REGIONE AUTONOMA DE SARDIGNA
REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessoradu de sos Traballos Publicos
Assessorato dei Lavori Pubblici

COMUNE DI TERRALBA

L.R. n. 6 / 2012 artt. 4 comma 10 e 1 comma 6 Tabella D - Programmazione interventi di mitigazione del rischio idrogeologico molto elevato ed elevato nei terretori comunali perimetrati PAI.
USB S04.03.004 - Cap. SC04.0384 del Bilancio Regionale 2012-2014

INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO IN AREE PERIMETRATE PAI COLLETORE IDRAULICO PAULI SA USSA

PROGETTO ESECUTIVO

Progetto:
CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE
Dott. Ing. Francesco Castagna

Il Responsabile del Procedimento:
Geom. Romano Pitzus

Collaboratori:
Dott. Geol. Stefano Sanna
Geom. Cicu Lorenzo
Geom. Pinna Fulvio

Il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese:
Il Presidente Dott. Carlo Corrias

Titolo:	Allegato:
Relazione idraulica e di mitigazione del rischio	1.3

Rev.	Data	Descrizione/modifica:	Redatto da:	Verificato da:	Approvato da:

PREMESSA 2
PARAMETRI DI PROGETTO 3
DETERMINAZIONE DELLA DOTAZIONE IDRICA 5
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL SCOLMATORE 6
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL COLLETTORE 9
Dimensionamento del collettore a pelo libero 9
Verifica della portata scaricabile SOLUZIONE DI PROGETTO lunghezza condotta 665 m 9
DIMENSIONAMENTO CANALE A SEZIONE TRAPEZIA A VALLE 15
GENERALITÀ SULLE OPERE IN PROGETTO: SCELTA DEI MATERIALI 17

PREMESSA

Il presente relazione fa parte integrante del progetto esecutivo redatto a seguito delle definizioni degli interventi prioritari per la mitigazione del rischio idraulico dell'abitato di Terralba, di cui è stata approvata la Compatibilità Idraulica in sede di Conferenza dei Servizi.

L'intervento ha come obbiettivo principale la mitigazione del rischio idraulico in aree perimetrate PAI, per migliorare le condizioni idrauliche di alcuni quartieri di Terralba si è deciso di intervenire su uno dei due collettori di scarico delle acque bianche, che raccoglie le portate di tutto l'abitato di Terralba, alleggerendone le portate di picco in arrivo.

A compendio del finanziamento principale si è potuto attingere ad un finanziamento aggiuntivo di €. 255.000,00 derivante dall'adozione da parte della Regione Sardegna della Deliberazione del G.R. n. 38/104 del 21/12/2022 per riqualificazione della rete di drenaggio urbana in area di pericolosità idraulica molto elevata.

La rete di dreno convoglia le portate raccolte dalle condotte minori, su due collettori principali il collettore Rio Mogoro che interessa l'omonima via e le aree nord dell'abitato, e il collettore Circondariale che convoglia le portate delle aree sud ovest dell'abitato. Entrambi i collettori scaricano nel pozzetto di sfioro in adiacenza del depuratore, dove una quota della portata va a depurazione, la restante viene sfiorata nel Collettore T, un canale a pelo libero di 400 m che scarica sul Canale Acque Medie.

Per ridurre il carico idraulico sul collettore T e sul pozzetto di sfioro, si è deciso di intervenire sul Collettore Circondariale, separando le portate di picco, attraverso uno sfioratore laterale, e convogliando le portate tramite la condotta in progetto direttamente nel Canale delle acque medie.

Il nuovo collettore raccoglie i deflussi della rete di dreno dei quartieri a sud di Terralba oltre a tutte le aree periurbane che si riversano sull'abitato e attraverso le caditoie si immettono nella rete delle acque bianche.

Il progetto ha come oggetto il dimensionamento del dispositivo di sfioro delle acque meteoriche, il loro convogliamento sia a depurazione che al corpo recettore finale. Il corretto dimensionamento delle opere per la raccolta e lo smaltimento delle acque di pioggia considera il migliore assetto da assegnare al sistema in funzione dei seguenti elementi:

- l'incidenza delle precipitazioni di progetto;
- i vincoli dettati dalla normativa vigente;
- la funzionalità del sistema di trattamento;
- la particolare situazione morfologica e idraulica dell'area interessata dall'intervento.

Le opere in progetto presentano il seguente insieme di componenti:

- scaricatori di piena
- condotte di convogliamento al corpo ricettore.

Le piogge di progetto considerate per il dimensionamento delle opere sono state determinate in modo coerente e congruente alle prescrizioni contenute nelle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico.

Le opere di scarico delle portate di piena delle acque meteoriche prodotte rete di drenaggio urbana è stata

dimensionata per tempo di ritorno 5 anni a partire dalle precipitazioni intense di durata di 30 minuti.

PARAMETRI DI PROGETTO

La presente relazione illustra le modalità di calcolo adottate per il dimensionamento del collettore di scarico di scarico delle portate di piena e delle acque miste relative ai rispettivi tratti di rete di drenaggio urbano inquadrati nella zona sud ovest dell'abitato di Terralba.

