

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

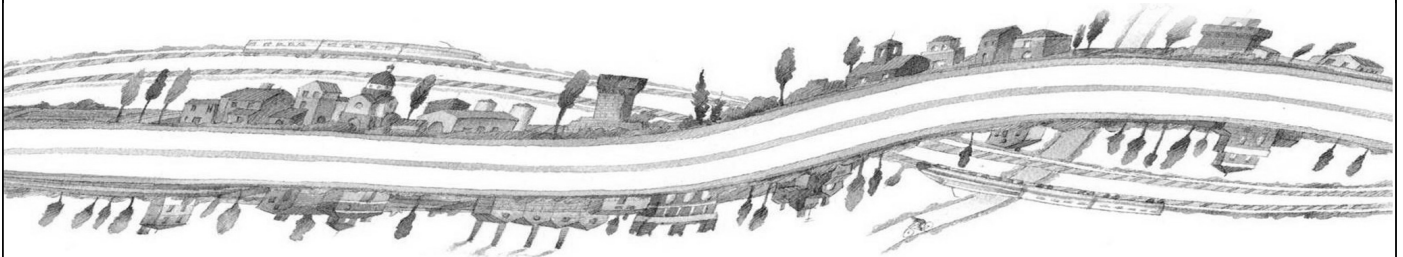
CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

**VIABILITA' DI ADDUZIONE AL SISTEMA AUTOSTRADALE  
D01 (ex 1PR) Riqualificazione della SP n° 72 "Parma-Mezzani"  
IDROLOGIA E IDRAULICA**

IDROLOGIA ED IDRAULICA GENERALE

RELAZIONE IDROLOGICA- IDRAULICA



Ing. Riccardo Telò  
Albo Ing. Regg. n° 1099



RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziemo Pattuzzi

G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE		Ing. Mammi	Ing. Telò
REV.	DATA	DESCRIZIONE		REDAZIONE	CONTROLLO
					APPROVAZIONE
					Ing. Salsi

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
4737	PD	0	D01	DWS00	0	WW	RI	01	A

DATA: **MAGGIO 2012**

SCALA: **varie**

## INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	INQUADRAMENTO NORMATIVO .....	3
3.	CRITERI GENERALI .....	4
3.1.	Articolazione dello studio .....	4
4.	L'APPLICAZIONE DEI MODELLI UTILIZZATI.....	6
4.1.	Il modello idrologico .....	6
4.1.1.	Evaporazione .....	7
4.1.2.	Infiltrazione .....	7
4.1.3.	Propagazione del flusso superficiale .....	8
4.1.4.	I flussi sotterranei .....	10
4.2.	Il modello per la propagazione dell'onda di piena .....	11
5.	AMBITO DI RIFERIMENTO.....	15
5.1.	Il comprensorio di Bonifica .....	15
5.2.	Tracciato stradale in progetto .....	16
6.	CARATTERISTICHE IDROLOGICHE .....	18
6.1.	Indagini pluviometriche ed idrometriche .....	18
6.2.	Analisi idrologiche.....	1
7.	INTERFERENZE IDRAULICHE CON IL TRACCIATO IN PROGETTO .....	4
8.	CORSI D'ACQUA SECONDARI INTERFERITI .....	6
8.1.	CAVO BURLA.....	6
8.1.1.	Caratteristiche idrografiche, geometriche, morfologiche ed ambientali dell'alveo .....	6
8.1.2.	Verifiche idrauliche .....	8
8.2.	CANALE ARIANA MALCANTONE .....	14
8.2.1.	Caratteristiche idrografiche, geometriche, morfologiche ed ambientali dell'alveo .....	14
8.2.2.	Verifiche idrauliche .....	15
9.	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA ED OPERE CONNESSE.....	21

## 1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana, ed in particolare della viabilità di adduzione al sistema autostradale denominata D01 (ex 1PR) costituita dalla **Riqualificazione della SP 72 "Parma-Mezzani"** e si propone di definire le grandezze idrauliche di riferimento e, di conseguenza, di stabilire gli interventi e gli accorgimenti da adottare, al fine di garantire la compatibilità tra le infrastrutture di attraversamento dei corsi d'acqua interferiti e gli ambienti di pertinenza degli stessi. Analogamente all'impostazione tenuta per il progetto dell'opera autostradale, questo percorso progettuale è stato coordinato e condiviso con gli Enti Gestori di ogni singolo corso d'acqua, in particolare con il Consorzio di Bonifica Parmense, e tiene conto delle prescrizioni impartite durante la Conferenza dei Servizi sul Preliminare che si è conclusa con l'approvazione del Progetto Preliminare nel Dicembre 2011.

Il risultato finale consiste nell'aver rispettato:

- ❑ ogni singola sezione di deflusso di attraversamento per il transito di piene relative alla portata massima sostenibile del corso d'acqua (QMS) nel rispetto della Direttiva dell'Autorità di Bacino del fiume Po e del Regolamento interno di polizia idraulica dell'Ente gestore;
- ❑ i franchi imposti tra i livelli idrometrici per piene prefissate e le dimensioni interne degli attraversamenti idraulici previsti,
- ❑ distanze minime dai cigli spondali per garantire le ordinarie operazioni di manutenzione da parte degli Enti preposti;
- ❑ le opere idrauliche di protezione all'imbocco e allo sbocco di ogni attraversamento stradale in progetto, inteso come difese spondali, coerenti con quanti indicato dal Consorzio di Bonifica Parmense;
- ❑ la continuità e la conservazione della viabilità gestionale sia in caso di piena che di magra

Il sistema di acque superficiali, interessato dal tracciato stradale, è composto, da una fitta rete di corsi d'acqua artificiali, di storica memoria, rappresentativi di un importante componente dell'ambiente circostante. Questo antico intreccio di canali rappresenta un elemento determinante per la caratterizzazione anche del paesaggio agrario coinvolto dall'infrastruttura stradale ed assolve una funzione strategica per l'economica del territorio, sia in termini di distribuzione delle acque irrigue che di scolo di quelle piovane.

L'ambito territoriale scelto per l'analisi del sistema idrografico è, quindi, quello definito dai bacini imbriferi le cui aste vengono interessate dall'opera in studio; essi appartengono interamente al bacino imbrifero del Fiume Po. Sono interferiti dal tracciato dell'opera di adduzione in progetto due canali importanti per le loro funzioni idrauliche come il Cavo Burla e il Canale Ariana Malcantone. Il Canale Naviglio Nuovo, a differenza del progetto preliminare, non è più interferito dalla viabilità in progetto, poiché questa ha subito, in questa fase progettuale, un leggero cambio di tracciato.

## **2. INQUADRAMENTO NORMATIVO**

---

Le analisi idrauliche, di seguito riportate, sono state condotte rispettando gli indirizzi e le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento nazionale, elencata nell'elaborato PD\_0\_000\_00000\_0\_GE\_KT\_01\_A Elenco delle Normative di Riferimento.

Lungo tutto lo sviluppo dell'analisi e della progettazione idraulica in oggetto ci si è, inoltre, attenuti e riferiti a tutto l'insieme di indicazioni e prescrizioni (Norme di polizia idraulica) impartite dal Consorzio di Bonifica competente, con il quale è stato attivato un positivo confronto.

### 3. CRITERI GENERALI

---

#### 3.1. Articolazione dello studio

---

Lo studio idrologico-idraulico, nel suo complesso, si è articolato nelle seguenti fasi.

*Fase 1<sup>a</sup>: Definizione di un quadro conoscitivo di riferimento morfologico e idraulico*

Scopo di questa fase è di predisporre uno strumento conoscitivo in grado di valutare le sollecitazioni idrauliche dei diversi corsi d'acqua nel tratto di interesse, intese quali idrogrammi di piena (livelli e portate), ricavate attraverso analisi idrologiche e processi di modellazione matematica, e le condizioni idrauliche al contorno, sia a monte che a valle, per quanto non espresso dagli eventuali dati idrometrici disponibili.

Il rilievo delle sezioni trasversali aggiornato al 2011 proprio nell'ambito della presente progettazione definitiva, completato dai rilievi effettuati nel 2008 per il progetto preliminare, ha permesso, inoltre, di definire la geometria dei corsi d'acqua nei tratti oggetto di studio.

*Fase 2<sup>a</sup>: Analisi idraulica dei corsi d'acqua artificiali*

Il sistema dei corsi d'acqua artificiali comprende la rete idrografica canalizzata composta dai corsi d'acqua di scolo e di irrigazione afferenti al Consorzio di Bonifica o a proprietà private che insistono sull'area attraversata. Il tracciato interferisce con canali che sono stati classificati come secondari o minori sulla base della larghezza d'alveo a piano campagna: se  $3\text{m} < B < 10\text{m}$  il canale è di rango secondario, mentre se  $B \leq 3\text{m}$  il canale è di rango minore.

L'analisi idrologica ed idraulica, effettuata per i corsi d'acqua interferiti dalla viabilità in progetto, rispecchia le considerazioni fatte per i diversi ambiti territoriali esaminati, in quanto ciascuno di essi presenta peculiari caratteristiche morfologiche e climatologiche che modificano i parametri idrologici connessi alla formazione ed al deflusso delle piene. La particolare caratteristica dei corsi d'acqua di bonifica risiede proprio nella loro funzionalità e negli usi a cui sono preposti; l'ambivalenza delle funzioni di scolo ed irrigazione rende non poco difficile l'analisi idrologica in quanto a rigori essi andrebbero studiati sotto il profilo della funzione di drenaggio delle acque meteoriche, tuttavia essi sono utilizzati, soprattutto nelle stagioni primaverili ed estive, anche per irrigazione, mantenendo alti i livelli in alveo e riducendo la capacità di assorbimento di eventi pluviometrici importanti.

Il criterio adottato per individuare i livelli idrometrici da assumere a riferimento per la progettazione dei manufatti di attraversamento, è stato, quindi, quello di assumere come portata di riferimento quella massima sostenibile (Q<sub>ms</sub>), determinata mediante modellazione matematica in moto permanente. È stata inoltre valutata una Q<sub>ms</sub> incrementata impostando le verifiche anche nell'ipotesi di adeguamento spondale lungo parte dei tratti dei corsi d'acqua analizzati.

L'analisi idraulica, condotta mediante modellazione matematica in moto permanente, è stata condotta indagando e mettendo a confronto la condizione attuale, stato di fatto e quella futura, stato di progetto.

Le dimensioni dei manufatti di attraversamento sono state definite in accordo con quanto impartito dal Consorzio di Bonifica in sede di CDS e comunque garantendo un franco d'aria almeno pari al 30% dell'altezza interna del tombino rispetto alla portata di progetto.

Per i corsi d'acqua minori, oltre alle verifiche dei singoli attraversamenti, è stata altresì condotta una mirata analisi volta a comprendere le interferenze che il corpo stradale impatta sulla microcircolazione delle acque sia in termini distributivi (funzionali all'irrigazione) che scolanti. Al fine di garantire sempre la continuità idraulica delle rete idrografica esistente, sono stati previsti tutta una serie di manufatti idraulici rappresentati da paratoie di diverse dimensioni, tubi irrigui in pressione contro-tubati e tombini per passi carrai, che nelle planimetrie di dettaglio in scala 1:2.000 sono stati inseriti in forma computistica.

#### *Fase 3<sup>a</sup>: progettazione delle opere di presidio idraulico*

Sulla base delle risultanze delle analisi idrauliche si è, quindi, proceduto alla definizione delle opere di presidio idraulico necessarie a garantire sia l'ufficiosità idraulica delle strutture in progetto, che la compatibilità delle stesse con le dinamiche dei corsi d'acqua. Sono stati, inoltre, definiti gli accorgimenti e gli interventi necessari alla risoluzione delle interferenze con gli ulteriori elementi idraulici presenti. Per il progetto delle difese attive sono state privilegiate soluzioni di ingegneria a basso impatto ambientale, condivise con gli Enti preposti al governo del territorio.

## 4. L'APPLICAZIONE DEI MODELLI UTILIZZATI

### 4.1. Il modello idrologico

Il modello dinamico **SWMM (Storm Water Management Model)**, sviluppato e aggiornato dall'agenzia federale statunitense per la protezione dell'ambiente U.S. E.P.A., descrive quantitativamente la trasformazione delle piogge in deflussi superficiali sulla superficie di un bacino imbrifero ed in correnti idriche che confluiscono e si propagano lungo i collettori.

Matematicamente il processo è rappresentato dalla soluzione di un sistema di equazioni differenziali che governano il bilancio della massa liquida (equazione di continuità) e della corrispondente energia meccanica (equazione del moto) tanto per il deflusso che si sviluppa come lama d'acqua fluente sulla superficie di una area elementare per effetto della saturazione del suolo e del superamento della sua capacità di infiltrazione, quanto del deflusso che si sviluppa come corrente essenzialmente monodimensionale in ciascuno dei tronchi elementari costituenti i collettori drenanti. Oltre tali equazioni differenziali, il modello impone contemporaneamente, attraverso ulteriori equazioni, le condizioni al contorno, ed in particolare l'identità del livello in tutti gli estremi di canali che connettono lo stesso nodo, il legame tra livello raggiunto nei nodi, dimensione fisica delle confluenze e livelli idrici nei canali riceventi.

Le condizioni iniziali nel reticolo vengono invece calcolate sulla base delle condizioni al contorno che riguardano i riceventi e della portata iniziale in ogni condotto.

Per quanto riguarda il deflusso di superficie, il programma considera ogni area elementare utilizzata per la schematizzazione dell'intero bacino come un serbatoio non lineare con un singolo ingresso che rappresenta le precipitazioni, e con più uscite che rappresentano rispettivamente l'infiltrazione, l'evaporazione ed il deflusso superficiale. È quest'ultima la componente maggiormente rappresentativa nel caso presente.

La capacità del serbatoio non lineare rappresenta la capacità massima d'accumulo sulle superfici del bacino, fornita principalmente dai micro e macro avvallamenti delle superfici e dal velo d'acqua presente sulle superfici bagnate, d'altezza variabile durante l'evento di pioggia.

Nella logica del modello il deflusso superficiale ha inizio solo quando il volume d'acqua nel serbatoio supera la capacità d'accumulo superficiale, mentre l'infiltrazione (solo nella porzione permeabile della superficie) e l'evaporazione riducono continuamente il volume d'acqua accumulato nel serbatoio. L'infiltrazione viene modellata secondo il metodo CN del Soil Conservation Service (USA). Nei casi in cui l'infiltrazione e l'evaporazione risultino potenzialmente superiori alla precipitazione, il deflusso risulta ovviamente nullo. E' presente anche la componente di deflusso ipodermico e di base, derivante dalla schematizzazione della regione sotterranea come due serbatoi non lineari interconnessi; tale elemento, introdotto quando si dispone di osservazioni in continuo delle piogge, può simulare anche gli scambi idrici fra falda freatica e corso

d'acqua, ma riveste una importanza trascurabile nella simulazione di singoli eventi di piena, come quelli analizzati in questo studio, perché i tempi di risposta dei due serbatoi sotterranei eccedono largamente quelli del ruscellamento superficiale, fornendo un contributo al deflusso totale che diviene significativo solo in regime fluviale di morbida e magra.

Il processo appena descritto, elaborato dal modulo RUNOFF del programma, viene ripetuto per ogni area elementare schematizzata, e per ogni passo temporale in cui è necessario discretizzare l'intervallo di tempo durante il quale interessa simulare la trasformazione afflussi-deflussi e la propagazione della conseguente piena lungo il sistema drenante, tenendo conto delle confluenze secondo la struttura topologica della rete di scolo.

Il modulo RUNOFF è stato sviluppato per simulare sia la quantità che la qualità dei flussi in un bacino di drenaggio ed il loro propagarsi nelle condotte della rete. Assegnatogli uno ietogramma, il programma schematizza il bacino con una combinazione di sottobacini e di condotte e/o canali ideali, e procede a svolgere un'esaustiva analisi (neve disciolta, perdite da infiltrazione nelle aree pervie, ritenzione superficiale, flusso sul terreno e nelle condotte e/o canali), che permette di determinare gli idrogrammi ed i pollutogrammi nei vari nodi. Nello studio in questione si è analizzato il problema idrico solamente dal punto di vista quantitativo, non da quello qualitativo.

#### **4.1.1. Evaporazione**

L'evaporazione può essere inserita nel modulo RUNOFF sia direttamente, tramite una altezza cumulata per ciascun mese, sia a partire dalla serie temporale delle temperature.

L'evaporazione è sottratta all'altezza di pioggia caduta e/o acqua stagnante prima di calcolare l'infiltrazione e lo scorrimento superficiale. Il valore della precipitazione che il programma considera è quindi sempre quello netto a cui sono già state sottratte le perdite di evaporazione.

