

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)
e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
1° stralcio

PROGETTO ESECUTIVO

COD. AN58

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045

IL PROGETTISTA:

Ing. Alberto Rinaldi – Società Erre.vi.a. Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 16951

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica – Società Pro Iter Srl
Albo Geol. Lombardia n. A762



IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.vi.a. Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Dott. ing. Vincenzo Catone

PROTOCOLLO:

DATA:

04 - IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione sistema di drenaggio del corpo stradale

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	T00ID00IDRRE03A.pdf				
N. PROG.		CODICE ELAB.				
LO702M	E	T00ID00IDRRE03			A	-
D						
C						
B						
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2023	IMBROGIANO	CAPRANI	RINALDI	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	NORMATIVA.....	2
3.	DRENAGGIO PIATTAFORMA STRADALE	3
3.1.	Descrizione delle opere	3
3.1.1.	<i>Drenaggio acque di piattaforma stradale in rilevato</i>	<i>3</i>
3.1.2.	<i>Drenaggio acque di piattaforma stradale in trincea</i>	<i>3</i>
3.2.	Dimensionamento della rete di drenaggio.....	3
3.3.	Dimensionamento dei collettori.....	4
3.4.	Dimensionamento degli elementi di raccolta	4
3.4.1.	<i>Cunetta alla francese</i>	<i>5</i>
3.4.2.	<i>Caditoie grigliate</i>	<i>6</i>
3.4.3.	<i>Dimensionamento dell'interasse degli embrici.....</i>	<i>8</i>
3.4.4.	<i>Drenaggio delle acque nei viadotti.....</i>	<i>9</i>
4.	PRESIDI IDRAULICI DI PIATTAFORMA.....	10
4.1.	Vasche per il trattamento delle acque di prima pioggia.....	10
4.2.	VASCA DI SICUREZZA IDRAULICA.....	10
5.	INTERVENTI DI INVARIANZA IDRAULICA	13
6.	VALUTAZIONI IN MERITO ALLA CAPACITA' IDRAULICA DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO ESISTENTI	15
6.1.	Elaborati costruttivi dei tombini idraulici esistenti.....	15
6.1.1.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 6+525 (bacino 1)</i>	<i>15</i>
6.1.2.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 6+950 (bacino 3)</i>	<i>16</i>
6.1.3.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 8+100 (bacino 6)</i>	<i>16</i>
6.1.4.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 8+270 (bacino 7)</i>	<i>17</i>
6.1.5.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 8+825 (bacino 8)</i>	<i>18</i>
6.2.	Valutazioni sulla efficienza idraulica dei tombini.....	18
6.2.1.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 6+525 (bacino 1)</i>	<i>19</i>
6.2.2.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 6+950 (bacino 2)</i>	<i>19</i>
6.2.3.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 8+100 (bacino 6)</i>	<i>20</i>
6.2.4.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 8+270 (bacino 7)</i>	<i>21</i>
6.2.5.	<i>Tombino idraulico alla progressiva 8+825 (bacino 8)</i>	<i>22</i>
6.2.6.	<i>Sintesi dei risultati ottenuti</i>	<i>23</i>
7.	ALLEGATO 1 – TABELLE RISULTATI	25
7.1.	LOTTO 2	25
7.2.	LOTTO 3	26
7.3.	COLLETTORI DRENAGGIO VIA CA' LILLINA	27

Relazione Sistema di drenaggio del corpo stradale

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



7.4. COLLETTORI DRENAGGIO IMPALCATI	28
7.5. INTERVENTI DI INVARIANZA IDRAULICA	29

1. PREMESSA

La presente relazione descrive il progetto della rete di drenaggio delle acque di piattaforma stradale e di versante dell'intervento che prevede l'adeguamento a 2 corsie del tratto della Galleria 'Guinza' (Lotto 2) e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (Lotto 3) e ricade tra l'abitato di Selci Lama, in provincia di Perugia, e quello di Mercatello sul Metauro, in Provincia di Pesaro-Urbino.

Il 2° Lotto interessa tutto il tratto della Galleria Guinza, parzialmente eseguito e dell'estesa di circa 6000m e si andrà a connettere alla viabilità esistente (SP 200) in prossimità dell'abitato di Parnacciano in Provincia di Perugia al fine di garantire la continuità dell'itinerario di progetto da e per Selci Lama.

Il 3° Lotto, anche esso parzialmente eseguito, si sviluppa a partire dall'imbocco lato Marche della Galleria Guinza, per un'estesa di circa 3.5 Km, fino alla piana di Mercatello sul Metauro dove di andrà a connettere alla viabilità esistente in prossimità dell'abitato di Mercatello mediante un'intersezione a rotatoria con Via Cà Lillina, della quale è previsto l'adeguamento fino al limite del centro abitato di Mercatello sul Metauro.

2. NORMATIVA

- DM 14 gennaio 2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 Suppl. Ordinario n. 30;
- D. Lgs 152/06 art. 113 Smaltimento acque di piattaforma e autorizzazione degli scarichi
- Norme Tecniche Attuazione PAI AdB Fiume Tevere - 18 Luglio 2012;
- “Rapporto Finale sugli studi per l'aggiornamento del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)”, approvato con delibera del comitato istituzionale dell'Autorità dei Bacini Regionali n°6 del 21 novembre 2003;
- Regolamento del 20 febbraio 2006 n. 1/R “Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e delle b010ID--R0_ rel-idraulica-Tangenziale.doc 3 di 8 acque di lavaggio di aree esterne (Legge regionale 29 dicembre 2000 n. 61)”.
- Legge Regionale Marche n. 22/2011 “Norme in materia di riqualificazione urbana sostenibile e assetto idrogeologico”
- DGR Marche n. 53/2014 “Criteri, modalità e indicazioni tecnico-operative per la redazione della verifica di compatibilità idraulica degli strumenti di pianificazione territoriale e per l'invarianza idraulica delle trasformazioni territoriali”.

3. DRENAGGIO PIATTAFORMA STRADALE

3.1. Descrizione delle opere

3.1.1. Drenaggio acque di piattaforma stradale in rilevato

Nei tratti in rilevato il sistema è composto da pozzetti con caditoia grigliata (classe D400) disposti con interasse variabile in funzione della larghezza di piattaforma pavimentata e condotte in PEAD.

Le condotte recapitano alle vasche di prima pioggia e quindi al recapito finale.

Nei tratti esistenti lo scarico delle acque di drenaggio avviene per mezzo di embrici, o mediante caditoie e canalette con sottostanti collettori, al piede del rilevato

3.1.2. Drenaggio acque di piattaforma stradale in trincea

Nei tratti di nuova realizzazione, per la piattaforma stradale in trincea, il drenaggio è costituito da cunette triangolari (alla francese) poste al lato della strada, le cunette triangolari scaricano mediante pozzetti con caditoia (classe D400), disposti con interasse variabile in funzione della larghezza di piattaforma pavimentata, alle condotte sottostanti in PEAD di vari diametri.

Le condotte recapitano alle vasche di prima pioggia e quindi al recapito finale.

Nei tratti esistenti lo scarico delle acque di drenaggio avviene per mezzo di cunette triangolari o mediante caditoie e canalette con sottostanti collettori, al piede del rilevato

3.2. Dimensionamento della rete di drenaggio

Per il dimensionamento della rete di drenaggio si utilizza il metodo cinematico, la formula, nell'ipotesi che la durata della pioggia critica sia pari al tempo di corrivazione t_c , è la seguente:

$$Q = \varphi * i * A / 3600$$

dove:

- Q è la portata massima espressa in l/s;
- A è la superficie del bacino in mq;
- φ è il coefficiente di deflusso;
- i è l'altezza di precipitazione (mm/h) corrispondente ad una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione t_c e dipendente dal tempo di ritorno T_r , ai fini delle verifiche si sono utilizzati i parametri della curva di possibilità pluviometrica con $T_r = 50$ anni e durata inferiore all'ora

La formula razionale è rigorosa sotto le seguenti ipotesi:

- intensità di precipitazione uniforme nello spazio e costante nel tempo;
- coefficiente di deflusso costante durante l'evento ed indipendente dall'intensità di precipitazione;
- modello lineare stazionario di trasformazione afflussi-deflussi;
- portata nulla all'istante iniziale.

Il coefficiente φ è un parametro minore o uguale all'unità tramite il quale si tiene globalmente conto del complesso delle perdite del bacino a causa delle quali la portata al colmo è minore della portata di pioggia.

Per l'opera in progetto φ è stato assunto pari a 0,9 per le superfici impermeabilizzate e pari a 0,3 per le superfici inerbite.

Il tempo di corrivazione in secondi di ciascun bacino relativo a ciascuna sezione di calcolo è stato stimato mediante la seguente formulazione.

$$t_c = t_a + \frac{L}{V}$$

Dove:

- L rappresenta la lunghezza dell'asta in m;
- V la velocità di deflusso in m/s;

ta rappresenta il massimo tempo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto partendo dal punto di caduta.

Il calcolo dei tempi di entrata alla rete di drenaggio è stato stimato in 300 sec.

3.3. Dimensionamento dei collettori

Il moto all'interno della rete si descrive adottando uno schema di moto uniforme, come è usuale. Si utilizza la formula di Chézy per ricavare le scale di deflusso delle canalizzazioni adottate:

$$Q = k * A * R^{2/3} * i^{1/2}$$

Q è la portata di dimensionamento della canalizzazione (m³/s);

k è il coefficiente di scabrezza di Strickler (m^{1/3}/s);

A è l'area bagnata del condotto (m²);

R è il raggio idraulico (m);

i è la pendenza media del condotto.

Impiegando la relazione $Q = Av$ e sostituendo nella relazione sopra riportata si ottiene:

$$Q = k * A * R^{2/3} * i^{1/2}$$

Dove:

v è la velocità media della corrente all'interno della canalizzazione in esame (m/s).

La verifica dei collettori in PEAD, di diametro variabile da un minimo di DN 315 ad un massimo di DN 630, è stata condotta adottando un coefficiente di scabrezza $k_s=85$ e adottando un grado massimo di riempimento dell'80 % (per condotte maggiori di DN 500) e del 50% per diametri inferiori.

Si è verificato altresì che la velocità all'interno della tubazione sia non inferiore a 0,5 m/s e non superiore a 5 m/s.

In generale le condotte di collettamento saranno posate in maniera tale da avere almeno 0.70 m di ricoprimento dal cielo della condotta stessa.

I collettori delle condotte saranno ispezionabili mediante gli stessi pozzetti che costituiscono il corpo delle caditoie.

3.4. Dimensionamento degli elementi di raccolta

Il sistema di drenaggio stradale si differenzia in funzione della posizione del ciglio stradale rispetto al piano campagna circostante.

Se il ciglio è in trincea il drenaggio delle acque avviene per mezzo di cunette triangolari caditoie e sottostanti collettori.

Se il ciglio è in rilevato il drenaggio delle acque avviene per mezzo di caditoie puntuali e sottostanti collettori.

Il deflusso delle acque verso le scarpate è inibito dal cordolo bituminoso realizzato a margine della pavimentazione.

3.4.1. Cunetta alla francese

La verifica idraulica delle cunette è 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 portata massima Q transitante nella cunetta può essere calcolata mediante la formula di Gauckler-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
- A è l'area liquida della cunetta.

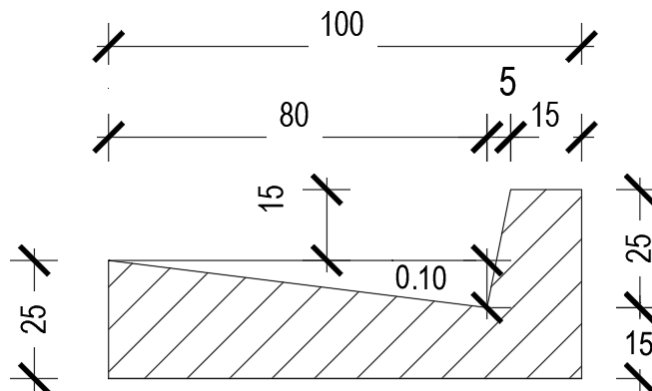


Figura 1 - Cunetta alla francese in cls, dimensioni in cm.

La portata calcolata in questo modo dovrà essere 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
- 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 la lunghezza del tratto di cunetta compreso tra una caditoia di scarico e la seguente.

