

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. CORPO STRADALE E GEOTECNICA

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA–RADDUSA AGIRA

Nuova viabilità al km 13+000

RELAZIONE IDRAULICA

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS0T 00 D 11 RI ID0002 001 A

U.O. CO...
 Dott. Ing...
 Ordine degli...
 di Roma

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione definitiva	Idrostudi	02.15	F. Babas	02.15	P. Carlomagno	marzo 2015	F. Sacchi Marzo 2015

INDICE

1	PREMESSA	7
2	ELENCO ELABORATI ANNESSI	8
3	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	9
4	METODOLOGIA DI CALCOLO	11
4.1	Manuale di progettazione ferroviario	11
4.2	NTC 2008 e relativa Circolare Applicativa	12
4.3	Criteri di verifica	13
4.4	Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente	14
4.4.1	<i>Caratteristiche del modello matematico</i>	<i>14</i>
5	VERIFICA IDRAULICA OPERE	24
5.1	Portata di progetto	24
5.2	Condizioni al contorno	25
5.3	Taratura del modello	28
5.4	Descrizione stato di fatto	30
5.4.1	<i>Torrente Mastropaolo</i>	<i>30</i>
5.4.2	<i>Torrente Mulinello/Vallone Petroso</i>	<i>31</i>
5.5	Risultati simulazione idraulica stato di fatto	36
5.5.1	<i>Tempo di ritorno 300 anni</i>	<i>36</i>
5.5.2	<i>Tempo di ritorno 200 anni</i>	<i>40</i>
5.6	Descrizione stato di progetto	43
5.7	Risultati stato di progetto	44
5.7.1	<i>Tempo di ritorno 300 anni</i>	<i>44</i>
5.7.2	<i>Tempo di ritorno 200 anni</i>	<i>48</i>
5.8	Verifica del franco	51
5.9	Risultati stato di progetto (livello idrico nel Dittaino Tr 50 anni)	55
6	DRENAGGIO DI PIATTAFORMA	57
6.1	Componenti sistema di drenaggio	57
6.2	Il metodo dell'invaso	61
6.3	Il metodo cinematico	68
6.4	Cunetta alla francese	70
6.5	Caditoie grigliate	72
6.6	Embrici	75
6.7	Verifica condotte	76
6.8	Protezione del rilevato	77
7	COMPATIBILITA' IDRAULICA	79
7.1	Analisi del tracciato stradale	79

7.2	Norme tecniche di attuazione	83
7.3	Studio idrologico	83
7.4	Verifiche idrauliche	83
7.5	Sistemazioni idrauliche	84
7.6	Analisi di compatibilità idraulica	84

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Inquadramento geografico nuova viabilità	9
Figura 2 – Immissione torrente Mastropaolo nel torrente Mulinello	10
Figura 3 : Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua	15
Figura 4: Sezione schematica di un corso d'acqua naturale	16
Figura 5: Sezione schematica di un corso d'acqua naturale	18
Figura 6: Pianta schematica di un attraversamento fluviale	19
Figura 7: Sezione schematica di un attraversamento fluviale	20
Figura 8: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	22
Figura 9: Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd	22
Figura 10: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	23
Figura 11: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	23
Figura 12: Ubicazione Planimetrica Sezioni PAI	26
<i>Figura 13: Presenza di folta vegetazione spontanea in alveo, torrente Mulinello.</i>	28
<i>Figura 14: Attraversamento ferroviario torrente Mastropaolo – Vista da valle</i>	30
<i>Figura 15: Attraversamento ferroviario torrente Mastropaolo – Vista da valle</i>	30
<i>Figura 16: Attraversamento via dei Caduti in Guerra torrente Mastropaolo – Vista da monte</i>	31
<i>Figura 17: Attraversamento via Stazione – Vista da monte</i>	32
<i>Figura 18: Attraversamento ferroviario torrente Mulinello – Vista da valle</i>	32
<i>Figura 19: Immissione torrente Mastropaolo</i>	33
<i>Figura 20: Fine tratto sistemato torrente Mulinello.</i>	33
<i>Figura 21: Tratto a valle nuovo attraversamento.</i>	34
<i>Figura 22: Attraversamento autostradale Mulinello.</i>	34
<i>Figura 23: Attraversamento autostradale Mulinello.</i>	35
<i>Figura 24: Profilo idrico stato di fatto torrente Mastropaolo TR300.</i>	38
<i>Figura 25: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello monte TR300.</i>	38
<i>Figura 26: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello valle TR300.</i>	39
<i>Figura 27: Profilo idrico stato di fatto torrente Mastropaolo TR200.</i>	42
<i>Figura 28: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello monte TR200.</i>	42
<i>Figura 29: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello valle TR200.</i>	43
<i>Figura 30: Sistemazione dell'alveo del torrente Mulinello in corrispondenza dell'attraversamento di progetto.</i>	44
<i>Figura 31: Profilo idrico stato di progetto torrente Mastropaolo TR300.</i>	46
<i>Figura 32: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello monte TR300.</i>	47
<i>Figura 33: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello valle TR300.</i>	47
<i>Figura 34: Profilo idrico stato di progetto torrente Mastropaolo TR200.</i>	50

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000
RELAZIONE IDRAULICA	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO RS0T 00 D 11 RI ID0002001 A 5 di 86

<i>Figura 35: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello monte TR200.</i>	50
<i>Figura 36: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello valle TR200.</i>	51
<i>Figura 37: Sbocco condotta lungo via Enna.</i>	58
<i>Figura 38: Canale in cls zona artigianale.</i>	58
<i>Figura 39: Planimetria di progetto (drenaggio della piattaforma stradale).</i>	60
<i>Figura 40: Drenaggio via dei Caduti in Guerra.</i>	61
<i>Figura 41: Schema per il calcolo delle portate con il metodo dell'invaso.</i>	62
<i>Figura 42: Andamento della portata in funzione della sezione liquida della condotta.</i>	64
<i>Figura 43: Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.</i>	69
<i>Figura 44 - Cunetta alla francese in cls, dimensioni in cm.</i>	70
<i>Figura 45 – Caditoia grigliata inserita in una cunetta alla francese.</i>	72
<i>Figura 46: Imbocco dell'embrice.</i>	75
<i>Figura 47 – Protezioni rilevato stradale.</i>	78
<i>Figura 48 – Stralcio carte di pericolosità idraulica.</i>	80
<i>Figura 49 – Valori della pericolosità idraulica.</i>	80
<i>Figura 50 – Stralcio carte di rischio idraulico.</i>	81
<i>Figura 51 – Valori del rischio idraulico.</i>	81
<i>Figura 52 – Aree di allagamento per collasso diga Nicoletti.</i>	82

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 – Elenco elaborati annessi.</i>	8
<i>Tabella 2: Coefficiente di resistenza idrodinamico CD</i>	21
<i>Tabella 3: Coefficiente di Yarnell</i>	21
<i>Tabella 4 – Portate di progetto.</i>	24
<i>Tabella 5 – Valori di riferimento Livelli Idrici Fiume Dittaino – PAI</i>	27
<i>Tabella 6 - Valori di scabrezza secondo la deliberazione n. 2/99, in data 11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Po (idraulica dei ponti).</i>	29
<i>Tabella 7 – Risultati stato di fatto Mastropaolo TR300</i>	36
<i>Tabella 8 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR300</i>	37
<i>Tabella 9 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR300</i>	37
<i>Tabella 10 – Risultati stato di fatto Mastropaolo TR200</i>	40
<i>Tabella 11 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR200</i>	41
<i>Tabella 12 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR200</i>	41
<i>Tabella 13 – Risultati stato di progetto Mastropaolo TR300.</i>	45
<i>Tabella 14 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR300</i>	45
<i>Tabella 15 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR300</i>	46
<i>Tabella 16 – Risultati stato di progetto Mastropaolo TR200.</i>	48

RELAZIONE IDRAULICA

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RSOT	00	D 11	RI	ID0002001	A	6 di 86

<i>Tabella 17 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR200</i>	49
<i>Tabella 18 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR200</i>	49
<i>Tabella 19: Franco idraulico</i>	52
<i>Tabella 20: Franco energetico</i>	52
<i>Tabella 21: Valori della funzione ξ</i>	67
<i>Tabella 22: Parametro N della formula di Kerby per il calcolo del tempo di corrivazione.</i>	69
<i>Tabella 23 - Verifica della cunetta alla francese.</i>	72
<i>Tabella 24 - Verifica della caditoia grigliata.</i>	74
<i>Tabella 25 - Verifica della caditoia grigliata, SEZ 10 – SEZ 26</i>	74
<i>Tabella 26 - Verifica della caditoia grigliata, tratti longitudinalmente piani.</i>	75
<i>Tabella 27: Calcolo della portata di progetto per il dimensionamento dell'embrice.</i>	76
<i>Tabella 28: Calcolo della portata di progetto per il dimensionamento dell'embrice.</i>	77

1 PREMESSA

Nell'ambito dell'intervento di raddoppio della linea ferroviaria Palermo - Catania, nella tratta che si sviluppa tra Catenanuova e Raddusa Agira è prevista la realizzazione di una nuova viabilità alla progressiva chilometrica 13+000, all'interno del comune di Catenanuova.

La finalità del presente studio idraulico è la verifica dell'opera di attraversamento del torrente Mulinello (vallone Petroso) intersecato dal nuovo tratto stradale e il dimensionamento delle opere relative al drenaggio di piattaforma stradale.

La verifica dell'opera di attraversamento è stata effettuata mediante modellazione monodimensionale del corso d'acqua riproducendo la geometria dell'alveo naturale e delle infrastrutture interferenti sulla base di un rilievo celerimetrico dell'area di intervento, di un rilievo batimetrico delle sezioni trasversali dei corsi d'acqua analizzati e di un rilievo di dettaglio delle opere di attraversamento esistenti.

2 ELENCO ELABORATI ANNESSI

ELABORATO	SCALA	CODIFICA
Relazione idrologica	-	RS0T00D11RIID0001001A
Relazione idraulica	-	RS0T00D11RIID0002001A
Corografia dei bacini	1:10'000	RS0T00D11C4ID0001001A
Planimetria Vallone Petroso/Torrente Mulinello ante e post operam con indicazione delle sezioni di studio	1:2'000	RS0T00D11P6ID0002001A
Profilo idrico ante e post operam Vallone Petroso/Torrente Mulinello	1:2'500/250	RS0T00D11FZID0002001A
Sezioni trasversali ante operam Vallone Petroso/Torrente Mulinello	varie	RS0T00D11WZID0002001A
Sezioni trasversali post operam Vallone Petroso/Torrente Mulinello	varie	RS0T00D11WZID0002002A
Pianta e sezioni sistemazione Vallone Petroso/Torrente Mulinello	varie	RS0T00D11BZID0002001A
Drenaggio piattaforma stradale - Planimetria e profilo	varie	RS0T00D11FZID0002001A
Dettagli opere di drenaggio	varie	RS0T00D11BZID0002002A
Piante e sezioni sistemazioni viabilità	varie	RS0T00D11BZID0002003A

Tabella 1 – Elenco elaborati annessi.

3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La nuova viabilità è localizzata all'interno della fascia di territorio compresa tra l'autostrada A19 Palermo – Catania e la tratta ferroviaria Catenanuova – Raddusa Agira, all'interno del comune di Catenanuova.

L'intervento progettuale prevede la realizzazione di una nuova strada di collegamento tra via Enna e via dei Caduti in Guerra.

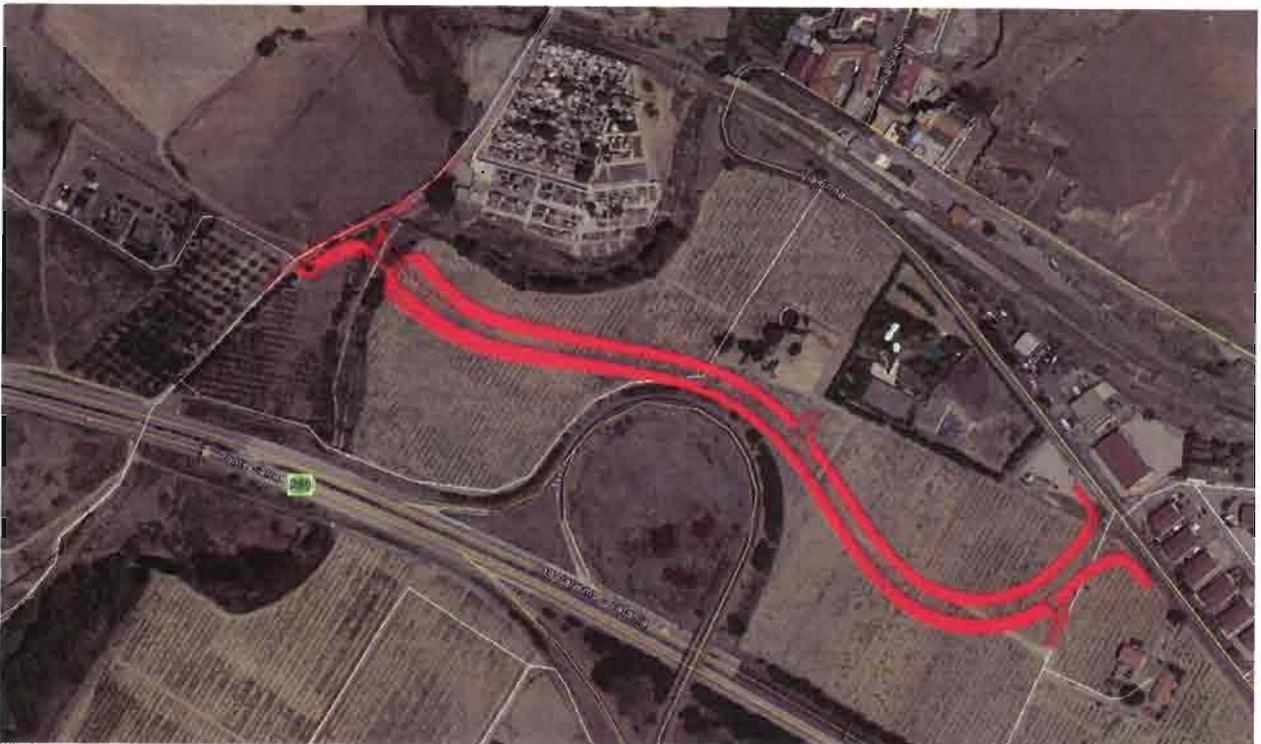


Figura 1 - Inquadramento geografico nuova viabilità.

Il nuovo raccordo stradale interseca alla progressiva chilometrica 0+550 circa il torrente Mulinello subito a valle del cimitero di Catenanuova e dell'immissione in destra idraulica di un corso d'acqua minore, il torrente Mastropaolo (Figura 2).

A valle del nuovo attraversamento il Torrente Mulinello si immette nel fiume Dittaino dopo aver attraversato l'autostrada A19.

Oltre alla nuova viabilità, l'intervento prevede la modifica del profilo altimetrico di via Caduti in Guerra al fine di raccordarlo con quello della nuova viabilità in progetto.

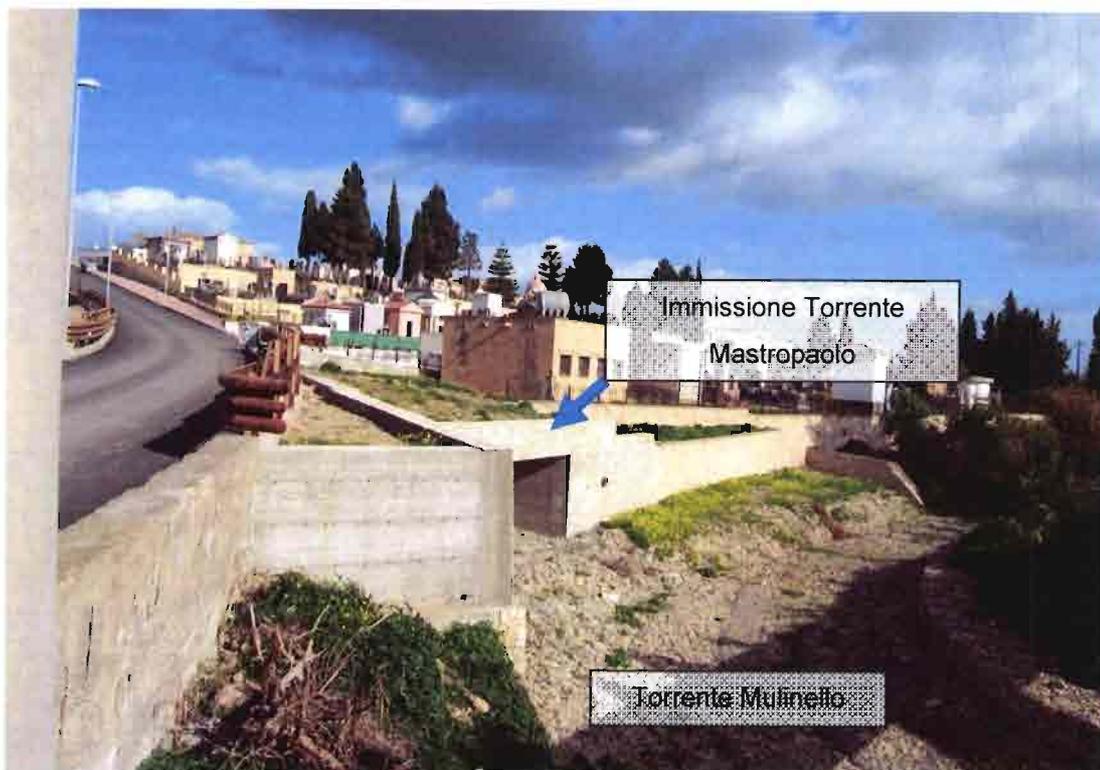
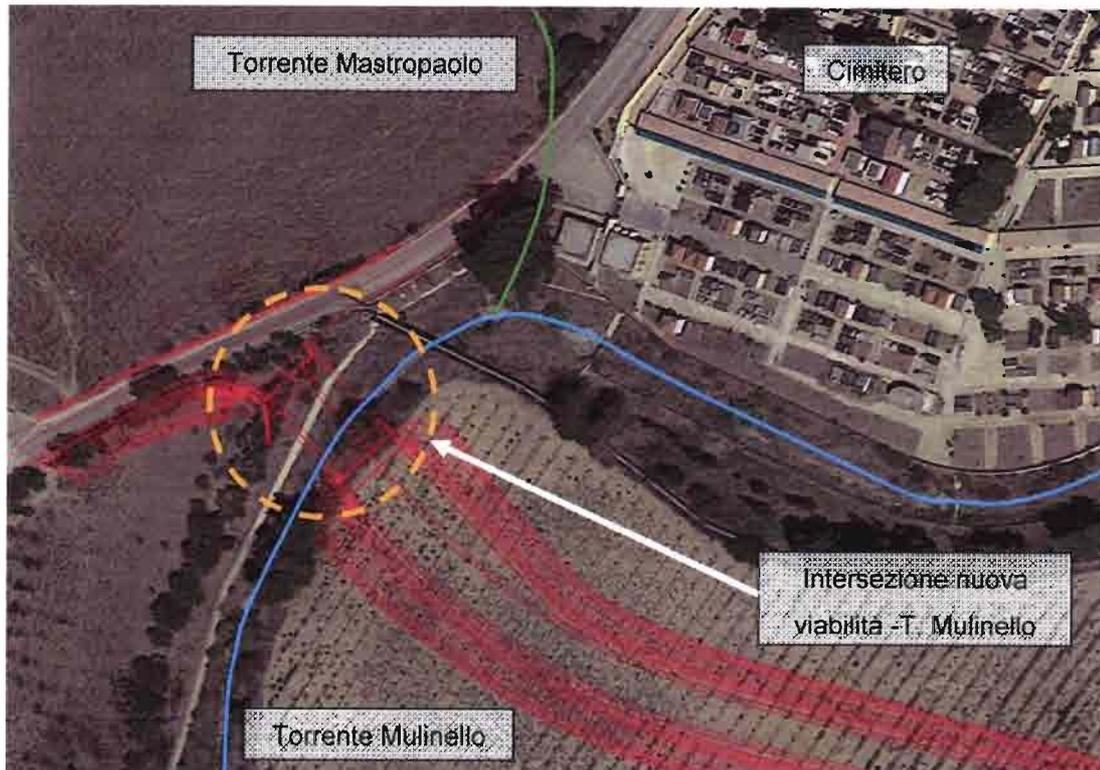


Figura 2 – Immissione torrente Mastropaolo nel torrente Mulinello

4 METODOLOGIA DI CALCOLO

4.1 Manuale di progettazione ferroviario

Come previsto dal Manuale di Progettazione ferroviario ogni tipo di manufatto idraulico verrà verificato utilizzando i seguenti tempi di ritorno Tr :

a) Drenaggio di piattaforma (cunette, tubazioni, etc)

- linea ferroviaria $Tr= 100$ anni
- deviazioni stradali $Tr=25$ anni

...omississ...

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- linea ferroviaria $Tr= 300$ anni per $S > 10 \text{ km}^2$
- linea ferroviaria $Tr= 200$ anni per $S < 10 \text{ km}^2$
- deviazioni stradali $Tr=200$ anni

...omississ...

Per la verifica idraulica dell'opera il manuale prevede quanto segue:

“Relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena si specifica quanto segue:

– franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, calcolato come precedentemente descritto, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico

– posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;

– posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golena in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed in alveo.

– Il calcolo dello scalzamento localizzato indotto dalle opere di sostegno deve essere valutato considerando le dimensioni delle pile; nel caso in cui il plinto di fondazione venga messo allo scoperto dall'erosione, le dimensioni maggiori e le forme più tozze dello stesso provocano un ulteriore scalzamento e pertanto, in tale condizione, il calcolo dell'erosione localizzata va ripetuto considerando le dimensioni del plinto invece che quelle della pila.”

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000														
RELAZIONE IDRAULICA	<table border="1"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td colspan="2">CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RS0T</td> <td>00</td> <td>D 11</td> <td>RI</td> <td>ID0002001</td> <td>A</td> <td>12 di 86</td> </tr> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS0T	00	D 11	RI	ID0002001	A	12 di 86
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO									
RS0T	00	D 11	RI	ID0002001	A	12 di 86									

4.2 NTC 2008 e relativa Circolare Applicativa

Come previsto dalla Norme Tecniche per le Costruzioni e la relativa circolare Applicativa, tutti gli attraversamenti maggiori dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

- NTC 2008: 5.2.1.2 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

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

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a **200 anni**.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

- Circolare applicativa: C5.1.2.4 Compatibilità idraulica

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

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

In tal senso può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti ad un tempo di ritorno non inferiore a **200 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 di acqua arginati, la quota di sottotrave deve essere comunque non inferiore alla quota della sommità arginale.

A titolo di indicazione, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50+2,00 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a 6+7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto, con l'avvertenza di prevedere valori maggiori per ponti con luci inferiori a 40 m o per ponti posti su torrenti esposti a sovralti d'alveo per deposito di materiali lapidei provenienti da monte o dai versanti.

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco previsto deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.

