

REGIONE VENETO
PROVINCIA DI VENEZIA
COMUNE DI MARTELLAGO
CONSORZIO DI BONIFICA ACQUE RISORGIVE

PROGETTO	PIANO DI LOTTIZZAZIONE "TERESA CASATI" Olmo di Martellago (Ve) DITTA: Dream House s.r.l. Piazza IV Novembre 104, 30030 Maerne di Martellago (Ve) C.F. / P.Iva: 04366930271 - R.E.A. VE406092	
PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA	arch. Monica Cornello Piazza IV Novembre 25, 30030 Maerne di Martellago (Ve) geom. Claudio Bergo Piazza IV Novembre 104, 30030 Maerne di Martellago (Ve)	
PROGETTAZIONE IDRAULICA		ing. Alfredo Favero studio di ingegneria cell. +39 338 6121663 ingalfredofavero@libero.it
	Via Luigi Sturzo 11/1 30037 Scorzè (VE)	

N. COMMESSA 341	ELABORATO Relazione di Compatibilità Idraulica	FILE 0341EREL010
TIPOLOGIA DI COMMESSA I		R.01
CODICE COMMITTENTE 08	PRODOTTO DA Studio ing. Alfredo Favero	CODICE SUBFORNITORE -

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	12/06/17	rev.01 - integrazione al deposito	N.B.	ing. A. Favero	ing. A. Favero

Mod. IST10/08 - Cantiglio - Rev. 00

COPYRIGHT Studio Ing. Alfredo Favero TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI A NORMA DI LEGGE

REGIONE del VENETO
PROVINCIA DI VENEZIA

COMUNE DI MARTELLAGO

PIANO DI LOTTIZZAZIONE “TERESA CASATI” IN LOCALITA’ OLMO DI MARTELLAGO

RELAZIONE DI COMPATIBILITA’ IDRAULICA

INDICE

1	PREMESSE	6
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	7
3	QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO.....	9
3.1	D.G.R. n. 1322 del 10.05.2006 e successive integrazioni.....	9
4	LA CRITICITA’ IDRAULICA N.RO 5 – Via Matteotti	11
5	INQUADRAMENTO METODOLOGICO	12
6	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	13
7	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	15
8	I RILIEVI TOPOGRAFICI.....	16
9	ANALISI IDROLOGICA	18
9.1	I pluviogrammi di progetto	20
10	IL MODELLO IDROLOGICO-IDRAULICO	21
11	I RISULTATI DEL MODELLO IDROLOGICO-IDRAULICO	22
11.1	Aspetti idrologici.....	22
11.2	Aspetti idraulici	24
11.3	Gli interventi di primo stralcio per la risoluzione della criticità idraulica	25
11.1	Assetto idraulico della rete minore con la realizzazione degli interventi	29
11.1.1	Risultati del modello idraulico a seguito degli interventi di canal-jet.....	29
11.1.1	Risultati del modello idraulico a seguito degli interventi previsti sulla rete minore.....	30
11.2	Sintesi dei risultati ottenuti.....	33
12	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI FUTURA URBANIZZAZIONE PREVISTI ALL’INTERNO DEL PDL “TERESA CASATI”	34
13	APPLICAZIONE DEL MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI E CALCOLO DEL VOLUME DA INVASARE PER LE OPERE DI PROGETTO.....	36
13.1	Classificazione del suolo secondo lo stato attuale e secondo lo stato di progetto	36

13.2	Analisi secondo lo stato attuale.....	37
13.3	Analisi secondo lo stato futuro.....	37
5.3.1	Analisi degli effetti delle opere di progetto.....	39
5.3.2	Linee guida per il dimensionamento dei volumi di invaso	40
5.3.3	Verifica dell’invoso con il metodo cinematico o razionale.....	41
13.1	Riepilogo dei risultati ottenuti e scelta del volue di invaso da adottare.....	42
14	IL VOLUME COMPENSATIVO DA GARANTIRE PER IL RIALZO DEL PIANO CAMPAGNA.....	42
15	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI RACCOLTA, TRASPORTO E INVASO DELLE ACQUE METEORICHE.....	43
15.1	dimensionamento delLe opere in linea e laminazione	43
15.2	Dimensionamento del manufatto di controllo.....	44
16	PRESCRIZIONI GENERALI E NORME PROGETTUALI	47
16.1	Metodologie costruttive	47
17	CONCLUSIONI.....	48
18	APPENDICE 1: DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO SWMM.....	49
18.1	Generalità	49
18.2	Descrizione matematica del modello di calcolo (Dynamic Wave Routing)	51
5.3.4	Equazioni Generali	51
5.3.5	Soluzione generica per le condotte.....	53
5.3.6	Calcolo delle caratteristiche medie delle condotte	54
5.3.7	Calcolo dell’area di superficie.....	55
5.3.8	Condizioni di sovraccarico	55
5.3.9	Condizioni normali di flusso	56
5.3.10	Pompe, luci di fondo e chiuse	57
19	APPENDICE 2: IL MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI.....	58
19.1	Descrizione del processo fisico di formazione dei deflussi	58
19.2	Meccanismo di generazione dei deflussi superficiali.....	58
19.3	Formulazione del modello matematico	59
20	APPENDICE 3: IL MODELLO DI CALCOLO	62
21	APPENDICE 4: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	65
21.1	Tombinamento di scarico est DN 1000 mm e canaletta a cielo aperto	65
21.1	Fossato perimetrale a sud della lottizzazione.....	68
21.1	Fossato perimetrale a est della lottizzazione.....	71

21.2	Fossato perimetrale a nord della lottizzazione	72
21.1	Fossato di Via Matteotti.....	73

1 PREMESSE

Il Piano di Lottizzazione denominato “*Teresa Casati*”, situato in località Olmo (frazione del Comune di Martellago, nella provincia di Venezia), prevede la realizzazione di dieci lotti, all’interno di un’area complessiva di 2,11 ha, che allo stato attuale si presenta come prato incolto, compresa tra via Matteotti (a nord) e via Teresa Casati a sud.

L’area di intervento ricade all’interno della Criticità idraulica n.ro 5 individuata dal Piano delle Acque del Comune di Martellago. Ai fini della sostenibilità dell’intervento di nuova urbanizzazione nel Giugno del 2015 lo scrivente ha redatto uno studio idraulico finalizzato a definire gli interventi necessari alla risoluzione della criticità idraulica ed al fine di garantire il corretto inserimento del Piano di Lottizzazione nell’area a rischio idraulico. Tale studio, a cui si rimanda per maggiori approfondimenti, ha ottenuto, sotto l’aspetto tecnico, parere positivo del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive.

Nell’area suddetta con l’insediamento delle nuove infrastrutture civili (superfici impermeabili, quali, strade e nuovi fabbricati) verranno modificati gli attuali meccanismi di trasformazione e smaltimento delle acque meteoriche. La presente relazione ha pertanto lo scopo di dimensionare i sistemi di smaltimento delle acque bianche, al fine di garantire l’evacuazione delle stesse in caso di eventi meteorici particolarmente intensi e di mantenere invariata la portata convogliata al corpo idrico ricettore, rispetto allo stato di fatto. Tali sistemi di smaltimento consisteranno in manufatti di controllo delle portate, quali luci di fondo tarate e stramazzi, nonché in opere che garantiscano idonei volumi d’invaso.

Gli interventi previsti dalla nuova urbanizzazione generano pertanto delle modificazioni nell’assetto idrologico ed idraulico del territorio che devono essere adeguatamente valutate.

A tal fine, la presente Relazione tratterà:

1. gli interventi, di primo stralcio, da attuare sulla rete idrografica minore secondo quanto individuato nello studio succitato per la risoluzione della criticità idraulica – tali interventi fanno riferimento alle opere che gravitano attorno all’area di nuova urbanizzazione;
2. l’analisi dal punto di vista idrologico ed idraulico, delle variazioni apportate alle superficie in esame, fornendo delle prescrizioni finalizzate alla costituzione di un nuovo assetto idrologico ed idraulico che non modifichi le attuali risposte dei bacini agli eventi meteorici e ove possibile le migliori con un maggior contenimento delle portate generate.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'ambito di intervento in questione si localizza in località Olmo, lungo via Giacomo Matteotti nel Comune di Martellago. Allo stato attuale l'ambito di richiesta di edificazione/urbanizzazione si presenta a verde.

L'area è delimitata a nord da via Matteotti, a sud dalla lottizzazione C2.4 Olmo "Corte dei Fiori", a est da una rea urbana e a ovest da un area agricola.

Nelle figure seguenti si riportano una ripresa aerea e l'inserimento su PRG dell'ambito di intervento.



Figura 1 : Ripresa aerea della località Olmo con indicato in viola l'ambito di intervento.



Figura 2 : Inquadramento dell'area di intervento all'interno del Piano Regolatore Generale.

3 QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

3.1 D.G.R. N. 1322 DEL 10.05.2006 E SUCCESSIVE INTEGRAZIONI

La normativa a cui si riferisce la presente Valutazione è fornita dalla recente D.G.R. N. 1322 del 10.05.2006. Di seguito se ne riporta un estratto.

“Con deliberazione n. 3637 del 13.12.2002 la Giunta Regionale ha fornito gli indirizzi operativi e le linee guida per la verifica della compatibilità idraulica delle previsioni urbanistiche con la realtà idrografica e le caratteristiche idrologiche ed ambientali del territorio.

Con tale provvedimento è stato previsto che l’approvazione di un nuovo strumento urbanistico, ovvero di varianti a quello vigente, sia subordinata al parere della competente autorità idraulica su un apposito studio di compatibilità idraulica. Tale studio, al fine di evitare l’aggravio delle condizioni del regime idraulico, deve prevedere la realizzazione di idonee misure che abbiano funzioni compensative dell’alterazione provocata dalle nuove previsioni urbanistiche, nonché di verificare l’assenza di interferenze con i fenomeni di degrado idraulico e geologico indagati dai Piani per l’Assetto Idrogeologico (PAI) predisposti dalle competenti Autorità di Bacino.

In sede di applicazione della DGR citata si è appalesata la necessità che siano fornite ulteriori indicazioni per ottimizzare la procedura finalizzata ad assicurare un adeguato livello di sicurezza del territorio.

(...)

L’entrata in vigore della L.R. 23.04.2004 n. 11, nuova disciplina regionale per il governo del territorio, ha infatti modificato sensibilmente l’approccio per la pianificazione urbanistica talché si è evidenziata la necessità che anche la valutazione di compatibilità idraulica venga adeguata alle nuove procedure.

Contestualmente, il sistema organizzativo regionale sulla rete idraulica superficiale ha mutato assetto con l’istituzione nell’ambito regionale dei Distretti Idrografici di Bacino le cui competenze sono esercitate sull’intero bacino idrografico, superando i limiti dei circondari idraulici di ciascun Genio Civile.

D’altro canto anche il cosiddetto “sistema delle competenze” è andato modificandosi con l’affidamento della gestione della “rete idraulica minore” in delegazione amministrativa ai Consorzi di Bonifica, attivata con DGR 3260/2002 ed attualmente pienamente operativa.

Va inoltre ricordato che con deliberazione n. 4453 del 29 dicembre 2004 la Giunta Regionale ha adottato il Piano di Tutela delle Acque, di cui all’art. 44 del D.Lgs. 11.05.1999 n. 152, con il quale la procedura di “Valutazione di compatibilità idraulica” deve essere coerente.

E’ certamente maturata in questi anni la consapevolezza che l’azione antropica ha contribuito ad accrescere il rischio idraulico, influenzando negativamente sui processi di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi nei corpi idrici, modificando la natura del regime idrologico ed incrementando sensibilmente i contributi specifici dei terreni.

L’esperienza acquisita in questo periodo di applicazione dai soggetti istituzionalmente preposti ha peraltro evidenziato la necessità di garantire omogeneità di approccio agli studi di compatibilità idraulica. Questi si concretizzano sostanzialmente in elaborazioni idrologiche ed idrauliche finalizzate a definire progettualmente gli interventi che hanno funzione compensativa per

garantire l'”invarianza idraulica”, laddove il principio di invarianza idraulica delle trasformazioni del territorio viene così definito: "Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa."

Tali elaborazioni possono essere supportate da indagini di tipo idrogeologico qualora le caratteristiche dei terreni possano essere significative ai fini del principio sovraesposto.

Proprio per aggiornare le modalità operative al nuovo assetto nel frattempo intervenuto e per aggiornare i contenuti e le procedure anche sulla base dell'esperienza maturata si rende necessario ridefinire le “Modalità operative e indicazioni tecniche” relative alla “Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici” riportate nell'allegato al presente provvedimento, di cui costituiscono parte integrante, che sostituiscono la precedente versione allegata alla DGR 3637/2002.”

La Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1322 del 10.05.2006, è stata successivamente integrata con la Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1841 del 19.06.2007 e n. 2948 del 6 Ottobre 2009, a modifica di quanto precedentemente stabilito, ed ha fornito un aggiornamento dei contenuti relativi alle modalità di valutazione della compatibilità idraulica degli interventi, subordinando quest'ultima al parere della competente autorità idraulica.

In seguito all'evento alluvionale del Settembre 2007, con O.P.C.M. n.3621 del 18.10.2007 avente per oggetto “Interventi urgenti di protezione civile diretti a fronteggiare i danni conseguenti gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto nel giorno 26 settembre 2007” è stato nominato Commissario Delegato che ha il compito di provvedere “alla pianificazione di azioni ed interventi di mitigazione del rischio conseguente all'inadeguatezza dei sistemi preposti all'allontanamento e allo scolo delle acque superficiali in eccesso, al fine della riduzione definitiva degli effetti dei fenomeni alluvionali ed in coerenza con gli altri progetti di regimazione delle acque, predisposti per la tutela e la salvaguardia della terraferma veneziana, nel territorio provinciale di Venezia e negli altri territori comunali del Bacino Scolante in Laguna individuati dal “Piano direttore 2000”.

Nell'ambito della propria attività, il Commissario Delegato, con la collaborazione degli enti preposti alla gestione delle acque superficiali (Comuni e Consorzi di Bonifica), ha emanato una serie di Ordinanze (Ordinanze n. 2 e 3 del 22 gennaio 2008 e Ordinanza n.ro 6 del 05 marzo 2008) che impongono la redazione di relazioni di compatibilità idraulica a tutti gli interventi edificatori che comportano un'impermeabilizzazione superiore a mq 200; quindi ponendo un

limite maggiormente restrittivo di quello della norma Regionale. Il comune di Vigonza non rientra nell'elenco dei comuni sottoposti alle ordinanze.

4 LA CRITICITA' IDRAULICA N.RO 5 – VIA MATTEOTTI

La criticità idraulica che insiste nel territorio in esame è relativa alla difficoltà di deflusso del fossato di via Matteotti verso via Olmo causato soprattutto da un cattivo stato di manutenzione e dalle difficoltà di scarico nel tombinamento verso via Olmo. I problemi igienico-sanitari risultano in fase di risoluzione con la costruzione delle rete di acque nere.

Si riporta di seguito un estratto della scheda della criticità idraulica allegata al Piano delle Acque Comunale.

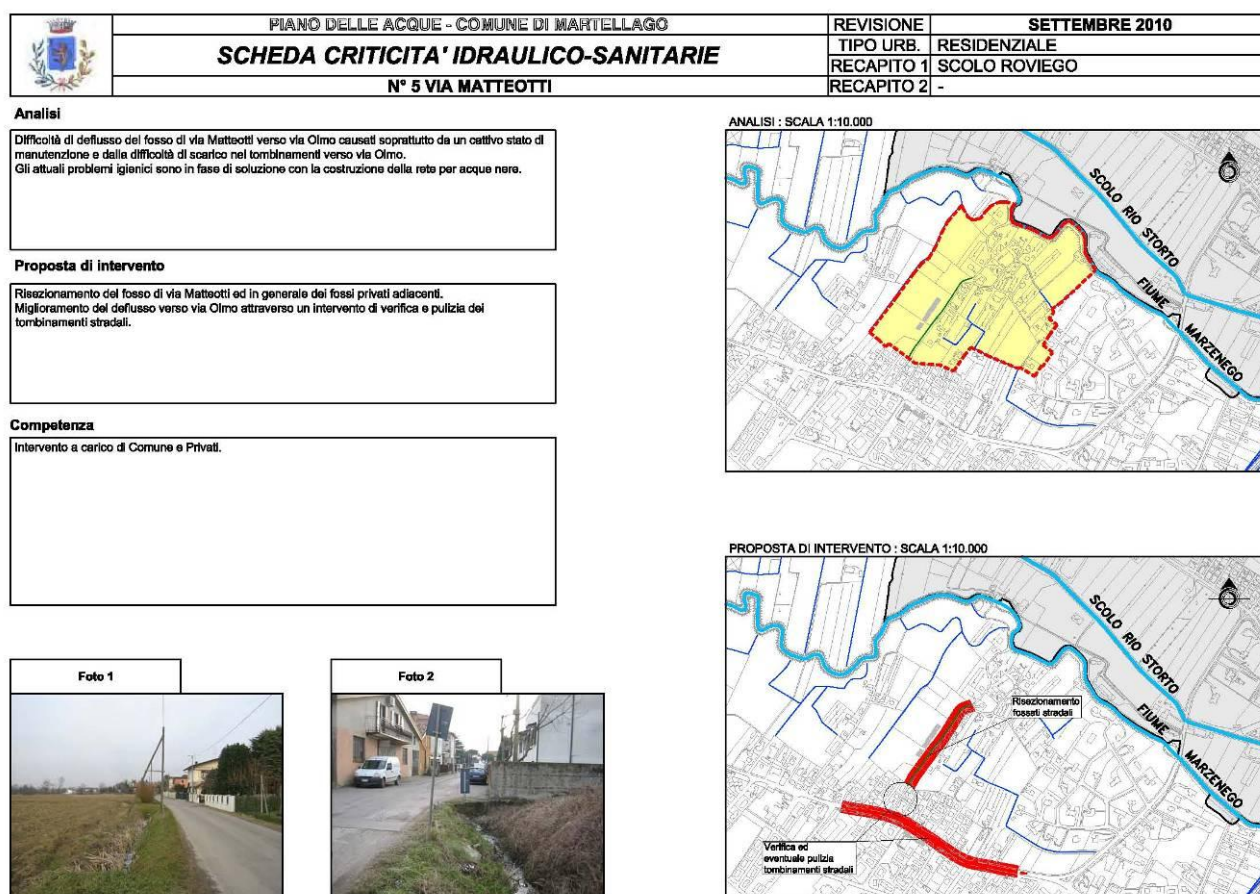


Figura 3 : Estratto della Scheda di Criticità Idraulica di via Matteotti.

L'ambito di intervento si inserisce nella porzione nord-est dell'area a rischio idraulico che ha come recapito un tombinamento DN 1000 mm che trasporta le acque meteoriche in direzione sud.