Sebbene nel modulo RUNOFF evaporazione e infiltrazione siano sommate per formare un unico valore di perdita per i calcoli nei sottobacini, totali separati sono mantenuti nel controllo generale della continuità.

#### **4.1.2. Infiltrazione**

Per l'infiltrazione nelle aree pervie SWMM consente di scegliere tra 3 modelli: Horton, Green-Ampt e Curve Number. Il modello empirico di Horton è frequentemente utilizzato. Molti idrologi hanno una "sensibilità" per i tre parametri richiesti, nonostante la documentazione al riguardo sia molto scarsa. Sebbene nella sua formulazione classica l'equazione possa essere utilizzata solo qualora l'intensità di precipitazione ecceda la capacità di infiltrazione, le modifiche apportate in SWMM al modello permettono di superare questa deficienza.

Alternativamente l'equazione di Green-Ampt è un modello fisico che può consentire una buona descrizione del processo di infiltrazione. Nella formulazione di Mein-Larson il modello può anche essere applicato in



caso di intensità di precipitazione inferiore alla capacità di infiltrazione all'inizio dell'intervallo temporale.

#### 4.1.3. Propagazione del flusso superficiale

Il modulo RUNOFF rappresenta l'inizio della generazione del flusso in SWMM. Ciascun sottobacino viene suddiviso in tre sottoaree che simulano le aree impermeabili, con e senza depressioni superficiali, e l'area permeabile, con depressioni superficiali. La profondità delle depressioni superficiali è un dato di input (parametro denominato WSTORE) per le aree impermeabili e permeabili di ciascun sottobacino.

Il flusso superficiale è generato da ciascuna delle tre aree approssimandole a serbatoi non-lineari, ai quali non viene assegnata alcuna forma specifica. Tuttavia, se la larghezza del sottobacino,  $W$ , è considerata come vera larghezza del flusso superficiale, allora l'area si comporterà come un bacino rettangolare. Altrimenti, la larghezza (come anche la pendenza e la scabrezza) possono essere considerati come parametri di calibrazione. Il serbatoio non-lineare è definito combinando l'equazione di continuità con quella di Manning.

L'equazione di continuità, applicata a ciascuna sottoarea:

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dd}{dt} = Ai^* - Q$$

dove  $V = A \cdot d$  = volume di acqua nella sottoarea,  $m^3$

$d$  = altezza della lama d'acqua,  $m$ ,

$t$  = tempo,  $s$ ,

$A$  = area del sottobacino,  $m^2$

$i^*$  = eccedenza di precipitazione = intensità di precipitazione /neve disciolta meno tasso di evaporazione e/o infiltrazione( $m/s$ ),

$Q$  = velocità del flusso,  $m^2/s$ ,

si coniuga con l'equazione di Manning per il flusso:

$$Q = W \frac{1.49}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2}$$

dove  $W$  = larghezza del sottobacino,  $m$ ,

$n$  = coefficiente di scabrezza di Manning,

$d$  = altezza della lama d'acqua,  $m$ ,

$S$  = pendenza del sottobacino,  $m/m$ .

Queste due equazioni sono combinate in una equazione differenziale non lineare, che può essere risolta rispetto ad un'incognita, l'altezza,  $d$ .

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{1.49 \cdot W}{A \cdot n} \cdot (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} = i^* + WCON \cdot (d - d_p)^{5/3}$$

dove:

$$WCON = \frac{1.49 \cdot W \cdot S^{1/2}}{A \cdot n}$$

Si noti il raggruppamento della larghezza, pendenza e scabrezza in un unico parametro.

L'equazione  $dd/dt$  è risolta per ciascun intervallo temporale con un semplice schema alle differenze finite. A questo scopo, nel lato destro dell'equazione si deve considerare il flusso medio netto in ingresso ed in uscita nell'intervallo di tempo. L'intensità di precipitazione,  $i^*$ , è considerata nel programma come media nell'intervallo di tempo. Il flusso medio è approssimato calcolandolo come media tra le vecchie e le nuove altezze. Quindi, denotando coi pedici 1 e 2 rispettivamente l'inizio e la fine dell'intervallo temporale, l'equazione si approssima:

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* + WCON \cdot \left[ d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3}$$

dove  $\Delta t$  = intervallo di tempo, (s).

Questa equazione è poi risolta in  $d_2$  usando un'iterazione di Newton-Raphson.

Dato  $d_2$ , il flusso istantaneo alla fine dell'intervallo temporale,  $WFLOW$  è calcolato tramite l'equazione di Manning. Il flusso in uscita istantaneo è anche il valore del flusso che viene trasferito ai successivi moduli di SWMM.

Nonostante la soluzione dell'equazione alle differenze finite sia immediata e semplice, delle peculiarità esistono nel modo in cui alcuni parametri per le singole sottoaree (A1, A2 e A3) vengono specificate. In particolare, solo due valori di  $WCON$  sono calcolati, uno per l'area permeabile ed uno per l'intera area impermeabile. Così, per il calcolo delle altezze nelle sottoaree impermeabili A1 e A3 si utilizza il medesimo  $WCON$ , ottenuto utilizzando l'area impermeabile totale. Tuttavia, il flusso istantaneo è calcolato usando l'area individuale di ciascuna sottoarea (ad esempio A1 o A3). L'influenza netta per le sottoaree A1 e A3 è ottenuta riducendo le larghezze in proporzione a  $A1/(A1+A3)$  o  $A3/(A1+A3)$ . Test numerici di questo schema confrontati con uno che utilizza aree individuali (con larghezze proporzionali) nel parametro  $WCON$ , indicano che si ha un risultato che può essere ritenuto soddisfacente.

Prima di eseguire questi calcoli, il programma verifica se le perdite sono maggiori dell'altezza della precipitazione più le riserve di acqua. In tal caso, le perdite (evaporazione più infiltrazione) assorbono tutta l'acqua ed il flusso è nullo. Similmente, se le perdite da sole sono sufficienti ad abbassare il livello dell'acqua al di sotto delle depressioni superficiali, la nuova altezza è calcolata solo su questa base ed il deflusso è nullo.

Lo schema computazionale si è dimostrato abbastanza stabile. L'unico caso in cui si verificano problemi di

non-convergenza (oppure un tentativo di calcolare un'altezza negativa) è quando le sottoaree sono molto piccole (pochi metri quadrati) unite a intervalli temporali molto grandi (ad esempio dieci minuti). Qualora il programma segnali un messaggio di non convergenza, normalmente si può eliminare il problema aumentando l'area in questione o riducendo l'intervallo temporale.

La propagazione dei flussi generati è stabilita separatamente per ciascuna delle tre sottoaree del sottobacino.

Il flusso superficiale è calcolato come il prodotto della velocità per altezza e larghezza, (dall'equazione di Manning (3.2) basata sulla differenza tra l'altezza totale e le depressioni superficiali).

Si noti che larghezza, pendenza e coefficiente di scabrezza di Manning sono combinati in unico parametro. Così, cambiamenti equivalenti possono essere apportati alterando uno qualsiasi dei tre parametri. Si noti anche che la larghezza e la pendenza sono uguali per le aree permeabili ed impermeabili. Il coefficiente di scabrezza di Manning e l'area relativa sono gli unici parametri disponibili per il modellatore per caratterizzare il contributo delle aree permeabili ed impermeabili nell'idrogramma di uscita.

I flussi calcolati nel modulo RUNOFF e trasferiti ai moduli successivi sono valori istantanei al tempo finale dell'intervallo.

#### **4.1.4. I flussi sotterranei**

La componente sotterranea simula due zone – una superiore (insatura) ed una inferiore (satura). Il flusso dalla zona insatura a quella saturata è regolata da un'equazione di percolazione nella quale i parametri possono essere sia stimati che calibrati, in base alla disponibilità dei dati. L'unico flusso in entrata è l'infiltrazione calcolata dal modulo RUNOFF. L'evapotraspirazione nella zona superiore risulta l'unica causa di perdite nella zona insatura. Perdite e deflusso dalla zona inferiore possono avvenire tramite percolazione profonda, evapotraspirazione, e scorrimento sotterraneo. Il flusso sotterraneo è una funzione della tavola d'acqua ed eventualmente dell'altezza dell'acqua nel corso d'acqua di drenaggio.

Lo scorrimento sotterraneo rappresenta il flusso laterale dalla zona saturata al corso d'acqua ricevente. L'equazione del flusso assume la seguente formula generale:

$$GWFLW = A1 \cdot (D1-BC)B1 - TWBC + A3 \cdot D1 \cdot BC$$

e

$$TWFLW = A2 \cdot (TW-BC) B2$$

dove GWFLW = velocità del flusso sotterraneo all'inizio dell'intervallo temporale (per area del sottobacino)

TWFLW = influenza della velocità del flusso dell'acqua del corso d'acqua all'inizio dell'intervallo temporale (per area del sottobacino),

A1, A2, A3 = coefficienti di influenza del flusso sotterraneo e del corso d'acqua,

B1, B2 = esponenti di influenza del flusso sotterraneo e dell'acqua nel corso d'acqua,

D1 = altezza della zona inferiore all'inizio dell'intervallo temporale,

BC = altezza del fondo del corso d'acqua,

TW = altezza dell'acqua nel corso d'acqua.

Se D1 è minore di BC o TW, GWFLW è posto uguale a zero. Inoltre se TW = BC e B2 = 0, allora la forma indeterminata zero elevato a zero è posta uguale a uno dal programma.

Poiché il flusso sotterraneo può avere notevoli dimensioni, un flusso medio è calcolato iterativamente ad ogni intervallo temporale. I flussi sotterranei possono essere indirizzati a qualsiasi nodo del reticolo drenante o a qualsiasi tratto fluviale, permettendo di isolare i vari componenti dell'idrogramma totale. Quindi il flusso sotterraneo non deve necessariamente essere indirizzato alla stessa destinazione del flusso superficiale di ogni sottobacino. L'influsso dell'acqua nel corso d'acqua sul flusso sotterraneo può essere trattato in due modi distinti. La prima opzione prevede che l'altezza dell'acqua nel corso d'acqua, TW, risulti una costante maggiore od uguale al valore dell'altezza del fondo del corso d'acqua, BC, e che A2, B2 e/o A3 abbiano valori maggiori di zero. La scelta di questo metodo equivale a specificare una influenza media dell'acqua nel corso d'acqua per tutto lo scorrimento da usare per ciascun intervallo temporale. La seconda opzione fissa l'altezza dell'acqua nel canale o fiume, TW, uguale al reale valore del tirante nel tratto considerato. Per questa impostazione, il flusso sotterraneo deve essere indirizzato ad un corso d'acqua e non ad un nodo. L'altezza idrica nel corso d'acqua (TW-BC) è poi determinata per ogni intervallo temporale come l'altezza al precedente intervallo temporale. L'altezza all'inizio dell'intervallo temporale deve essere utilizzato per evitare iterazioni complesse e lunghe nella combinazione con l'equazione della portata del corso d'acqua. A causa di questo compromesso, l'acqua sotterranea può "pulsare" all'oscillare di D1 appena sopra e sotto di TW. Questa pulsazione può introdurre errori nella continuità ed, ovviamente, non è rappresentativa del sistema reale. Intervalli temporali più corti e canali più larghi o meno pendenti (riducendo così la risposta del corso d'acqua) possono essere utilizzati per ridurre le pulsazioni. Infine, la selezione di A1, B1, A2, B2, e A3 deve essere fatta con cautela affinché GWFLW non diventi negativo. Nonostante questo possa accadere nel sistema reale, indicando un ricaricamento dal corso d'acqua, non esiste attualmente modo per rappresentare questo flusso contrario e sottrarlo dal corso d'acqua. Un modo per eludere questo è rendere A1 più grande o uguale ad A2 e B1 più grande o uguale a B2, e B3 uguale a zero.

## 4.2. Il modello per la propagazione dell'onda di piena

L'analisi idraulica è stata condotta mediante modellazione numerica dei canali, dove la ricostruzione in formato digitale delle rispettive morfologie dell'alveo, delle eventuali arginature e delle aree limitrofe si è basata sia sul rilievo topografico realizzato appositamente nell'ambito del presente progetto definitivo, che sui

rilievi effettuati nel 2008 per il progetto preliminare.

Il confronto tra le dinamiche idrauliche nello stato di fatto ed in quello di progetto, che prevede la realizzazione del tracciato stradale e delle relative opere accessorie, ha consentito di evidenziare sia il funzionamento attuale dei corsi d'acqua, sia l'influenza sugli stessi apportata dall'infrastruttura in esame. Tali influenze si riconducono soprattutto in termini di alterazioni dei profili di rigurgito e di velocità della corrente, mentre dalla prima parte delle analisi modellistiche si desumono i vincoli geometrici che le opere di attraversamento devono rispettare in termine di sezione di deflusso del manufatto.

Il modello adottato per le simulazioni matematiche effettuate, integra numericamente le equazioni differenziali del moto vario per correnti monodimensionali gradualmente variate. L'ipotesi di monodimensionalità è ampiamente giustificata nella grande maggioranza dei tratti dei corsi analoghi a quelli in esame; essa risulta poco corretta solo in corrispondenza di brusche variazioni nella geometria della sezione liquida trasversale, ma in tali circostanze il raffittimento del rilievo geometrico limita le possibili fonti di imprecisione.

Il modello utilizzato, è *HEC-RAS River Analysis System*, elaborato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers degli U.S.A.* (versione 4.1.0).

Si tratta di uno strumento d'applicabilità molto ampia, largamente utilizzato presso Enti Pubblici e Privati negli Stati Uniti e in oltre 40 nazioni, ed ormai adottato anche da molti Enti Pubblici Italiani.

Il modello è stato progettato per contenere vari moduli di analisi idraulica monodimensionale: analisi di moto permanente, analisi del moto vario, analisi del trasporto solido in letto mobile. Tra le diverse componenti quella utilizzata nel presente studio consiste nell'algoritmo di calcolo idraulico per la determinazione delle variazioni della portata, della velocità, della larghezza del pelo libero della corrente e di altre caratteristiche idrauliche del moto durante la propagazione verso valle della corrente idrica di portata nota, per effetto della capacità di laminazione naturale dell'alveo, della sua resistenza d'attrito, della presenza di opere interagenti con la corrente (ponti e traverse).

Il modello, calcola i profili di moto vario per corsi d'acqua monodimensionali in regime di corrente lenta, veloce o mista. Il programma, è in grado di calcolare e gestire i profili per una rete di canali naturali o artificiali in un sistema ad albero od a singolo ramo. Le relazioni fondamentali della formulazione matematica sono le equazioni dei moti permanenti nell'espressione classica dell'equazione monodimensionale dell'energia secondo Manning. Le perdite valutate sono quelle d'attrito (secondo Manning), valutate per le diverse parti della sezione trasversale (canale centrale, sponde laterali, golene e parti di golene), e quelle causate dalla contrazione o espansione delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'altezza cinetica). L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni ovvero in regime misto nel passaggio da corrente veloce a corrente lenta oppure, in corrispondenza di ponti, traverse e sottopassi o alla confluenza di più rami di una rete.

Il modello richiede, oltre alla geometria generale del corso d'acqua, profili e sezioni trasversali, i dati di portata in ingresso nella prima sezione di monte ed, eventualmente in tutte le sezioni dove sono disponibili dati di portata, ed infine le condizioni al contorno dipendenti dal regime di moto della corrente.

L'equazione generale dell'energia è la seguente:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

- $Y_1, Y_2$  altezza idrometrica nella sezione 1 e 2,
- $Z_1, Z_2$  quota del fondo alveo nelle sezioni 1 e 2,
- $V_1, V_2$  velocità medie (portata totale/area bagnata) nelle sezioni 1 e 2,
- $\alpha_1, \alpha_2$  coefficienti di velocità,
- $h_e$  perdita di carico nel tratto 1-2.

La perdita di carico tra due sezioni trasversali è calcolata come somma delle perdite distribuite per attrito e di quelle concentrate per effetto di contrazioni o allargamenti bruschi di sezione secondo l'equazione:

$$h_e = LS_f + C \left( \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

- L distanza pesata, in funzione della portata, tra le due sezioni trasversali 1 e 2,
- $S_f$  pendenza motrice tra le sezioni 1 e 2,
- C coefficiente di perdita di carico per contrazione o allargamento di sezione.

La pendenza d'attrito  $S_f$  è valutata secondo l'espressione di Manning:

$$S_f = n^2 Q|Q| / (A^2 R^{4/3})$$

dove n è il coefficiente di resistenza di Manning (che vale anche  $n=1/c$  con c di Gauckler-Strickler) ed R è il raggio idraulico.

L'equazione differenziale del moto viene integrata per via numerica, attraverso un insieme di fasi iterative che vengono ripetute più volte per affinarne la risoluzione; per la determinazione dei profili è quindi necessario fornire le condizioni iniziali di portata in ingresso e le condizioni al contorno in funzione del regime di moto.