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

Il tempo di accesso viene calcolato con la formula di Wooding per la quale si ha:

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

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

In questo studio si sono adottati:

- $L_0 = 10 \text{ m}$, massima larghezza della piattaforma stradale;
- $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, parametro di resistenza al deflusso superficiale;
- $s_0 =$ pendenza della piattaforma stradale, pari a 0.025 m/m ,
- $a = 61.1 \text{ mm/ore}^{-n}$ coefficiente a della curva di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 50 anni;
- $n = 0.422$ coefficiente n della curva di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 50 anni;

I valori sopra riportati hanno consentito di determinare un tempo di accesso alla rete pari a 47 s.

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. È 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 cunetta. Il calcolo è stato svolto per diverse pendenze longitudinali della strada, e quindi della cunetta.

3.4.2. Caditoie grigliate

Come precedentemente indicato, la cunetta alla francese scarica in una caditoia grigliata ad interasse variabile in funzione della superficie pavimentata drenata. La caditoia grigliata è larga 0.6 m e lunga 0.6 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 in un pozzetto sottostante posto lungo le condotte in PEAD.

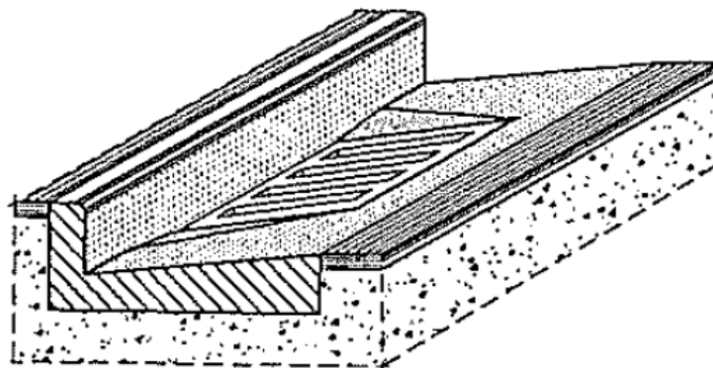


Figura 2 – Caditoia grigliata inserita in una cunetta alla francese.

È 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. Nel caso in esame, con $b = 0.80 \text{ m}$ e $l = 1.05 \text{ m}$ 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. Perché questo 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. Indicata con Q_1^* (frazione di Q_1) la portata frontale captata dalla griglia, è possibile definire come efficienza o rendimento R_1 della griglia il rapporto $R_1 = Q_1^*/Q_1$; R_1 risulta pari ad 1 quando la frazione Q_1 defluente nella larghezza l è integralmente catturata dalla griglia. Questo accade quando la velocità v è minore (o uguale) alla velocità v_0 secondo la seguente relazione (sperimentale):

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

Con $R_1 = 1$ e $Q_1^* = Q_1$, per $v \leq v_0$. La portata laterale Q_2 che sfugge alla cattura è esprimibile a mezzo della seguente formula:

$$\frac{Q_2}{Q} = 1 - E_0$$

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 è dunque esprimibile attraverso la seguente formula:

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

Per la caditoia grigliata 0.6x0.6 m si ottiene quanto riportato in Tabella 1.

<i>l</i> _{strada} [m/m]	<i>E</i> ₀ [%]	<i>v</i> [m/s]	<i>v</i> ₀ [m/s]	<i>Q</i> ₁ [l/s]	<i>R</i> ₁ [%]	<i>Q</i> ₁ [*] [l/s]	<i>Q</i> ₂ [l/s]	<i>R</i> ₂ [%]	<i>Q</i> ₂ [*] [l/s]	<i>E</i> [%]
0.002	98%	0.537	2.118	37	147%	37	-	-	-	147%
0.005	98%	0.775	2.118	41	140%	41	-	-	-	140%
0.010	98%	1.019	2.118	43	133%	43	-	-	-	133%
0.020	98%	1.336	2.118	45	123%	45	-	-	-	123%
0.040	98%	1.749	2.118	47	111%	47	-	-	-	111%
0.060	98%	2.045	2.118	48	102%	48	-	-	-	102%
0.065	98%	2.109	2.118	48	100%	48	-	-	-	100%

Tabella 1 Verifica della caditoia grigliata (0.6x0.6 m)

I dati riportati in Tabella 1 evidenziano che la caditoia grigliata risulta verificata dato che le velocità del deflusso nella cunetta alla francese sono inferiori alla massima velocità; in tali condizioni, dunque, 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 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 può essere schematizzata attraverso 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 i diversi casi esaminati, è riportato in Tabella 2.

<i>i</i> strada [m/m]	<i>h</i> [m]	<i>Q</i> [l/s]
0.002	0.007	38
0.005	0.008	42
0.010	0.009	44
0.020	0.010	46
0.040	0.011	48
0.060	0.011	49
0.065	0.011	49

Tabella 2 - Verifica della caditoia grigliata.

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

3.4.3. Dimensionamento dell'interasse degli embrici

L'allontanamento delle acque meteoriche dalla piattaforma stradale nei tratti in rilevato, è concentrato in appositi elementi in cls per preservare lo stato d'arte del corpo del rilevato (Figura 2). Gli embrici raccolgono le acque di ruscellamento sul sub-ballast e le convogliano al piede del rilevato, in un fosso di guardia rivestito in cls.

La capacità di smaltimento degli embrici può essere stimata ipotizzando un funzionamento a soglia sfiorante di larghezza L e tirante sopra la soglia h secondo la relazione:

$$Q = c_q \cdot (L \cdot h) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (accelerazione di gravità);
- $c_q = 0.385$ (coefficiente di efflusso);
- $L = 0.4 \text{ m}$ (larghezza della vena sfiorante);
- $h = 0.07 \text{ m}$ (altezza delle lama d'acqua contenuta nel cordolino bituminoso);

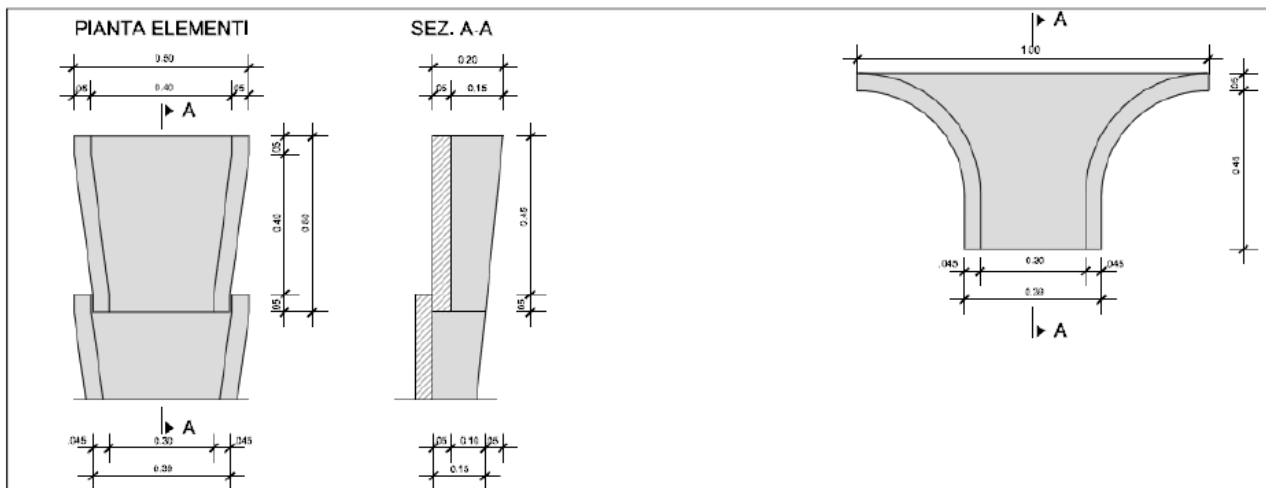


Figura 3 Dettaglio in sezione e pianta degli embrici

L'altezza di pioggia considerata fa riferimento alla curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno 50 anni della zona maggiormente sollecitata dal punto di vista idrologico ($a=61.1$ mm/h, $n=0.422$).

3.4.4. Drenaggio delle acque nei viadotti

Sull'impalcato dei viadotti si dispongono collettori in acciaio inox di diametro variabile tra DN300 e DN400 mm atti a raccogliere le acque meteoriche scaricate dalle caditoie poste ad interasse di 15 m mediante pluviali DN125.

4. PRESIDI IDRAULICI DI PIATTAFORMA

4.1. Vasche per il trattamento delle acque di prima pioggia

Le acque di dilavamento della piattaforma sono cariche di sostanze nocive per la qualità dei recettori naturali. Le principali sostanze inquinanti legate al traffico veicolare sulla banchina derivano dall'abrasione del manto stradale, degli pneumatici, dei ferodi dei freni, da perdite di liquidi, da emissioni di combustioni, da perdite di merci trasportate, da immondizie e materiali vari gettati sul manto della piattaforma e trasportate, in occasione degli eventi meteorici, in sospensione o soluzione direttamente al recapito finale. A queste, va aggiunto anche lo sversamento accidentale di liquidi pericolosi e inquinanti (idrocarburi, olii etc.) a seguito di incidenti relativi a mezzi di trasporto in cisterna di tali sostanze (onda nera).

E' stata perciò prevista l'introduzione di vasche di prima pioggia per il trattamento delle acque provenienti dalla piattaforma, ottimizzandone il posizionamento in funzione delle condizioni plano-altimetriche del tracciato dell'area di progetto.

La vasca di trattamento è stata posizionata in un luogo accessibile per permettere le operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria (in caso di sversamenti accidentali di oli e/o carburanti).

I criteri di base della progettazione della vasca sono i seguenti:

- Garantire che le acque di prima pioggia transitino nella vasca;
- "intercettare" gli eventuali sversamenti accidentali;
- Garantire che il flusso in ingresso alla vasca risulti caratterizzato da una velocità tale da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
- mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie;
- limitare le necessità di manutenzione della vasca, favorendo soluzioni che consentano di intervenire in maniera sporadica.

Per la trattazione specifica si rimanda alla relazione T00OI00STRRE01A.

4.2. VASCA DI SICUREZZA IDRAULICA

Per i tratti stradali in galleria si prevede di realizzare una vasca di raccolta di liquidi inquinanti che possono essere sversati accidentalmente, questo al fine di garantire il rapido allontanamento possibile da un ambiente potenzialmente pericoloso e permetterne la successiva raccolta in attesa dello smaltimento finale.

La presenza di un sistema di drenaggio consente di convogliare i flussi di sostanze pericolose in apposite vasche. La miscelazione delle sostanze sversate con le acque della galleria, e con le acque del sistema antincendio riduce la pericolosità di buona parte dei liquidi tossici ed infiammabili diluendoli; inoltre, la presenza di additivi filmanti negli impianti di spegnimento automatico inibisce significativamente l'evaporazione delle sostanze evitando l'ignizione o determinando lo spegnimento.

Le vasche sono previste agli imbocchi lato Umbria e lato Marche della galleria Guinza ed all'imbocco lato Marche della galleria S. Antonio.

Le vasche a servizio della galleria Guinza avranno capacità di 180 mc mentre la vasca della galleria S. Antonio avrà capacità di 130 mc.

I volumi derivano dalle seguenti assunzioni:

Sversamento accidentale 30 mc

Riserva idrica antincendio 100 mc

Impianto sprinkler 50 mc

La differenza di volume tra la galleria Guinza e S. Antonio deriva dal fatto che quest'ultima è sprovvista di impianto di mitigazione incendi (sprinkler).