5 INQUADRAMENTO METODOLOGICO

La presente Compatibilità Idraulica è stata strutturata secondo le seguenti fasi distinte.

Interventi di primo stralcio di risoluzione della criticità idraulica:

1. Indagini preliminari accompagnati da rilievi topografici al fine di definire la geometria dei fossati e dei tombinamenti esistenti;
2. Analisi idrologica e calcolo degli idrogrammi di piena per $Tr=50$ anni al variare del tempo di pioggia ed individuazione del tempo di precipitazione critico;
3. Analisi idraulica per la verifica dell'assetto idraulico dei fossati, dei collettori e dei ricettori finali nell'area in cui si inseriscono gli ambiti di intervento secondo lo stato di fatto;
4. Individuazione degli interventi di risoluzione della criticità;
5. Analisi idraulica per la verifica dell'assetto idraulico della rete con l'attuazione degli interventi previsti.

Interventi finalizzati all'invarianza idraulica del nuovo ambito di intervento "PDL Teresa Casati":

Il progetto di "Piano di Lottizzazione Teresa Casati" comporta una modifica morfologica del territorio per la realizzazione di nuove infrastrutture stradali, lotti edificabili e riqualifica dell'ambito pubblico esistente.

Per l'area soggetta a nuova urbanizzazione, lo studio in oggetto comporterà:

1. una analisi idrologica del bacino di interesse finalizzata a ricavare lo ietogramma di progetto;
2. un'analisi idraulica dello stesso allo stato attuale ed una nella sua nuova configurazione al fine di determinare le portate scolate dal bacino in esame ed i volumi d'invaso ove necessario;
3. in base ai risultati forniti dall'analisi idraulica, definizione e prescrizione delle misure da attuare per la preservazione del territorio.

Tali misure saranno indirizzate alla costituzione di un assetto idrologico ed idraulico dell'area di interesse che non modifichi le attuali risposte agli eventi meteorici, ma anzi le migliori con un maggior contenimento delle portate rilasciate.

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Ci troviamo in una zona di transizione fra ambienti deposizionali, caratterizzata da una alternanza di livelli limoso-argillosi e sabbioso-limosi riscontrabile nelle indagini eseguite e di seguito riportate.

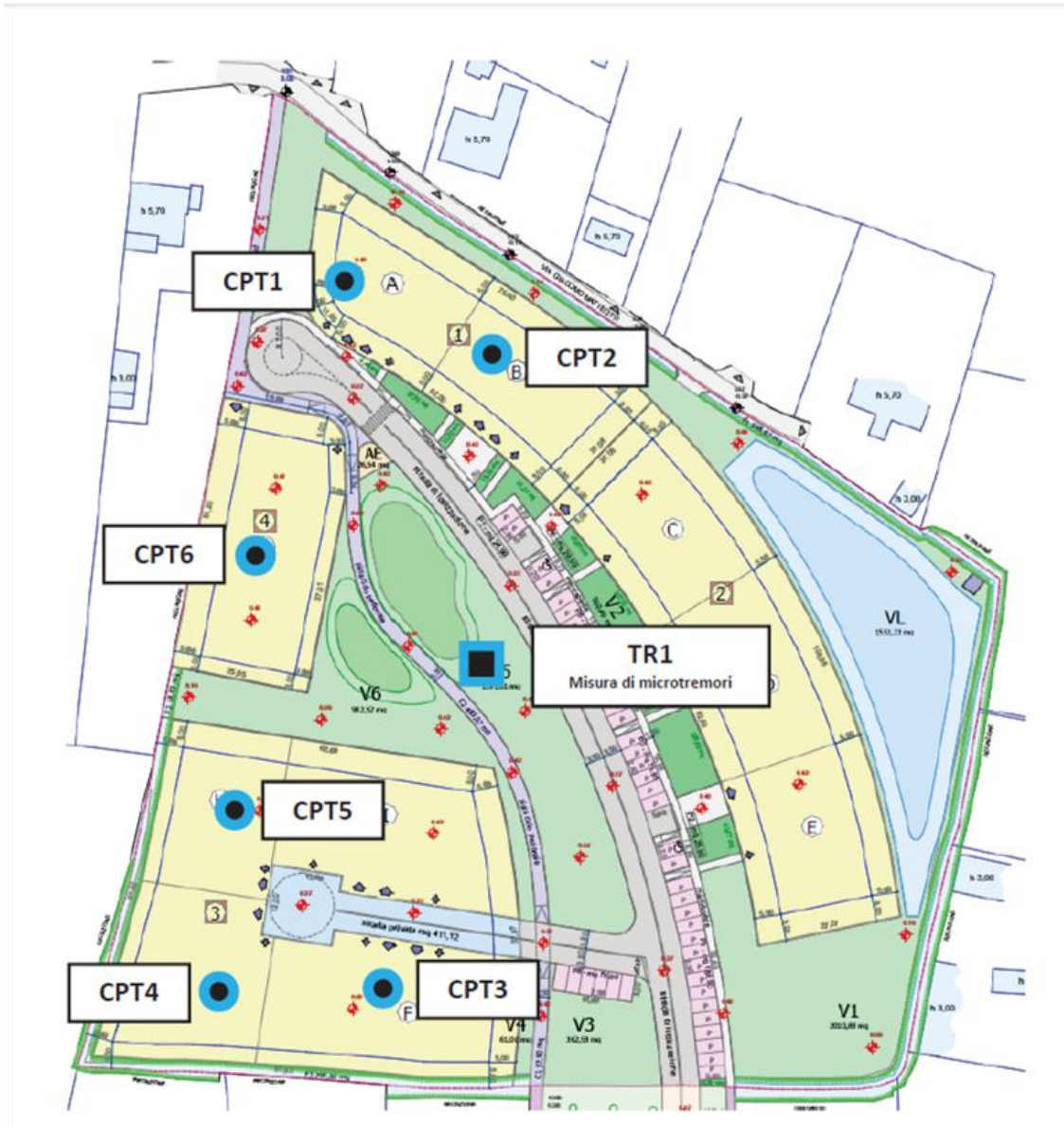


Figura 4 : Planimetria di progetto con l'ubicazione dei sondaggi eseguiti.

CPT1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]
0,0 – 4,4	Limi sabbiosi	31,9	–
4,4 – 10,8	Limi argillosi e argille limose	–	90
10,8 – 15,0	Sabbie e sabbie limose	34,2	–

Tabella 2 – Parametri geotecnici medi CPT1

CPT2

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]
0,0 – 4,0	Limi sabbiosi	30,6	–
4,0 – 11,2	Limi argillosi e argille limose	–	74
11,2 – 15,0	Sabbie e sabbie limose	34,0	–

Tabella 3 – Parametri geotecnici medi CPT2

CPT3

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]
0,0 – 3,8	Limi sabbiosi	30,9	–
3,8 – 8,6	Limi argillosi e argille limose	–	72
8,6 – 15,0	Sabbie e sabbie limose	31,9	–

Tabella 4 – Parametri geotecnici medi CPT3

CPT4

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]
0,0 – 3,8	Limi sabbiosi	29,7	–
3,8 – 8,6	Limi argillosi e argille limose	–	75
8,6 – 15,0	Sabbie e sabbie limose	31,9	–

Tabella 5 – Parametri geotecnici medi CPT4

CPT5

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]
0,0 – 3,8	Limi sabbiosi	30,8	–
3,8 – 8,8	Limi argillosi e argille limose	–	81
8,8 – 15,0	Sabbie e sabbie limose	33,5	–

Tabella 6 – Parametri geotecnici medi CPT5

CPT6

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]
0,0 – 2,8	Limi sabbiosi	29,6	–
2,8 – 3,4	Sabbie e sabbie limose	34,8	–
3,4 – 9,4	Limi argillosi e argille limose	–	79
9,4 – 15,0	Sabbie e sabbie limose	32,4	–

Tabella 7 – Parametri geotecnici medi CPT6

7 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico la variabilità litologica del sottosuolo in senso verticale che orizzontale non permette l'esistenza di un unico orizzonte acquifero sotterraneo. L'acquifero indifferenziato dell'alta pianura evolve in un sistema multi-falda artesiano con la presenza di una modesta falda freatica.

Il sistema delle falde freatiche superficiali viene alimentato dall'acquifero indifferenziato dell'Alta Pianura, dall'apporto dei corsi d'acqua, delle infiltrazioni dovute alle precipitazioni e dalle irrigazioni. La superficie freatica è libera, ossia in equilibrio con la pressione atmosferica in corrispondenza delle zone più permeabili (dossi sabbiosi principali), nella restante parte del territorio essa presenta una più o meno accentuata pressione e, quindi, risalienza, soprattutto dove la litologia di superficie è prevalentemente argillosa. La soggiacenza si attesta tendenzialmente a profondità inferiori a 2 metri dal piano campagna.

8 I RILIEVI TOPOGRAFICI

Al fine di procedere alle verifiche mediante implementazione di un modello idraulico è stato eseguito un rilievo topografico come riportato nella figura seguente e nella tavola grafica allegata al presente studio.

Per maggiori dettagli si rimanda ai contenuti della Documentazione Fotografica riportata in Appendice n.ro 4.



Figura 5 : Estratto cartografico con il rilievo seguito.

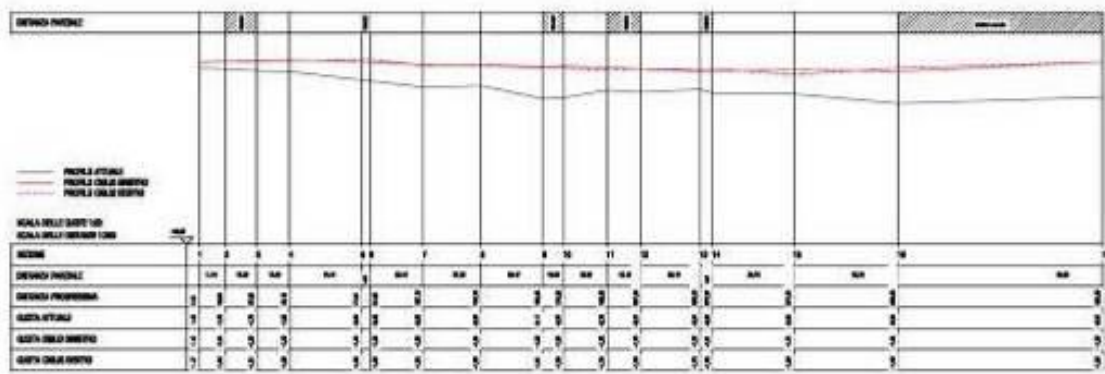


Figura 6 : Profilo fossato-tombinamento di via Matteotti.

Il profilo altimetrico del fossato di via Matteotti si presenta con andamento altimetrico variabile da -1.7 m a -2.9 m in corrispondenza del tombinamento di via Matteotti. Il tombinamento di recapito (ostruito dal 50% al 75%) si presenta in contropendenza con quote di scorrimento variabili da -3.34 m a -3.04 m.

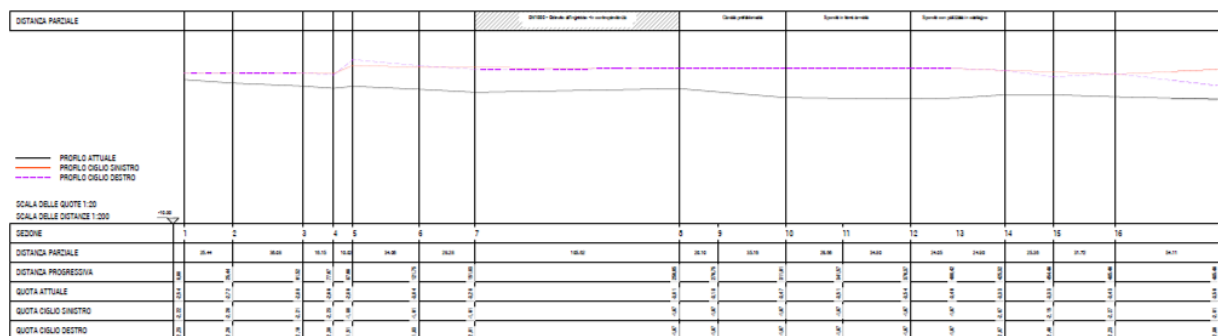


Figura 7 : Profilo fossato-tombinamento ambito est.

Il profilo altimetrico dell'ambito est presenta quote altimetriche di fondo variabili da -2.54 m a -3.6 m in corrispondenza del tombinamento di recapito lungo via Olmo. Il fossato che corre lungo il perimetro sud dell'area di intervento scarica su un collettore DN 1000 mm, ostruito dal 50% al 75%, posato in contropendenza con quote di scorrimento variabili da -3.20 m a nord e -3.01 m a sud.

9 ANALISI IDROLOGICA

Per lo studio idrologico idraulico in oggetto, supportati dall'utilizzo degli strumenti di simulazione matematica, è necessario determinare una formulazione probabilistica da associare al fenomeno della precipitazione.

A tal proposito il Commissario per l'Emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre 2007, ha fatto predisporre degli appositi studi finalizzati alla interconnessione di tali formulazioni probabilistiche.

Facendo riferimento ad esse ed assumendo per il dimensionamento delle opere di mitigazione un tempo di ritorno di 50 anni, gli studi propongono la seguente curva di possibilità pluviometrica:

$$h = \frac{a}{(t + b)^c} t = \frac{32.7}{(t + 11.6)^{0.790}} t; \text{ (con } t \text{ in minuti)}$$

Tale equazione fornisce l'altezza di precipitazione che può essere uguagliata o superata per precipitazioni di durata "t" mediamente una volta ogni 50 anni.

Si riporta nella tabella seguente i parametri della curva segnalatrice a tre parametri:

T	a	b	c
2	17.6	8.7	0.819
5	23.1	9.8	0.816
10	26.5	10.4	0.81
20	29.4	10.9	0.802
30	30.9	11.3	0.797
50	32.7	11.6	0.79
100	34.9	12.2	0.781
200	36.9	12.7	0.771

Tabella 1 : Parametri della curva segnalatrice a tre parametri.

Curve segnalatrici a 3 parametri

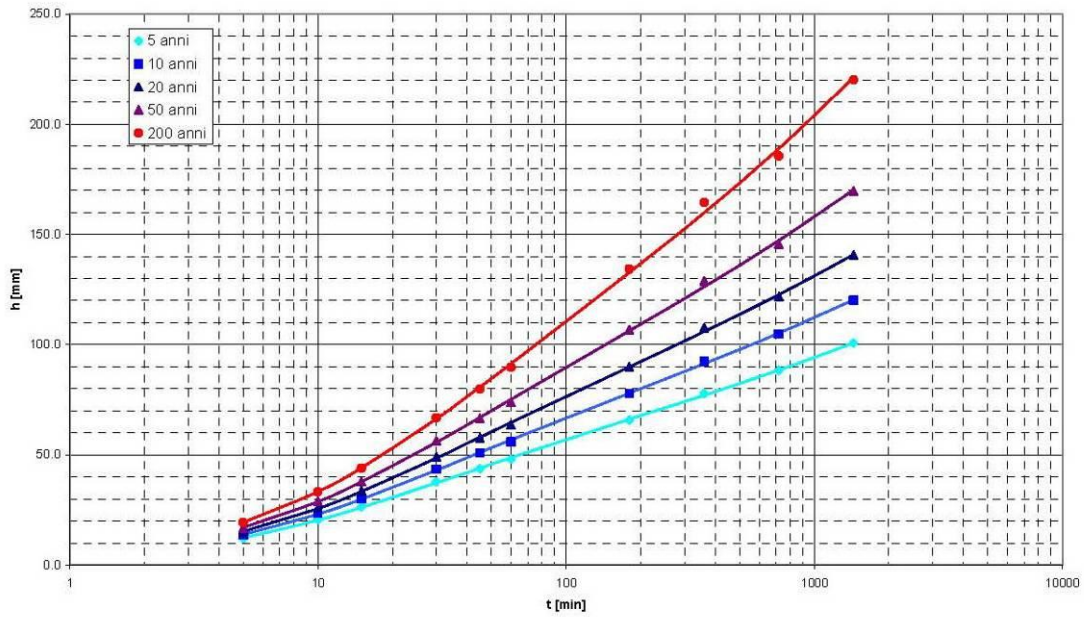


Figura 8 : Rappresentazione grafica della Curva di possibilità pluviometrica.

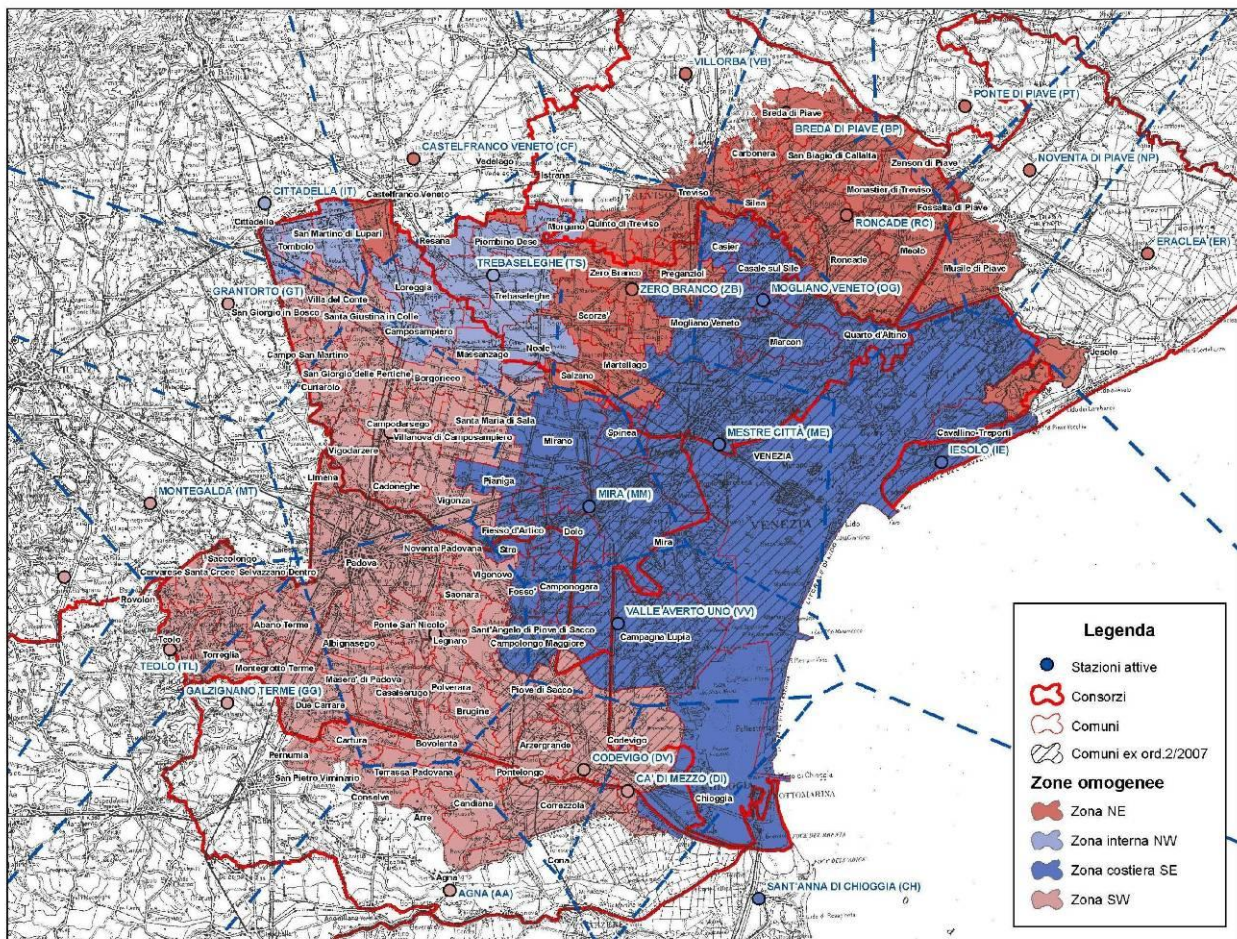


Figura 9 : Individuazione della zona omogenee interessata dalla studio in oggetto (Zona Costiera SE).

