

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 DEFINITIVO

COD. AN58

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:

Ing. VINCENZO MARZI
Ordine Ingegneri di Bari n. 3594

IL GEOLOGO

Geol. FRANCESCO MATALONI
Ordine Geologici del Lazio n. 725

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

Arch. GIOVANNI MAGARO'
Ordine Architetti di Roma n. 16183

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI

PROTOCOLLO

DATA:

Idrologia e Idraulica

Relazione sistema di drenaggio del corpo stradale

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00-ID-00-IDR-RE03_B.doc			
L0702M	D 1801	CODICE ELAB.	T00ID00IDRRE03	B	
D					
C					
B	AGGIORNAMENTO		Luglio 2019		
A	EMISSIONE		Giugno 2018		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA	2
2. Normativa	3
3. DRENAGGIO PIATTAFORMA STRADALE	4
3.1. Descrizione delle opere	4
3.1.1. <i>Drenaggio acque di piattaforma stradale in rilevato</i>	4
3.1.2. <i>Drenaggio acque di piattaforma stradale in trincea</i>	4
3.2. Scale di deflusso	4
3.3. Componenti del sistema stradale	5
3.3.1. <i>Dimensionamento dell'interasse degli embrici</i>	6
3.3.2. <i>Cunetta alla francese</i>	6
3.4. Condotte di drenaggio stradale	8
3.5. Caditoie grigliate	9
3.6. Drenaggio delle acque nei viadotti	12
4. Presidi Idraulici di piattaforma	13
4.1. Vasche per il trattamento delle acque di prima pioggia	13
4.1.1. <i>Descrizione della vasca</i>	14
4.1.2. <i>Dimensionamento delle vasche</i>	15
4.2. VASCA DI SICUREZZA IDRAULICA	18
4.2.1. <i>Dimensionamento della vasca</i>	19
5. Verifiche Idrauliche dei Collettori	21
5.1. Embrici e fosso di guardia	21
6. Valutazioni in merito alla capacita' Idraulica delle opere di attraversamento esistenti	23
6.1. Elaborati costruttivi dei tombini idraulici esistenti	23
6.1.1. <i>Tombino idraulico alla progressiva 6+525 (bacino 1)</i>	23
6.1.2. <i>Tombino idraulico alla progressiva 6+950 (bacino 3)</i>	24
6.1.3. <i>Tombino idraulico alla progressiva 8+100 (bacino 6)</i>	25
6.1.4. <i>Tombino idraulico alla progressiva 8+270 (bacino 7)</i>	26
6.1.5. <i>Tombino idraulico alla progressiva 8+825 (bacino 8)</i>	26
6.2. Valutazioni sulla efficienza idraulica dei tombini	27
6.2.1. <i>Tombino idraulico alla progressiva 6+525 (bacino 1)</i>	27
6.2.2. <i>Tombino idraulico alla progressiva 6+950 (bacino 2)</i>	28
6.2.3. <i>Tombino idraulico alla progressiva 8+100 (bacino 6)</i>	29
6.2.4. <i>Tombino idraulico alla progressiva 8+270 (bacino 7)</i>	30
6.2.5. <i>Tombino idraulico alla progressiva 8+825 (bacino 8)</i>	31
6.2.6. <i>Sintesi dei risultati ottenuti</i>	32
7. ALLEGATO 1 – TABELLE RISULTATI	33
7.1. LOTTO 2	34
7.2. LOTTO 3	38

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.

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)".

3. DRENAGGIO PIATTAFORMA STRADALE

3.1. Descrizione delle opere

3.1.1. Drenaggio acque di piattaforma stradale in rilevato

Nei tratti in rilevato lo smaltimento delle acque meteoriche delle viabilità stradali avviene per mezzo di un sistema rete di condotte e caditoie grigliate per quanto riguarda i tratti di nuova costruzione mentre nel tratto esistente sono presenti prevalentemente sistemi composti da canalette alla francese ed embrici o canalette e caditoie.

La pendenza trasversale convoglia le acque ai margini dove vengono contenute mediante il cordolo della canaletta, interrotto ogni 25 m da un embrice che convoglia le acque ad un fosso di guardia di sezione trapezoidale in terra, disposto al piede del rilevato o da una caditoia grigliata che tramite condotta sottostante drena l'acqua fino al recapito finale.

3.1.2. Drenaggio acque di piattaforma stradale in trincea

Per quanto riguarda la piattaforma stradale in trincea il drenaggio è costituito da cunette triangolari (alla francese) poste al lato della strada ove non sono presenti marciapiedi o cordoli che svolgano la funzione di battente idraulico, le cunette triangolari scaricano ogni 25 m mediante pozzetti grigliati a condotte sottostanti in PVC di vari diametri.

Nei tratti in cui sono previsti marciapiedi o cordoli che bloccano il deflusso superficiale, il sistema è composto da pozzetti con caditoia grigliata in ghisa sferoidale, classe di resistenza D400, disposti con passo 15m, e condotte di raccordo in PVC che recapitano nei fossi di guardia stradali o si allacciano alla rete esistente ove previsto.

3.2. Scale di deflusso

Determinata la portata defluente, il tirante idrico che si instaura all'interno degli elementi di drenaggio è calcolato mediante l'equazione del moto uniforme secondo *Gauckler-Strickler*:

$$Q_d = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- n - coefficiente di scabrezza secondo Manning [$m^{-1/3} s$];

- A – area bagnata [m^2];
- R_h - raggio idraulico [m];
- i – pendenza del fondo.

La Figura 1 mostra la scala di deflusso adimensionalizzata per una condotta circolare

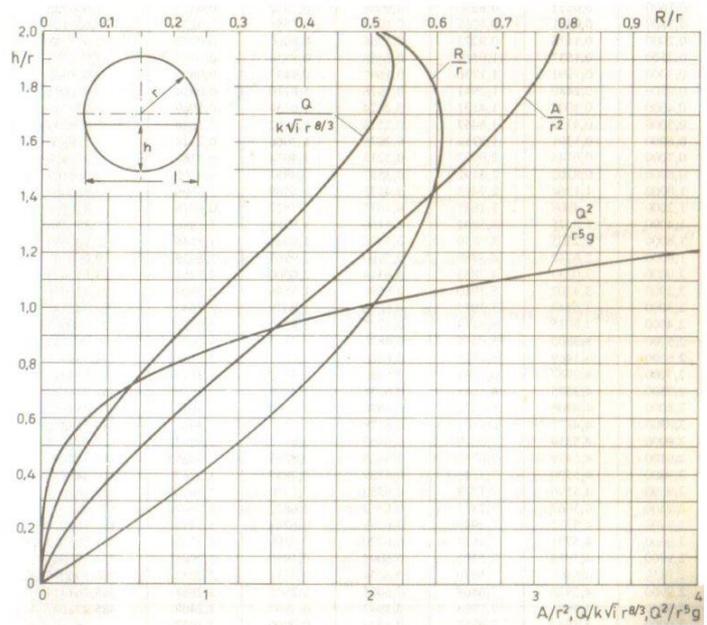


Fig. 34. Parametri geometrici e idraulici della sezione circolare.

Figura 1 Scala di deflusso adimensionalizzata di moto uniforme per una condotta circolare

3.3. Componenti del sistema stradale

Il sistema di drenaggio stradale si differenzia per le viabilità che ricadono in un ambito urbano e per quelle che invece sono poste in un contesto territoriale di campagna.

Se la viabilità si colloca in ambito urbano è generalmente presente un possibile recapito fognario. Il drenaggio previsto per questa tipologia di viabilità è costituito da un sistema di cunette alla francese, caditoie e condotte afferenti alla fognatura esistente. Sulle viabilità urbane prive di marciapiede si è adottato un sistema di drenaggio costituito da una cunetta alla francese collocata a bordo strada e caditoie grigliate che scaricano nella condotta principale. La cunetta recapita le portate meteoriche nella caditoia grigliata ogni 25 m lungo il tratto esistente e ogni 15m nelle viabilità di nuova costruzione. Sulle viabilità urbane dotate di marciapiede si prevede che il deflusso meteorico sia contenuto a bordo strada dal cordolo del marciapiede e dunque la cunetta alla francese risulta essere superflua.