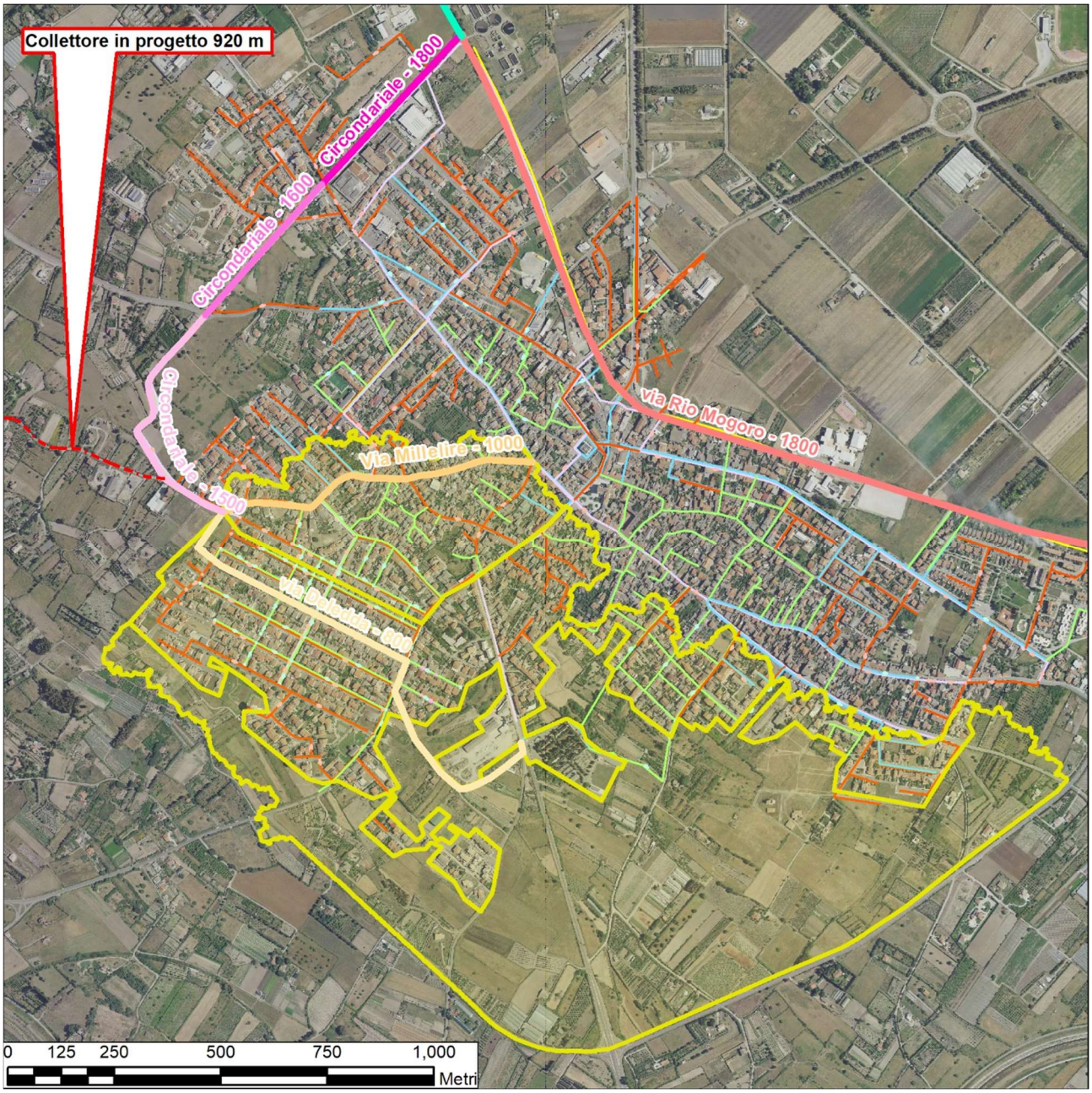

Figura 1: Sovrapposizione rete drenaggio esistente con ortofoto 2010.

Dall'analisi idrologica sono state ricavate le portate di progetto da adottare per il dimensionamento dello scolmatore di piena che separerà le portate piena dai volumi che verranno convogliati a depurazione.

Il nuovo collettore interessa solo i bacini raccolti dai collettori esistenti di via Millelire e di via Cocco, parte urbanizzata e come evidenziato nella relazione idrologica le aree periurbane sud che delimitate dalla circonvallazione ruscellano sul centro abitato.

I valori di portata ottenuti sono i seguenti, vengono riportati anche i valori dei bacini del Rio Mogoro e il Collettore Circondariale, per evidenziare la riduzione di carico idraulico sul collettore T.

Tabella 1: Portate di progetto acque miste

	Via Millelire urbanizzato	Via Cocco urbanizzato	Via Cocco Deledda periurbano	Circondariale urbanizzato	Circondariale periurbano	Rio Mogoro urbanizzato	Rio Mogoro periurbano est	Rio Mogoro periurbano nord
Q_{picco} [m^3/s]	1,303	2,812	0,530	2,722	0,141	3,762	0,283	0,133

I valori di portata utilizzati per il dimensionamento del collettore in progetto sono dati dalla somma delle portate che arrivano all'incrocio tra via Cocco e via Millelire, pari a 4,64 m^3/s.

Per il dimensionamento delle opere è necessario determinare la portata in funzione della popolazione residente, utilizzando i dati forniti dal Nuovo Piano Regolatore Generale degli Acquedotti aggiornato al 2006.

Con deliberazione n. 29/24 del 2 luglio 1999, la Giunta Regionale ha determinato di affidare all'ESAF, l'incarico della revisione del N.P.R.G.A. Con deliberazione n. 17/5 del 12.04.05, la Giunta Regionale ha deliberato di adottare, in via preliminare, gli elaborati del Nuovo Piano Regolatore degli Acquedotti, per la successiva fase di consultazione sulla base delle procedure di Valutazione Ambientale Strategica.

Il N.P.R.G.A., essendo stato recepito dalla Regione Autonoma della Sardegna, risulta vincolante nella realizzazione delle opere che assicurano il soddisfacimento dei fabbisogni idropotabili dei comuni della Sardegna e delle opere di smaltimento, per cui, i valori di popolazione, di dotazione idriche e dei coefficienti di punta in esso proposti, devono comunque costituire un dato di riferimento.

Nel nuovo P.R.G.A. è stata effettuata:

- una previsione demografica della popolazione residente sulla base di un modello di tipo revisionale deterministico;
- una stima delle dotazioni idriche valutate mediante una indagine statistica per le seguenti fasce di popolazione residente:
- Ia Fascia 1 - 5.000 abitanti
- IIa Fascia 5.001 - 10.000 abitanti
- IIIa Fascia 10.001 - 30.000 abitanti
- IVa Fascia 30.001 - 100.000 abitanti
- Va Fascia 100.001 - 250.000 abitanti
- VIa Fascia Oltre 250.000 abitanti
- una stima dei fabbisogni della popolazione fluttuante stagionale;
- una stima dei coefficienti di punta giornalieri ed orari per i centri appartenenti alle fasce di popolazione

di cui sopra;

— una previsione degli schemi di adduzione e delle risorse idriche utilizzabili al fine di assicurare il soddisfacimento della domanda idropotabile e delle risorse idriche utilizzabili;

Anche la stima delle popolazioni dei quartieri del collettore in progetto è stata effettuata sulla base dei valori previsti dal N.P.R.G.A., come espresso in sede di progetto. Le previsioni demografiche effettuate dal N.P.R.G.A sono state determinate sulla base di un modello demografico deterministico del tipo nascite - morti denominato Revised Cohort Survival Model, basato sulle ipotesi che il flusso migratorio decresca asintoticamente fino ad annullarsi e che il tasso di natalità della popolazione sia costante.

Per quanto riguarda Terralba la popolazione residente stimate per l'intervallo di tempo compreso sino al 2041 corrisponde a 14.297 abitanti, la popolazione fluttuante è stimata a Ø unità.

Sulla base dei valori precedentemente riportate si può desumere che la popolazione totale prevista per l'orizzonte temporale del 2041 è pari a: 14.297 unità per il comune di Terralba (centro urbano + case sparse);

DETERMINAZIONE DELLA DOTAZIONE IDRICA

Come detto in precedenza il N.P.R.G.A. ha stimato le dotazioni idriche unitarie afferenti ai vari usi idrici ed i coefficienti di punta; sulla base di questi si è eseguito il calcolo della portata media giornaliera e della portata di punta oraria per i centri abitati riferite al giorno di massimo consumo. Le formule utilizzate al riguardo sono le seguenti:

$$Q_{med} = \frac{(P_r * D_r + P_f * D_f)}{86400} \qquad Q_{punta} = \frac{(P_r * D_r + P_f * D_f)}{86400} * C_p$$

dove:

Q_{med}= Portata media giornaliera (l/s);

Q_{punta}= Portata di punta oraria (l/s);

P_r,D_r= Popolazione residente, dotazione idrica popolazione. residente;

P_f,D_f = Popolazione fluttuante stagionale, dotazione idrica pop. fluttuante stagionale;

C_p = Coefficiente di punta orario.