9.1 I PLUVIOGRAMMI DI PROGETTO

Le verifiche e i dimensionamenti sono stati condotti assumendo eventi con tempo di ritorno di 50 anni ed al variare del Tempo di precipitazione. Si riassumono nella tabella seguente i parametri utilizzati.

T (min)	h (mm)	J (mm/ora)
45	60.68	80.90
60	67.19	67.19
120	83.08	41.54
180	92.62	30.87

Tabella 2 : I pluviogrammi di progetto.

10 IL MODELLO IDROLOGICO-IDRAULICO

Attraverso il modulo idrologico del programma SWMM (Storm Water Management Model) è stato schematizzato il bacino afferente alla rete di bonifica e fognaria in esame suddividendo in sottobacini i contributi provenienti dalla viabilità, dalle zone residenziali e dagli ambiti agricoli. Per la descrizione del modello si rimanda ai contenuti dell'Appendice n.ro 1.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati si è verificato il bacino sotteso e implementato il modello idrologico, suddiviso in sottobacini, come riportato nella Figura seguente.

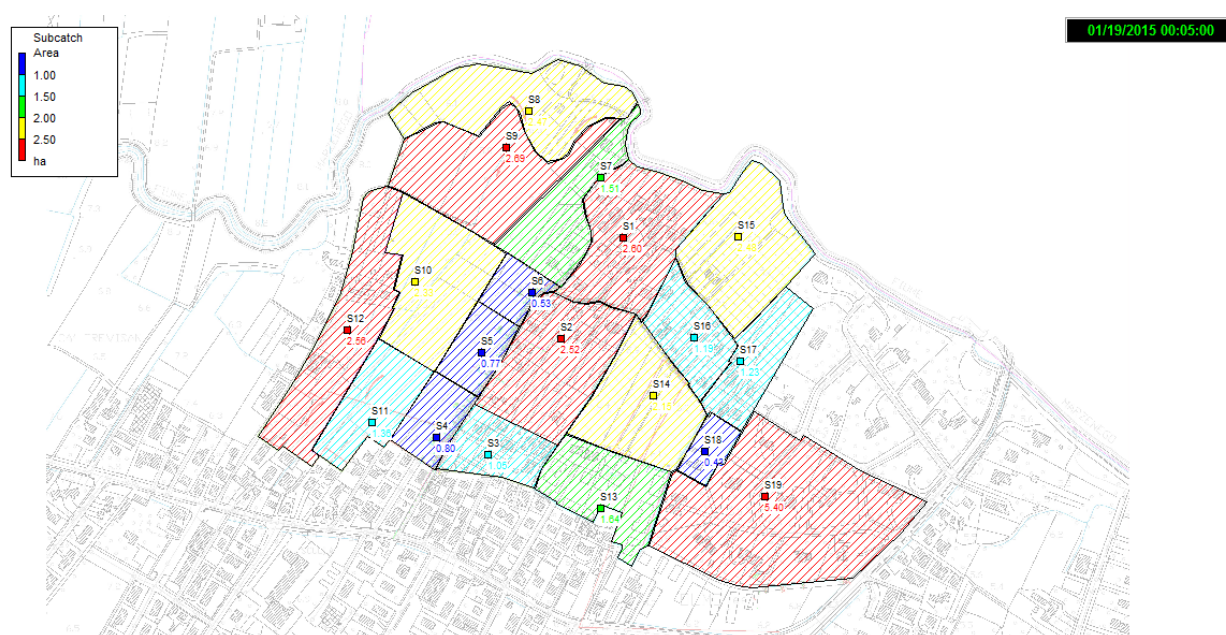


Figura 10 : Estratto del modello idrologico – idraulico con la schematizzazione dei sottobacini e la superficie interessata.

Per le verifiche idrauliche è stata schematizzata la rete di drenaggio sulla base del rilievo eseguito come riportato nella figura seguente.

Per l'area ovest, afferente al fossato di via Matteotti, si è assunto come sezione di chiusura la fine del tombinamento di via Matteotti (incrocio con via Olmo).

Per l'area est (all'interno della quale ricade l'ambito di intervento) il tombinamento DN 1000 mm e la canaletta a cielo aperto che si sviluppa fino alla SP Mestrina.

Ai fini della modellazione, nello stato di fatto, si è considerato il grado di ostruzione dei tombinamenti.

Come condizioni al contorno, nelle sezioni di chiusura del modello si è assunto quale livello cautelativo il livello idrico che si instaura nella rete di valle considerando una quota pari a -1,0 m

rispetto al piano stradale (ovvero livello -2.04 m per l'ambito ovest; livello -2.53 m per l'ambito est).

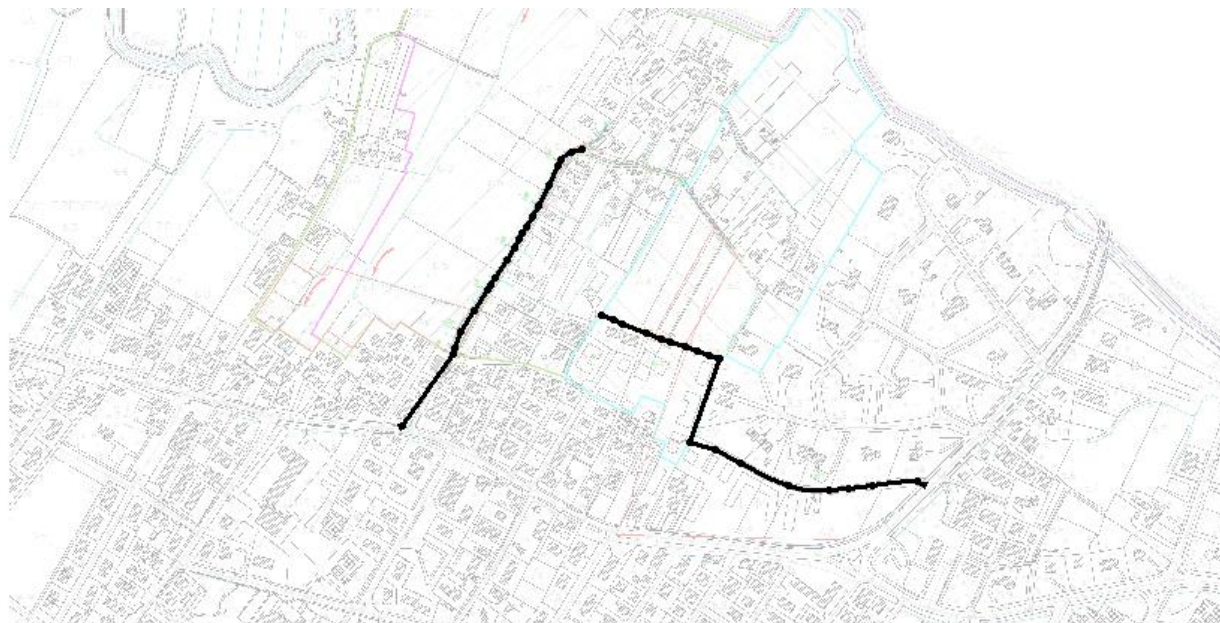


Figura 11 : Estratto del modello idrologico – idraulico con la schematizzino dei fossati e tombinamenti rilevati.

11 I RISULTATI DEL MODELLO IDROLOGICO-IDRAULICO

11.1 ASPETTI IDROLOGICI

Si riporta di seguito una sintesi dei picchi di piena e dei coefficienti udometrici calcolati per il territorio in esame.

In particolare il Bacino n.ro 1 fa riferimento alla sezione di chiusura di via Matteotti, mentre il Bacino n.ro 2 fa riferimento alla sezione di chiusura in corrispondenza del tombinamento DN 1000 mm lungo via Olmo.

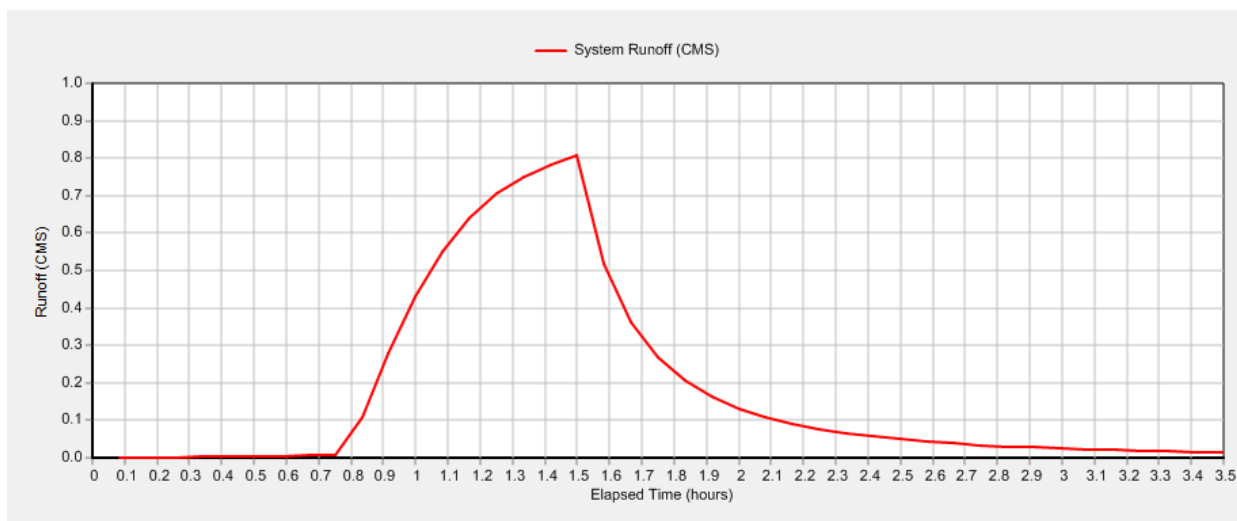


Figura 12 : Idrogramma di piena in ingresso alla rete modellata.

11.2 ASPETTI IDRAULICI

Si riportano di seguito i risultati del modello idraulico, con riferimento alla precipitazione critica di 45 min, con evidenza delle criticità riscontrate allo stato attuale e l'assetto idraulico con l'attuazione degli interventi di mitigazione idraulica.

STATO DI FATTO

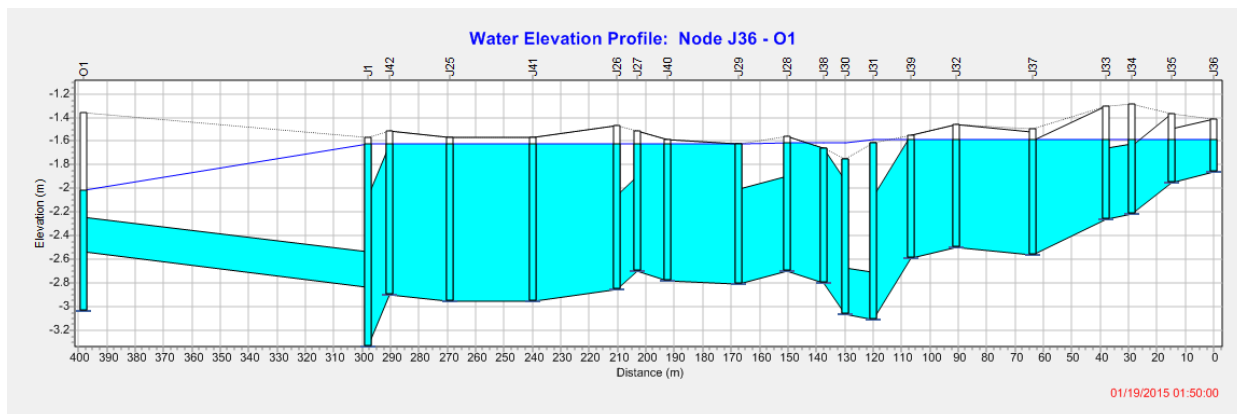


Figura 13 : Profilo di via Matteotti.

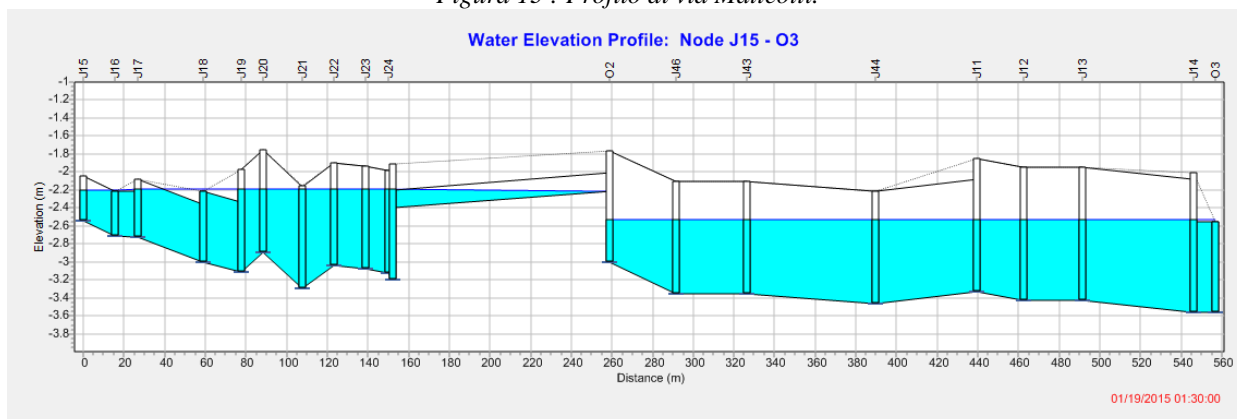


Figura 14 : Profilo fossato ovest-sud -tombinamento ambito PDL "Teresa Casati"

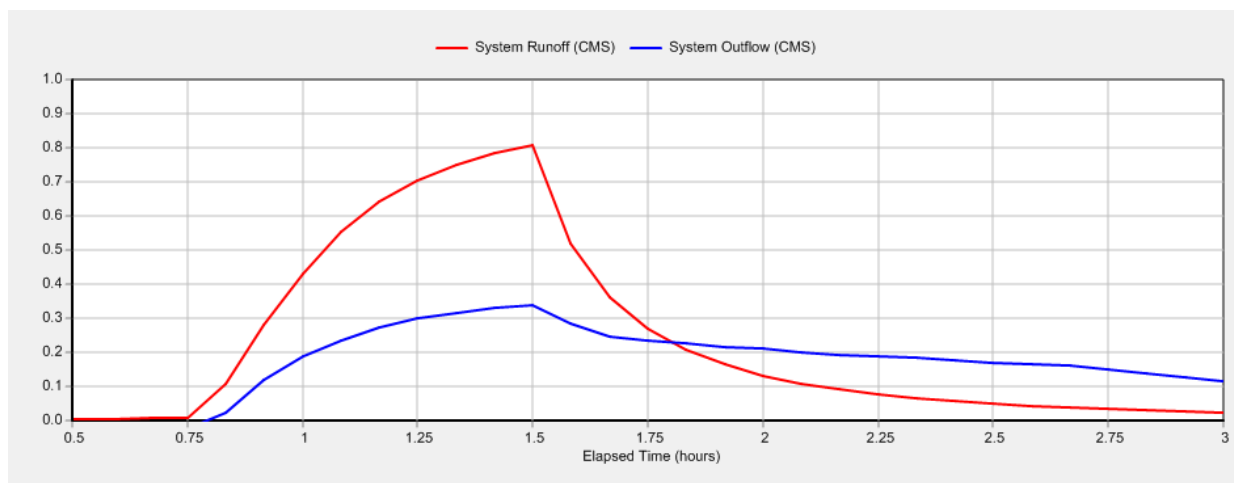


Figura 15 : Confronto tra l'idrogramma in ingresso e l'idrogramma in uscita.

Allo stato attuale si evidenzia come, conseguentemente all'ostruzione dei tombinamenti, alla loro posa in contropendenza, ed alle difficoltà di deflusso i fossati risultino in stato di sofferenza idraulica (in particolar modo il fossato di via Matteotti) o al limite della loro capacità di portata (fossato di recapito ambito est) con conseguente rischio di esondazione delle aree perimetrali direttamente afferenti.

11.3 GLI INTERVENTI DI PRIMO STRALCIO PER LA RISOLUZIONE DELLA CRITICITÀ IDRAULICA

Al fine di salvaguardare idraulicamente l'ambito di trasformazione, ed allo stesso tempo migliorare le condizioni idrauliche della rete di drenaggio ricadente nell'area a rischio idraulico si prevedono i seguenti interventi.

