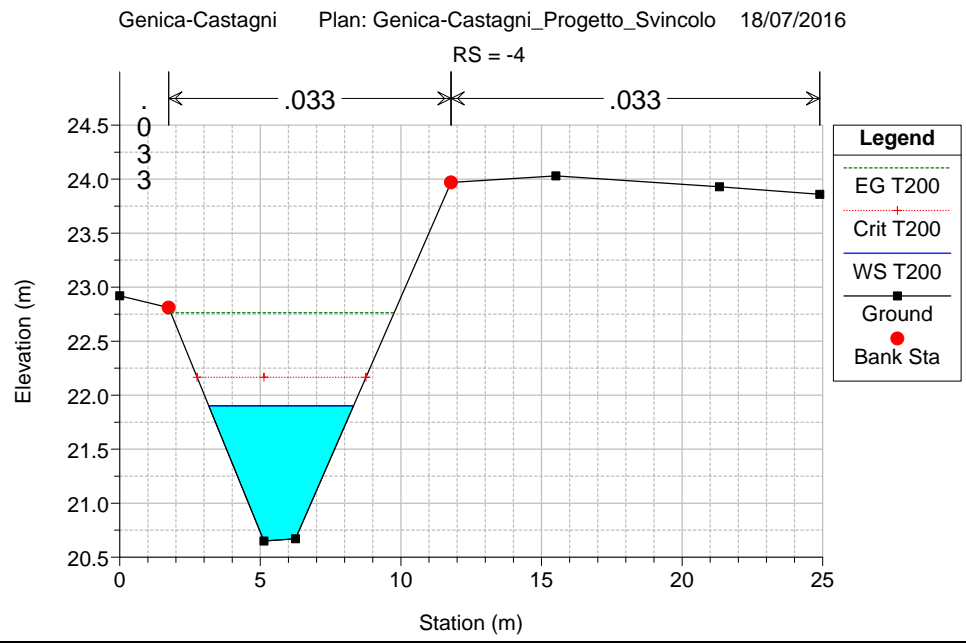
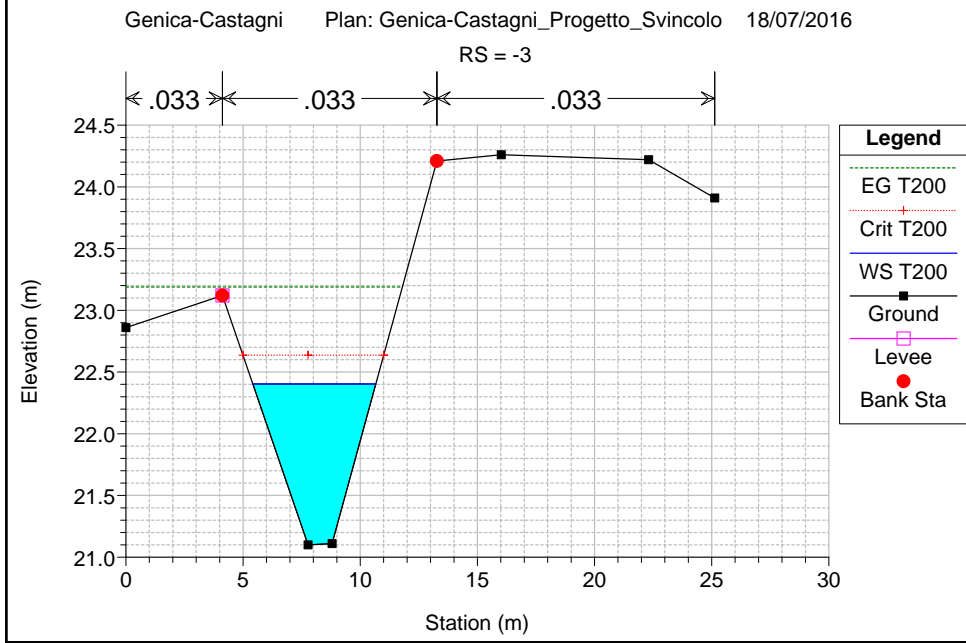
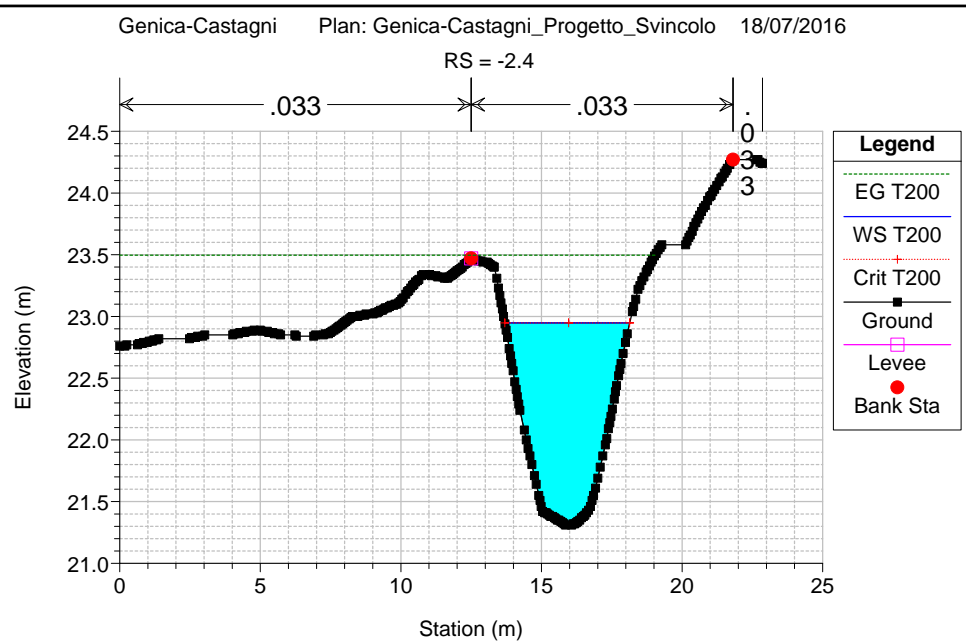
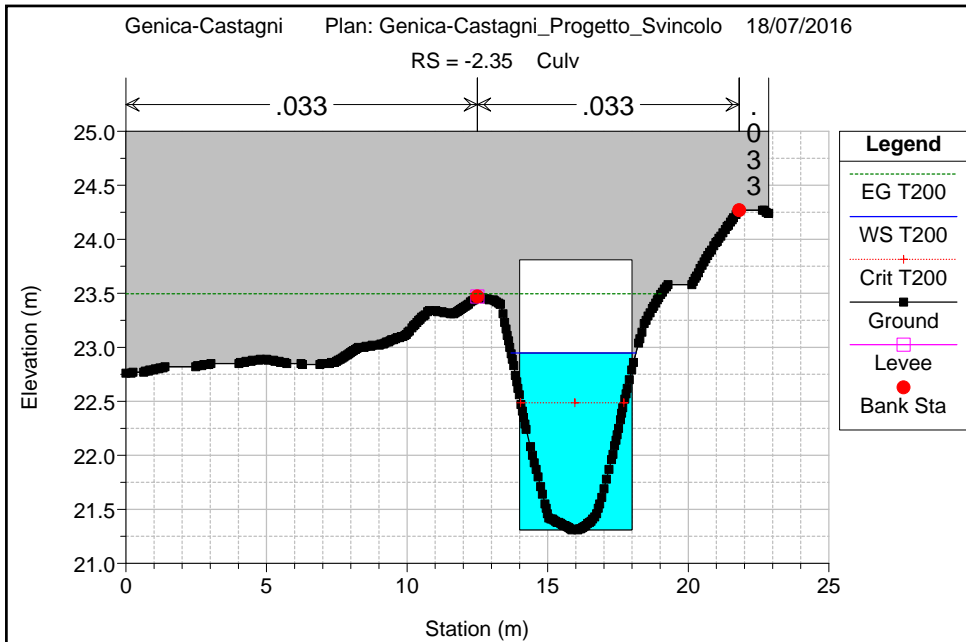
HEC-RAS Plan: Genica-Casta River: Castagni Reach: Castagni Profile: T200