4.3 Criteri di verifica

Sulla base di quanto riportato nei due precedenti paragrafi, la nuova opera di attraversamento stradale e i manufatti di drenaggio sono stati progettati secondo i seguenti i criteri:

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2008 e relativa circolare applicativa
Drenaggio di piattaforma (cunette, tubazioni, etc)	<i>Deviazioni stradali Tr=25 anni</i>	-
Manufatti di attraversamento (ponti e tombini)	<ul style="list-style-type: none"> • <i>linea ferroviaria Tr= 300 anni per S > 10 km²</i> • <i>linea ferroviaria Tr= 200 anni per S < 10 km²</i> • <i>deviazioni stradali Tr=200 anni</i> 	<i>Tr = 200 anni</i>
Verifica Franco di Progetto	<i>Franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico</i>	<i>1,50+2,00 m</i>
Dislivello tra fondo e sottotrave	-	<i>Non inferiore a 6+7 m quando si possa temere il transito</i>

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000					
	RELAZIONE IDRAULICA	PROGETTO RS0T	LOTTO 00	CODIFICA D 11 RI	DOCUMENTO ID0002001	REV. A

		<i>d'alberi d'alto fusto</i>
Posizione spalle	<i>Posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;</i>	<i>Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali.</i>

4.4 Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente

Le simulazioni numeriche sono state condotte utilizzando un programma di calcolo monodimensionale a moto permanente che fornisce un'adeguata rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione idraulica di calcolo. Per la determinazione del profilo idrico nella situazione attuale e di progetto è stato utilizzato il codice denominato HEC – RAS 4.1.0 River Analysis System del gennaio 2010, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati in seguito.

4.4.1 Caratteristiche del modello matematico

Di seguito vengono esposti i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSYS SYSTEM versione 4.1.0 del gennaio 2010, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esondazione.

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è computato, nel caso di correnti lente, a partire dalla sezione di valle, risolvendo per via iterativa l'equazione dell'energia, ossia:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Dove: Y1 e Y2 rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte, Z1 e Z2 rappresentano rispettivamente le elevazione sul medio mare del fondo del canale della sezione di valle e di monte, V1 e V2 rappresentano rispettivamente le velocità medie nella sezione di valle e di monte, α_1 e α_2 i rispettivi coefficienti di Coriolis, g

l'accelerazione di gravità e he le perdite di energia tra le due sezioni.

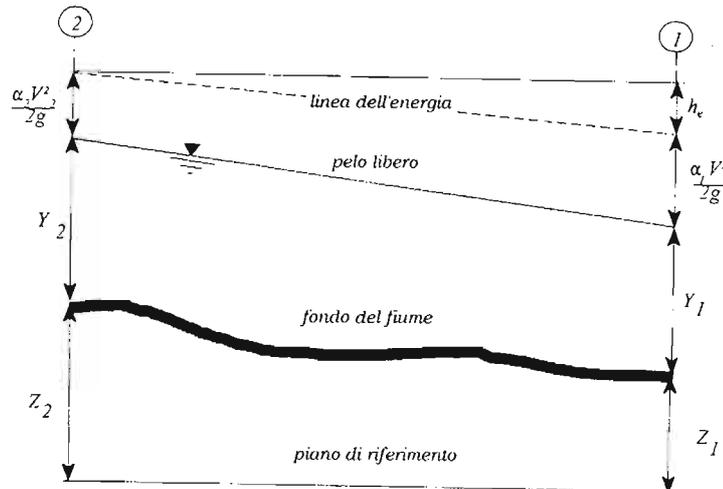


Figura 3 : Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

La Figura 3 mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

Le perdite di energia complessive h_e tra le due sezioni sono dovute alle perdite continue ed a quelle localizzate dovute a fenomeni di espansione e contrazione della vena fluida; in particolare si ha:

$$h_e = L\bar{J} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove, con L è indicata la distanza tra le due sezioni, con \bar{J} le perdite di carico medie distribuite tra le due sezioni mentre il C correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena in funzione dell'andamento piano – altimetrico del corso d'acqua, alla differenza dei carichi cinetici delle due sezioni.

Per la valutazione delle perdite di carico è utilizzata la formula di Manning, ossia:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (3)$$

dove: Q rappresenta la portata, A l'area bagnata, R_h il raggio idraulico, n il coefficiente di scabrezza secondo Manning e J le perdite di energia per unità di lunghezza.

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere

ritenuta, ai fini pratici, costante (Figura 4).

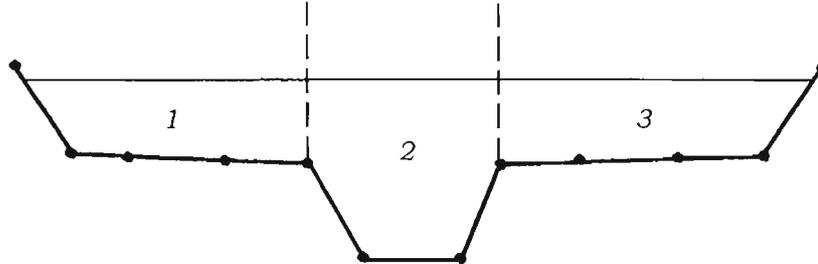


Figura 4: Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 4 indicata con $K_i = Q_i / \sqrt{J}$ la capacità di portata di ogni singola parte i -esima in cui è stata suddivisa la sezione, si ha, in accordo alla formula di Manning :

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_{h,i}^{2/3} \quad (4)$$

Calcolata la capacità di portata per ogni singola parte in cui è stata suddivisa la sezione, la perdita di carico per unità di lunghezza J risulta pari a:

$$J = \left(\frac{Q}{\sum_i K_i} \right)^2 \quad (5)$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservato che, per la costanza di J , la portata di ogni singola area $Q_i = K_i \sqrt{J}$ è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la

portata totale vale $Q = \sum_i Q_i$.

Calcolata la perdita di carico in corrispondenza della sezione 1 e della sezione 2 la pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni e fornita dalla seguente equazione:

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \quad (6)$$

Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, da queste, valutare il coefficiente di Coriolis. Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della

corrente, proporzionale a $\sum_i Q_i^3 / A_i^2$, e l'energia cinetica calcolata facendo uso del valore medio della velocità, proporzionale a Q^3 / A^2 .

Esprese le portate delle singole parti i -esime in funzione del rispettivo coefficiente di portata si perviene con qualche semplice passaggio alla seguente espressione:

$$\alpha = \left(\sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \frac{\left(\sum_i A_i \right)^2}{\left(\sum_i K_i \right)^3} \quad (7)$$

dal cui calcolo è possibile ottenere α , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia h_e ed il coefficiente di Coriolis α la (1), associata all'equazione di continuità, permette di calcolare la quota del pelo libero, $Y_2 + Z_2$, nella sezione di monte a partire dal valore dell'energia totale, $Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g$, noto in corrispondenza della sezione di valle.

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, a partire da una soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

Ogni volta che la corrente passa attraverso la condizione critica l'equazione dell'energia non viene considerata applicabile e viene utilizzata l'equazione del momento. All'interno di Hec-Ras l'equazione del momento può essere applicata ai seguenti problemi: formazione di un risalto idraulico, sovrizzo determinato dai ponti e intersezioni di corsi d'acqua.

L'equazione della conservazione del momento è definita partendo dalla seconda legge di Newton $\sum F_x = ma$ con x la direzione del moto, applicata ad un elemento di fluido racchiuso tra due generiche sezioni 1-2, Figura 5.

Per equilibrio si ottiene:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (8)$$

dove

P_i , risultante della pressione idrostatica;

W_x , componente della forza peso nella direzione del moto;

F_f , forza d'attrito tra le due sezioni;

Q , portata complessiva;

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità tra le due sezioni.

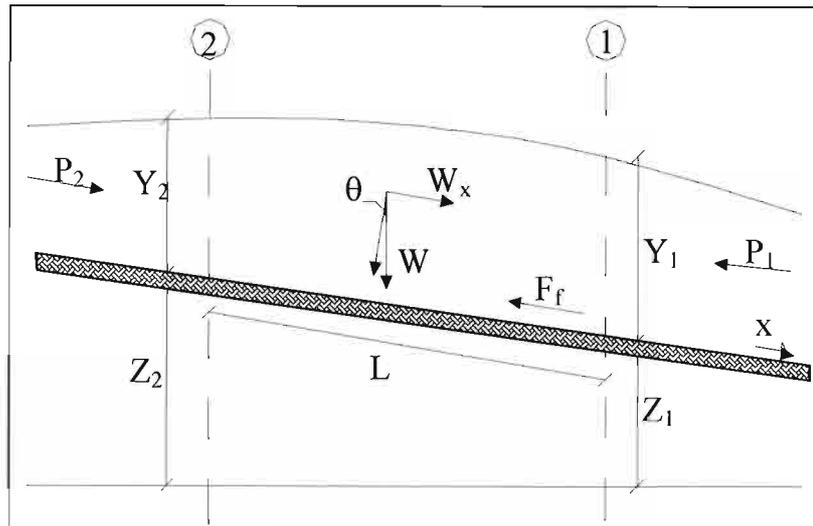


Figura 5: Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

La risultante della pressione idrostatica per pendenze dell'ordine di 1 a 10 è valutabile come:

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta \cong \gamma A \bar{Y} \quad (9)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos \theta = 1$.

Nella relazione (9) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin \theta \quad (10)$$

La forza d'attrito F_f è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul fondo e la cadente piezometrica J.

In particolare:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma RJ \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} JPL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (11)$$

dove P ed R sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (8) è ottenuta per iterazioni successive.

Le equazioni (1) e (8) sono applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte, Figura 6 e Figura 7, si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione in cui arriva la corrente;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione in cui esce la corrente.

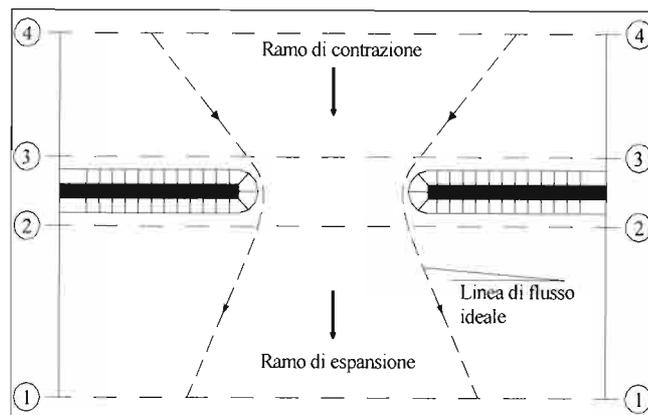


Figura 6: Pianta schematica di un attraversamento fluviale

L'applicazione dell'equazione della conservazione del momento tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) ed BU-3 (Step 3), rappresentate in Figura 7.

Step 1; definendo con A_{pi} l'area ostruita ed con Y_{pi} la distanza verticale che intercorre tra il baricentro delle pile e la superficie libera WS nella zona di valle, l'espressione del bilancio è scritta come:

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{gA_2} + A_2 Y_2 - A_{P_{BD}} Y_{P_{BD}} + F_f - W_x$$

Step 2 ; equilibrio tra BU e BD

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU}$$

Step 3 ; equilibrio tra BU e 3

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{gA_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{P_{BU}} Y_{P_{BU}} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{P_{BU}} Q_3^2}{gA_3^2}$$

con C_D coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla tab. 1 in funzione del tipo di pila presente.

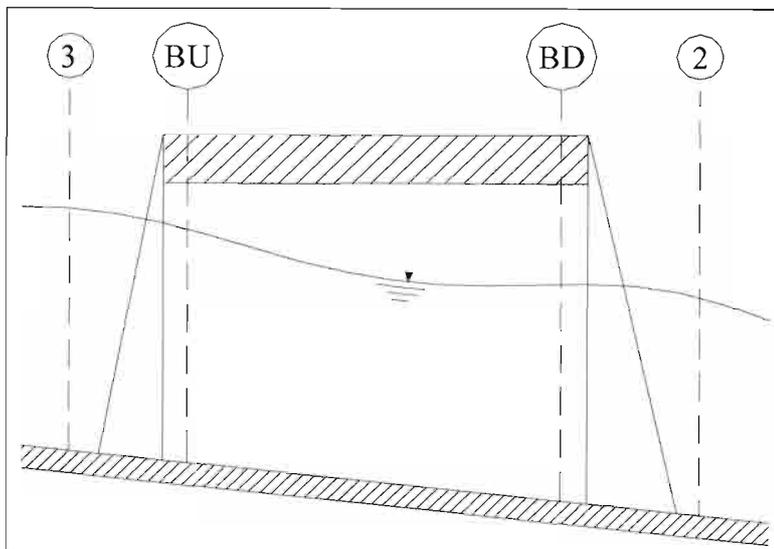


Figura 7: Sezione schematica di un attraversamento fluviale

TIPO DI PILA	C_D
Pila circolare	1.2
Pila allungata con punta semicircolare	1.33
Pila ellittica con rapporto assi 2 :1	0.6
Pila ellittica con rapporto assi 4 :1	0.32
Pila ellittica con rapporto assi 8 :1	0.29
Pila rettangolare	2.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 30^\circ$	1.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 60^\circ$	1.39
Pila triangolare con apertura $\alpha = 90^\circ$	1.60
Pila triangolare con apertura $\alpha = 120^\circ$	1.72

Tabella 2: Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D

In alternativa all'equazione della conservazione del momento è utilizzata l'equazione di Yarnell che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Con riferimento alle Figura 6 e Figura 7, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (12)$$

dove H_{i-j} rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione ostruita e K , coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti, tab. 2; ω rappresenta il rapporto tra la velocità e l'altezza della sezione 2; α il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine V_2 la velocità a valle della sezione.

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.95
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.05
Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$	1.05
Pile rettangolari	1.25
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

Tabella 3: Coefficiente di Yarnell

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (13)$$

dove

C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di Figura 9, assumendo valori tra 0.27 e 0.5;

A_1 , area della luce nella sezione di monte;

Y_1 , altezza idrica della sezione di monte;

α , coefficiente correttivo cinetico;

V_1 , velocità della corrente a monte.

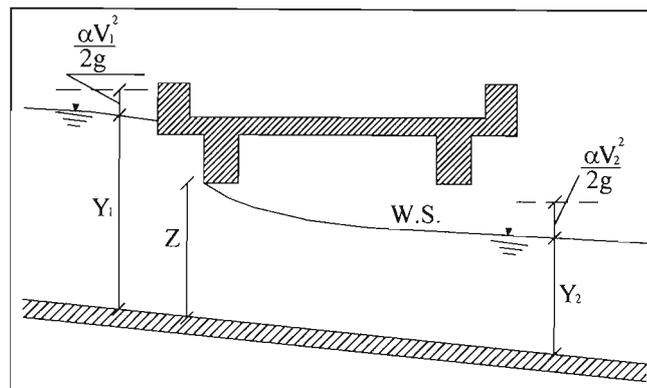


Figura 8: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

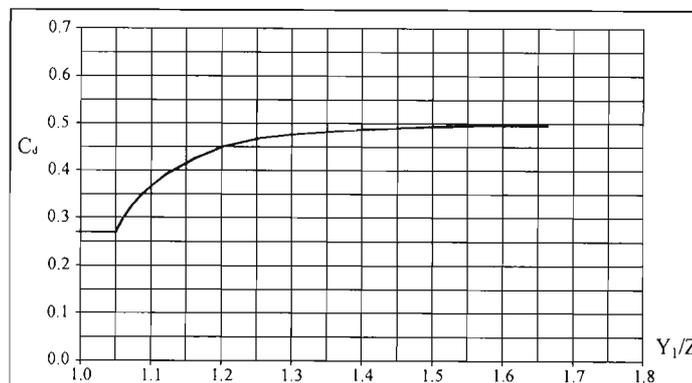


Figura 9: Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (10) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in Figura 10.

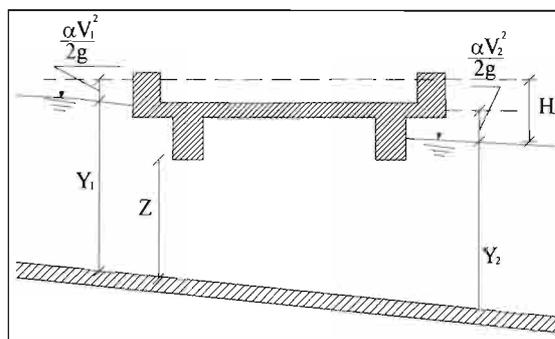


Figura 10: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 11, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3}$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

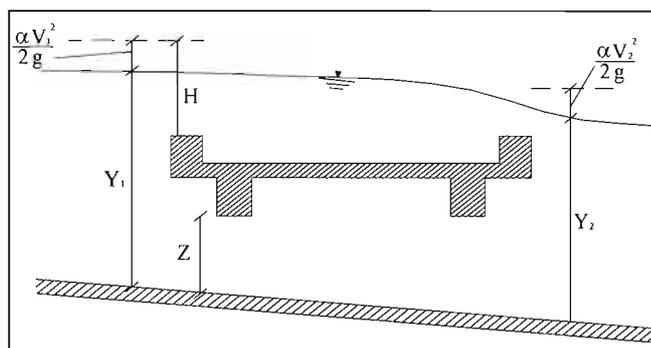


Figura 11: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

5 VERIFICA IDRAULICA OPERE

Le simulazioni idrauliche sono state condotte utilizzando il programma di calcolo monodimensionale HEC RAS, nell'ipotesi che lungo l'alveo fluviale si instauri un regime di moto permanente.

Il modello matematico è stato sviluppato riproducendo la geometria dell'alveo naturale e delle infrastrutture interferenti sulla base di un rilievo celerimetrico dell'area di intervento e di un rilievo di dettaglio delle sezioni trasversali dei corsi d'acqua analizzati e delle opere di attraversamento esistenti.

5.1 Portata di progetto

Le portate utilizzate nel modello numerico sono state desunte dallo studio idrologico allegato al progetto (RS0T00D11RIID0001001A). In accordo con il manuale di progettazione ferroviario e le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2008), sono stati considerati eventi con tempo di ritorno pari a 200 e 300 anni.

La portata duecentennale rappresenta l'evento minimo di riferimento per le verifiche previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e dal manuale di progettazione ferroviario per le verifiche idrauliche delle deviazioni stradali.

La portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 300 anni rappresenta invece l'evento di verifica previsto dal manuale di progettazione ferroviario per i manufatti di attraversamento della linea ferroviaria, a cui corrisponde un bacino imbrifero di estensione superiore a 10 km².

Dal momento che nel progetto di raddoppio della linea ferroviaria Catenanuova – Raddusa Agira, è prevista una nuova opera di scavalco sul Torrente Mulinello, per rendere congruenti le due simulazioni/progetti, è stato preso come riferimento l'evento di piena con Tr 300 anni.

In Tabella 4 sono riportati i valori di portata ottenuti dalle analisi idrologiche, per i tempi di ritorno considerati; dalla tabella è evidente che per entrambi i corsi d'acqua la portata duecentennale e quella trecentennale presentano valori poco differenti l'uno dall'altro.

ID	Corso d'acqua	Portata di progetto	
		Q 200 [m ³ /s]	Q 300 [m ³ /s]
A	Mastropaolo	26.65	28.10
B	Mulinello	71.61	75.73

Tabella 4 – Portate di progetto.

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000					
RELAZIONE IDRAULICA	PROGETTO RS0T	LOTTO 00	CODIFICA D 11 RI	DOCUMENTO ID0002001	REV. A	FOGLIO 25 di 86

E' da precisare che, a favore di sicurezza, è stata assunta la contemporaneità dei picchi di piena nei due corsi d'acqua in corrispondenza della sezione di confluenza.

5.2 Condizioni al contorno

Dal momento che il Torrente Mulinello, poco a valle del nuovo attraversamento stradale, si immette nel Fiume Dittaino, come condizione al contorno è stato imposto il livello nel fiume Dittaino per eventi con i medesimi tempi di ritorno. E' da precisare che anche in tal caso si è operato in ragione di sicurezza assumendo la contemporaneità dei picchi di piena trecentennale nel Dittaino e nel Mulinello.

Il livello idrico corrispondente ad una piena con tempo di ritorno pari a 300 anni è stato estrapolato dai risultati del modello monodimensionale del fiume Dittaino contenuti nell'Appendice C del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) del bacino del fiume Simeto. La quota assunta pari a **130 m s.l.m.** è stato ottenuto mediante interpolazione tra i valori delle sezioni DI-124 e DI-125 (rispettivamente a monte e a valle della confluenza).

Poiché il Piano di Bacino riporta solo i livelli idrici corrispondenti ad un tempo di ritorno di 50, 100 e 300 anni, il livello idrico per Tr pari a 200 anni è stato ottenuto mediante interpolazione dei dati disponibili. Tale valore è pari a **129.30 m. s.l.m.**

Per completezza dello studio, a margine delle simulazioni condotte nell'ipotesi di contemporaneità degli eventi di piena, si riportano in forma tabellare i risultati delle simulazioni condotte considerando come condizione al contorno il livello nel fiume Dittaino per l'evento di piena corrispondente ad un Tr di 50 anni (valore più piccolo disponibile nel Piano di Bacino).

