

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA**

**U.O. PRODUZIONE CENTRO NORD**

**PROGETTO ESECUTIVO DI VARIANTE**

**RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA–CATENANUOVA**

**Soppressione PL al km 3+639**

**Adeguamento innesto su SS 192**

*[Handwritten signature]* **LEOPATA**  
*[Handwritten mark]*

**RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO DEL DRENAGGIO DELLE ACQUE  
DI PIATTAFORMA STRADALE**

SCALA:

--

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

RS0M   00   V   26   RI   NV0100   001   A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Bandini	Aprile 2016	C.Bambozzi	Aprile 2016	P.Carlesimo	Aprile 2016	F. Arduini
		<i>B</i>		<i>Bandini</i>				

**ITALFERR S.p.A.**  
Direzione Tecnica  
Produzione Centro Nord  
Dott. Ing. Fabrizio Arduini  
dipendente della Prov. di Roma n. 16392 sez. A

File: RS0M00V26RINV0100001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1.	PREMESSA .....	3
2.	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	4
3.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	5
4.	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO .....	6
5.	VERIFICA DI DRENAGGIO PIATTAFORMA.....	8
5.1	PORTATA DI PROGETTO .....	8
5.2	OPERE DI DRENAGGIO .....	11
5.3	OPERE DI INTERCETTAZIONE .....	12
5.3.1	<i>Embrici</i> .....	13
5.4	OPERE DI RECAPITO – TOMBINO NI01 .....	14
6.	MATERIALI IMPIEGATI.....	15

	<b>RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA-CATENANUOVA</b> <b>Soppressione PL al km 3+639</b> <b>Adeguamento innesto su SS 192</b>  <b>PROGETTO ESECUTIVO DI VARIANTE</b>					
<b>RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO DEL DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA STRADALE</b>	COMMESSA RS0M	LOTTO 00 V 26	CODIFICA RI	DOCUMENTO NV0100 001	REV. A	FOGLIO 3 di 15

## 1. **PREMESSA**

La presente relazione costituisce una variante al progetto esecutivo del calcavia ferroviario IV01, che ripristina la continuità della rete stradale a seguito della soppressione del passaggio a livello presente sulla linea storica al km 3+639.

In particolare essa è limitata alla zona di inserimento del ramo nord del calcavia ferroviario nell'incrocio a raso sulla SS 192 in un breve tratto delimitato da due curve. Per garantire le necessarie condizioni di sicurezza, secondo quanto richiesto da ANAS, viene inserita una corsia di decelerazione ed una di accelerazione in adiacenza all'attuale sede stradale della SS 192.

Il criterio guida per l'intervento è stato quello di utilizzare parametri plano-altimetrici e sezioni tipo di caratteristiche non inferiori a quelle riscontrate nella viabilità esistente.

Nel prosieguo sarà descritto il sistema di drenaggio delle opere in progetto e documentate le metodologie di calcolo e verifica delle infrastrutture idrauliche.