La procedura di calcolo per la determinazione del profilo idraulico per portata assegnata, richiede i seguenti dati:

- descrizione completa del tronco fluviale, costituita dalla rappresentazione geometrica delle sezioni di

rilievo trasversali e relativo loro posizionamento plano-altimetrico;

- descrizione geometrica di opere trasversali (ponti e relativi rilevati di accesso, tombini scatolari, traverse fluviali, soglie di fondo, briglie etc.) e/o longitudinali in alveo;
- caratterizzazione della resistenza al moto in alveo e golene mediante la definizione del coefficiente di scabrezza di Manning;
- definizione dei coefficienti di contrazione/espansione, per effetto di perturbazioni offerte al moto da parte di opere trasversali presenti in alveo;
- definizione del tipo di moto (corrente lenta o veloce) nel tronco fluviale;
- condizione al contorno di partenza del calcolo del profilo secondo tre possibili metodologie:
- introduzione di una altezza d'acqua nota di valle o di monte, a seconda che il moto avvenga in corrente lenta o veloce,
- calcolo eseguito a partire dall'altezza critica,
- calcolo eseguito a partire dalla pendenza di fondo alveo.

Il calcolo del rigurgito prodotto dagli attraversamenti viene eseguito secondo diversi metodi :

- Equazione di Yarnell;
- Metodo di conservazione della quantità di moto.

## 5. AMBITO DI RIFERIMENTO

---

### 5.1. Il comprensorio di Bonifica

---

Il territorio del comprensorio consorziale ricade per la maggior parte della sua estensione in Emilia Romagna e per una modesta superficie in Liguria, interessando principalmente la Provincia di Parma e marginalmente quelle di Piacenza, Genova e Spezia e in totale 49 Comuni.

L'estensione complessiva è di 327.624 ha. Il territorio di montagna ha un'estensione di 213.178 ha, mentre quello di pianura è di 114.446 ha.

Il Consorzio gestisce, progetta ed esegue opere ed infrastrutture atte a garantire e sviluppare la bonifica idraulica, l'irrigazione e la bonifica montana, nonché ogni opera pubblica volta alla tutela ambientale ed all'uso plurimo delle acque. La bonifica idraulica coinvolge un complesso infrastrutturale composto da oltre 1.500 km di canali di cui circa 900 promiscui, 385 di scolo e la restante parte ad uso irriguo, 30 impianti idrovori di sollevamento e numerosi altri manufatti di regolazione che consentono lo scolo di tutte le acque superficiali verso i torrenti Parma, Baganza, Enza e il fiume Taro.

L'impianto idrovoro principale è quello del Naviglio-Travacone sito a Colorno. La struttura dell'impianto è composta dal fabbricato, ove sono ubicati i gruppi elettropompa, e da paratoie che impediscono, in caso di piena Parma/Po, il rigurgito all'interno del canale e quindi nelle rete di scolo e bonifica.

Il Consorzio esegue le opere necessarie ai fini generali della sistemazione, difesa e valorizzazione produttiva del territorio ed in particolare quelle rivolte alla sistemazione del reticolo idraulico minore (briglie, repellenti, difese spondali), alle sistemazioni idraulico-agrarie ed idraulico forestali e quindi a dare stabilità ai terreni, a prevenire le erosioni e consolidare i movimenti franosi, ad assicurare il buon regime idraulico, a realizzare le migliori condizioni per l'uso del suolo e dell'acqua nel rispetto delle vocazioni naturali delle singole aree, nonché tutte le opere infrastrutturali di supporto per la realizzazione, la manutenzione e la gestione delle opere. I compiti svolti dal consorzio sono a carattere di bonifica con l'allontanamento del pericolo di alluvioni da centri urbani e campagne in caso di pioggia e a carattere irriguo, con la garanzia della provvista di acqua ad agricoltura in tempo di magra ed industria.

Il Consorzio provvede anche alla manutenzione degli stessi canali, ripulendoli, rimuovendo i depositi fangosi, rinforzandone le sponde in modo tale da assicurare all'acqua lo scorrimento. Nelle zone montane il compito di tale consorzio è di consolidare le pendici, bloccare le frane e costruire sui torrenti briglie che impediscono l'erosione dei versanti. Ogni intervento è finalizzato alla difesa del suolo, ad un equilibrato sviluppo del territorio, alla tutela e alla valorizzazione degli ordinamenti produttivi e dei beni naturali.

Il tracciato in progetto interessa la porzione di pianura del comprensorio, caratterizzato da una morfologia



piatta sulla quale si ergono i modesti rilevati naturali dei dossi di pianura ed artificiali delle arginature o rilevati stradali. La campagna è prevalentemente destinata a seminativi con presenza di frutteti e vigneti ed altre colture arboree, inoltre nelle vicinanze dell'opera in progetto sorge il quartiere artigianale SPIIP.

Il territorio è soggetto ad un clima continentale temperato tipico della pianura padana tuttavia con influenze, soprattutto nella parte di alta pianura, del clima sublitoraneo appenninico.

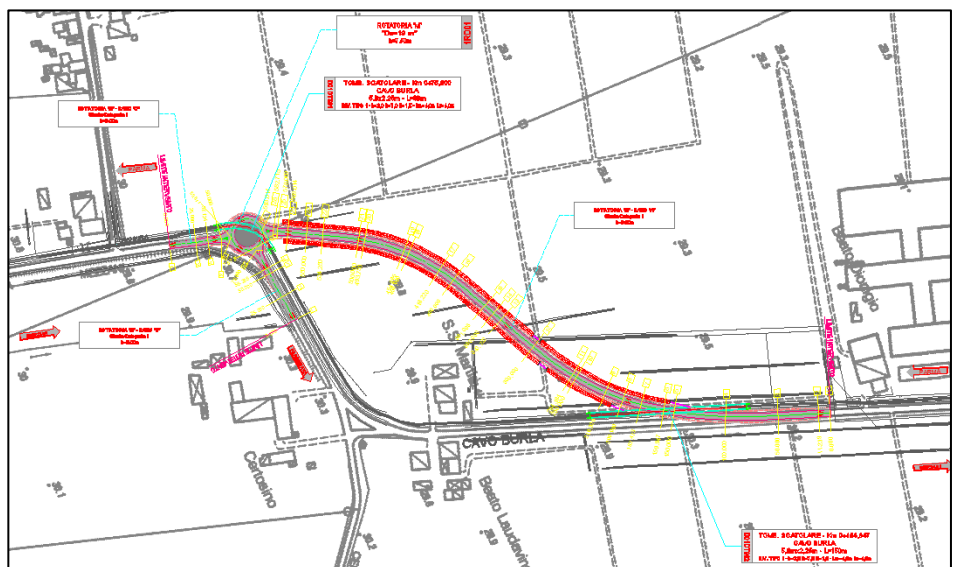
La maggior parte dei canali è di uso promiscuo, questo fa sì che sia quasi sempre presente acqua nel canale e quindi lo stesso è frequentemente popolato da specie ittiche ed anfibe.

## 5.2. Tracciato stradale in progetto

La riqualificazione del tracciato riguarda sostanzialmente l'addolcimento dei due flessi che costituiscono fonte di pericolo per l'utenza perché sono localizzati tra rettili senza elementi di transizione; con l'installazione di barriere di sicurezza nei tratti in cui la strada è affiancata da fossi o canali che diventano rischiosi in caso di svio di veicoli.

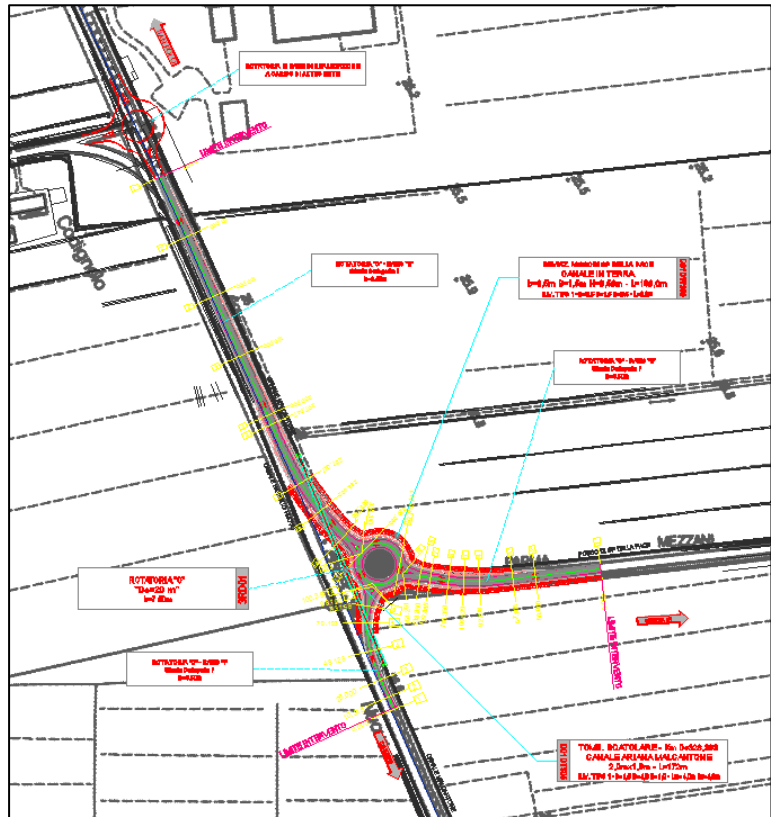
Il progetto interessa tre tratti denominati tratto "1", tratto "2" e tratto "3". Il tratto "1" si sviluppa nel comune di Parma per una lunghezza di circa 700 m e riguarda sostanzialmente la realizzazione di un nuovo svincolo tipo a rotatoria necessaria per rettificare il flessio che caratterizza la SP72 fonte di pericolo per l'utenza. Il tracciato prevede il risezionamento della S.P. n° 72 Parma – Mezzani per un breve rettilo di 60m il quale si

inserisce nella nuova rotatoria di raggio interno pari a 19m, il tracciato prosegue a ovest dell'abitato per un tratto di circa 600 m caratterizzato da un flessio con curve di raggio 200 e 260 m rispettivamente. Entrambe le curve sono dotate di opportuni raccordi di transizione, in entrata e uscita, adeguati per categoria e velocità di

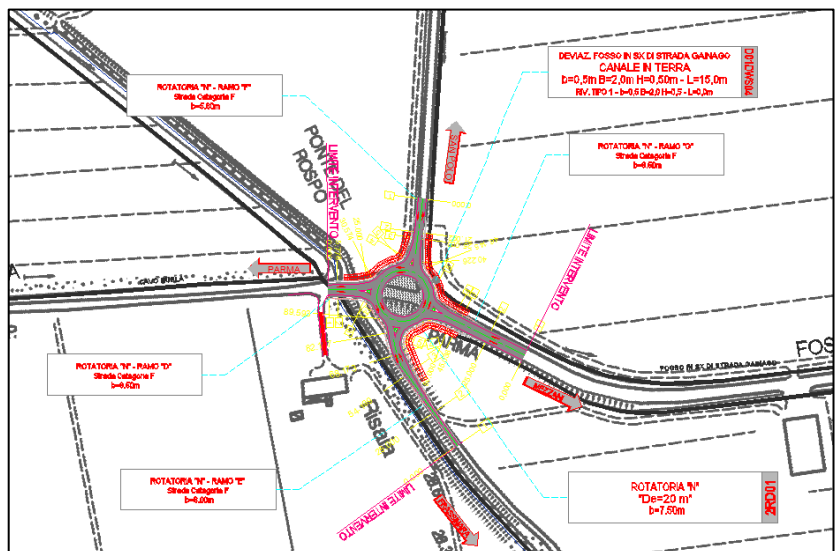


progetto della strada stessa. Altimetricamente, nei tratti in risezionamento, il tracciato si sviluppa a quota strada esistente mentre in variante è situato a 2,00m sul piano campagna. Le livellette di progetto sono praticamente orizzontali e i raccordi concavi e convessi hanno un raggio minimo di 2500m. Il tratto in variante interseca in due punti il cavo Burla, che affianca l'attuale S.P. n°72.

Il tratto "2" si sviluppa nel comune di Parma e riguarda la realizzazione di un nuovo svincolo tipo rotondina posizionato nell'intersezione tra via Repubblica, via Gainago, strada Burla e via Viazza Pizzolese. La rotondina ha un raggio interno di 20.00m a una corsia di marcia con rami in ingresso e uscita a singola corsia. L'opera è stata inserita per migliorare la sicurezza degli utenti limitando la velocità di percorrenze essendo il tratto esistente in rettilineo senza nessun dissuasore di velocità o altro dispositivo dando così la possibilità di percorrerla a velocità elevate.



Il tratto "3" si sviluppa per circa 500 m in comune di Torriole, anche in questo tratto, viene realizzato un nuovo svincolo a rotondina per annullare un punto critico pericoloso per l'utenza in corrispondenza dell'incrocio tra la S.P. n° 72 e la S.C. strada del Grillo. I primi 200 m si sviluppano in rettilineo rifezionando la viabilità esistente, successivamente il tracciato si inserisce in rotondina con curva in sinistra di raggio 200 m; dopo la rotondina il tracciato si collega all'esistente con curva in sinistra di raggio pari a 160 m. Le curve circolari sono, in ingresso e uscita, raccordate con curve di transizione aventi parametri adeguati per categoria di strada e velocità di progetto. Altimetricamente il progetto ha pendenze che non superano l'1.20%, le livellette sono raccordate raggi non inferiori a 1000m. Il tracciato nei tratti in rifezionamento coincide con la viabilità esistente mentre in variante si sviluppa a circa 1,50 m sul piano campagna. Il tratto interessato interseca il Canale Ariana Malcantone il quale scorre parallelamente all'asse esistente.



## 6. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE

### 6.1. Indagini pluviometriche ed idrometriche

L'area presa a riferimento, caratterizzata da omogeneità idrologica, è quella compresa tra la via Emilia ed il Fiume Po lungo l'orientamento nord-sud e tra Parma e Ferrara lungo l'orientamento ovest-est; si tratta di un'area estesa, ma che presenta omogeneità climatica essendo tutta appartenente alla Pianura Padana a sud del Po e tutta limitata a sud dalla catena appenninica che la separa dai regimi climatici tirrenici.

Nell'ambito dello studio sono state prese in esame le stazioni pluviometriche ufficiali, ricadenti all'interno dell'intera area afferente al progetto dell'Autostrada Regionale Cispadana e delle Viabilità di Adduzione. Per tali stazioni sono stati rilevati i valori di pioggia caratteristici; successivamente sono state scelte le stazioni maggiormente rappresentative e soprattutto dotate di un numero sufficiente di dati per determinare le curve di possibilità pluviometriche. Nonostante l'omogeneità idrologica, sono state determinate curve di possibilità pluviometriche nell'intorno del corridoio autostradale, con ragguaglio all'area attraverso il metodo dei topoi e quindi con discretizzazione su tratti di 4 km a variabilità ovest-est.