Tale valore è pari a **127.50 m. s.l.m.**

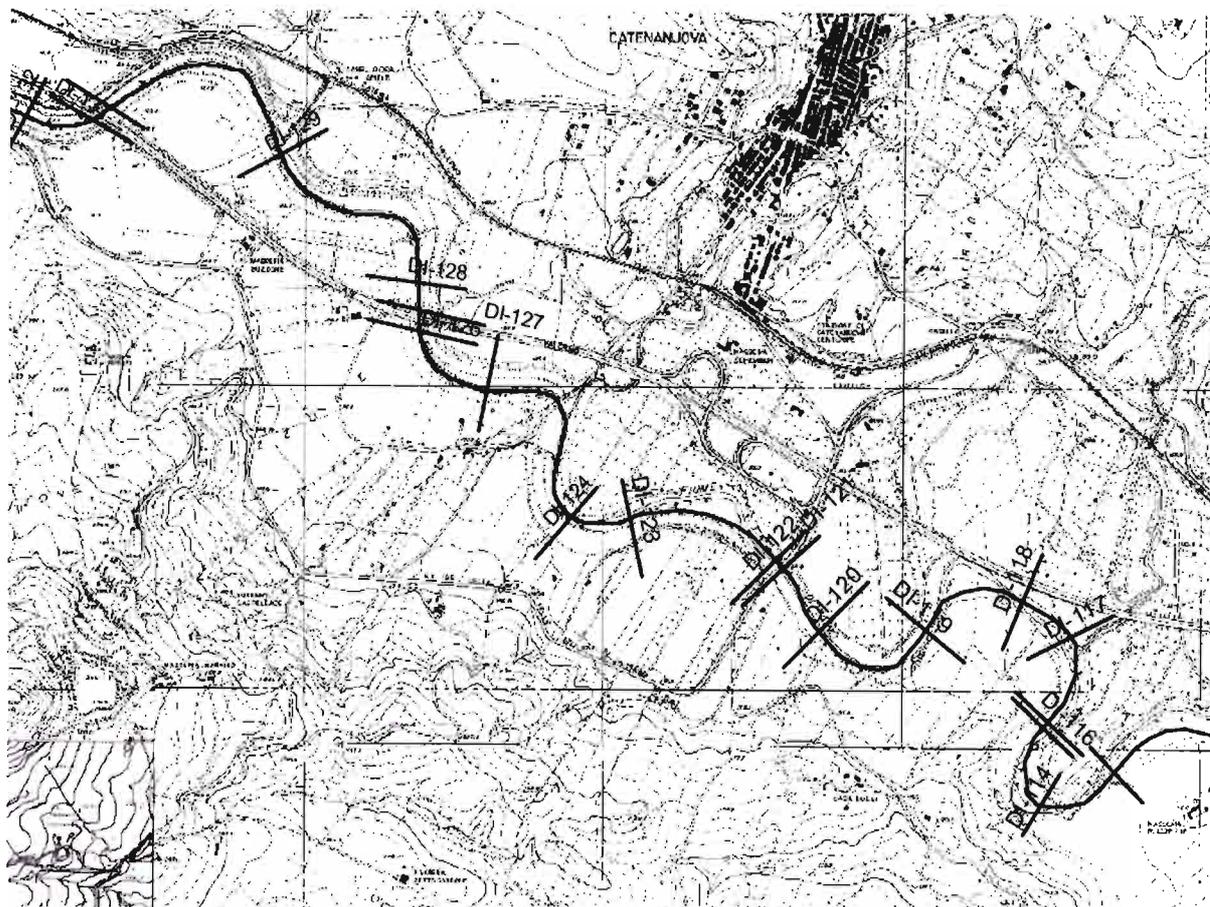


Figura 12: Ubicazione Planimetrica Sezioni PAI

Nome sez. (dist. dalla foce in m)	Quota fondo alveo (m)	Coeff. di Manning (m ^{-1/3} s)	Tempo di ritorno (anni)	Portata (m ³ /s)	Quota pelo libero (m s.l.m.)	Tirante idrico (m)	Pendenza l.c.t. (m/m)	Velocità media alveo (m/s)	Sezione idrica (m ²)
DI-129	129.91	0.045- 0.06	50	1570.00	134.32	4.41	0.001812	2.42	749.41
			100	2137.00	135.17	5.26	0.001632	2.60	957.19
			300	3351.00	136.79	6.88	0.001390	2.90	1356.03
DI-128	126.00	0.045- 0.06	50	1570.00	131.25	5.25	0.006734	4.30	364.84
			100	2137.00	132.04	6.04	0.006776	4.81	444.60
			300	3351.00	133.52	7.52	0.006649	5.58	601.06
DI-127	125.13	0.045- 0.06	50	1570.00	130.37	5.24	0.005843	4.09	383.63
			100	2137.00	131.14	6.01	0.006112	4.62	462.75
			300	3351.00	132.86	7.73	0.005044	5.05	701.15
DI-126	124.84	0.045- 0.06	50	1570.00	129.82	4.98	0.006935	4.32	363.62
			100	2137.00	129.79	4.95	0.013114	5.92	361.21
			300	3351.00	131.11	6.27	0.012111	6.72	498.66
DI-125	123.33	0.045- 0.06	50	1570.00	128.75	5.42	0.003761	3.45	455.48
			100	2137.00	129.25	5.92	0.003038	3.31	778.87
			300	3351.00	130.58	7.25	0.002694	3.69	1130.04
DI-124	120.12	0.045- 0.06	50	1570.00	126.31	6.19	0.003908	3.11	546.01
			100	2137.00	127.26	7.14	0.002947	3.15	748.26
			300	3351.00	129.17	9.05	0.001859	3.20	1194.86
DI-123	120.17	0.034	50	1570.00	125.86	5.69	0.006208	5.60	312.92
			100	2137.00	126.55	6.38	0.006039	6.16	387.81
			300	3351.00	127.80	7.63	0.005796	7.09	527.79
DI-122	115.33	0.034	50	1570.00	122.16	6.85	0.002260	4.01	437.50
			100	2137.00	123.14	7.81	0.002090	4.35	548.57
			300	3351.00	125.20	9.87	0.001681	4.75	783.19
DI-121	115.14	0.034	50	1570.00	121.99	6.85	0.002224	3.99	439.83
			100	2137.00	122.80	7.66	0.002304	4.49	531.69
			300	3351.00	124.25	9.11	0.002429	5.34	696.70
DI-120	114.75	0.034	50	1570.00	121.17	6.42	0.003146	4.47	392.35
			100	2137.00	121.92	7.17	0.003234	5.02	476.15
			300	3351.00	123.29	8.54	0.003303	5.90	631.78
DI-119	112.87	0.034	50	1570.00	118.56	5.69	0.006208	5.60	312.92
			100	2137.00	119.25	6.38	0.006039	6.16	387.81
			300	3351.00	120.47	7.60	0.005911	7.14	524.47
DI-118	109.18	0.034	50	1570.00	114.87	5.69	0.006208	5.60	312.92
			100	2137.00	115.56	6.38	0.006039	6.16	387.81
			300	3351.00	116.78	7.60	0.005911	7.14	524.46
DI-117	107.80	0.034	50	1570.00	114.30	6.50	0.002952	4.38	400.68
			100	2137.00	115.05	7.25	0.003049	4.92	485.41
			300	3351.00	116.43	8.63	0.003133	5.80	642.49
DI-116	106.62	0.034	50	1570.00	112.31	5.69	0.006208	5.60	312.92
			100	2137.00	113.00	6.38	0.006039	6.16	387.81
			300	3351.00	114.22	7.60	0.005911	7.14	524.47
DI-115	104.22	0.034	50	1570.00	110.77	6.55	0.002819	4.31	406.81
			100	2137.00	111.55	7.33	0.002878	4.83	494.65
			300	3351.00	112.96	8.74	0.002945	5.69	655.28

Tabella 5 – Valori di riferimento Livelli Idrici Fiume Dittaino – PAI

5.3 Taratura del modello

La taratura del modello numerico ricopre un aspetto particolarmente delicato, nel nostro caso essa consiste nello stimare i coefficienti di scabrezza delle superfici. Tale operazione è caratterizzata da un notevole grado di incertezza dal momento che questi parametri presentano un ampio spettro di valori in dipendenza dello stato dell'alveo, dal grado di manutenzione e pulizia detto stesso, dalla presenza e dal tipo di vegetazione, dai cicli stagionali, dalla granulometria del fondo, ecc.

I dati di letteratura (Tabella 6) forniscono dei valori massimi e minimi per i coefficienti di scabrezza che sono stati presi a riferimento. Dopo un'attenta analisi del materiale fotografico disponibile, si è scelto di adottare per l'alveo e le golene di entrambi i corsi d'acqua un valore di $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, stesso valore adottato per le aree circostanti. Tale valore risulta rappresentativo anche della particolare irregolarità del tracciato dei due corsi d'acqua e dell'elevata presenza di vegetazione in alveo (Figura 13).



Figura 13: Presenza di folta vegetazione spontanea in alveo, torrente Mulinello.

Tipologia del corso d'acqua	Strickler $K_s = 1/n \text{ (m}^{1/3} \text{ s}^{-1}\text{)}$
CORSI D'ACQUA MINORI (Raggio idraulico ≥ 2 m; larghezza in piena < 30 m)	
Corsi d'acqua di pianura	
- alvei con fondo compatto, senza irregolarità	45-40
- alvei regolari con vegetazione erbacea	30-35
- alvei con ciottoli e irregolarità modeste	25-30
- alvei fortemente irregolari	25-15
Torrenti montani	
- fondo alveo con prevalenza di ghiaia e ciottoli, pochi grossi massi	30-25
- alveo in roccia regolare	30-25
- fondo alveo con ciottoli e molti grossi massi	20-15
- alveo in roccia irregolare	20-15
CORSI D'ACQUA MAGGIORI (Raggio idraulico ≥ 4 m; larghezza in piena > 30 m)	
- sezioni con fondo limoso, scarpate regolari a debole copertura erbosa	45-40
- sezioni in depositi alluvionali, fondo sabbioso, scarpate regolari a copertura erbosa	35
- sezioni in depositi alluvionali, fondo regolare, scarpate irregolari con vegetazione arbustiva e arborea	25-30
- in depositi alluvionali, fondo irregolare, scarpate irregolari con forte presenza di vegetazione arbustiva e arborea	20-25
AREE GOLENALI (Raggio idraulico ≥ 1 m)	
- a pascolo, senza vegetazione arbustiva	40-20
- coltivate	50-20
- con vegetazione arbustiva spontanea	25-10
- con vegetazione arborea coltivata	30-20
Alveo artificiale in terra	
- materiale compatto, liscio	60
- sabbia compatta, con argilla o pietrisco	50
- sabbia e ghiaia, scarpata lastricata	50-45
- ghiaietto 10-30 mm	45
- ghiaia media 20-60 mm	40
- ghiaia grossa 50-150 mm	35
- limo in zolle	30
- grosse pietre	30-25
- sabbia, limo o ghiaia, con forte rivestimento vegetale	25-20
Alveo artificiale in roccia	
- con lavorazione accurata	30-25
- con lavorazione media	25-20
- con lavorazione grossolana	20-15
Alveo artificiale in muratura	
- muratura in pietra da taglio	80-70
- muratura accurata in pietra da cava	70
- muratura normale in pietra da cava	60
- pietre grossolanamente squadrate	50
- scarpate lastricate, fondo in sabbia e ghiaia	50-45
Alveo artificiale in calcestruzzo	
- pavimentazione in cemento	100
- calcestruzzo con casseforme metalliche	100-90
- calcestruzzo con intonaco	95-90
- calcestruzzo liscio	90
- intonaco di cemento intatto	90-80
- calcestruzzo con casseforme in legno, senza intonaco	70-65
- calcestruzzo costipato, superficie liscia	65-60
- calcestruzzo vecchio, superficie pulita	60
- rivestimento in calcestruzzo ruvido	55
- superfici irregolari in calcestruzzo	50

Tabella 6 - Valori di scabrezza secondo la deliberazione n. 2/99, in data 11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Po (idraulica dei ponti).

5.4 Descrizione stato di fatto

Si riporta di seguito una breve descrizione dello stato di fatto dei due corsi d'acqua analizzati.

5.4.1 Torrente Mastropaolo

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 160m a monte dell'attraversamento della linea ferroviaria esistente.



Figura 14: Attraversamento ferroviario torrente Mastropaolo – Vista da valle

A valle dell'attraversamento il corso d'acqua è stato recentemente oggetto di un intervento di regolarizzazione, per una lunghezza di circa 100m con protezione delle sponde mediante gabbioni e materassi tipo Reno (Figura 14).



Figura 15: Attraversamento ferroviario torrente Mastropaolo – Vista da valle

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000														
RELAZIONE IDRAULICA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th colspan="2">CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS0T</td> <td>00</td> <td>D 11</td> <td>RI</td> <td>ID0002001</td> <td>A</td> <td>31 di 86</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS0T	00	D 11	RI	ID0002001	A	31 di 86
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO									
RS0T	00	D 11	RI	ID0002001	A	31 di 86									

Dopo l'attraversamento stradale di via dei Caduti in Guerra (Figura 16), il torrente Mastropaolo si immette nel Torrente Mulinello.



Figura 16: Attraversamento via dei Caduti in Guerra torrente Mastropaolo – Vista da monte

5.4.2 Torrente Mulinello/Vallone Petroso

Il tratto analizzato inizia a valle del ponte stradale di via Catania; lungo il percorso si incontrano due opere di attraversamento ovvero il ponte di via stazione e il ponte ferroviario esistente.

Dopo l'attraversamento ferroviario il fiume costeggia il cimitero di Catenanuova; in questo punto il Mulinello riceve in destra idraulica il torrente Mastropaolo in un breve tratto recentemente sistemato con gabbioni e materassi Reno.

A valle di questa confluenza il corso d'acqua prosegue verso valle fino all'autostrada che viene attraversata mediante un tombino costituito da due canne scatolari.

E' da precisare che i sopralluoghi hanno evidenziato che l'area antistante l'attraversamento autostradale è caratterizzata dalla presenza di una fitta di vegetazione in alveo.

Inoltre le due canne dell'attraversamento autostradale ed in particolare quella in sinistra idraulica, risultano parzialmente interrite.



Figura 17: Attraversamento via Stazione – Vista da monte



Figura 18: Attraversamento ferroviario torrente Mulinello – Vista da valle



Figura 19: Immissione torrente Mastropaolo



Figura 20: Fine tratto sistemato torrente Mulino.



Figura 21: Tratto a valle nuovo attraversamento.



Figura 22: Attraversamento autostradale Mulinello.



Figura 23: Attraversamento autostradale Mulinello.

5.5 Risultati simulazione idraulica stato di fatto

Tutte le grandezze fondamentali del moto così come la caratterizzazione della sezione di deflusso, sono riportate nelle tabelle seguenti: la quota del fondo (zf), la quota del pelo libero della corrente (h), il livello critico (hc) ed energetico (H), la velocità media della corrente (U) ed il numero di Froude (Fr). Il nome delle sezioni corrisponde a quello riportato negli elaborati grafici.

5.5.1 Tempo di ritorno 300 anni

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
56	136.93	141.70	139.16	141.71	0.31	0.05
57	136.37	141.70	138.27	141.70	0.19	0.03
58	134.29	141.70	136.40	141.70	0.17	0.02
59	134.53	141.70	136.25	141.70	0.15	0.02
Ponte ferroviario esistente						
60	133.56	134.39	135.26	138.51	9.48	3.45
61	132.05	133.22	133.41	134.01	4.08	1.30
62	131.09	132.78	132.42	133.17	2.79	0.69
Attraversamento via dei Caduti in Guerra						
63	130.27	132.79	131.50	132.87	1.26	0.27

Tabella 7 – Risultati stato di fatto Mastropaolo TR300

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
72	147.13	149.82	149.82	150.51	4.14	0.90
73	146.48	148.96	148.85	149.51	3.65	0.80
74	146.04	148.46	148.46	149.08	3.80	0.87
75	145.05	147.34	147.29	147.96	3.90	0.91
76	143.96	146.27	145.85	146.65	3.18	0.70
77	142.81	145.24	144.87	145.83	3.48	0.74
Ponte stradale via stazione						
78	142.29	144.46	144.46	145.28	4.02	1.00
79	141.19	143.56	143.54	144.13	3.37	0.98
80	140.39	142.28	142.08	142.68	2.81	0.76
81	139.21	140.98	140.98	141.64	3.60	0.99
82	137.23	139.10	139.19	139.82	3.76	1.12

83	135.66	138.11	138.11	138.96	4.08	1.00
84	134.86	137.92	137.48	138.68	3.94	0.74
Sezione monte ponte ferroviario esistente	134.58	137.53	137.29	138.59	4.56	0.87
Ponte ferroviario esistente						
Sezione valle ponte ferroviario esistente	135.12	136.55	137.22	138.81	6.66	1.85
85	134.75	136.63	137.11	138.27	5.70	1.52
86	133.11	135.53	135.60	136.49	4.43	0.99
87	131.17	133.84	134.08	135.00	5.21	1.09
88	130.25	132.91	132.82	133.64	3.84	0.85
Sezione monte nodo	129.67	132.72		132.88	1.97	0.37

Tabella 8 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR300

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
Sezione nodo valle	129.63	132.15		132.87	4.04	0.87
65	128.79	132.59	131.24	132.72	1.81	0.32
66	127.67	132.58	130.57	132.65	1.39	0.22
67	127.45	132.58	130	132.63	1.12	0.17
68 bis	126.96	132.58	129.45	132.61	1.07	0.15
68	126.96	132.58	129.72	132.61	0.88	0.13
Ponte autostradale						
69	126.6	129.93	128.98	130.07	1.86	0.36
70	125.82	130	127.64	130.01	0.58	0.1
71	123.73	130	126.26	130	0.25	0.04

Tabella 9 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR300

Nelle figure seguenti sono riportati i profili idrici di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia, del tirante critico e i profili degli argini.

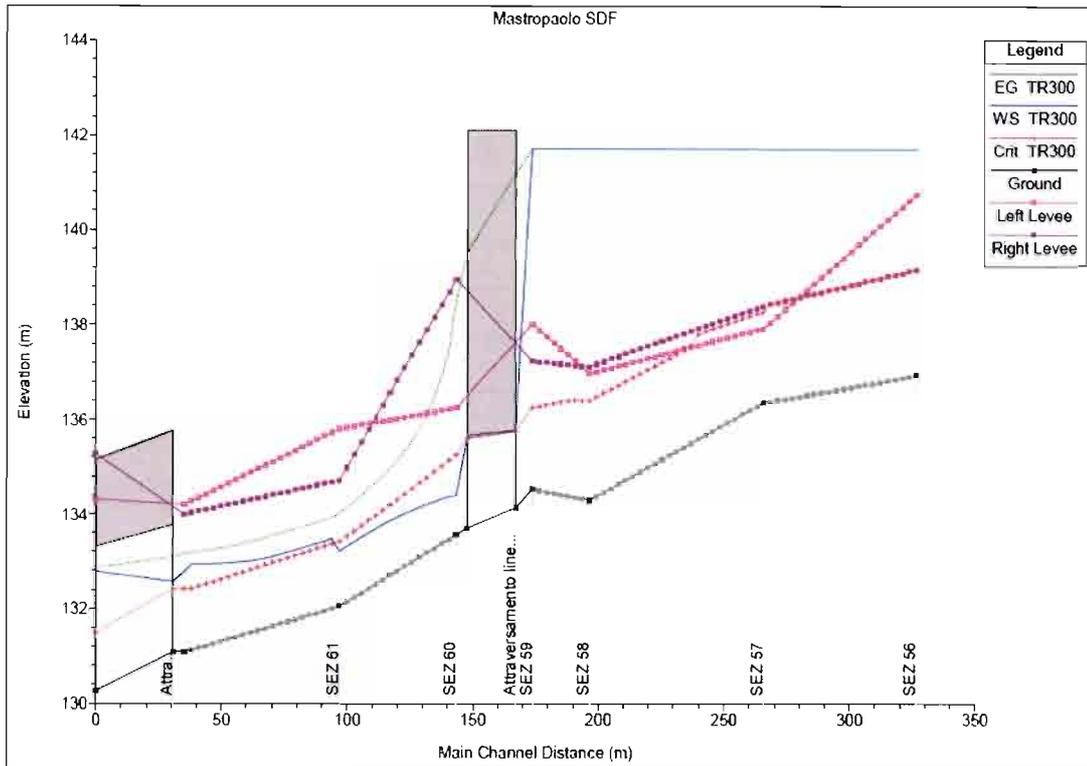


Figura 24: Profilo idrico stato di fatto torrente Mastropaolo TR300.

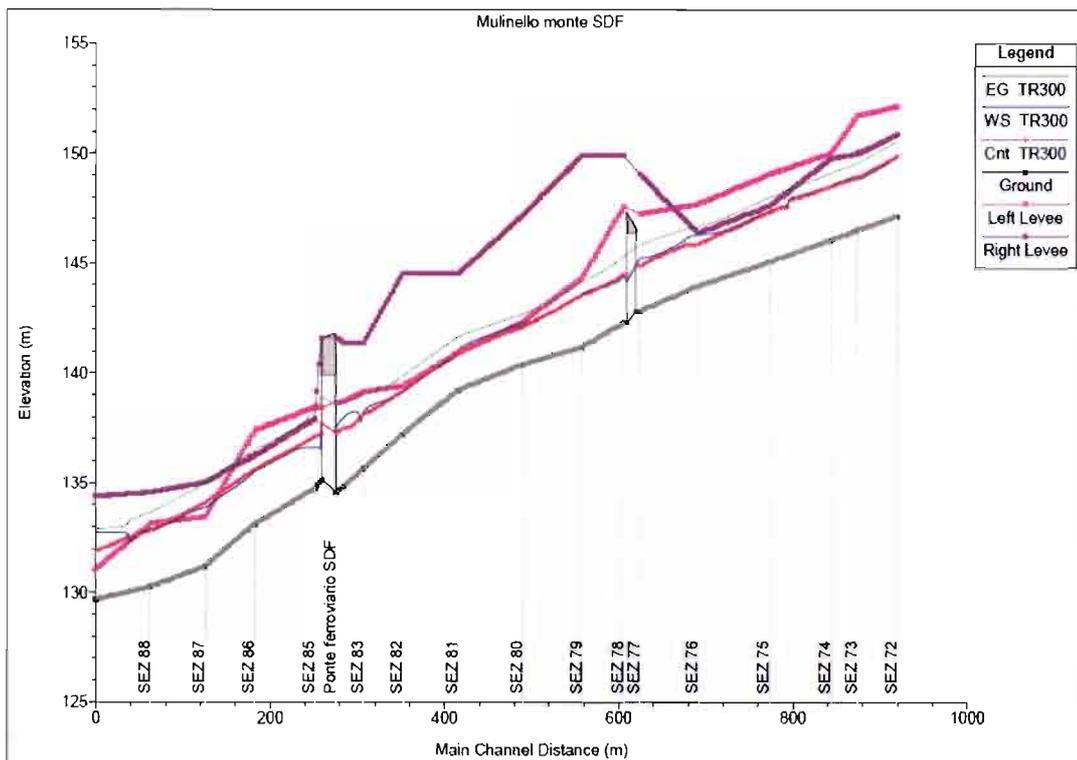


Figura 25: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello monte TR300.

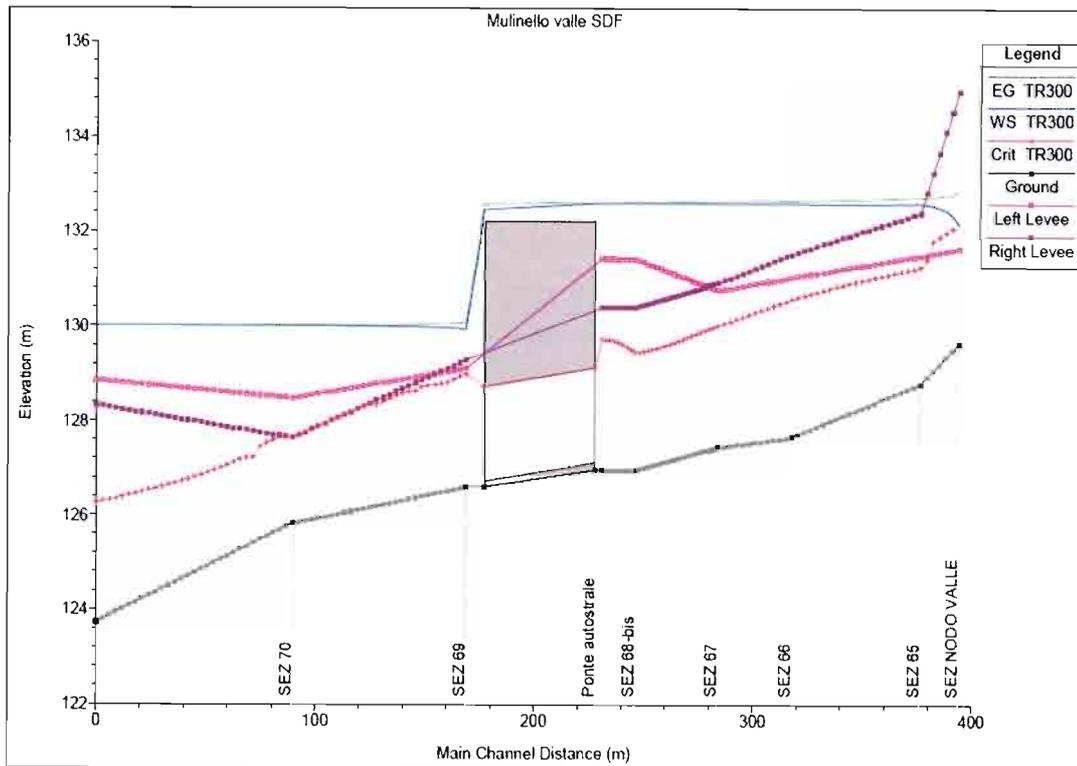


Figura 26: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello valle TR300.

I risultati evidenziano una notevole insufficienza dell'attuale attraversamento della linea ferroviaria del torrente Mastropaolo (Figura 24) nel tratto a monte dell'attraversamento ferroviario esistente.

Per quanto concerne il Mulinello si evidenziano, nel tratto a monte della confluenza con il Mastropaolo, alcuni tratti caratterizzati da un' insufficienza idraulica degli argini congruentemente a quanto riportato nel P.A.I. che indica tali zone come "sito di attenzione".

A valle della confluenza con il Mastropaolo si evidenzia l'insufficienza dell'attraversamento idraulico autostradale, che condiziona fortemente il profilo di monte; il profilo idrico sormonta l'autostrada e non risulta contenuto all'interno delle sezioni di deflusso rilevate.