### **3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

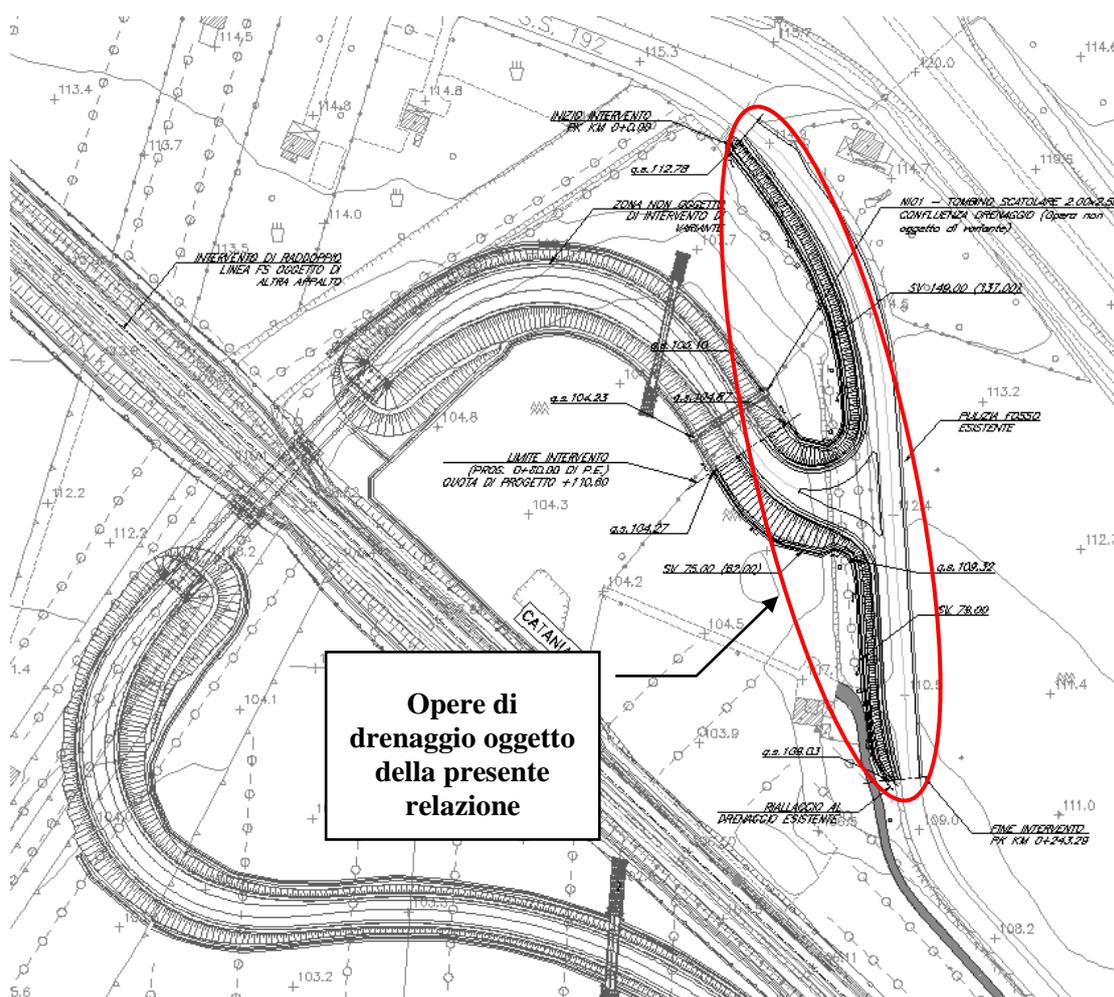
D.Lgs. N.. 152/2006 - T.U. Ambiente

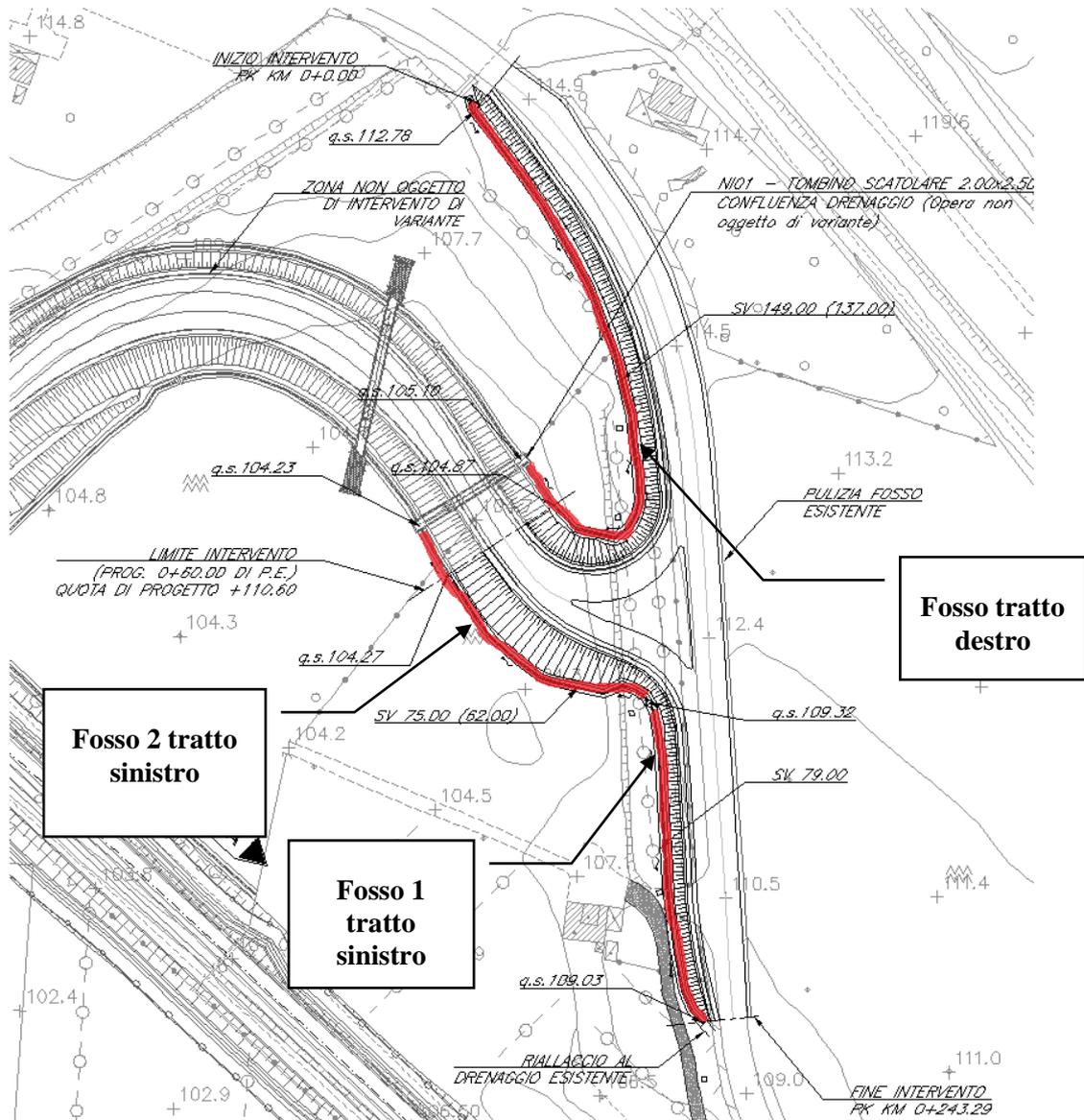
Italferr S.p.A. - Manuale di Progettazione

#### 4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Il sistema di drenaggio in progetto è costituito da due fossi di guardia in terra, base 0.50 m altezza 0.50 m con sponde inclinate 3/2. Le acque intercettate sul ciglio laterale del rilevato ad interasse di 10 m trovano recapito nei fossi di guardia con embrici prefabbricati. Per garantire la verifica del sistema di intercettazione è previsto un invito di profondità pari a circa 3 cm in corrispondenza della sezione di imbocco dell'embrice. Il fosso in terra, in corrispondenza del recapito dell'embrice risulta rivestito per una lunghezza complessiva di 3 metri in materasso tipo Reno dello spessore di 17 cm.

La figura seguente mostra la zona oggetto della presente relazione.





**Figura 2 - Denominazione fossi**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA-CATENANUOVA</b> <b>Soppressione PL al km 3+639</b> <b>Adeguamento innesto su SS 192</b>					
	<b>PROGETTO ESECUTIVO DI VARIANTE</b>					
<b>RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO DEL DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA STRADALE</b>	COMMESSA RS0M	LOTTO 00 V 26	CODIFICA RI	DOCUMENTO NV0100 001	REV. A	FOGLIO 8 di 15

## 5. VERIFICA DI DRENAGGIO PIATTAFORMA

### 5.1 Portata di progetto

La portata pluviale della rete è calcolata con un metodo empirico dell'invaso che tiene conto della diminuzione di portata per il velo (sottilissimo) che rimane sul terreno e per il volume immagazzinato in rete.

L'acqua di pioggia proveniente dall'atmosfera avrà una portata che indicheremo con "p", mentre con "I" indicheremo l'intensità di pioggia, cioè l'altezza d'acqua che cade nell'unità di tempo.