3.3.1. 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);

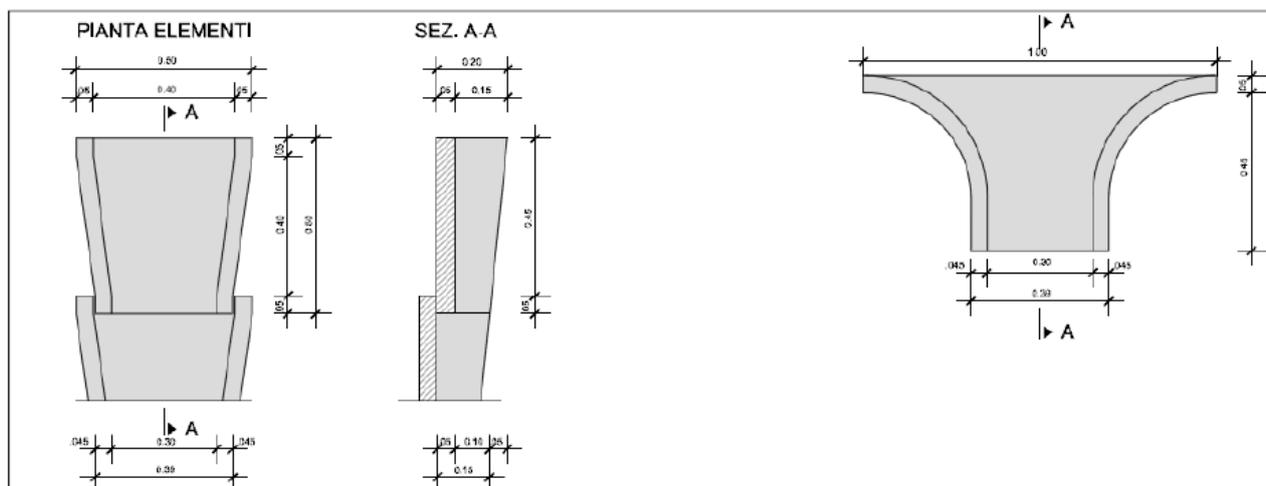


Figura 2 Dettaglio in sezione e pianta degli embrici

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 ($a=61.1 \text{ mm/h}$, $n=0.422$).

3.3.2. 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 ed A è l'area liquida della cunetta.

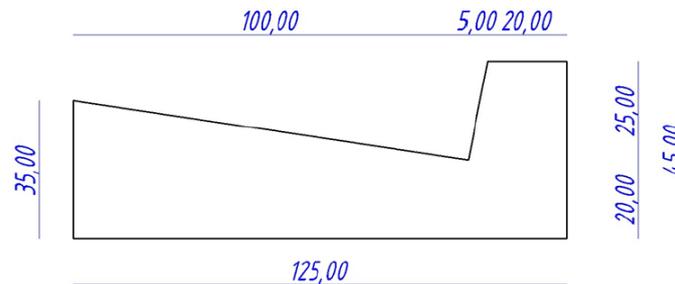


Figura 3 - Cunetta alla francese in cls, dimensioni in cm.

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 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 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:

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

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

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

3.4. Condotte di drenaggio stradale

I collettori che ricevono i contributi meteorici dalle canalette poste nei punti di minimo sono delle condotte in PVC o CLS di diametro variabile da un minimo di DN 300 ad un massimo di DN 1000.

In generale le condotte secondarie di collettamento saranno posate in maniera tale da avere almeno 0.35 -0.4 m di ricoprimento dal cielo della condotta stessa.

I collettori delle condotte principali (Dorsali) saranno ispezionabili mediante pozzetti d'ispezione disposti con un interasse massimo di 50 m.

Il dimensionamento idraulico delle condotte di drenaggio delle acque di piattaforma è stato eseguito mediante il metodo cinematico lineare con scale di deflusso precedentemente esposto.

Il dimensionamento idraulico del sistema di drenaggio delle acque di piattaforma è stato condotto utilizzando i parametri pluviometrici contenuti nella relazione idrologica (elaborato T00_ID_00_IDR_RE_01_A), con riferimento ad un tempo di ritorno $T_R = 50$ anni.

Note la pendenza e le dimensioni delle condotte di drenaggio, è stato calcolato il tirante idrico che si instaura all'interno delle canalette in condizioni di moto uniforme.

Il dimensionamento idraulico è considerato soddisfacente se le configurazioni geometriche scelte sono tali da consentire lo smaltimento delle portate afferenti con un grado di riempimento massimo dell'80 % (per condotte maggiori di DN 500) e del 50% per diametri inferiori.

Determinata la portata defluente, il tirante idrico che si instaura all'interno delle condotte è calcolato mediante l'equazione del moto uniforme secondo *Gauckler-Strickler*:

$$Q_d = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- n – coefficiente di scabrezza secondo Manning [$m^{-1/3} s$];
- A – area bagnata [m^2];
- R_h – raggio idraulico [m];
- i – pendenza del fondo.

Noto il tirante idrico, è possibile verificare il grado di riempimento ed il franco di sicurezza.

Per le condotte che adducono le acque di prima pioggia alle vasche di trattamento si adottano diametri DN 500 progettati in maniera cautelativa con portate di prima pioggia provenienti dalla massima superficie scolante. Tali condotte, prima dell'ingresso alle vasche, confluiranno in un pozzetto partitore che distribuirà la portata tramite delle condotte DN315 in ingresso alla vasca.

3.5. Caditoie grigliate

Come precedentemente indicato, la cunetta alla francese scarica in una caditoia grigliata ogni 15 m. La caditoia grigliata è larga 0.7 m e lunga 0.7 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 PVC sottostante tramite un collettore di scarico in PVC DN 200.

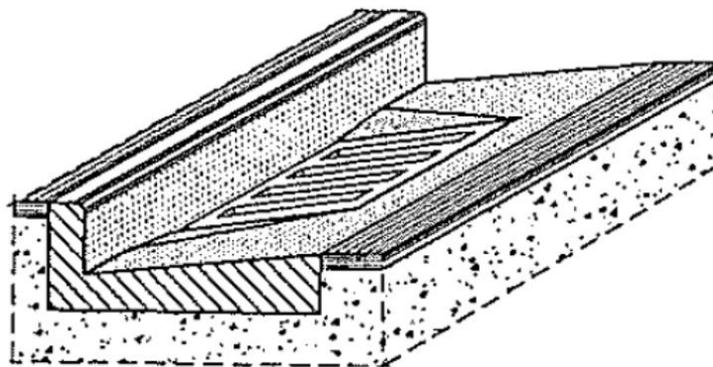


Figura 4 – Caditoia grigliata inserita in una cunetta alla francese.

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

$$E_0 = \frac{Q_I}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{\frac{8}{3}}$$

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_I 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_I^* (frazione di Q_I) la portata frontale captata dalla griglia, è possibile definire come efficienza o rendimento R_I della griglia il rapporto $R_I = Q_I^*/Q_I$; R_I risulta pari ad 1 quando la frazione Q_I 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):

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

Con $R_I = 1$ e $Q_I^* = Q_I$ 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 $0.7 \times 0.7 \text{ m}$ si ottiene quanto riportato in Tabella 1.

<i>i</i> _{strada} [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> [%]
0.002	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 (0.7x0.7 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 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 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 cadutaia 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.

3.6. Drenaggio delle acque nei viadotti

Sull'impalcato dei viadotti si dispongono collettori in PVC di DN 300mm atti a raccogliere le acque meteoriche, tali collettori presentano delle bocche d'ingresso disposte ad interasse di 15m.

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.

4.1.1. Descrizione della vasca

Per il trattamento delle acque di dilavamento stradale si prevede l'impiego di n. 4 vasche di trattamento, che svolgano la funzione sia di trattamento delle acque di prima pioggia che di vasca di "tempo secco" per l'intrappolamento di oli ed idrocarburi derivanti da sversamenti accidentali.

La tipologia di vasca di prima pioggia adottata nel tratto di progetto consiste di un manufatto prefabbricato in P.R.F.V. (resina poliestere rinforzata con fibra di vetro) a sezione circolare. Il sistema è di tipo statico e prevede la sedimentazione dei fanghi e la separazione degli idrocarburi sfruttando la differenza di peso specifico rispetto al peso specifico dell'acqua. La vasca è provvista di un filtro a pacco lamellare e di uno a coalescenza per aumentare l'efficienza di separazione degli oli ed è dotata di chiusura a galleggiante per eventuali sversamenti accidentali.

La caratterizzazione dei carichi inquinanti presenti nelle acque di drenaggio della superficie stradale e la particolare geometria del sistema che caratterizza il sistema di trasporto, con brevi tratti di lunghezza e ridotti tempi di contatto, consentono di trascurare l'aliquota delle sostanze disciolte e di correlare i carichi inquinanti alla sola matrice dei solidi sospesi (inquinamento adeso alla fase solida). La vasca di prima pioggia prescelta, favorendo la sedimentazione dei solidi e la separazione dei grassi, consente la depurazione delle portate stradali con significativi abbattimenti del carico inquinante. Al contempo, la vasca introdotta funge da vasca di sicurezza (o di "tempo secco"), ed è quindi in grado di stoccare liquidi inquinanti sversatisi accidentalmente sulla piattaforma stradale, preservando la qualità delle acque e dei suoli limitrofi alla sede stradale anche da eventi sporadici ma estremamente dannosi.