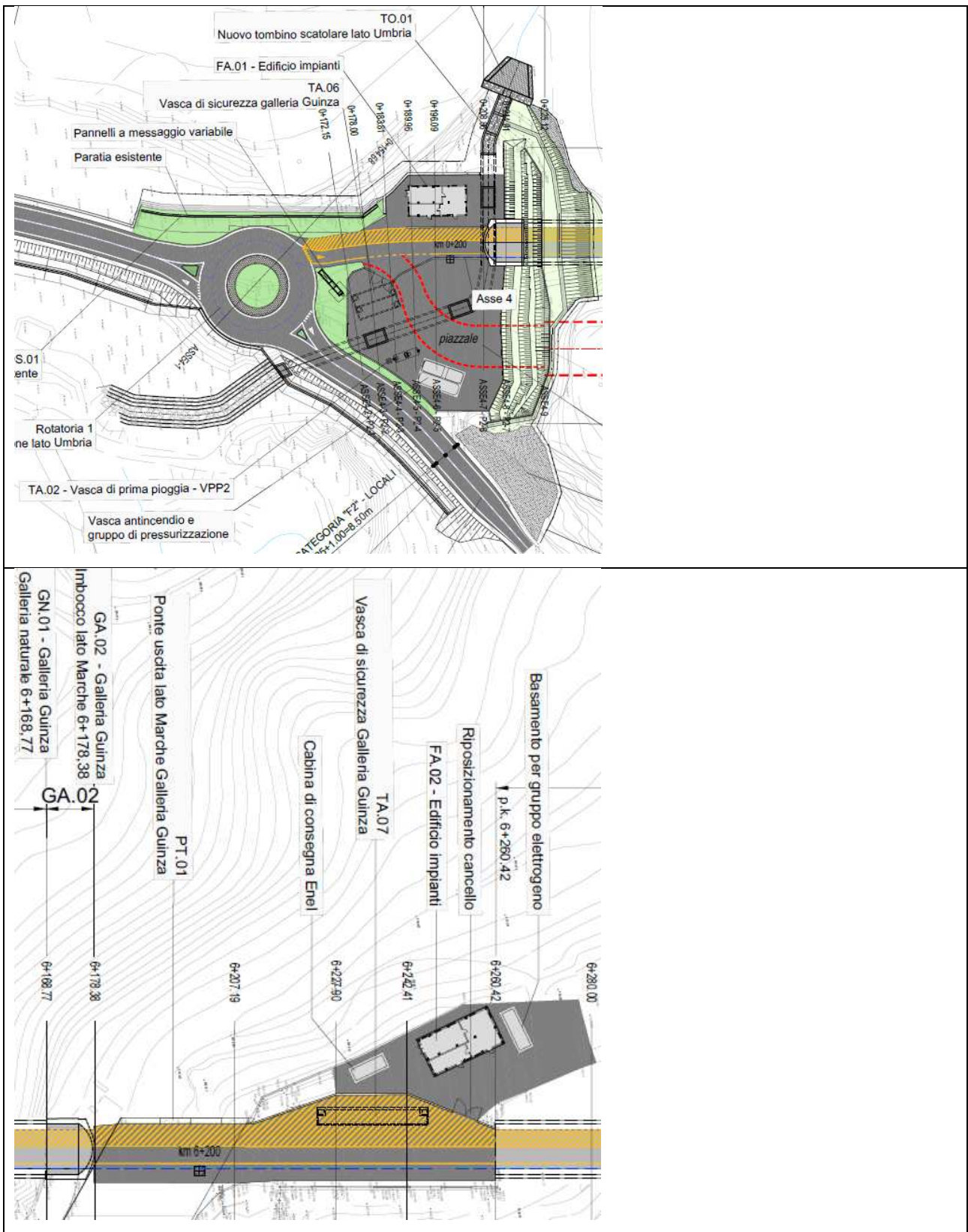




Figura 3 - Posizionamento delle vasche

Il liquido sversato in galleria e le eventuali acque antincendio giungeranno alle vasche per gravità attraverso le canalette laterali che avranno la pendenza del tratto stradale e che recapiteranno attraverso un pozzetto sifonato tagliafiamma al collettore principale ad interasse di 28 m.

La pendenza trasversale della sede stradale garantisce il deflusso delle acque di piattaforma fino alle canalette laterali.

Le acque raccolte in galleria dal collettore di drenaggio verranno recapitate ad un pozzetto di by pass dove è prevista l'installazione di un sistema di rilevamento degli sversamenti accidentali e di intercettazione dello scarico.

Nel pozzetto scolmatore sarà installato una sonda multiparametro (ph, conducibilità, redox) che avrà il compito di segnalare un accumulo di liquidi pericolosi nel comparto del pozzetto in cui è installato, in tal caso il sensore invierà un segnale per l'attuazione dell'apertura di una valvola motorizzata installata sul condotto di scarico alla vasca di sicurezza.

Dovrà essere prevista la possibilità di inviare messaggi di allerta in caso di rilevazione di sversamenti accidentali e di apertura dello scarico.

Le acque che verranno avviate alla vasca di sicurezza saranno quindi trattenute in attesa di provvedere alla loro aspirazione e smaltimento.

Nelle vasche non sono infatti stati previsti impianti di sollevamento ma solo una sezione ribassata per facilitare lo svuotamento totale della stessa mediante aspirazione.

5. INTERVENTI DI INVARIANZA IDRAULICA

La Regione Marche con Legge Regionale n. 22/2011 “Norme in materia di riqualificazione urbana sostenibile e assetto idrogeologico” e con la DGR Marche n. 53/2014 “Criteri, modalità e indicazioni tecnico-operative per la redazione della verifica di compatibilità idraulica degli strumenti di pianificazione territoriale e per l’invarianza idraulica delle trasformazioni territoriali” stabilisce che gli interventi di trasformazione territoriale debbano rispettare il principio di invarianza idraulica.

A tal fine la DGR n. 53/2014, al Titolo III, stabilisce le linee guida da seguire per rispettare tali principi.

Nel caso specifico gli interventi interessati sono quelli relativi al lotto 3 per i quali si è provveduto, secondo le linee guida a valutare gli interventi necessari.

Il lotto 3 è costituito da 3 sottobacini ognuno afferente ad un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia (VPP3, VPP4 e VPP5) tutti e tre i sottobacini hanno come recapito finale il Torrente S. Antonio.

Ai fini della classificazione degli interventi la superficie trasformata di ogni sottobacino è stata assunta pari all’ingombro del sedime stradale e delle scarpate dei rilevati e delle trincee:

- Il sottobacino 1 comporta la trasformazione di una superficie pari a 9750 mq.
- Il sottobacino 2 comporta la trasformazione di una superficie pari a 8015 mq.
- Il sottobacino 3 comporta la trasformazione di una superficie pari a 4360 mq.

La classe di intervento per i 3 sottobacini si configura come di modesta impermeabilizzazione per i quali si ritiene sufficiente la misura del “volume minimo d’invaso”.

Tali volumi minimi, per ogni intervento, sono stati calcolati utilizzando il foglio di calcolo elaborato dalla Regione Marche che determina il volume minimo di invaso necessario e il limite di portata da avviare allo scarico.

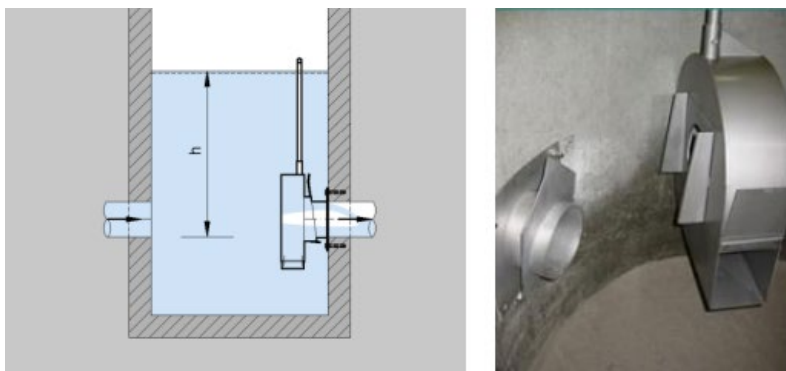
I volumi di invaso minimi per i sottobacini 4 e 5 sono stati reperiti nei volumi dei collettori di drenaggio opportunamente sovradimensionati.

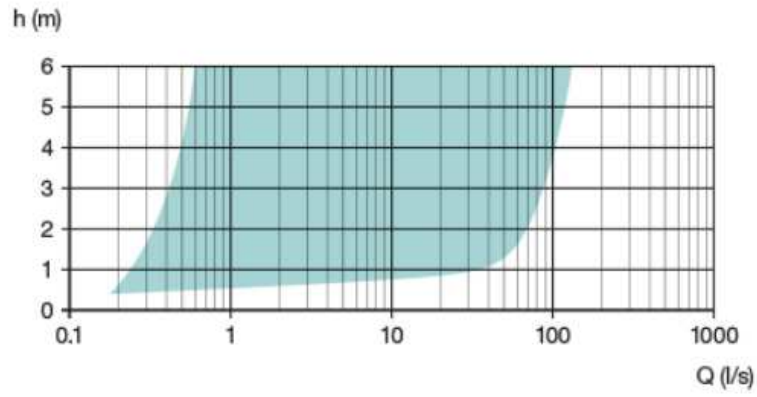
Mentre per il sottobacino 3, date le elevate pendenza è stato necessario inserire un apposito volume di invaso prima dello scarico realizzato mediante la posa di collettori a grande diametro in PEAD (DN2000).

Per contenere la portata scaricata nei limiti previsti dal regolamento allo scarico sarà installato un regolatore di portata a vortice.

Il regolatore viene installato a monte dell’uscita e funziona a luce sommersa, in corrispondenza del dispositivo deve essere realizzato un abbassamento per intrappolare i solidi.

Con portate basse, il funzionamento è quello di una luce libera, con l’incremento del livello di monte, il deflusso genera all’interno del regolatore un movimento a vortice che intrappola al centro un nucleo d’aria che offre una resistenza al deflusso, limitando la portata scaricata.





6. VALUTAZIONI IN MERITO ALLA CAPACITA' IDRAULICA DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO ESISTENTI

Il tracciato stradale è caratterizzato dalla presenza di alcuni attraversamenti idraulici esistenti, tra cui n. 5 tombini idraulici. Al fine di valutare la capacità idraulica di questi tombini, in questo paragrafo si riportano i calcoli idraulici volti alla definizione del grado di efficienza delle opere al transito della portata duecentennale.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite ricostruendo la geometria delle opere di attraversamento desunte dai disegni *as built* e da sopralluoghi e verifiche di campo. Nello specifico, sono stati verificati i tombini idraulici sottesi ai bacini imbriferi n. 1, 3, 6, 7, 8 (la cui perimetrazione è riportata nella relazione idrologica - elaborato T00_ID_00_IDR_RE_01). Gli altri attraversamenti sono rappresentati da opere in viadotto che, considerate le elevate dimensioni delle luci degli attraversamenti in rapporto all'entità del corso d'acqua e i relativi valori di portata di piena attesi, sono tali da non determinare criticità idrauliche per l'opera stradale.

I valori di portata al colmo duecentennale rispetto alle quali sono state condotte le verifiche idrauliche (attraverso il software HEC-RAS 5.0.4 in condizioni di moto monodimensionale e regime permanente) che verranno presentate nei successivi paragrafi sono riportate nella relazione idrologica (elaborato T00_ID_00_IDR_RE_01).

6.1. Elaborati costruttivi dei tombini idraulici esistenti

6.1.1. Tombino idraulico alla progressiva 6+525 (bacino 1)

Alla chilometrica 6+525 del tracciato di progetto, subito a valle dell'uscita della galleria Valpiana in direzione Marche, è presente un tombino idraulico in CA di dimensione trasversale 4.0 m x 2.6 m e lunghezza pari a 41.5 m. La Figura 10 mostra i particolari costruttivi del tombino, come da disegni contabili relativi agli stati di avanzamento lavori degli interventi originari.

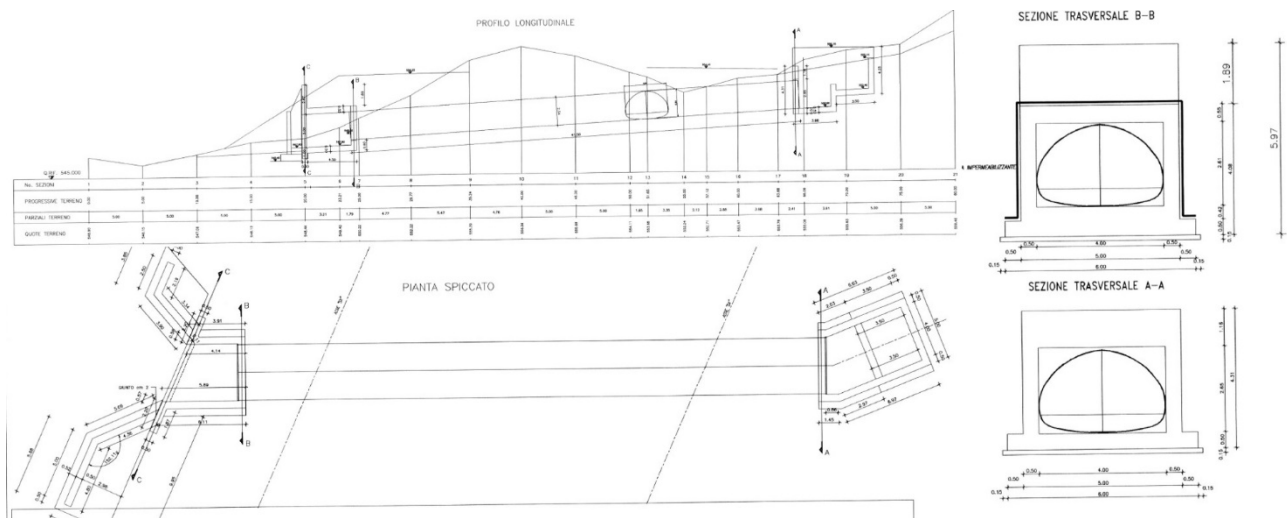


Figura 4 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 6+525

La portata al colmo duecentennale per la verifica idraulica del tombino è pari a $Q_{\text{bacino1}}^{200} = 19.55$ m³/s.