La valutazione delle portate nel giorno di massimo consumo e dei fabbisogni medi annui è riportata di seguito aggiornata con la popolazione residente, interessata dal collettore in progetto.

Tabella 2: Portate di progetto acque nere

Distretto	Ab (al 2041)	Dr [l/ab/g]	Cp	Dr *Cp [l/ab/g]	Q [l/s]	Q [m^3/s]
via Milllire	3852	450	1.7	765	34	**0.047**
via Cocco	1445				13	

Per il dimensionamento degli organi di scarico, gli scolmatori, che andranno a separare le portate eccedenti la portata massima della fognatura si richiama la Disciplina Regionale per gli Scarichi approvata con Deliberazione G. R. n. 69/25 del 10.12.2008. L'allegato alla deliberazione sopra richiamata prescrive al comma 6 dell'allegato 5:

“Il manufatto deve essere dimensionato in modo da lasciare direttamente defluire all’impianto di trattamento delle acque reflue urbane la portata nera diluita (di seguito portata di riferimento) corrispondente al valore calcolato ipotizzando una dotazione pro-capite di 1.200 litri per abitante equivalente al giorno, considerati uniformemente distribuiti nelle 24 ore. Per gli scarichi di acque reflue industriali nel sistema di raccolta di acque reflue urbane, non caratterizzabili in base all’apporto di sostanze biodegradabili, gli abitanti equivalenti vengono determinati rapportando il consumo idrico giornaliero medio industriale accertato con una dotazione idrica pari a 200 l/ab giorno. Al fine di evitare lo sfioro degli scaricatori di piena delle reti miste in condizioni di tempo secco, il valore della portata di sfioro dovrà comunque essere maggiore almeno del 30% della portata massima di tempo secco. L’aliquota eccedente il valore della portata di riferimento così calcolato deve essere sfiorata verso idoneo recapito finale senza che tale operazione possa arrecare danno alla funzionalità di strutture ed infrastrutture circostanti il manufatto.”

Per quanto riguarda le portate di acque diluite viene determinate partendo dalla dotazione giorno di max cons. pop. residente di 1200 l/s. Si allega tabella nella quale sono riportati i dati utilizzati per il calcolo delle portate

Tabella 3: Portate di progetto acque diluite

Distretto	Ab (al 2041)	Dr [l/s]	Q [l/s]	Q [m^3/s]
via Millelire	3852	1200	54	**0.075**
via Cocco	1445		20	

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL SCOLMATORE

La progettazione del manufatto di sfioro delle portate di massima piena deve corrispondere a due esigenze:

- ridurre, convenientemente dal punto di vista idraulico, le portate convogliate verso valle e, di conseguenza, le dimensioni ed i costi dei collettori, garantendo nel contempo un buona efficienza del manufatto ai vari regimi di funzionamento;
- garantire dal punto di vista ambientale, che lo scarico delle acque di piena non si traduca in fonte di inquinamento tale da attenuare in modo significativo i vantaggi ipotizzati all’atto dell’impostazione progettuale della fognatura e dell’impianto di depurazione.

Il progetto dello sfioratore è effettuato in funzione di una portata critica di piena in arrivo Q_p, e di una portata limite Q_t (portata di inizio scarico) oltre la quale deve iniziare lo scarico delle acque in eccesso. La portata Q_t (portata di inizio scarico) è imposta dalla normativa regionale sugli scarichi che impone di calcolare la portata limite in funzione di una dotazione idrica di 1200 l/ab/g, quindi il rapporto di Q_{max}, portata di punta delle acque nere in tempo di asciutto, e Q_t è circa 1,6.

$$Q_t = \frac{Popolazione*1200}{86.400} = 0{,}074 \qquad Q_{nereasciutto} = \frac{Popolazione*765}{86.400} = 0{,}047 \qquad r = \frac{0{,}074}{0{,}047} = 1{,}6$$

Il processo di sfioro inizia quando la portata supera il valore Q_t, la differenza tra la portata in arrivo e la portata sfiorata, cioè la portata che prosegue oltre lo scaricatore è generalmente superiore al valore Q_t.

Il condotto deviatore dovrà quindi essere dimensionato non per la portata teorica Q_t ma per la portata Q_{max} in relazione al funzionamento idraulico dello scaricatore in occasione dei massimi eventi di piena. La canalizzazione di scarico dovrà, invece, avere dimensioni e pendenze adatti al convogliamento della differenza

tra la portata critica di piena in arrivo Q_p e la portata Q_{max}.

I valori di portata Q_p Q_t e Q_{max} sono i seguenti:

Tabella 4: Portate di progetto sfioratori

	SCOLMATORE A'
Q_t [m³/s]	0,074
Q_{max} [m³/s]	0,118
Q_p [m³/s]	4,645

Con la formula di Chezy-Strickler calcoliamo l'altezza di moto uniforme hv per Qt:

$$Q = A * K_s * R^{\frac{1}{6}}\sqrt{R * i}$$

R=raggio idraulico f(B,h);

k_s=coefficiente di Strickler adottato 70 $m^{1/3}/s$;

A=ara bagnata corrispondente a Q (si considera uno sfioratore rettangolare);

Con l'equazione dell'energia verifichiamo il carico specifico a valle

$$E_{max} = h_v + \frac{Q_{max}^2}{2g * A_v^2}$$

A_v corrisponde all'area bagnata per la portata Q_{max}

Verifichiamo che nella sezione considerata riesca a passare la portata di progetto $Q>Q_{max}$

$$Q = A(h) * \sqrt{2g * (E_{max} - h)}$$

Dove h è la profondità della corrente in corrispondenza del punto lungo la soglia;

l'equazione di efflusso applicata ad una lunghezza ds generica lungo la soglia sfiorante

$$d_q = \mu * d_s * (h - C) * \sqrt{2g * (h - C)}$$

Dove μ è il coefficiente di afflusso che è stato assunto approssimativamente costante e pari a circa 0,4 per efflusso libero da soglia parallela alla corrente.

La soglia dello sfioratore è posta ad una altezza C dal fondo del canale maggiore o uguale all'altezza del moto uniforme h_t della portata Q_t, per garantire che non avvengano sfiori per portate $Q \leq Q_t$. Il processo di sfioro quindi avviene quando il livello dell'acqua a valle è superiore a C e ciò comporta che, come osservato precedentemente, la portata che prosegue nel canale derivatore sia maggiore della portata di soglia Q_t.

Il calcolo della lunghezza L della soglia sfiorante è stato computato integrando per differenze finite il sistema di equazioni riportate sopra considerando E = cost. fissando, un tratto di soglia di lunghezza Δs è stata calcolata la corrispondente portata sfiorata.

$$\Delta q = \mu * \Delta s * (h_v - C) * \sqrt{2g * (h_v - C)}$$

Dove h_v è l'altezza della corrente a valle del tratto che si sta considerando. Procedendo da valle verso monte, a partire dalla sezione terminale della soglia sfiorante, il primo h_v coincide con l'altezza di moto uniforme della

portata Q_{max} e quindi è subito calcolabile la variazione di portata Δq relativo al primo tratto di lunghezza Δs.