Come già riportato, allo stato attuale le due canne dell'attraversamento presentano un importante interrimento; per questo motivo è necessario che durante l'esecuzione dei lavori un intervento di pulizia delle due luci ed una futura attenta manutenzione da parte dell'ente gestore. La modellazione dello stato di fatto e di conseguenza quello di progetto, è stata effettuata comunque considerando tale attività già eseguita e assumendo una luce libera verticale pari a 2m. Si sottolinea che anche considerando l'attuale accumulo di materiale rilevato conseguente ad una carente operazione di manutenzione, il ponte in progetto presenta

un sufficiente franco rispetto alla piena considerata.

Nella verifica dello stato di progetto sono comunque riportati in forma tabellare, anche i risultati della modellazione idraulica con il manufatto di attraversamento autostradale come da rilievo (parziale interrimento) e nell'ipotesi di futuro adeguamento manufatto di attraversamento autostradale.

5.5.2 Tempo di ritorno 200 anni

Analogamente a quanto riportato per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 300 anni si riportano i risultati corrispondenti all' evento duecentennale.

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
56	136.93	141.07	139.16	141.07	0.39	0.06
57	136.37	141.07	138.25	141.07	0.22	0.03
58	134.29	141.07	136.34	141.07	0.19	0.02
59	134.53	141.07	136.19	141.07	0.17	0.02
Ponte ferroviario esistente						
60	133.56	134.38	135.21	138.18	9.09	3.33
61	132.05	133.18	133.37	133.94	3.98	1.28
62	131.09	132.71	132.37	133.1	2.74	0.69
Attraversamento via dei Caduti in Guerra						
63	130.27	132.71	131.47	132.79	1.23	0.27

Tabella 10 – Risultati stato di fatto Mastropaolo TR200

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
72	147.13	149.76	149.76	150.44	4.07	0.90
73	146.48	148.91	148.80	149.44	3.57	0.79
74	146.04	148.42	148.41	149.02	3.72	0.87
75	145.05	147.29	147.23	147.89	3.82	0.91
76	143.96	146.22	145.79	146.57	2.98	0.66
77	142.81	145.17	144.80	145.74	3.40	0.74
Ponte stradale via stazione						
78	142.29	144.39	144.39	145.19	3.97	1.00
79	141.19	143.52	143.49	144.07	3.30	0.97
80	140.39	142.23	142.04	142.61	2.77	0.76
81	139.21	140.93	140.93	141.56	3.53	0.99
82	137.23	139.07	139.14	139.75	3.65	1.10

83	135.66	138.05	138.05	138.86	4.01	1.00
84	134.86	137.78	137.39	138.54	3.94	0.75
Sezione monte ponte ferroviario esistente	134.58	137.44	137.19	138.45	4.45	0.87
Ponte ferroviario esistente						
Sezione valle ponte ferroviario esistente	135.12	136.51	137.15	138.68	6.53	1.85
85	134.75	136.59	137.04	138.14	5.53	1.5
86	133.11	135.48	135.53	136.39	4.29	0.97
87	131.17	133.79	134.02	134.9	5.11	1.08
88	130.25	132.85	132.76	133.55	3.76	0.85
Sezione monte nodo	129.67	132.65		132.8	1.94	0.37

Tabella 11 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR200

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
Sezione nodo valle	129.63	132.10		132.79	3.95	0.86
65	128.79	132.39	131.16	132.54	1.92	0.35
66	127.67	132.38	130.49	132.45	1.46	0.23
67	127.45	132.38	129.94	132.43	1.15	0.18
68 bis	126.96	132.38	129.36	132.41	1.09	0.15
68	126.96	132.38	129.64	132.41	0.90	0.13
Ponte autostradale						
69	126.60	129.34	128.87	129.69	2.78	0.60
70	125.82	129.28	127.64	129.31	0.79	0.14
71	123.73	129.29	126.24	129.29	0.31	0.05

Tabella 12 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR200

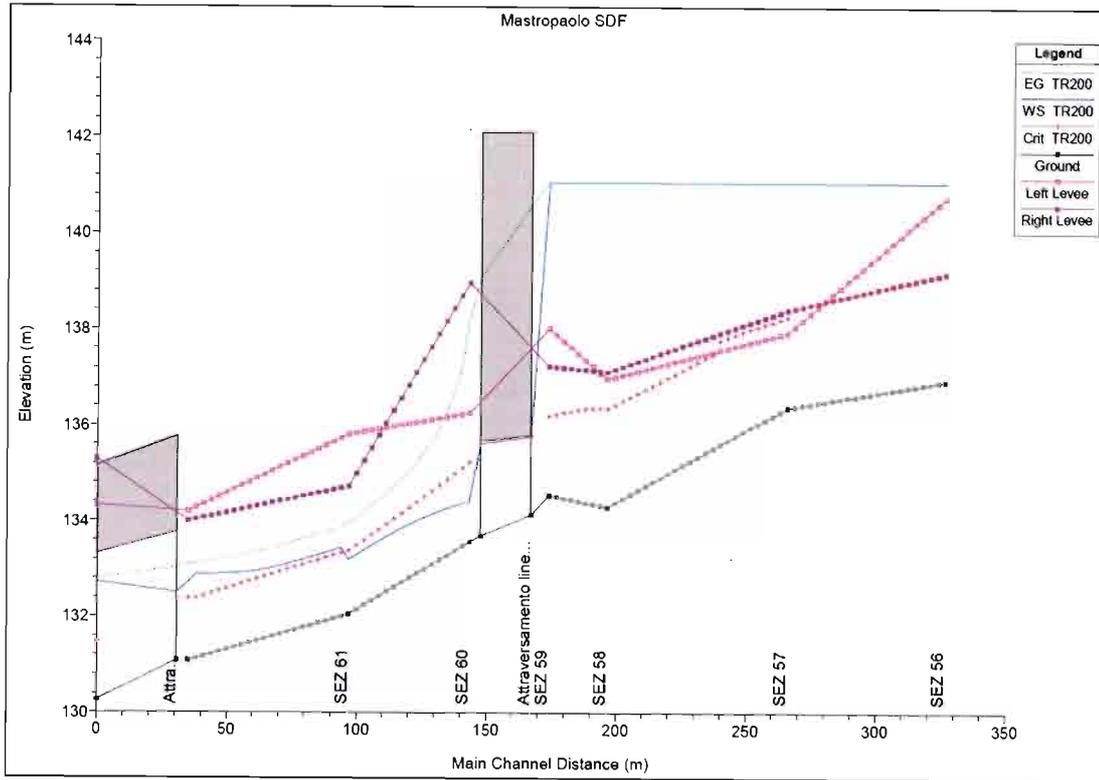


Figura 27: Profilo idrico stato di fatto torrente Mastropaolo TR200.

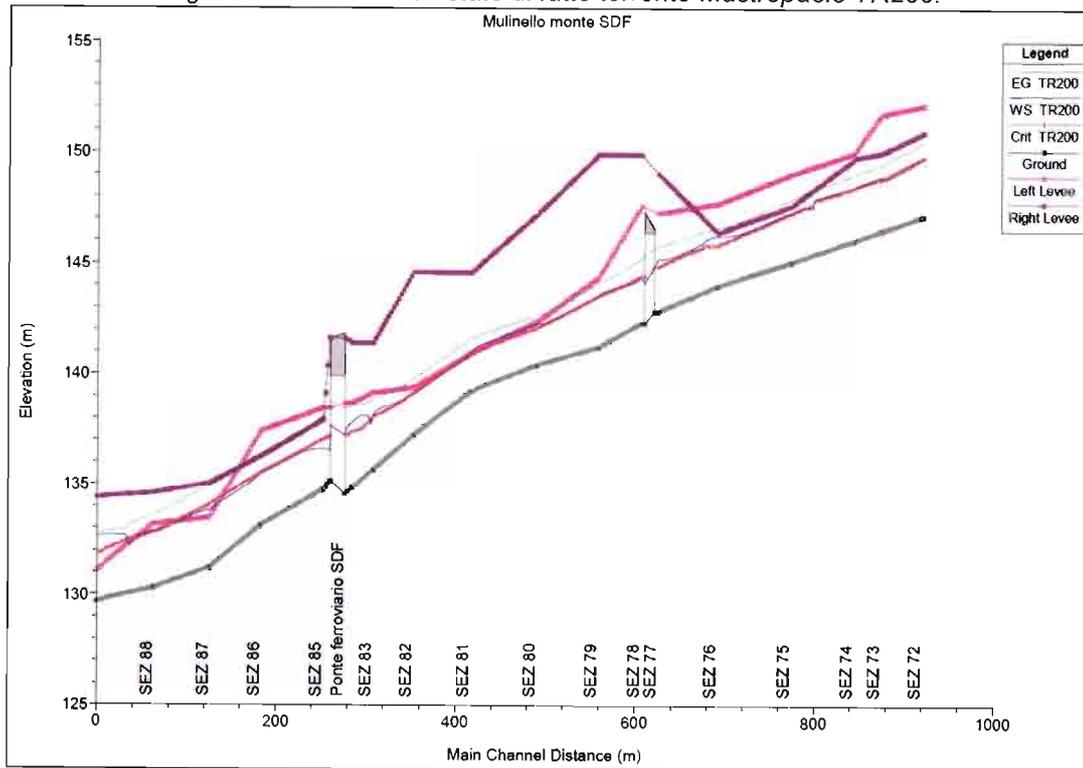


Figura 28: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello monte TR200.

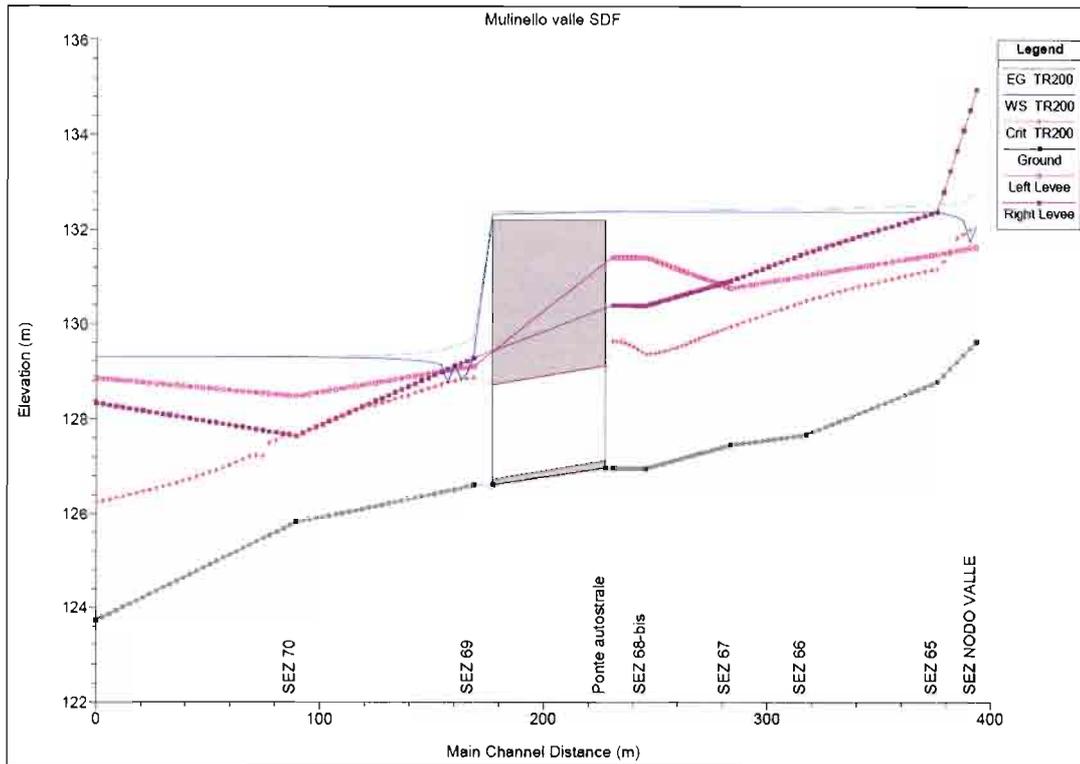


Figura 29: Profilo idrico stato di fatto torrente Mulinello valle TR200.

I risultati non evidenziano sostanziali cambiamenti tra i due eventi nei tratti di monte, in virtù delle modeste differenze tra le portate di progetto. Differenze maggiori si riscontrano nel tratto di valle per effetto del livello nel Dittaino assunto come condizione al contorno.

5.6 Descrizione stato di progetto

Per quanto concerne lo stato di progetto, a vantaggio di sicurezza, si è voluto tenere in conto il rifacimento futuro dei ponti ferroviari conseguente al raddoppio della linea ferroviaria Catenanuova – Raddusa Agira. Sono stati così ipotizzati dei ponti di larghezza e intradosso tale da non generare interferenze con la portata di progetto.

Per quanto concerne il ponte stradale in progetto questi presenta un impalcato di larghezza pari a 21m, intradosso a quota 134.27 m s.l.m., e spalle esterne all'alveo.

E' prevista nell'area sottostante il ponte e nelle zone di sbocco delle opere di convogliamento delle acque di piattaforma una protezione in materassi tipo Reno di spessore pari a 30 cm (Figura 30), con una modesta regolarizzazione del fondo. La protezione in materassi tipo Reno ricopre anche la paratia di micropali attorno alle fondazioni delle spalle. In Tal caso si è preferito

realizzare attorno alla paratia anche una gabbionata fino ad una profondità di 2 mt al di sotto dei materassi.

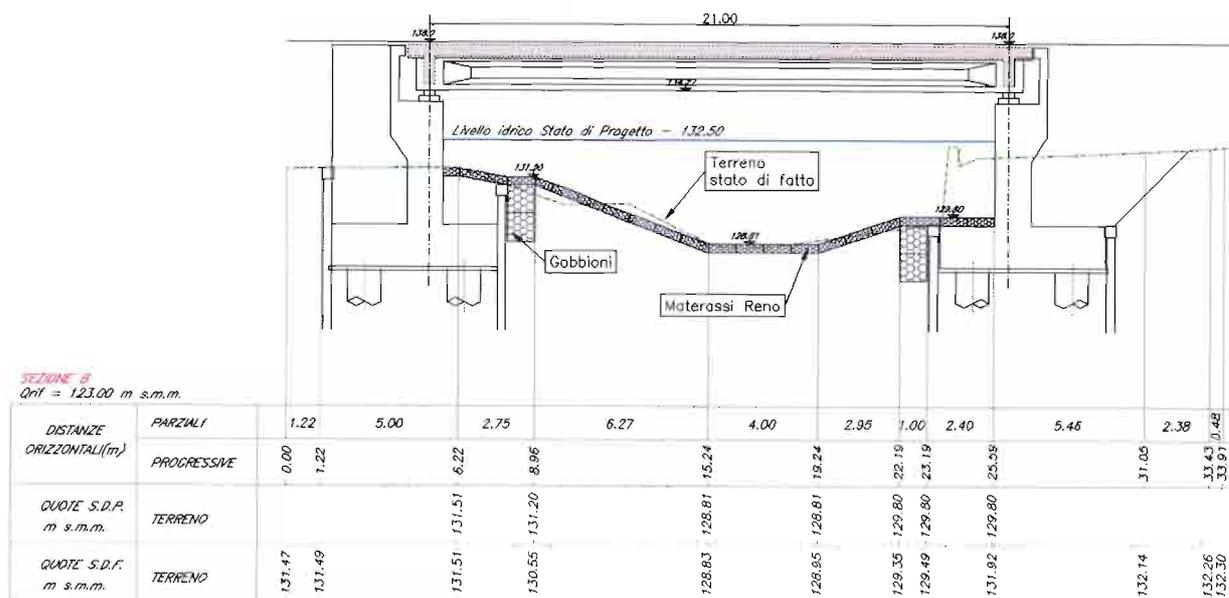


Figura 30: Sistemazione dell'alveo del torrente Mulinello in corrispondenza dell'attraversamento di progetto.

5.7 Risultati stato di progetto

Tutte le grandezze fondamentali del moto così come la caratterizzazione della sezione di deflusso, sono riportate nelle tabelle seguenti: la quota del fondo (zf), la quota del pelo libero della corrente (h), il livello critico (hc) ed energetico (H), la velocità media della corrente (U) ed il numero di Froude (Fr). Il nome delle sezioni corrisponde a quello riportato negli elaborati grafici.

5.7.1 Tempo di ritorno 300 anni

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
56	136.93	139.58	139.34	139.98	3.00	0.62
57	136.37	138.44	138.44	139.12	3.77	0.89
Sezione monte ponte ferroviario	134.72	137.26	136.80	137.60	2.77	0.61
Ponte ferroviario						
59	134.53	136.29	136.25	136.91	3.49	0.95
60	133.56	135.00	135.26	135.96	4.74	1.29
61	132.05	133.22	133.41	134.01	4.07	1.29

RELAZIONE IDRAULICA

 PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RS0T 00 D 11 RI ID0002001 A 45 di 86

62	131.09	132.78	132.42	133.17	2.79	0.69
Attraversamento via dei Caduti in Guerra						
63	130.27	132.79	131.50	132.87	1.26	0.27

Tabella 13 – Risultati stato di progetto Mastropaolo TR300

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
72	147.13	149.82	149.82	150.51	4.14	0.90
73	146.48	148.96	148.85	149.51	3.65	0.80
74	146.04	148.46	148.46	149.08	3.80	0.87
75	145.05	147.34	147.29	147.96	3.90	0.91
76	143.96	146.27	145.85	146.65	3.18	0.70
77	142.81	145.24	144.87	145.83	3.48	0.74
Ponte stradale via stazione						
78	142.29	144.46	144.46	145.28	4.02	1.00
79	141.19	143.56	143.54	144.13	3.37	0.98
80	140.39	142.28	142.08	142.68	2.81	0.76
8	139.21	140.98	140.98	141.64	3.60	0.99
82	137.23	139.10	139.19	139.82	3.76	1.12
83	135.66	138.11	138.11	138.96	4.08	1.00
84	134.86	137.88	137.48	138.66	4.00	0.75
Sezione monte ponte ferroviario	134.58	137.43	137.29	138.57	4.73	0.92
Ponte ferroviario						
Sezione valle ponte ferroviario	135.12	137.00	137.22	138.26	4.97	1.19
85	134.75	136.91	137.11	138.04	4.74	1.16
86	133.11	135.55	135.60	136.49	4.39	0.97
87	131.17	133.84	134.08	135.00	5.21	1.09
88	130.25	132.91	132.82	133.64	3.84	0.85
Sezione monte nodo	129.67	132.72		132.88	1.98	0.37

Tabella 14 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR300

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
Sezione nodo valle	129.63	132.21	132.15	132.87	3.88	0.82
65	128.79	132.67	131.24	132.80	1.72	0.30
Nuovo ponte stradale						
Sezione valle nuovo ponte stradale	128.40	132.57	131.03	132.69	1.70	0.29
66	127.67	132.58	130.57	132.65	1.39	0.22
67	127.45	132.58	130.00	132.63	1.12	0.17

68 bis	126.96	132.58	129.45	132.61	1.07	0.15
68	126.96	132.58	129.72	132.61	0.88	0.13
Ponte autostradale						
69	126.60	129.93	128.98	130.07	1.86	0.36
70	125.82	130.00	127.64	130.01	0.58	0.10
71	123.73	130.00	126.26	130.00	0.25	0.04

Tabella 15 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR300

Nelle figure seguenti sono riportati inoltre i profili idrici di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia, del tirante critico e i profili degli argini.

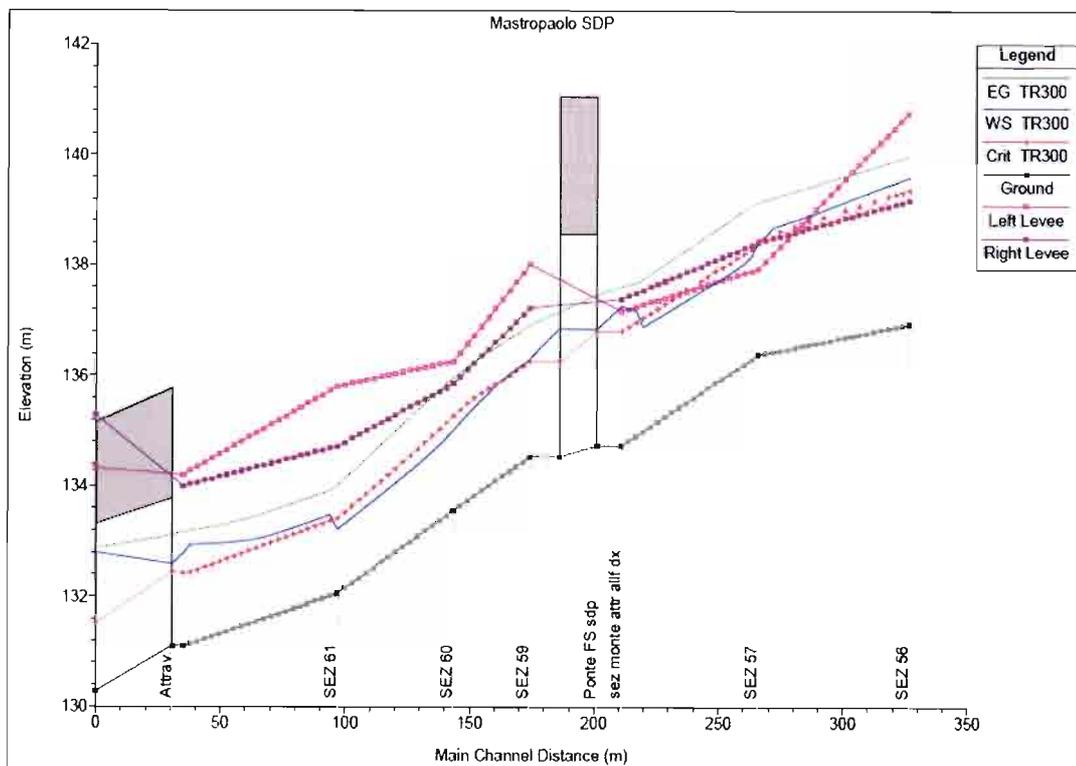


Figura 31: Profilo idrico stato di progetto torrente Mastropaolo TR300.

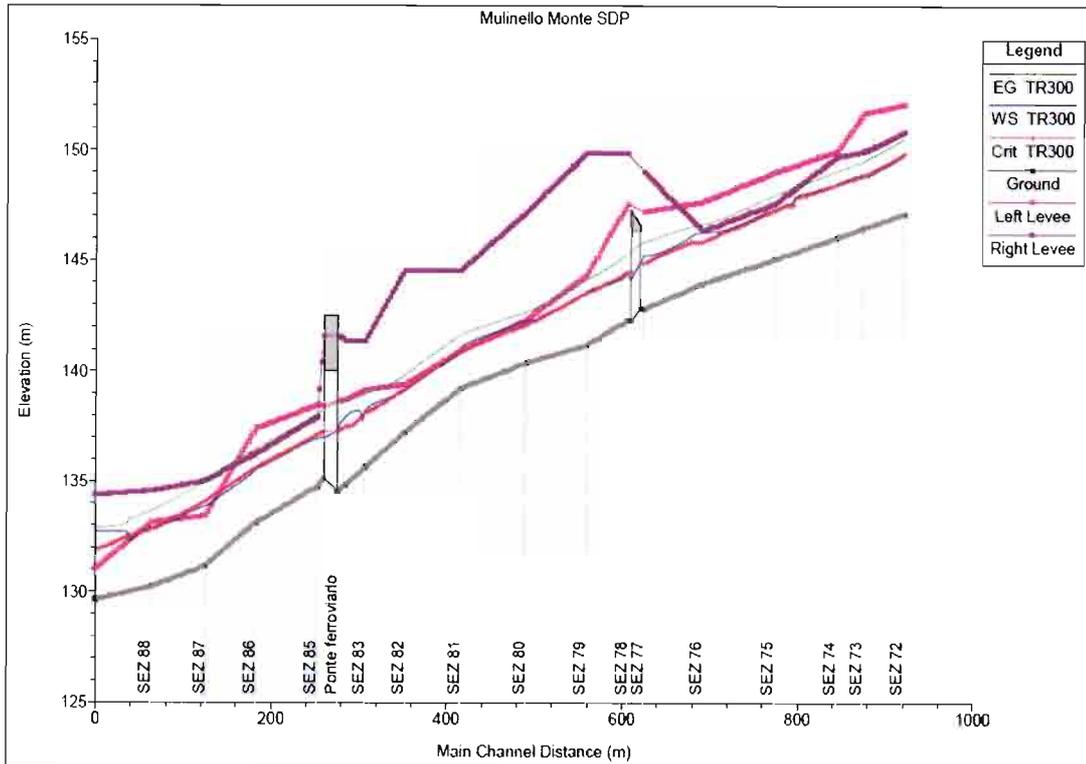


Figura 32: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello monte TR300.