6.1.2. Tombino idraulico alla progressiva 6+950 (bacino 3)

Alla chilometrica 6+950 del tracciato di progetto, subito a valle del viadotto Valpiana in direzione Marche e subito a monte (sempre in direzione Marche) della galleria S. Veronica, è presente un tombino idraulico costituito da una serie di tubi ARMCO di diametro ϕ 2440 mm intervallati da pozzetti in CA. La lunghezza complessiva del tombino è superiore ai 50 m, mentre la pendenza media è del 20%. La Figura 11 mostra i particolari costruttivi del tombino, come da disegni contabili relativi agli stati di avanzamento lavori degli interventi originari.

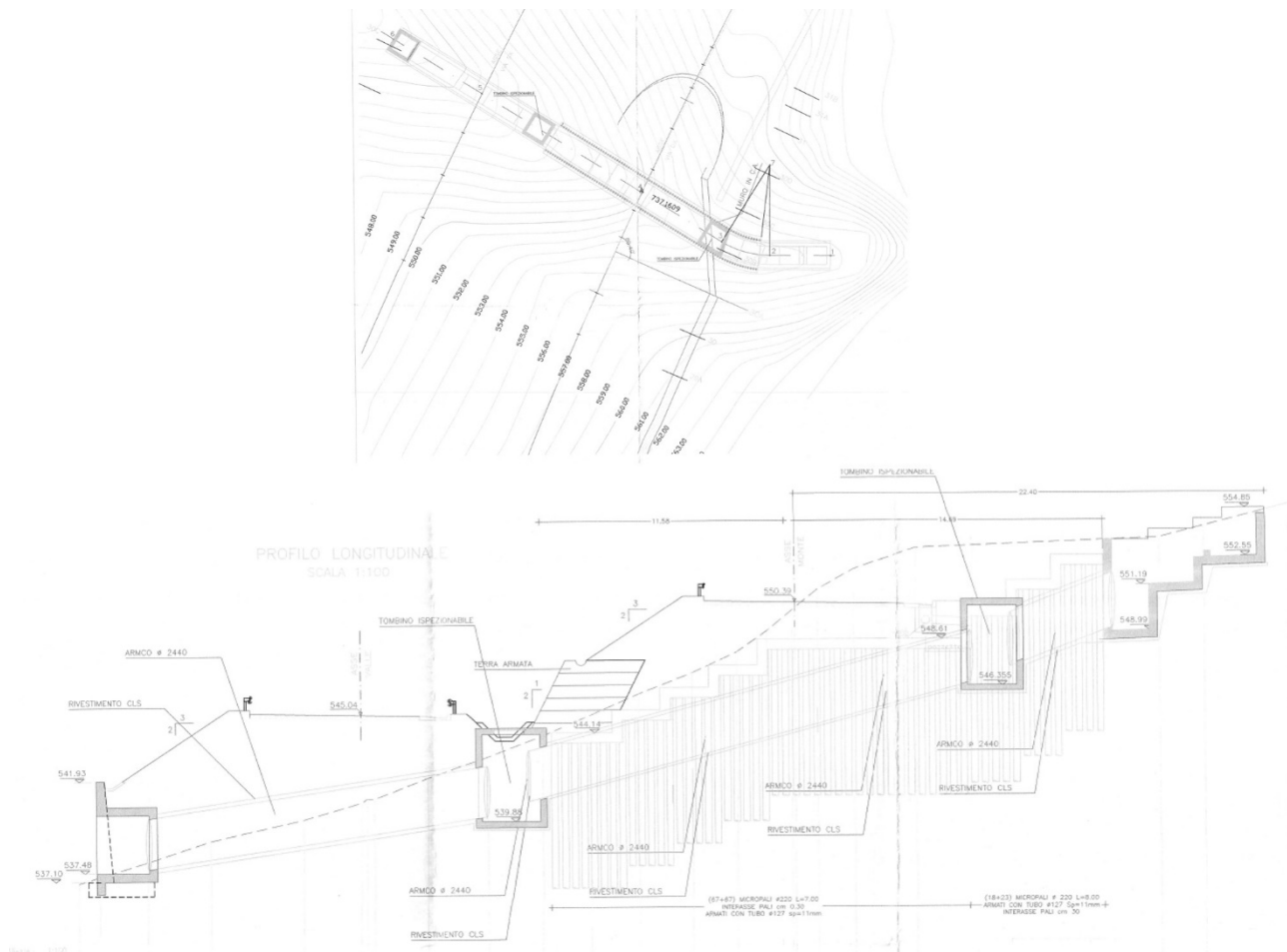


Figura 4 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 6+950

La portata al colmo duecentennale per la verifica idraulica del tombino è pari a $Q^{200}_{\text{bacino3}} = 2.16$ m³/s.

6.1.3. Tombino idraulico alla progressiva 8+100 (bacino 6)

Alla chilometrica 8+100 del tracciato di progetto, subito a valle dell'uscita della galleria S. Antonio in direzione Marche, è presente un tombino idraulico in CA caratterizzato da una sezione trasversale di 4.0 m x 2.0 m, una lunghezza di 55 m e una pendenza media del 7.5%. La Figura 12 mostra i

particolari costruttivi del tombino, come da disegni contabili relativi agli stati di avanzamento lavori degli interventi originari.

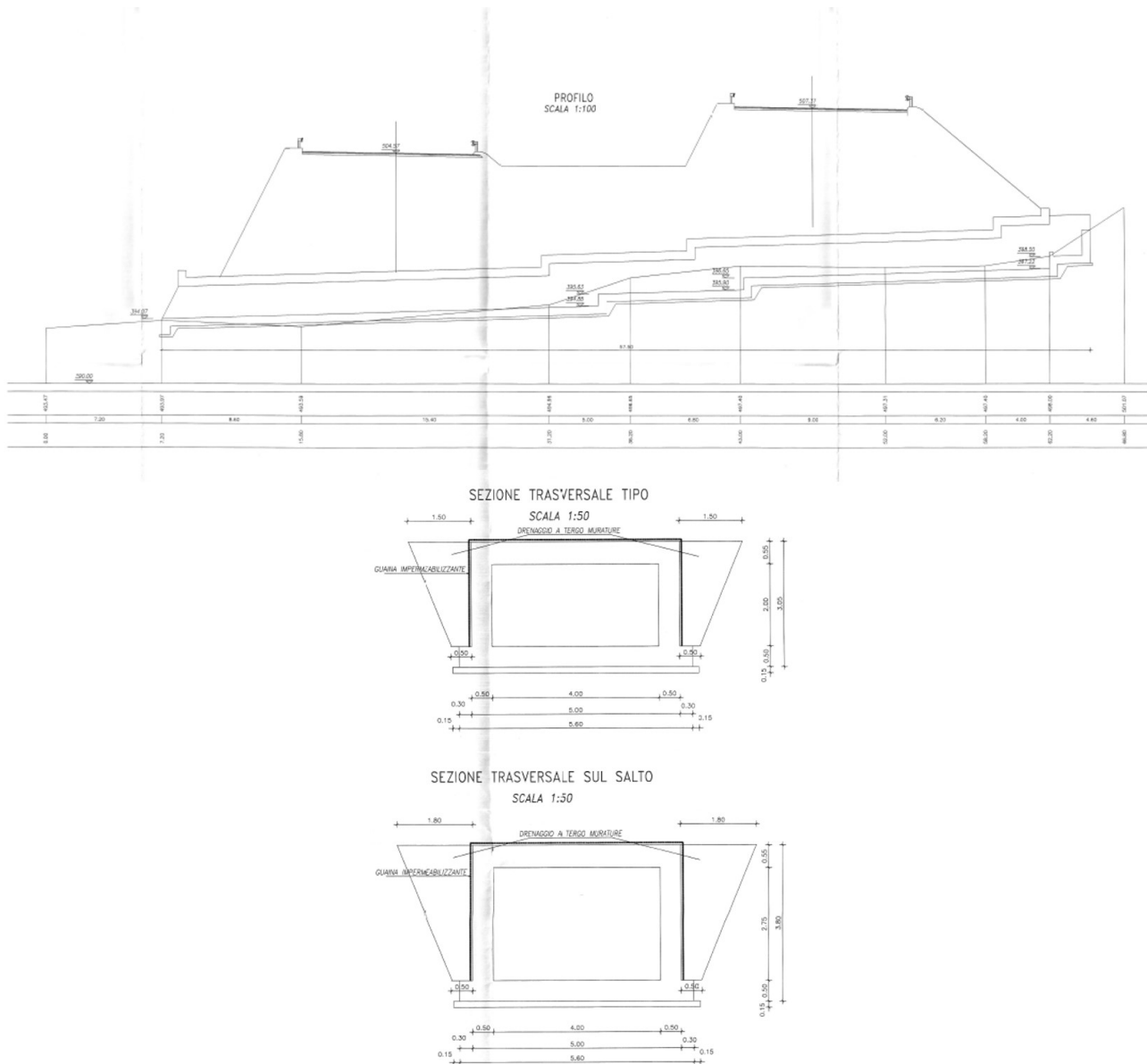


Figura 6 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 8+100

La portata al colmo duecentennale per la verifica idraulica del tombino è pari a $Q^{200}_{\text{bacino6}} = 23.15$ m³/s.

6.1.4. Tombino idraulico alla progressiva 8+270 (bacino 7)

Alla chilometrica 8+270 del tracciato di progetto è presente un tombino idraulico scatolare in CA caratterizzato da una sezione trasversale di 3.0 m x 3.0 m, una lunghezza di 55 m e una pendenza media del 6%. La Figura 13 mostra i particolari costruttivi del tombino, come da disegni contabili relativi agli stati di avanzamento lavori degli interventi originari.