Dell'acqua piovana una parte viene assorbita dal terreno, una porzione evapora ed il resto defluisce; la porzione che evapora è molto piccola e quindi trascurabile.

Indicando con "ψ" l'aliquota che defluisce sul terreno bisogna tenere conto che tale valore dipenderà dalla natura del terreno, dalla durata dell'evento di pioggia, dal grado di umidità dell'atmosfera e dalla stagione; φ prende il nome di coefficiente di afflusso e moltiplicato per l'area del bacino (A) e per l'intensità di pioggia (I) ci fornirà una stima della portata che affluisce nel bacino nell'unità di tempo.

$$p = \varphi * I * A \quad [2]$$

Nel tempo dt il volume d'acqua affluito sarà p\*dt, mentre nell'istante t nella rete di drenaggio defluirà, una portata q, inizialmente nulla e man mano crescente.

Se il volume che affluisce nel tempo dt è pari a p\*dt e quello che defluisce è q\*dt, la differenza, che indicheremo con dw, rappresenterà il volume d'acqua che si invasa nel tempo.

Pertanto l'equazione di continuità in forma differenziale sarà:

$$p * dt = q * dt + dw \quad [3]$$

Il metodo dell'invaso utilizzato per lo studio idraulico e la verifica dei collettori di smaltimento delle acque delle aree esterne che si basa proprio sull'equazione di continuità.

Considerando che la portata q può essere considerata costante, le variabili da determinare sono q(t), w(t), e t, per cui l'equazione [4] non sarebbe integrabile se non fissando q o w.

Tuttavia valutando che il valore massimo di portata verrà raggiunto alla fine dell'evento di pioggia di durata t, il problema di progetto si riduce ad individuare la durata di pioggia che massimizzi la portata, tenuto conto che al diminuire di questa aumenta l'intensità di pioggia I.

Tale problema è stato risolto, nell'ipotesi di intensità di pioggia ( $I$ ) costante e di rete di drenaggio inizialmente vuota ( $q = 0$  per  $t = 0$ ), considerando:

- una relazione lineare tra il volume  $w$  immagazzinato nella rete a monte e l'area della sezione idrica  $\omega$ :

$$w/\omega = W/\omega = \text{cost} \quad [4]$$

Questa condizione, nel caso di un singolo tratto, corrisponde all'ipotesi di moto uniforme, mentre nel caso di reti, si basa su due ulteriori ipotesi: che i vari elementi si riempiano contemporaneamente senza che mai il deflusso affluente sia ostacolato (*funzionamento autonomo*) e che il grado di riempimento di ogni elemento sia coincidente con quello degli altri (*funzionamento sincrono*);

- una relazione lineare tra la portata defluente e l'area della sezione a monte:

$$q/\omega = Q/\Omega = \text{cost} \quad [5]$$

Tale relazione corrisponde all'ipotesi di velocità costante in condotta, ipotesi abbastanza prossima alla realtà nella fascia dei tiranti idrici che in genere si considerano.

Con queste ipotesi semplificative si ottiene:

$$\frac{dw}{W} = \frac{dq}{Q} \quad [6]$$

$$dw = \frac{dq}{Q} * W \quad [7]$$

L'equazione di continuità diviene quindi:

$$(p - q)dt = \frac{W}{Q} * dq \quad [8]$$

Ovvero:

$$p - q = \frac{dW}{dt} \quad [9]$$

L'integrazione dell'equazione di continuità consente di ottenere una relazione tra la portata e il tempo di riempimento di un canale, ovvero consente la stima dell'intervallo temporale tra un valore nullo di portata ed un valore massimo. Definendo  $\tau$  il tempo necessario per passare da  $q=0$  a  $q=q_{\max}$ , e  $t_r$  il tempo di riempimento, un canale risulterà adeguato se  $\tau \leq t_r$ , viceversa se  $\tau > t_r$  il canale sarà insufficiente.