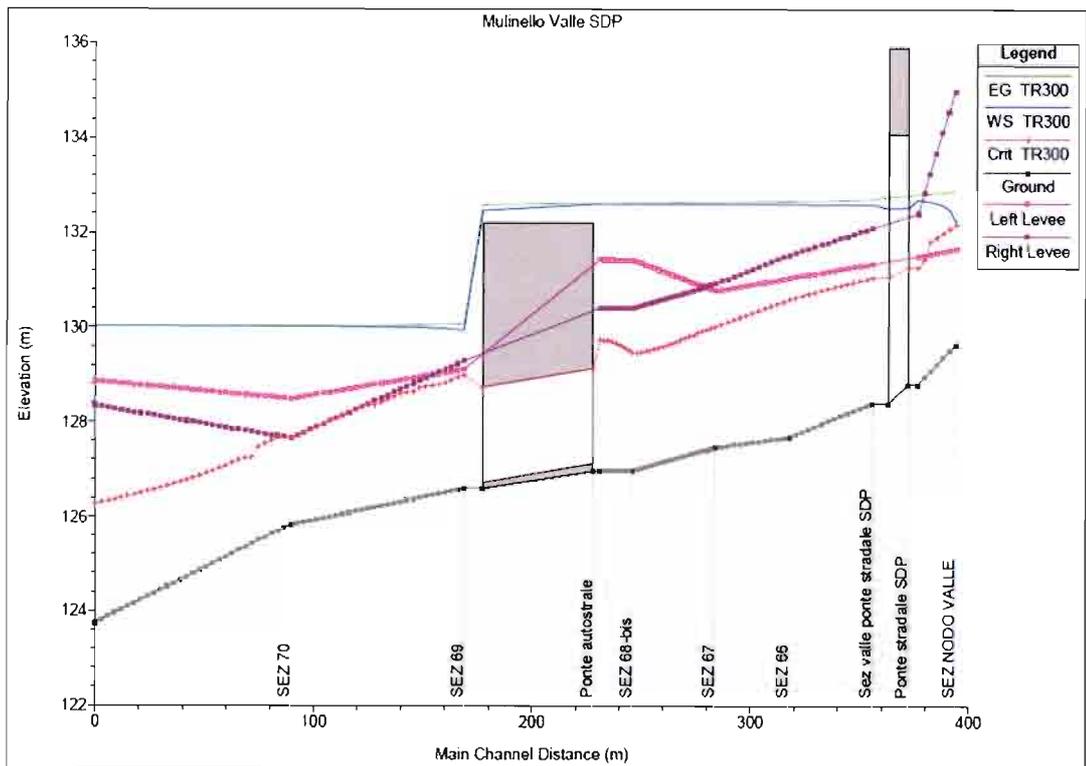


Figura 33: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello valle TR300.

La realizzazione di un nuovo attraversamento ferroviario sul torrente Mastropaolo determina un notevole miglioramento del profilo idrico, anche se comunque rimangono alcune zone di potenziale esondazione a monte dell'attraversamento da valutare dettagliatamente nella futura progettazione della linea ferroviaria (Figura 31).

Per quanto concerne il torrente Mulinello a monte della confluenza con il torrente Mastropaolo permangono alcune criticità idrauliche lungo il corso d'acqua non legate all'attraversamento ferroviario ma all'insufficienza idraulica dell'alveo stesso.

Il profilo nel tratto di valle è analogo a quello dello stato di fatto se non per un modesto sovrizzo localizzato del pelo libero immediatamente a monte del nuovo ponte stradale pari a 8 cm.

5.7.2 Tempo di ritorno 200 anni

Analogamente a quanto riportato per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 300 anni si riportano i risultati corrispondenti all'evento duecentennale.

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
56	136.93	139.51	139.29	139.91	2.99	0.63
57	136.37	138.26	138.26	139.04	4.01	1.00
Sezione monte ponte ferroviario	134.72	137.19	136.74	137.53	2.72	0.61
Ponte ferroviario						
59	134.53	136.23	136.19	136.84	3.46	0.96
60	133.56	134.95	135.21	135.90	4.70	1.30
61	132.05	133.19	133.36	133.94	3.94	1.27
62	131.09	132.71	132.38	133.09	2.74	0.69
Attraversamento via dei Caduti in Guerra						
63	130.27	132.71	131.47	132.79	1.23	0.27

Tabella 16 – Risultati stato di progetto Mastropaolo TR200.

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
72	147.13	149.77	149.76	150.44	4.04	0.89
73	146.48	148.91	148.8	149.44	3.57	0.79
74	146.04	148.45	148.41	149.02	3.64	0.84
75	145.05	147.28	147.23	147.89	3.85	0.92
76	143.96	146.22	145.8	146.57	2.98	0.66
77	142.81	145.16	144.8	145.73	3.42	0.74

RELAZIONE IDRAULICA

 PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RS0T 00 D 11 RI ID0002001 A 49 di 86

Ponte stradale via stazione						
78	142.29	144.4	144.4	145.19	3.95	1.00
79	141.19	143.52	143.5	144.07	3.3	0.97
80	140.39	142.24	142.04	142.62	2.76	0.76
81	139.21	140.93	140.93	141.56	3.53	0.99
82	137.23	139.05	139.14	139.75	3.72	1.14
83	135.66	138.04	138.04	138.86	4.02	1.00
84	134.86	137.76	137.4	138.53	3.97	0.76
Sezione monte ponte ferroviario	134.58	137.33	137.19	138.43	4.64	0.92
Ponte ferroviario						
Sezione valle ponte ferroviario	135.12	136.97	137.15	138.13	4.77	1.16
85	134.75	136.86	137.04	137.94	4.62	1.14
86	133.11	135.41	135.52	136.4	4.47	1.02
87	131.17	133.79	134.02	134.9	5.08	1.08
88	130.25	132.78	132.75	133.54	3.91	0.90
Sezione monte nodo	129.67	132.65		132.8	1.94	0.37

Tabella 17 – Risultati stato di fatto Mulinello monte TR200

Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
Sezione nodo valle	129.63	132.10		132.79	3.96	0.86
65	128.79	132.47	131.17	132.61	1.84	0.33
Nuovo ponte stradale						
Sezione valle nuovo ponte stradale	128.40	132.36	130.95	132.49	1.81	0.32
66	127.67	132.36	130.48	132.44	1.47	0.24
67	127.45	132.36	129.94	132.42	1.15	0.18
68 bis	126.96	132.36	129.36	132.40	1.09	0.15
68	126.96	132.37	129.63	132.40	0.90	0.13
Ponte autostradale						
69	126.60	129.31	128.87	129.68	2.84	0.62
70	125.82	129.28	127.64	129.31	0.79	0.14
71	123.73	129.29	126.23	129.29	0.31	0.05

Tabella 18 – Risultati stato di fatto Mulinello valle TR200

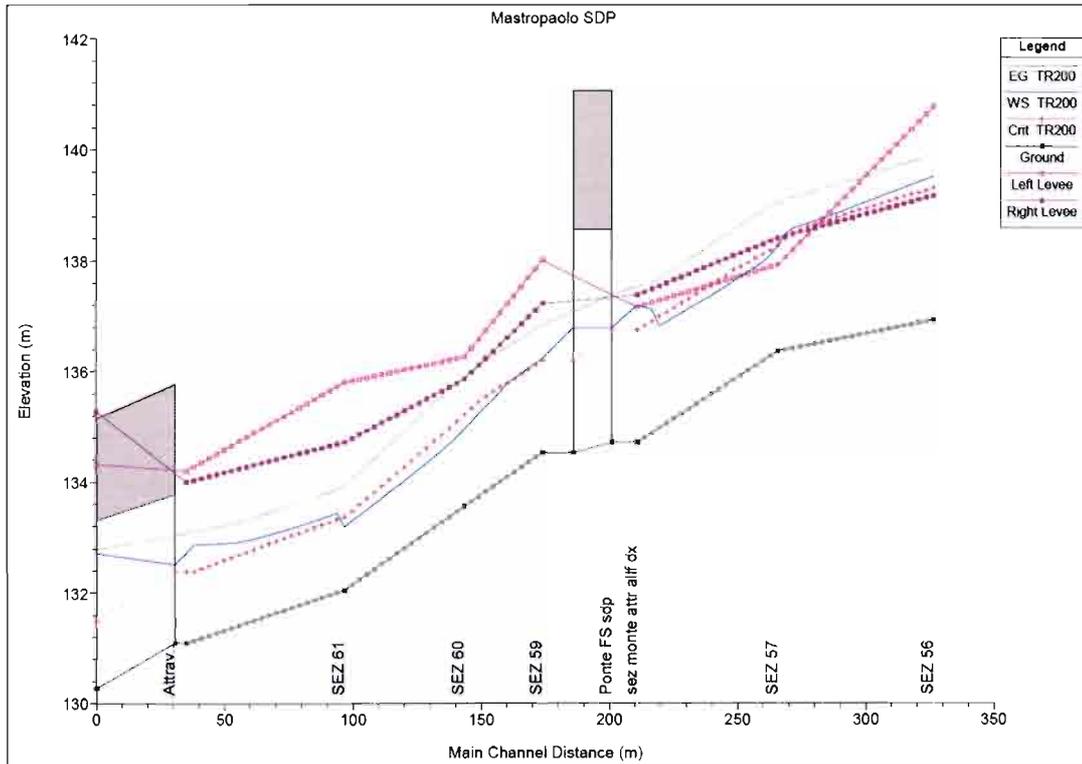


Figura 34: Profilo idrico stato di progetto torrente Mastropaolo TR200.

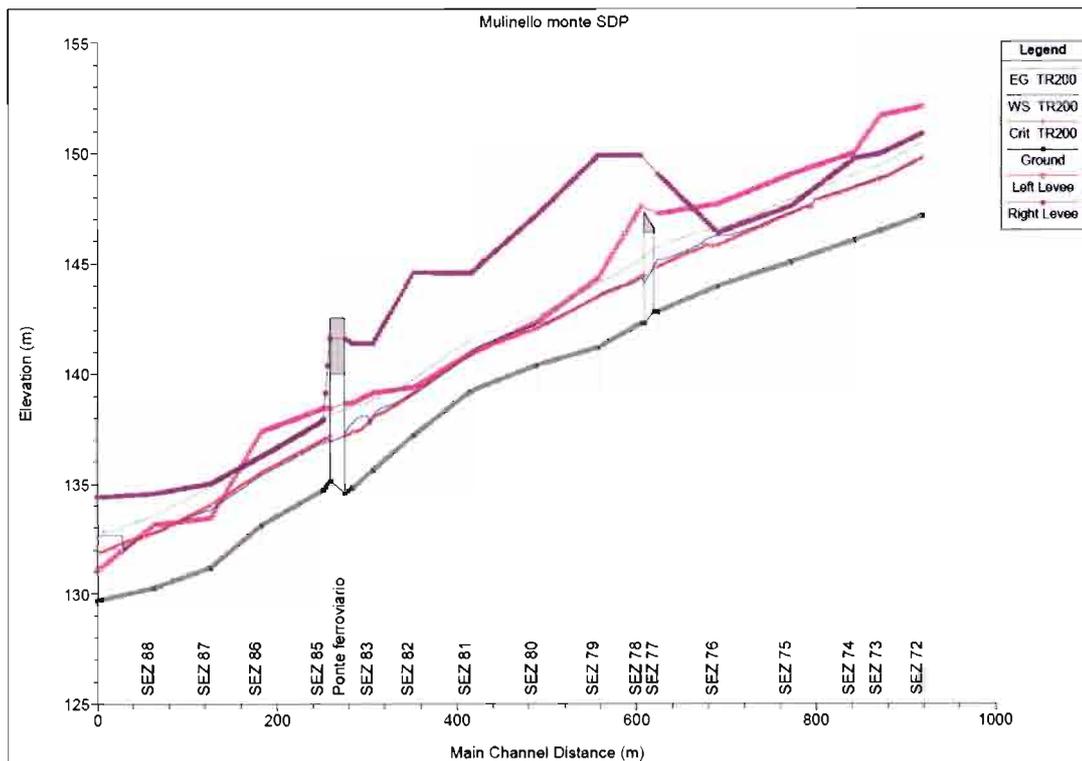


Figura 35: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello monte TR200.

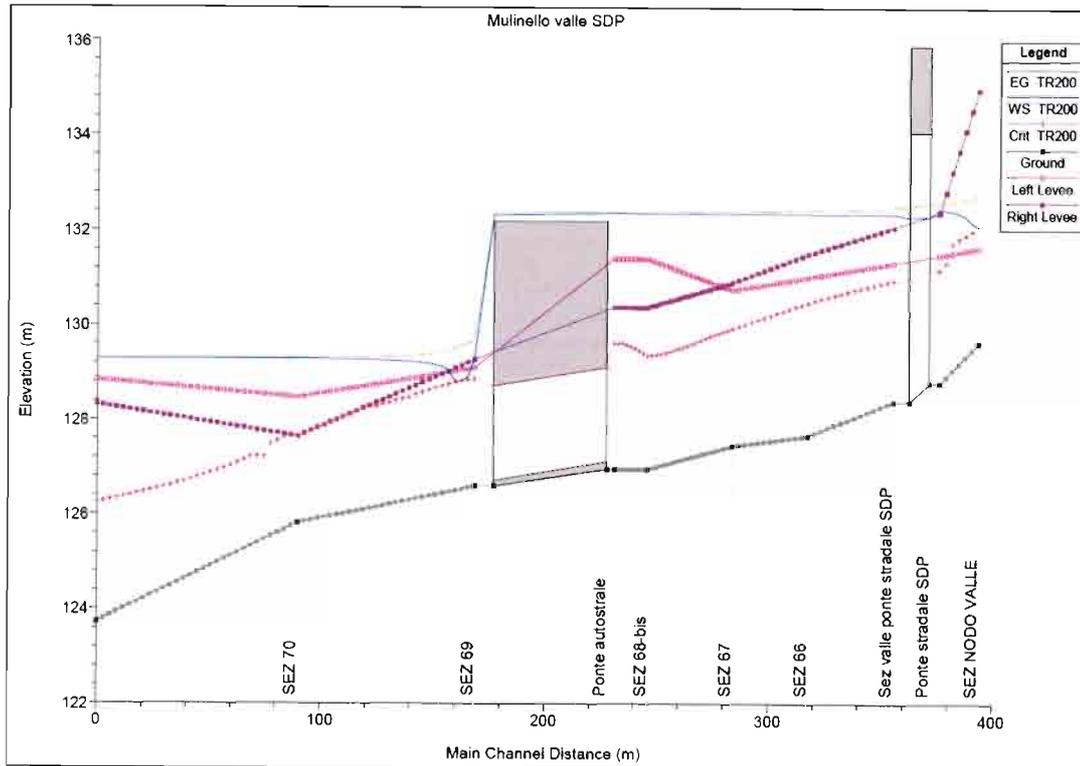


Figura 36: Profilo idrico stato di progetto torrente Mulinello valle TR200.

Dai risultati si evince un abbassamento dei livelli idrici nel tratto del ponte corrispondente a circa 20 cm. Di minore entità gli abbassamenti lungo il resto del corso d'acqua.

5.8 Verifica del franco

Come precedentemente riportato le Norme Tecniche delle Costruzioni prevedono per gli intradossi dei ponti di nuova realizzazione un franco idraulico di almeno 1.5-2.0m.

Il Manuale tecnico di progettazione ferroviario prevede invece un franco minimo di 1m rispetto al livello idrico e di 0.5 m rispetto al livello energetico.

Le tabelle seguenti riportano le verifiche eseguite relativamente al franco idraulico ed energetico per i due tempi di ritorno considerati.

Entrambi i livelli riportati sono riferiti alla sezione immediatamente a monte dell'attraversamento.

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello idrico Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco idraulico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.47	132.67	134.27	1.8	1.6

Tabella 19: Franco idraulico

	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco energetico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.61	132.80	134.27	1.66	1.47

Tabella 20: Franco energetico

Dai risultati riportati si evince che il nuovo manufatto verifica sia le prescrizioni delle Norme Tecniche per le costruzioni, sia quelle del Manuale Tecnico ferroviario.

L'opera in progetto, nonostante non si ravvisi un rischio di trasporto di alberi d'alto fusto, presenta una luce fondo alveo – intradosso pari a **5.60 mt** (134.27 intradosso opera - 128.69 fondo alveo).

Per completezza dello studio, si riportano in forma tabellare anche i risultati della modellazione idraulica monodimensionale nell'ipotesi di:

- Parziale interrimento del manufatto di attraversamento autostradale (come da rilievo):

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello idrico Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco idraulico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.91	133.02	134.27	1.36	1.25

	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco energetico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.99	133.10	134.27	1.28	1.17

- Adeguamento del manufatto di attraversamento autostradale:

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello idrico Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco idraulico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	131.63	131.84	134.27	2.64	2.43

	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco energetico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.12	132.24	134.27	2.15	2.03

Queste due ultime simulazioni mostrano come i livelli idrici ed energetici che si instaurano in corrispondenza del nuovo ponte in progetto, siano influenzati dalla presenza e dallo stato di manutenzione dell'opera autostradale; la dimensione del nuovo manufatto garantisce comunque un adeguato franco di sicurezza sia sul livello idrico che energetico anche nel caso di scarsa manutenzione dell'opera autostradale.

L'eventuale futuro adeguamento dell'opera comporterebbe l'evidente abbassamento dei livelli idrici nel tratto di intervento (con conseguente aumento del franco in corrispondenza del nuovo ponte) e un aumento delle velocità che passerebbero da 2.00 m/s circa a 3.00 m/s circa.

Questo aumento di velocità risulta compatibile con la tipologia delle opere di protezione previste; prove di laboratorio mostrano che i rivestimenti in materassi tipo "Reno" dello spessore di 30 cm e riempimento con pezzatura variabile tra i 70-120 mm presentano una velocità critica (primo movimento) di 4.2 m/s e una velocità limite (massima deformazione) pari a 5.5 m/s.

Type	Thickness (m)	Filling stones		Critical velocity (*)	Limit velocity (*)
		stone size	d ₅₀		
Reno mattress	0,15-0,17	70-100	0.085	3.5	4.2
		70-150	0.110	4.2	4.5
	0,23-0,25	70-100	0.085	3.6	5.5
		70-150	0.120	4.5	6.1
	0,30	70-120	0.100	4.2	5.5
		100-150	0.125	5.0	6.4
Gabions	0,50	100-200	0.150	5.8	7.6
		120-250	0.190	6.4	8.0

5.9 Risultati stato di progetto (livello idrico nel Dittaino Tr 50 anni)

Si riportano in forma tabellare i risultati delle simulazioni condotte considerando come condizione al contorno il livello nel fiume Dittaino per l'evento di piena corrispondente ad un Tr di 50 anni (valore più piccolo disponibile nel Piano di Bacino).

I risultati si riferiscono ai 3 seguenti scenari:

- Manufatto di attraversamento autostradale perfettamente mantenuto

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello idrico Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco idraulico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.47	132.60	134.27	1.80	1.67

	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco energetico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.61	132.73	134.27	1.61	1.54

- Parziale interrimento del manufatto di attraversamento autostradale (come da rilievo):

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello idrico Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco idraulico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.90	132.98	134.27	1.37	1.29

	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco energetico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.99	133.07	134.27	1.28	1.20

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000					
	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV. FOGGIO
RELAZIONE IDRAULICA	RS0T	00	D 11	RI	ID0002001	A 56 di 86

- Adeguamento del manufatto di attraversamento autostradale

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello idrico Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco idraulico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	131.63	131.84	134.27	2.64	2.43

	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=300 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco energetico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=300 anni [m]
Sez. monte ponte	132.12	132.24	134.27	2.15	2.03

Le verifiche condotte mostrano che i livelli idrici in corrispondenza del nuovo ponte stradale di progetto risultano indipendenti dal livello idrico nel Fiume Dittaino e dipendenti dalla presenza del manufatto autostradale e dal suo stato manutentivo.

L'eventuale futuro adeguamento dell'opera comporterebbe un evidente abbassamento dei livelli idrici nel tratto di intervento (con conseguente aumento del franco in corrispondenza del nuovo ponte) e un aumento delle velocità che passerebbero da 2.00 m/s a 3.00 m/s circa.

6 DRENAGGIO DI PIATTAFORMA

6.1 Componenti sistema di drenaggio

Il drenaggio della piattaforma stradale è costituito da due sistemi indipendenti; il primo è costituito da una cunetta alla francese collocata a bordo strada, la quale recapita le portate meteoriche a delle caditoie grigliate poste ogni 15 metri che scaricano a loro volta in una condotta principale posta inizialmente a centro strada. La condotta, una volta raggiunta la sezione stradale n. 19 (corrispondente al punto altimetricamente più alto del terreno), viene portata all'esterno della sede stradale e posizionata parallelamente al rilevato fino al torrente Mulinello, dove scarica le acque meteoriche captate. Tale configurazione è stata prevista per limitare la profondità della condotta stessa e dei pozzetti di ispezione rispetto al piano stradale, in quanto dalla sezione 19 fino a fine intervento il piano stradale sale di quota portandosi, in prossimità del ponte a più di 4 m di altezza dal piano campagna.

Nel tratto esterno procedendo verso il Torrente Mulinello, la tubazione è posata inizialmente lungo il lato destro della strada. La scelta dipende dal fatto che si sono voluti limitare scavi importanti sul lato sinistro del rilevato stradale che risulta adiacente allo svincolo autostradale.

In prossimità della sezione stradale n.16, la tubazione attraversa nuovamente il rilevato stradale, riportandosi sul lato sinistro di quest'ultimo; in questo modo è possibile scaricare le acque meteoriche stradali nel torrente Mulinello a valle del nuovo ponte stradale dove il corso d'acqua presenta una maggiore profondità e garantisce l'assenza di rischi di rigurgiti in condotta.

Il secondo sistema di drenaggio (dalla sezione numero 19 fino al torrente Mulinello) capta invece le acque mediante cunetta alla francese ed embrici, posizionati ad una distanza di 15 metri uno dall'altro, i quali trasportano le acque raccolte ai fossi di guardia posti al piede del rilevato. I fossi di guardia, di forma trapezoidale e realizzati in c.a., convogliano a loro volta le acque meteoriche stradali raccolte nel Mulinello.

Alla base del rilevato dalla sezione n.1 alla n.19 sono previsti comunque dei fossi a protezione del rilevato per la captazione delle acque meteoriche raccolte dalle scarpate. In tal caso i fossi, sempre di forma trapezoidale sono in terra rivestita con materassi Reno dello spessore di 30 cm.

Nel punto più depresso del terreno sono previsti due forniche che attraversano il rilevato al fine di renderlo idraulicamente trasparente ed evitare il ristagno d'acqua da un lato del rilevato.

All'incrocio con via Enna è presente allo stato attuale lo sbocco di una condotta fortemente interrata che drena un piccolo bacino a monte della linea ferroviaria e attraversa l'area artigianale con un canale in cls.