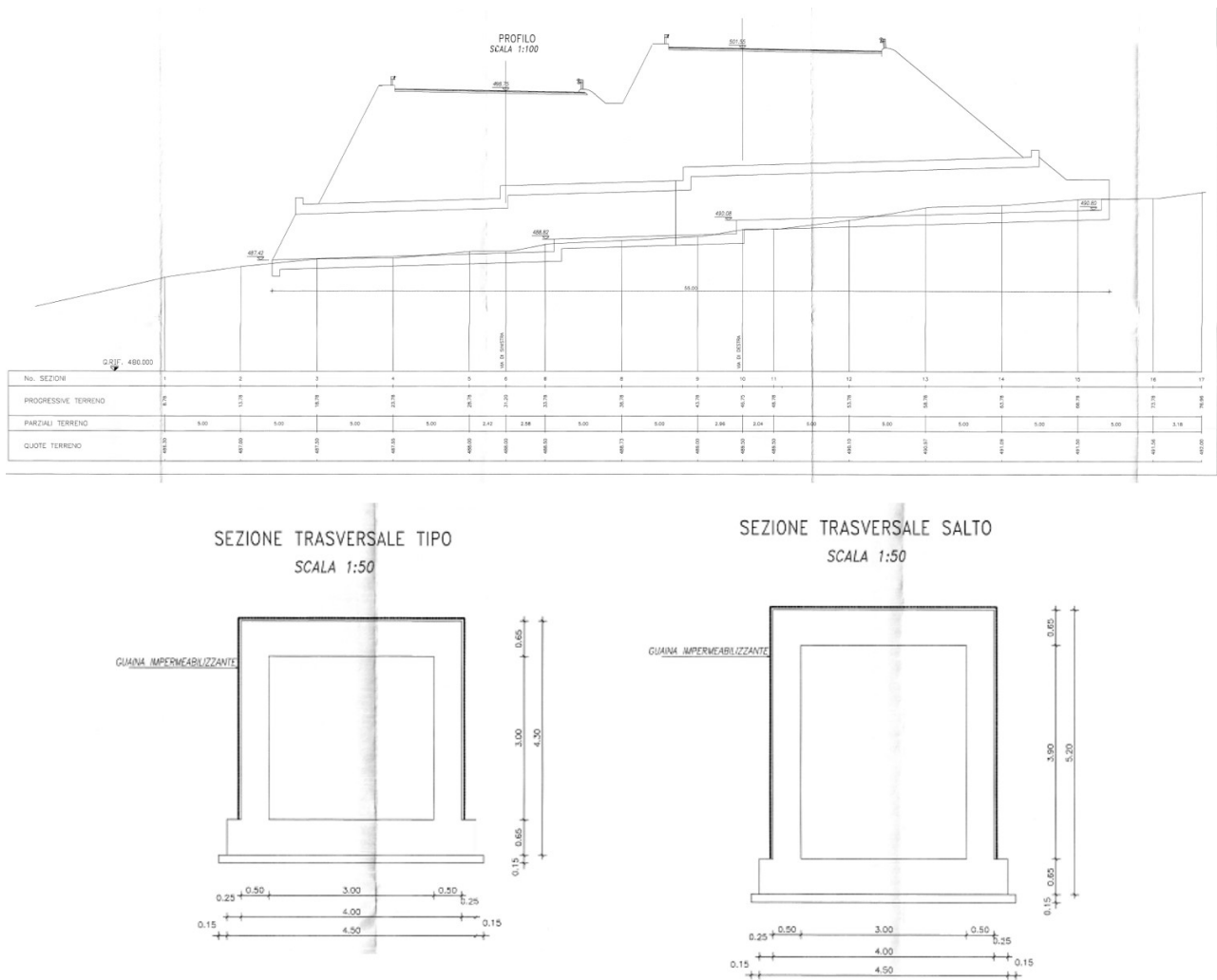


Figura 5 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 8+270

La portata al colmo duecentennale per la verifica idraulica del tombino è pari a $Q^{200}_{\text{bacino7}} = 6.78 \text{ m}^3/\text{s}$

6.1.5. Tombino idraulico alla progressiva 8+825 (bacino 8)

In corrispondenza del progressiva al km 8+825 del tracciato di progetto è presente un tombino idraulico per il quale non è stato possibile recuperare l'elaborato relativo allo stato di avanzamenti lavori. A seguito di sopralluogo, sono state quindi rilevate le dimensioni del tombino scatolare in CA di dimensione 3.0 m x 3.0 m.

6.2. Valutazioni sulla efficienza idraulica dei tombini

Le valutazioni sull'efficienza idraulica dei tombini esistenti è stata eseguita attraverso modellazioni monodimensionali in regime di moto permanente utilizzando il software HEC-RAS 5.0.4.

I valori di portata al colmo duecentennale rispetto alle quali sono state condotte le verifiche idrauliche sono riportate nella relazione idrologica (elaborato T00_ID_00_IDR_RE_01).

6.2.1. Tombino idraulico alla progressiva 6+525 (bacino 1)

La Figura 14 mostra il modello HEC-RAS implementato per lo studio sulla valutazione dell'efficienza idraulica del tombino esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica 6+525. Oltre al tombino idraulico, il tratto di corso d'acqua simulato comprende due segmenti sufficientemente estesi a monte e a valle del tombino stesso. Le sezioni trasversali del modello sono state estratte da un modello digitale del terreno ricostruito combinando la cartografia CTR esistente ed il rilievo topografico eseguito ai fini della progettazione stradale.

Le condizioni al contorno del modello sono rappresentate dalla altezza di stato critico (*critical depth*) nella sezione di monte, e l'altezza di moto uniforme (*normal depth*) nella sezione di valle. Il valore di scabrezza di Strickler per il corso d'acqua è stato posto pari a $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Dal punto di vista delle perdite idrauliche, il tombino è stato coefficiente di perdite all'imbocco (*entrance loss coefficient*) pari a 0.5, e un coefficiente di perdite all'uscita (*exit loss coefficient*) pari a 1.

Il profilo di corrente di moto permanente relativo alla portata con tempo di ritorno $TR=200$ anni ($Q_{200} = 19.55 \text{ m}^3/\text{s}$) mostra che il funzionamento idraulico del tombino è a pelo libero, con un piccolo effetto di rigurgito idraulico a monte della sezione di imbocco del tombino.

Tombino pk 6+525

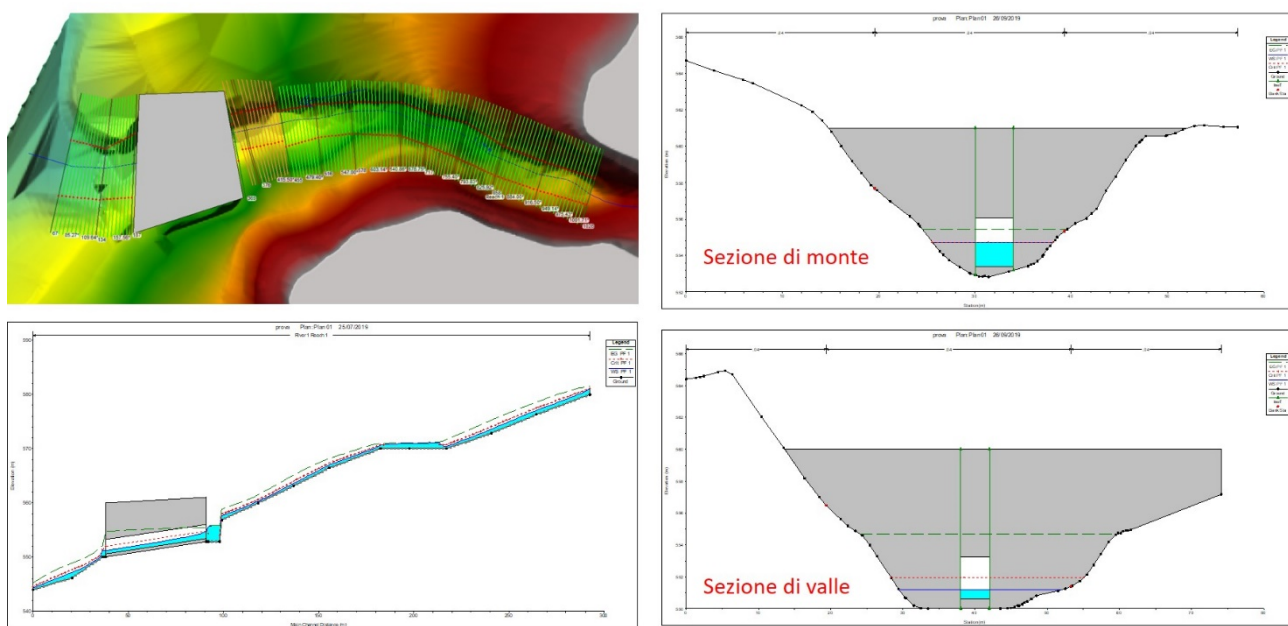


Figura 8 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 6+525

6.2.2. Tombino idraulico alla progressiva 6+950 (bacino 2)

La Figura 15 mostra il modello HEC-RAS implementato per lo studio sulla valutazione dell'efficienza idraulica del tombino esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica 6+950. Oltre al tombino idraulico, il tratto di corso d'acqua simulato comprende due segmenti sufficientemente estesi a monte e a valle del tombino stesso. Le sezioni trasversali del modello sono state estratte da un modello digitale del terreno ricostruito combinando la cartografia CTR esistente ed il rilievo topografico eseguito ai fini della progettazione stradale.

Le condizioni al contorno del modello sono rappresentate dalla altezza di stato critico (*critical depth*) nella sezione di monte, e l'altezza di moto uniforme (*normal depth*) nella sezione di valle. Il valore di scabrezza di Strickler per il corso d'acqua è stato posto pari a $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Dal punto di vista delle perdite idrauliche, il tombino è stato coefficiente di perdite all'imbocco (*entrance loss coefficient*) pari a 0.5, e un coefficiente di perdite all'uscita (*exit loss coefficient*) pari a 1.

Il profilo di corrente di moto permanente relativo alla portata con tempo di ritorno $TR=200$ anni ($Q_{200} = 2.16 \text{ m}^3/\text{s}$) mostra che il funzionamento idraulico del tombino è a pelo libero con un elevato franco idraulico di sicurezza.

Tombino pk 6+950

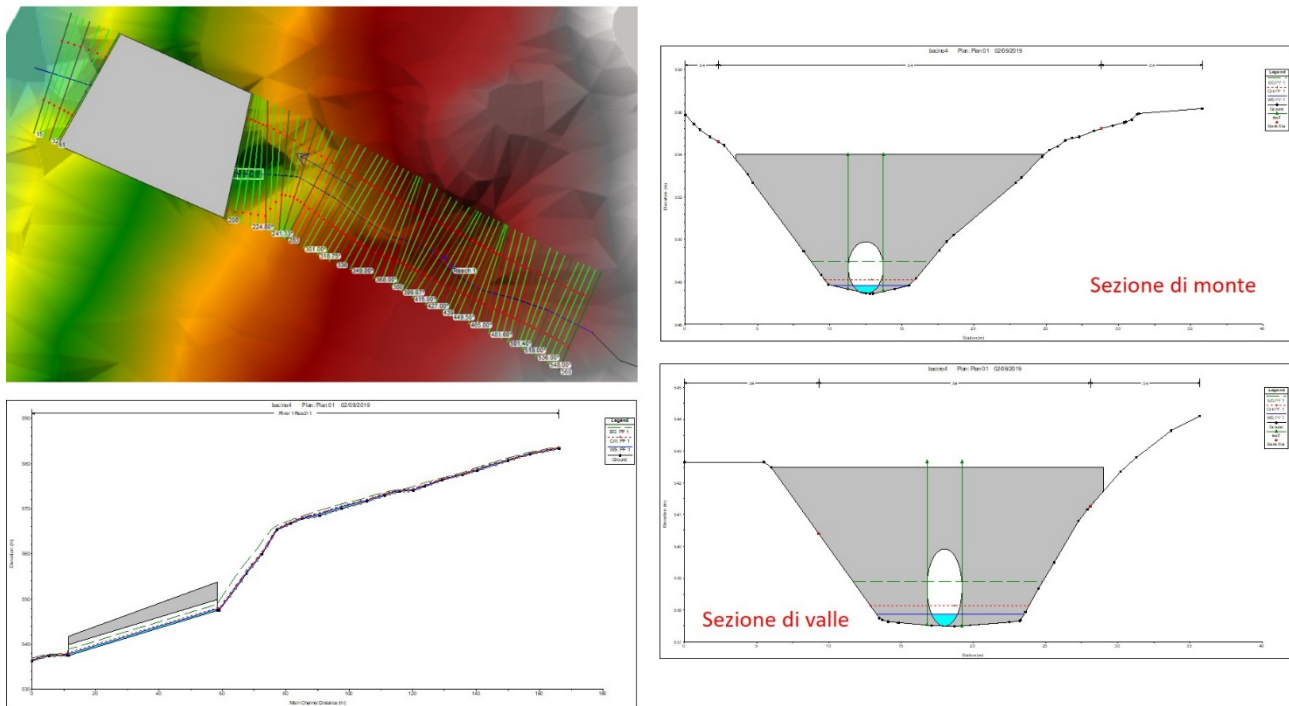


Figura 6 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 6+950

6.2.3. Tombino idraulico alla progressiva 8+100 (bacino 6)

La Figura 16 mostra il modello HEC-RAS implementato per lo studio sulla valutazione dell'efficienza idraulica del tombino esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica 8+100. Oltre al tombino idraulico, il tratto di corso d'acqua simulato comprende due segmenti sufficientemente estesi a monte e a valle del tombino stesso. Le sezioni trasversali del modello sono state estratte da un modello digitale del terreno ricostruito combinando la cartografia CTR esistente ed il rilievo topografico eseguito ai fini della progettazione stradale.