Il corretto dimensionamento del canale di drenaggio delle acque piovane si ottiene ponendo  $\tau = t_r$ , ovvero nel caso in cui la durata dell'evento piovoso eguagli il tempo di riempimento del canale. In

quest'ottica nasce il metodo dell'invaso non come metodo di verifica, ma come strumento progettazione, imponendo la relazione  $\tau = t_r$ , si ottiene l'espressione analitica del coefficiente udometrico:

$$u = k * \frac{(\varphi * a)^{1/n}}{w^{1/n-1}} \quad [10]$$

Il coefficiente udometrico rappresenta la portata per unità di superficie del bacino, ed è espresso in l/s\*ha,  $\varphi$  è il coefficiente di afflusso,  $w$  è il volume di acqua invasata riferito all'area del bacino in m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>,  $a$  ed  $n$  sono i coefficienti della curva di possibilità climatica per durate inferiori all'ora vista l'estensione dei bacini e per tempo di ritorno pari a 25 anni ( $a=46.80$  mm/h;  $n=0.386$ ),  $k$  un coefficiente che assume il valore di "2168·n" [Sistemi di Fognatura, Manuale di Progettazione, CSU Editore, Hoepli; Appunti di Costruzioni idrauliche, Girolamo Ippolito, Liguori Editore]

L'espressione del coefficiente udometrico utilizzata nel nostro studio è:

$$u = 2168 * n * \frac{(\varphi * a)^{1/n}}{w^{1/n-1}} \quad [11]$$

I coefficienti di afflusso adottati sono:

- $\varphi=0.90$  per la piattaforma stradale [Manuale di Progettazione Italferr];
- $\varphi=0.50$  per il bacino esterno ed i rilevati stradali.

Il volume  $w$  rappresenta il volume specifico di invasore totale pari al rapporto tra il volume di invasore totale  $W_{tot}$  e la superficie drenata.

$W_{tot}$  è dato dalla somma del volume proprio di invasore,  $W1$ ; del volume di invasore dei tratti confluenti depurato del termine dei piccoli invasi,  $W2$ ; del volume dei piccoli invasi considerando l'intera superficie del bacino drenata,  $W3$ .

In particolare il volume dei piccoli invasi è stato calcolato considerando un apporto unitario di 30 m<sup>3</sup>/ha per le superfici stradali/piazzali [Manuale di Progettazione Italferr] e 50 per il bacino esterno.

La verifica idraulica degli specchi in progetto, è stata effettuata valutando le altezze idriche e le velocità relative alle portate di progetto tramite l'espressione di Chezy:

$$V = K \sqrt{Ri} \quad [12]$$

e l'equazione di continuità

$$Q = \sigma V \quad [13]$$

dove  $K$ , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di Gaukler-Strickler:

$$K = K_s R^{1/6} \quad [14]$$

ottenendo:

$$Q = K_s \times R^{2/3} \times i^{1/2} \times \sigma \quad [15]$$

dove:

Q, la portata in m<sup>3</sup>/s

R, il raggio idraulico in metri;

σ, la sezione idraulica [m<sup>2</sup>];

i, la pendenza [m/m];

K<sub>s</sub>, il coefficiente di scabrezza in m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>, pari a 80 (tubazione in materiale plastico ed acciaio), 67 per le strutture in cls, 35 per le opere in terra e rivestite in materassi tipo Reno.

## 5.2 Opere di drenaggio

Nella tabella seguente si riportano i risultati della modellazione e la verifica delle opere di drenaggio in progetto. I tratti indicati si riferiscono ai fossi indicati nella *Figura 2*

Tratto [-]	φ <sub>medio</sub> [-]	Pendenza [%]	Sup. Tot. [ha]	u [l/s/ha]	Q <sub>tot</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Tipo canaletta trap. (bxh)	Tirante [m]	Franco [m]
Destro	0.79	0.30%	0.19	221.51	0.0421	50 x 50	0.15	0.35
Sinistro 1	0.79	0.30%	0.10	292.24	0.0294	50 x 50	0.12	0.38
Sinistro 2	0.79	0.30%	0.096	298.75	0.0286	50 x 50	0.12	0.38

### 5.3 Opere di intercettazione

L'interasse e tipologia delle opere di intercettazioni sono state dimensionate sulla base della portata per fissato tempo di ritorno stimata per la superficie di piattaforma stradale gravante sulla singola caditoia o embrice.