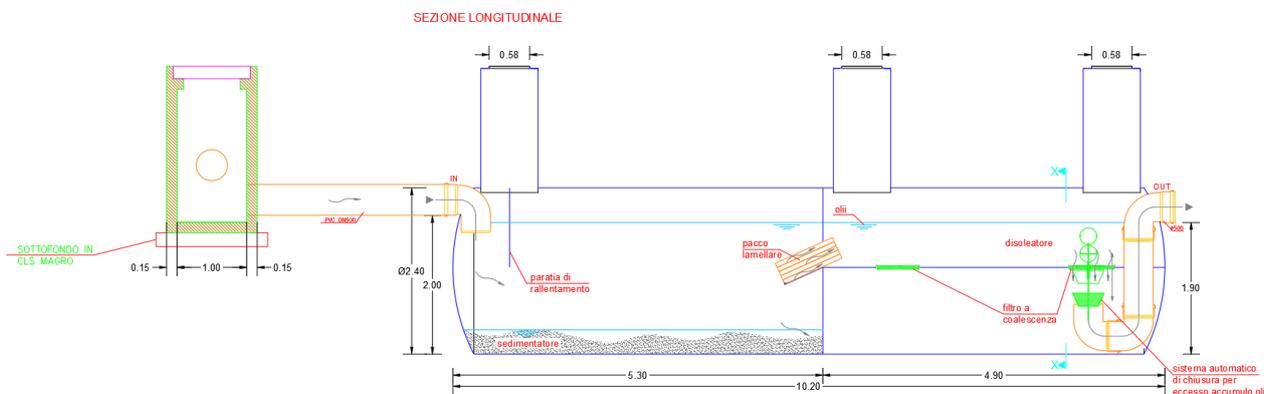


Figura 5 Particolare della vasca di trattamento delle acque di dilavamento stradale

Il funzionamento dell'impianto è "in continuo", le portate in ingresso provengono direttamente dalla piattaforma stradale senza essere preliminarmente stoccate in un volume di accumulo.

La vasca è suddivisa in un primo comparto per la sedimentazione degli inerti, ed in un successivo comparto per la disoleazione/separazione degli idrocarburi. La raccolta dei solidi sospesi sedimentati avviene sul fondo della camera di sedimentazione/separazione idrocarburi (comparto centrale). Le condizioni di calma all'interno della vasca favoriscono la deposizione sul fondo per gravità delle particelle solide più grossolane (polveri, detriti, etc.). I materiali inquinanti intrappolati nella vasca di sicurezza ed i fanghi della fase di sedimentazione, verranno raccolti e inviati,

successivamente, in appositi centri di trattamento speciali, durante l'esercizio ordinario della strada.

Le dimensioni delle vasche sono tali da consentire il contenimento degli sversamenti accidentali di liquidi da una autocisterna (Volume complessivo della vasca > 33 m³).

4.1.2. Dimensionamento delle vasche

Il sistema di drenaggio è stato studiato per funzionare interamente a gravità. Il posizionamento della vasca è stato effettuato sulla base dell'andamento plano-altimetrico dell'asse di progetto, ubicando la vasca nei pressi del punto di minimo della livelletta stradale.

Le figure da Figura 6 a Figura 9 mostrano la posizione planimetrica delle vasche di trattamento.

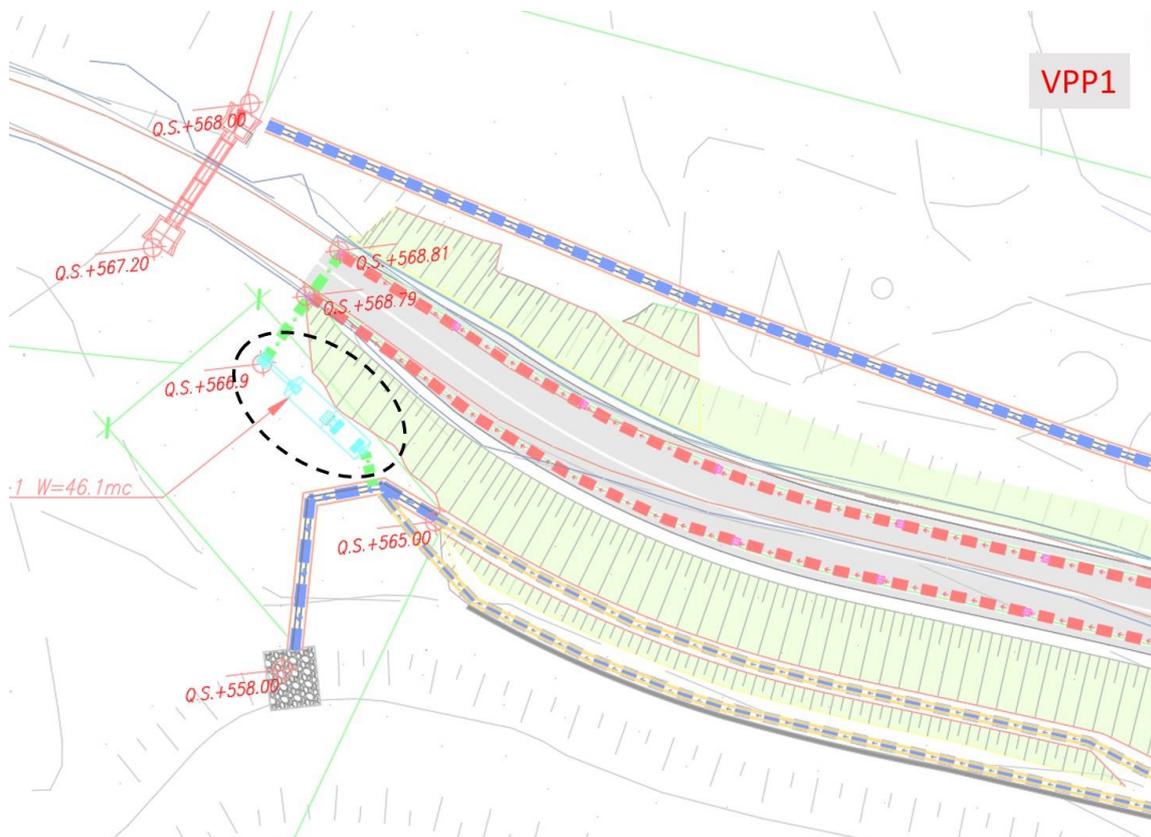


Figura 6 Ubicazione degli impianti di trattamento VPP-1.

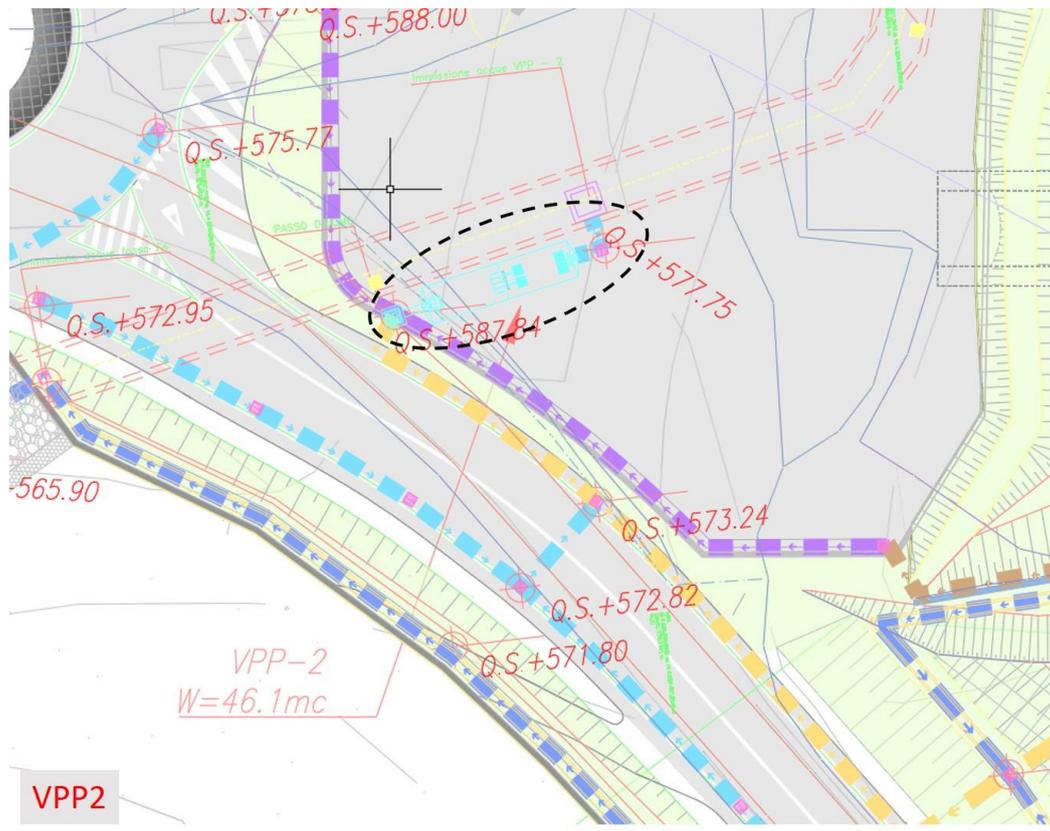


Figura 7 Ubicazione degli impianti di trattamento, VPP-2.