Figura 37: Sbocco condotta lungo via Enna.



Figura 38: Canale in cls zona artigianale.

Si prevede di garantire la continuità idraulica del manufatto mediante uno scatolare di dimensioni interne 1x1m da collegare con il fosso di guardia di via Enna.

Inoltre all'incrocio di via Enna si prevede di intercettare mediante canaletta grigliata eventuali contributi meteorici estranei alla nuova viabilità e convogliarli in gran parte nel fosso parallelo a via Enna stessa.

Per quanto concerne via dei Caduti in Guerra è prevista una modifica altimetrica della strada al fine di raccordare la livelletta con quella della nuova viabilità in prossimità del ponte. In tal caso la strada, nel tratto modificato sarà sorretta da dei muri di contenimento. Allo stato attuale non sono presenti sistemi di drenaggio della piattaforma stradale.

Nei punti più bassi del tratto in progetto sono previste delle griglie di raccolta continue per tutta la larghezza della strada che scaricano le acque in prossimità del manufatto di immissione del torrente Mastropaolo nel Mulinello e nel torrente Mulinello a valle del nuovo attraversamento stradale.

Inoltre si prevede di drenare le acque che dilavano il lato sinistro della strada a valle del nuovo ponte mediante embrici con fosso di guardia in cls alla base del rilevato che recapitano nel Torrente Mulinello.

Il corso d'acqua rappresenta, come descritto, il recapito ultimo delle acque meteoriche ricadenti sulla piattaforma stradale di progetto; vista la normativa vigente (D.Lgs 152/2006 e s.m.i. e la L.R. 27/1986 e s.m.i.), prima dello scarico non è previsto alcun manufatto di trattamento.

Nel seguito vengono descritti gli schemi idraulici utilizzati per la verifica ed il dimensionamento degli elementi del drenaggio di piattaforma. Gli elementi del drenaggio superficiale (sistema di raccolta) quali embrici, cunette alla francese e le griglie poste ad intervalli regolari sulle cunette sono stati dimensionati con la portata determinata con il metodo cinematico. Le condotte poste al di sotto della sede stradale (sistema di smaltimento) sono dimensionate invece con il metodo dell'invaso.

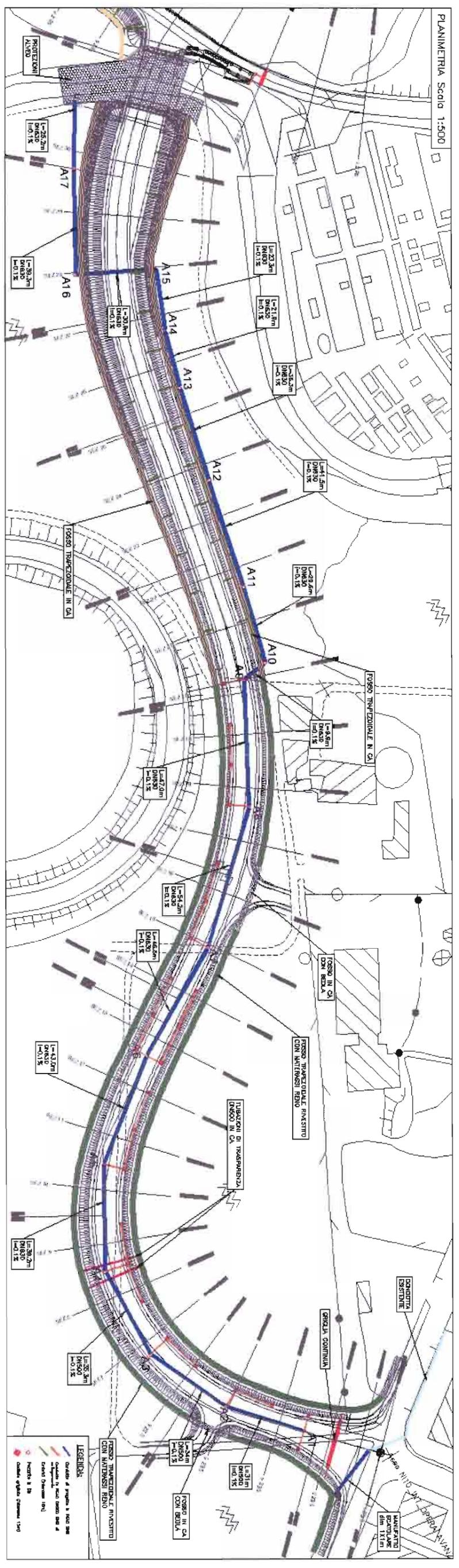


Figura 39: Planimetria di progetto (drenaggio della piattaforma stradale).

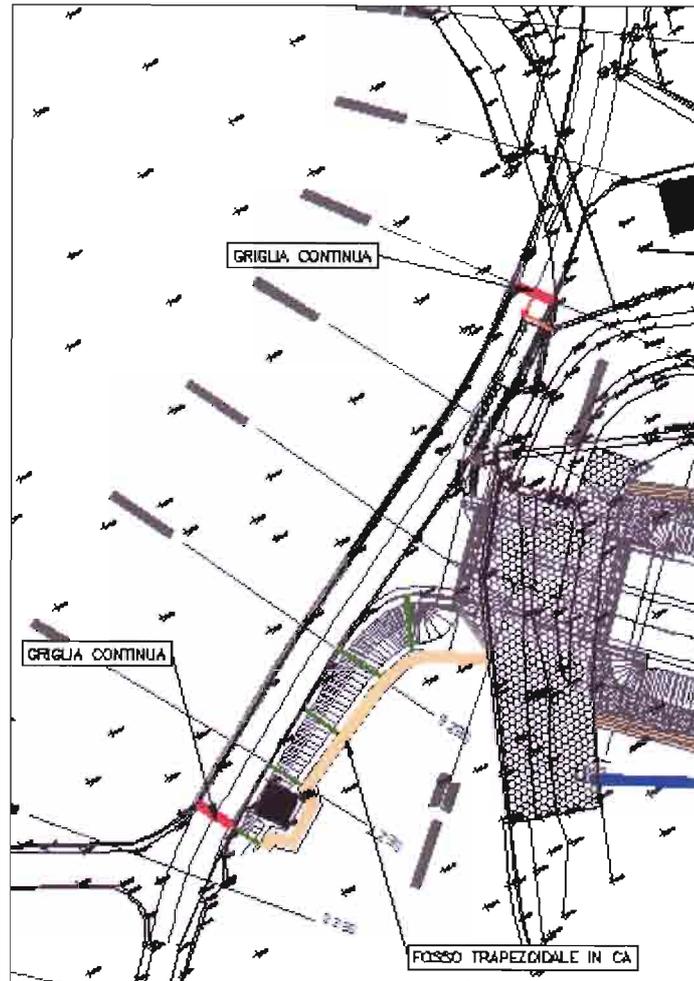


Figura 40: Drenaggio via dei Caduti in Guerra.

6.2 Il metodo dell'invaso

La verifica idraulica delle condotte per lo smaltimento delle acque di piattaforma è stata condotta mediante il metodo dell'invaso a fronte dell'elevata affidabilità e della vasta diffusione di tale approccio semplificato.

Tale metodo tratta il problema del moto vario in maniera semplificata: assegna all'equazione del moto la semplice forma del moto uniforme ed assume come equazione di continuità quella detta "dei serbatoi" per simulare, concettualmente, l'effetto d'invaso.

Tale metodologia sfrutta per il calcolo delle portate le capacità d'invaso della rete.

Le ipotesi alla base del metodo sono stazionarietà e linearità, che comportano l'invarianza nel tempo delle trasformazioni che il bacino compie sugli input (afflussi) e la validità del principio di

sovrapposizione degli effetti. In fase di calcolo si ipotizza che il riempimento delle condotte avvenga in modo sincrono e che nessun canale determini fenomeni di rigurgito in tratti di canale a monte. Il metodo si fonda sull'equazione di continuità.

La superficie scolante S sia solcata da un collettore avente sezione d'area A e pendenza i (Figura 41).

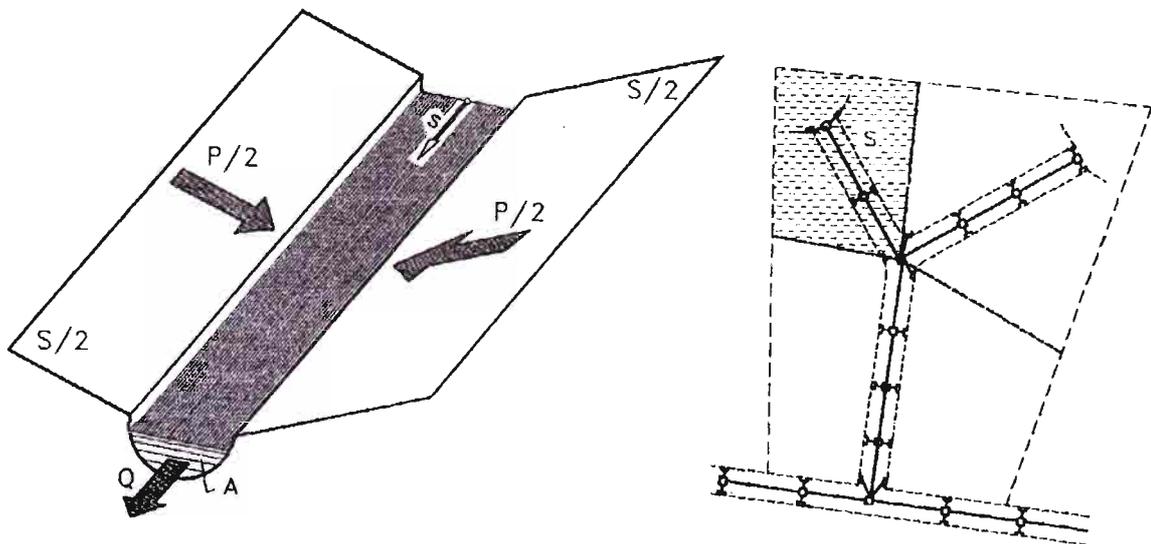


Figura 41: Schema per il calcolo delle portate con il metodo dell'invaso.

La condizione di continuità si esprime scrivendo:

$$p - Q = \frac{dV}{dt}$$

dove:

$p = \varphi j S$, con $j = at^{\rho-1}$ intensità di pioggia costante sulla durata τ della precipitazione;

V = volume invasato a monte della sezione di chiusura;

Q = portata transitante nella sezione di chiusura.

L'integrazione dell'equazione di continuità e del moto fornisce una relazione tra Q e t ed in particolare permette di calcolare il tempo di riempimento t_r del collettore, cioè il tempo necessario per passare da $Q = 0$ a $Q = Q_0$, essendo Q_0 il valore della portata massima che il canale può smaltire. Sulla base del confronto tra τ e t_r si può fare una verifica delle dimensioni del canale, risultando:

insufficiente se $t_r < \tau$;

corretto se $t_r \geq \tau$.

Se si assume che il fenomeno di trasformazione di piogge in portate possa considerarsi in lenta evoluzione nel tempo e nello spazio, il moto vario può essere descritto da una successione di stati di moto uniforme. L'equazione del moto è data, allora, dalla nota espressione di Gauckler-Strickler:

$$v = K_s R_H^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

dove: K_s = coefficiente di attrito di Gauckler-Strickler;

R_H = raggio idraulico;

i = pendenza del canale.

Dall'identità $Q = Av$ si ottiene poi la scala delle portate:

$$Q = cA^\alpha$$

Tale equazione insieme con quella di continuità descrive il processo di riempimento e di svuotamento di un serbatoio ideale controllato da una speciale luce di scarico che trae dal moto uniforme la sua legge di deflusso.

Per poter procedere all'integrazione, occorre esprimere il volume V in funzione della variabile Q . Il problema è trattato assumendo che il volume V sia linearmente legato all'area A della sezione bagnata, come d'altronde impone l'ipotesi del moto uniforme. Si assume cioè, con un certo errore nel confronto con la realtà, che il volume d'invaso sia concentrato unicamente nel collettore e non sulla superficie scolante.

In queste ipotesi, detti V_0 e A_0 rispettivamente il volume massimo e la massima area, si può scrivere:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A}{A_0}$$

Inoltre, dalla scala delle portate ottenuta, si ha:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^\alpha$$

Da cui si ottiene:

$$V = V_0 \left(\frac{Q}{Q_0} \right)^{1/\alpha}$$

Andando ad inserire quest'espressione nell'equazione di continuità si ottiene l'espressione integrabile:

$$dt = \frac{V_0}{\alpha Q_0^{1/\alpha}} \cdot \frac{Q^{(1-\alpha)/\alpha}}{p-Q} dQ$$

SEZIONI CHIUSE

Per le sezioni chiuse è ammissibile una relazione lineare fra volume e portata, assumendo $\alpha=1.0$ (Figura 42).

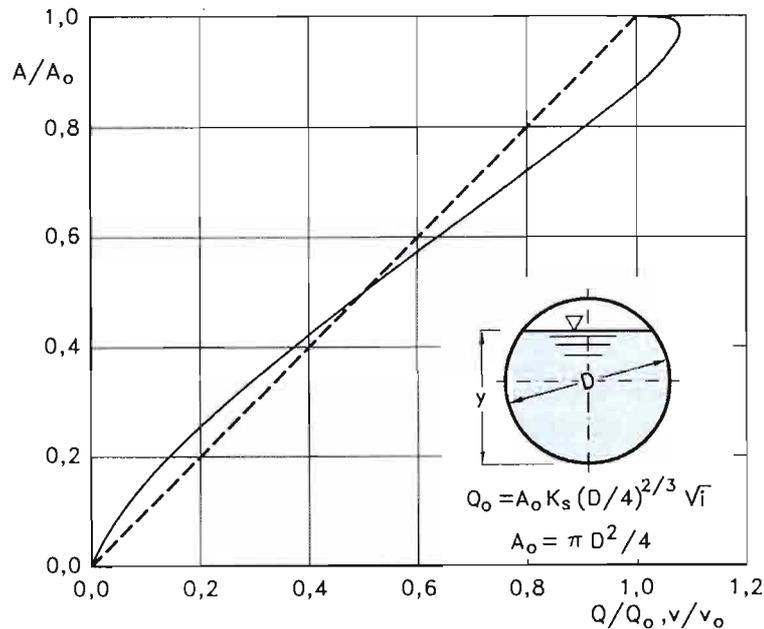


Figura 42: Andamento della portata in funzione della sezione liquida della condotta.

Quindi l'equazione precedente, avendo fatto la classica definizione:

$$dt = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \frac{dQ}{p-Q}$$

Posto p costante, l'equazione integrata nell'intervallo $t_2 - t_1$ dà:

$$t_2 - t_1 = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \ln \frac{p-Q_1}{p-Q_2}$$

Per $t_1=0$ e $Q_1=0$, si ha il tempo di riempimento t_r necessario, a partire dalle condizioni di condotta vuota, per raggiungere il valore massimo Q_0 :

$$t_r = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \ln \frac{p}{p-Q_2} = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} \text{ con } \varepsilon = \frac{p}{Q_0}$$

Nota la relazione $h = a r^n$, per una prefissata intensità $j = a r^{n-1}$, si ha:

$$\varepsilon = \frac{p}{Q_0} = \frac{\varphi j S}{Q_0} = \varphi \frac{S a \tau^{n-1}}{Q_0} \Rightarrow \tau = \left(\frac{\varepsilon Q_0}{\varphi S a} \right)^{\frac{1}{(n-1)}}$$

La condizione $t_r = \tau$ dà modo di ottenere:

$$V_0 = Q_0 \left(\frac{\varepsilon Q_0}{\varphi S a} \right)^{\frac{1}{(n-1)}} \cdot \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{-1}$$

Ed anche, ricordando che $u = Q_0 / S$,

$$V_0 = \frac{S}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \cdot u \cdot \left(\frac{\varepsilon \cdot u}{\varphi \cdot a} \right)^{\frac{1}{(n-1)}}$$

dalla quale, definito $v_0 = V_0 / S$ come volume specifico si ha:

$$u = \varepsilon^{-\frac{1}{n}} \cdot \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{\frac{(n-1)}{n}} \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{v_0^{\frac{(1-n)}{n}}}$$

La condizione $du / d\varepsilon = 0$ consente di calcolare il valore di $\varepsilon = p / Q_0$ relativo all'evento che sollecita, noto l'esponente n , in maggior misura la rete. Si ottiene:

$$n = 1 + (\varepsilon - 1) \cdot \ln \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon}$$

da cui può dedursi, con un'approssimazione sufficiente nell'intervallo 0.25 – 0.50 dei valori di n , il desiderato valore di ε :

$$\varepsilon = 3.94 - 8.21n + 6.23n^2 + \dots$$

Esprimendo v_0 in m^3/ha , S in ha , a in mm/ora^n e u in $l/s ha$ si ha:

$$u = 10^{\frac{1}{n}} \cdot 0.278 \varepsilon^{-\frac{1}{n}} \cdot \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{\frac{(n-1)}{n}} \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{v_0^{\frac{(1-n)}{n}}}$$

Raggruppando con la posizione:

$$K_c = \left(\frac{10 \varphi \cdot a}{\varepsilon \cdot 3.6^n} \right)^{\frac{1}{(1-n)}} \cdot \frac{1}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}$$

le grandezze legate al carattere climatico del luogo (a e n), direttamente e nel parametro ε , e allo stato della superficie scolante (φ), l'equazione diventa:

$$u = \left(\frac{K_c}{v_0} \right)^{(1-n)/n}$$

L'equazione, per l'evidenza accordata al volume specifico v_0 , si presta principalmente allo svolgimento pratico del calcolo.

SEZIONI APERTE

Per le sezioni aperte è ammissibile una relazione lineare fra volume e portata, assumendo $\alpha=1.5$.

Quindi l'equazione precedente, avendo fatto la classica definizione:

$$z = \frac{Q}{p}$$

integrata tra t_1 e $q1$, effettuando uno sviluppo in serie della funzione z (variabile tra 0 e 0,98):

$$t_2 - t_1 = \frac{V_0 \cdot p^{(1-\alpha)/\alpha}}{\alpha Q_0^{1/\alpha}} \cdot \int_{z_1}^{z_2} \frac{z^{(1-\alpha)/\alpha}}{1-z} dz = \frac{V_0 p^{(1-\alpha)/\alpha}}{Q_0^{1/\alpha}} \cdot [z_2^{1/\alpha} \zeta_\alpha(z_2) - z_1^{1/\alpha} \zeta_\alpha(z_1)]$$

avendo posto:

$$\zeta_\alpha(z) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{z^k}{k\alpha + 1}$$

serie sicuramente convergente per $z < 1$.

In particolare, per $t_1 = 0$, $z_1 = 0$ (cioè $Q_1 = 0$) e $z_2 = Q_0/p$, si ottiene il tempo di riempimento t_r :

$$t_r = \frac{V_0}{p} \left(\frac{p}{Q_0} \right)^{1/\alpha} \cdot z^{1/\alpha} \cdot \zeta_\alpha(z) = \frac{V_0}{p} \cdot \zeta_\alpha(z) = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \zeta_\alpha(z)$$

I valori della funzione $\zeta_\alpha(z)$ sono stati riassunti in Tabella 21 al variare di α .

z	$\xi_1(z)$	$\xi_{1.25}(z)$	$\xi_{1.5}(z)$	$\xi_{1.75}(z)$	$\xi_2(z)$
0	1	1	1	1	1
0,10	1,0536	1,0475	1,0427	1,0388	1,0355
0,20	1,1157	1,1023	1,0917	1,0831	1,0760
0,30	1,1889	1,1665	1,1489	1,1347	1,1230
0,40	1,2770	1,2435	1,2171	1,1960	1,1787
0,50	1,3862	1,3379	1,3006	1,2708	1,2464
0,60	1,5271	1,4589	1,4068	1,3655	1,3318
0,70	1,7198	1,6231	1,5499	1,4924	1,4460
0,75	1,8482	1,7317	1,6440	1,5756	1,5205
0,80	2,0116	1,8690	1,7627	1,6800	1,6138
0,84	2,1814	2,0109	1,8847	1,7871	1,7093
0,87	2,3447	2,1468	2,0011	1,8889	1,7998
0,90	2,5579	2,3231	2,1516	2,0203	1,9164
0,92	2,7447	2,4769	2,2824	2,1342	2,0172
0,94	2,9922	2,6798	2,4545	2,2836	2,1493
0,96	3,3518	2,9733	2,7024	2,4983	2,3387
0,98	3,9895	3,4903	3,1375	2,8738	2,6691

 Tabella 21: Valori della funzione ξ

Dall'equazione sopra ricavata, imponendo la condizione critica per cui il tempo di pioggia sia uguale al tempo di riempimento ($z=t_r$), si deduce, con semplici passaggi, l'espressione del coefficiente udometrico:

$$u = \frac{Q_0}{S} = z [\zeta_\alpha(z)]^{(n-1)/n} \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{1/n}}{v_0^{(1-n)/n}}$$

avendo assunto come volume specifico $v_0 = V_0/S$ cioè il volume d'invaso dell'intero sistema, pari alla somma del volume contenuto nei collettori e diffuso sulla superficie scolante (fossi minori, avvallamenti, ecc.), immaginato distribuito sull'intera superficie del bacino.

Si può allora determinare, con la condizione $du/dz = 0$ (essendo z l'unica variabile), quale sia il valore di z (dipendente dall'intensità di precipitazione j) che rende massimo il coefficiente udometrico u . Lo svolgimento dei passaggi porta ad una espressione implicita di z di non agevole manipolazione. Alcuni calcoli offrono la possibilità di dare, con un'approssimazione più che soddisfacente, la seguente forma alla funzione di z :

$$z [\zeta_\alpha(z)]^{(n-1)/n} = (\lambda_1 \alpha + \lambda_2) n$$

e di fornire, quindi, un'espressione semplificata dell'equazione che definisce il coefficiente udometrico. Esprimendo $[a]=$ metri giorni^{-n} e $[v_0]=$ metri, e il coefficiente udometrico $[u]=$ litri \cdot secondo \cdot ettaro, l'equazione che definisce il coefficiente udometrico diventa:

$$u = (26\alpha + 66)n \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{1/n}}{v_0^{(1-n)/n}}$$

Come valori del volume specifico di invaso si è scelto di utilizzare il valore di 2mm per la pavimentazione stradale e 5mm per le aree a verde e scarpate.

6.3 Il metodo cinematico

Per il dimensionamento del sistema di raccolta è stato utilizzato il metodo cinematico per il calcolo della portata di piena relativa al bacino in analisi.

La schematizzazione alla base del metodo si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c}$$

in cui:

Q = portata di piena [m^3/sec];

φ = coefficiente di deflusso, cautelativamente assunto pari a 0.90;

h = altezza di pioggia [m], individuata a partire dalle curva di possibilità, per una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione;

S = area del bacino km^2 ;

τ_c = tempo di corrivazione [ore], da individuare.

Il valore di h rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione τ_c : infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo τ_c solo una parte del bacino S contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella *Figura 43* è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quella di corrivazione l'idrogramma di piena assuma la forma triangolare.