1. **Espurgo mediante canal-jet del tombinamento di recapito finale dell'area afferente al collettore di via Matteotti - tubazione DN 800 mm per uno sviluppo di 100 ml;**
2. **Espurgo mediante canal-jet del tombinamento di recapito finale dell'area in esame – tubazione DN 1000 mm per uno sviluppo di 105 ml;**
3. **Risezionamento del fossato lungo il perimetro ovest e sud dell'ambito di intervento PDL Teresa Casati. L'intervento prevede – procedendo da monte verso valle:**
 - a. *Posa di scatolare a sezione rettangolare di dimensioni interne 100x80 cm – sviluppo 125,0 ml;*
 - b. *Posa di un pozzetto di interconnessione, di dimensioni interne 175x175 cmq tra la linea nord e la linea di by-pass proveniente dal fossato di via Matteotti;*

- c. Ri-sezionamento del fossato che corre lungo il lato ovest e sud fino al tombinamento DN 1000 mm oggetto di canal-jet - sviluppo 160 ml, larghezza al fondo 100 cm, sponde con pendenza 3/2;*
 - d. Tombinamento di un tratto del fossato sud per formazione strada di accesso mediante posa di scatolari a sezione rettangolare di dimensioni interne 120x100 cmq.*
- 4. Realizzazione di un nuovo collettore fognario/fossato di gronda lungo il perimetro nord ed est dell'ambito di intervento (attualmente l'area non presenta alcuna infrastruttura fognaria). L'intervento prevede – procedendo da monte verso valle:**
- a. Posa di una tubazione DN 800 mm connessa allo scatolare a sezione rettangolare 100x80 cmq (posato lungo il lato ovest della lottizzazione) – sviluppo 25 ml;*
 - b. Apertura di un nuovo fossato – sviluppo 80 ml, larghezza al fondo 50 cm, sponde con pendenza 1/1;*
 - c. Posa di una tubazione DN 800 mm parallelamente al bacino di laminazione a servizio della nuova lottizzazione – sviluppo 50 ml;*
 - d. Ri-sezionamento del fossato esistente lungo il lato est della lottizzazione– sviluppo 85 ml, larghezza al fondo 80 cm, sponde con pendenza 1/1;*
- 5. Ripristino del collegamento idraulico, mediante posa di tubazione DN 600 mm, lunghezza pari a circa 145,0 ml (100 ml lato di via Matteotti e 45 ml lato PDL Teresa Casati) e risezionamento nel tratto centrale del fossato esistente (lunghezza 80 ml, larghezza d base 50 cm) per garantire lo scarico dello portate in emergenza dell'ambito di via Matteotti verso il fossato est o viceversa.**
- 6. Espurgo del fossato di via Matteotti mediante risezionamento e ripristino dei tratti in frana conseguentemente alle attività agricole spinte fino a ridosso del ciglio fossato;
 - 7. Apertura di nuovo fossato (circa 170,0 ml) e realizzazione di un bacino di laminazione alla confluenza tra fossato e tombinamento DN 800 mm per contenere i livelli di piena nell'area di via Matteotti, viste le difficoltà di deflusso e scarico a valle;
 - 8. Rifacimento del tombinamento DN 400 mm presente lungo via Matteotti con posa di tubazione DN 800 mm;
 - 9. Risezionamento del tratto iniziale del fossato di via Matteotti per uno sviluppo pari a circa 40,0 ml.

Gli interventi compresi tra il punto 1 ed il punto 5 sono oggetto della presente progettazione, mentre gli interventi compresi dal punto 6 al punto 9 verranno attuati con la realizzazione del piano di lottizzazione programmata nell'area verde a ovest di via Matteotti.

Ai fini della lottizzazione PDL Teresa Casati, per consentire il collegamento a sud con la viabilità esistente si prevede il tombinamento del fossato mediante la posa di scatolari in c.a. di dimensioni 120x100 cmq per uno sviluppo di 40,0 ml.

Rimandando all'elaborato grafico per maggiori dettagli si riporta di seguito un estratto planimetrico con gli interventi previsti.

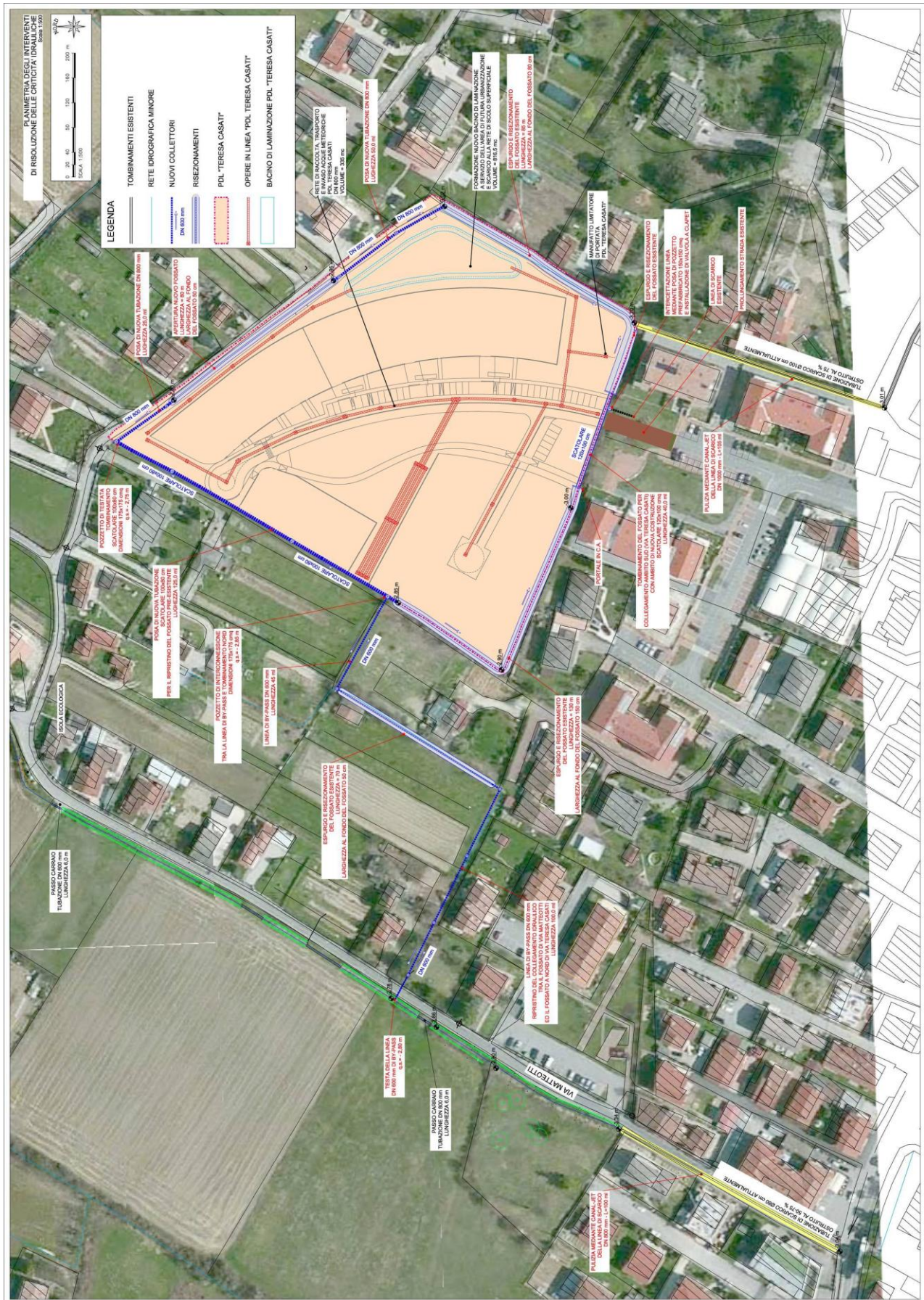


Figura 16 : Planimetria degli interventi di primo stralcio previsti per la risoluzione della criticità idraulica

11.1 ASSETTO IDRAULICO DELLA RETE MINORE CON LA REALIZZAZIONE DEGLI INTERVENTI

11.1.1 RISULTATI DEL MODELLO IDRAULICO A SEGUITO DEGLI INTERVENTI DI CANAL-JET

Si riporta di seguito i profili idraulici dei fossati in esame con l'espurgo dei tombinamenti mediante canal-jet. Rispetto alla simulazione dello stato di fatto lungo via Matteotti migliora l'assetto idraulico con abbassamento dei livelli di piena a monte, ma permane comunque uno stato di sofferenza conseguente alle difficoltà di deflusso del sistema verso la dorsale di via Olmo.

In maniera analoga si osservano le stesse condizioni nel fossato di recapito dell'ambito della lottizzazione in oggetto.

CANAL-JET NELLA CONDOTTA DI VALLE DI VIA MATTEOTTI

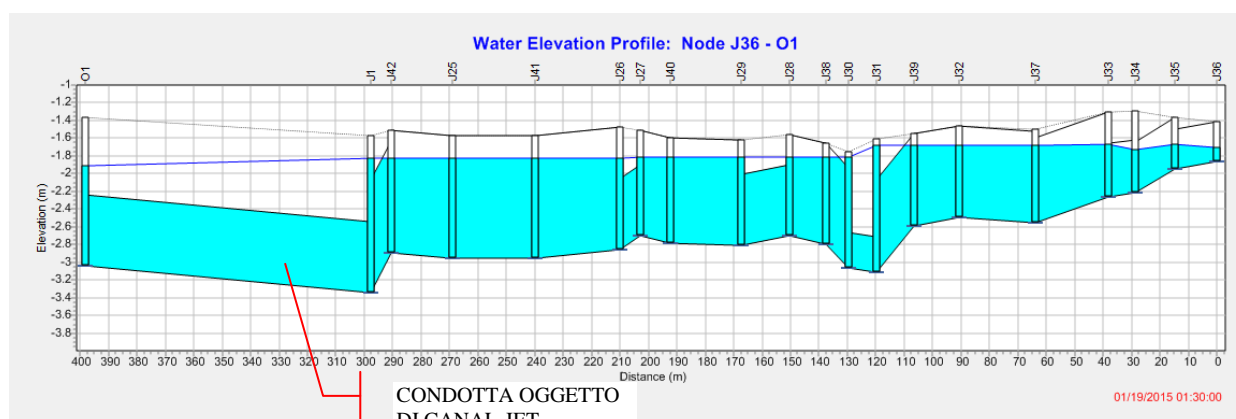


Figura 17 : Canal-jet nella condotta di valle di via Matteotti.

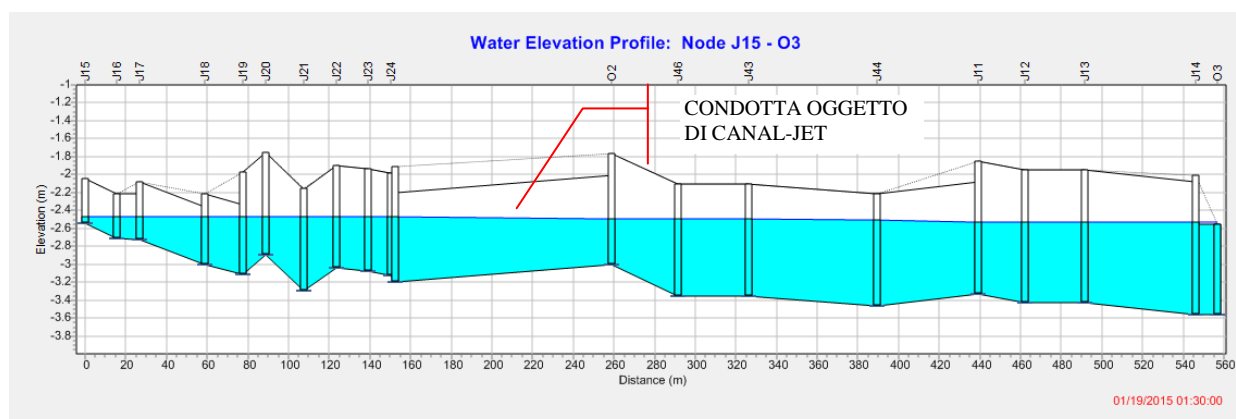


Figura 18: Canal-jet nella condotta recapito ambito est.

11.1.1 RISULTATI DEL MODELLO IDRAULICO A SEGUITO DEGLI INTERVENTI PREVISTI SULLA RETE MINORE

Sulla base degli interventi elencati al paragrafo 11.3 si è dapprima implementato il modello idraulico della rete allo stato attuale inserendo gli interventi di sistemazione e regimazione idraulica previsti nella rete minore.

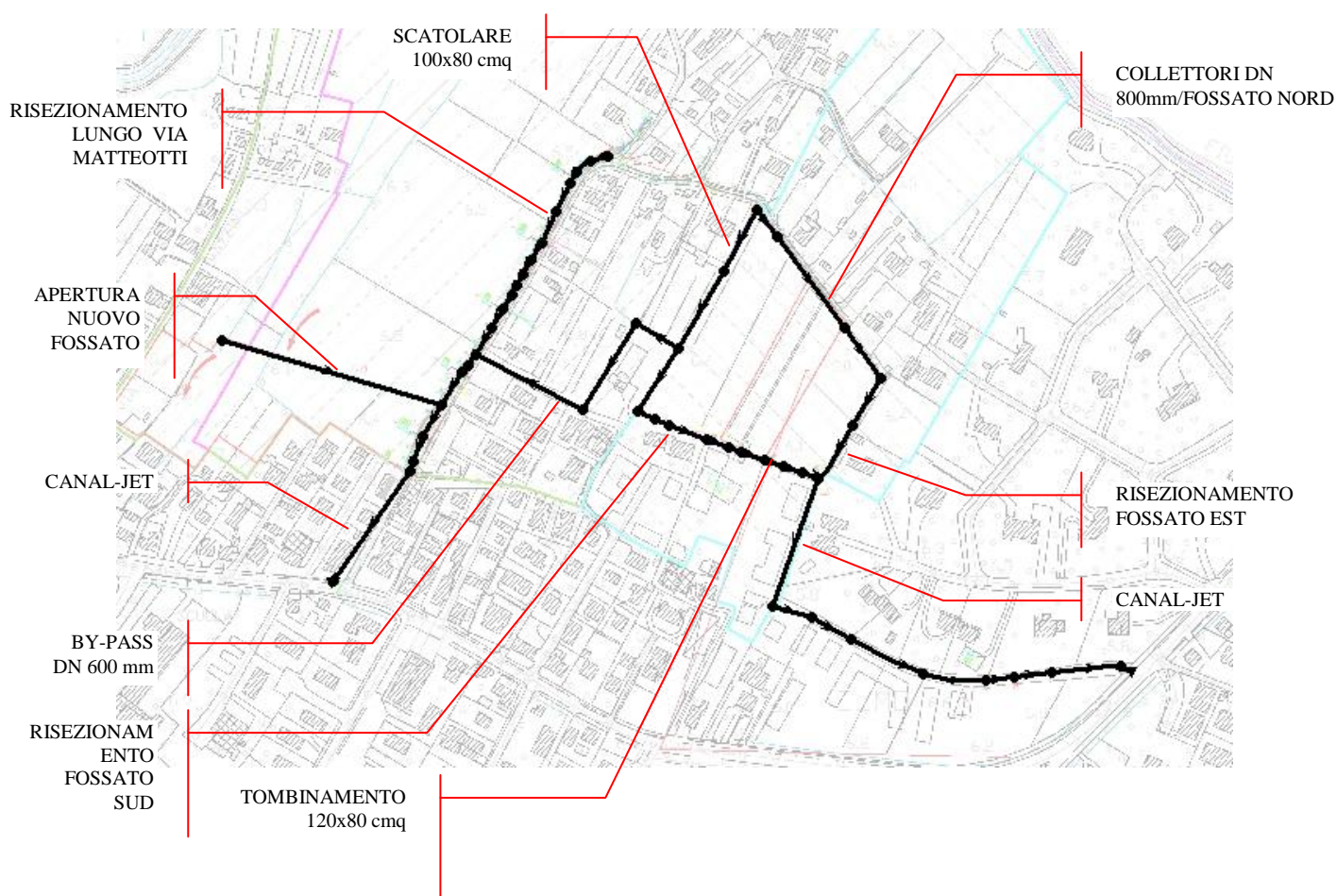


Figura 19 : Estratto del modello idraulico con la schematizzazione degli interventi di progetto.

Si riporta di seguito i profili idraulici della rete con gli interventi di sistemazione riportati nel paragrafo precedente.

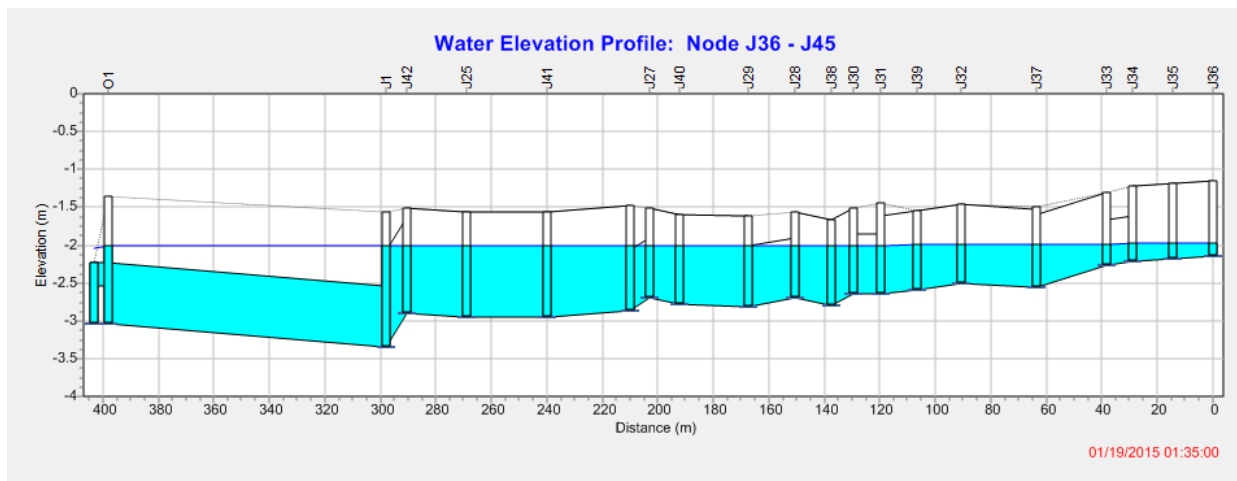


Figura 20 : Profilo idraulico lungo via Matteotti. Livello -2,00 m.

Con la realizzazione delle opere di mitigazione previste si evidenzia come i livelli di piena diminuiscono rimanendo contenuti all'interno della rete con franchi dell'ordine dei 40 cm rispetto alle sommità.