Le condizioni al contorno del modello sono rappresentate dalla altezza di stato critico (*critical depth*) nella sezione di monte, e l'altezza di moto uniforme (*normal depth*) nella sezione di valle. Il valore di scabrezza di Strickler per il corso d'acqua è stato posto pari a $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Dal punto di vista delle perdite idrauliche, il tombino è stato coefficiente di perdite all'imbocco (*entrance loss coefficient*) pari a 0.5, e un coefficiente di perdite all'uscita (*exit loss coefficient*) pari a 1.

Il profilo di corrente di moto permanente relativo alla portata con tempo di ritorno TR=200 anni ($Q_{200} = 23.15 \text{ m}^3/\text{s}$) mostra che il funzionamento idraulico del tombino è a pelo libero; il restringimento di sezione e le perdite di imbocco sono tali da determinare un fenomeno di rigurgito che interessa completamente la sezione di imbocco del tombino, ma che è comunque tale da mantenersi lontano dalla condizione di sormonto del rilevato stradale.

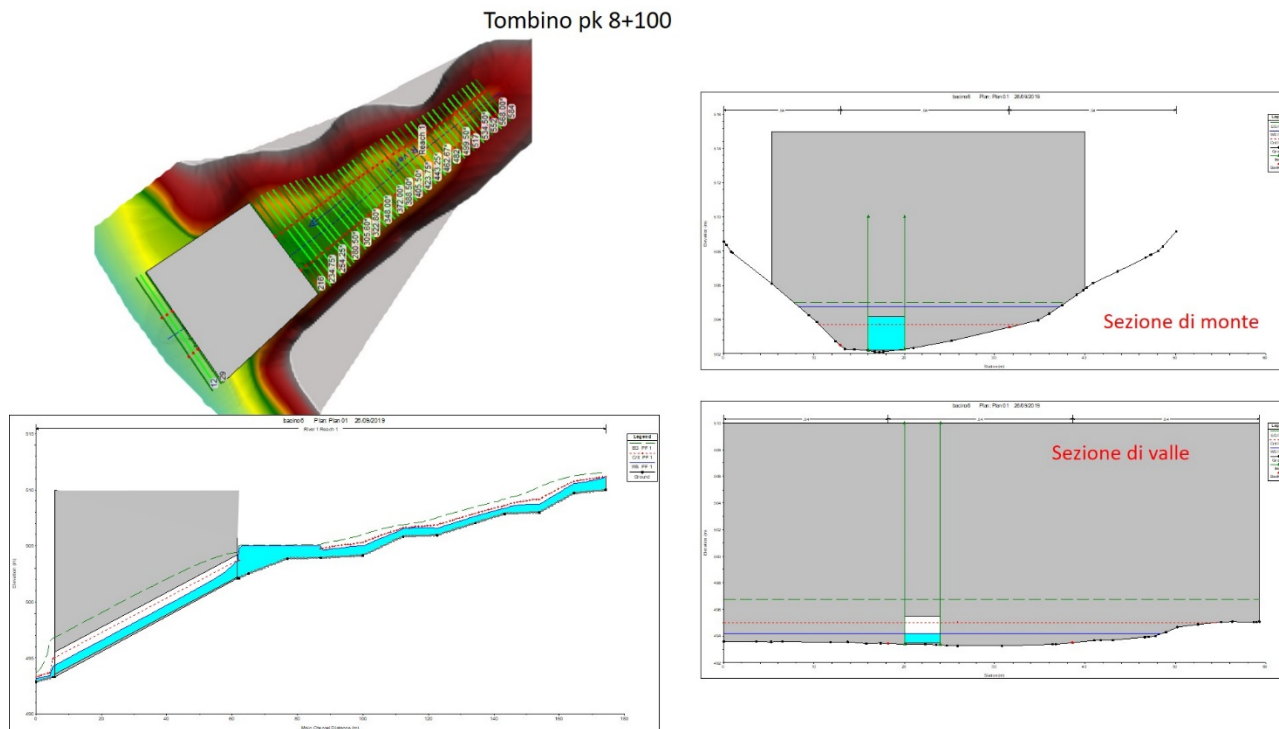


Figura 7 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 8+100

6.2.4. Tombino idraulico alla progressiva 8+270 (bacino 7)

La Figura 17 mostra il modello HEC-RAS implementato per lo studio sulla valutazione dell'efficienza idraulica del tombino esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica 8+270. Oltre al tombino idraulico, il tratto di corso d'acqua simulato comprende due segmenti sufficientemente estesi a monte e a valle del tombino stesso. Le sezioni trasversali del modello sono state estratte da un modello digitale del terreno ricostruito combinando la cartografia CTR esistente ed il rilievo topografico eseguito ai fini della progettazione stradale.

Le condizioni al contorno del modello sono rappresentate dalla altezza di stato critico (*critical depth*) nella sezione di monte, e l'altezza di moto uniforme (*normal depth*) nella sezione di valle. Il valore di scabrezza di Strickler per il corso d'acqua è stato posto pari a $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Dal punto di vista delle perdite idrauliche, il tombino è stato coefficiente di perdite all'imbocco (*entrance loss coefficient*) pari a 0.5, e un coefficiente di perdite all'uscita (*exit loss coefficient*) pari a 1.

Il profilo di corrente di moto permanente relativo alla portata con tempo di ritorno TR=200 anni ($Q_{200} = 6.78 \text{ m}^3/\text{s}$) mostra che il funzionamento idraulico del tombino è a pelo libero con un elevato franco idraulico di sicurezza; il restringimento di sezione e le perdite di imbocco sono tali da determinare un piccolo effetto di rigurgito a monte della sezione di imbocco.

Tombino pk 8+270

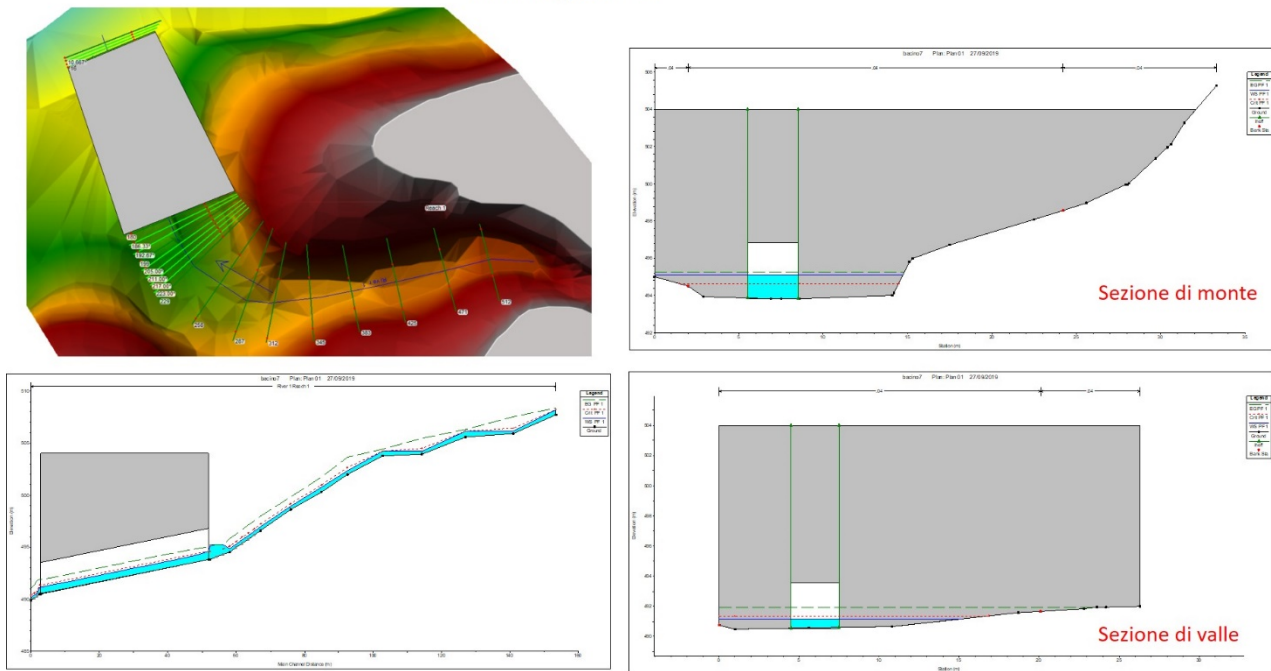


Figura 11 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 8+270

6.2.5. Tombino idraulico alla progressiva 8+825 (bacino 8)

La Figura 18 mostra il modello HEC-RAS implementato per lo studio sulla valutazione dell'efficienza idraulica del tombino esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica 8+825. Oltre al tombino idraulico, il tratto di corso d'acqua simulato comprende due segmenti sufficientemente estesi a monte e a valle del tombino stesso. Le sezioni trasversali del modello sono state estratte da un modello digitale del terreno ricostruito combinando la cartografia CTR esistente ed il rilievo topografico eseguito ai fini della progettazione stradale.

Le condizioni al contorno del modello sono rappresentate dalla altezza di stato critico (*critical depth*) nella sezione di monte, e l'altezza di moto uniforme (*normal depth*) nella sezione di valle. Il valore di scabrezza di Strickler per il corso d'acqua è stato posto pari a $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Dal punto di vista delle perdite idrauliche, il tombino è stato coefficiente di perdite all'imbocco (*entrance loss coefficient*) pari a 0.5, e un coefficiente di perdite all'uscita (*exit loss coefficient*) pari a 1.

Il profilo di corrente di moto permanente relativo alla portata con tempo di ritorno $TR=200$ anni ($Q_{200} = 16.27 \text{ m}^3/\text{s}$) mostra che il funzionamento idraulico del tombino è a pelo libero con un elevato franco idraulico di sicurezza; il restringimento di sezione e le perdite di imbocco sono tali da determinare un piccolo effetto di rigurgito a monte della sezione di imbocco.

Tombino pk 8+825

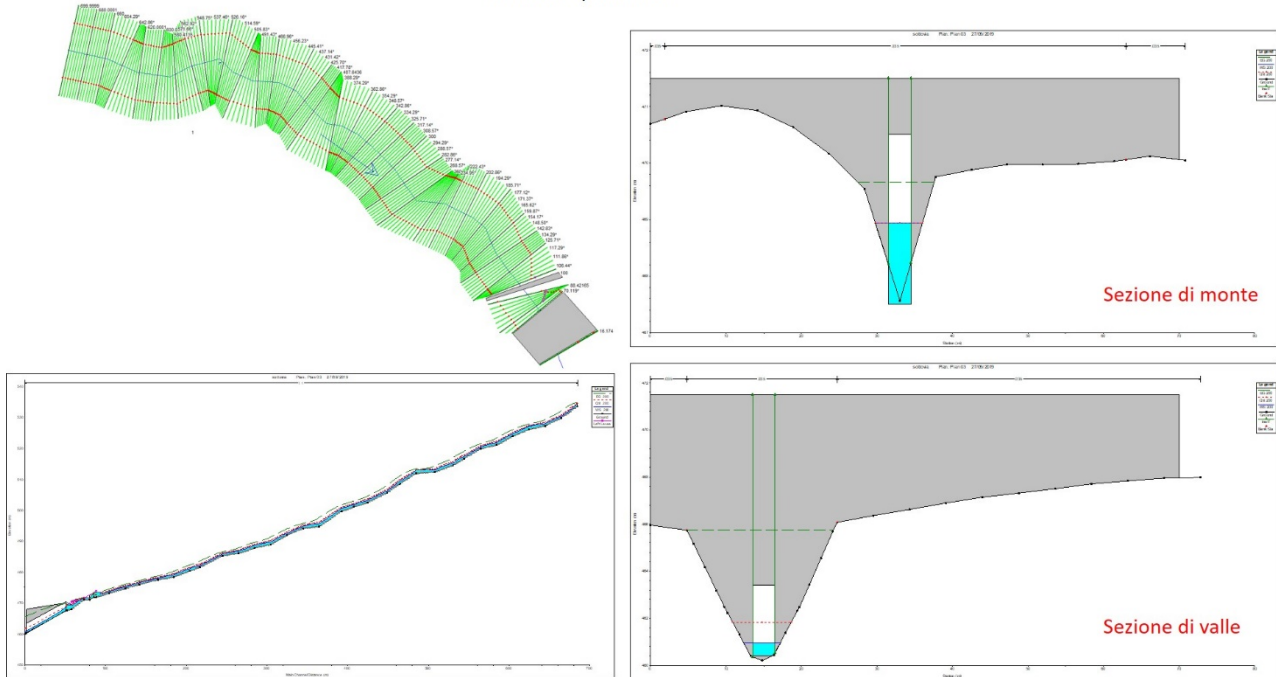


Figura 8 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 8+825

6.2.6. Sintesi dei risultati ottenuti

La Tabella 5 sintetizza i risultati relativi alle valutazioni di efficienza idraulica dei tombini idraulici esistenti. I risultati delle verifiche mostrano che – con riferimento alla portata di picco duecentennale – il funzionamento idraulico dei tombini è sempre a pelo libero con franco idraulico mai inferiore a 0.5 m. Il restringimento di sezione legata alla presenza del tombino e le relative perdite di imbocco sono (in genere) tali da determinare effetti di rigurgito a monte della sezione di imbocco del tombino stesso (tombini alle progressive 6+525, 8+100, 8+270, 8+825). Questi effetti di rigurgito sono generalmente di ridotta entità, e non determinano condizioni tali da causare il potenziale sormonto della strada.