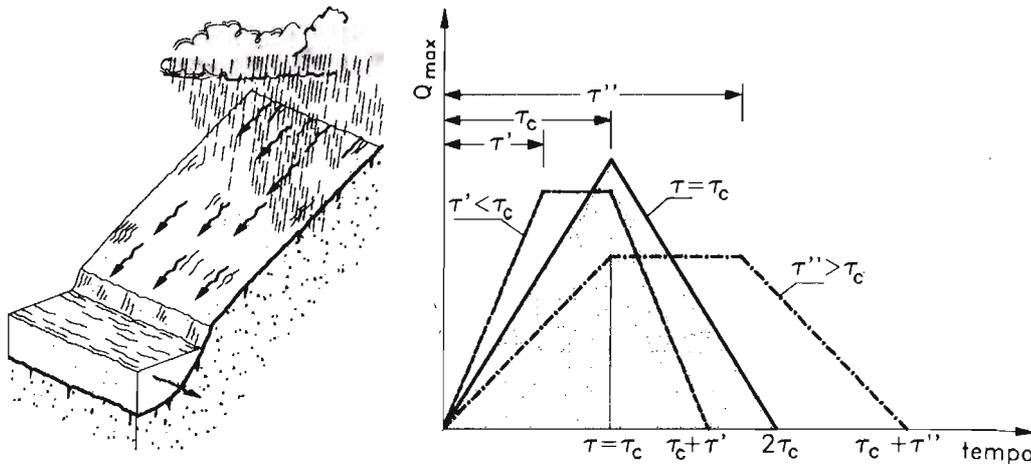


Figura 43: Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

In questa analisi si prende in considerazione la formula di Kerby, utilizzata frequentemente per il calcolo del tempo di corrivazione in bacini di estensione limitata. La formula di Kerby è stata sviluppata da risultati ottenuti da bacini con canalizzazioni inferiori ai 1200 ft (365 m) e caratterizzati da estensioni inferiori ai 4 ettari.

La relazione di Kerby per il calcolo del tempo di corrivazione, espresso in ore, ha la forma:

$$\tau_c = (0.342 \cdot N \cdot L \cdot P^{-0.5})^{0.467}$$

con

L = lunghezza dell'asta principale in km;

P = pendenza media della rete di drenaggio;

N = parametro legato al tipo di superficie (Tabella 22).

Descrizione	N
Pavimentazione	0,02
	0,04
Suoli regolari e spogli	0,10
Erba ecc	0,20
Pascoli, coltivati	0,40
Foresta decidua	0,60
Erba densa ecc	0,80

Tabella 22: Parametro N della formula di Kerby per il calcolo del tempo di corrivazione.

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000				
	PROGETTO RS0T	LOTTO 00	CODIFICA D 11 RI	DOCUMENTO ID0002001	REV. A

Con il tempo di corrivazione così calcolato, si può ottenere la portata di piena con il metodo cinematico.

Il tempo di ritorno dell'evento meteorico di progetto è stato assunto, come precedentemente precisato, pari a 25 anni.

Si adotta la curva di possibilità pluviometrica relativa alle precipitazioni di durata inferiore all'ora.

6.4 Cunetta alla francese

La verifica idraulica delle cunette è stata eseguita utilizzando le formule di moto uniforme con riferimento alla portata Q che compete alla sezione terminale del tratto compreso tra due punti di scarico della portata. La verifica è limitata al tratto di strada con pendenza longitudinale non nulla, cioè il tratto compreso tra la sezione 10 e la sezione 26. Per i tratti a pendenza longitudinale nulla la verifica è stata eseguita contestualmente a quella delle caditoie grigliate in quanto il tempo di corrivazione e di conseguenza la portata affluente sono diversi.

La portata massima Q transitante nella cunetta può essere calcolata mediante la formula di Gaukler-Strickler:

$$Q = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A$$

dove K_s è il coefficiente di scabrezza della cunetta, R_h il raggio idraulico, i la pendenza longitudinale della strada ed A è l'area liquida della cunetta.

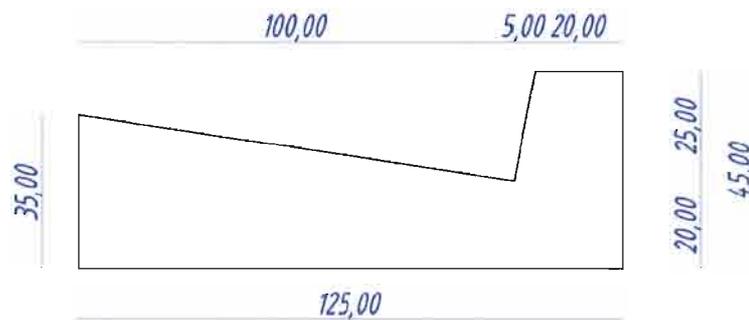


Figura 44 - Cunetta alla francese in cls, dimensioni in cm.

La portata calcolata in questo modo deve essere necessariamente maggiore o uguale alla portata che defluisce dalla carreggiata, calcolata con il metodo cinematico.

Come detto, secondo tale metodo la portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c} = 278 \cdot \varphi \cdot S \cdot i$$

in cui:

- φ = coefficiente di deflusso, assunto pari a 0.90 come da indicazioni del manuale di progettazione RFI/Italferr;
- i = intensità di pioggia [m/ore], individuata grazie alle curve di possibilità pluviometrica e al tempo di corrivazione;
- S = area del bacino [km²], corrispondente alla massima larghezza della piattaforma stradale (L_0) moltiplicata per 15 m, lunghezza del tratto di cunetta compreso tra una caditoia di scarico e la seguente.

Il tempo di corrivazione alla caditoia è stato calcolato come somma del tempo di accesso alla cunetta e del tempo di residenza nel tratto compreso tra una caditoia di scarico e la seguente.

Il tempo di accesso può essere calcolato con la formula di Wooding:

$$t_{pc} = \left(\frac{L_0}{\alpha a^{m-1}} \right)^{\frac{1}{n(m-1)+1}}$$

con $\alpha = K_s s_0^{1/2}$ $m = 2$ e $m = 2\alpha = K_s s_0^{1/2}$

In questo studio si sono adottati:

- $L_0 = 12$ m, massima larghezza della piattaforma stradale;
- $K_s = 70$ m^{1/3}/s, parametro di resistenza al deflusso superficiale;
- s_0 = pendenza trasversale della piattaforma stradale, pari a *variabile tra 0.5% e 7%*;
- $a = 48.7$ mm/ore⁻ⁿ coefficiente a della curva di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 25 anni;
- $n = 0.386$ coefficiente n della curva di possibilità pluviometrica, valido per le piogge di breve durata nella regione Sicilia;

I valori sopra riportati hanno consentito di determinare un tempo di accesso t_a alla rete variabile a seconda della pendenza trasversale della strada, si veda Tabella 23.

Il tempo di residenza in rete τ_r corrisponde al tempo di percorrenza di ogni singola canalizzazione ed è funzione della portata di moto uniforme transitante nel tratto analizzato. E' stato dunque impostato un calcolo iterativo che ha consentito di individuare il tempo di residenza per cui la portata di moto uniforme transitante nella cunetta sia pari alla portata di piena afferente alla medesima. Il calcolo è stato svolto considerando una pendenza longitudinale della strada e quindi della cunetta i pari a 1% della strada (Tabella 23).

<i>i</i> [m/m]	<i>s</i> [m/m]	<i>S</i> [mq]	φ	<i>ta</i> [s]	<i>tr</i> [s]	<i>tc</i> [s]	<i>i</i> [mm/h]	<i>Q</i> [l/s]	<i>y</i> [m]	<i>A(y)</i> [mq]	<i>RH(y)</i> [m]	<i>b(y)</i> [m]	<i>v</i> [m/s]
0.010	0.005	180	0.9	164	20	184	303	14	0.072	0.018	0.036	0.496	0.759
0.010	0.010	180	0.9	128	19	147	347	16	0.076	0.020	0.038	0.523	0.786
0.010	0.025	180	0.9	92	18	110	415	19	0.081	0.023	0.040	0.558	0.822
0.010	0.050	180	0.9	71	18	89	472	21	0.085	0.025	0.042	0.586	0.849
0.010	0.070	180	0.9	63	17	81	501	23	0.087	0.026	0.043	0.600	0.862

Tabella 23 - Verifica della cunetta alla francese.

Dai calcoli risulta che il massimo tirante che si instaura nella cunetta è sempre inferiore a 15 cm, valore limite corrispondente alla differenza tra il punto maggiormente depresso ed il bordo interno del manufatto (Figura 44).

6.5 Caditoie grigliate

Come già precisato, la cunetta alla francese scarica in una caditoia grigliata ogni 15 m. La caditoia grigliata è larga 0.8 m e lunga 0.8 m ed ha una superficie efficace della grata pari a 0.172 mq. Le caditoie sono dotate di una griglia in ghisa carrabile di classe UNI EN 124 D400 e scaricano il deflusso nella condotta in PEAD sottostante tramite un collettore di scarico in PEAD DN 250.

La caditoia è stata verificata per la portata in arrivo dalla cunetta, i cui valori sono riportati nella Tabella 23.

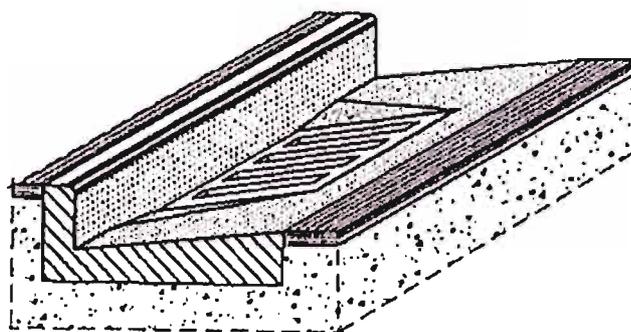


Figura 45 – Caditoia grigliata inserita in una cunetta alla francese.

E' possibile calcolare "l'efficienza frontale" della caditoia come rapporto tra la portata intercettata frontalmente Q_1 e quella totale Q proveniente da monte, attraverso la formula:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^3$$

dove b è la larghezza della cunetta e l è la lunghezza della griglia. Nel caso in esame $b = 1.05 \text{ m}$ e $l = 0.80 \text{ m}$, si ottiene un

efficienza frontale pari a $E_0 = 98\%$.

L'efficienza frontale misura la capacità della caditoia di captare il deflusso frontalmente, nel caso in cui la portata Q_1 venga captata integralmente. Affinché ciò avvenga è necessario che sia soddisfatta la condizione, ricavata (sperimentalmente) per grate a barre parallele alla direzione della corrente:

$$v_0 = 2.54L^{0.51} > v$$

dove v è la velocità di deflusso nella cunetta, calcolata in precedenza nella Tabella 23. Indicata con Q_1^* (frazione di Q_1) la portata frontale captata dalla griglia può definirsi come efficienza o rendimento R_1 della griglia il rapporto $R_1 = Q_1^*/Q_1$ ed è $R_1=1$ quando la frazione Q_1 defluente nella larghezza l sia integralmente catturata dalla griglia. Questo accade quando la velocità v sia minore (o uguale) alla velocità v_0 secondo la relazione (sperimentale) seguente:

$$R_1 = \frac{Q_1^*}{Q_1} = 1 - 0.3 \cdot (v - v_0)$$

Con $R_1 = 1$ e $Q_1^* = Q_1$, per $v \leq v_0$. La portata laterale Q_2 che sfugge alla cattura data anch'essa come rapporto a Q , è allora data dalla semplice formula:

$$Q_2/Q = 1 - E_0$$

Anche una parte della portata laterale Q_2 può essere catturata dalla grata in funzione dei valori della velocità e della lunghezza L . Indicata con Q_2^* la portata derivata, il rendimento R_2 rispetto a Q_2 è dato dalla relazione (empirica):

$$R_2 = \frac{Q_2^*}{Q_2} = \left(1 + \frac{0.083v^{1.8}}{jL^{2.3}} \right)^{-1}$$

L'efficienza totale della griglia può darsi allora nella seguente forma:

$$E = \frac{Q_1^* + Q_2^*}{Q_2} = R_1 \cdot E_0 + R_2 \cdot (1 - E_0)$$

Per la caditoia grigliata 0.8x0.8 m si ottiene quanto riportato in Tabella 24. Lo schema precedentemente illustrato è stato applicato al tratto longitudinalmente non piano compreso tra le sezioni 10 e 26.

<i>i</i> [m/m]	<i>s</i> [m/m]	<i>E0</i> [%]	<i>v</i> [m/s]	<i>v0</i> [m/s]	<i>Q1</i> [l/s]	<i>R1</i> [%]	<i>Q1*</i> [l/s]	<i>Q2</i> [l/s]	<i>R2</i> [%]	<i>Q2*</i> [l/s]	<i>E</i> [%]
0.010	0.005	98%	0.759	2.118	13	141%	13	-	-	-	141%
0.010	0.010	98%	0.786	2.118	15	140%	15	-	-	-	140%
0.010	0.025	98%	0.822	2.118	18	139%	18	-	-	-	139%
0.010	0.050	98%	0.849	2.118	21	138%	21	-	-	-	138%
0.010	0.070	98%	0.862	2.118	22	138%	22	-	-	-	138%

Tabella 24 - Verifica della caditoia grigliata.

Dalla Tabella 24 emerge chiaramente come la caditoia grigliata sia verificata in quanto le velocità del deflusso nella cunetta alla francese sono inferiori alla massima velocità per cui non si ha il superamento della caditoia.

Il calcolo della portata smaltibile dalla caditoia grigliata può essere svolto anche con lo schema teorico della luce di fondo sotto battente supponendo che la caditoia grigliata sia posta in una zona leggermente depressa (di qualche cm) rispetto al fondo della cunetta alla francese, in modo tale che si possa creare qualche cm di battente sulla griglia senza modifiche al deflusso nella cunetta.

La luce di fondo sotto battente prevede la nota relazione per il calcolo della portata:

$$Q = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

con $C_q=0.6$ coefficiente di portata;

$A=0.172 \text{ mq}$ area della caditoia disponibile al deflusso.

Il tirante che si viene ad instaurare sulla caditoia grigliata in funzione della portata in arrivo precedentemente calcolata per il tratto longitudinalmente non piano (compreso tra le SEZ 10 – SEZ 26), è riportato in Tabella 25.

<i>i</i> [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>Q</i> [l/s]
0.002	0.001	17
0.005	0.002	18
0.010	0.002	19
0.020	0.002	19
0.040	0.002	19
0.060	0.002	20
0.065	0.002	20
0.070	0.002	20

Tabella 25 - Verifica della caditoia grigliata, SEZ 10 – SEZ 26

Invece per i tratti longitudinalmente piani si è assunto un tempo di residenza in rete nullo, la portata critica di riferimento è stata calcolata considerando il solo tempo di accesso alla rete. I

risultati vengono riassunti nella tabella seguente:

i [m/m]	s [m/m]	t_c [s]	h [m]	Q [l/s]
0.000	0.005	164.0	0.001	15
0.000	0.010	127.7	0.001	17
0.000	0.025	91.8	0.002	21
0.000	0.050	71.5	0.003	24
0.000	0.070	63.3	0.003	26

Tabella 26 - Verifica della cadutaia grigliata, tratti longitudinalmente piani.

Dalle tabella si osserva che il massimo tirante è inferiore ad 1 cm, pertanto sempre inferiore al tirante nella cunetta immediatamente a monte della griglia.

6.6 Embrici

Le acque di carreggiata vengono trasportate nei fossi di guardia mediante delle luci di sfioro costituite da embrici stradali.

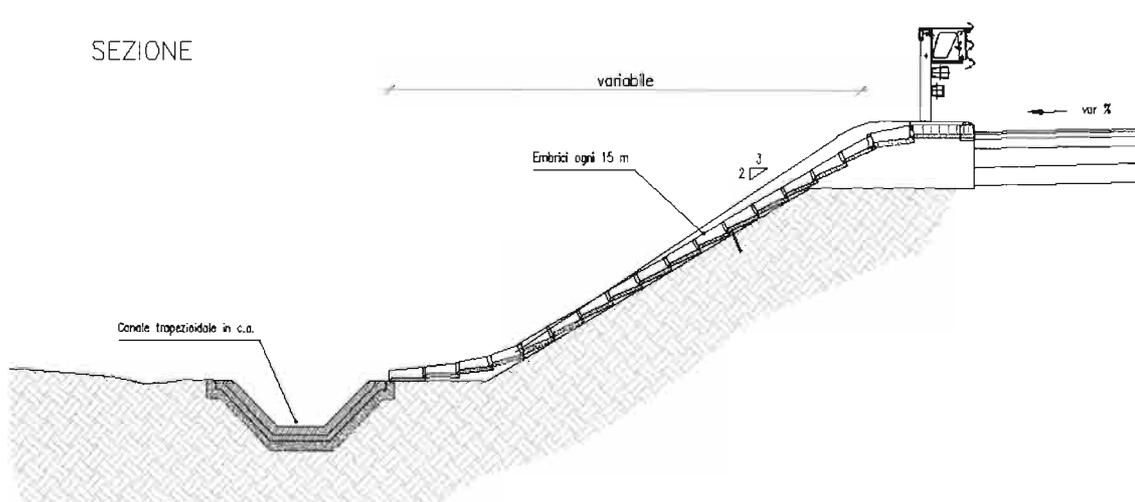


Figura 46: Imbocco dell'embrice.

Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con un'approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data dalla:

$$Q = C_q h L \sqrt{2gh}$$

con "Cq" coefficiente di portata pari a 0.35, "L" larghezza dell'embrice (50cm) ed "h" altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice.

Si assume inoltre che tali embrici siano posizionati ad un interasse massimo di 15 m. In caso di particolari esigenze geometriche, gli embrici potranno essere posizionati ad una mutua distanza inferiore a 15 m; in questo caso, evidentemente, la portata che li investirà sarà minore.

Prevedendo l'ipotesi peggiore in cui la pendenza trasversale della strada sia ad unica falda, si ipotizza una larghezza di piattaforma stradale contribuente pari a 12 m.

La portata in arrivo viene calcolata con il modello cinematico, utilizzando la formula di Kerby precedentemente trattata.

La condizione di calcolo più gravosa è quella in cui il tempo di corrivazione è minimo (a parità di superficie drenata), caso che si verifica per il tratto longitudinalmente piano, per il quale si assume un tempo di corrivazione pari al solo tempo di accesso alla rete.

Lunghezza piattaforma [m]	Larghezza piattaforma [m]	Area piattaforma [m ²]	Pendenza longitudinale [m/m]	Pendenza trasversale [m/m]	n (Kerby) [.]	Tempo di corrivazione [min]	Intensità di precipitazione [mm/h]	Coefficiente di deflusso [.]	Portata di progetto [l/s]	Tirante sull'embrice [cm]
15	12.0	180.0	0.0	0.07	0.04	1.91	404.7	0.9	18.2	8.20

Tabella 27: Calcolo della portata di progetto per il dimensionamento dell'embrice.

Il tirante massimo che si viene a creare all'imbocco dell'embrice è compatibile con la geometria del manufatto e della cunetta alla francese.

6.7 Verifica condotte

Si riportano nella tabella seguente i risultati della verifica idraulica del collettore di scarico ottenuti applicando il metodo dell'invaso.

Pozzetto iniziale	Pozzetto finale	Tipo	L	Progr.	Pendenza	Quota inizio	Quota fine	Superficie equivalente	Q	y	g.r.	v
			m		m/m	m.s.m.m.	m.s.m.m.	m ²	l/s	cm	%	m/s
A1	A2	PEAD_500	31	31	0.10%	131.60	131.57	502	45.4	22.8	53%	0.6
A2	A3	PEAD_500	34	65	0.10%	131.57	131.54	885	58.3	26.7	63%	0.6
A3	A4	PEAD_500	35	100	0.10%	131.54	131.50	1282	70.2	30.6	72%	0.6
A4	A5	PEAD_630	39	140	0.10%	131.37	131.33	1723	82.3	28.4	53%	0.7
A5	A6	PEAD_630	43	183	0.10%	131.33	131.29	2207	93.8	30.8	58%	0.7
A6	A7	PEAD_630	47	229	0.10%	131.29	131.24	2730	104.7	33.1	62%	0.7
A7	A8	PEAD_630	54	283	0.10%	131.24	131.19	3339	115.9	35.5	66%	0.7
A8	A9	PEAD_630	47	330	0.10%	131.19	131.14	3868	124.9	37.5	70%	0.7
A9	A10	PEAD_630	10	340	0.10%	131.14	131.13	3868	118.9	36.2	68%	0.7
A10	A11	PEAD_630	30	370	0.10%	131.13	131.10	3868	105.1	33.2	62%	0.7
A11	A12	PEAD_630	42	411	0.10%	131.10	131.06	3868	91.1	30.3	57%	0.7
A12	A13	PEAD_630	36	448	0.10%	131.06	131.02	3868	81.9	28.3	53%	0.7
A13	A14	PEAD_630	22	469	0.10%	131.02	131.00	3868	77.2	27.4	51%	0.7
A14	A15	PEAD_630	23	493	0.10%	131.00	130.98	3868	72.9	26.4	49%	0.7
A15	A16	PEAD_630	31	524	0.10%	130.98	130.95	3868	68.0	25.4	47%	0.6
A16	A17	PEAD_630	39	563	0.10%	129.95	129.91	3868	62.9	24.3	45%	0.6
A17	u	PEAD_630	25	588	0.10%	129.91	129.88	3868	59.9	23.6	44%	0.6

Tabella 28: Calcolo della portata di progetto per il dimensionamento dell'embrice.

Dalla tabella 28 è evidente che il sistema di drenaggio soddisfa i seguenti requisiti progettuali ovvero:

- riempimento max del collettore 50% (per $D \leq 500$ mm);
- riempimento max del collettore 70% (per $D > 500$ mm);
- velocità minima dell'acqua per la portata di progetto Q pari a 0,5 m/s;
- velocità massima dell'acqua per la portata di progetto Q minore o uguale a 3,5 m/s.

6.8 Protezione del rilevato

A monte e a valle del nuovo attraversamento stradale, in sinistra idraulica, la modellazione idraulica del Torrente Mulinello, con ipotesi di contemporaneità degli eventi di piena in tutti i corsi d'acqua, ha evidenziato una insufficienza idraulica dell'alveo esistente per l'evento di piena considerato. Questo fenomeno determina l'instaurarsi di un battente idrico al piede del rilevato di approccio al ponte stradale (alto almeno 4.50 mt su piano campagna) per un breve tratto a monte e a valle di questo. Per questo motivo in progetto è prevista la protezione del piede del rilevato con materassi Reno fino ad un'altezza superiore di 50cm rispetto al livello di massima piena corrispondente all'evento con tempo di ritorno trecentennale.

Si sottolinea che nella successiva fase progettuale potranno essere messe in campo delle opere di contenimento della piena nel tratto subito a monte e a valle del ponte stradale; si

evidenza che i livelli idrici che si instaurano in corrispondenza della nuova opera sono determinati dal livello di piena del Dittaino e dalle dimensioni desunte dell'attraversamento autostradale parzialmente interrto. Successivi approfondimenti della vera dimensione dell'opera potranno essere utilizzati per affinare il modello e valutare le opere più opportune per la sistemazione idraulica dell'area.