In particolare si è fatta l'ipotesi più gravosa di:

Tipologia	B (larghezza)	L (interasse)
Embrice	8.50 m	10.00 m

La portata di deflusso è stimata applicando il metodo razionale o della corrivazione.

In particolare:

$$Q = \frac{\varphi \cdot a t^{n-1} \cdot S}{360} \quad (16)$$

Con

$\varphi$ , coefficiente di deflusso pari a 0.90;

S, superficie drenata [ha];

a, n parametri della curva probabilità pluviometrica pari rispettivamente a 45.89 mm/h e 0.39;

t, tempo di corrivazione considerato pari al tempo di ruscellamento pari a 7 min.

Nelle ipotesi di calcolo la portata di deflusso stimata risulta pari a:

embrice:  **$Q_d = 3.62$  l/s**

Per determinare la portata che le singole opere di intercettazione sono in grado di intercettare, è necessario determinare l'altezza della corrente in cunetta.

Partendo dalla relazione di Gaukler-Strickler, per cunette che presentano la sponda esterna praticamente verticale, nell'ipotesi che il raggio idraulico si confonda con il tirante, la relazione base di Strickler può essere modificata ed invertita per determinare il tirante:

$$h = \left[ \frac{S_c}{(0.375 \cdot S_L^{0.50} K_s)} \right]^{3/8} Q_d^{3/8} \quad (17)$$

dove:

Sc, pendenza trasversale della cunetta posta pari alla pendenza trasversale della strada (0.025) in assenza di cunetta in cls prefabbricata;

SL, pendenza longitudinale della cunetta pari alla pendenza longitudinale della strada;

Ks, coefficiente di scabrezza pari a 67 in presenza di cunetta in cls e 40 in assenza di cunetta in cls.

Nella tabella seguente si riporta il tirante nelle varie condizioni di verifica. La pendenza longitudinale assume valori variabili dal 2% al 8.5%.

Tipologia	S <sub>L</sub>	S <sub>C</sub>	K <sub>S</sub>	Q <sub>d</sub>	h
	(m/m)	(m/m)	(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	(l/s)	(m)
Embrice	0.085	0.025	40	3.62	0.0175

### 5.3.1 Embrici

L'imbocco dell'embrice è caratterizzato da una larghezza di intercettazione pari a circa L = 0.90 m. Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una larga soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data dalla:

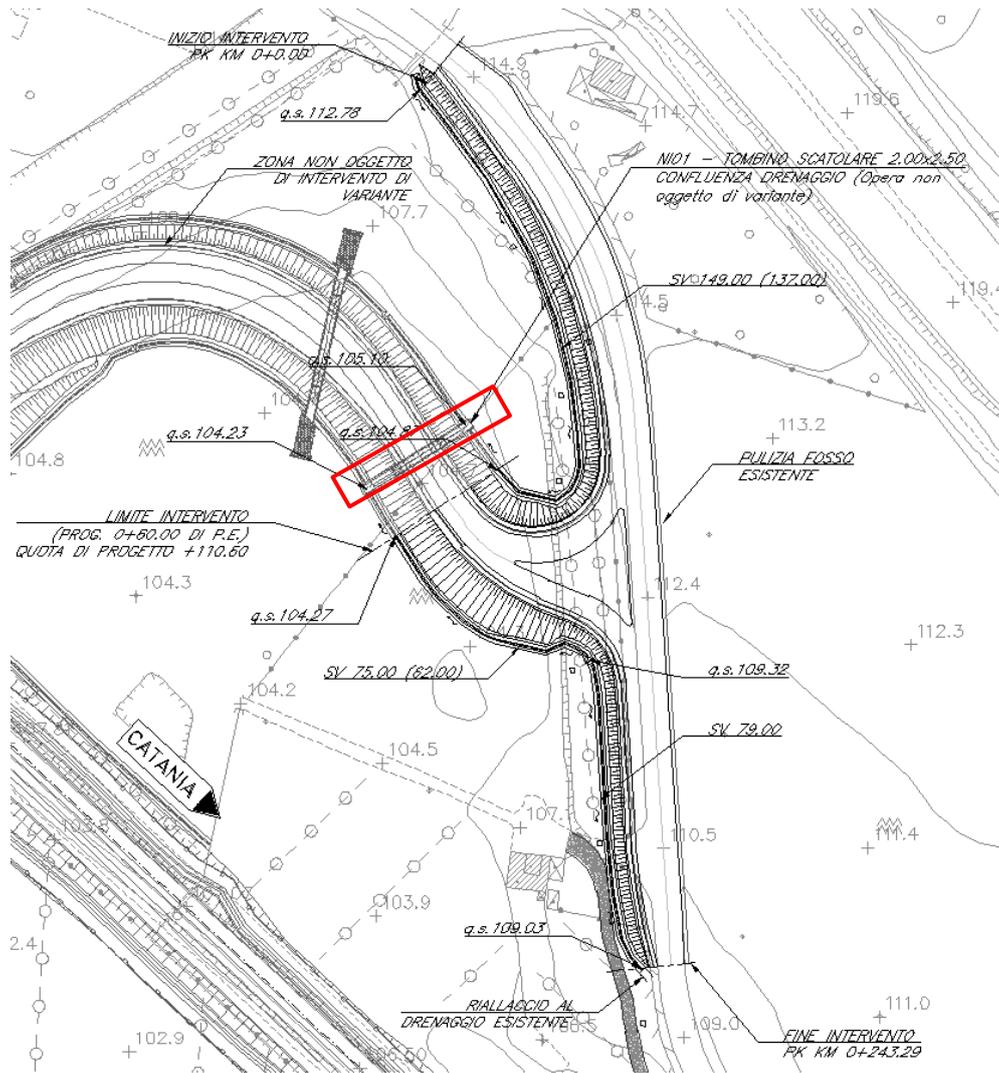
$$Q_{\text{opera}} = 0.385 \cdot h \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (18)$$