Lo studio di dettaglio e la definizione di eventuali opere di protezione legati al fenomeno di rigurgito in corrispondenza del tombino esistente in corrispondenza della progressiva pk 8+100 potranno essere svolti nell'ambito del progetto di adeguamento della carreggiata Est non evidenziandosi al momento criticità. Considerati i risultati ottenuti dalle modellazioni idrauliche, in corrispondenza del suddetto tombino andrebbe eseguito un rilievo topografico di dettaglio dell'opera e dell'area circostante al fine di poter valutare con maggior dettaglio: (a) l'estensione dell'area di esondazione eventualmente provocata dall'effetto di rigurgito e (b) l'eventuale effettiva esigenza di dover intervenire con delle opere di protezione al piede del rilevato della strada.

pk	Bacino	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	Tirante max (m)	GD max (%)	Franco idraulico (m)
6+525	1	19.55	1.4	52	1.3
6+950	3	2.16	0.4	16	2.0
8+100	6	23.15	1.5	75	0.5
8+270	7	6.78	0.8	27	2.2
8+825	8	16.27	1.4	46	1.6

Tabella 3 – Tabella di sintesi sulla valutazione dell'efficienza idraulica dei tombini esistenti

7. ALLEGATO 1 – TABELLE RISULTATI

Di seguito si riportano – in forma tabellare – i dimensionamenti idraulici degli organi di presidio e di drenaggio delle acque di piattaforma stradale.

7.1. LOTTO 2

CANALETTA GRIGLIATA SMALTIMENTO ACQUE PIAZZALE ACCESSO GUINZA

Dimensionamento Canalette Grigliate											
Calcolo della portata con il metodo dell'invaso e verifiche con scale di deflusso											
	Larghezza Asse maggiore	Lunghezza Asse minore	Superficie equivalente	Pendenza	Portata	Velocità della corrente	Tirante idrico	base interna	altezza interna	Grado di riempimento	Franco idraulico
	Lt	Ll	S	j	Q	v	y	b	h	GR	Franco
	m	m	mq	m/m	l/s	m/s	cm	m	m	%	cm
Piazzale	35	47,00	1157	0,003	37,04	0,73	0,10	0,50	0,50	20	40

CONDOTTE RETE DI DRENAGGIO STRADALE

LOTTO 2											
Calcolo della Portata e verifica con scale di deflusso											
	Larghezza strada	Lunghezza strada	Superficie equivalente	Pendenza	Portata	velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro Nominale	Diametro Interno	Grado di riempimento	Franco idraulico
	Lt	Ll	S	j	Q	v	y	DN	DI	GR	Franco
	m	m	mq	m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%	cm
Rotatoria1 -Lato valle	10	45,00	405	0,005	12,965	0,67	0,10	315,00	0,300	32	21
Asse 3 lato dx	4,5	136,00	956	0,007	30,60	0,94	0,13	400,00	0,380	33	26
Asse4 lato sx	5	45,00	203	0,006	6,48	0,57	0,07	315,00	0,300	22	24
Asse4 lato dx	5	45,00	203	0,006	6,48	0,57	0,07	315,00	0,300	22	24
Rotatoria1 -Lato monte	10	30,00	675	0,005	21,61	0,78	0,13	315,00	0,300	42	18
Asse 3 lato sx	4,5	136,00	1226	0,008	39,24	1,10	0,13	400,00	0,380	35	25
Accesso VPP 1	-	60,00	2182	0,0050	69,84	1,03	0,19	500,00	0,475	41	28
da VPP1 a recapito finale	-	86,00	2182	0,0060	69,84	1,03	0,19	500,00	0,475	41	28
Asse 5 lato sx	5	50,00	225	0,008	7,20	0,67	0,06	315,00	0,300	21	24
Asse 5 lato dx	5	37,50	169	0,006	5,40	0,56	0,06	315,00	0,300	20	24
Asse 5 lato dx	5	50,00	225	0,009	180,067	1,62	0,22	500,00	0,475	60	19
Asse 5 lato dx	5	37,50	1326	0,006	42,440	0,97	0,14	500,00	0,475	29	34
Condotta Collegamento VPP2	-	12,00	1945	0,005	62,247	0,99	0,17	630,00	0,599	28	43
Da VPP2 a recapito finale	-	28,00	1945	0,007	62,247	0,99	0,17	630,00	0,599	28	43

FOSSI DI GUARDIA

Fossi Lotto2																
Fosso di guardia				Superfici drenate							Calcolo della portata con metodo della corrivazione					
Nome fosso	Asse stradale di riferimento	Lunghezza fosso	Verso di scorrimento	Recapito	Superficie aree esterne	Superficie equivalente	Tempo di concentrazione	intensità di pioggia	Pendenza	Tipo sezione	Portata	Tirante	Grado di riempimento	Franco Idraulico	tirante idrico	
Fosso		L	Dir.	R	S _{eq}	S _{eq}	τ	i	J	Tipo	Q	y	GR	Franco	y	
		m	m		ha	ha	h	mm/h	m/m		m ³ /s	m	%	m	m	
F1	Imbocco Galleria	71	Sud	Tombino scatolare	3,76	1,69	0,33	115	0,008	FT2	0,542	0,28	41	0,42	0,284	
F2	Asse2	54	Sud	Tombino scatolare	0,76	0,34	0,33	115	0,008	FT1	0,097	0,13	25	0,37	0,127	
F3	Asse1	181	Sud	Tombino T1	1,10	0,50	0,33	115	0,008	FT1	0,141	0,16	31	0,34	0,156	
F4	Imbocco Galleria	45	Est	Tombino T2	1,20	0,54	0,33	115	0,008	FT1	0,173	0,18	35	0,32	0,177	
F5	Asse1	29	Sud	Recapito finale	-	-	-	-	0,005	FT1	0,096	0,14	28	0,36	0,140	

MEZZOTUBO

LOTTO 2													
Calcolo della Portata e verifica con scale di deflusso													
	Asse stradale di riferimento	Larghezza scarpata	Lunghezza scarpata	Superficie drenata	Pendenza condotta	Portata	velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro Nominale	Diametro interno	Grado di riempimento	Franco idraulico	
	Lt	LI	S	j	Q	v	y	DN	DI	GR	Franco		
	m	m	mq	m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%	cm		
Mezzotubo MT1	Asse3	10	120,00	1200	0,005	17,29	0,70	0,09	500,00	0,475	20	38	
Mezzotubo MT1.1	Asse3	5	120,00	600	0,005	8,64	0,59	0,07	500,00	0,475	14	41	
Mezzotubo MT2	Imbocco Galleria	8	100,00	800	0,005	11,52	0,62	0,08	500,00	0,475	16	40	
Mezzotubo MT2.1	Scarpata Asse 5	6	35,00	210	0,005	3,03	0,42	0,04	500,00	0,475	8	44	
Mezzotubo MT3	Asse5	15	66,00	990	0,005	14,26	0,66	0,09	500,00	0,475	18	39	

7.2. LOTTO 3

CONDOTTE RETE DI DRENAGGIO STRADALE

LOTTO 3													
Calcolo della Portata e verifica con scale di deflusso													
	Larghezza strada	Lunghezza strada	Superficie equivalente	Pendenza	Portata	velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro Nominale	Diametro interno	Grado di riempimento	Franco idraulico		
	Lt	LI	S	j	Q	v	y	DN	DI	GR	Franco		
	m	m	mq	m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%	cm		
Asse 1_1 dx	5	200,00	900	0,007	28,811	0,92	0,14	315,00	0,300	46	16		
Asse 1_1 sx	5	200,00	900	0,007	28,811	0,92	0,14	315,00	0,300	46	16		
Rotatoria 2_su asse 1_1 Sx	10,5	29,00	274	0,005	8,77	0,60	0,08	315,00	0,300	26	22		
Asse 1_1 sx_da rotatoria2	5	57,38	532	0,007	17,04	0,80	0,10	315,00	0,300	34	20		
Rotatoria2	10,5	52,12	493	0,005	15,77	0,71	0,11	315,00	0,300	35	19		
Asse 1_1 dx_da rotatoria2	4,5	50,00	695	0,007	22,25	0,86	0,12	315,00	0,300	39	18		
Collegamento_VPP3_a	-	18,00	3027	0,005	96,91	1,13	0,23	500,00	0,475	49	24		
Collegamento_VPP3_b	-	77,50	3027	0,050	96,91	2,60	0,13	500,00	0,475	26	35		
Collegamento_VPP3_c	-	22,00	1814	0,005	58,08	0,98	0,18	500,00	0,475	37	30		
Asse 2.1	9	83,00	672	0,008	21,521	0,99	0,10	315,00	0,300	35	20		
Asse 2.2	9	141,00	1142	0,008	36,561	1,01	0,14	400,00	0,380	36	25		
Collettore da VPP3 a tombino T3	-	15,00	4842	0,030	154,99	2,45	0,17	630,00	0,600	28	44		
Asse 1_2 dx	5	210,00	945	0,009	30,25	1,04	0,13	315,00	0,300	43	17		
Asse 1_2 sx	5	210,00	945	0,009	30,25	1,04	0,13	315,00	0,300	43	17		
Collegamento_VPP4	-	12,00	1890	0,005	60,50	0,99	0,18	500,00	0,475	38	30		
Collettore da VPP4 a fosso FR2	-	85,00	1890	0,050	156,41	2,98	0,16	500,00	0,475	34	32		

FOSSI DI GUARDIA

Fosso di guardia		Superfici drenate							Calcolo della portata con metodo della corrivazione					
Nome fosso	Lunghezza fosso	Verso di scorrimento	Recapito	Superficie aree esterne	Superficie equivalente	Tempo di concentrazione	intensità di pioggia	Pendenza	Tipo sezione	Portata	Tirante	Grado di riempimento	Franco idraulico	
Fosso	L	Dir.	R	S _e	S _{eq}	τ	i	J	Tipo	Q	y	GR	Franco	
	m	m		ha	ha	h	mm/h	m/m		m ³ /s	m	%	m	
FS1	120	est	FR1	0.04	0.01	0.33	115	0.007	FT1	0.004	0.03	0.06	0.47	
FS2	102	est	FR1	0.22	0.07	0.33	115	0.007	FT1	0.021	0.08	0.16	0.42	
FS3	237	sud	FR1	0.68	0.20	0.33	115	0.007	FT1	0.065	0.16	0.31	0.34	
FS4	158	sud	FR1	0.16	0.05	0.33	115	0.007	FT1	0.015	0.07	0.13	0.43	
FR1	61	est	Recapito naturale	1.09	0.33	0.33	115		FT1	0.260	0.40	0.80	0.10	
FSS	215	nord	FR2	0.19	0.06	0.33	115	0.007	FT1	0.018	0.07	0.15	0.43	
FD1	345	nord	FR2	1.90	0.77	0.33	115	0.008	FT1	0.247	0.10	0.19	0.40	
FR2	85	nord	Recapito naturale				115	0.075	FT1	0.591	0.12	0.24	0.38	

TOMBINI

VERIFICA TOMBINI										
Calcolo della Portata e verifica con scale di deflusso										
Nome fosso	Pendenza	Portata	Velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro Nominale	Diametro interno	Grado di riempimento	Franco idraulico	tirante idrico	
	j	Q	v	y	DN	DI	GR	Franco	h	
	m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%	cm	m	
T2	0.05	352.95	3.35	0.21	800	0.800	26	59	0.210	
T1	0.005	327.05	1.51	0.32	1000	1.000	32	68	0.320	