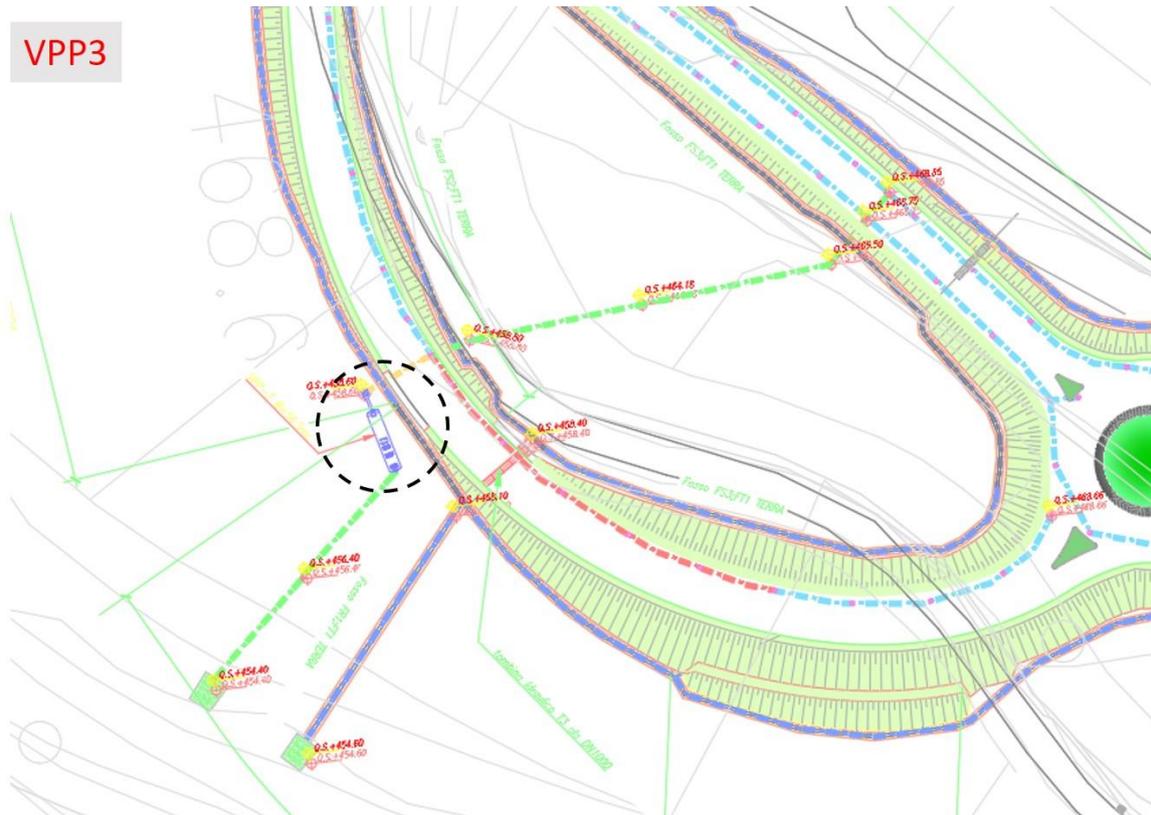


Figura 8 Ubicazione degli impianti di trattamento VPP-3.

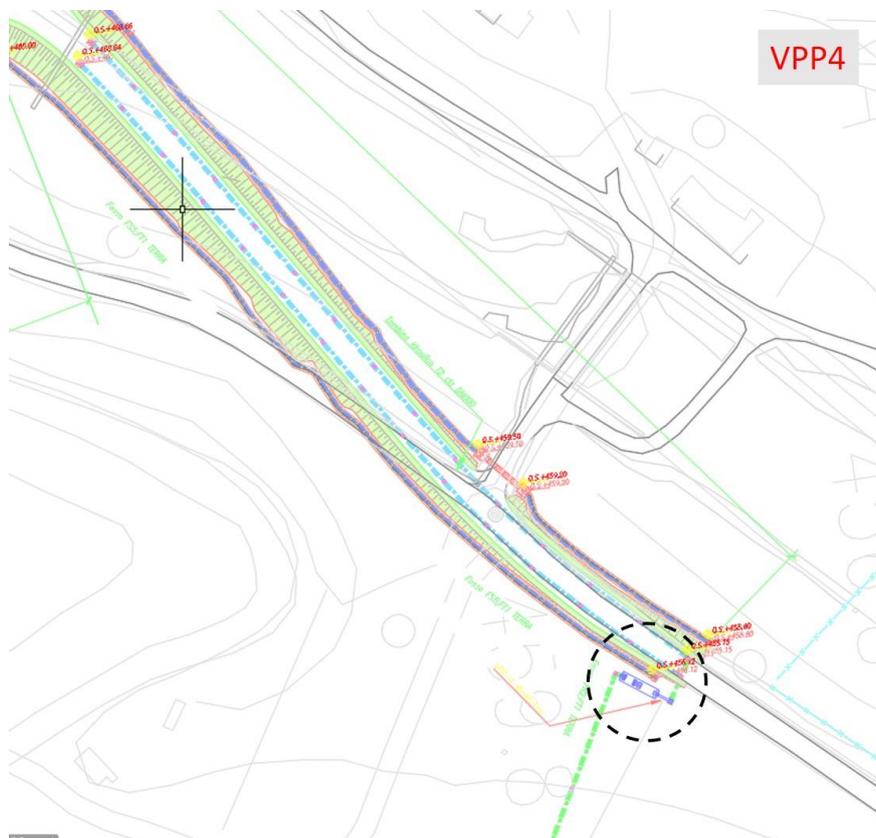


Figura 9 Ubicazione degli impianti di trattamento VPP-4.

Le vasche di trattamento sono state dimensionate per trattare tutte le acque in arrivo dal sistema di collettamento a monte, dimensionato rispetto ad un evento con tempo di ritorno di 25 anni.

La portata di progetto inviata a trattamento è dunque quella che deriva da uno scroscio di pioggia caratterizzato da un tempo di ritorno di 25 anni distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce un tempo di corrivazione di 15'; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate. La Tabella 3 sintetizza i valori di portata di progetto delle vasche di trattamento.

Vasca	A	ϕA	Q_p
	m ²	m ²	(l/sec)
VPP1	2800	2800	95.0
VPP2	2400	2400	81.4
VPP3	4800	4800	162.8
VPP4	2000	2000	67.8

Tabella 3 – Superficie drenata e portata di progetto per il dimensionamento delle vasche di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento stradale

Le vasche adottate sono del tipo prefabbricate, e la Tabella 4 riassume le caratteristiche delle vasche adottate. Il modello GN150 (specifico per il trattamento di valori di portata fino a 150 l/s) è stato utilizzato per le vasche VPP1 ($Q_p=95$ l/s), VPP2 ($Q_p=81.4$ l/s) e VPP4 ($Q_p=67.8$ l/s); Il modello di vasca GN200 (specifico per il trattamento di valori di portata fino a 200 l/s) è stato invece utilizzato per la vasca VPP3 ($Q_p=162.8$ l/s). Come è possibile evincere dai dati in tabella, il volume complessivo delle vasche è sempre superiore a 33 m³ (valore caratteristico di una autocisterna) e, dunque, idoneo per lo stoccaggio di eventuali sversamenti accidentali

Vasche prefabbricate in PRFV

Modello	Portata	Diametro interno	Lunghezza totale	Lunghezza sedimentatore	Lunghezza disoleatore	Volume totale	Volume separatore fanghi	Volume stoccaggio liquidi leggeri
	(l/s)	D (m)	L (m)	L (m)	L (m)	V (m ³)	V _{sf} (m ³)	V _{sl} (m ³)
GN150	150.0	2.4	10.2	5.3	4.9	46.10	32.60	7.75
GN200	200.0	2.4	12.5	6.5	6.0	56.50	39.96	9.50

Tabella 4 – Caratteristiche delle vasche di trattamento adottate

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.

La vasca di sicurezza idraulica sarà posizionata presso l'imbocco della galleria nella piazzola di nuova realizzazione situata subito prima del viadotto Guinza. Il liquido eventualmente sversato giungerà a tale vasca per gravità attraverso le canalette laterali che avranno la pendenza del tratto stradale e saranno interrotte da pozzetti sifonati tagliafiamma collocati lungo le canalette con passo pari a 25 m.