Nel passo successivo si ricava il nuovo valore di h_v ponendo $Q=Q_{max}+\Delta q$ e quindi, il nuovo valore di Δq. Il procedimento continua finché la portata $Q = Q_{max} + \sum(\Delta q)$ non risulta uguale alla portata di piena in arrivo Q_p. La sommatoria dei Δs necessari per raggiungere questa condizione definisce la lunghezza L dello sfioratore.

Tabella 5: Portate di progetto sfioratori.

	SCOLMATORE	
Qt [m³/s]	0,075	
Qmax [m³/s]	0,118	
Qp [m³/s]	4,645	
μ soglia	0,4	
Ks canale [m^1/3/s]	70	
B [m]	3	
i [-]	0,01	
h_v	0,045	
h_t	0,034	
C altezza petto sfioratore	0,040	
E_{max} [m]	0,084	
Q	0,078	**< Qmax**
Coefficiente contrazione vena	0,600	
E par	0,160	
Q par	0,328	**< Qmax**
E_t	0,061	
K altezza critica	0,040	
B restringimento	2,896	
B adottato	**0,240**	
K altezza critica	0,212	
E_t	0,319	
k adottato	0,200	
E restringimento	0,971	
Qres	4,897	**> Qmax**
h_v	0,971	
h_t	0,318	
C altezza petto sfioratore	0,320	

Le dimensioni dello scolmatore risultano:

Tabella 6: Dimensioni soglia sfiorante.

	SCOLMATORE
LARGHEZZA CANALE [m]	3,00
LUNGHEZZA SOGLIA [m]	5,704
ALTEZZA TIRANTE IDRICO MAX [m]	0,971
ALTEZZA SOGLIA [m]	0,320
LARGHEZZA LUCE TARATA [m]	0,240
ALTEZZA LUCE TARATA [m]	0,200

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL COLLETTORE

Lo sviluppo complessivo del collettore di scarico è di 665 m.

I dati utili ai fini del dimensionamento del collettore sono stati ricavati basandosi su rilievo planoaltimetrico delle del percorso, dal quale sono stati ricavati i dati di pendenza.

Per ricavare la pendenza è stato ricavato il profilo altimetrico della nuova condotta, individuando punti di riferimento e indicando per ciascuno di essi la quota altimetrica. Inoltre sono state misurate le distanze parziali tra i punti così quotati.

Dimensionamento del collettore a pelo libero

In fase preliminare si procede a dimensionare il collettore senza considerare l'effetto di rigurgito che verrà poi verificato di seguito.

Le quote di scorrimento di monte e valle vengono considerate sulla base del rilievo plano altimetrico altimetrico effettuato per il computo delle opere e illustrato in tavola "Tav. 7.0_rev04_DEF_Profilo longitudinale". Le quote di scorrimento sono pari 4,29 m imbocco e 2,21 m quota di sbocco, da cui risulta circa 2,08 m di dislivello.

Fissato il diametro di dimensionamento del tratto (sulla base dei diametri dei collettori di arrivo), si è proceduto al calcolo di verifica delle velocità massime in condotta mediante la formula di Chezy e utilizzando la portata di punta oraria del giorno di massimo consumo dell'anno 2041.

I valori massimi di velocità assunti come criterio di verifica sono quelli di letteratura: − 3,50 - 4,00 m/s velocità massima;

L'equazione di partenza è la formula di Chezy: $Q = A^* \chi \sqrt{Ri}$

Si riportano di seguito i valori numerici ottenuti per il tratto indagato:

Tabella 7: Parametri altimetrici e portata del collettore in progetto.

		Strada		Progetto			
Tratto	L	Hm	Hv	Hm	Hv	s	Q
[-]	[m]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[-]	[m3/s]
1 - 2	665,00	6,83	4,21	4,29	2,21	0,23%	4,645

Tratto	DN	r [m]	Vr	D [m]	D comm [m]	r comm [m]	Vr	Qr	Qc/Qr	V/Vr	V	h/r	h	f
1 - 2	1500	0,762	2,792	1,523	1,633	0,750	2,763	4,882	0,951	1,137	3,142	1,561	1,170	0,330

La verifica idraulica del diametro scelto e le acclività della condotta imposte mostrano che la portata di progetto transita con un franco idraulico di 0,330 cm con un riempimento pari al 78% del diametro, e una velocità di 3,142 m/s.

Di seguito viene illustrato il funzionamento in pressione della condotta considerando la condotta rigurgitata a valle per vari scenari, calcolando la reale portata transitabile nella condotta.

Verifica della portata scaricabile SOLUZIONE DI PROGETTO lunghezza condotta 665 m

Per valutare la capacità di convogliamento della condotta in condizione rigurgitata si imposta in prima istanza

il bilancio energetico della corrente a partire dal fatto che l'energia in entrata (carico idraulico iniziale, eventuali apporti) deve eguagliare l'energia in uscita (carico idraulico finale, perdite di carico, eventuali cessioni), ponendosi in una delle condizioni limite:

- carico a monte pari all'estradosso del nuovo collettore, e carico a valle pari alla quota idrometria scaturita dalla modellazione idraulica del Canale Manca per Tr 5 anni (Figura 8), determinando una differenza di carico tra monte e valle di 1,66 m.

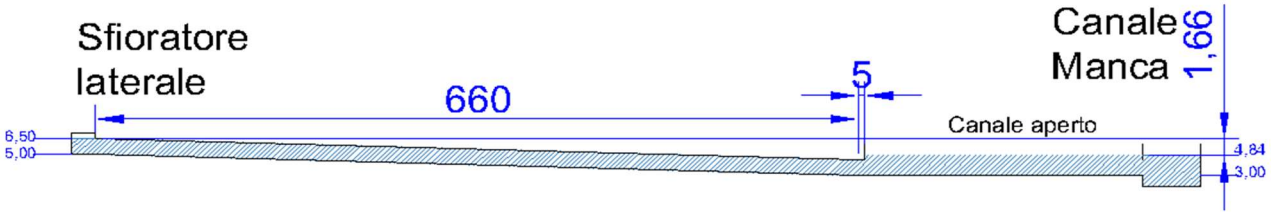

Fig. n. 12 – Schema idraulico di scenario critico.

$$h_{monte} - h_{valle} = 1{,}66 = 0{,}5\frac{V^2}{2g} + \lambda\frac{V^2}{2gD}L + \frac{V^2}{2g}$$

0,5 = perdite di carico dovute all'imbocco;

λ*L = perdite di carico distribuite (L = lunghezza condotta pari a 665 m);

1 = perdite di carico nello sbocco;