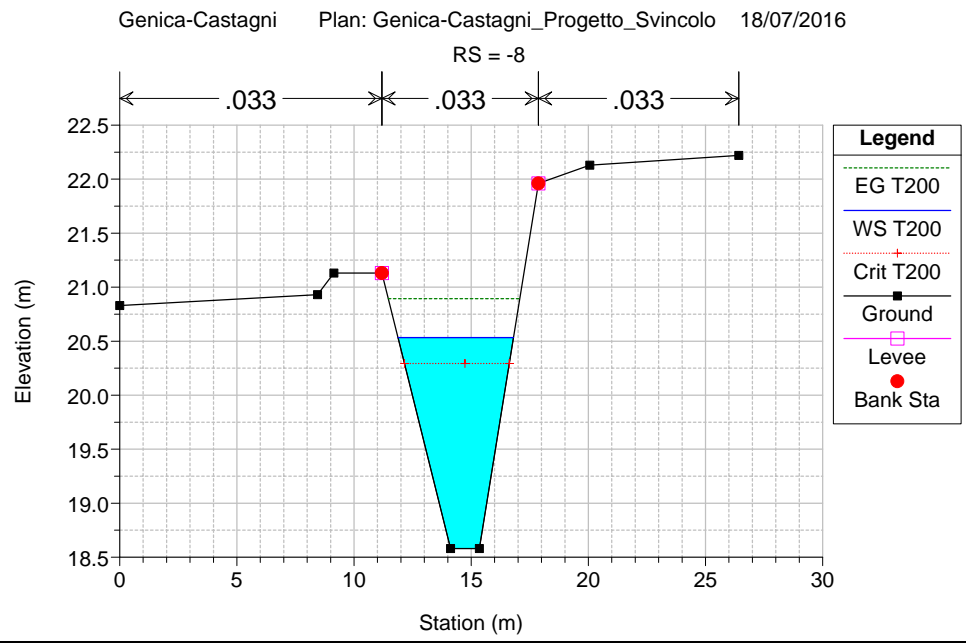
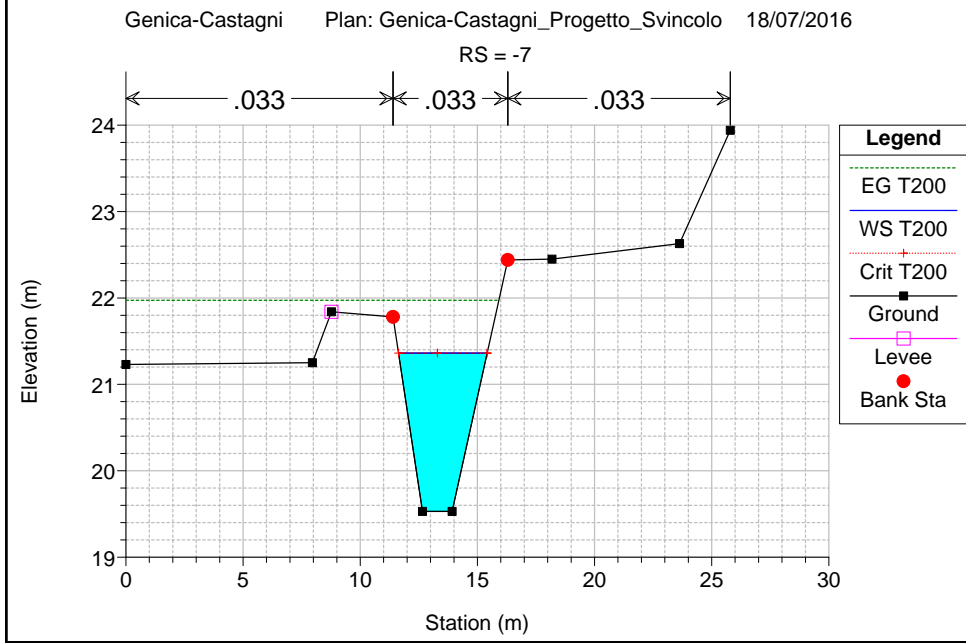
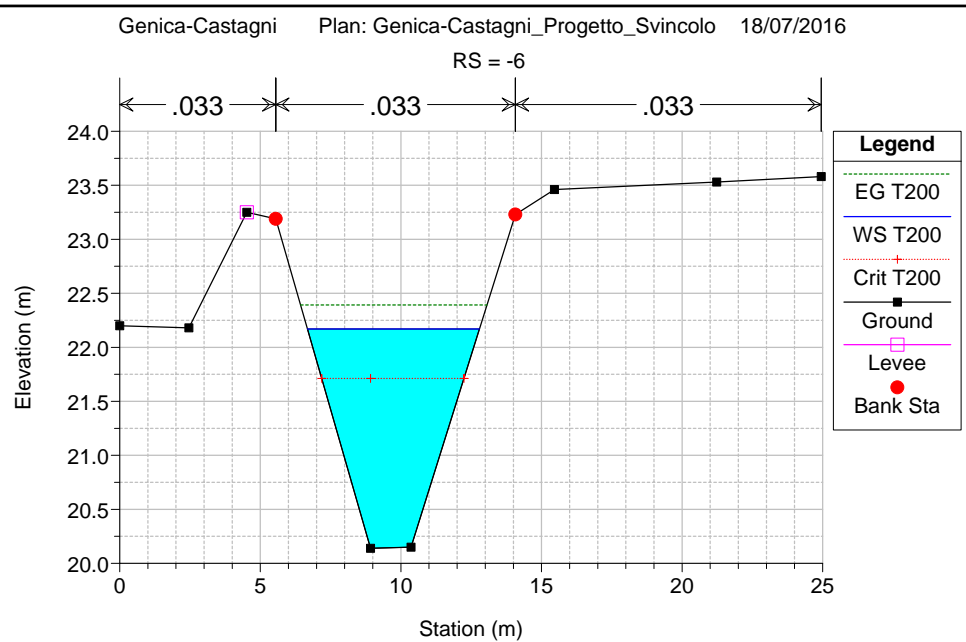
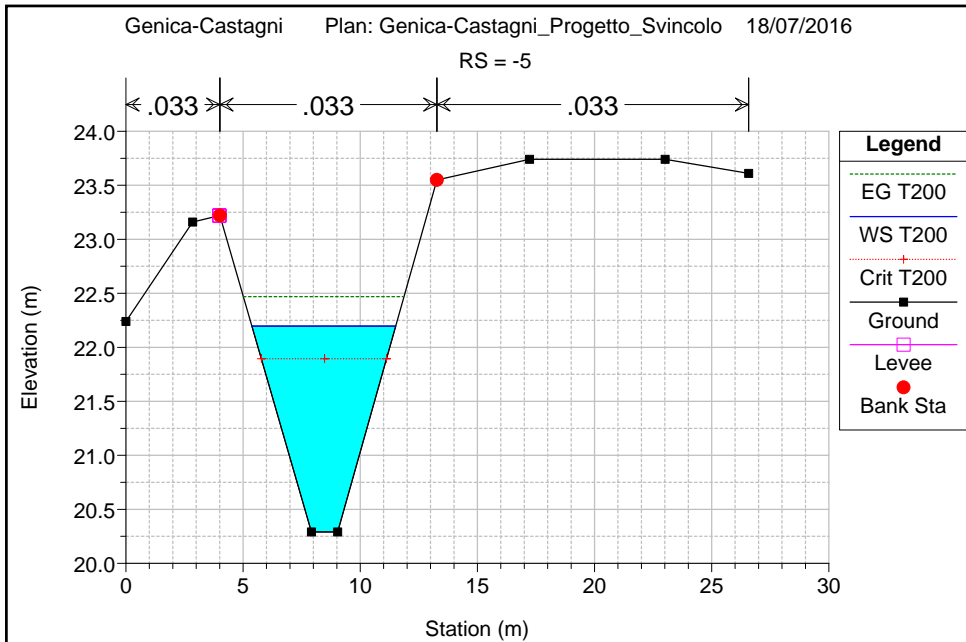
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Castagni	-1	T200	16.00	22.48	23.72	23.99	24.49	0.030027	3.91	4.22	10.71	1.48
Castagni	-2	T200	16.00	21.90	23.88	23.47	24.05	0.004085	1.92	8.92	9.92	0.57
Castagni	-2.3	T200	16.00	21.86	23.86	23.20	23.96	0.002195	1.41	11.47	11.46	0.43
Castagni	-2.35		Culvert									
Castagni	-2.4	T200	16.00	21.31	22.95	22.95	23.50	0.014854	3.28	4.88	4.44	1.00
Castagni	-3	T200	16.00	21.10	22.40	22.64	23.19	0.028076	3.93	4.07	5.25	1.42
Castagni	-4	T200	16.00	20.65	21.90	22.17	22.76	0.031685	4.11	3.89	5.15	1.51
Castagni	-5	T200	16.00	20.29	22.20	21.89	22.47	0.006388	2.31	6.92	6.14	0.69
Castagni	-6	T200	16.00	20.14	22.17	21.71	22.39	0.004748	2.09	7.65	6.12	0.60
Castagni	-7	T200	16.00	19.53	21.36	21.36	21.97	0.017392	3.46	4.62	3.78	1.00
Castagni	-8	T200	16.00	18.58	20.53	20.29	20.89	0.008791	2.66	6.02	4.93	0.77
Castagni	-9	T200	16.00	18.28	20.35	19.86	20.55	0.004258	1.98	8.06	6.58	0.57