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

Vengono evitati sistemi di raccolta trasversali, sicuramente più efficaci ai fini della captazione, in quanto causa di rumori al passaggio degli automezzi e potenzialmente più pericolosi per i veicoli in transito a seguito di un'eventuale scorretta installazione e del loro più rapido deterioramento.

La vasca di raccolta è suddivisa in due sezioni divise da un setto verticale: la prima per l'alloggiamento delle elettropompe di aggotamento; la seconda per il contenimento dei liquidi sversati accidentalmente. Le acque e i fluidi raccolti giungeranno nella sezione di alloggiamento delle pompe da cui saranno allontanate solo se di origine meteorica o assimilabile a questa; nel caso si tratti di liquidi inquinati le acque interesseranno anche l'altra parte della vasca: infatti il sistema di sollevamento sarà munito, oltre che di interruttore di livello, di sonde per rilevare la presenza di idrocarburi e eventuali anomalie del valore di pH che ne possono inibire il funzionamento facendo aumentare i livelli in vasca fino ad utilizzarne tutto il volume utile.

Le elettropompe avranno il solo compito - previo consenso delle sonde precedentemente indicate - di allontanare le acque meteoriche di piattaforma mantenendo sempre vuota la vasca.

Al verificarsi dello sversamento accidentale, il funzionamento delle pompe verrebbe inibito dal pHmetro e verrebbe lanciato l'allarme; il liquido riempirebbe prima il vano pompe e successivamente invaderebbe anche il resto della vasca il cui svuotamento avverrebbe solo attraverso idoneo automezzo munito di proprio sistema di sollevamento, ciò al fine di evitare manovre accidentali e non sicure sul sistema di sollevamento presente in vasca.

4.2.1. Dimensionamento della vasca

Le condizioni di emergenza considerano sia il caso di sversamento di liquidi da una autocisterna, sia il caso di flusso dell'acqua del sistema antincendio automatico o ad idranti. L'accadimento di entrambi i casi è considerata come il caso peggiore o "worst case".

Tenuto conto che le autocisterne per il trasporto di prodotti chimici allo stato liquido o di idrocarburi possono avere una capacità variabile fra 1 e 45 m³ (volumi maggiori si raggiungono con l'utilizzo di semirimorchi in aggiunta all'unità principale e che le cisterne prevedono la suddivisione della capacità in più scomparti) e che il sistema antincendio prevede l'utilizzo di 4

manichette UNI45 da 120 l/minuto l'una, il che vuol dire che la portata complessiva risulta pari a 480 l/min, stimando un tempo di attivazione di 60 minuti otteniamo un volume pari a 28,8 m³ al quale se aggiungiamo un volume di sversamento stimato pari a 33 m³ è possibile fissare il volume della vasca di sicurezza idraulica a 61.8 m³, ottenuto con una vasca di dimensioni interne (5x5x2,5)m.

5. VERIFICHE IDRAULICHE DEI COLLETTORI

Per il calcolo della portata sono state utilizzate le formule viste in precedenza; il drenaggio della viabilità in trincea avviene attraverso dei pozzetti prefabbricati in calcestruzzo con griglia carrabile in ghisa, classe di resistenza D400, collegati da condotte in PVC. Tali pozzetti intercettano anche le acque provenienti dalla cunetta triangolare posta al lato della strada. La rete di drenaggio adduce tutte le acque drenate nelle vasche di prima pioggia prima di sversare a recapito finale.

Di tutte le sezioni defluenti è stata calcolata la scala di deflusso con l'espressione di *Chezy*:

$$V = \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

e l'equazione di continuità

$$Q = S \cdot V$$

dove χ , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di *Strickler*:

$$\chi = K_s \cdot R^{1/6}$$

Si è ottenuto:

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{2/3} \sqrt{i}$$

dove:

- Q , portata [m³/s];
- R , raggio idraulico [m³];
- S , sezione idraulica [m²];
- i , pendenza [m/m];
- K_s , coefficiente di scabrezza in [m^{1/3}/s], pari a 90.

Sono state verificate le condotte con l'ipotesi di avere sempre un grado massimo di riempimento pari al 75% - 80%.

5.1. Embrici e fosso di guardia

Il drenaggio della viabilità esistente nei tratti in rilevato viene svolto da un sistema costituito da embrici disposti ogni 25 m che scaricano nel fosso al piede del rilevato. Tali fossi trovano recapito o nei tombini di progetto o nel reticolo idrografico superficiale,

Di tutte le sezioni trapezie è stata calcolata la scala di deflusso con l'espressione di *Chezy*:

$$V = \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

e l'equazione di continuità

$$Q = S \cdot V$$

dove χ , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di *Strickler*:

$$\chi = K_s \cdot R^{1/6}$$

Si è ottenuto:

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{2/3} \sqrt{i}$$

dove:

- Q, portata [m³/s];
- R, raggio idraulico [m³];
- S, sezione idraulica [m²];
- i, pendenza [m/m];
- K_s, coefficiente di scabrezza in [m^{1/3}/s], pari a 60.

Sono state verificati i fossi con l'ipotesi di avere sempre un grado massimo di riempimento pari all'80%.

Nella tabella sottostante sono riportate le dimensioni dei fossi di guardia previsti nel progetto

Dimensioni fossi di guardia			
NOME	b1	h	b2
	m	m	m
FT1	0.50	0.50	1.50
FT2	0.70	0.70	2.10
FT3	1.00	1.00	3.00

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.

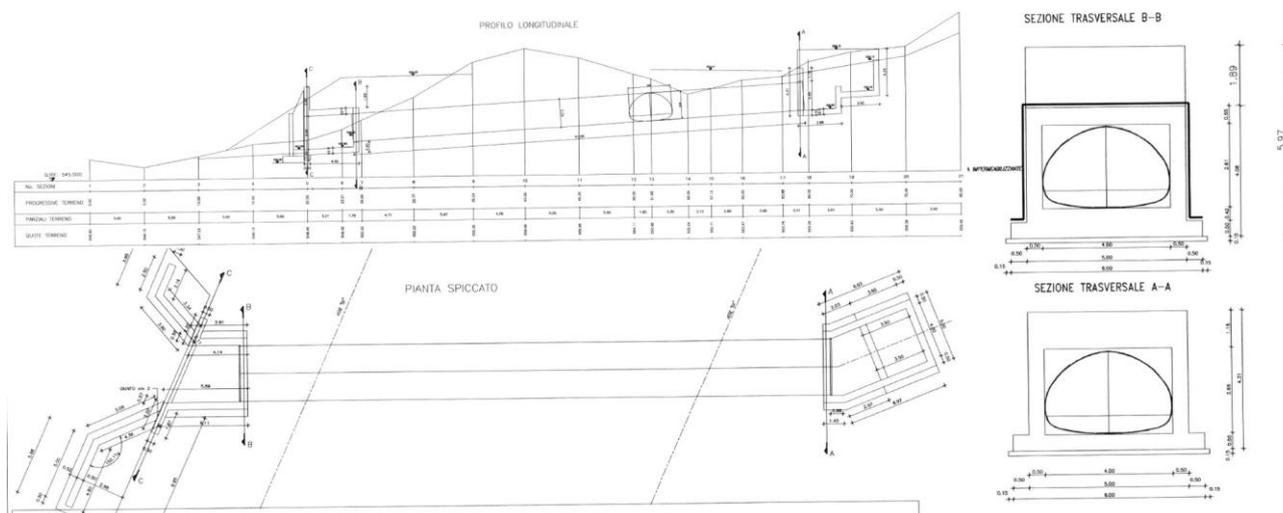


Figura 10 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 6+525

La portata al colmo duecentennale per la verifica idraulica del tombino è pari a $Q^{200}_{\text{bacino1}} = 19.55 \text{ m}^3/\text{s}$.

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 $\phi 2440 \text{ mm}$ 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.