D = diametro della condotta pari a 1,5 m;

g = 9,81 m/s^2

Dalla formula risolvendola in funzione di Q = V^2/A^2:

$$Q = \sqrt{(h_{monte} - h_{valle})\frac{2gA^2}{1{,}5 + \frac{\lambda L}{D}}}$$

L'uso di tale formula è tuttavia impedito dal fatto che il coefficiente λ non può essere determinato in quanto non si conosce la portata e dunque non può essere determinato il numero di Reynolds. Per risolvere il problema si può utilizzare in modo iterativo la formula di Colebrook e White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{2{,}51}{R_e\sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3{,}71}\right)$$

In altre parole, nota la scabrezza relativa $\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0{,}001}{1{,}5} = 0{,}00000666$si procede alla determinazione di un valore di primo tentativo del λ , facendo tendere Re all'infinito:

$$\lambda_1 = \frac{1}{4[\log(\frac{\varepsilon/D}{3{,}71})]^2} = 0{,}01110152$$

Con tale valore vengono calcolati una portata e un numero di Reynolds di primo tentativo:

$$Q_1 = \sqrt{(h_{monte} - h_{valle})\frac{2gA^2}{1{,}5 + \frac{\lambda L}{D}}} = 3{,}97903\, m^3/s$$

$$R_{e1} = \frac{\rho V D}{\mu} = 4\frac{\rho Q}{\mu \pi D} = 4\frac{1000 * 4{,}65}{0{,}00105 * 3{,}14 * 1{,}5} = 3360706$$

Ora si calcolano i valori di secondo tentativo di λ e della portata:

$$\lambda_4 = \frac{1}{4[\log(\frac{2{,}51}{R_e\sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3{,}71})]^2} = 0{,}01180492$$

$$Q_4 = \sqrt{(h_{monte} - h_{valle})\frac{2gA^2}{1{,}5 + \frac{\lambda L}{D}}} = 3{,}88580\, m^3/s$$

Procedendo con i tentativi, ci si arresta non appena le differenze tra le portate calcolate in due successive iterazioni diventano trascurabili. Nel caso in esame il quarto tentativo conduce a variazioni del tutto inapprezzabili sulla portata fatta defluire dal dislivello 1,66, che pertanto, accontentandosi di un incertezza di qualche litro al secondo, può essere posta pari a **3,886 m³/s** la portata che riesce a convogliare il collettore nello scenario più critico ipotizzando la concomitanza della piena della piena con tr = 5 anni nel C. Manca e nel Collettore in progetto e di 0,760 m³/s inferiore rispetto alla portata di progetto.

Rispetto alla soluzione con il collettore lungo 920 metri, le perdite di carico inferiori dovute a 250 m in meno consentono un aumento della postata scaricata **3,886 m³/s > (3,400 m³/s** (portata L = 920m) Tav. 19.0_rev04_ DEF_Relazione documentale n12300 del 13.04.2021)

Considerando stazionario il tirante idrico del Canale Manca e applicando l'equazione differenziale di continuità considerando la capacita di laminazione della condotta in progetto:

$$q_e(t) + q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

la legge di efflusso che governa il sistema sarà:

$$Q_u = \sqrt{(h_{monte} - h_{valle})\frac{2gA^2}{1{,}5 + \frac{\lambda L}{D}}}$$

il legame geometrico tra volume invasato nel collettore e il battente idrico h:

W(t) = W[h(t)]

L'idrogramma di piena in ingresso nel collettore, con portata di picco **pari a 4,645 m³/s**, viene stimata considerando uno ietogramma Chicago avente una durata di 60 minuti con posizione del picco r =0.4. Il modello di trasformazione afflussi deflussi e l'andamento del corrispondente idrogramma di piena è ricavato dal calcolo della pioggia netta con l'equazione del Soil Conservation Service (SCS) Curve Number (CN) che valuta la precipitazione come funzione della pioggia cumulata, la tipologia di suolo, il tipo di copertura, l'umidità antecedente. Mentre gli idrogrammi sono stati valutati sempre con l'equazione del Soil Conservation Service (SCS) dell'Idrogramma Unitario, il modello si basa sulla media della pioggia unitaria "UH" stimate dalle precipitazioni e dal deflusso calibrato di un campione di piccoli bacini idrografici agricoli campione. Il calcolo della portata e il conseguente idrogramma di piena è stato elaborato mediante l'approccio modellistico e il software

Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) dell'U.S. Army Corps of Engineers, i cui risultati sono illustrati nelle figure seguenti:

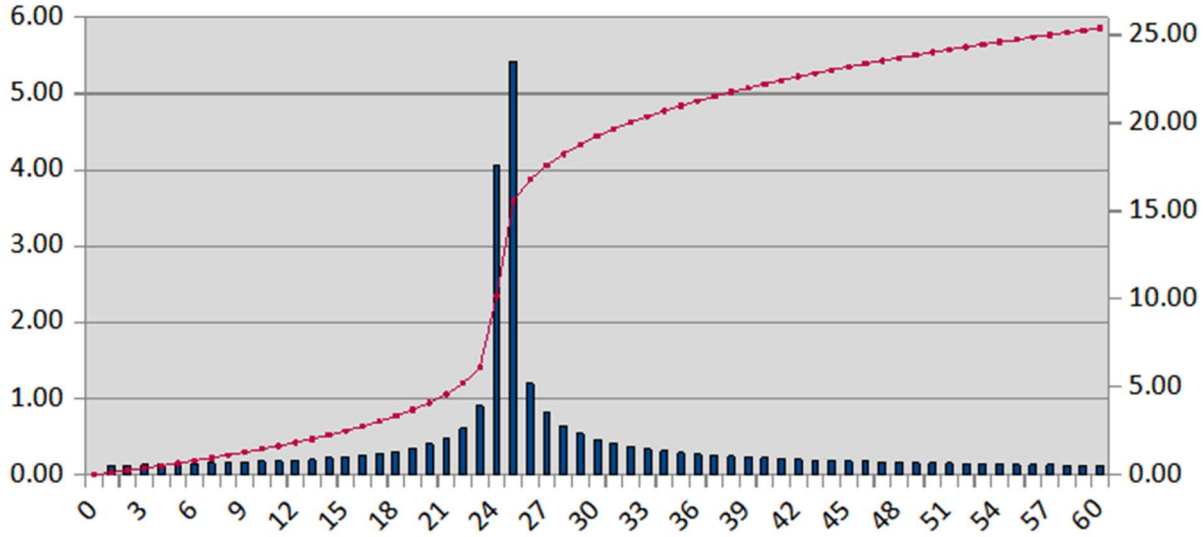

Fig. n. 13 – Ietogramma *Chigago* della portata di progetto (Tr = 5 anni)