Castagni	-9.2	T200	16.00	18.28	20.23	19.86	20.47	0.005551	2.19	7.30	6.27	0.65
Castagni	-9.5		Bridge									
Castagni	-9.8	T200	16.00	18.23	18.90	19.30	20.25	0.015880	5.15	3.11	5.33	2.15
Castagni	-9.9		Inl Struct									
Castagni	-10	T200	16.00	17.27	19.13	18.34	19.24	0.000416	1.47	11.07	8.95	0.39
Castagni	-10.2		Bridge									
Castagni	-10.5	T200	16.00	17.11	19.04	18.18	19.14	0.000355	1.40	11.68	9.10	0.36
Castagni	-10.6	T200	16.00	17.10	18.85	18.27	19.12	0.001460	2.28	7.01	4.00	0.55
Castagni	-10.8	T200	16.00	17.02	18.84	18.19	19.09	0.001316	2.20	7.28	4.00	0.52
Castagni	-11	T200	16.00	17.00	18.84	18.17	19.08	0.001275	2.17	7.37	4.00	0.51
Castagni	-11.5		Bridge									
Castagni	-12	T200	16.00	16.78	18.78	18.00	18.94	0.003448	1.78	9.00	5.00	0.42
Castagni	-13	T200	16.00	16.60	18.58	18.02	18.79	0.005315	2.03	7.88	5.00	0.52
Castagni	-14	T200	16.00	16.46	18.45	17.88	18.65	0.005232	2.02	7.93	5.00	0.51
Castagni	-14.5		Bridge									
Castagni	-15	T200	16.00	16.39	17.15	17.57	18.46	0.062048	5.06	3.16	5.29	2.09
Castagni	-16	T200	16.00	14.53	16.51	15.70	16.61	0.001601	1.35	11.84	8.78	0.37