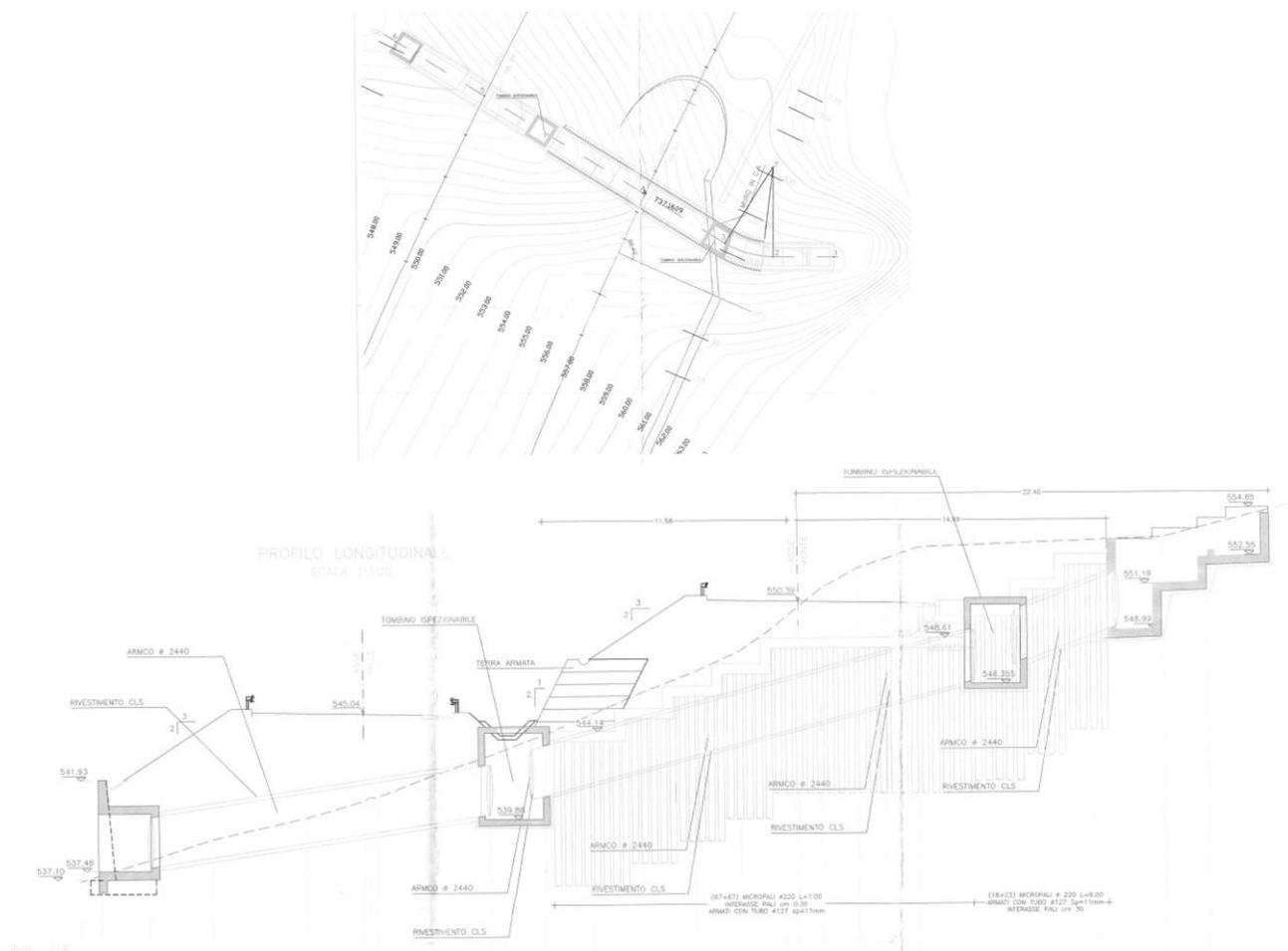


Figura 11 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 6+950

La portata al colmo duecentennale per la verifica idraulica del tombino è pari a $Q^{200}_{\text{bacino3}} = 2.16 \text{ m}^3/\text{s}$.

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.

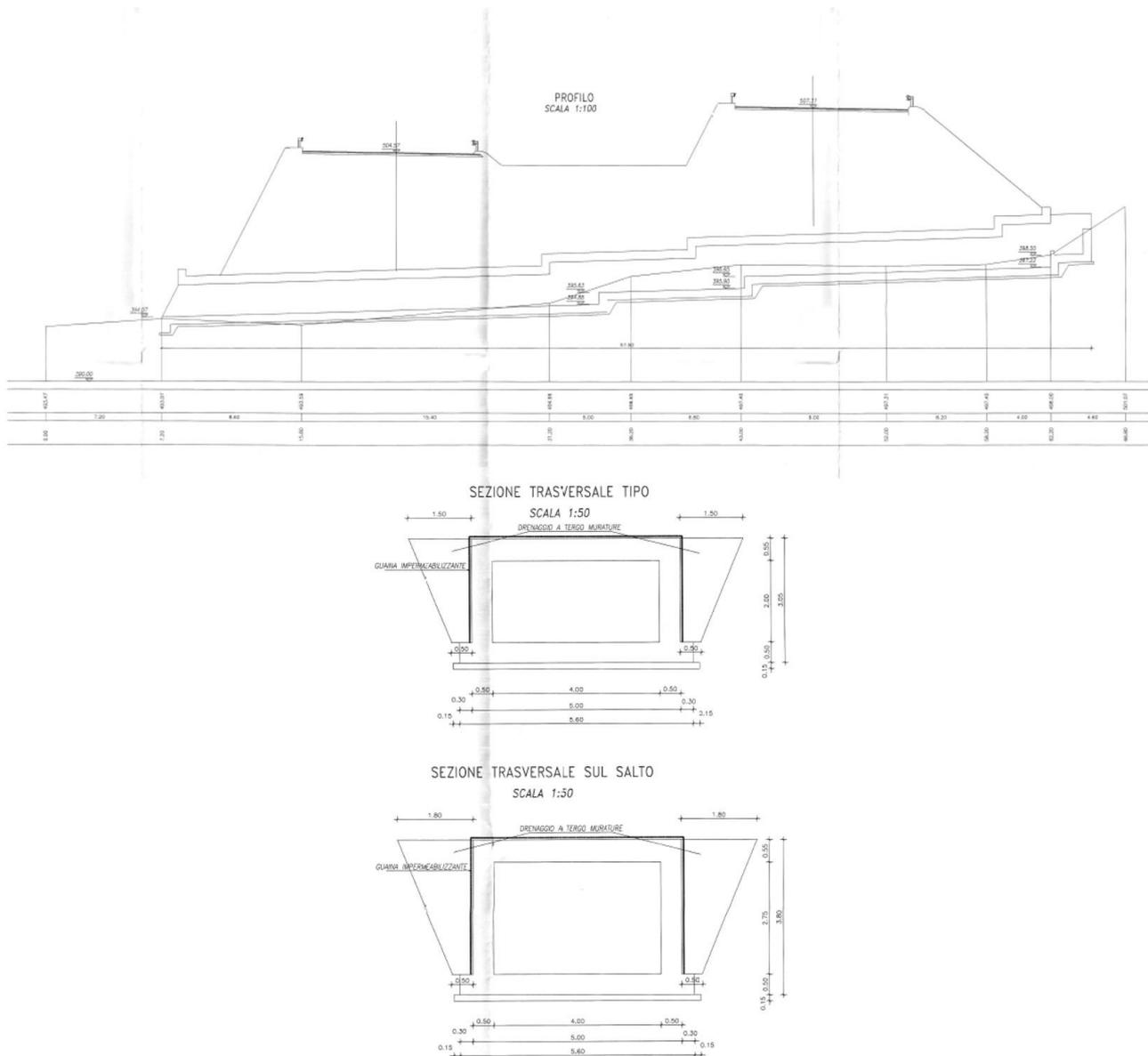


Figura 12 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 8+100

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.