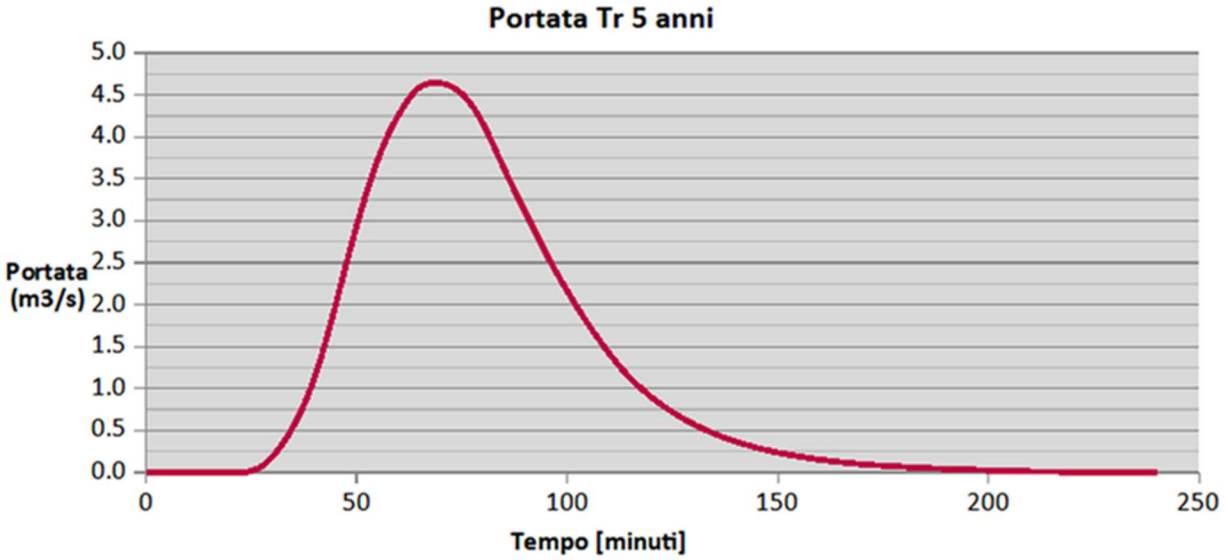

Fig. n. 14 – Idrogramma di piena per Tr = 5 anni

Integrando il sistema di equazioni descritto, rispetto alla variabile tempo consente di valutare il funzionamento del collettore. Pertanto l'equazione di continuità integrata numericamente alla e differenze finite diventa:

$$\frac{q_e(t) + q_e(t+\Delta t)}{2} - \frac{q_u(t) + q_u(t+\Delta t)}{2} = \frac{W(t+\Delta t) - W(t)}{2}$$

Il volume di laminazione disponibile nel collettore è funzione dell'altezza idrica, si considera un tratto di collettore pari a 5 metri in piano e un tratto di lunghezza pari a 660 m con pendenza α = 0,30%, l'equazione che esprime il volume è:

tratto L= 5 m e 0<h>1,5 : $W_5 = \frac{r^2}{2}(2\arccos(1-\frac{h}{r})) - \sin(2\arccos(1-\frac{h}{r}))L$

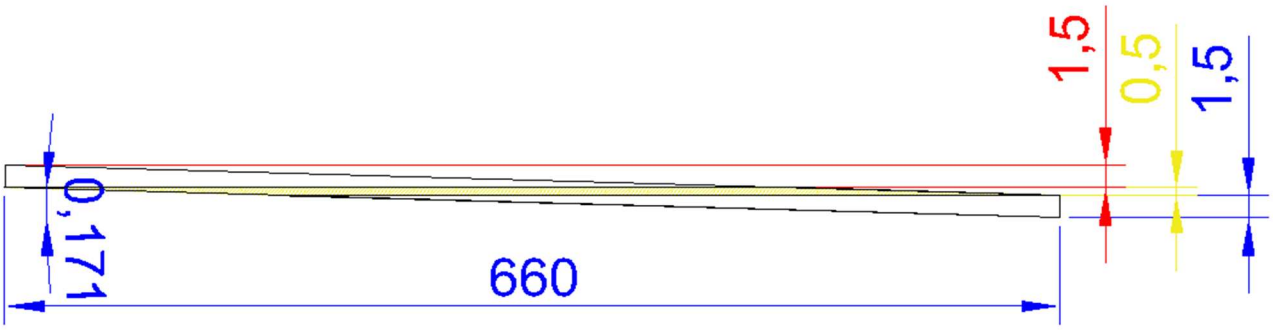

Fig. n. 15 – Funzione del volume rispetto all'altezza idrica h del tratto di condotta di 660 m con pendenza del 0,30%

tratto L= 660 m 0<h>1,5: $W_{660(1,5)} = \pi r^2 \frac{h_{1,5}}{2\sin(\alpha)}$

tratto L= 660 m 1,5<h>2: $W_{660(0,5)} = \frac{D}{2\sin(\alpha)} \frac{D}{2} \pi h_{0,5}$

tratto L= 660 m 2<h>3,5: $W_{660(1,5)} = \pi r^2 \frac{h_{1,5}}{2\sin(\alpha)}$

Esprimendo perciò Qu(t) e Qu(t+Δt) in funzione rispettivamente di h(t) e di h(t+Δt) mediante la legge d'efflusso, l'equazione di continuità può essere riscritta in una forma più conveniente, evidenziando a primo membro tutti i termini contenenti l'incognita h(t+Δt) e definendo quindi la funzione, nel seguito denominata G(h(t+Δt)),tale che:

$$\sqrt{h(t+\Delta t)\frac{2gA^2}{1{,}5+\frac{\lambda L}{D}}} + 2\frac{W}{(t+\Delta t)} = -\sqrt{h(\Delta t)\frac{2gA^2}{1{,}5+\frac{\lambda L}{D}} + (q_e(t)+q_e(t+\Delta t)) + 2\frac{W}{(\Delta t)}}$$

SCENARIO n.1 - Altezza idrica del C. Manca pari alla quota di 4,84 m slm come emerso dalla simulazione idraulica per Tr = 5 anni

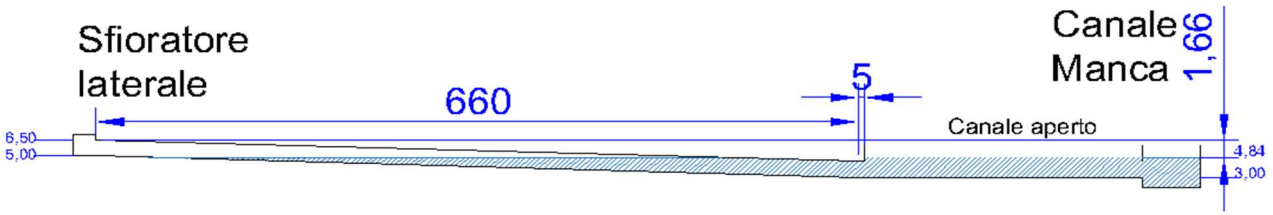

Fig. n. 16 – Condizioni al contorno – Scenario 1.

Le risultanze dello scenario n.1 sono rappresentate nella figura seguente figura 17.

Fig. n. 17 – Andamento portate ingresso e in uscita dal collettore - Scenario 1.

Dalla simulazione si evince che il collettore riesce ad avere un minimo effetto di laminazione comunque non sufficiente a smaltire l'intera portata in arrivo. La massima portata convogliata con le condizioni al contorno rappresentate in figura 16 è pari a 3,885 m^3/s il sistema entra in crisi per 16 minuti e il volume idrico rigurgitato è pari a 646 m^3

SCENARIO n.2 - Altezza idrica del C. Manca pari alla quota di 4,50 m slm, tratto di valle del collettore di 250 metri completamente rigurgitato (figura 18).