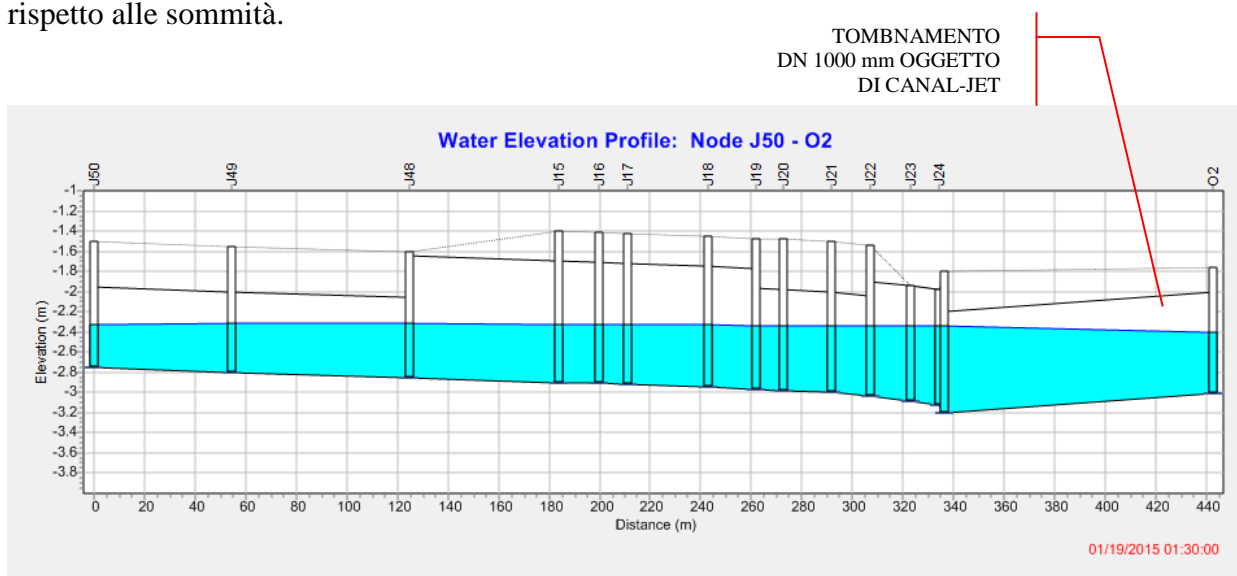


Figura 21: Profilo idraulico del fossato ovest-sud. Livello -2,33 m.

TOMBAMENTO
DN 800 mm

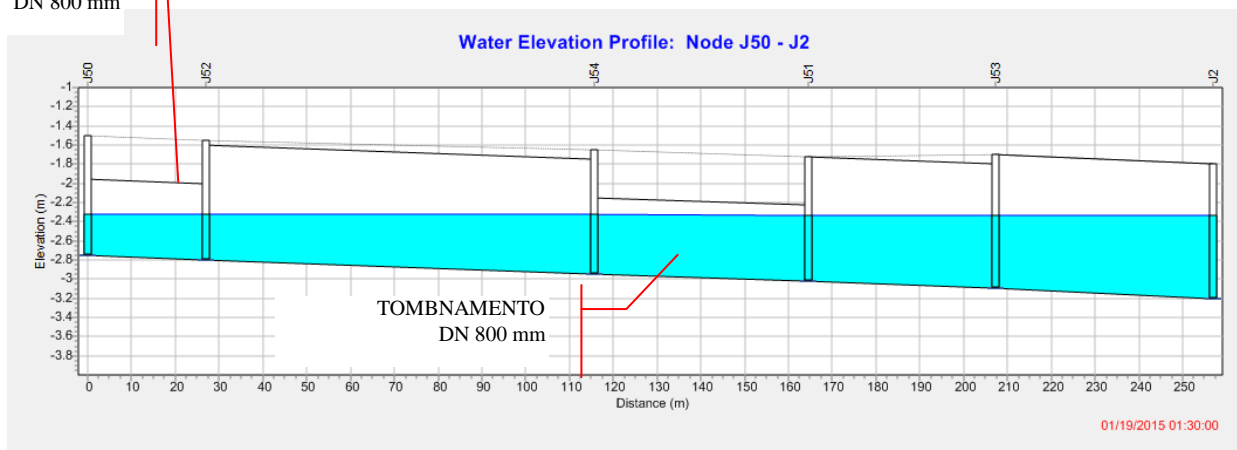


Figura 22 : Profilo idraulico del fossato/tombinamento nord-est. Livello massimo -2,33 m.

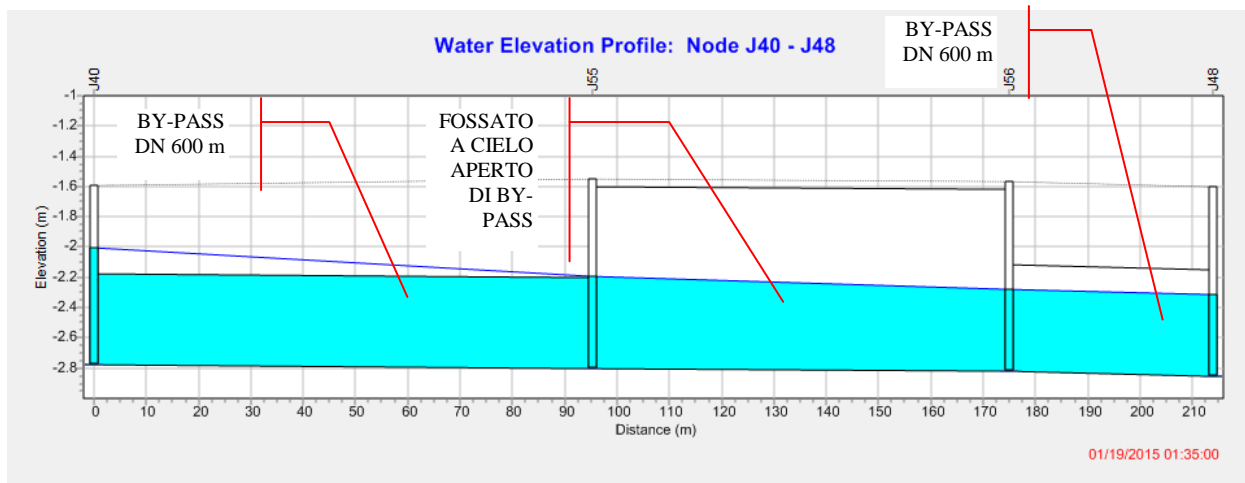


Figura 23 : Profilo idraulico della linea di by-pass. Livello massimo -2,00/-2,33 m.

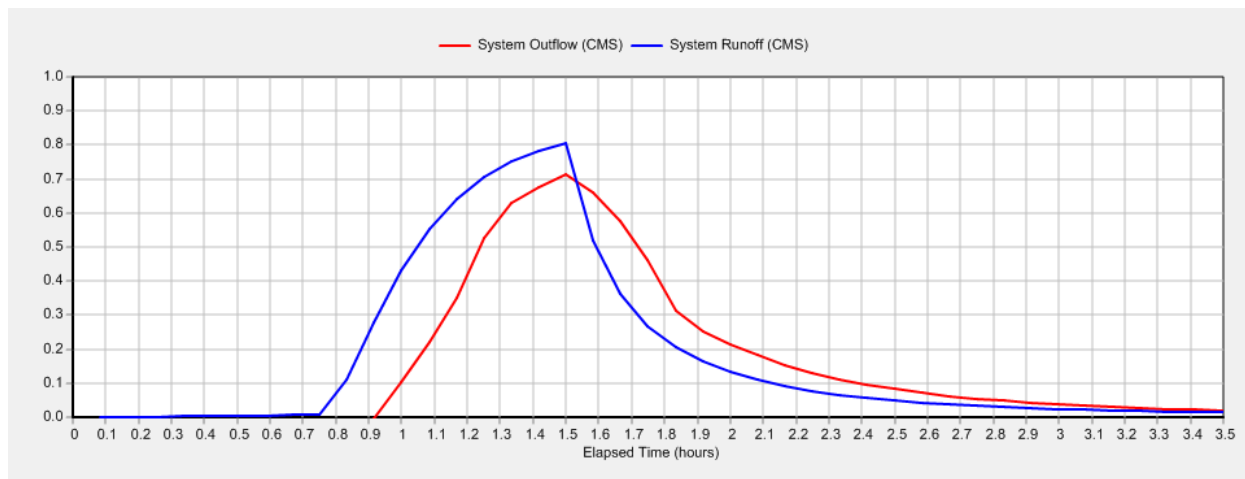


Figura 24: Idrogrammi di piena in ingresso e uscita dalla rete.

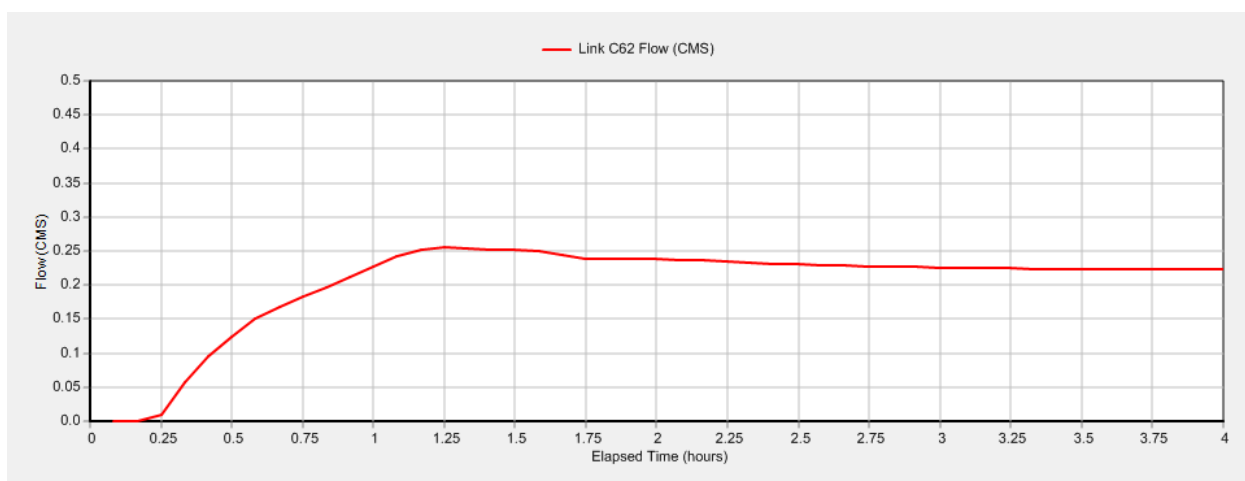


Figura 25: Portata trasferita dal collegamento dal fossato est al fossato di via Matteotti.

Con la realizzazione del collegamento idraulico la portata che la linea prevista (DN 600 mm) consente di trasferire dall'ambito ovest all'ambito est e viceversa risulta pari a circa 250 l/s.

11.2 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI

Dall'applicazione del modello idraulico emerge come a causa dello stato in cui versano le tubazioni di recapito dei fossati di via Matteotti (tubazione di diametro DN 800 mm e DN 1000 mm ostruita per circa l'50- 75% posate in contropendenza) le portate non vengano adeguatamente smaltite con fenomeni di rigurgito e conseguente innalzamento dei livelli, con pericolo di esondazione, soprattutto lungo via Matteotti.

Le sezioni geometriche dei fossati di via Matteotti presentano dimensioni adeguate per lo smaltimento delle portate raccolte dal bacino sotteso, ma le difficoltà di deflusso comportano necessariamente la realizzazione di nuovi invasi, mediante risezionamenti e bacini di laminazione per contenere i livelli idrici nella rete di bonifica, attualmente di capacità non adeguata.

Con la realizzazione degli interventi di risezionamento e posa di nuove tubazioni lungo l'intero perimetro del PDL di nuova costruzione vengono messi a disposizione nuovi volumi di invaso, che consentono di contenere i livelli di piena all'interno delle opere a rete sgravando allo stesso tempo lo stato di criticità del fossato di via Matteotti.

Con riferimento ai livelli di riferimento riportati nei profili precedenti, lungo il perimetro della nuova lottizzazione, si garantiscono i seguenti volumi:

Perimetro nord	Tubazione DN 800 mm	8,00 mc
	Fossato a cielo aperto	51,70 mc
	Tubazione DN 800 mm	21,50 mc
Perimetro est	Risezionamento fossato	113,40 mc
Perimetro ovest	Scatolare 100x80 cmq	60,0 mc
	Risezionamento fossato	60,0 mc
Perimetro sud	Risezionamento fossato	90,0 mc
	Scatolare 120x100 cmq	38,0 mc
	Risezionamento fossato	66,0 mc
TOTALE		509,0 mc

12 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI FUTURA URBANIZZAZIONE PREVISTI ALL'INTERNO DEL PDL "TERESA CASATI"

L'area oggetto di nuova urbanizzazione insiste su un area di circa 21.064 mq in cui si prevede:

- Interventi di nuova urbanizzazione quali: viabilità, parcheggi e opere a verde;
- Interventi edificatori per fabbricati ad uso residenziale.



Figura 26 : Layout degli interventi previsti all'interno dell'area in oggetto.

LEGENDA	
	ambito d'intervento Pdl
	cabina Enel esistente
	fabbricati esistenti esterni all'ambito
	accessi pedonali e carrai esistenti
	superficie di massimo ingombro dei fabbricati di progetto
	superficie a verde pubblico
	dosso in terreno vegetale
	superficie a verde privato
	strada carrabile di progetto
	marciapiedi di progetto con betonelle in calcestruzzo colorato
	pista ciclopedonale in asfalto
	accessi carrai e pedonali di progetto ai lotti privati
	parcheggio pubblico
	parcheggio disabili
	rampa disabili
	vasca di laminazione e fossati
	numeri di riferimento lotti e fabbricati
	area ecologica
	viabilità privata
	tratto di strada da realizzare fuori ambito
	tratto di marciapiede esistente in demolizione
	tratto di marciapiede da realizzare fuori ambito
	quota terreno esistente
	quota di progetto

DATI GENERALI PIANO DI LOTTIZZAZIONE - PDL TERESA CASATI

Superfici residenziali equiparabili alla Z.T.O. "C2"	
Lotto n. 1	mq 1.731,61
Lotto n. 2	mq 2.784,13
Lotto n. 3	mq 3.853,72
Lotto n. 4	mq 1.307,14
	mq 9.716,60
Superficie a parcheggio (P1,P2,P3,P4,P5,P6,P7,P8)	
	mq 537,28
Superficie a verde pubblico primario (V1,V2,V3,V4,V5,V6)	
fossati perimetrali ambito pubblico (F1+F2)	mq 5.348,98
fossati perimetrali ambito privato (F3)	mq 570,86
	mq 298,83
Superficie viabilità stradale	
	mq 1.488,69
Superficie marciapiedi ed accessi	
	mq 564,09
Superficie ciclo pedonale	
	mq 541,47
Superficie vasca di laminazione	
	mq 1.551,23
Superficie area ecologica	
	mq 26,54
Superficie viabilità stradale privata	
	mq 411,12
Superficie sedime cabina ENEL	
	mq 8,31
TOTALE SUPERFICIE REALE AMBITO D'INTERVENTO	
	mq 21.064,00

DATI URBANISTICI DI PROGETTO

DESCRIZIONE	
- superficie area perequata (100% s.t.)	mq 21.064,00
- superficie residenziale	mq 9.716,60
- volume residenziale edificabile (volume residenziale privato) (volume residenziale ATER)	mc 7.400,00 mc 2.400,00 mc 9.800,00
- abitanti teorici insediabili (mc/ab. 150,00), mc 9.800,00 / 150,00 =	n° 65,00
- superficie a parcheggio (3,50 mq/ab.) minimo da normativa (n° 65,00 x 3,50) = mq 227,50	reale mq 537,28
- superficie a verde pubblico (8,00 mq/ab.) minimo da normativa (n° 65,00 x 8,00) = mq 520,00	reale mq 5.348,98

Figura 27 : Legenda opere di progetto.

Le quote di riferimento della nuova lottizzazione tengono conto del rialzo del piano campagna e fanno riferimento alla quota del piano stradale lungo via Teresa Casati.

La differenza tra le quote di rilievo e le quote di progetto della lottizzazione risulta pari a 165 cm.

Nella definizione delle opere finalizzate all'invarianza idraulica della lottizzazione si è tenuto conto della differenza di quota suddetta.

13 APPLICAZIONE DEL MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI E CALCOLO DEL VOLUME DA INVASARE PER LE OPERE DI PROGETTO

Il modello afflussi-deflussi è stato applicato all'area oggetto di intervento per i tempi di pioggia presi in considerazione (1 ora, 3 ore, 4 ore, 6 ore e 9 ore).

Nei seguenti paragrafi si riportano le caratteristiche dei bacini presi in esame, ed i risultati ottenuti col modello afflussi-deflussi secondo lo stato attuale e secondo quanto previsto dalla stato di progetto oggetto di questo studio.

Lo studio è stato suddiviso nelle seguenti fasi:

- Classificazione del suolo secondo lo stato attuale e secondo lo stato di progetto;
- Stima delle portate generate allo stato attuale;
- Stima delle portate generate nello stato futuro;
- Calcolo dei volumi di invaso.

13.1 CLASSIFICAZIONE DEL SUOLO SECONDO LO STATO ATTUALE E SECONDO LO STATO DI PROGETTO

Ai fini del dimensionamento delle opere idrauliche e della invarianza idraulica, oggetto della presente Relazione, è di fondamentale importanza poter determinare la potenziale trasformazione dell'area in termini di futura impermeabilizzazione del territorio, in raffronto con la situazione “*ante operam*”.

Il grado di impermeabilizzazione verrà determinato assegnando i coefficienti di deflusso secondo quanto prescritto dall'Allegato A alla D.G.R. n.2948/09:

I coefficienti di deflusso andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,.....).

13.2 ANALISI SECONDO LO STATO ATTUALE

Nel valutare la risposta idraulica del bacino allo stato attuale, si sono assunte le indicazioni riportate nel D.G.R. n.ro 2948 del 06 Ottobre 2009. L'area oggetto degli interventi di urbanizzazione, da un'analisi della planimetria e da un sopralluogo effettuato, risulta prevalentemente a verde incolto.

Nel valutare la risposta idraulica del bacino allo stato attuale, considerato lo stato di sofferenza idraulica, si è assunto che l'intera area in esame, contribuisca alla generazione di una portata massima nella misura di 5 l/s·ha.

L'area è stata considerata nel suo complesso agricola nonostante allo stato attuale risulti a verde. La portata massima scaricata non dovrà pertanto superare $5 \text{ l/s} \times \text{ha} \times 2.11 \text{ ha} = 10,53 \text{ l/s}$

13.3 ANALISI SECONDO LO STATO FUTURO

L'area interessata dalla trasformazione urbanistica, dal punto di vista dell'estensione del bacino di trasformazione copre una superficie di circa 21.064,0 mq. In base alle indicazioni riportate nel citato D.G.R., l'area risulta così suddivisa:

Area	S	φ	S φ
	[mq]	–	[mq]
verde	13239.27	0.2	2647.85
semipermeabile	537.28	0.6	322.37
impermeabile	7287.45	0.9	6558.71
Totale (mq)	21064.00	45.2%	9528.93

Tabella 4 - Calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto dalle opere di nuova urbanizzazione.

Nel calcolo dell'aumento della superficie impermeabile si assume che l'area di 21.064,00 mq destinata ad opere di urbanizzazione/edificazione, comporta una superficie impermeabile pari al 45,2%.

Noti pertanto i dati di impermeabilizzazione nello stato di progetto si è proceduto alla determinazione degli idrogrammi di piena per i vari tempi di pioggia esaminati.