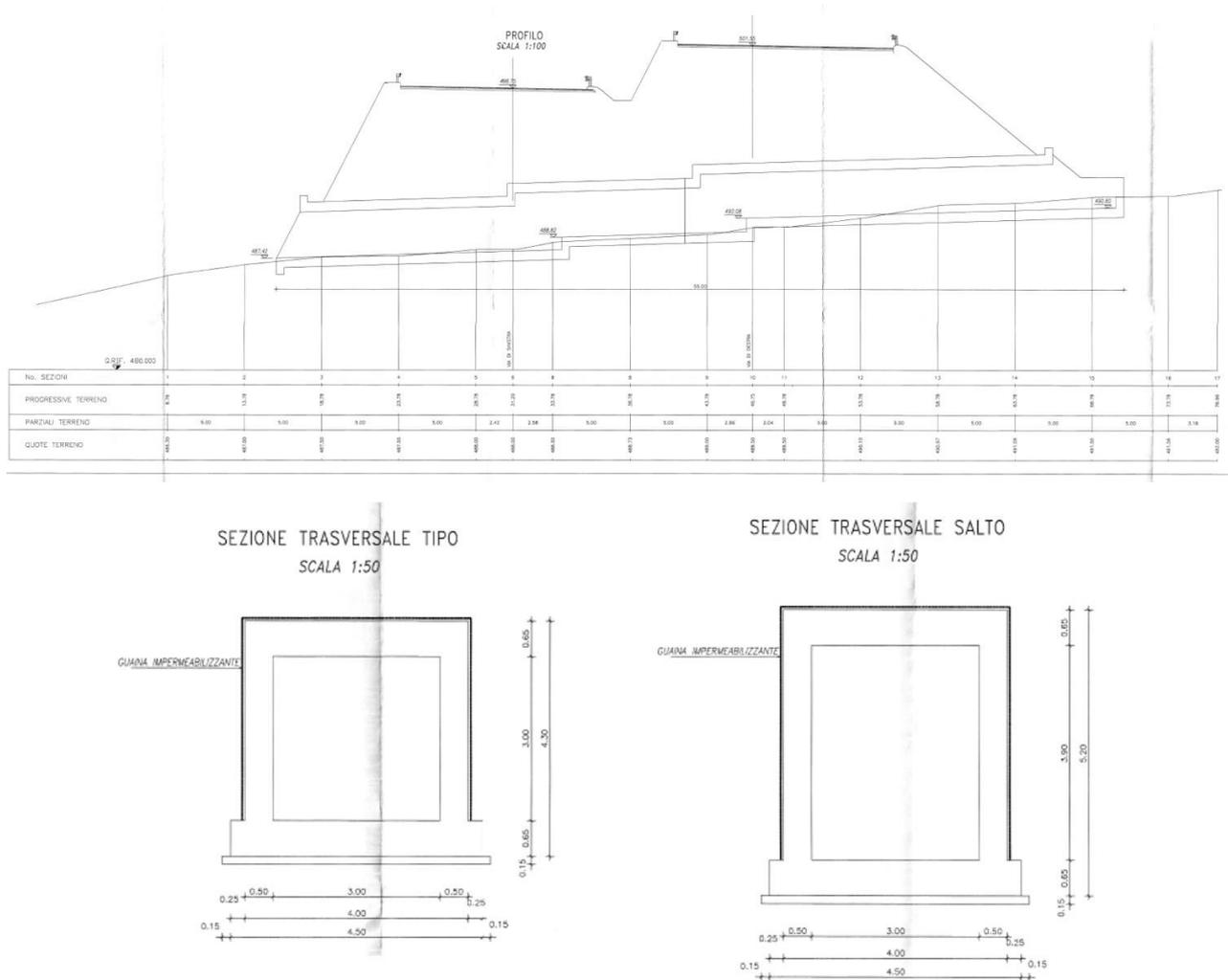


Figura 13 Particolari del tombino idraulico esistente in corrispondenza della progressiva chilometrica di progetto 8+270

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

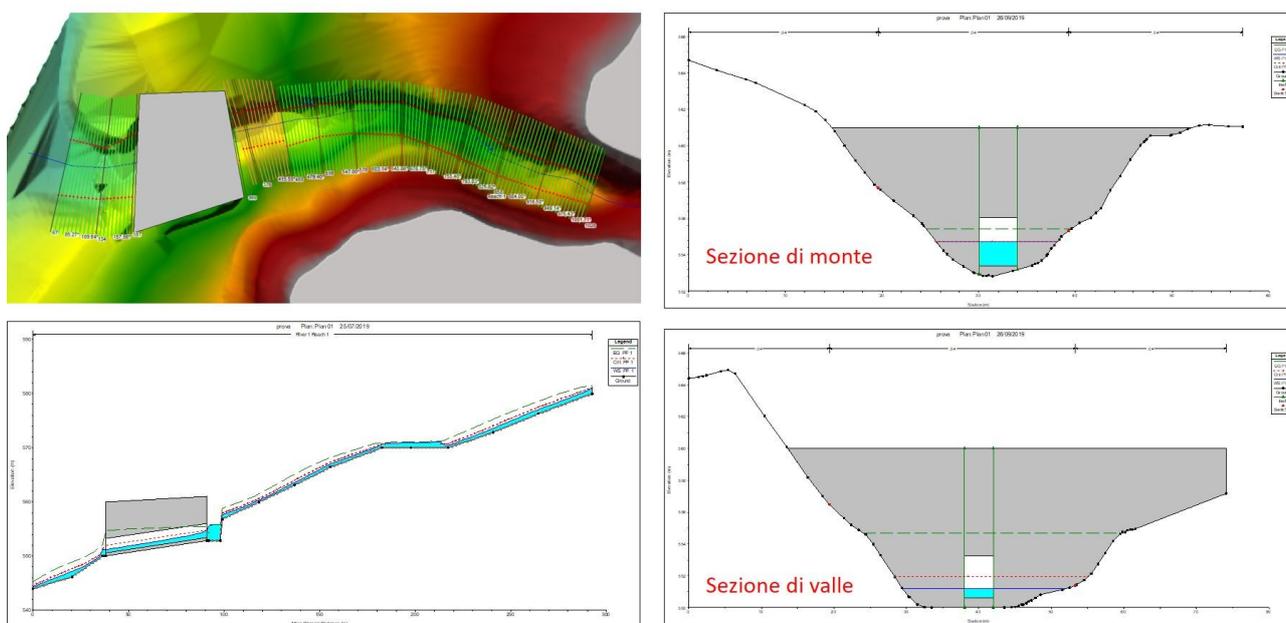


Figura 14 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 6+525

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

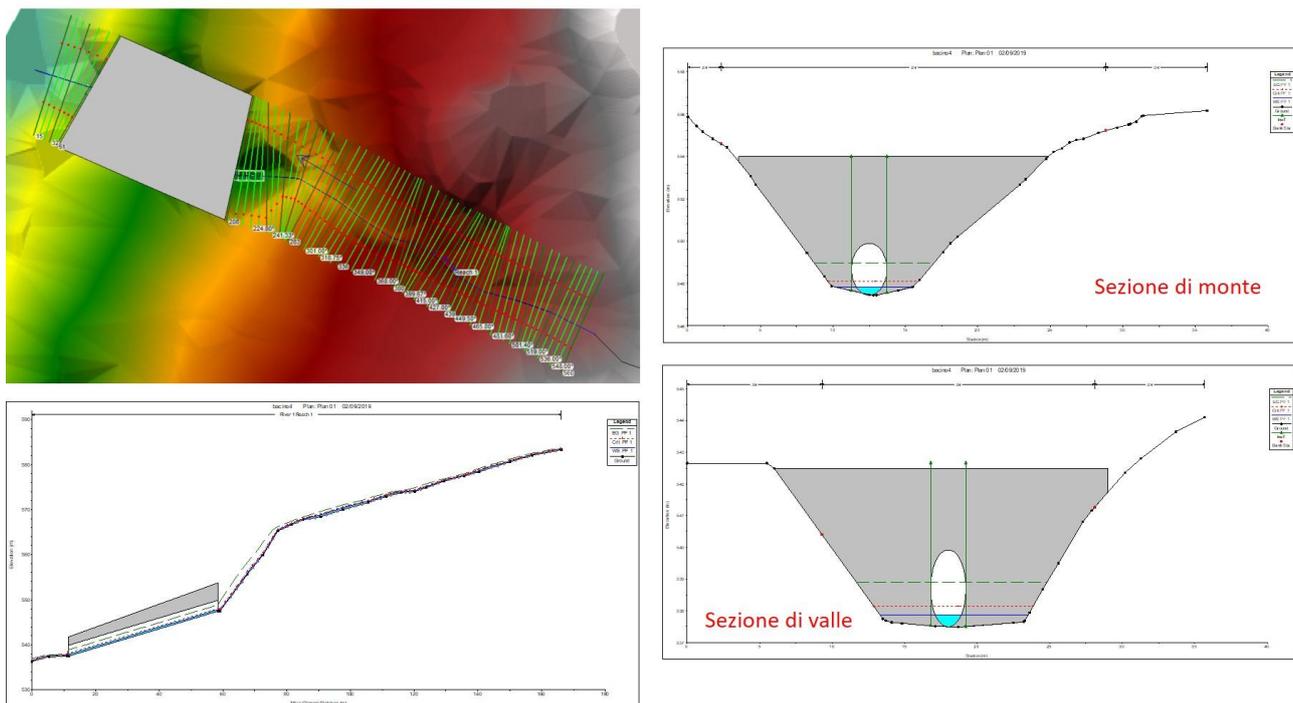


Figura 15 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 6+950

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.