dove h è il tirante calcolato in cunetta ed L la larghezza dell'embrice.

I risultati della verifica sono riportati in tabella. Come riportato nel paragrafo di descrizione e sugli elaborati grafici, in considerazione delle pendenze in progetto è prevista la realizzazione di un invito di profondità pari a circa 3 cm in corrispondenza della sezione di imbocco dell'embrice. Nella verifica si è pertanto considerato un tirante pari al tirante in cunetta + 2 cm.

h	Q <sub>opera</sub>	Verifica
(m)	(l/s)	
0.038	11.15	verificato

#### 5.4 Opere di recapito – tombino NI01



Nelle ipotesi di moto uniforme è stato verificato il tombino NI01 per le portate con tempo di ritorno pari a 200 anni determinate dallo studio idrologico. Nella tabella seguente si riportano i risultati.

Tombino PK	Sezione [m x m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	i [m/m]	Ks [m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ]	h [m]	v [m/s]	riemp. [%]
0+073	ret 2.00x2.50	2.63	0.03	67	0.3	4.36m/s	12%

## 6. MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali elencati nel seguito.

### Geotessile

<i>Proprietà</i>	<i>Requisito</i>
Massa aerica	$\geq 400 \text{ g/m}^2$
Spessore a 2 kPa a 200kPa	$\geq 4 \text{ mm}$ $\geq 1.9 \text{ mm}$
Resistenza a trazione Media tra la direzione di produzione e la trasversale Media in una delle direzioni	$\geq 24 \text{ kN/m}$ $\geq 21 \text{ kN/m}$
Deformazione a rottura Media tra la direzione di produzione e la trasversale Media in una delle direzioni	$\geq 65 \%$ $\geq 30 - 95 \%$
Deformazione alla lacerazione	$\geq 1.4 \text{ kN}$
Deformazione a punzonamento	$\geq 4.0 \text{ kN}$

### Gabbioni e materassi tipo Reno

Gabbioni

LUNG.	LARGH.	ALT.	$B \times 10$	$\phi \text{ 3.0mm}$
2	1	1		ZINCATURA A CALDO Zn-Al 5%-MM 
LUNG.	LARGH.	ALT.	$6 \times 8$	$\phi \text{ 2.2mm/3.2 mm} \times$
3	2-3	0.17 0.30		POLIMERO PLASTICO Zn-Al 5%-MM 

Materiale di riempimento  $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$