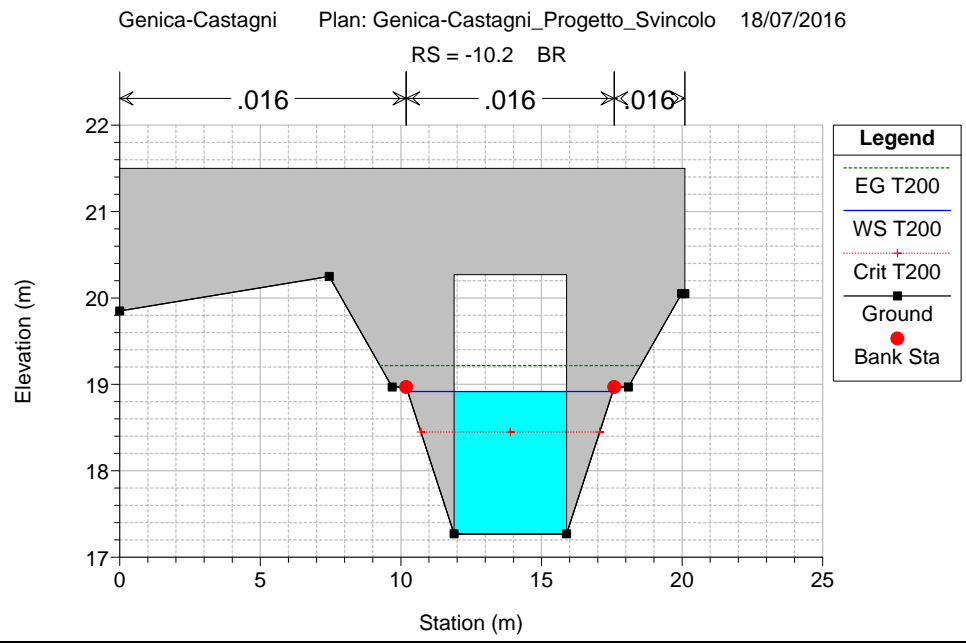
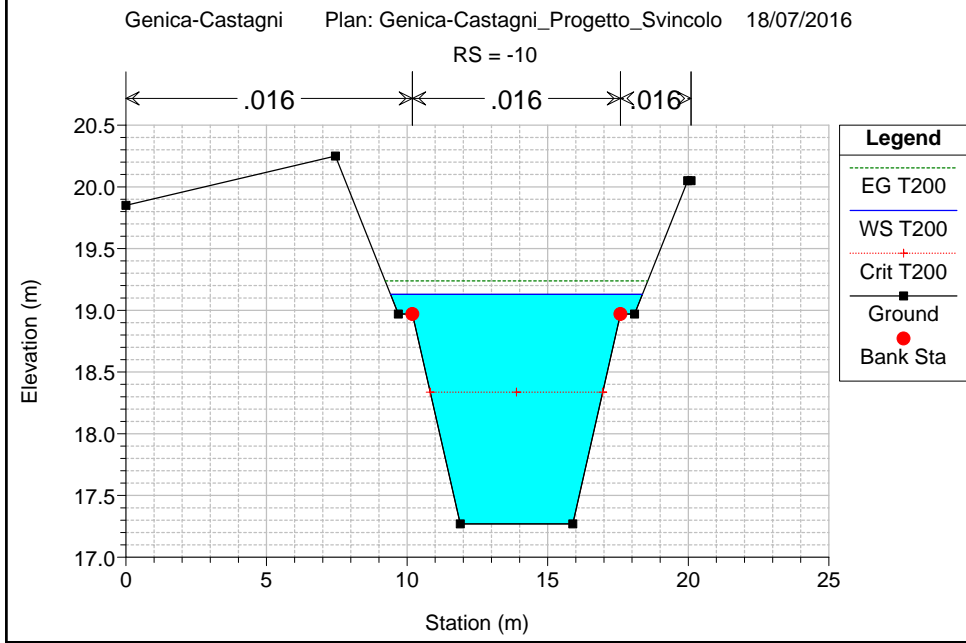
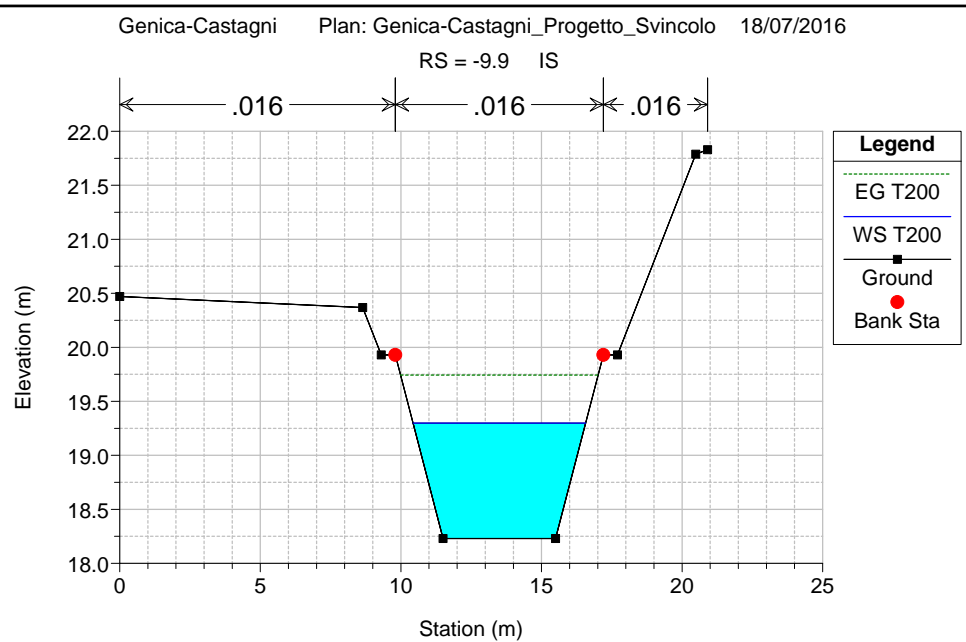
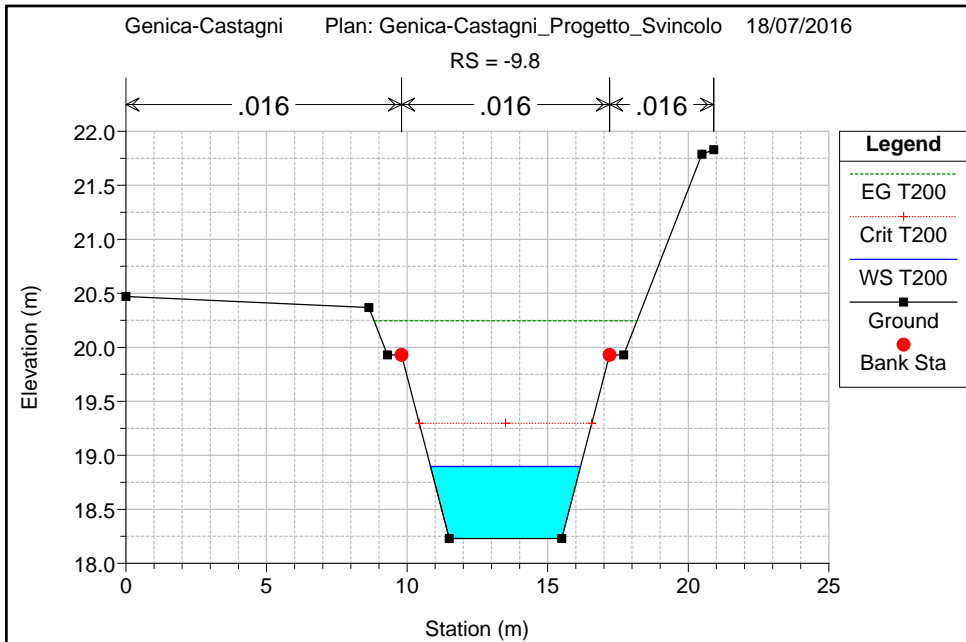
Castagni Castagni