I colmi delle onde di piena generate, i coefficienti udometrici e gli idrogrammi di piena sono riportati di seguito:

Dati	T_{1h}	T_{3h}	T_{4h}	T_{6h}	T_{9h}	u.m.
Q_{max}	173	111	92	54	35	l/s
u_{max}	82.35	52.84	43.62	25.55	16.7	l/s ha

Tabella 5 : Andamento dei colmi di piena e dei coefficienti idometrici al variare della durata di precipitazione.

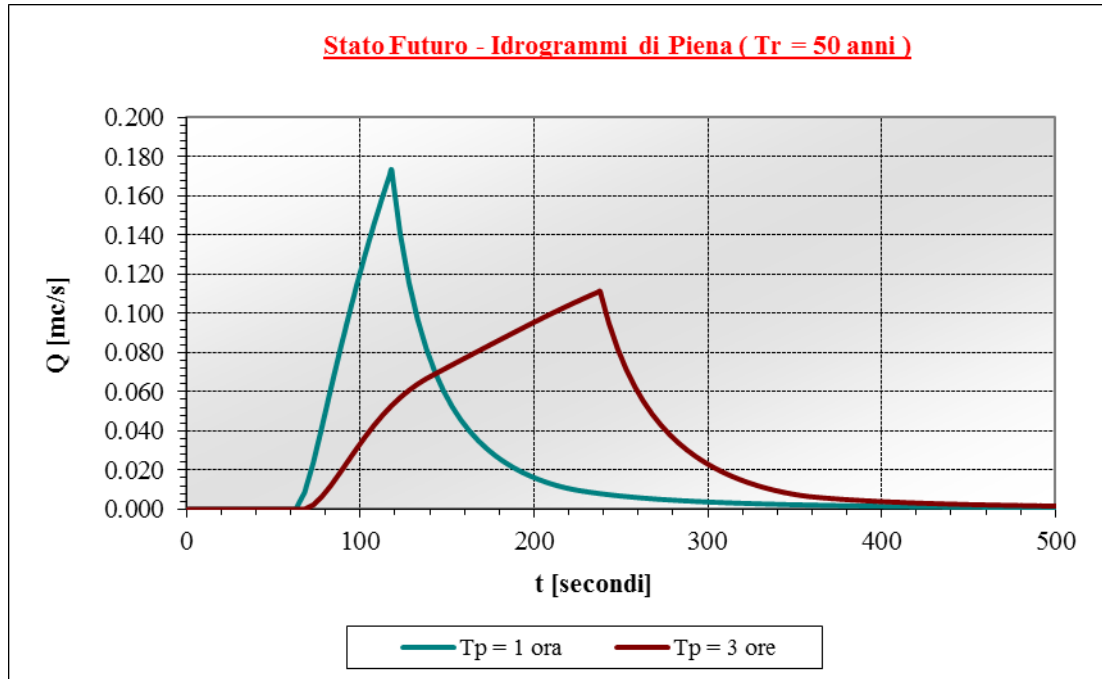


Figura 28 : Stato Futuro - Idrogrammi di piena al variare del tempo di precipitazione.

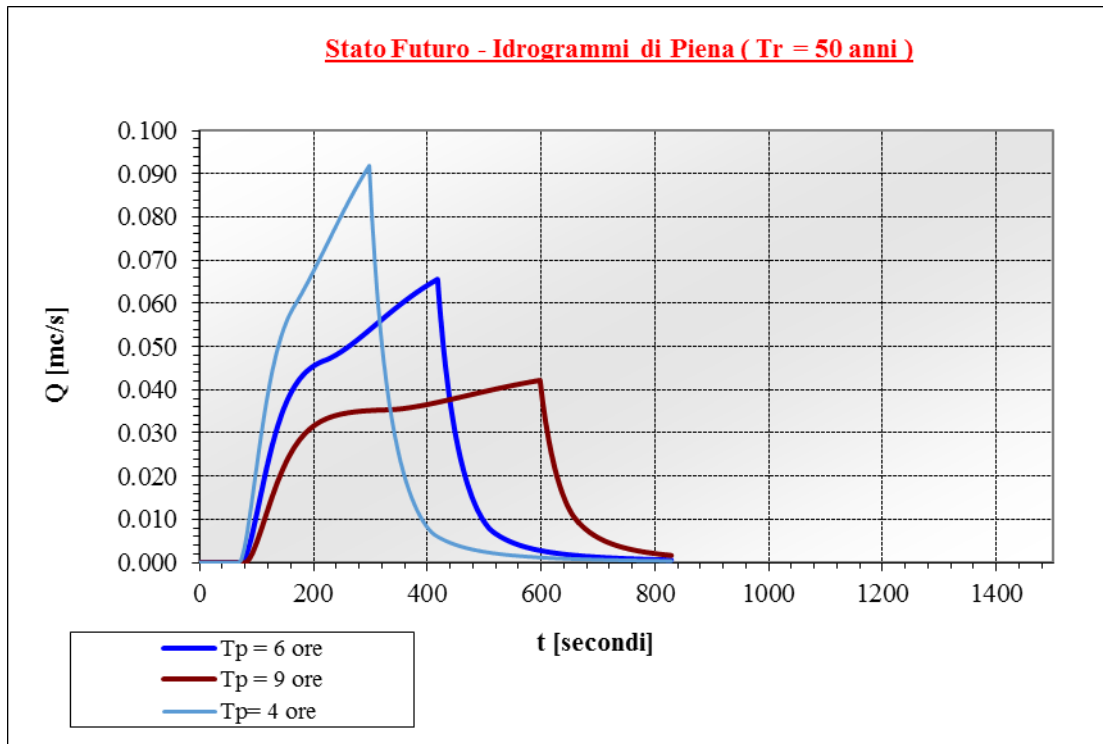


Figura 29 : Stato Futuro - Idrogrammi di piena al variare del tempo di precipitazione.

5.3.1 Analisi degli effetti delle opere di progetto

La trasformazione dell'area di intervento, comporta un aumento della superficie impermeabile pari alla differenza tra lo stato futuro e lo stato di fatto delle superficie stimate.

Nel valutare le opere di invaso e mitigazione idraulica da realizzare ai fini dell'invarianza idraulica per l'incremento di superficie impermeabilizzata, allo stato di fatto si è assunto che l'area oggetto di trasformazione contribuisca alla generazione di una portata massima nella misura di 5 l/s x ha.

L'analisi idraulica compiuta ha portato alla determinazione della portata di picco, del coefficiente udometrico massimo e dei volumi di invaso rispettivamente per tutti i tempi di precipitazione presi in esame.

Si riporta di seguito una tabella contenente i risultati numerici ottenuti dalle simulazioni idrauliche dove:

- Q_{max} = portata massima generata dall'incremento di superficie impermeabilizzata;
- u_{max} = coefficiente udometrico massimo generato pari al rapporto tra Q_{max} e la superficie del bacino;
- V = volume di invaso necessario per la laminazione delle piene, garantendo una portata in uscita equivalente alla portata allo stato di fatto. Per il calcolo si rimanda all'Appendice 1;
- v_0 = volume di invaso specifico per unità di superficie;

t	Q_{max}	u_{max}	V_{max}	v_0
[min/ore]	[l/s]	[l/s/ha]	[mc]	[mc/ha]
1h	173.47	82.35	492.50	233.81
3 h	111.32	52.85	754.69	358.28
4 h	91.87	43.62	795.36	377.59
6 h	53.82	25.55	808.12	383.65
9 h	35.18	16.70	742.97	352.72

Tabella 4: Riepilogo dei principali parametri idraulici al variare del tempo di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 6 ore, pari a 808,12 mc, pari ad un contributo specifico di 385,65 mc/ha.

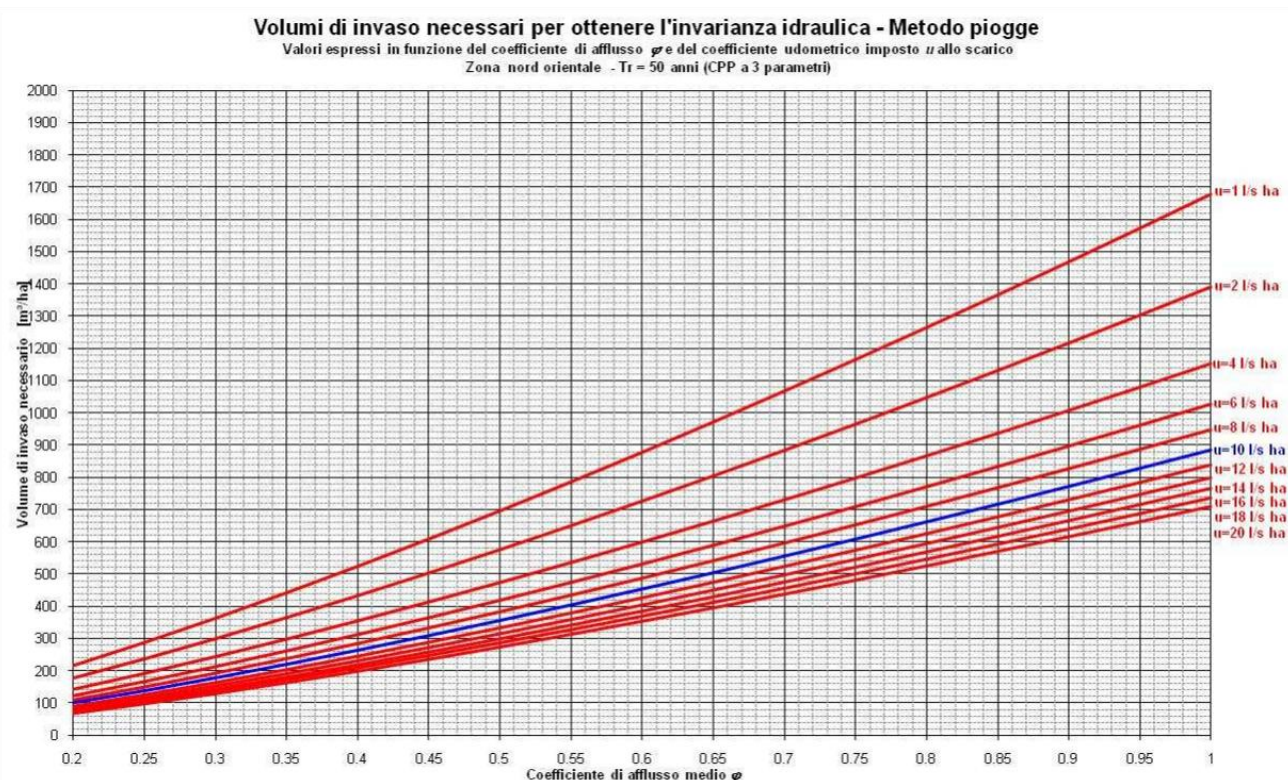
5.3.2 Linee guida per il dimensionamento dei volumi di invaso

Secondo le indicazioni riportate nel documento “Valutazione di compatibilità idraulica – linee guida”, emanato dal Commissario Delegato per l’emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto”, si prevedono i seguenti criteri:

Riferimento	Classificazione intervento	Soglie dimensionali	Criteri da adottare
Ordinanze	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	$S^* < 200 \text{ mq}$	0
	Modesta impermeabilizzazione	$200 \text{ mq} < S^* < 1.000 \text{ mq}$	1
D.G.R. 1322/06	Modesta impermeabilizzazione potenziale	$1.000 \text{ mq} < S < 10.000 \text{ mq}$	1
	Significativa impermeabilizzazione potenziale	$10.000 \text{ mq} < S < 100.000 \text{ mq}$	2
		$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\phi < 0,3$	2
	Marcata impermeabilizzazione potenziale	$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\phi > 0,3$	3

Figura 30 – Classi di intervento e criteri dimensionali.

In particolare per la “Classe 4 - Significativa impermeabilizzazione potenziale” all’interno della quale ricade l’ambito di intervento si prevede : “Andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell’invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall’area in trasformazione ai valori precedenti l’impermeabilizzazione”. Per la Classe 4, il metodo utilizzato per il dimensionamento, è basato sul concetto del coefficiente udometrico calcolato con il “metodo delle piogge”, utilizzando le Cpp a 2 o 3 parametri.



Zona nord-orientale - Tr = 50 anni			Comuni: Breda di Piave, Carbonera, Castelfranco Veneto, Fossalta di Piave, Jesolo, Martellago, Meolo, Monastier di Treviso, Musile di Piave, Preganziol, Quinto di Treviso, Roncade, Salzano, San Biagio di Callalta, Scorze', Silea, Treviso, Vedelago, Zenson di Piave, Zero Branco.									
a	32.7	[mm min ⁻¹]										
b	11.6	[min]										
c	0.79	[-]										
VOLUME DI INVASO SPECIFICO [m ³ /ha] NECESSARIO PER OTTENERE L'INVARIANZA IDRAULICA												
f	Coefficiente udometrico imposto allo scarico [l/s,ha]											
	1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	
0.1	89	71	55	46	39	34	30	27	24	21	19	
0.15	150	122	96	82	72	65	59	53	49	45	41	
0.2	216	177	142	123	110	100	91	84	78	73	68	
0.25	288	237	191	167	150	137	127	118	110	104	98	
0.3	363	299	243	213	193	177	165	154	145	137	130	
0.35	442	365	298	262	238	219	205	192	181	172	164	
0.4	524	433	354	313	285	263	246	232	220	209	199	
0.45	609	503	413	365	333	309	289	273	259	247	236	
0.5	696	576	473	419	383	356	334	316	300	287	274	
0.55	785	650	535	475	434	404	380	360	342	327	314	
0.6	877	727	599	532	487	454	427	405	386	369	355	
0.65	971	805	663	590	541	504	475	451	430	412	396	
0.7	1 067	884	730	649	596	556	524	498	476	456	439	
0.75	1 164	965	797	710	652	609	574	546	522	501	482	
0.8	1 264	1 048	866	771	709	662	626	595	569	547	527	
0.85	1 365	1 132	936	834	767	717	678	645	617	593	572	
0.9	1 467	1 217	1 007	898	826	773	730	696	666	640	618	
0.95	1 571	1 304	1 079	962	886	829	784	747	716	688	664	
1	1 677	1 392	1 152	1 028	946	886	839	799	766	737	712	

Figura 31 – Tabelle e grafici di riferimento per il calcolo del volume di invaso con il metodo delle piogge.

Dall'applicazione del volume di invaso specifico di cui al metodo sopra riportato ne deriva una volume complessivo pari a 2,1064 ha x 389 l/s x ha =819,4 mc > 808,12 mc calcolo con il metodo afflussi-deflussi.

5.3.3 Verifica dell'invaso con il metodo cinematico o razionale

I volumi di invaso relativi ad una durata t della precipitazione sono dati dalla seguente equazione:

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \phi \cdot h - Q_u \cdot t$$

Dove:

- W_i è il volume di invaso,
- W_e è il volume meteorico in ingresso;
- W_u è il volume in uscita;
- S è la superficie del bacino;
- h è l'altezza di precipitazione;
- Q_u è la portata in uscita pari a 5 l/s·ha.

Il coefficiente di deflusso medio viene calcolato assegnando i coefficienti imposti dalla DGR 2948/09, indicati in precedenza.

La seguente tabella riassume i volumi di invaso al variare della durata della precipitazione, secondo la metodologia di calcolo con il metodo razionale ed applicando i coefficienti di cui alla DGR 2948/09:

Tp		h	Metodo Cinematico			Afflussi-Deflussi	Metodo delle Piogge
min	ore		We	Wu	Wi	Wi	Wi
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]
60	1	67.19	640.27	37.915	602.35	492.50	819,4
180	3	92.62	882.62	113.746	768.87	754.69	
240	4	99.59	948.95	151.661	797.29	795.36	
360	6	109.77	1046.01	227.491	818.52	808.12	
540	9	120.52	1148.42	341.237	807.19	742,97	

Tabella 6 : Confronto dei volumi di invaso calcolati con i due metodi specificati.

Gli invasi calcolati con il metodo cinematico risultano in linea con quelli calcolati con il metodo afflussi-deflussi e con il metodo delle piogge.

13.1 RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI E SCELTA DEL VOLUE DI INVASO DA ADOTTARE

Le tabelle ed le calcolazioni riportate nei precedenti paragrafi sono state analizzate con l'intento di ricercare il volume massimo da laminare per ogni durata di precipitazione in modo tale da garantire l'invarianza idraulica dell'area di interesse nella nuova configurazione di progetto, ai sensi del D.G.R. N. 2948/09.

L'andamento del volume di invaso dipende dal tempo di precipitazione adottato.

Dai calcoli riportati nei paragrafi precedenti si evince che ai fini l'invarianza idraulica delle nuove opere di progetto ricadenti in area privata si devono prevedere un volume utile minimo di 819,4 mc.

14 IL VOLUME COMPENSATIVO DA GARANTIRE PER IL RIALZO DEL PIANO CAMPAGNA

Gli interventi di nuova urbanizzazione comportano il rialzo del piano campagna. Secondo le prescrizioni impartite dal Consorzio di Bonifica ai fini dell'invarianza idraulica bisogna garantire un volume compensativo nella misura dei 150 mc/ha.

Superficie intervento	2,11	ha
Volume per rialzo piano campagna (150 mc/ha)	315,96	mc

Sulla base dell'estensione della superficie di intervento il volume da garantire è pari 315,96 mc.

15 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI RACCOLTA, TRASPORTO E INVASO DELLE ACQUE METEORICHE

15.1 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IN LINEA E LAMINAZIONE

Le opere di progetto per il collettamento delle acque meteoriche dovranno garantire un volume di invaso di $1135,36 \text{ m}^3$ (somma del volume relativo agli interventi di trasformazione urbanistica e dei volumi compensativi per il rialzo del piano campagna) e la portata massima scaricata di $10,53 \text{ l/s}$.

Per realizzare il volume di invaso necessario si dispone quanto segue:

- **Realizzazione di una rete in c.a. DN 800 mm, per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, avente uno sviluppo totale di circa 654 m con pendenza del 0,05%.** Tale rete si sviluppa lungo il lato nord della lottizzazione in collegamento al bacino di laminazione e lungo la viabilità che attraversa l'ambito di intervento.
Per condizioni di riempimento massimo delle condotte pari al 90%, il volume accumulabile nella rete è di $286,55 \text{ m}^3$.
- **Realizzazione di un collettore in c.a. DN 1000 mm, per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, avente uno sviluppo totale di circa 66 m con pendenza del 0,05%.** Tale linea collega il bacino di laminazione e la rete DN 800 mm al manufatto limitatore di portata..
Per condizioni di riempimento massimo delle condotte pari al 90%, il volume accumulabile nella rete è di $48,31 \text{ m}^3$.
- **Realizzazione di un bacino di laminazione, ubicato nell'area verde posta a nord-est dell'area oggetto di lottizzazione, avente profondità di 1.50 m e superficie del fondo di 704 m^2 .** Le sponde avranno inclinazione $3/2$. Volume di invaso con tirante di 1 m = $816,50 \text{ mc}$;

Le opere di progetto sono perciò in grado di laminare complessivamente un volume totale di circa $286,55+48,31+816,50 = 1151,36 \text{ m}^3 > 1135,36 \text{ m}^3$, equivalenti a circa $547 \text{ m}^3/\text{ha}$.