TABELLA 6-1: STAZIONI PLUVIOMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO

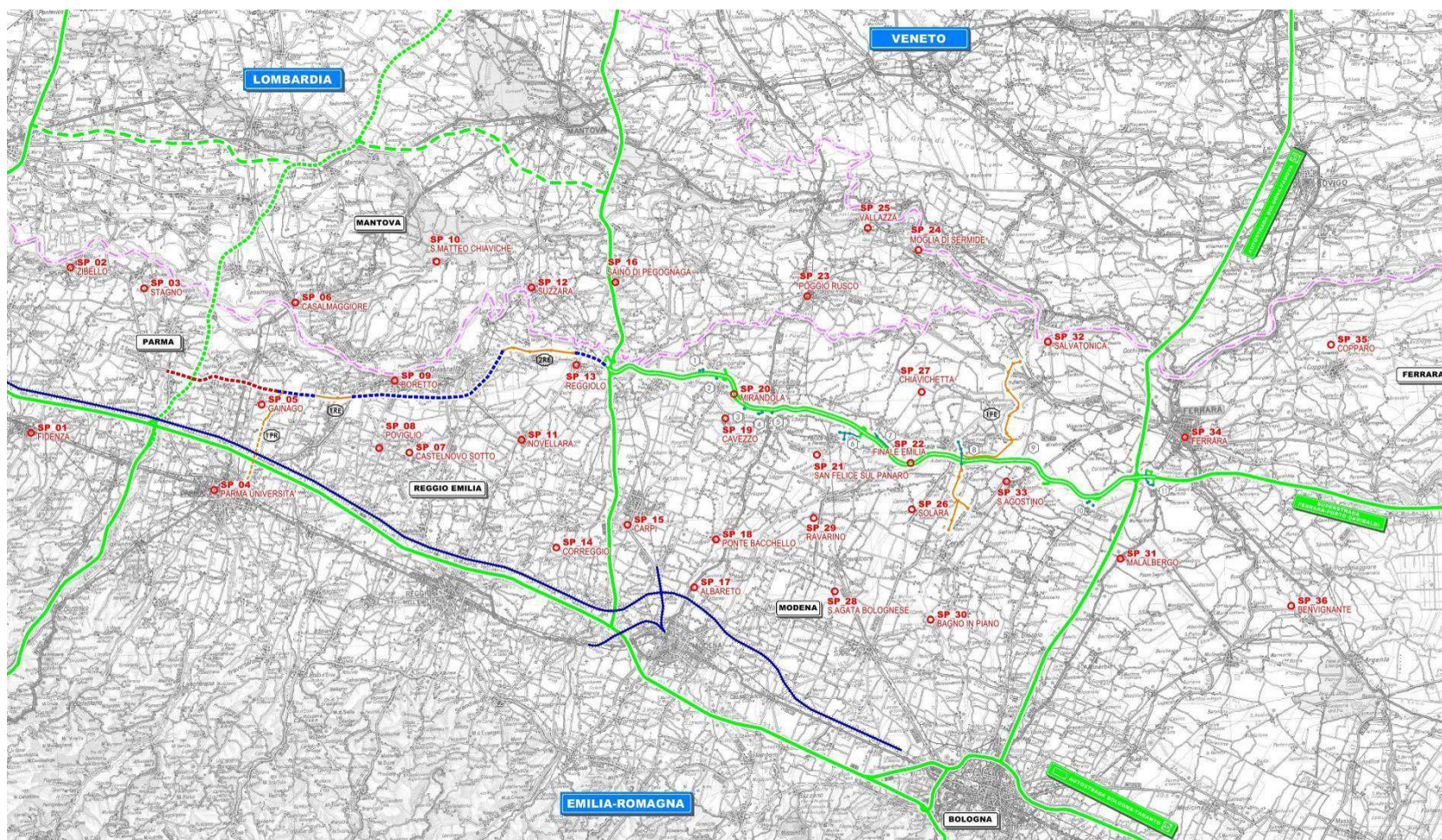
CODICE	STAZIONE	GESTIONE	LOCALITA	COMUNE	PROV	X_Gauss_Bo	Y_Gauss_Bo	STRUMENTO	BACINO
SP_01	FIDENZA	ARPA Emilia-Romagna	Coduro - via Vittorio Veneto	Fidenza	(PR)	1584484.25	4967975.19	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Taro
SP_02	ZIBELLO	ARPA Emilia-Romagna	Ardola	Zibello	(PR)	1588670.48	4985548.15	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Taro
SP_03	STAGNO	ARPA Emilia-Romagna	Stagno	Roccabianca	(PR)	1596501.68	4983327.25	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Taro
SP_04	PARMA UNIVERSITA'	ARPA Emilia-Romagna	via Strela	Parma	(PR)	1603936.61	4961898.84	Pr: pluviometro registratore	Parma
SP_05	GAINAGO	ARPA Emilia-Romagna	Gainago	S.Polo Torriale	(PR)	1608983.67	4970975.01	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Parma
SP_06	CASALMAGGIO RE	ARPA Lombardia	via Volta	Casalmaggiore	(CR)	1612566.00	4981813.00	Pr: pluviometro registratore	Oglio-Adda
SP_07	CASTELNOVO SOTTO	ARPA Emilia-Romagna	Castelnuovo Sotto	Castelnuovo S.	(RE)	1624687.44	4965868.82	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Enza e Crostolo
SP_08	POVIGLIO	ARPA Emilia-Romagna	Poviglio	Poviglio	(RE)	1621481.57	4966353.40	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Enza e Crostolo



CODICE	STAZIONE	GESTIONE	LOCALITA	COMUNE	PROV_	X_Gauss_Bo	Y_Gauss_Bo	STRUMENTO	BACINO
SP_09	BORETTO	ARPA Emilia-Romagna	Boretto	Boretto	(RE)	1623122.84	4973513.31	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Enza e Crostolo
SP_10	S.MATTEO CHIAVICHE	ARPA Lombardia	S.Matteo	S.Matteo	(MN)	1627572.00	4986175.00	Pr: pluviometro registratore	Oglio
SP_11	NOVELLARA	ARPA Emilia-Romagna	Sirona	Novellara	(RE)	1636617.00	4967230.00	P: pluviometro comune	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_12	SUZZARA	ARPA Emilia-Romagna	Suzzara	Suzzara	(MN)	1637661.59	4983413.36	P: pluviometro comune	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_13	REGGIOLO	ARPA Emilia-Romagna	Reggiolo	Reggiolo	(RE)	1642437.31	4975183.96	P: pluviometro comune	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_14	CORREGGIO	ARPA Emilia-Romagna	Correggio	Correggio	(RE)	1640303.01	4955778.57	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_15	CARPI	ARPA Emilia-Romagna	Carpi	Carpi	(MO)	1647876.65	4958203.44	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_16	SAINO DI PEGOGNAGA	ARPA Emilia-Romagna	Pegognaga	Pegognaga	(MN)	1646582.80	4983981.05	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_17	ALBARETO	ARPA Emilia-Romagna	Albareto	Modena	(MO)	1654961.78	4951545.41	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_18	PONTE BACCHELLO	ARPA Emilia-Romagna	Sorbara	Soliera	(MO)	1657265.94	4956647.57	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_19	CAVEZZO	ARPA Emilia-Romagna	Cavezzo	Cavezzo	(MO)	1658264.15	4969509.25	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_20	MIRANDOLA	ARPA Emilia-Romagna	Mirandola	Mirandola	(MO)	1659177.35	4972096.84	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_21	SAN FELICE SUL PANARO	ARPA Emilia-Romagna	San Felice sul Panaro	San Felice sul Panaro	(MO)	1667997.20	4965645.81	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_22	FINALE EMILIA	ARPA Emilia-Romagna	Finale Emilia	Finale Emilia	(MO)	1677956.10	4964765.86	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_23	POGGIO RUSCO	ARPA Emilia-Romagna	Poggio Rusco	Poggio Rusco	(MO)	1666969.06	4982502.19	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_24	MOGLIA DI SERMIDE	ARPA Emilia-Romagna	Moglia	Sermide	(MN)	1678789.00	4987404.00	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_25	VALLAZZA	ARPA Emilia-Romagna	Carbonara	Carbonara di Po	(MN)	1673397.21	4989740.87	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro



CODICE	STAZIONE	GESTIONE	LOCALITA	COMUNE	PROV.	X_Gauss_Bo	Y_Gauss_Bo	STRUMENTO	BACINO
SP_26	SOLARA	ARPA Emilia-Romagna	Solara	Bomporto	(MO)	1678092.35	4959846.84	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_27	CHIAVICHETTA	ARPA Emilia-Romagna	Viarovere	Finale Emilia	(MO)	1679132.95	4972314.56	P: pluviometro comune	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_28	S.AGATA BOLOGNESE	ARPA Emilia-Romagna	Crevalcore	Sant'Agata B.	(BO)	1669894.62	4951127.56	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Panaro
SP_29	RAVARINO	ARPA Emilia-Romagna	Ravarino	Ravarino	(MO)	1667654.40	4958910.92	P: pluviometro comune	Panaro
SP_30	BAGNO IN PIANO	ARPA Emilia-Romagna	Bagno di Piano	Sala Bolognese	(BO)	1680082.51	4948117.61	Pr: pluviometro registratore	Reno (Samoggia)
SP_31	MALALBERGO	ARPA Emilia-Romagna	Malalbergo	Malalbergo	(BO)	1700250.67	4954606.55	Pr: pluviometro registratore	Reno (Idice)
SP_32	SALVATONICA	ARPA Emilia-Romagna	Salvatonica	Bondeno	(FE)	1692548.45	4977646.93	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno
SP_33	S.AGOSTINO	ARPA Emilia-Romagna	S.Agostino	S.Agostino	(FE)	1688139.32	4962802.95	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno
SP_34	FERRARA	ARPA Emilia-Romagna	Ferrara	Ferrara	(FE)	1707124.12	4967495.55	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno
SP_35	COPPARO	ARPA Emilia-Romagna	Copparo	Copparo	(FE)	1722632.47	4977345.50	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Po e Reno
SP_36	BENVIGNANTE	ARPA Emilia-Romagna	Benvignante	Argenta	(FE)	1718411.94	4949591.27	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno



**FIGURA 6-1: PLANIMETRIA DELLE STAZIONI PLUVIOMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO**

Per la caratterizzazione idrologica si è intesa la determinazione diretta o indiretta delle sollecitazioni di deflusso che interessano i corsi d'acqua di studio; tali sollecitazioni derivano, in condizioni naturali, dalla risultanza del processo di trasformazione afflussi in deflussi dove la portata idrica nel corso d'acqua è la risultante delle precipitazioni depurate delle perdite per evaporazione, traspirazione ed infiltrazione. Nell'ambito di studio tali valutazioni sono state possibili solo per i corsi d'acqua naturali, Enza, Secchia e Panaro, in quanto caratterizzati da un bacino di scolo a comportamento naturale. Viceversa i comprensori di bonifica sono caratterizzati da elementi idrografici canalizzati dove il regime di scolo si sovrappone a quello di irrigazione e dove il deflusso delle acque artificiali è spesso gestito attraverso paratoie, chiaviche e soprattutto attraverso sollevamenti meccanici; ciò vale a maggior ragione per il territorio indagato che rappresenta, in molti casi, l'ultimo lembo di terra prima della foce dei canali dei rispettivi recettori terminali.

L'analisi idrologica è stata quindi condotta con l'obiettivo di definire, dove possibile, le portate minime e massime dei corsi d'acqua studiati concentrando tale attività su quelli di rango principale e secondario per i quali è stato inoltre possibile un confronto con i Consorzi di bonifica che, in quanto gestori, hanno fornito prezioso aiuto nelle determinazioni.

Le portate minime sono rappresentate dai minimi deflussi sempre presenti all'interno dei corsi d'acqua e risultano di particolare importanza per comprendere il mantenimento, durante tutto l'arco dell'anno o viceversa la perdita parziale o totale, degli habitat caratteristici degli ambienti fluviali naturali e/o canalizzati. La portata minima è stata valutata attraverso indagini di campo ed attraverso le informazioni dei Consorzi; si è rilevato che la maggior parte dei sistemi canalizzati presenta periodi dell'anno completamente asciutti anche se riconducibili a poche giornate in quanto durante la stagione umida i canali svolgono principalmente la funzione di scolo e pertanto sono spesso interessati da deflussi; durante la stagione secca sono invasati per la funzione irrigua ed ancora pertanto pieni d'acqua. Si sono infatti osservati spesso abitanti del luogo pescare all'interno di canali anche di modeste dimensioni. Le portate minime sono nella maggior parte dei casi nulle, mentre sono sempre garantite nei corsi d'acqua naturali.

Le portate massime sono i massimi deflussi che si sviluppano all'interno di aste canalizzate. I deflussi massimi sono in genere correlati alla probabilità con cui si verificano e questa espressa attraverso il tempo di ritorno. La determinazione delle sollecitazioni idrologiche per assegnato tempo di ritorno avviene generalmente attraverso una indagine afflussi-deflussi sul bacino imbrifero sotteso; tuttavia tale analisi risulta eseguibile solo laddove le informazioni sul bacino sono note e dove il regime idrologico avviene interamente a gravità. Nel caso di studio solo il torrente Enza e i fiumi Secchia e Panaro sono caratterizzati da queste informazioni e le portate possono essere definite per via analitica; per essi ci si è appoggiati ai valori caratteristici determinati dall'Autorità di Bacino nell'ambito dei suoi più recenti studi condotti per la definizione degli ambiti di tutela fluviale.

Per i canali la definizione delle portate massime assume un significato leggermente diverso; essi infatti hanno bacini imbriferi di difficile determinazione univoca, in quanto spesso è diverso il bacino di scolo da

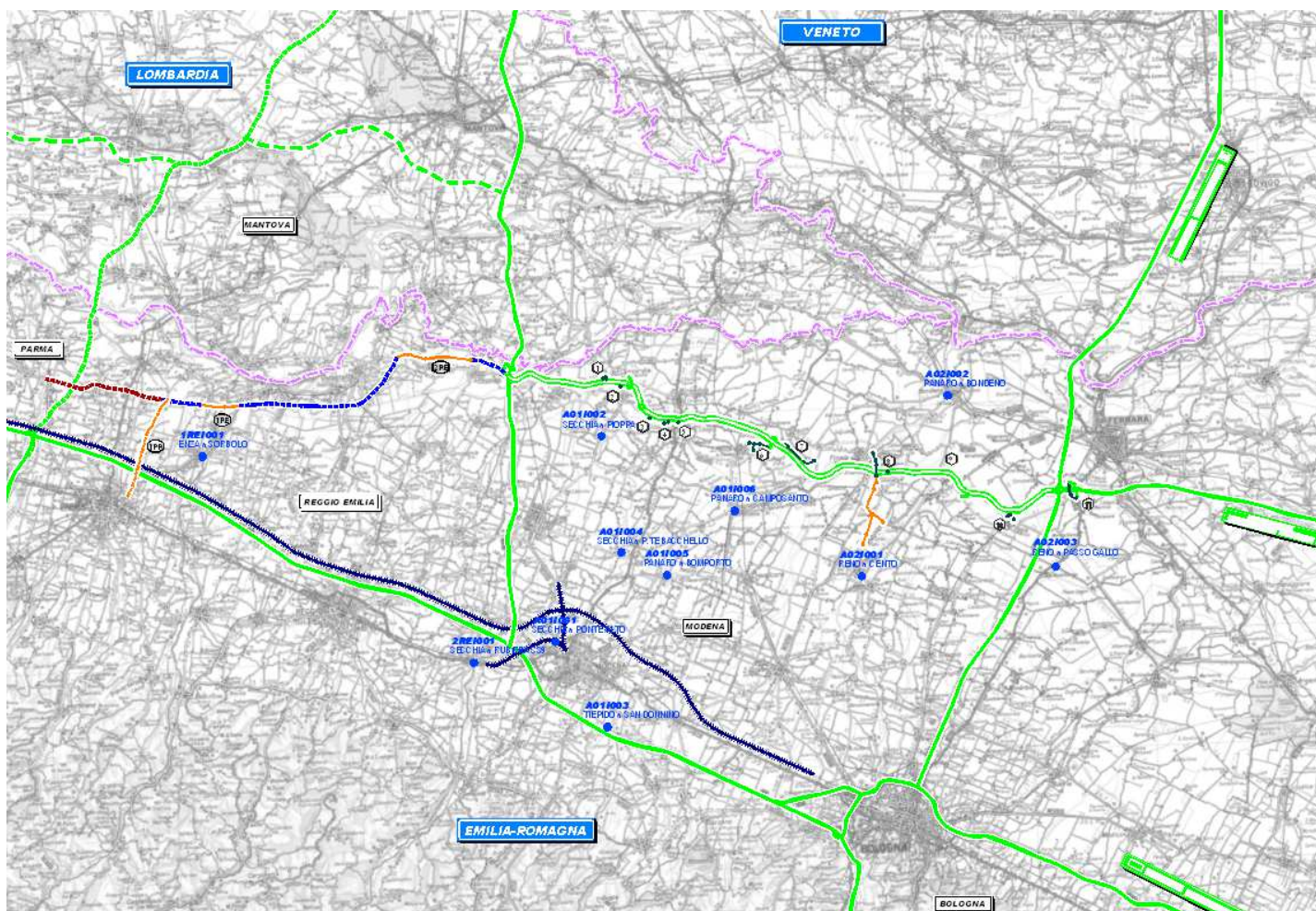
quello di irrigazione ed in caso di sollecitazioni pluviometriche durante la stagione irrigua la forte regolazione artificiale dei deflussi impedisce la determinazione di portate con riferimento probabilistico.

Il valore di portata assunto quindi a riferimento per la caratterizzazione dei massimi deflussi è quindi quello della massima portata sostenibile dalla geometria del canale nel tratto indagato; tale valore non vale in senso assoluto ma solo nelle sezioni d'indagine. La portata massima sostenibile viene quindi ricavata per via idraulica attraverso l'espressione di Chezy, limitatamente alla rete idrica con sezione trapezoidale modesta, mentre per i canali classificati secondari è ottenuta ipotizzando all'interno dei modelli idraulici diverse portate e verificando quali di queste mantengono il proprio idrodinamismo all'interno dell'alveo sia esso inciso o arginato.