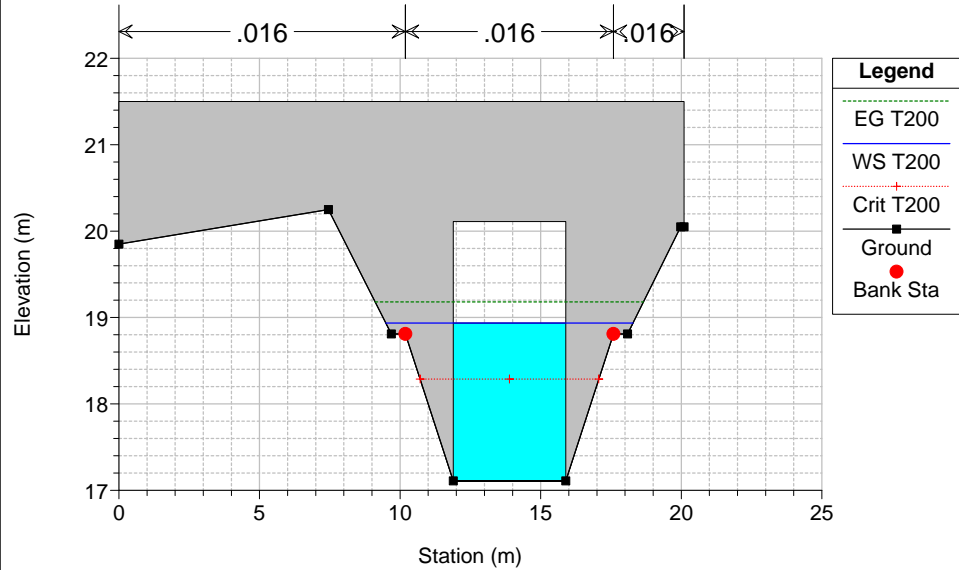






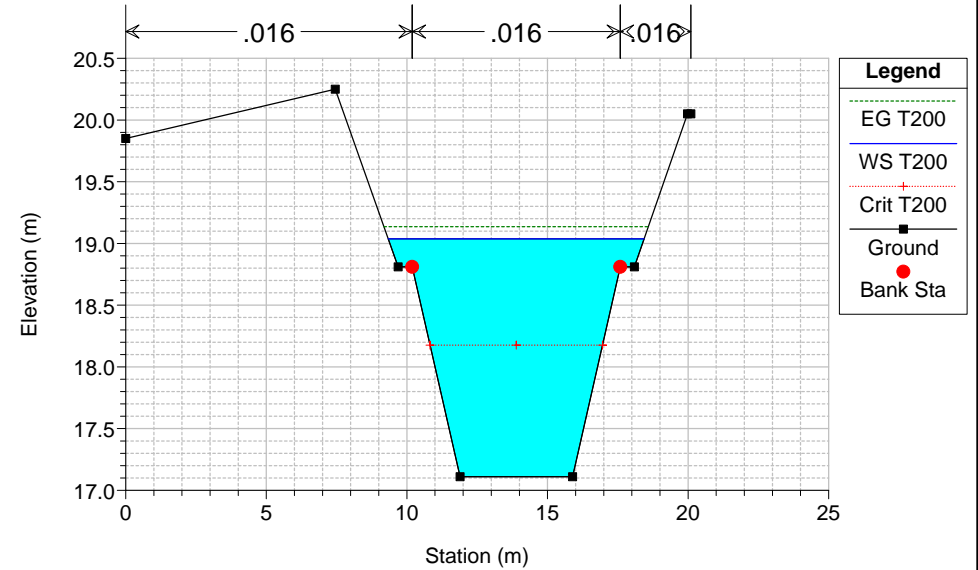
Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_Progetto_Svincolo 18/07/2016

RS = -10.2 BR



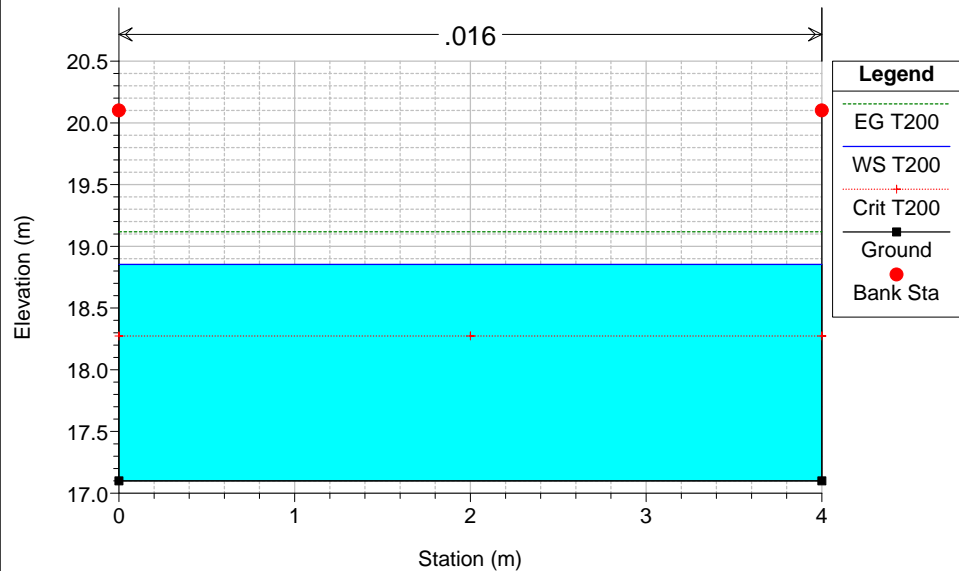
Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_Progetto_Svincolo 18/07/2016