MEZZOTUBO

LOTTO 3										
Calcolo della Portata e verifica con scale di deflusso										
	Lunghezza scarpata	Superficie drenata	Pendenza condotta	Portata	velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro Nominale	Diametro interno	Grado di riempimento	Franco idraulico
	l	S	j	Q	v	y	DN	DI	GR	Franco
	m	mq	m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%	cm
Mezzotubo MT4	55,00	275	0,005	5,28	0,54	0,05	500,00	0,475	10	43

7.3. COLLETTORI DRENAGGIO VIA CA' LILLINA

7.4. COLLETTORI DRENAGGIO IMPALCATI

PONTE GUINZA

TRATTA	PROGR.	S imp	S per	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
[ID]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
Guinza	1	12	0	12	0,44%	47	3	300	0,45	12%
	15	182	0	194	0,44%	57	36	300	1,02	52%
	30	182	0	375	0,44%	67	64	300	1,14	76%

VIADOTTO PIERUCCIA

TRATTA	PROGR.	S imp	S per	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
[ID]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
Pieruccia	1	11	0	11	3,08%	47	2	300	0,83	7%
	15	162	0	173	3,08%	51	34	300	2,09	31%
	30	162	0	335	3,08%	55	64	300	2,44	42%
	45	162	0	497	3,08%	58	91	300	2,67	51%
	52	76	0	572	3,08%	60	103	300	2,74	54%

VIADOTTO SORGENTE

TRATTA	PROGR.	S imp	S per	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
[ID]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
Sorgente	1	11	0	11	3,48%	47	2	300	0,86	7%
	15	164	0	175	3,48%	51	35	300	2,20	30%
	30	164	0	339	3,48%	54	65	300	2,57	41%
	45	164	0	504	3,48%	58	93	300	2,81	50%
	60	164	0	668	3,48%	61	119	300	2,97	57%
	75	164	0	832	3,48%	65	144	400	3,13	41%
	90	164	0	996	3,48%	68	168	400	3,24	45%
	105	164	0	1161	3,48%	71	191	400	3,35	48%
	120	164	0	1325	3,48%	74	213	400	3,44	51%
	135	164	0	1489	3,48%	76	234	400	3,51	54%
	150	164	0	1653	3,48%	79	254	400	3,58	57%
	165	164	0	1818	3,48%	82	274	400	3,65	59%
	180	164	0	1982	3,48%	85	293	400	3,70	62%

VIADOTTO VALPIANA

TRATTA	PROGR.	S imp	S per	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
[ID]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
Valpiana	1	11	0	11	2,19%	47	2	300	0,75	8%
	15	164	0	175	2,19%	51	35	300	1,83	33%
	30	164	0	339	2,19%	56	64	300	2,14	46%
	45	164	0	504	2,19%	60	91	300	2,33	56%
	60	164	0	668	2,19%	65	116	300	2,46	65%
	75	164	0	832	2,19%	69	138	400	2,60	46%
	90	164	0	996	2,19%	73	161	400	2,70	50%
	105	164	0	1161	2,19%	77	182	400	2,78	53%
	120	164	0	1325	2,19%	80	202	400	2,84	57%
	135	164	0	1489	2,19%	84	222	400	2,91	60%
	150	164	0	1653	2,19%	88	240	400	2,95	63%
	161	120	0	1774	2,19%	91	253	400	2,99	66%

7.5. INTERVENTI DI INVARIANZA IDRAULICA

BACINO 3

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA FORMULA (1) AI SENSI DEL TITOLO III DELLA DGR 53 DEL 27/01/2014			
Requisiti richiesti per ogni classe sulla base del volume minimo di laminazione determinato: $w = W^* (\phi / \phi^*)^{1/(1-n)} - 15 \text{ l} - w^* P$ $\phi = 0.9 \text{ imp}^* + 0.2 \text{ Per}^* \quad \phi = 0.9 \text{ imp} + 0.2 \text{ Per}$ <p> $w^* = 50 \text{ mc/ha}$ volume "convenzionale" d'invaso prima della trasformazione ϕ = coefficiente di deflusso post trasformazione ϕ^* = coefficiente di deflusso ante trasformazione $n = 0.48$ I e P espressi come frazione dell'area trasformata imp e Per espressi come frazione totale dell'area impermeabile e permeabile prima della trasformazione (se connotati dall'apice*) o dopo (se non c'è l'apice*) VOLUME RICAVATO dalla formula va moltiplicato per la Superficie territoriale dell'intervento </p>			
Oggetto:			
(INSERIRE I DATI ESCLUSIVAMENTE NEI CAMPI CONFORMATI)			
ANTE OPERAM			
Superficie fondiaria-lotto (mq)	=	9750,00	mq
Inserire la superficie totale dell'intervento			
Superficie impermeabile esistente	=	1500,00	mq
Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)			
imp*	=	0,15	
Superficie permeabile esistente (mq)	=	8250,00	mq
Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)			
Per*	=	0,85	
imp* + Per*	=	1,00	
POST OPERAM			
Superficie impermeabile trasformata o di progetto	=	4800,00	mq
Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie trasformata con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)			
imp	=	0,49	
Superficie permeabile di progetto	=	4950,00	mq
Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)			
Per	=	0,51	
imp + Per	=	1,00	
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA			
Superficie trasformata/livellata	=	9750,00	mq
superficie impermeabile più superficie permeabile trasformata rispetto all'agricola			
I	=	1,00	
Superficie agricola inalterata	=	0,00	mq
superficie inalterata			
P	=	0,00	
I + P	=	1,00	
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM			
ϕ^*	$0,9 \times \text{imp}^* + 0,2 \times \text{Per}^* =$	0,9 x 0,15 +	0,2 x 0,85 = 0,31
ϕ	$0,9 \times \text{imp} + 0,2 \times \text{Per} =$	0,9 x 0,49 +	0,2 x 0,51 = 0,54
W	$w = W^* (\phi / \phi^*)^{1/(1-n)} - 15 \text{ l} - w^* P =$	50 x	3,00 - 15 x 1,00 - 50 x 0,00 = 134,91 mc/ha
W*	50 mc/ha		
$(\phi / \phi^*)^{1/(1-n)}$	1,77		
$(\phi / \phi^*)^{1/(1-n)}$	1,92		
VOLUME MINIMO DI INVASO:			
Q	Portata ammissibile sul corpo riceettore 20 l/s/ha	19,50	l/sec
		134,91 x	10.000,00 x
		9.750,00 =	131,54 mc

BACINO 4

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA FORMULA (1) AI SENSI DEL TITOLO III DELLA DGR 53 DEL 27/01/2014			
Requisiti richiesti per ogni classe sulla base del volume minimo di laminazione determinato:			
$W = W^* (\phi / \phi^*)^{1/1.1-10} - 15 I - W^* P$			
$\phi^* = 0.9 Imp^* + 0.2 Per^* \quad \phi = 0.9 Imp + 0.2 Per$			
<p>$W^* = 50$ mc/ha volume "convenzionale" d'invaso prima della trasformazione ϕ = coefficiente di deflusso post trasformazione ϕ^* = coefficiente di deflusso ante trasformazione $n = 0.148$ I e P espressi come frazione dell'area trasformata Imp e Per espressi come frazione totale dell'area impermeabile e permeabile prima della trasformazione (se connotati dall'apice*) o dopo (se non c'è l'apice*) VOLUME RI CAVATO dalla formula va moltiplicato per la Superficie territoriale dell'intervento</p>			
Oggetto:			
<i>(INSERIRE I DATI ESCLUSIVAMENTE NEI CAMPI CONTORNATI)</i>			
ANTE OPERAM			
Superficie fondiaria-lotto (mq)	=	8015,00	mq Inserire la superficie totale dell'intervento
Superficie impermeabile esistente	=	2360,00	mq Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Imp*	=	0,29	
Superficie permeabile esistente (mq)	=	5655,00	mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Per*	=	0,71	
Imp* + Per*	=	1,00	
POST OPERAM			
Superficie impermeabile trasformata o di progetto	=	4260,00	mq Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie trasformata con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Imp	=	0,53	
Superficie permeabile di progetto	=	3755,00	mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Per	=	0,47	
Imp + Per	=	1,00	
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA			
Superficie trasformata/livellata	=	8015,00	mq superficie impermeabile più superficie permeabile trasformata rispetto all'agricola
I	=	1,00	
Superficie agricola inalterata	=	0,00	mq superficie inalterata
P	=	0,00	
I + P	=	1,00	
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM			
ϕ^*	$0,9 \times Imp^* + 0,2 \times Per^* =$	0,9 x 0,29 + 0,2 x 0,71 =	0,41
ϕ	$0,9 \times Imp + 0,2 \times Per =$	0,9 x 0,53 + 0,2 x 0,47 =	0,57
W	$W = W^* (\phi / \phi^*)^{1/1.1-10} - 15 I - W^* P =$	50 x 1,93 - 15 x 1,00 - 50 x 0,00 =	81,63 mc/ha
W^*	50 mc/ha		
(ϕ / ϕ^*)	1,41		
$1/1.1-10$	1,52		
VOLUME MINIMO DI INVASO			
		81,63 : 10.000,00 x 8.015,00 =	65,42 mc
Q	Portata ammissibile sul corpo riceettore 20 l/s/ha	16,03	l/sec

BACINO 5

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA FORMULA (1) AI SENSI DEL TITOLO III DELLA DGR 53 DEL 27/01/2014			
<p>Requisiti richiesti per ogni classe sulla base del volume minimo di laminazione determinato:</p> $w = W^* (\phi / \phi^*)^{1/(1-n)} - 15 I - w^* P$ $\phi^* = 0.9 Imp^* + 0.2 Per^* \quad \phi = 0.9 Imp + 0.2 Per$ <p>$w^* = 50$ mc/ha volume "convenzionale" d'invaso prima della trasformazione ϕ = coefficiente di deflusso posttrasformazione ϕ^* = coefficiente di deflusso ante trasformazione $n = 0.48$ I e P espressi come frazione dell'area trasformata Imp e Per espressi come frazione totale dell'area impermeabile e permeabile prima della trasformazione (se connotati dall'apice) o dopo (se non c'è l'apice) VOLUME RI CAVATO dalla formula va moltiplicato per la Superficie territoriale dell'intervento.</p>			
Oggetto:			
(INSERIRE I DATI ESCLUSIVAMENTE NEI CAMPI CONTOGNATI)			
ANTE OPERAM			
Superficie fondiaria-lotto (mq)	=	4360,00	mq Inserire la superficie totale dell'intervento
Superficie impermeabile esistente	=	2500,00	mq Inserire il 100% della superficie impermeabile piú l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Imp*	=	0,57	
Superficie permeabile esistente (mq)	=	1860,00	mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) piú l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Per*	=	0,43	
Imp* + Per*	=	1,00	
POST OPERAM			
Superficie impermeabile trasformata o di progetto	=	2600,00	mq Inserire il 100% della superficie impermeabile piú l'eventuale % della superficie trasformata con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Imp	=	0,60	
Superficie permeabile di progetto	=	1760,00	mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) piú l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)
Per	=	0,40	
Imp + Per	=	1,00	
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA			
Superficie trasformata/livellata	=	4360,00	mq superficie impermeabile piú superficie permeabile trasformata rispetto all'agricola
I	=	1,00	
Superficie agricola inalterata	=	0,00	mq superficie inalterata
P	=	0,00	
I + P	=	1,00	
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM			
ϕ^*	$0,9 \times Imp^* + 0,2 \times Per^* =$	$0,9 \times 0,57 + 0,2 \times 0,43 =$	$0,60$
ϕ	$0,9 \times Imp + 0,2 \times Per =$	$0,9 \times 0,60 + 0,2 \times 0,40 =$	$0,62$
W	$w = W^* (\phi / \phi^*)^{1/(1-n)} - 15 I - w^* P =$	$50 \times 1,05 - 15 \times 1,00 - 50 \times 0,00 =$	$37,60$ mc/ha
W*	50 mc/ha		
$(\phi / \phi^*)^{1/(1-n)}$	$1,05$		
$1/(1-n)$	$1,92$		
VOLUME MINIMO DI INVASO:			
		$37,60 : 10.000,00 \times 4.360,00 =$	16,39 mc
Q	Portata ammissibile sul corpo ricettore 20 l/s/ha	8,72	l/sec