TABELLA 6-2: STAZIONI IDROMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO

COD_CISPA	COMUNE	PROVINCIA	PROPRIETA'	ENTE_GES	CORSO D'ACQUA	QUOTA ZERO IDROMETRICO (m s.l.m.)	DISTANZA DALLA CONFLUENZA CON FIUME PO (km)
1REI001	Sorbolo	PR	ARPA	ARPA	Enza	24.09	19.6
2REI001	Rubiera	RE	ARPA	ARPA	Secchia	47.17	86.8
A01I001	Modena	MO	ARPA	ARPA	Secchia	28.71	74.2
A01I002	San Possidonio	MO	ARPA	ARPA	Secchia	17.97	41.7
A01I003	Modena	MO	ARPA	ARPA	Tiepido - affluente del Panaro	42.93	68
A01I004	Soliera	MO	ARPA	ARPA	Secchia	23.62	60.3
A01I005	Bomporto	MO	ARPA	ARPA	Panaro	18.43	46.6
A01I006	Camposanto	MO	ARPA	ARPA	Panaro	-	-
A02I001	Cento	FE	ARPA	ARPA	Reno	15.2	-
A02I002	Bondeno	FE	ARPA	ARPA	Panaro	10.99	-
A02I003	Malalbergo	BO	ARPA	ARPA	Reno	4.68	-





**FIGURA 6-2: PLANIMETRIA DELLE STAZIONI IDROMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO**

## 6.2. Analisi idrologiche

Per la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (t) dell'evento di pioggia in funzione del tempo di ritorno (TR), si fa riferimento alla legge probabilistica che meglio si adatta al campione di dati utilizzato.

Nel caso delle stazioni pluviometriche in esame, la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (t) dell'evento di pioggia, in funzione del Tempo di Ritorno (TR), è stata ottenuta tramite la legge probabilistica di Gumbel, stimandone i parametri a(T) ed n(T), al fine di ottenere la curva di possibilità pluviometrica nella forma:

$$h = a(T)t^{n(T)} \quad \mathbf{6.1}$$

L'elaborazione statistica ha portato alla definizione delle curve di possibilità climatica, dove l'altezza di pioggia espressa in millimetri è rappresentata dall'espressione:

$$h = n - \frac{\ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right)}{a} \quad \mathbf{6.2}$$

dove:

TR = tempo di ritorno

$$n = Y - \bar{Y}_N \cdot S_Y / S_N$$

$$a = S_N / S_Y$$

YN = media della variabile ridotta

SN = deviazione standard della variabile ridotta

Y = media aritmetica delle massime altezze di pioggia osservate

Sy = scarto quadratico medio delle massime altezze di pioggia osservate.

Il valore assunto dai parametri Sx e Sn è funzione del numero di osservazioni a disposizione; tali valori sono riportati nella tabella sottostante.

TABELLA 6-3: VALORI DEI PARAMETRI (Y<sub>N</sub>) E (S<sub>N</sub>) SECONDO GUMBELL

		Media ridotta $\bar{Y}_N$ $\frac{Y}{\bar{Y}_N}$									
N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5154	0,5177	0,5198	0,5217	
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5282	0,5296	0,5309	0,5321	0,5332	0,5343	0,5353	
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5403	0,5411	0,5417	0,5424	0,5430	
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5472	0,5477	0,5481	
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518	
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5532	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545	
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567	
80	0,5569	0,5571	0,5573	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5584	
90	0,5586	0,5588	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599	
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5605	0,5606	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611	
		Deviazione standard ridotta $S_N$ $\frac{S}{\bar{Y}_N}$									
N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
10	1,0010	1,0148	1,0270	1,0378	1,0476	1,0564	1,0644	1,0717	1,0785	1,0847	
20	1,0904	1,0958	1,1008	1,1055	1,1098	1,1140	1,1178	1,1215	1,1250	1,1283	
30	1,1314	1,1344	1,1372	1,1399	1,1425	1,1449	1,1473	1,1496	1,1518	1,1538	
40	1,1559	1,1578	1,1597	1,1614	1,1632	1,1649	1,1665	1,1680	1,1696	1,1710	
50	1,1724	1,1738	1,1752	1,1765	1,1777	1,1789	1,1801	1,1813	1,1824	1,1835	
60	1,1846	1,1856	1,1866	1,1876	1,1886	1,1895	1,1904	1,1913	1,1922	1,1931	
70	1,1939	1,1947	1,1955	1,1963	1,1971	1,1978	1,1986	1,1993	1,2000	1,2007	
80	1,2014	1,2020	1,2027	1,2033	1,2039	1,2045	1,2052	1,2057	1,2063	1,2069	
90	1,2075	1,2080	1,2086	1,2091	1,2096	1,2101	1,2106	1,2111	1,2116	1,2121	
100	1,2126	1,2130	1,2135	1,2139	1,2144	1,2148	1,2153	1,2157	1,2161	1,2165	

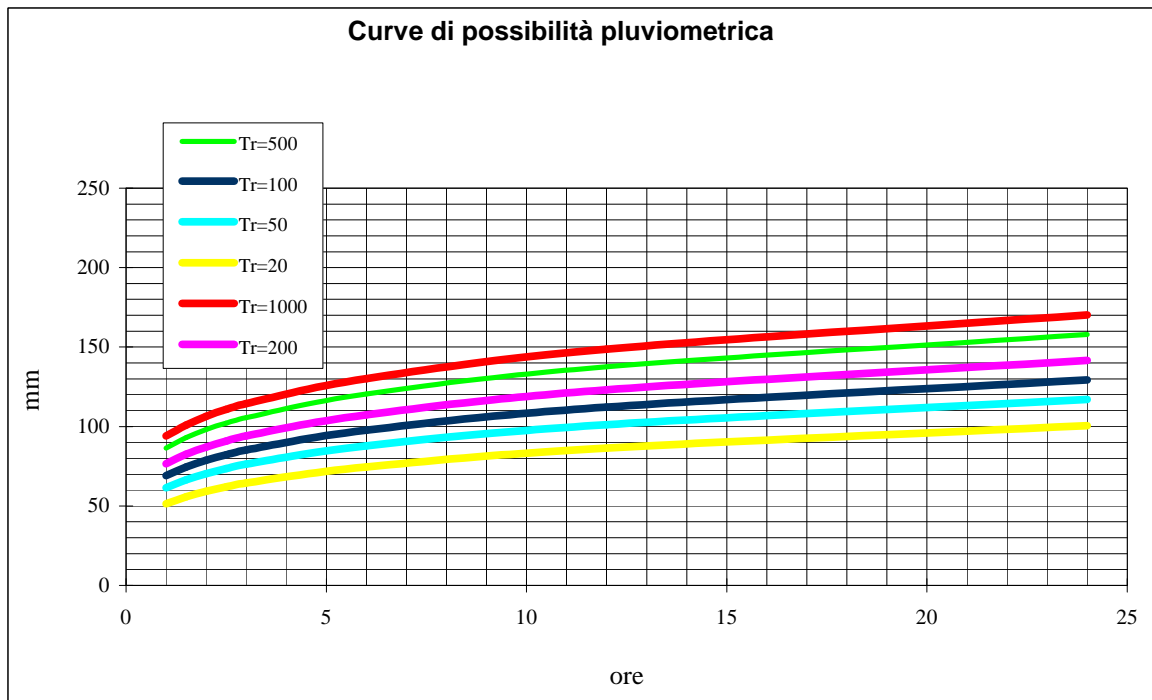
Per stimare la CPP rappresentativa di ogni singolo tratto stradale di sviluppo medio di 4 km si è proceduto nel seguente modo: per prima cosa si sono prese in esame le 3 stazioni pluviometriche prossime all'infrastruttura stradale, quindi associando ad ognuna di esse un peso, calcolato con il metodo dei poligoni di Thiessen o Topoiet, sono state ricavate le intensità di pioggia per assegnato TR all'interno di ogni singolo tratto.

Il metodo di Thiessen assume che in qualsiasi punto del bacino la pioggia caduta sia la stessa del pluviometro più vicino; in questo modo si suppone che la misura di ogni strumento possa essere rappresentativa di un'area che si estende radialmente dallo strumento fino alla semidistanza dallo strumento adiacente, in ogni direzione. Procedendo in questo modo si ricavano le curve di possibilità pluviometrica all'interno di ogni singolo tratto.

Si riportano di seguito, per i diversi tempi di ritorno analizzati, la tabella riassuntiva dei valori di h in millimetri per durate di 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 6, 12 e 24 ore e le CPP per il tratto sotteso compreso nell'areale di pertinenza del Consorzio di Bonifica Parmense.

**TABELLA 6-4: ALTEZZE DI PIOGGIA – STAZIONI PLUVIO. POVIGLIO, BORETTO E PARMA UNIVERSITA'**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm]					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	94.05	86.52	76.56	69.02	61.45	51.36
1.5	101.01	93.05	82.51	74.52	66.51	55.81
2	106.34	98.04	87.06	78.74	70.38	59.23
2.5	110.72	102.15	90.80	82.20	73.56	62.03
3	114.46	105.65	94.00	85.16	76.29	64.44
6	130.19	120.40	107.43	97.61	87.74	74.56
12	148.61	137.67	123.18	112.19	101.16	86.44
24	170.25	157.94	141.66	129.32	116.94	100.43



**FIGURA 6-3: LINEE SEGNALTRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA**

## 7. INTERFERENZE IDRAULICHE CON IL TRACCIATO IN PROGETTO

Il sistema dei corsi d'acqua analizzato comprende una rete idrografica artificiale composta dai canali di scolo e di irrigazione di competenza del Consorzio della Bonifica o proprietà private che insistono su tutto il corridoio interferito dall'opera in progetto. La particolare caratteristica di questi corsi d'acqua risiede nella loro funzionalità e negli usi a cui sono preposti: l'ambivalenza delle funzioni di scolo ed irrigazione rende piuttosto complessa l'analisi idrologica in quanto, a rigore, essi andrebbero studiati sia sotto il profilo della funzione di drenaggio delle acque meteoriche sia sotto il profilo della funzione di canali irrigui, quando, soprattutto nelle stagioni primaverili ed estive, vengono mantenuti alti i livelli in alveo che ne riducono la capacità di invaso per eventi pluviometrici importanti.

Lo studio del reticolo idrografico superficiale si articola distinguendo i corsi d'acqua tra quelli secondari e quelli minori, tale classificazione si basa sulle dimensioni della base maggiore B della sezione idraulica in corrispondenza dell'attraversamento in progetto, in particolare:

- **Corsi d'acqua secondari** classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $10m > B > 3m$ , e la cui interferenza è stata risolta generalmente tramite tombino scatolare;
- **Corsi d'acqua minore** classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $B < 3m$ , tra questi rientrano i corsi d'acqua della rete minuta di proprietà privata principalmente riconducibili alle tipologie di fossi di guardia di strade provinciali comunali o poderali e capifosso agricoli, collettori delle singole scoline, realizzati dai conduttori agricoli nell'ambito dell'organizzazione coltiva e fondiaria e la cui interferenza è stata generalmente risolta tramite tombino circolare di diametro fino al 1200mm

Di seguito sono trattati, in modo puntuale, tutti i corsi d'acqua secondari interferiti dalla viabilità in progetto al fine di definire:

- 1- Le caratteristiche idrografiche, geometriche, morfologiche ed ambientali;
- 2- La portata di riferimento e le condizioni al contorno per la modellazione matematica;
- 3- L'attraversamento idraulico previsto;
- 4- Le verifiche idrauliche svolte tramite modellazione matematica monodimensionale, in moto permanente. Questo permette di indagare e confrontare la condizione attuale, stato di fatto e quella futura, stato di progetto.

Per la rete minore caratterizzata da sezioni trasversali minori rispetto ai precedenti e poichè attraversano la sede autostradale mediante tombini circolari di diametro  $\leq \Phi 1200$ , le analisi sono condotte in forma più speditiva, determinando la  $Q_{ms}$  con analisi idraulica in moto uniforme, indagando e confrontando la condizione attuale, stato di fatto e quella futura, stato di progetto.

Le tabelle seguenti riportano le interferenze idrauliche tra la viabilità in progetto ed i canali precedenti, specificando, oltre ad alcune caratteristiche del corso d'acqua, anche il codice dell'interferenza, a cui corrisponde uno specifico attraversamento idraulico rappresentato da un ponte o un tombino circolare o scatolare a seconda dei casi:

**TABELLA 7-1: CORSI D'ACQUA SECONDARI INTERFERENTI**

NOME CANALE	GESTORE	PROVINCI A	RANGO	WBS	OPERA	BASE (m)	ALTEZZA (m)
Cavo Burla	Consorzio della Bonifica Parmense	Parma	secondario	D01DTS01	Tombino scatolare	5.0	2.25
Cavo Burla	Consorzio della Bonifica Parmense	Parma	secondario	D01DTS02	Tombino scatolare	5.0	2.25
Canale Ariana Malcantone	Consorzio della Bonifica Parmense	Parma	secondario	D01DTS03	Tombino scatolare	2.0	1.0

**TABELLA 7-2: CORSI D'ACQUA MINORI INTERFERENTI**

NOME CANALE	GESTORE	PROVINCIA	RANGO	OPERA
Fosso 1	Privato	Parma	minore	Deviazione all'interno del fosso di guardia stradale
Fosso in sx di strada Gainago	Privato	Parma	minore	Deviazione all'interno del fosso di guardia stradale
Fosso di SP della Pace	Privato	Parma	minore	Deviazione all'interno del fosso di guardia stradale

Per i minori vengono previste solo modeste deviazioni che non comportano alterazioni idrauliche.

## 8. CORSI D'ACQUA SECONDARI INTERFERITI

### 8.1. CAVO BURLA

#### 8.1.1. Caratteristiche idrografiche, geometriche, morfologiche ed ambientali dell'alveo

Il Cavo Burla è un canale promiscuo secondario gestito dal Consorzio della Bonifica Parmense.

Il bacino del Canale Burla-Terrieri ha una superficie di circa 29.7 km<sup>2</sup> ed una lunghezza dell'asta principale di circa 10.8 km. Il canale Burla ha origine a valle della città di Parma ed a monte dell'Autostrada A1, che sottopassa per scorrere in direzione nord parallelamente al quartiere artigianale-industriale SPIP, seguendo poi le tracce dell'antica centuriazione romana. In località Ponte del Rospo prende il nome di Canalazzo Terrieri e continua a scorrere, arginato, in direzione Nord-Est, fino a Coenzo per poi confluire in Enza. Il Canalazzo Terrieri riceve i contributi di alcuni canali minori fra i quali il Cavo Canaletto e la Dugara Casalora.

I contributi idrici derivano prevalentemente da terreni agricoli, in quanto la maggior parte del bacino ricade all'interno della pianura parmense legata alle attività agricole di tipo prevalentemente foraggiero, ed in parte minore dal grande comparto urbanizzato del Quartiere industriale SPIP. Il canale, nel tratto d'interferenza, scorre in aperta campagna con sezione in scavo di forma trapezoidale con fondo in terra e sponde inerbite sfalciate regolarmente; non sono presenti alberature ed arbusti sui cigli spondali.

Il Cavo Burla, nel tratto di interesse, risulta in scavo e delimitato in sponda destra dalla S.P. Parma-Mezzani.

Il dislivello tra il fondo dell'alveo e la sommità spondale è di circa 2.5-3.0 m. Il tratto di canale oggetto di simulazione numerica si estende da 937 m a monte del primo attraversamento a sud, sino a 1504 m a valle dello stesso, per una lunghezza totale di circa 2410 m.

Si tratta di un corso d'acqua promiscuo di scolo ed irrigazione che presenta, nel tratto di attraversamento, una sezione trapezia di base maggiore 6,7m base minore 2,80m ed altezza 1,5m.

Le due interferenze sono risolte entrambe con uno scatolare 5.0X2.25m, le cui quote di fondo risultano sprofondate di 20 cm rispetto all'esistente e quindi poste a 27.55 m slm per il tombino a più sud e 26.92



m slm per l'altro.

Come concordato con il Consorzio in sede CDS Preliminare la tombinatura è stata prolungata monte/valle di almeno 4 m mentre gli imbocchi e gli sbocchi sono stati risolti con un manufatto di contenimento costituito da un muro in CA con le ali ben intestate nelle sponde e nel fondo. Analogamente sia a monte che a valle le sponde ed il fondo sono state rivestite con massi di pezzatura da 50 a 100kg/cad intasati di terreno di sterro per almeno 4m.