RS = -10.5



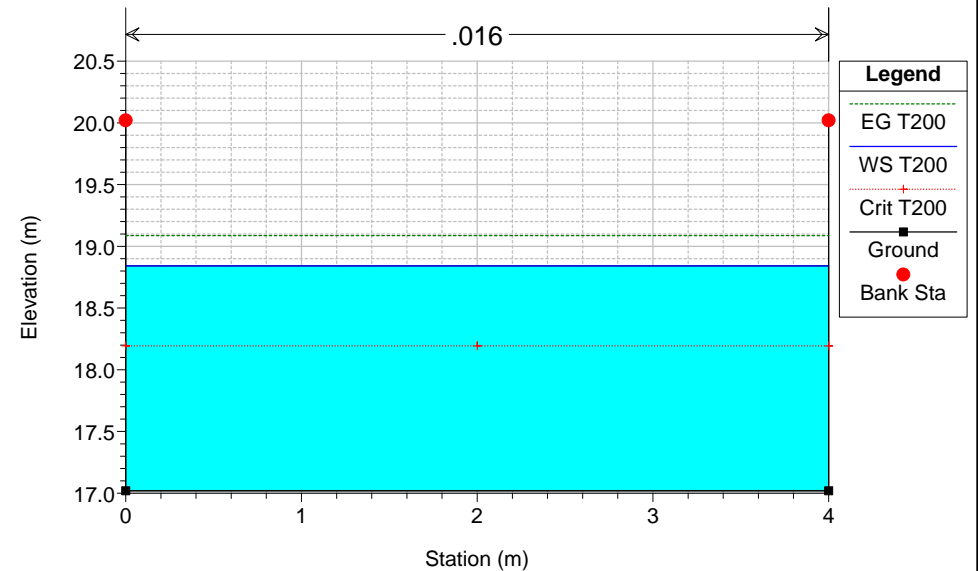
Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_Progetto_Svincolo 18/07/2016