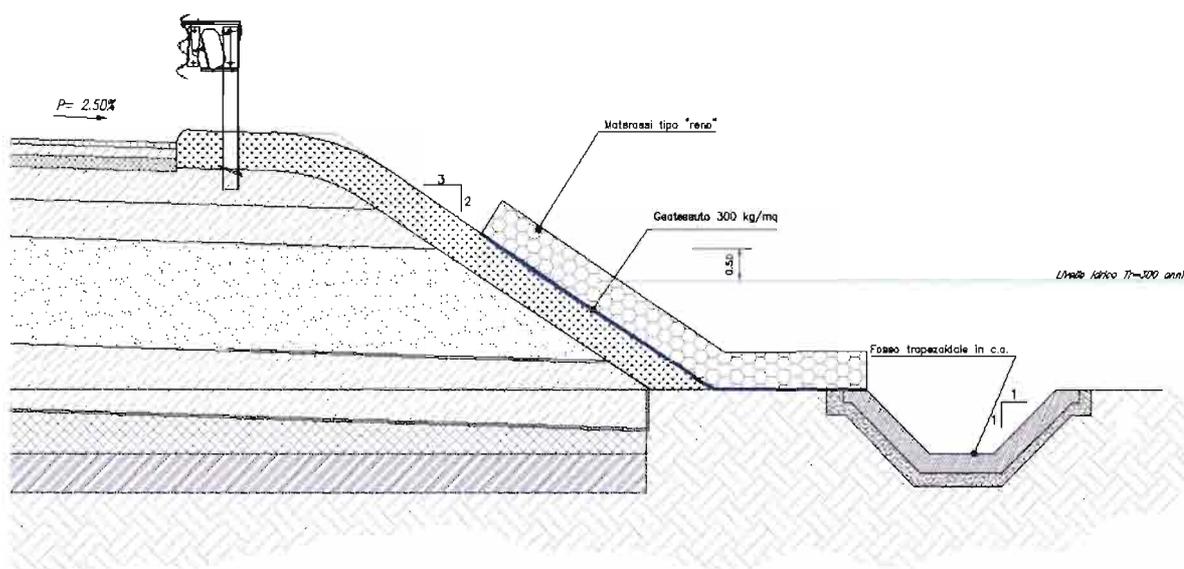


Figura 47 – Protezioni rilevato stradale.

7 COMPATIBILITA' IDRAULICA

Gli strumenti normativi presi a riferimento nella valutazione della compatibilità idraulica delle opere di progetto sono:

- *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) – Bacino Idrografico del Fiume Simeto, Area Territoriale tra il bacino del Fiume Simeto e il bacino del Fiume San Leonardo, Lago di Pergusa, Lago di Maletto – Relazione*, redatto dalla Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente nel 2005.
- *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana – Relazione Generale*, redatto dalla Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente nel 2004.

Nella Relazione di Piano sono individuate le aree soggette a pericolosità idraulica attraverso l'individuazione, la localizzazione e la caratterizzazione degli eventi alluvionali che abbiano prodotto effetti sul territorio, in particolare danni a persone o cose o, semplicemente, abbiano creato condizioni di disagio o allarme. Tale individuazione è un importante strumento che ha condotto alla delimitazione delle aree a potenziale rischio inondazione.

Oltre alle aree a pericolosità idraulica, sono state considerate anche le aree di allagamento per collasso o manovra degli organi di scarico della diga Nicoletti; pur non prevedendo le norme di Attuazione del PAI alcun vincolo per le nuove infrastrutture ricadenti in tali aree.

7.1 Analisi del tracciato stradale

Si riportano di seguito degli estratti della cartografia di del P.A.I. riportanti le aree a pericolosità idraulica, rischio idraulico e soggette ad allagamento per collasso della diga Nicoletti.

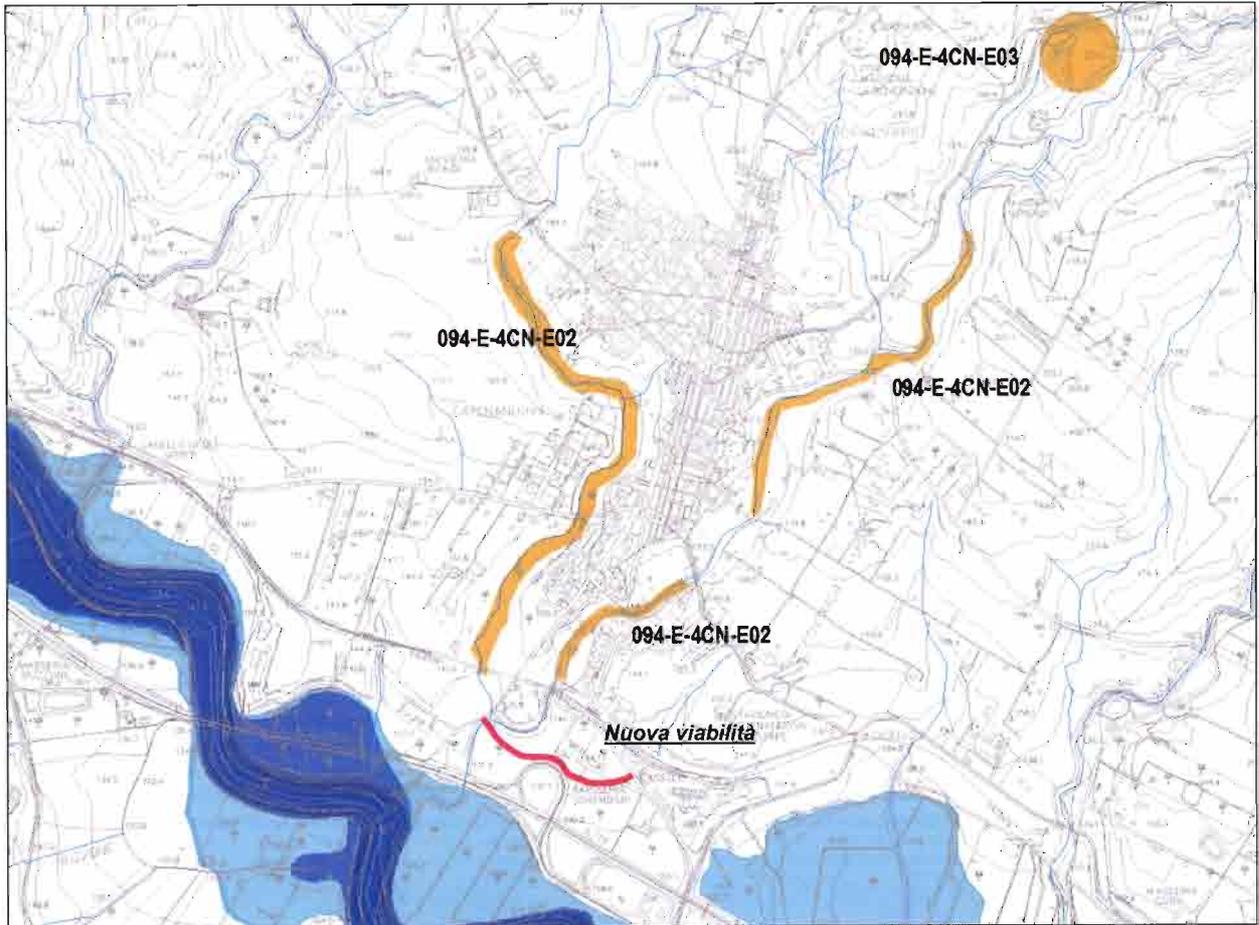


Figura 48 – Stralcio carte di pericolosità idraulica.

VALORI DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA



Figura 49 – Valori della pericolosità idraulica.

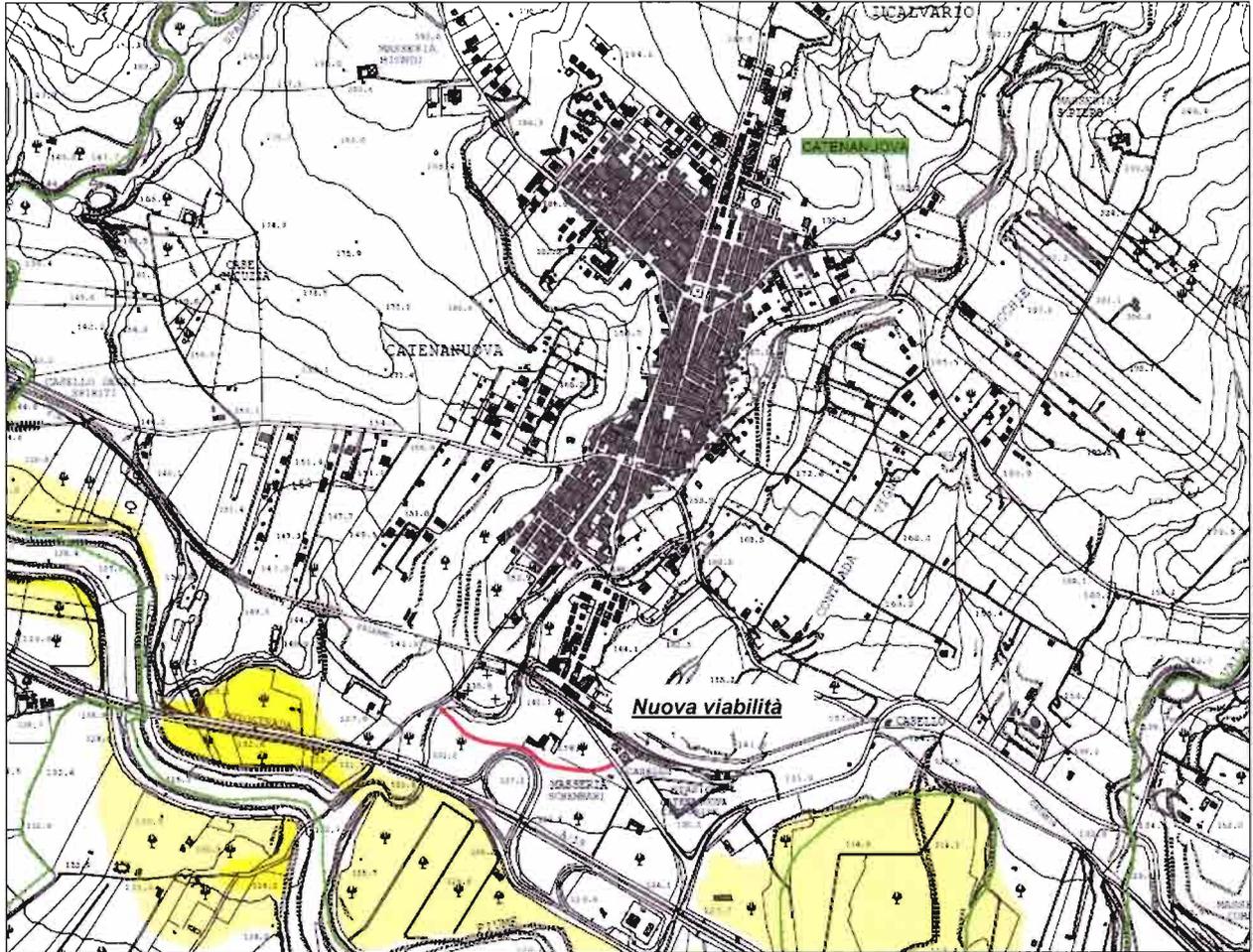


Figura 50 – Stralcio carte di rischio idraulico.

VALORI DEL RISCHIO IDRAULICO

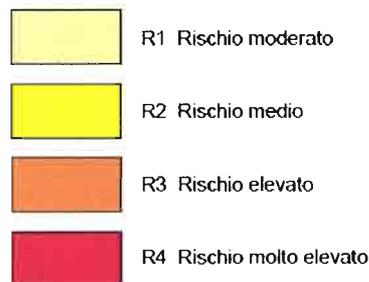


Figura 51 – Valori del rischio idraulico.

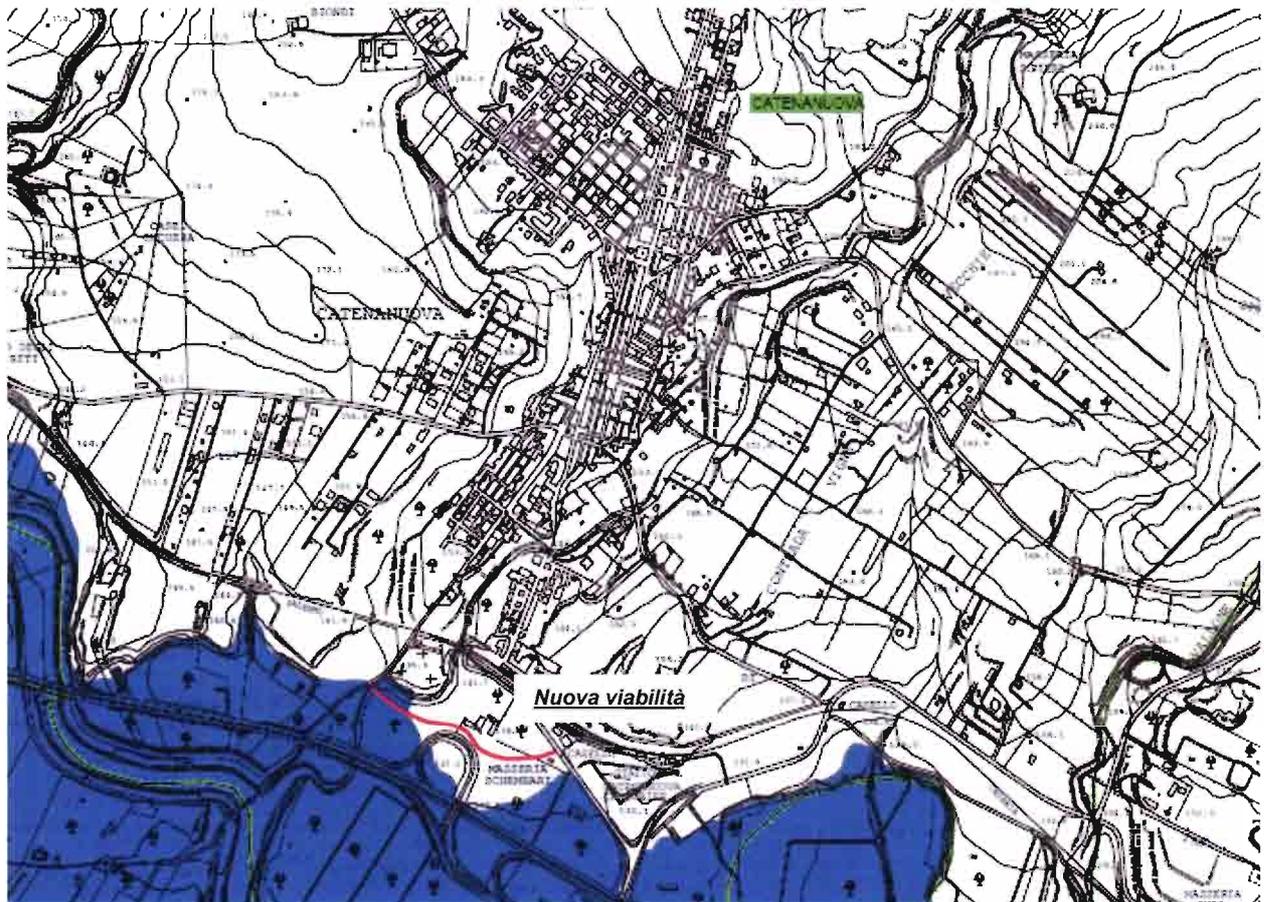


Figura 52 – Aree di allagamento per collasso diga Nicoletti

Dagli elaborati grafici annessi relativi alle carte di pericolosità idraulica si evince come l'infrastruttura di progetto sia esterna alla perimetrazione del Piano di Bacino (Figura 48).

Nella Relazione di Piano sono comunque individuate delle zone poste sotto la dicitura "sito di attenzione", in particolare nella zona interessata sono stati evidenziati i seguenti siti:

- 094-E-4CN-E02 (Carte Tecniche Regionali 1:10000 633010)

I torrenti Mulinello e Mastropaolo, in prossimità del centro abitato, in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi e prolungati sono soggetti a esondazione, mettendo a rischio nuclei abitati viabilità e terreni agricoli. L'area è indicata nella carta della pericolosità idraulica come "sito di attenzione".

- 94-E-4CN E03 (Carte Tecniche Regionali 1:10000 633010)

In località Contrada Fichidindia – S. Prospero, le incisioni torrentizie presenti, al verificarsi di piogge intense e prolungate, sono soggetti a esondazione compromettendo infrastrutture viarie e aree agricole. L'area è indicata nella carta della pericolosità idraulica come "sito di attenzione".

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000												
RELAZIONE IDRAULICA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS0T</td> <td>00</td> <td>D 11 RI</td> <td>ID0002001</td> <td>A</td> <td>83 di 86</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS0T	00	D 11 RI	ID0002001	A	83 di 86
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS0T	00	D 11 RI	ID0002001	A	83 di 86								

Come evidente dalla cartografia di Piano tali siti di attenzione sono situati a monte dell'attuale tracciato ferroviario.

Dalle figure precedenti si evince inoltre che il nuovo tracciato non ricade all'interno di aree soggette a pericolosità idraulica né a rischio idraulico.

Solo in caso di collasso della diga Nicoletti l'ultima parte del rilevato stradale potrebbe essere lambita dall'esonazione (Figura 52).

In questo caso si sottolinea che in quel tratto il rilevato presenta un'altezza su piano campagna variabile tra i 3 mt e 4.50 mt.

7.2 Norme tecniche di attuazione

Le norme tecniche di attuazione del P.A.I. prevedono all'art.11 che:

" 8. Nelle aree a pericolosità P2, P1 e P0, è consentita l'attuazione delle previsioni degli strumenti urbanistici, generali e attuativi, e di settore vigenti, corredati da un adeguato studio idrologico-idraulico, esteso ad un ambito significativo, con il quale si dimostri la compatibilità fra l'intervento ed il livello di pericolosità esistente.

9. Tutti gli studi di cui ai commi precedenti devono tener conto degli elaborati cartografici del P.A.I., onde identificare le interazioni fra le opere previste e le condizioni idrauliche dell'area."

7.3 Studio idrologico

Lo studio idrologico è stato condotto con l'obiettivo di valutare, con i modelli recentemente proposti in letteratura, le portate al colmo di piena nel torrente Mulinello interessato dall'opera di attraversamento in progetto.

La stima delle portate è stata effettuata mediante metodo cinematico.

Le altezze di pioggia sono invece state valutate secondo due diversi modelli statistici:

- Curva probabilistica di Gumbel;
- Metodo VaPi-CNR-pioggie per la regione Sicilia (codificato in "La sistemazione dei bacini idrografici" - Seconda edizione- Vito Ferro 2006).

7.4 Verifiche idrauliche

La verifica idraulica del nuovo ponte è stata eseguita mediante modellazione monodimensionale del corso d'acqua valutando la compatibilità del franco idraulico con le prescrizioni delle Norme Tecniche delle Costruzioni e del Manuale Tecnico ferroviario.

In entrambi i casi la verifica è risultata positiva. Il franco idraulico relativo ad una portata trecentennale è risultato pari a **1.6 m**.

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000														
RELAZIONE IDRAULICA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th colspan="2">CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RSOT</td> <td>00</td> <td>D 11</td> <td>RI</td> <td>ID0002001</td> <td>A</td> <td>84 di 86</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RSOT	00	D 11	RI	ID0002001	A	84 di 86
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO									
RSOT	00	D 11	RI	ID0002001	A	84 di 86									

L'opera in progetto, nonostante non si ravvisi un rischio di trasporto di alberi d'alto fusto, presenta una luce fondo alveo – intradosso pari a **5.60 mt.**

7.5 Sistemazioni idrauliche

Gli interventi previsti in alveo sono stati definiti applicando criteri di ingegneria naturalistica ed utilizzando opere di protezione di tipo "elastico" quali gabbioni e materassi tipo Reno, che costituiscono un'affidabile protezione degli stessi dall'azione erosiva della corrente di piena.

Il ponte è stato progettato evitando la realizzazione di pile in alveo e con le spalle esterne al medesimo in modo da variare il meno possibile le caratteristiche del moto della corrente di piena.

Gli interventi di sistemazione ripropongono la sagoma delle sezioni attuali d'alveo, con modifiche trascurabili.

La protezione dell'alveo è stata estesa per un congruo tratto a monte e a valle del ponte al fine di proteggere da eventuali fenomeni erosivi anche i punti di scarico del drenaggio di piattaforma.

Inoltre il rilevato stradale è stato protetto con materassi Reno alla base e per un altezza superiore di 50 cm rispetto al livello di piena corrispondente ad un evento con tempo di ritorno trecentennale.

7.6 Analisi di compatibilità idraulica

Pur ricadendo l'opera all'interno di aree considerate come prive di pericolosità e rischio idraulico le soluzioni prescelte seguono gli indirizzi indicati nelle norme nazionali ed in quelle riportate nelle norme di attuazione del PAI, in quanto:

- la viabilità in progetto risponde a specifiche esigenze di sviluppo ed è legata a fattori di pubblico interesse;
- per l'opera di attraversamento del torrente Mulinello al fine di evitare fenomeni di erosione sono previste opere di protezione in gabbioni e materassi tipo Reno; tali scelte progettuali permettono di consolidare l'alveo in prossimità dell'opera e stabilizzano il trasporto solido di fondo, non aumentando il rischio idraulico associato al territorio;
- l'opera di attraversamento non comporta condizionamenti negativi al deflusso della piena, non riduce la capacità di invaso e garantisce il deflusso della piena di progetto;
- il rilevato stradale non altera il libero deflusso delle acque per la presenza di tubazioni "di continuità" e "di trasparenza" ;

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000														
RELAZIONE IDRAULICA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th colspan="2">CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RSOT</td> <td>00</td> <td>D 11</td> <td>RI</td> <td>ID0002001</td> <td>A</td> <td>85 di 86</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RSOT	00	D 11	RI	ID0002001	A	85 di 86
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO									
RSOT	00	D 11	RI	ID0002001	A	85 di 86									

- l'intervento proposto non aggrava la funzionalità idraulica dell'area in quanto nell'area di realizzazione del nuovo ponte i livelli idrici ante e post operam sono praticamente coincidenti;

Alla luce delle precedenti considerazioni, la configurazione finale di progetto risulta idraulicamente compatibile con le norme della legislazione vigente di protezione dai rischi idraulici e con la conformazione odierna dei luoghi.

	RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA - RADDUSA AGIRA - PROGETTO DEFINITIVO Nuova viabilità al km 13+000														
RELAZIONE IDRAULICA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th colspan="2">CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RSOT</td> <td>00</td> <td>D 11</td> <td>RI</td> <td>ID0002001</td> <td>A</td> <td>86 di 86</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RSOT	00	D 11	RI	ID0002001	A	86 di 86
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA		DOCUMENTO	REV.	FOGLIO									
RSOT	00	D 11	RI	ID0002001	A	86 di 86									

BIBLIOGRAFIA

- AA. VV. *Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale*, Zanichelli ESAC, Bologna, 2003.
- Cannarozzo M., D'Asaro F., Ferro V., *Valutazione delle piene in Sicilia*, Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo e GNDCI (Gruppo Nazionale per la difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche), Palermo, 1993.
- Caroni E., D'Alpaos L., Fattorelli S., Rossi F., Ubertini L., Versace P., Marchi E., *Valutazione delle piene*, C.N.R. °165, 1982.
- Da Deppo L., Datei C., Salandin P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2004.
- Ferro V., *La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill, Milano, 2006.
- Ghetti A., *Idraulica*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 1996.
- Lo Bosco D., Leonardi G., Scopelliti F., *Il dimensionamento delle opere idrauliche a difesa del corpo stradale*, Quaderno di Dipartimento - Serie Didattica, Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria, 2002.
- Maione U., *Appunti di idrologia 3. Le piene fluviali*, La Goliardica Pavese, 1977
- Marani M., *Processi e modelli dell'Idrometeorologia*, Dispense, 2005.
- Prescrizioni generali per la progettazione di RFI (PTP).
- Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) – Bacino Idrografico del Fiume Simeto, Area Territoriale tra il bacino del Fiume Simeto e il bacino del Fiume San Leonardo, Lago di Pergusa, Lago di Maletto – Relazione*, 2005.
- Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana – Relazione Generale*, 2004.
- Regione Siciliana, Osservatorio delle Acque dell'Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque (ARRA), *Annali Idrologici*, disponibili presso www.osservatorioacque.it.
- Rossi F., Fiorentino M., Versace P., *Two component extreme value distribution for Flood Frequency Analysis*, Water Resources Research, Vol. 20, N.7, 1984.
- Ven Te Chow, *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, USA, 1959.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- DM 14 gennaio 2008, *Nuove norme tecniche per le costruzioni*, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.