Si rimanda a un maggior dettagli nelle Tavole progettuali: Tav. PD\_0\_D01\_DWS00\_0\_WW\_TP\_01\_A

Si riporta una breve scheda sulle caratteristiche fisiche morfologiche del corso d'acqua

**TABELLA 8-1: CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE ED AMBIENTALI DEL CAVO BURLA**

CODICE	1PRA001	
NOME	CAVO BURLA	
PROVINCIA	PR	
UBICAZIONE	GAUSS BOAGA X	1609350.75
	GAUSS BOAGA Y	4969395.04
CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE	BACINO (m <sup>2</sup> )	29.700.000
	LUNGHEZZA (m)	10.800
	SORGENTE	campagna, a monte dell'autostrada A1
	FOCE	Torrente Enza
CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE	TIPO TRACCIATO	modesta sinuosità
	TIPO SEZIONE	in scavo
	TIPO ALVEO	alveo artificiale in scavo a sezione trapezoidale
	EROSIONI	assenza di erosioni diffusa, ma localizzata per la presenza di nutrie e gamberi della luisiana
CARATTERISTICHE CORSO D'ACQUA	RANGO	secondario
	USO	promiscuo (scolo e irrigazione)
	GRANULOMETRIA	limo sabbioso e in parte argilloso
	AMBIENTE FLUVIALE	vegetazione spondale erbacea. Probabile presenza di anfibi e pesci
CARATTERISTICHE DEL PAESAGGIO	TERRITORIO CIRCOSTANTE	area di campagna con strada provinciale, case e capannoni
CARATTERISTICHE IDRAULICHE	CONDIZIONI CONTORNO	AL corrente lenta: pendenza di moto uniforme a valle
	SCABREZZA (m <sup>1/3</sup> /s)	20-25
NOTE	ponticelli in muratura ad arco e scatolari prefabbricati per passaggi carrai - assenza di difese idrauliche - paratoie manuali per la gestione delle portate e livelli irrigui	



## **8.1.2. Verifiche idrauliche**

### *8.1.2.1 Definizione delle portate di progetto*

Le portate di riferimento adottate per la modellazione idraulica, secondo lo schema precedentemente definito, si riferiscono a quelle massime sostenibili all'interno, rispettivamente, della configurazione attuale del canale in prossimità dell'attraversamento in progetto e della configurazione che prevede l'adeguamento arginale e/o spondale dei tratti che ne limitano il deflusso. Tali portate di progetto valgono, rispettivamente:

1. massima portata sostenibile a franco nullo lungo l'intero tratto esaminato  $Q_{ms1}=3,0 \text{ m}^3/\text{s}$
2. massima portata sostenibile incrementata a seguito di eventuali adeguamenti in quota dei tratti di maggior criticità  $Q_{ms2}=3,9 \text{ m}^3/\text{s}$

La determinazione dei parametri idraulici sopraesposti è stata eseguita attraverso le procedure di calcolo che verranno esposte nel successivo Capitolo.

Avendo constatato che il tratto oggetto di analisi è caratterizzato da moderata lunghezza ed estensione, e specialmente considerando il fatto che le opere idrauliche in progetto non determinano significativa riduzione del volume d'alveo disponibile per la laminazione delle piene, sono state effettuate simulazioni idrauliche in moto permanente (stazionario).

I valori di scabrezza assunti tengono conto della combinazione di diversi fattori che intervengono nella caratterizzazione delle perdite distribuite durante un evento di piena:

- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo,
- caratteristiche morfologiche e geometriche del tratto d'alveo e brusche variazioni di geometria della sezione;
- caratterizzazione della copertura vegetale presente nelle zone spondali.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati, dei riferimenti bibliografici che si riconducono ai principali studi in materia si sono quindi assunti valori opportuni della scabrezza in funzione non solo della copertura vegetale ma anche del tipo e granulometria del materiale presente in alveo.

### *8.1.2.2 Scenari simulati*

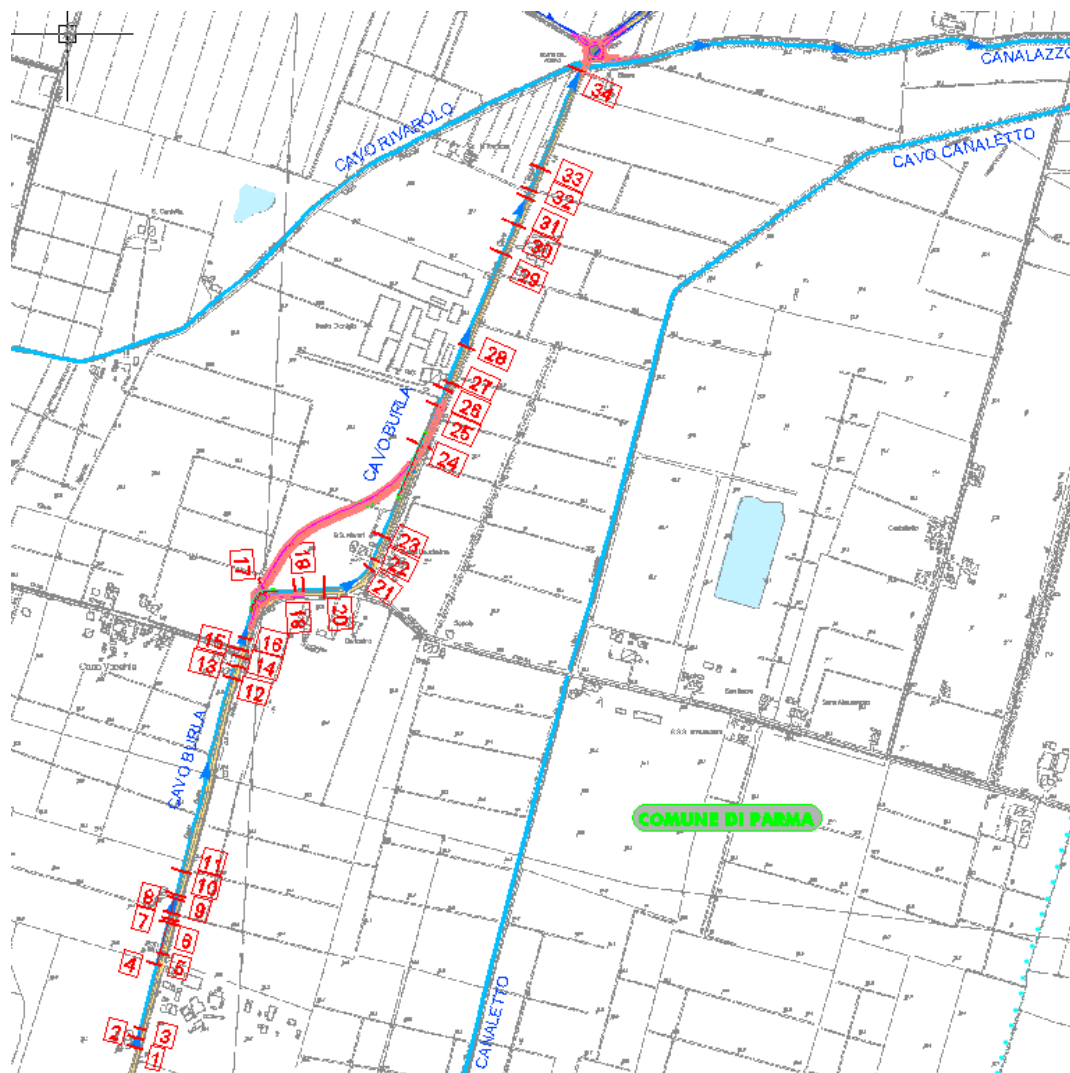
Ai fini modellistici, le condizioni di riferimento per la verifica dei tombini in progetto sono le seguenti:

- stato di fatto, che considera la morfologia attuale del corso d'acqua, senza l'introduzione di alcuna opera in progetto;
- stato di progetto 1, che prevede l'introduzione di due manufatti e come portata la QMS dello stato di fatto;
- stato di progetto 2, che, oltre a prevedere l'introduzione dei manufatti di attraversamento in progetto,

tiene conto dell'incremento della QMS assimilabile alla possibilità che vengano realizzate opere di adeguamento spondale nel tratto modellato a monte e a valle dell'attraversamento in progetto.

Per l'implementazione degli scenari sopra esposti, i parametri idraulici di calcolo sono:

- rappresentazione geometrica del corso d'acqua: ricavata dal rilievo topografico eseguito ad hoc per la progettazione definitiva (2011) , nonché, per lo stato di progetto, dalla geometria di progetto;
- portate di riferimento, assunte come portate massime ammissibili nelle diverse configurazioni sopra esposte,
- condizione di valle: moto uniforme
- scabrezza secondo G.-Strickler pari a  $25 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ .



**FIGURA 8-1: PLANIMETRIA DELLE SEZIONI IDRAULICHE RILEVATE NEL 2011 PER IL CAVO BURLA**

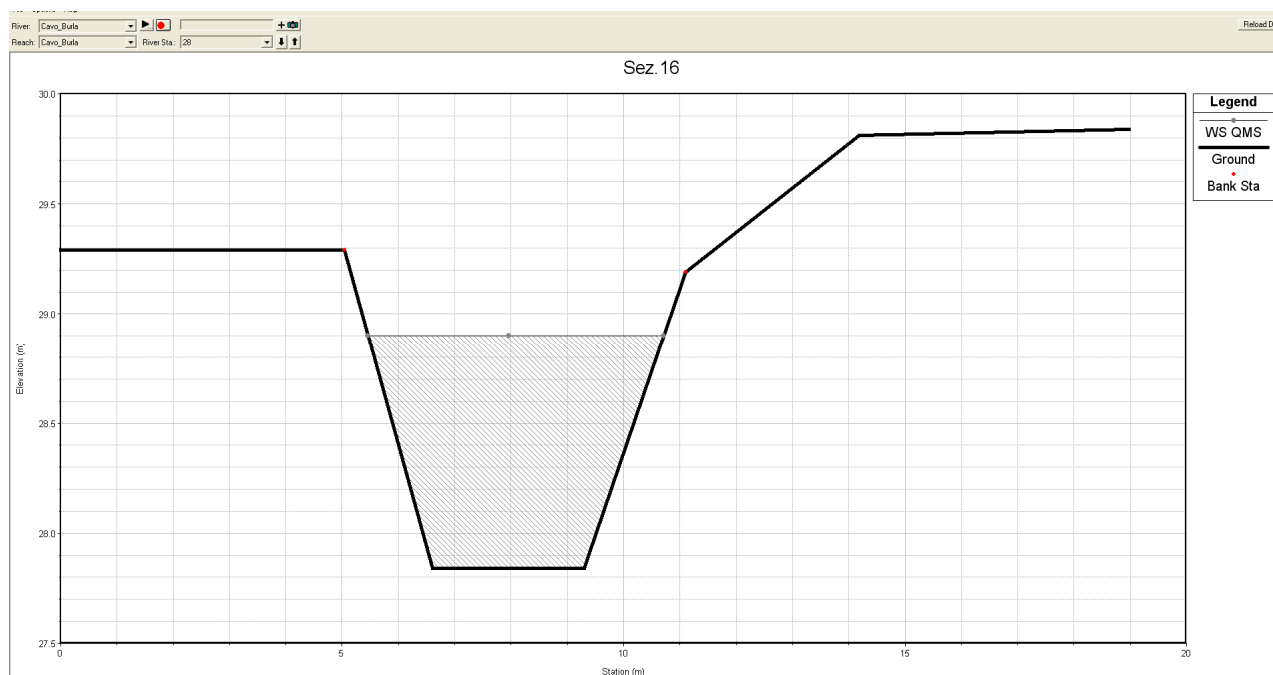
La tabella ed i grafici seguenti illustrano i risultati ottenuti andando ad individuare sia la portata massima ammissibile lungo tutto il tratto simulato nella configurazione morfologica attuale, sia nelle configurazioni di progetto.

Le risultanze delle propagazioni nelle configurazioni simulate consistono nell'espore le principali grandezze idrauliche, soprattutto in termini di livelli idrometrici raggiunti durante gli eventi considerati in corrispondenza delle varie sezioni trasversali del corso d'acqua. Inoltre, risultano rilevate le velocità medie della corrente nei singoli tratti dell'alveo sia in condizioni di alveo attuale che di progetto.

### 8.1.2.3 Risultati delle analisi nello Stato di Fatto

In questa configurazione è stato simulato il tratto di corso d'acqua in oggetto in occasione del raggiungimento del massimo livello di piena sostenibile nella configurazione morfologica attuale.

Con le condizioni al contorno sopra indicate la  $Q_{MS1}$  del Cavo Burla risulta pari a 3.0 m<sup>3</sup>/s e il livello raggiunto dalla piena di progetto nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento1 è pari a 28.89 m s.l.m, mentre per l'attraversamento 2 è pari a 28.33 m slm.



**FIGURA 8-2: LIVELLO RAGGIUNTO NELLA SEZIONE IMMEDIATAMENTE A MONTE DELLO SCATOLARE 1 NELLO SF CON  $Q_{MS}$**

### 8.1.2.4 Risultati delle analisi negli State di Progetto

#### Stato di progetto 1

Nella configurazione di progetto 1, con l'inserimento degli scatolari in progetto, in corrispondenza dell'attraversamento e con la condizione di portata massima sostenibile nella configurazione attuale

$Q_{MS1}=3.0$  m<sup>3</sup>/s, il livello idrometrico immediatamente a monte del primo attraversamento (codificato con WBS D01DTS01) rimane pressoché invariato rispetto allo stato di fatto, attestandosi a quota 28.83 m s.l.m., analogamente si verifica immediatamente a monte del secondo attraversamento (D01DTS02), attestandosi a quota 28.28 m s.l.m.

Con questi livelli idrometrici lo scatolare di attraversamento D01DTS01 risulta verificato in quanto il riempimento si attesta al 44% e viene garantito il franco d'aria minimo, analogamente avviene per lo scatolare D01DTS02, per il quale il riempimento si attesta al 40%

TABELLA 8-2; CONFRONTO TRA DI STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 1

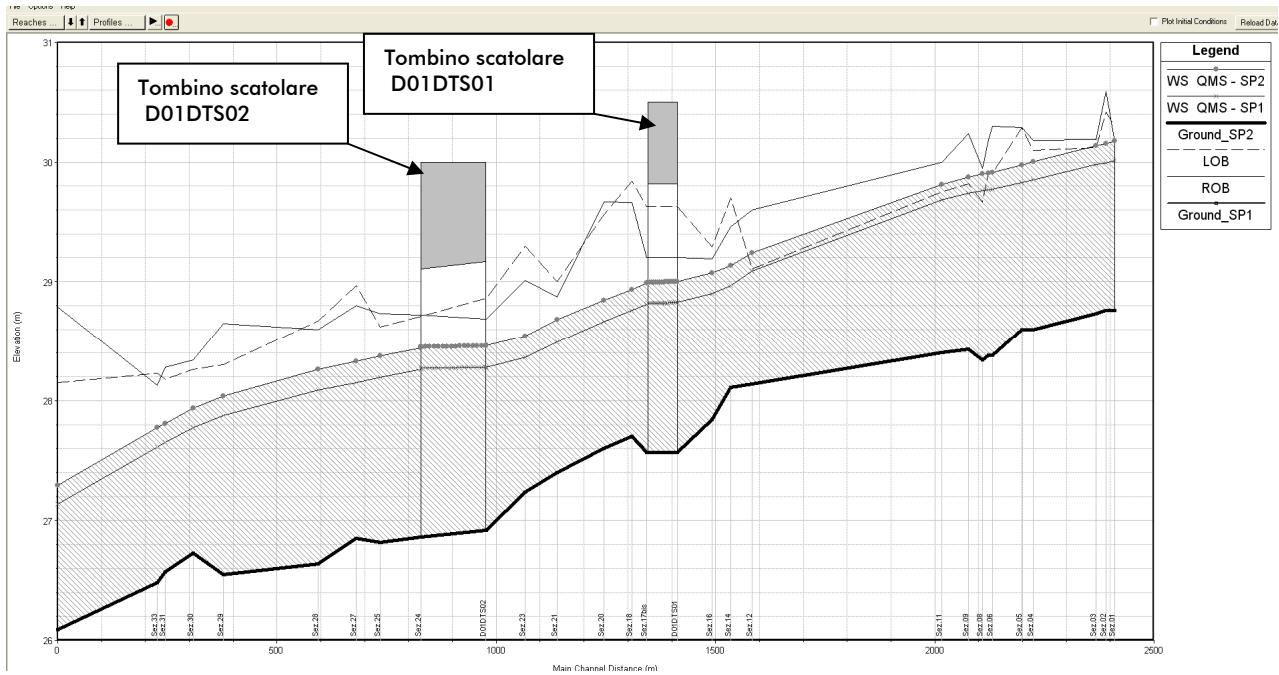
Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici i S.F.	Livelli idrometrici i S.P.	$\Delta H$	Velocità S.F.	Velocità S.P.	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.
	[m]	[m s.l.m.]	[m <sup>3</sup> /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
Sez 01	0.00	28.76	3	30.01	30.01	0.00	0.63	0.63	0.0000	30.03	30.03
Sez 02	20.50	28.76	3	29.99	29.99	0.00	0.65	0.65	0.0014	30.01	30.02
Sez 03	42.30	28.73	3	29.98	29.98	0.00	0.57	0.57	0.0009	29.99	30.00
Sez 04	186.30	28.60	3	29.85	29.85	0.00	0.65	0.65	0.0000	29.87	29.88
Sez 05	211.30	28.60	3	29.83	29.83	0.00	0.67	0.67	0.0032	29.85	29.85
Sez 06	279.30	28.38	3	29.77	29.77	0.00	0.58	0.58	0.0000	29.79	29.79
Sez 07	287.70	28.38	3	29.76	29.77	0.01	0.59	0.59	0.0029	29.78	29.78
Sez 08	301.70	28.34	3	29.76	29.76	0.00	0.50	0.50	-0.0028	29.77	29.77
Sez 09	333.70	28.43	3	29.74	29.74	0.00	0.59	0.59	0.0005	29.75	29.76
Sez 11	394.70	28.40	3	29.68	29.68	0.00	0.59	0.59	0.0006	29.70	29.70
Sez 12	826.70	28.14	3	29.11	29.09	-0.02	0.72	0.74	0.0006	29.14	29.12
Sez 14	875.70	28.11	3	29.01	28.97	-0.04	0.85	0.91	0.0064	29.04	29.01
Sez 16	917.70	27.84	3	28.95	28.90	-0.05	0.67	0.71	0.0034	28.97	28.93
Sez 17	996.70	27.57	3	28.89	28.83	-0.06	0.56	0.60	0.0000	28.90	28.84
Scatolare D01DTS01	1067.70	27.57	3	28.85	28.83	-0.02	0.70	0.60	0.0000	28.86	28.83
Sez 17 BIS	1067.70	27.57	3	28.85	28.81	-0.04	0.70	0.60	-0.0039	28.86	28.83
Sez 18	1100.70	27.70	3	28.80	28.76	-0.04	0.76	0.78	0.0016	28.83	28.79
Sez 20	1164.70	27.60	3	28.72	28.66	-0.06	0.70	0.75	0.0019	28.74	28.69
Sez 21	1271.70	27.40	3	28.57	28.49	-0.08	0.79	0.82	0.0022	28.60	28.53
Sez 23	1344.70	27.24	3	28.46	28.36	-0.10	0.75	0.85	0.0036	28.49	28.40
Sez 23BIS	1432.70	26.92	3	28.33	28.28	-0.05	0.57	0.60	0.0004	28.34	28.30
Scatolare D01DTS02	1582.70	26.86	3	28.27	28.28	0.01	0.59	0.60	0.0000	28.29	28.28
Sez 24	1582.70	26.86	3	28.27	28.26	-0.01	0.59	0.60	0.0004	28.29	28.28
Sez 25	1674.70	26.82	3	28.20	28.20	0.00	0.59	0.59	-0.0005	28.22	28.21
Sez 27	1729.70	26.85	3	28.15	28.15	0.00	0.64	0.64	0.0024	28.17	28.17
Sez 28	1815.70	26.64	3	28.09	28.09	0.00	0.56	0.56	0.0004	28.11	28.11
Sez 29	2033.20	26.55	3	27.88	27.88	0.00	0.73	0.73	-0.0026	27.90	27.90
Sez 30	2101.20	26.73	3	27.78	27.78	0.00	0.74	0.74	0.0025	27.81	27.81
Sez 31	2164.70	26.57	3	27.65	27.65	0.00	0.87	0.87	0.0050	27.69	27.69
Sez 33	2182.70	26.48	3	27.61	27.61	0.00	0.87	0.87	0.0017	27.65	27.65
Sez 34	2410.20	26.09	3	27.14	27.14	0.00	0.87	0.87	0.0000	27.17	27.17