I collettori di rete verranno alimentati da pozzetti con sifone a curva piegata e caditoia in ghisa, e da pozzetti di allaccio degli scarichi provenienti dai pluviali dei fabbricati.

Il collegamento delle caditoie alla linea principale avverrà mediante tubazioni in PVC da 160 mm; invece, per gli stacchi dai lotti verranno posate delle tubazioni in PVC da 200 mm.

Si riporta nella tabella seguente il riepilogo dei volumi garantiti dal sistema:

Invaso Bacino di laminazione	Area	Perimetro	Tirante	Volume Parziale	Volume Totale
	m ²	m	m		
Area piana	704		1	704	704
Perimetro	0.75	150		112.5	816.5
Totale					816.5

Invaso Opere in Rete	Lughezza	Tirante Valle	Tirante Monte	Tirante Medio	Area Liquida	Volume Parziale	Volume Totale
	m	m	m	m	m ²	mc	mc
Bacino Lam - P35	102.00	0.72	0.67	0.70	0.46	46.91	46.91
Bacino Lam - P1	66.00	0.90	0.89	0.90	0.73	48.31	95.22
P3 - P2	22.00	0.72	0.71	0.72	0.47	10.31	105.53
P3 - P30	16.00	0.71	0.70	0.71	0.46	7.43	112.96
P3 - P14	180.00	0.71	0.59	0.65	0.43	77.58	190.54
P4 - P17	70.00	0.70	0.66	0.68	0.45	31.55	222.09
P6 - P20	82.00	0.69	0.62	0.66	0.43	35.35	257.44
P7 - P23	82.00	0.68	0.61	0.65	0.43	35.35	292.79
P27 - P29	50.00	0.65	0.61	0.63	0.42	21.04	313.82
P24 - P26	50.00	0.65	0.61	0.63	0.42	21.04	334.86

Totale	654.00
--------	--------

1151.357

15.2 DIMENSIONAMENTO DEL MANUFATTO DI CONTROLLO

I manufatti di regolazione e controllo delle portate collettate dalla rete sono stati dimensionati in modo da garantire che la massima portata totale scaricata nello stato di progetto non superi quella scaricata nello stato di fatto, stimata in 10,53 l/s.

Il modello alle differenze finite utilizzato, simula il fenomeno della laminazione delle portate entranti a mezzo dell'invaso dei volumi nelle tubazioni. La legge idraulica che governa il fenomeno descritto è la legge di continuità espressa dalla seguente equazione:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dV}{dT}$$

dove:

$Q_e(t)$: la portata generata dal bacino, a lottizzazione avvenuta, ovvero l'idrogramma di piena calcolato entrante;

$Q_u(t)$: la portata uscente dal sistema, regolata dal manufatto di controllo;

$\frac{dV}{dT}$: la variazione nel tempo del volume invasato dal sistema fognario in progetto.

Come già accennato, per l'implementazione del modello di calcolo, l'equazione di continuità viene discretizzata nel tempo secondo un opportuno passo temporale così come riportato in APPENDICE 3.

Il dimensionamento dell'intero sistema si è ottenuto implementando il nodo idraulico in ambiente EPA SWMM (Storm Water Management Model) al variare dei dati idrologici e di invaso della rete:

- diametro nominale delle condotte;
- dimensioni del bacino di laminazione
- dimensioni caratteristiche dei manufatti di regolazione (altezza e larghezza luce di fondo, altezza e larghezza petto dello stramazzo).

Le prime due rendono ragione del volume d'invaso disponibile e quindi dell'altezza d'acqua che vi si viene a formare al variare della differenza tra le portate in entrata e quelle in uscita; le seconde permettono di recapitare al recipiente finale la portata massima desiderata.

Le equazioni e le formule utilizzate sono riportate in APPENDICE 3.

Alla luce dei risultati ottenuti sono state considerate come ottimali le seguenti scelte di dimensionamento del sistema:

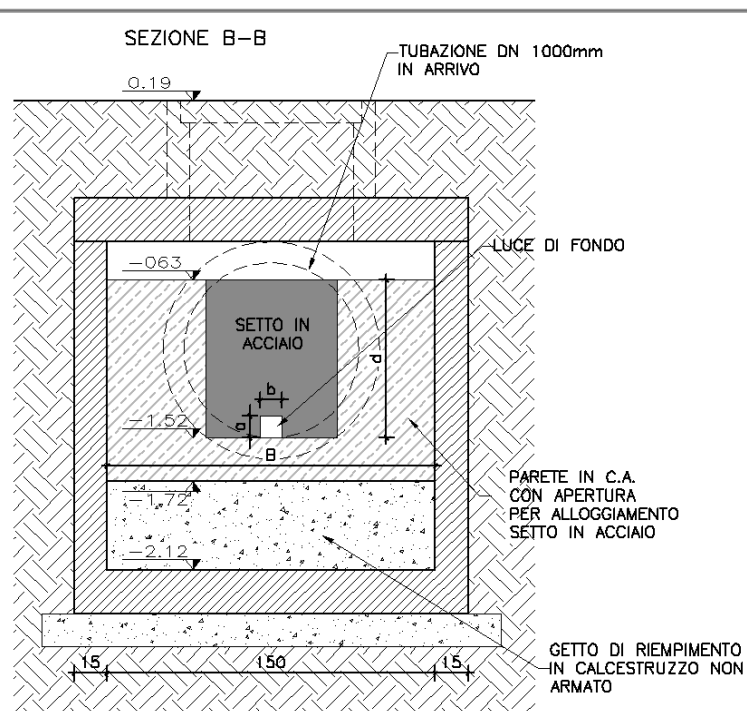


Figura 32 – Estratto del manufatto limitatore di portata.

- Altezza luce di fondo a : 6 cm;
- Larghezza luce di fondo b : 9 cm;
- Petto dello stramazzo p: 90 cm;
- Larghezza dello stramazzo B: 150 cm.

L'altezza del petto dello stramazzo sarà tale da non generare portata effluente attraverso lo stramazzo stesso.

Il modello matematico applicato con tali caratteristiche geometriche della rete di collettamento e dei manufatti limitatori di portata ha fornito i seguenti risultati:

Tp	Q limite	Q max immessa in rete	Qmax in uscita dal manufatto di laminazione	Tirante a monte del petto dello stramazzo	Volume di invaso
ore	l/s	l/s	l/s	cm	mc
3h	10,53	111,32	9,35	72	829
4h		91,87	9,71	76	881
6h		53,82	9,98	79	921
9h		35,18	9,88	78	906

Tabella 7 - Laminazione della portata di piena nelle opere di progetto.

Sulla base dei risultati ottenuti si osserva:

- i. **la portata massima scaricata risulta sempre inferiore alla portata limite di 10,53 l/s;**
- ii. i tiranti che si instaurano in corrispondenza del manufatto di controllo garantiscono il funzionamento a pelo libero del sistema di invaso predisposto.

16 PRESCRIZIONI GENERALI E NORME PROGETTUALI

In questa sezione si forniscono le prescrizioni e le indicazioni progettuali al fine di mantenere costante se non migliorare le risposte idrologiche dei bacini oggetto di riqualifica urbana.

16.1 METODOLOGIE COSTRUTTIVE

Per quanto concerne le metodologie costruttive si prescrive che:

- Le aree a verde, in particolare quelle con funzione di ricettore delle aree impermeabili limitrofe, dovranno assumere configurazione tale da massimizzare la capacità di trattenuta delle acque per la laminazione: se possibile quindi sarà auspicabile creare delle depressioni che potranno fungere da invaso;
- Qualsiasi sia la sua configurazione, tutto il sistema di smaltimento delle acque meteoriche utilizzato dovrà avere requisiti che garantiscano un agevole pulizia e manutenzione.

Dovranno essere ricostituiti tutti i collegamenti con fossati e scoli di vario tipo eventualmente esistenti, che non dovranno subire interclusioni o comunque perdere la loro attuale funzione.

17CONCLUSIONI

Dalle analisi condotte si può affermare che gli interventi di progetto, con gli interventi, le specifiche e le prescrizioni sopra riportate, non determina dei cambiamenti nella risposta idraulica del territorio.

Adottando quindi i dimensionamenti proposti per le opere ed i manufatti, quali idonei volumi di invaso in opere in linea e mediante la realizzazione di un bacino di laminazione non sarà sovraccaricato il sistema di bonifica esistente e modificato l'attuale assetto idraulico in condizioni di deflusso di piena.

I risultati ottenuti e le prescrizioni sono graficamente riportati negli elaborati grafici allegati al progetto a cui si rimanda.

Si conclude dunque che le opere previste dal “Piano di Lottizzazione Teresa Casati”, con l'applicazione delle opere di mitigazione idraulica precedentemente dimensionate, risulteranno idraulicamente compatibili secondo il principio dell' ”invarianza idraulica”.

Scorzè, 12 Giugno 2017

Ing. Alfredo Favero

18 APPENDICE 1: DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO SWMM

18.1 GENERALITÀ

L'EPA Storm Water Management Model (SWMM) è un modello dinamico di simulazione idraulica di afflussi in deflussi usato per lo studio di un singolo evento o la simulazione (continua) di lunga durata della quantità e della qualità del deflusso soprattutto per le aree urbane. La componente di deflusso SWMM funziona sull'identificativo di alcune zone denominate subcatchment (sottobacini) che ricevono la precipitazione e generano i carichi della sostanza inquinante e di precipitazione. Il modello trasporta i carichi attraverso un sistema di condotte, canali, dispositivi di trattamento/di invaso, impianti di sollevamento, luci di fondo e stramazzi. SWMM rintraccia la quantità e la qualità di deflusso generate all'interno di ogni subcatchment, la portata, la profondità di flusso e la qualità di acqua in ogni condotta e canale durante il periodo di simulazione formato da passi temporali definiti.

SWMM inizialmente è stato sviluppato nel 1971 e da allora ha subito parecchi aggiornamenti importanti. Continua ad essere ampiamente usato nel mondo intero per la progettazione e analisi di eventi di precipitazione eccezionale, fognature miste, fognature nere ed altre reti di fognatura nelle aree urbane, con molte applicazioni nelle zone non-urbane.. Funzionando sotto Windows, SWMM 5 fornisce un ambiente integrato per la pubblicazione dei dati di input di zona di studio, le simulazioni di qualità idrologica, idraulica e dell'acqua e dell'esame dei risultati in una varietà di disposizioni. Questi includono i programmi color-coded del sistema di zona e del trasporto di drenaggio, grafici e tabelle di serie cronologiche, diagrammi di profilo ed analisi di frequenza statistiche.

SWMM rappresenta i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane. Questi includono:

- precipitazioni;
- evaporazione d'acqua;
- accumulo e scioglimento della neve;
- infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;
- percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;

- interflow fra acqua freatica e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini, subcatchment, ognuna delle quali sarà divisa sulla base dell'area permeabile ed impermeabile. Il flusso terrestre può essere diretto fra i subcatchments, o nei punti di entrata di una rete di fognatura.

SWMM inoltre contiene un insieme flessibile di possibilità per la modellazione idraulica usate per dirigere le portate e le affluenze esterne attraverso la rete di fognatura delle condotte, dei canali, delle unità di trattamento e di invaso e delle strutture di diversione. Questi includono:

- rete di drenaggio con numero di maglie illimitato;
- impiego di un'ampia varietà di figure chiuse standard ed aperte delle condotte come pure per canali naturali;
- elementi speciali di modello quali le unità trattamento/di invaso, i divisori di flusso, le pompe, gli stramazzi e luci di fondo;
- applicare i flussi e gli input esterni di qualità dell'acqua alle acque di superficie, dal interflow dell'acqua freatica, dall'infiltrazione pioggia-dipendente/dall'affluenza, dal flusso sanitario del tempo asciutto e dalle affluenze prestabilite dall'utente;
- utilizzare l'onda cinematica o i metodi di percorso dinamici completi di flusso dell'onda;
- modellare i vari regimi di flusso, come lo stagno, il sovraccarico, il flusso d'inversione ed accumulazione di superficie;
- applicare le regole dinamiche prestabilite dall'utente di controllo per simulare il funzionamento delle pompe, delle aperture dell'orifizio e dei livelli della sommità degli sbarramenti;

Oltre che alla modellazione, generazione e trasporto dei flussi, SWMM può anche valutare la produzione dei carichi inquinanti connessi al deflusso. I seguenti processi possono essere modellati, dal punto di vista della qualità, per tutti i tipi di costituenti prestabiliti dall'utente:

- formazione di inquinanti in tempo asciutto al variare dell'uso del suolo;
- dilavamento della sostanza inquinante dalle utilizzazioni delle terre durante gli eventi di pioggia;
- contributo diretto di deposito di pioggia;
- la riduzione nella formazione di inquinante in seguito alla pulizia della via;
- entrata delle acque reflue in tempo asciutto e delle affluenze esterne (user-specified) in un punto qualunque nella rete di fognatura;
- percorso dei costituenti di qualità dell'acqua attraverso la rete di fognatura;
- riduzione della concentrazione costituente, con il trattamento nelle unità di invaso o tramite i processi naturali in condotte e canali.

SWMM è stato impiegato in numerosi studi relativi a precipitazioni intense e reti di fognatura. Le applicazioni tipiche includono:

- disegno dei componenti della rete di fognatura per controllo dell'inondazione;
- tracciato normale dell'inondazione dei sistemi naturali della scanalatura (SWMM 5 è un modello FEMA-approvato per gli studi di NFPI);
- progettazione delle strategie di controllo per la minimizzazione dei trabocchi della rete fognaria;
- valutazione dell'effetto di affluenza e dell'infiltrazione sui trabocchi sanitari nella rete.

18.2 DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO DI CALCOLO (DYNAMIC WAVE ROUTING)

5.3.4 Equazioni Generali

Il metodo dell'onda dinamica risolve le equazioni monodimensionali di De Saint Venant. Queste equazioni consistono nell'equazione di continuità e dei momenti, espresse nel seguente modo:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0; \quad \text{equazione di continuità; (1)}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0; \quad \text{equazione dei momenti; (2)}$$

dove, x è la distanza lungo la condotta, t è la variabile temporale, A l'area liquida trasversale nella condotta, Q la portata defluita, H è il livello idraulico dell'acqua nella condotta (termine potenziale più eventuale termine di pressione), S_f la pendenza d'attrito, h_L è la locale perdita di energia per unità di lunghezza della condotta, e g l'accelerazione di gravità.

Nota che, data la geometria della condotta, l'area A risulta funzione del tirante idrico y il quale può essere ottenuto dall'altezza H . Pertanto le variabili dipendenti in queste equazioni sono la portata Q e l'altezza H , a sua volta funzioni della distanza x e del tempo t .

Il termine S_f viene espresso in termini delle equazione di *Manning* come:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V \cdot |V|}{k^2 \cdot R^{4/3}};$$

Dove n è il coefficiente di scabrezza secondo *Manning*, V la velocità di flusso (pari al rapporto tra la portata Q e la sezione di area liquida trasversale A , R è il raggio idraulico della sezione di flusso, e $k=1,49$ nell'unità US e $1,0$ nel sistema metrico. Il termine che tiene conto della normale

perdita di energia h_L può essere espresso come $\frac{K \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot L}$ dove K è il coefficiente di perdita in

corrispondenza della posizione x e L la lunghezza della condotta.

Per risolvere le equazioni (1) e (2), su una singola condotta, sono richieste una serie di condizioni iniziali per H e Q al tempo 0 come condizioni al contorno per $x=0$ e $x=L$ per la durata della simulazione.

Quando si analizza una rete di condotte, è necessario inserire una relazione aggiuntiva di continuità per i nodi che connettono due o più condotte (vedi Figura¹). In SWMM la continuità del pelo libero si presume che esista tra il tirante al nodo e quello corrispondente alla condotta in ingresso e uscita (ad eccezione dei nodi a caduta libera). Il cambiamento nel pelo libero H al nodo al variare del tempo può essere espresso come segue :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s}; \quad (3)$$

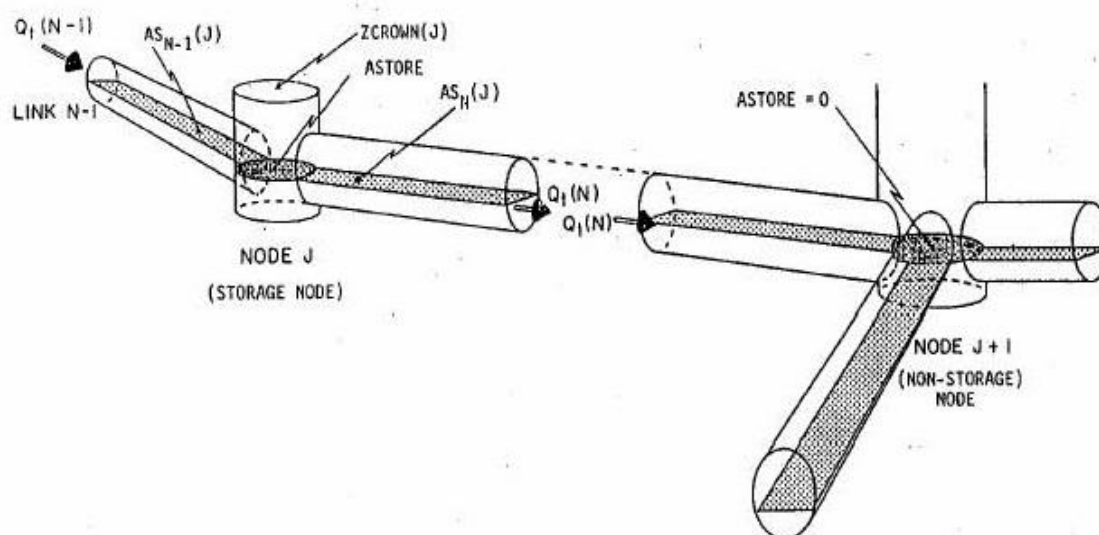


Figura 1.1 Node-Link Representation of a Drainage System in SWMM (from *oesner et al, 1992*).

Dove A_{store} è l'area liquida al nodo, $\sum A_s$ è la somma delle superficie liquide delle condotte connesse al nodo, e $\sum Q$ è la portata netta all'interno del nodo (portate in arrivo – portate rilasciate), contributo di tutte le condotte connesse al nodo ed eventuali contributi esterni

¹ Storm Water Management Model – Quality Assurance Report “Dynamic Wave Flow Routing”

imposti. Nota che, il tirante idrico alla fine di una condotta connessa ad un nodo può essere computato come differenza tra la grandezza H al nodo e la quota della condotta.