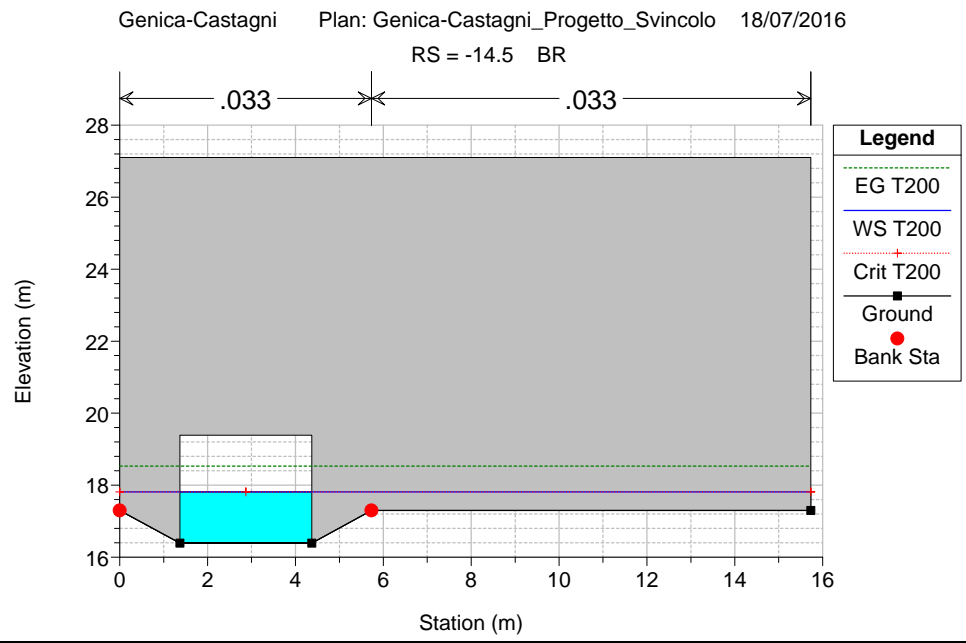
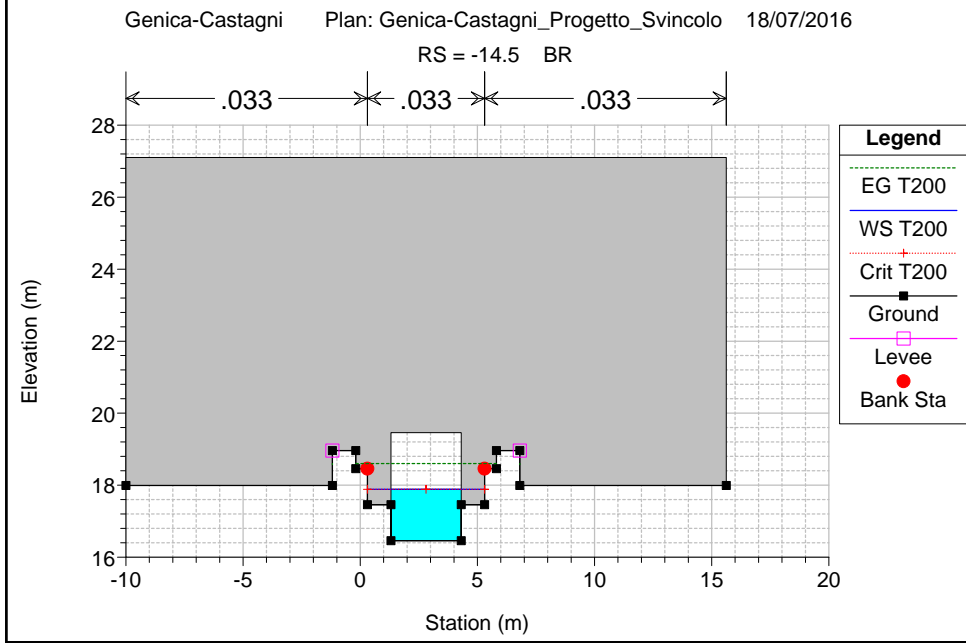
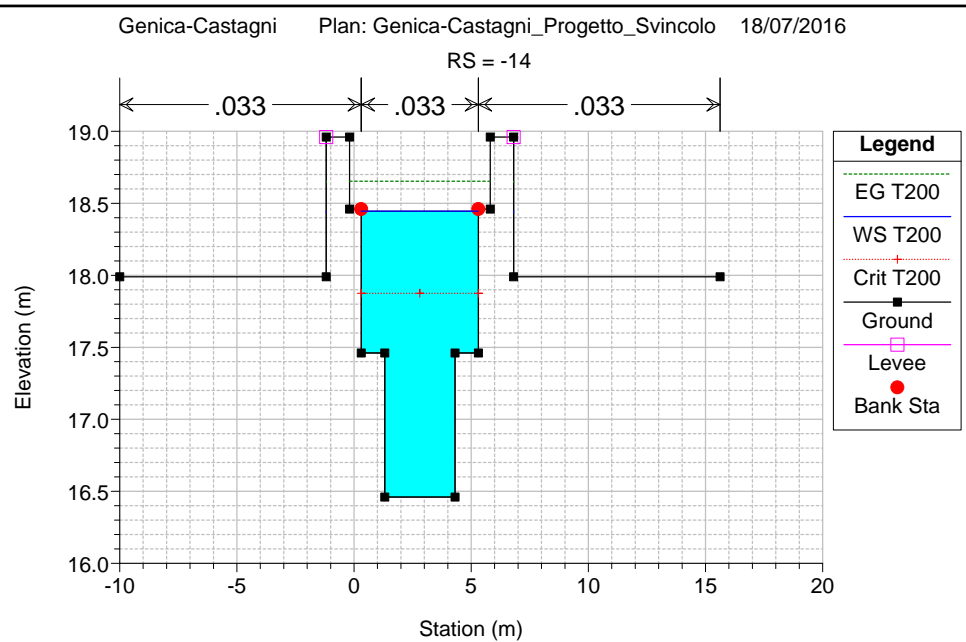
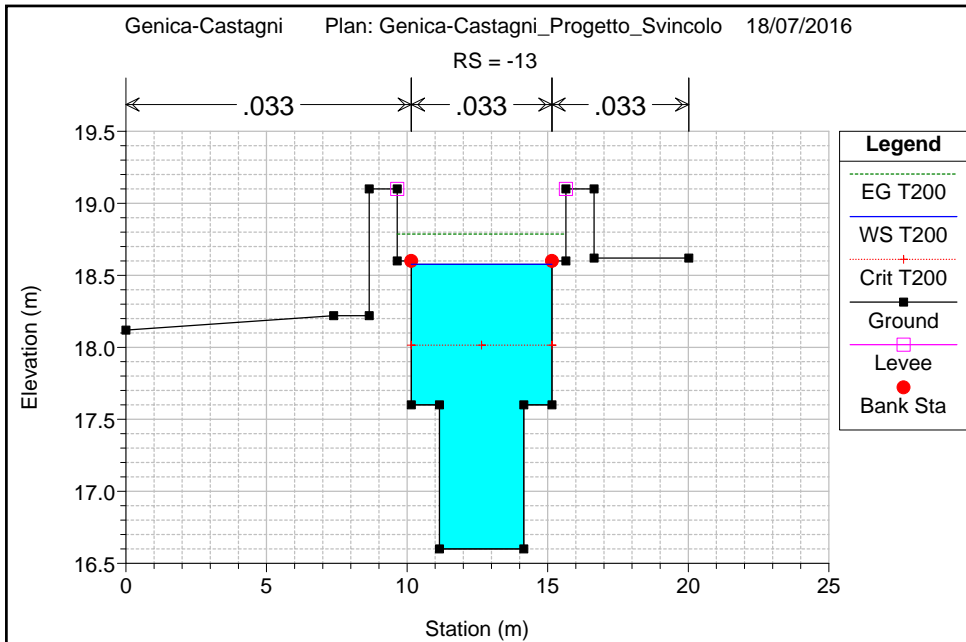
RS = -10.6



Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_Progetto_Svincolo 18/07/2016

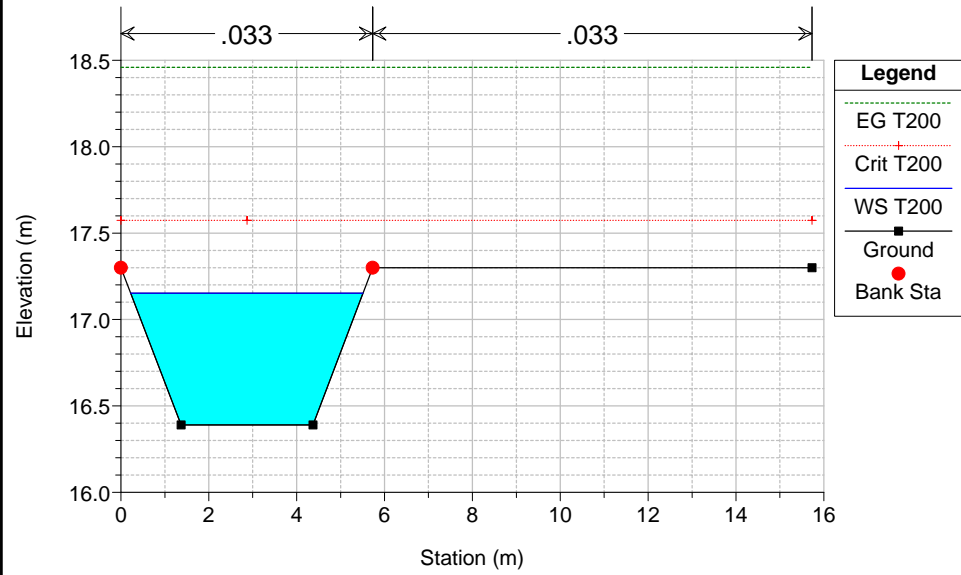
RS = -10.8





Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_Progetto_Svincolo 18/07/2016

RS = -15



Genica-Castagni Plan: Genica-Castagni_Progetto_Svincolo 18/07/2016

RS = -16