Dal confronto tra SF e SP si evince che l'inserimento dei due tombini non altera i profili di rigurgito poiché  $\Delta H$  è sempre prossimo al valore zero.

#### Stato di progetto 2

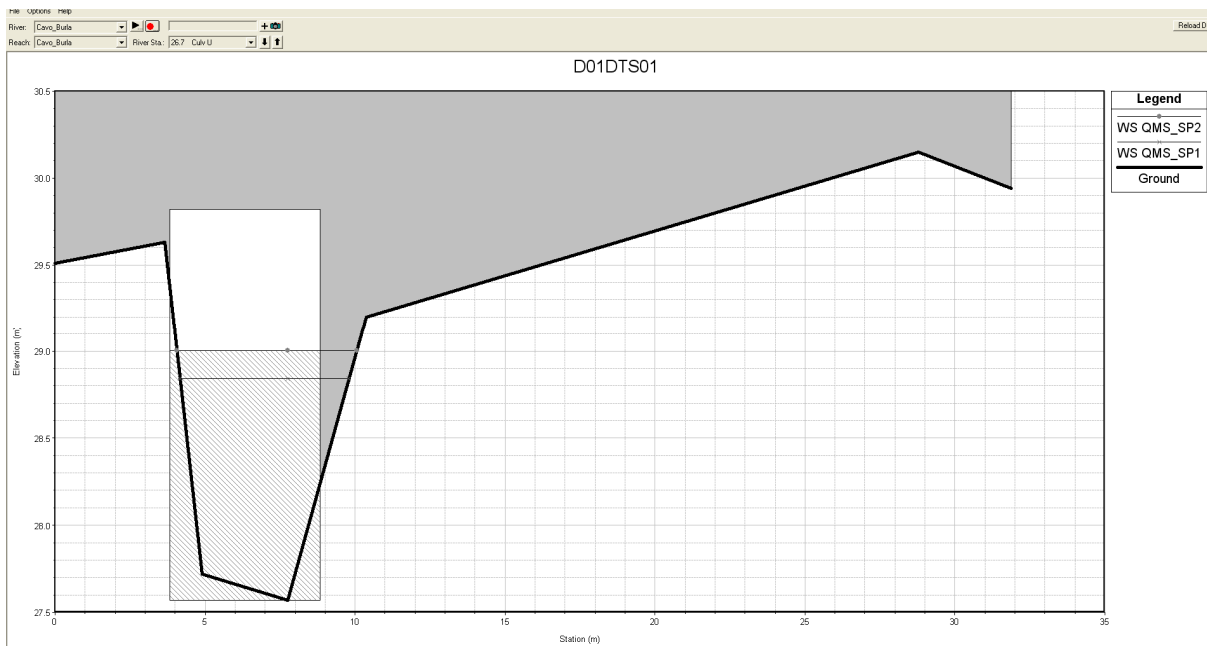
Nella configurazione di progetto 2 è stato ipotizzato un incremento della QMS, pari a 3.9m<sup>3</sup>/s, assimilabile all'adeguamento spondale/arginale nelle sezioni più critiche a monte degli attraversamenti e **si verifica che nei manufatti di attraversamento tale valore di portata stia all'interno del 70% della sezione di deflusso.**

Di seguito si riporta il profilo che mette a confronto lo stato di progetto 1, relativo alla QMS e lo stato di progetto 2 con la QMS incrementata, in seguito all'innalzamento spondale in un tratto critico tra la sezione 8 e la sezione 12. Nel profilo sono riportati, oltre ai profili di rigurgito a confronto, anche i cigli spondali di destra (ROB) e sinistra (LOB), il fondo dell'alveo "Ground" che coincide nei due stati di progetto e i due tombini scatoari in progetto.

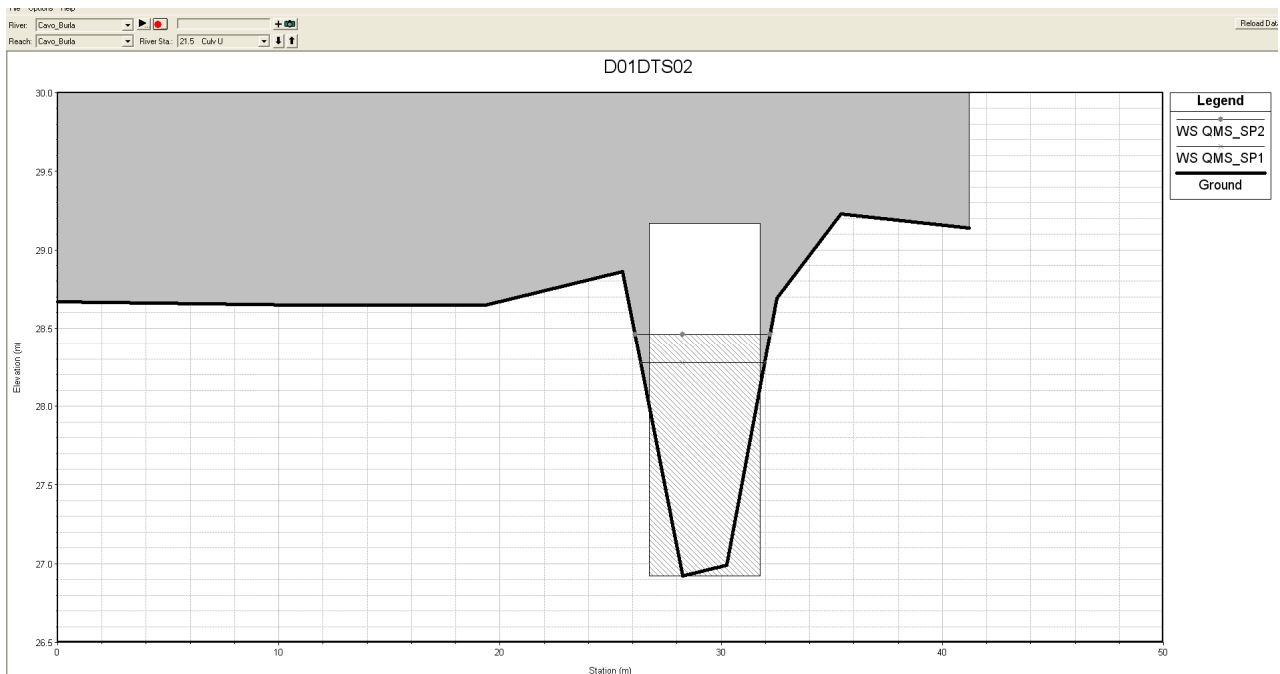


**FIGURA 8-3: CONFRONTO TRA IL PROFILO DELLO SP1 E LO SP2**

Di seguito si riportano le sezioni di deflusso di entrambi i tombini con i livelli derivanti dallo SP1 e SP2.



**FIGURA 8-4: CONFRONTO DEI LIVELLI TRA SP1 E SP2 IN CORRISPONDENZA DEL TOMBINO D01DTS1**



**FIGURA 8-5: CONFRONTO DEI LIVELLI TRA SP1 E SP2 IN CORRISPONDENZA DEL TOMBINO D01DTS2**

## **8.2. CANALE ARIANA MALCANTONE**

### **8.2.1. Caratteristiche idrografiche, geometriche, morfologiche ed ambientali dell'alveo**

Si tratta di un corso d'acqua di scolo gestito dal Consorzio che presenta, nel tratto di attraversamento, una sezione trapezia di base maggiore 3,30m base minore 1,30m ed altezza 1.0m. La quota di fondo in corrispondenza dell'attraversamento è posta a 25.41 msm. Il Canale Ariana Malcantone ha una lunghezza di circa 3.6Km, ha origine nel Canale Naviglio e scarica le sue acqua nel Canale Naviglio Nuovo, scorrendo da ovest verso est.

L'interferenza è risolta con la demolizione dell'attraversamento esistente e l'inserimento di uno scatolare 2.0X1.0 la cui quota di fondo risulta sprofondata di 20cm e quindi posta a 25.21 msm.

Come concordato con il Consorzio in sede di CDS la tombinatura è stata prolungata monte/valle di almeno 4 m mentre gli imbocchi e gli sbocchi sono stati risolti con un manufatto di contenimento costituito da un muro in CA con le ali ben intestate nelle sponde e nel fondo. Analogamente sia a monte che a valle le



sponde ed il fondo sono state rivestite con massi di pezzatura da 50 a 150kg/cad intasati di terreno di sterro per almeno 4m. Si rimanda a un maggior dettagli nella Tavola progettuale: Tav. PD\_0\_D01\_DWS00\_0\_WW\_TP\_01\_A

Si riporta una breve scheda sulle caratteristiche fisiche morfologiche del corso d'acqua.

CODICE	<b>1PRA005</b>	
NOME	<b>CANALE MALCANTONE</b>	
DATA RILIEVO	09/08/2011	
PROPRIETA'	demaniale	
PROVINCIA	PR	
PROGRESSIVA	03+650	
UBICAZIONE	GAUSS BOAGA X	1611140.97
	GAUSS BOAGA Y	4972215.88
CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE	BACINO (m <sup>2</sup> )	-
	LUNGHEZZA (m)	3.600
	SORGENTE	campagna
	FOCE	Canale Naviglio Nuovo
CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE	TIPO TRACCIATO	rettilineo
	TIPO SEZIONE	in scavo
	TIPO ALVEO	alveo artificiale in scavo a sezione trapezoidale
	EROSIONI	assenza di erosioni diffusa, ma localizzata per la presenza di nutrie
CARATTERISTICHE CORSO D'ACQUA	RANGO	secondario
	USO	Promiscuo (scolo e irrigazione)
	GRANULOMETRIA	limo argilloso
	AMBIENTE FLUVIALE	Vegetazione spondale erbacea rada. Probabile presenza di anfibi e pesci
CARATTERISTICHE DEL PAESAGGIO	TERRITORIO CIRCOSTANTE	area di campagna con strada provinciale, case e capannoni sparsi
CARATTERISTICHE IDRAULICHE	CONDIZIONI AL CONTORNO	corrente lenta: pendenza di moto uniforme a valle
	SCABREZZA (m <sup>1/3</sup> /s)	19-21
NOTE	tombino circolare per passaggio carraio - assenza di difese idrauliche	

## 8.2.2. Verifiche idrauliche

### 8.2.2.1 Definizione delle portate di progetto

Le portate di riferimento adottate per la modellazione idraulica, secondo lo schema precedentemente definito, si riferiscono a quelle massime sostenibili all'interno, rispettivamente, della configurazione attuale del canale in prossimità dell'attraversamento in progetto e della configurazione che prevede l'adeguamento



arginale e/o spondale dei tratti che ne limitano il deflusso. Tali portate di progetto valgono, rispettivamente:

3. massima portata sostenibile a franco nullo lungo l'intero tratto esaminato  $Q_{ms1}=0.4 \text{ m}^3/\text{s}$
4. massima portata sostenibile incrementata a seguito di eventuali adeguamenti in quota dei tratti di maggior criticità  $Q_{ms2}=0.5 \text{ m}^3/\text{s}$

La determinazione dei parametri idraulici sopraesposti è stata eseguita attraverso le procedure di calcolo che verranno espone nel successivo Capitolo.

Avendo constatato che il tratto oggetto di analisi è caratterizzato da moderata lunghezza ed estensione, e specialmente considerando il fatto che le opere idrauliche in progetto non determinano significativa riduzione del volume d'alveo disponibile per la laminazione delle piene, sono state effettuate simulazioni idrauliche in moto permanente (stazionario).

I valori di scabrezza assunti tengono conto della combinazione di diversi fattori che intervengono nella caratterizzazione delle perdite distribuite durante un evento di piena:

- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo,
- caratteristiche morfologiche e geometriche del tratto d'alveo e brusche variazioni di geometria della sezione;
- caratterizzazione della copertura vegetale presente nelle zone spondali.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati, dei riferimenti bibliografici che si riconducono ai principali studi in materia si sono quindi assunti valori opportuni della scabrezza in funzione non solo della copertura vegetale ma anche del tipo e granulometria del materiale presente in alveo.