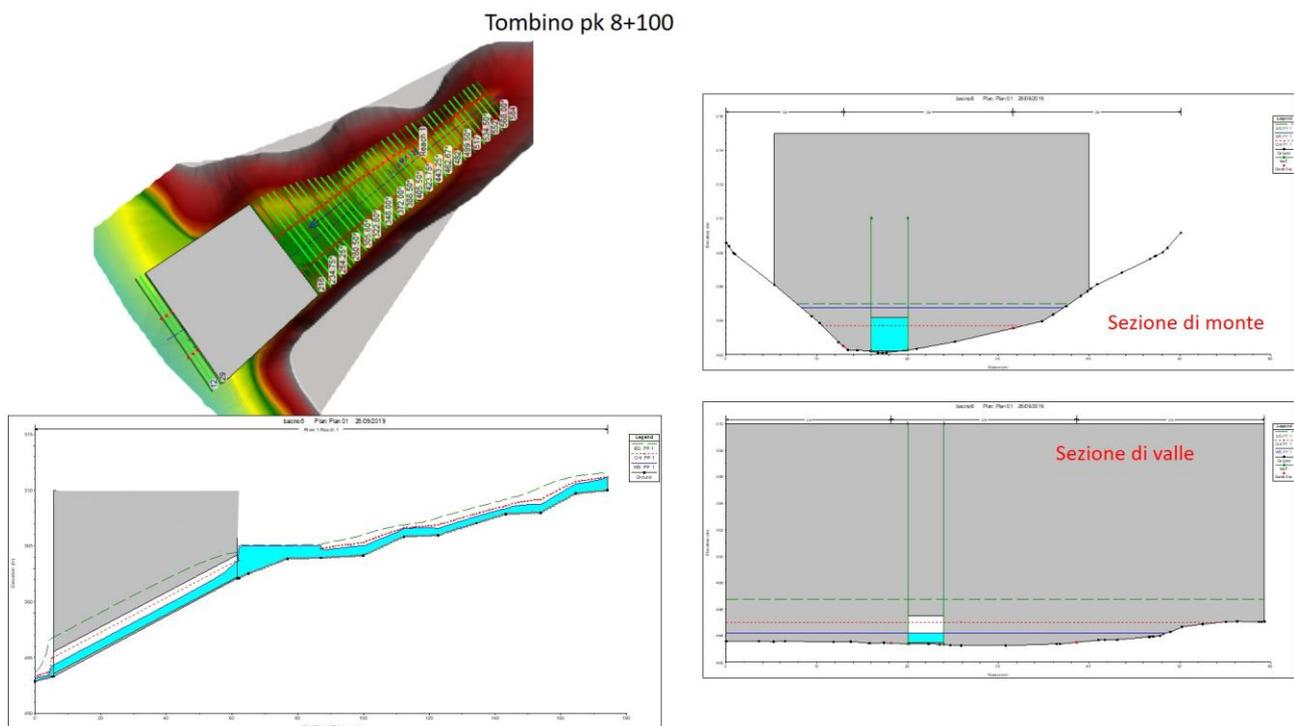


Figura 16 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 8+100

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.

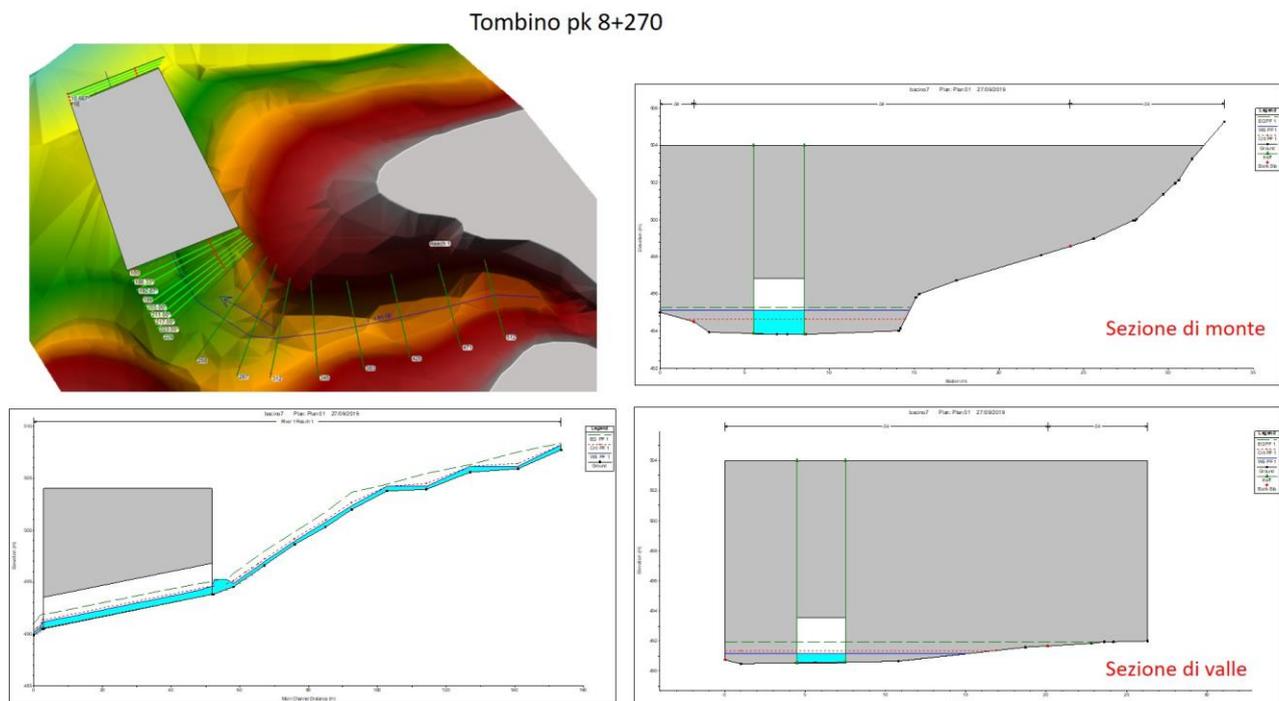


Figura 17 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 8+270

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.

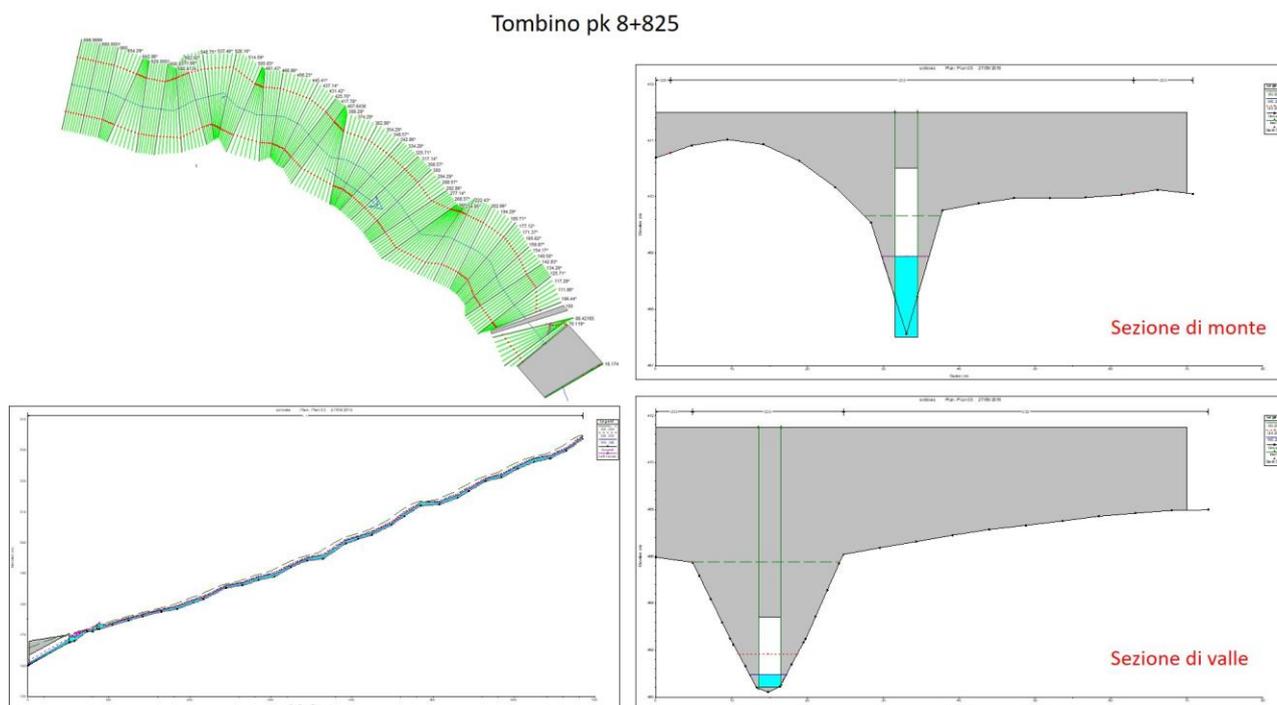


Figura 18 Modello idraulico HEC-RAS del tombino esistente pk 8+825

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.

Si rimanda alla fase di progettazione esecutiva 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. 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 5 – 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 rimepimento	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

ITINERARIO 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 2)
 Progetto Definitivo

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 sx	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

ITINERARIO 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 2)
 Progetto Definitivo

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 _e	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	

ITINERARIO 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 2)
 Progetto Definitivo

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 rifilamento	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	Ll	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

ITINERARIO 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 2)
 Progetto Definitivo

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
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
FS5	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

ITINERARIO 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 2)
 Progetto Definitivo

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
	LI	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