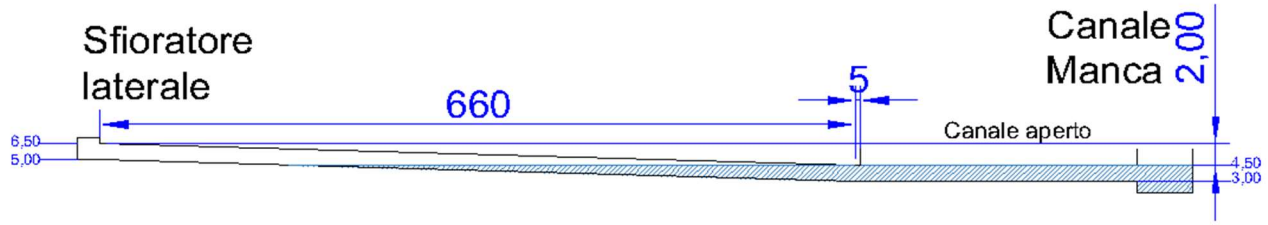

Fig. n. 18 – Condizioni al contorno – Scenario 2

Come nello scenario precedente le condizioni al contorno impongono il funzionamento a pressione del collettore, aumenta il volume di accumulo disponibile pari a circa 728 m^3.

La simulazione rappresentata in figura 19, evidenzia anche in questo caso che la capacità di deflusso del collettore rigurgitato è pari a 4,262 m^3/s, inferiore alla portata di progetto. Il Collettore entra in crisi per circa 8 minuti e il volume idrico rigurgitato a monte dello sfioratore laterale è pari a 108 m^3

Fig. n. 19 – Andamento portate ingresso e in uscita dal collettore - Scenario 2

SCENARIO n.3 - Altezza idrica del C. Manca pari alla quota di 4,415 m slm, tratto di valle del collettore di 5 metri parzialmente rigurgitato, (per solo 8,5 cm) altezza di riempimento del collettore 1,415 m su 1,50 m di diametro (figura 20).

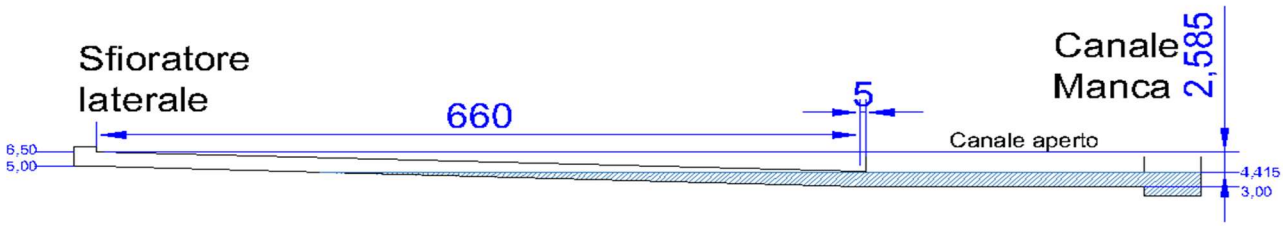

Fig. n. 20 – Condizioni al contorno - Scenario 3

Il collettore inizialmente funziona come un condotta a pelo libero la sezione idraulica corrisponde alla sezione di circonferenza con freccia pari a 1,41 cm. La portata massima convogliata a pelo libero è circa 2,00 m^3/s, in figura 21 è riportato l'andamento delle portate in ingresso e in uscita dal collettore, dove si evince il transitorio con il passaggio da moto a pelo libero a moto in pressione, (tratti oscillatori) la portata massima che transita nel collettore senza rigurgitare a monte è pari a **4,348 m^3/s**.

L'effetto laminazione garantito dal volume del collettore disponibile, pari a 753,93 m^3 consente al collettore di non rigurgitare a monte andando a accumulare tutto il volume disponibile 752,86 m^3 e ritardando e riducendo il picco di piena in entrata, garantisce che non venga rigurgitato a monte.

Fig. n. 21 – Andamento portate ingresso e in uscita dal collettore - Scenario 3

La soluzione adottata che prevede il collettore più corto di soli 665 metri consente una capacità di deflusso maggiore consentendo al sistema di funzionare senza rigurgitare per eventi meteorici di maggior intensità, che determinano condizioni al contorno più critiche.

Si precisa inoltre che considerando le caratteriste di deflusso della macro area di Terralba, e come espresso nei capitoli precedenti il collettore in progetto funziona per portate con un tempo di ritorno compreso tra i 5 e

10 anni, superate queste portate i deflussi seguono linee di corrivazione differenti. Nello scenario di progetto il sub bacino raccolto dal collettore si trova a monte del macro bacino del Canale Manca socchiuso dalla sezione C. Il percorso che deve raggiungere la particella d'acqua che parte dallo sfioratore in progetto per raggiungere la sezione di chiusura C è di 3,6 Km che utilizzando l a formula di Viparelli corrisponde a un tempo di corrivazione di circa 1 ora. Pertanto si considera lo scenario 1 particolarmente cautelativo che presuppone la perfetta coincidenza della piana del sub bacino raccolto dal collettore con il macro bacino del Manca alla sezione di chiusura C. Lo scenario più realistico è che la piena del bacino urbano raccolto dal collettore anticipi la piena del Manca, avendo un tempo di pioggia massimo di 1 ora, verosimilmente le portate convogliate dal collettore scaricheranno quando l'onda di piena del Manca è nella fase crescente, considerando che per raggiungere la sezione di chiusura C e quindi avere tutto il bacino che collabora alla formazione della piena è stata stimata un ulteriore ora. Sulla base di queste considerazioni lo scenario denominato N. 3 si ritiene il più realistico e abbastanza cautelativo, partendo dal presupposto che si accetta che il sistema vada in crisi per portate con tr superiori a 10 anni.

Infine da un punto di vista tecnico / economico la soluzione proposta è difficilmente migliorabile, l'unica soluzione possibile è ripartire la portata in uscita dallo sfioratore laterale su varie condotte diametro minore, per esempio 3 condotte con diametro 600 mm, facendo in modo da poter scaricare nel Manca alla quota più alta possibile, che nel esempio ipotizzata sarebbe mantenendo le stessa pendenza di 0,90 m maggiore. Questa soluzione non è percorribile per i vincoli economici imposti dal progetto, in quanto comporta maggiori costi realizzativi dati sia dal costo di fornitura delle tubazioni che dai costi di scavo che sono superiori alla realizzazione di una singola condotta.

DIMENSIONAMENTO CANALE A SEZIONE TRAPEZIA A VALLE

Il canale che collega il collettore al Canale Manca viene non tenendo conto delle condizioni al contorno del Manca, infatti come evidenziato nello Tav. 21.0_rev04_DEF_Studio di compatibilità idraulica.pdf, Paludi sa Ussa già per tempi di ritorno di 5 anni è completamente sommersa con tiranti idrici con quota assoluta pari a 4,84 m slm. Il canale previsto in progetto andrà a sostituire le canalette attualmente presenti che drenano la le aree di frangia della palude che nel caso specifico sono in contro pendenza rispetto alla spalla sinistra del Canale Manca. Si riporta in figura 22 lo stato dei luoghi attuale ove si evincono chiaramente le canalette di dreno esistenti.