#### 8.2.2.2 Scenari simulati

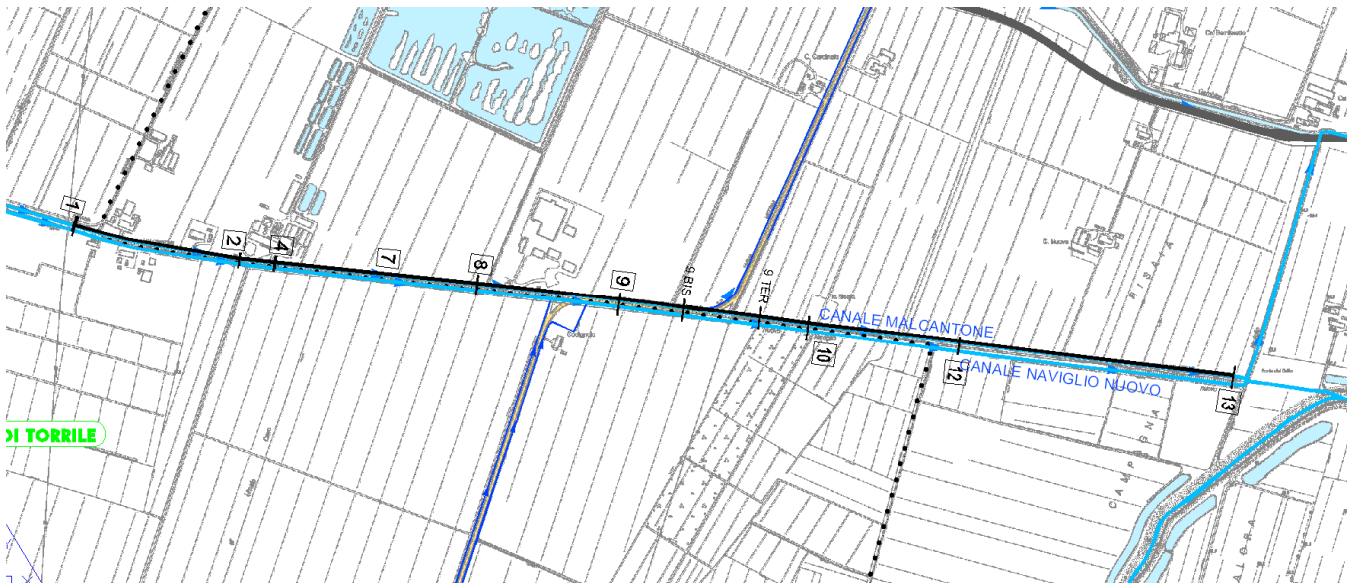
Ai fini modellistici, le condizioni di riferimento per la verifica dei tombini in progetto sono le seguenti:

- stato di fatto, che considera la morfologia attuale del corso d'acqua, senza l'introduzione di alcuna opera in progetto;
- stato di progetto 1, che prevede l'introduzione di un manufatto di attraversamento e come portata la QMS dello stato di fatto;
- stato di progetto 2, che, oltre a prevedere l'introduzione del manufatto di attraversamento in progetto, tiene conto dell'incremento della QMS assimilabile alla possibilità che vengano realizzate opere di adeguamento spondale nel tratto modellato a monte e a valle dell'attraversamento in progetto.

Per l'implementazione degli scenari sopra esposti, i parametri idraulici di calcolo sono:

- rappresentazione geometrica del corso d'acqua: ricavata dal rilievo topografico eseguito ad hoc per la progettazione definitiva (2011) , nonché, per lo stato di progetto, dalla geometria di progetto;

- portate di riferimento, assunte come portate massime ammissibili nelle diverse configurazioni sopra esposte,
- condizione di valle: moto uniforme
- scabrezza secondo G.-Strickler pari a  $21 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ .



**FIGURA 8-6: PLANIMETRIA DELLE SEZIONI IDRAULICHE RILEVATE NEL 2011 PER IL CANALE ARIANA MALCANTONE**

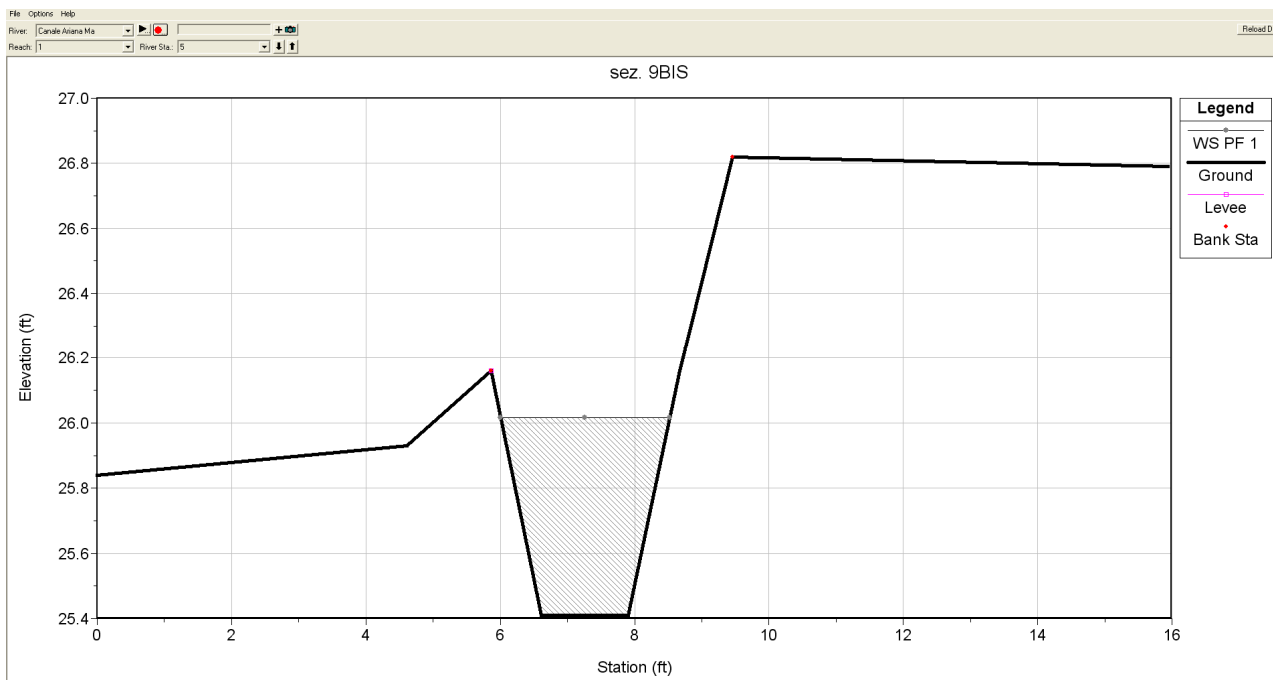
La tabella ed i grafici seguenti illustrano i risultati ottenuti andando ad individuare sia la portata massima ammissibile lungo tutto il tratto simulato nella configurazione morfologica attuale, sia nelle configurazioni di progetto.

Le risultanze delle propagazioni nelle configurazioni simulate consistono nell'espore le principali grandezze idrauliche, soprattutto in termini di livelli idrometrici raggiunti durante gli eventi considerati in corrispondenza delle varie sezioni trasversali del corso d'acqua. Inoltre, risultano rilevate le velocità medie della corrente nei singoli tratti dell'alveo sia in condizioni di alveo attuale che di progetto.

### 8.2.2.3 Risultati delle analisi nello Stato di Fatto

In questa configurazione è stato simulato il tratto di corso d'acqua in oggetto in occasione del raggiungimento del massimo livello di piena sostenibile nella configurazione morfologica attuale.

Con le condizioni al contorno sopra indicate la  $Q_{MS1}$  del Canale Ariana Malcantone risulta pari a  $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$  e il livello raggiunto dalla piena di progetto nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento è pari a  $26.02 \text{ m s.l.m.}$



**FIGURA 8-7: LIVELLO RAGGIUNTO NELLA SEZIONE IMMEDIATAMENTE A MONTE DELLO SCATOLARE NELLO SF CON  $Q_{MS}$**

#### 8.2.2.4 Risultati delle analisi negli State di Progetto

##### Stato di progetto 1

Nella configurazione di progetto 1, con l'inserimento dello scatolari in progetto (codificato con WBS D01DTS03) e con la condizione di portata massima sostenibile nella configurazione attuale  $Q_{MS1}=0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ , il livello idrometrico immediatamente a monte dell'attraversamento stesso rimane pressoché invariato rispetto allo stato di fatto, attestandosi a quota 25.96 m s.l.m, leggermente inferiore a quella dello stato di fatto per l'effetto della minore scabrezza dello scatolare rispetto a quella dell'alveo.

Con questi livelli idrometrici lo scatolare di attraversamento D01DTS01 risulta verificato in quanto il riempimento si attesta a circa il 70% e viene perciò garantito il franco d'aria minimo.

TABELLA 8-3; CONFRONTO TRA DI STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 1

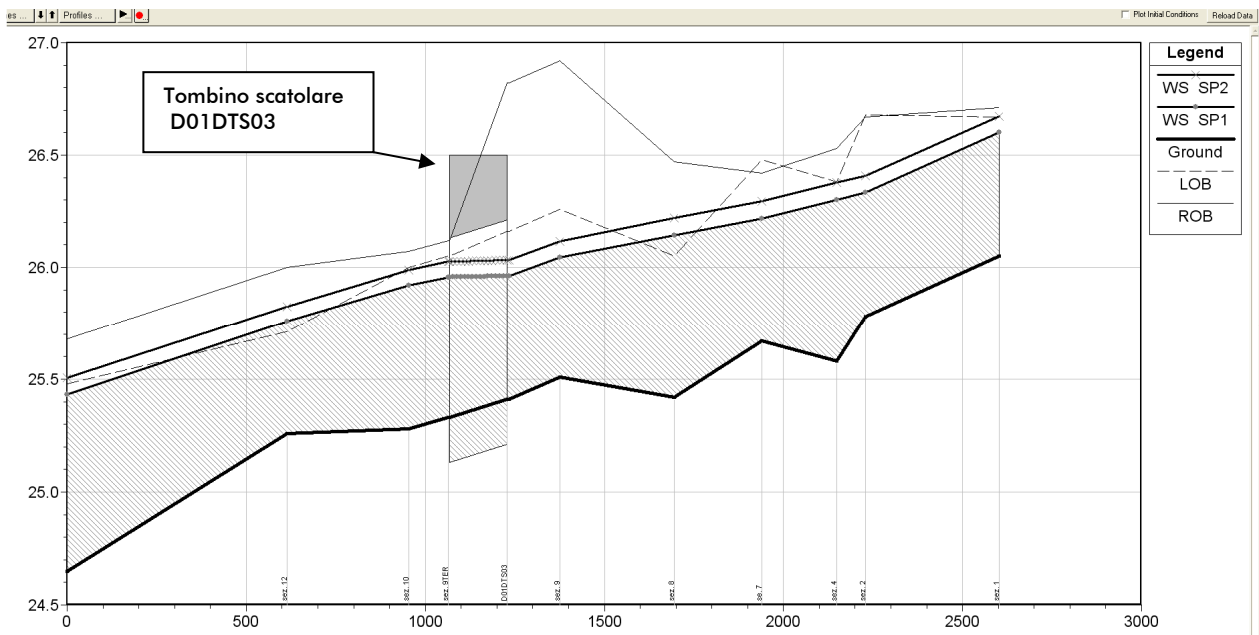
Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.	$\Delta H$	Velocità S.F.	Velocità S.P.	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.
	[m]	[m s.l.m.]	[m <sup>3</sup> /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
Sez 01	0.00	26.05	0.4	26.60	26.60	0.00	0.46	0.45	0.0007	26.60	26.61
Sez 02	374.00	25.78	0.4	26.34	26.33	-0.01	0.41	0.41	0.0025	26.34	26.33
Sez 04	454.00	25.58	0.4	26.30	26.30	0.00	0.30	0.30	-0.0004	26.31	26.30
Sez 07	664.00	25.67	0.4	26.22	26.21	-0.01	0.39	0.40	0.0010	26.22	26.21
Sez 08	908.00	25.42	0.4	26.16	26.14	-0.02	0.25	0.26	-0.0003	26.16	26.14
Sez 09	1227.00	25.51	0.4	26.08	26.04	-0.04	0.38	0.41	0.0007	26.08	26.04
Sez 09BIS	1369.00	25.41	0.4	26.02	25.96	-0.06	0.35	0.39	0.0005	26.02	25.96
Scotolare D01DTS03	1539.00	25.21	0.4	26.00	25.96	-0.04	0.34	0.40	0.0020	26.01	26.04
Sez 09TER	1539.00	25.33	0.4	25.95	25.95	0.00	0.33	0.33	0.0005	25.95	25.95
Sez 10	1649.00	25.28	0.4	25.92	25.92	0.00	0.32	0.32	0.0001	25.92	25.92
Sez 12	1989.00	25.26	0.4	25.75	25.75	0.00	0.43	0.43	0.0010	25.76	25.76
Sez 13	2603.00	24.65	0.4	25.43	25.43	0.00	0.35	0.35	0.0010	25.43	25.43

Dal confronto tra SF e SP si evince che l'inserimento dei tombini non altera i profili di rigurgito poiché la differenza tra i livelli idrometrici tra SF e SP ( $\Delta H$ ) è sempre molto bassa, prossimo al valore zero.

#### Stato di progetto 2

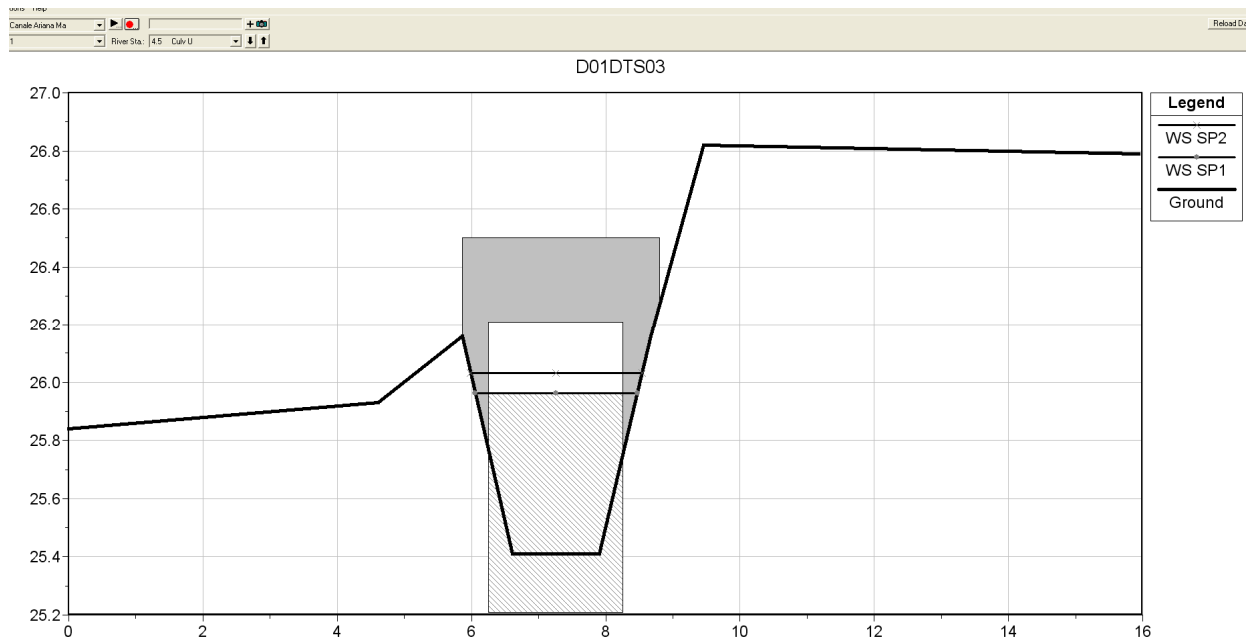
Nella configurazione di progetto 2 è stato ipotizzato un incremento della QMS, pari a 0.5m<sup>3</sup>/s, assimilabile all'adeguamento spondale/arginale nelle sezioni più critiche a monte dell'attraversamento e **si verifica che nel manufatto di attraversamento tale valore di portata stia all'interno della sezione di deflusso con un riempimento circa dell'80%, comunque accettabile.**

Di seguito si riporta il profilo che mette a confronto lo stato di progetto 1, relativo alla QMS e lo stato di progetto 2 con la QMS incrementata, in seguito all'innalzamento spondale in un tratto critico in corrispondenza della sezione 8. Nel profilo sono riportati, oltre ai profili di rigurgito a confronto, anche i cigli spondali di destra (ROB) e sinistra (LOB), il fondo dell'alveo "Ground" che coincide nei due stati di progetto e il tombino scatolare in progetto.



**FIGURA 8-8: CONFRONTO TRA IL PROFILO DELLO SP1 E LO SP2**

Di seguito si riportano le sezioni di deflusso di entrambi i tombini con i livelli derivanti dallo SP1 e SP2.



**FIGURA 8-9: CONFRONTO DEI LIVELLI TRA SP1 E SP2 IN CORRISPONDENZA DEL TOMBINO**

## 9. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA ED OPERE CONNESSE

---

Gli interventi di sistemazione idraulica sono stati progettati nel rispetto delle prescrizioni impartite dallo stesso Consorzio di Bonifica in sede di CDS.

Si rimanda alle seguenti tavole le diverse opere idrauliche progettate:

- Tav:4741\_PD\_0\_D01\_DWS00\_0\_WW\_TP\_01\_A visualizza la sistemazione e la tipologia adottata per gli imbocchi di monte e di valle e di conseguenza la relativa protezione idraulica
- Tav 4879\_PD\_0\_D02\_DWS00\_0\_WW\_TP\_04\_A: definisce le diverse tipologie di paratoie distinte come mono e bisettore in funzione della sezione
- Tav 4880\_PD\_0\_D02\_DWS00\_0\_WW\_TP\_05\_A. definisce le tipologie di paratoie, gli attraversamenti poderali, le controtubazioni per garantire il passaggio delle tubazioni irrigue in pressione e il tipologico del modulatore per lo scarico delle acque di piattaforma stradale all'interno dei corpi recettori.