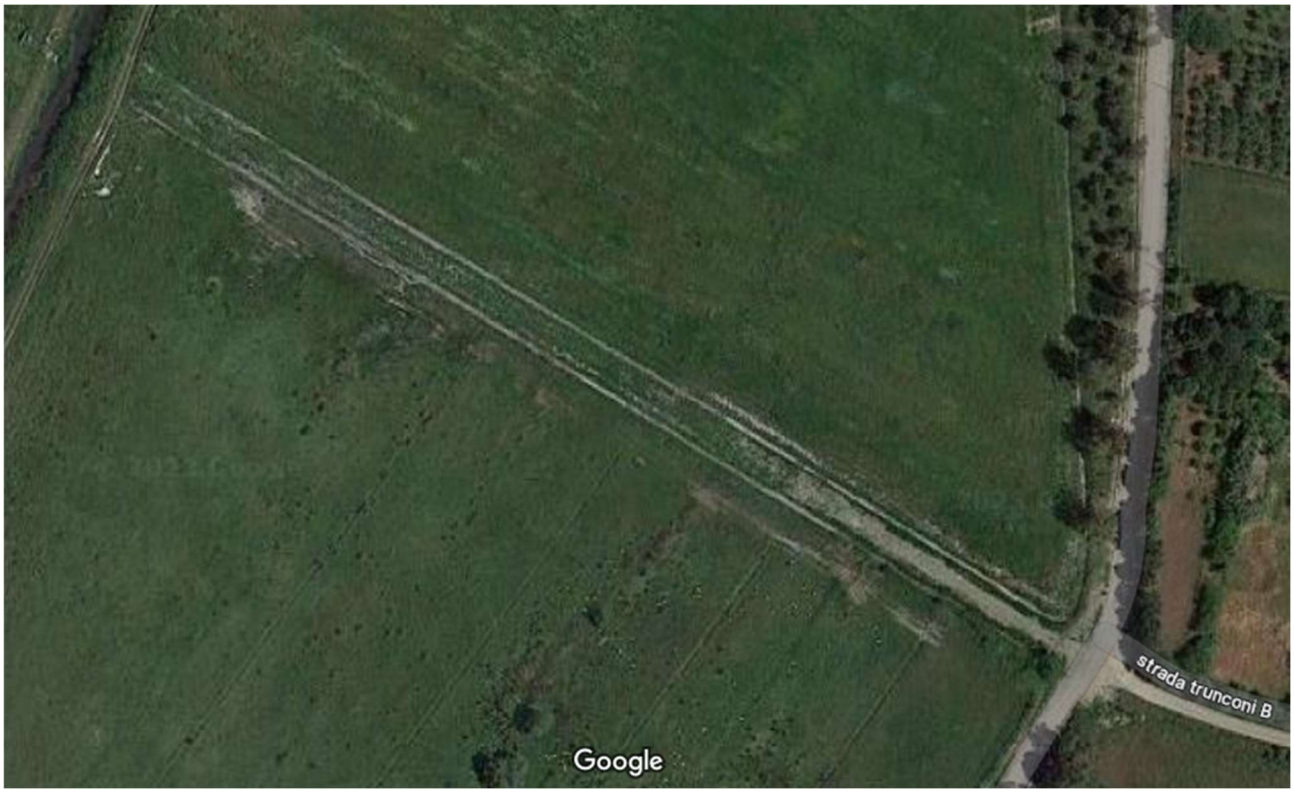

Fig. n. 22 – Ortofoto 2023 Palude sa Ussa in evidenza le canalette esistenti per drenare le aree di confine della palude bonificata

Si riporta di seguito i parametri utilizzati per il dimensionamento del canale aperto che avrà una altezza massima di 1,20 metri per garantire lo scarico delle portate di piena senza interessare le campagne limitrofe quando il Canale Manca non è in piena. Si rimanda all'elaborato progettuale Tav. 10.0_rev04_DEF_Particolari immissione nel canale.pdf per visualizzare le modalità costruttive e il particolare dell'immissione nel Canale Manca, con il superamento dello stradello di servizio del canale in sinistra idraulica, che verrà realizzato con n. 3 tubolari in cls del DN 1200 mm.

Tab.06 – Parametri caratteristici del dimensionamento del canale aperto

SEZIONE TRAPEZIA						
b spalla	**h spalla**	**m spalla**	**b**	**Ks**	**i**	
1.18	1.18	1.00	3	25	0.002	
K	**h**	**A**	**C**	**R**	**Q**	ricerca obiettivo
0.625	1.177	4.916	6.329	0.777	4.645	0.00
0.018	0.050	0.153	3.141	0.049	0.023	
0.039	0.100	0.310	3.283	0.094	0.072	
0.061	0.150	0.473	3.424	0.138	0.141	
0.084	0.200	0.640	3.566	0.179	0.228	
0.107	0.250	0.813	3.707	0.219	0.330	
0.131	0.300	0.990	3.849	0.257	0.448	
0.156	0.350	1.172	3.990	0.294	0.579	
0.181	0.400	1.360	4.131	0.329	0.725	
0.207	0.450	1.553	4.273	0.363	0.884	
0.233	0.500	1.750	4.414	0.396	1.056	
0.259	0.550	1.953	4.556	0.429	1.241	
0.286	0.600	2.160	4.697	0.460	1.439	

SEZIONE TRAPEZIA						
b spalla	**h spalla**	**m spalla**	**b**	**Ks**	**i**	
1.18	1.18	1.00	3	25	0.002	
K	**h**	**A**	**C**	**R**	**Q**	ricerca obiettivo
0.314	0.650	2.373	4.838	0.490	1.649	
0.341	0.700	2.590	4.980	0.520	1.873	
0.369	0.750	2.813	5.121	0.549	2.109	
0.398	0.800	3.040	5.263	0.578	2.357	
0.427	0.850	3.273	5.404	0.606	2.619	
0.456	0.900	3.510	5.546	0.633	2.893	
0.486	0.950	3.752	5.687	0.660	3.180	
0.516	1.000	4.000	5.828	0.686	3.480	
0.546	1.050	4.253	5.970	0.712	3.792	
0.577	1.100	4.510	6.111	0.738	4.118	
0.608	1.150	4.772	6.253	0.763	4.456	
0.640	1.200	5.040	6.394	0.788	4.808	
0.672	1.250	5.313	6.536	0.813	5.173	
0.704	1.300	5.590	6.677	0.837	5.552	

GENERALITÀ SULLE OPERE IN PROGETTO: SCELTA DEI MATERIALI

Per le condotte di scarico delle portate di piena si è prevista una tubatura in Cls rotocompresso.

DISPONIBILITA' DI AREE

Tutte le aree interessate dall'intervento sono di proprietà pubblica.