5.3.5 Soluzione generica per le condotte

Le equazioni (1), (2) e (3) sono risolte in SWMM convertendole in una serie esplicita alle differenze finite che computano il flusso in ogni condotta ed il livello al nodo al tempo $t + \Delta t$ come funzioni del valore noto al tempo t . Le equazioni risolte per il flusso in ogni condotta sono:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravity} + \Delta Q_{inertial}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}}; \quad (4)$$

I termini individuali ΔQ sono stati così nominati per il tipo di forze che rappresentano e sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \Delta Q_{gravity} &= g \bar{A} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{inertial} &= 2\bar{V} \cdot (\bar{A} - A_t) + V^2 \cdot (A_2 - A_1) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{friction} &= \frac{g \cdot n^2 \cdot |\bar{V}| \cdot \Delta t}{k^2 \cdot \bar{R}^{4/3}}; \\ \Delta Q_{losses} &= \frac{\sum_i K_i \cdot |V_i| \cdot \Delta t}{2L}; \end{aligned}$$

Dove:

- a. \bar{A} area liquida media nella condotta;
- b. \bar{R} Raggio idraulico medio nella condotta;
- c. \bar{V} Velocità di flusso medio all'interno della condotta;
- d. V_i Velocità di flusso locale alla posizione i lungo la condotta;
- e. K_i coefficiente di perdita locale alla posizione i lungo la condotta;
- f. H_1 livello al nodo di monte della condotta;
- g. H_2 livello al nodo di valle nella condotta;
- h. A_1 area trasversale all'estremità di monte della condotta;
- i. A_2 area trasversale all'estremità di valle della condotta.

L'equazione risolta per il livello in ogni nodo è la seguente:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{store} + \sum A_s)_{t+\Delta t}}; (5)$$

Dove ΔVol rappresenta il volume netto defluito attraverso il nodo terminato il passo temporale e dato dalla seguente relazione:

$$\Delta Vol = 0,5 \left[\left(\sum Q \right)_t + \left(\sum Q \right)_{t+\Delta t} \right] \cdot \Delta t;$$

Il modello SWMM risolve l'equazioni (4) e (5) usando un metodo di approssimazioni successive di seguito discusse.

1. Una prima stima del flusso in ogni condotta al tempo $t + \Delta t$ è svolta dalla soluzione dell'equazione (4) usando i livelli, le aree e le velocità trovate al tempo corrente t . Successivamente lo stesso viene fatto per livelli mediante la valutazione dell'espressione (5) usando le portate appena computate. Queste soluzioni sono denominate come Q^{last} e H^{last} .
2. L'espressione (4) viene risolta nuovamente, inserendo livelli, aree e velocità che appartengono ai valori Q^{last} e H^{last} appena computati. Un fattore Ω è impiegato per combinare il nuovo flusso stimato Q^{new} , con la stima precedente Q^{last} secondo l'equazione $Q^{new} = (1 - \Omega) \cdot Q^{last} + \Omega \cdot Q^{new}$ per la produzione del valore aggiornato di Q^{new} ;
3. L'espressione (5) è risolta nuovamente per livelli impiegati per la stima di Q^{new} . Come per le portate, questa nuova soluzione per il livello, H^{new} è pesato con H^{last} per produrre una stima aggiornata per i livelli $H^{new} = (1 - \Omega) \cdot H^{last} + \Omega \cdot H^{new}$;
4. Se H^{new} è abbastanza vicino a H^{last} il processo si arresta con Q^{new} e H^{new} come soluzioni al tempo $t + \Delta t$. Diversamente, H^{last} e Q^{last} sono sostituiti rispettivamente con Q^{new} e H^{new} , ed il procedimento ritorna al punto 2.

Nell'implementare questa procedura, il programma impiega un fattore di relazione costante Ω di 0,5, una tolleranza di convergenza di 0,005 ai nodi, e limite il numero di iterazioni a quattro.

5.3.6 Calcolo delle caratteristiche medie delle condotte

La valutazione della portata, aggiornata mediante l'eq. (4), richiede valori per l'area media (\bar{A}), raggio idraulico (\bar{R}), e velocità (\bar{V}) dall'inizio alla fine della condotta in questione. Il programma calcola questi valori usando i livelli H_1 e H_2 , dai quali possono essere derivati i corrispondenti valori dei tiranti idrici y_1 e y_2 . La profondità media \bar{y} è dunque calcolata sulla base di questi valori ed è impiegato nella sezione trasversale della condotta per il calcolo del valore medio di (\bar{A}) e raggio idraulico (\bar{R}). Il valore medio di velocità (\bar{V}) è determinato da rapporto tra il flusso corrente e l'area media.

Il programma limita questa velocità a valori non superiori a 50ft/sec in valore assoluto, tale da non permettere all' frazione di flusso contenuta nell'eq. (4) di diventare illimitata.

Quando la condotta è a caduta libera all'interno di uno dei nodi (significa che il livello dell'acqua nel nodo è sotto la quota di fondo della condotta), la profondità alla fine della condotta è equivalente al più piccolo tra la profondità critica e la profondità in condizioni di moto uniforme per la corrente attraverso la condotta.

5.3.7 Calcolo dell'area di superficie

L'area di superficie A_s che porta un contributo ai nodi, dipende dalle condizioni di flusso all'interno della condotta. In condizioni normali, l'area liquida è uguale alla media dell'ampiezza massima nei punti finali e centrali della condotta. Queste larghezze sono valutate prima che venga calcolata l'aggiornamento del flusso, impiegando i livelli y_1 , y_2 e \bar{y} discussi precedentemente. Se l'immissione della condotta in un nodo è a caduta libera, (cioè se lo scorrimento della condotta è sopra il livello dell'acqua del nodo), allora la condotta non contribuisce.

Per le condotte con sezioni chiuse (come condotte circolari) con gradi di riempimento maggiore del 96%, il programma utilizza un'ampiezza massima costante corrispondente ad un grado di riempimento del 96%. Questo previene che l'eq (5) non perda di significato dal momento che a condotta piena l'area di superficie va a zero.

Il programma assegna un'area di superficie minima $A_{store_{min}}$ a tutti i nodi, includendo giunzioni che normalmente non hanno volumi di invaso, prevedendo che l'eq. (5) non venga illimitata. Il valore di default per quest'area minima è 12,57 ft² (cioè, l'area di un pozzetto di diametro quattro piedi), ma può essere soprascritto da un valore aggiuntivo.

5.3.8 Condizioni di sovraccarico

Il modello definisce il nodo in condizione di sovraccarico quando il livello d'acqua eccede la sommità dell'estradosso della condotta connessa ad esso. Sotto questa condizione la superficie liquida per condotte chiuse dovrebbe essere zero e l'equazione (3) non applicabile. Per aggiustare questa situazione SWMM, impiega un'alternativa condizione di continuità al nodo, cioè che la parte di flusso fuoriuscito dal nodo sovraccarico deve essere equivalente al flusso in

ingresso, $\sum Q = 0$. Di per sé questa equazione risulta insufficiente per aggiornare i livelli ai nodi nel nuovo passo temporale, in quanto sono note solo le portate. In aggiunta, poiché le equazioni aggiornate delle portate e dei livelli per il sistema non sono risolte simultaneamente non c'è garanzia che questa condizione di sovraccarico venga mantenuta ai nodi dopo che è stata raggiunta la condizione di flusso.

Per implementare la condizione di continuità, questa può essere espressa nella forma di equazione di perturbazione:

$$\sum \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial H} \cdot \Delta H \right] = 0;$$

dove ΔH è l'aggiustamento al livello del nodo che deve essere effettuato per raggiungere la continuità di flusso. Soluzione per ΔH :

$$\Delta H = \frac{-\sum Q}{\sum \partial Q / \partial H}; \quad (6)$$

dove dall'equazione (4):

$$\frac{\partial Q}{\partial H} = \frac{-g \cdot \bar{A} \cdot \Delta t / L}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}};$$

($\partial Q / \partial H$ ha segno negativo in testa perchè quando viene valutata la relazione $\sum Q = 0$, direzione di flusso in uscita dal nodo è considerato negativo mentre il flusso è considerato positivo se in entrata al nodo).

Ogni volta che l'eq. (6) è applicata per aggiornare il livello in un nodo di sovraccarico, l'eq. (4) è rivalutata per fornire i flussi aggiornati per le condotte connesse al nodo. Questo processo continua finché non si raggiungono le condizioni di convergenza. Queste iterazioni di sovraccarico sono rinchiuse in una serie di iterazioni delineate precedentemente. Ogni qualvolta che i livelli devono essere calcolati per approssimazioni successive l'eq. (6) è usata al posto dell' eq. (5) se un nodo è sovraccarico e non vengono eseguite le altre equazioni.

5.3.9 Condizioni normali di flusso

Il programma limita il flusso a valori non maggiori dell'equivalente valore calcolato con la relazione di *Manning*, per il tirante d'acqua a monte della condotta ogni qualvolta sussiste una delle seguenti condizioni:

1. La pendenza della superficie dell'acqua è minore della pendenza della condotta;

2. Il numero di *Froude*, basato sulla profondità dell'acqua su una delle due condotte è maggiore di uno.

Ogni condizione indica un regime di flusso supercritico. L'utente specifica quale dei due criteri applicare.

5.3.10

Pomp

e, luci di fondo e chiuse

Il programma modella pompe, luci di fondo e sbarramenti come collegamenti tra due nodi. Il flusso attraverso questi collegamenti è calcolato come funzione dei livelli ai nodi di estremità.

Pompe

Il programma, modella le pompe in maniera uguale, richiedendo all'utente una specifica *pump curve* lungo la quale la pompa deve operare. La *pump curve* può specificare la portata come funzione del volume al nodo di ingresso, della profondità al nodo di ingresso o come differenza dei livelli tra il nodo di ingresso e uscita.

Luci di fondo

Il programma modella la luce di fondo (cioè un'apertura orientata sia verticalmente o orizzontalmente alla direzione di flusso) come un'equivalente condotta. Viene impiegata la classica equazione di calcolo del flusso $C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$ quando la luce di fondo è completamente sommersa e l'equazione $C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gD} \cdot f^{1.5}$ quando è parzialmente sommerso. In queste formule, A è l'area e D è l'altezza dell'apertura totale della luce di fondo, dove h è il livello a ridosso dell'orifizio. Il programma calcola il contributo di superficie attraverso la luce di fondo ai nodi, sulla base dell'equivalente lunghezza della condotta L e la profondità dell'acqua nell'orifizio.

Chiuse

L'equazione della formula generale $C_w \cdot L_w \cdot h^n$ è usata per calcolare il flusso come funzione del livello h lungo lo sbarramento in condizioni non sommerse. C_w è il coefficiente di portata, L_w è la lunghezza dell'apertura ed n è un esponente che dipende dal tipo di stramazzo da modellare.

19APPENDICE 2: IL MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI

19.1 DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI

Per meglio comprendere il modello afflussi-deflussi, occorre descrivere sinteticamente i processi che avvengono all'interno del bacino quando si verifica su di esso un evento di precipitazione di una certa entità.

Quando l'acqua meteorica raggiunge il terreno (dopo un eventuale processo di intercettazione da parte della vegetazione) parte di essa evapora e ritorna nell'atmosfera; tale processo risulta però trascurabile nel caso di precipitazioni intense di breve durata.

L'acqua sul terreno in parte si infiltra nel suolo, inizialmente in quantità elevata e con velocità sempre più ridotta al procedere della precipitazione fino a quando l'intensità della pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno; a questo punto l'acqua che cade non riesce più tutta ad infiltrarsi per cui il surplus rimane sulla superficie del terreno ristagnando o dando luogo ad uno scorrimento sui versanti del bacino.

Si formano quindi dei rigagnoli ad andamento irregolare che si raccolgono in una rete di rigagnoli di maggiori dimensioni al procedere dello scorrimento fino ad immettersi nella rete drenante vera e propria, qui si forma un'onda di piena che trasferisce la propria forma nella rete collettrice con un processo di propagazione.

19.2 MECCANISMO DI GENERAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI

Nel modello utilizzato i meccanismi di generazione dei deflussi superficiali risultano diversi a seconda che il suolo su cui cade l'acqua meteorica sia impermeabilizzato (nel caso cioè di zone urbanizzate) o meno.

Qui di seguito vengono descritti i modelli di filtrazione e detenzione superficiali assunti alla base delle simulazioni effettuate.

Aree permeabili

Per quanto concerne le aree non impermeabilizzate dall'intervento antropico, si è utilizzato il modello di *Horton* di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltri nel terreno fino a saturarlo, a questo punto l'acqua meteorica si infiltra solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di *Horton*:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

dove:

- f(t) è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h
- f₀ è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo t = 0
- f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito
- k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f₀ al valore f_c.

Ogni suolo è quindi caratterizzato da quattro parametri f₀, f_c e k e la detenzione superficiale ds. Dai dati disponibili in letteratura e dai test di validità del modello effettuati con misure sperimentali e tramite confronto con altri modelli matematici, si può ritenere che il coefficiente k può assumersi pari 4.14 h⁻¹.

Si sono assegnati, considerando i terreni della zona in esame ed in accordo con quanto disponibile in letteratura, i seguenti parametri della curva di *Horton*:

$$f_0 \text{ (mm/h)} = 120$$

$$f_c \text{ (mm/h)} = 10$$

$$ds \text{ (mm)} = 5$$

Aree impermeabili

Per le aree impermeabilizzate dagli insediamenti antropici, la pioggia netta efficace è stata ottenuta mediante la sola sottrazione della detenzione superficiale stimata, secondo valori di letteratura, pari a 1.57 mm.

19.3 FORMULAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

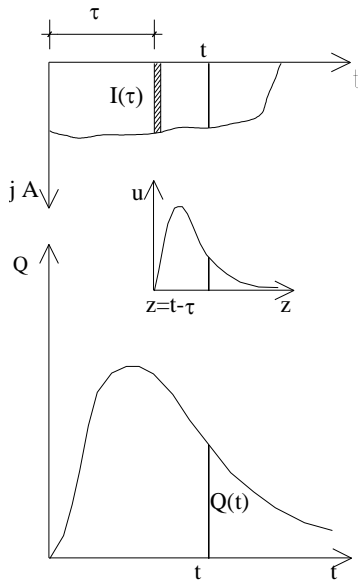
Il modello matematico URBHYD è un modello concettuale che si basa sulla schematizzazione separata delle aree permeabili e di quelle impermeabili come due serbatoi lineari in parallelo.

Dato uno ietogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del bacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del bacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(\tau) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .



L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata dt compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau.$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del bacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q.$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt},$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{k}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{k}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{k}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{t}{k}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right] \cdot dt = e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t).$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{k}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{K}}}{K}.$$

Il valore del coefficiente di invaso K per entrambi i serbatoi (che simulano l'area impermeabile e quella permeabile rispettivamente) si ottiene dalla seguente relazione basata sulla teoria dell'onda cinematica:

$$K = \frac{a \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I_{MAX}^{0.4} \cdot S^{0.3}}$$

dove:

K è il coefficiente di invaso;

L è la lunghezza del bacino;

I_{max} è l'intensità massima della pioggia netta;

n è il coefficiente di scabrezza superficiale di Manning assunto pari a 0.25 per le aree permeabili e pari a 0.013 per quelle impermeabilizzate;

S è la pendenza del bacino;

a è un fattore di conversione dimensionale.

20APPENDICE 3: IL MODELLO DI CALCOLO

Definiti i parametri caratteristici delle piogge scelte per la verifica idraulica del sistema in progetto (tempo di pioggia e tempo di ritorno) ed effettuate le elaborazioni statistiche delle precipitazioni risultanti, i dati a disposizione per il dimensionamento del sistema sono i seguenti:

- idrogramma di piena generato dal bacino urbanizzato ovvero le portate entranti nel nostro sistema in funzione dello scorrere del tempo ($Q_e(t)$);
- idrogramma di piena generato dal bacino allo stato di fatto ovvero le portate attualmente immesse nel canale esistente;
- lunghezza e diametro dei collettori del sistema, in pratica il serbatoio in cui invasare nel tempo le portate urbanizzate eccedenti i valori attualmente immessi nel corpo idrico ricettore;
- legge di laminazione, ovvero di rilascio delle portate al recettore finale, determinata dalle caratteristiche degli organi di regolazione scelti (pozzetto con stramazzo e luce a battente) e direttamente dipendente dalle altezze d'acqua che, nel tempo vengono a crearsi nel sistema d'invaso;
- legge di continuità che lega nel tempo la differenza tra le portate entranti ed uscenti e la conseguente variazione del volume invasato nel sistema.

A questo punto si rende necessaria:

- l'esplicitazione in funzione dell'altezza d'acqua, che si forma nel sistema d'invaso, delle espressioni che regolano il rilascio della portata a valle del manufatto di regolazione $Q_u(h)$, equazioni (1-2);
- l'esplicitazione del volume invasato in funzione dell'altezza liquida che viene a formarsi nel sistema (collettore), sistema di equazioni (3);
- l'esplicitazione di una legge che determini la variazione di tale altezza nel tempo per la realizzazione di un sistema di calcolo che implementi la legge di continuità secondo intervalli temporali discretizzati e che dunque, per ognuno di questi, determini la variazione dell'altezza d'acqua nel collettore e quindi della portata uscente $Q_u[h(t)]$, al variare della portata entrante, equazione (4);
- l'affinamento delle dimensioni caratteristiche dell'organo di regolazione ai fini di un lineare processo di rilascio delle portate consentite.

Si riportano le equazioni utilizzate per la simulazione del fenomeno idraulico in oggetto:

$$Q_u(h) = c_{q_l} \cdot A_l \cdot \sqrt{2g(h-h_v)} \quad \text{per } h \leq (h_l + h_p); \quad \text{equazione}$$

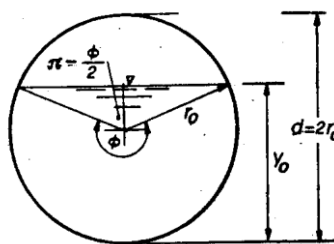
(1)

$$Q_u(h) = c_{q_l} \cdot A_l \cdot \sqrt{2g(h-h_v)} + c_{q_s} \cdot b_s \cdot \sqrt{2g(h-h_p-h_l)^3}; \quad \text{equazione} \quad (2)$$

dove:

- c_{q_l} : coeff. contrazione luce di fondo pari a 0.5;
- A_l : area luce di fondo;
- h : altezza liquida a monte del manufatto di regolazione;
- h_v : altezza liquida a valle del manufatto di regolazione;
- h_l : altezza luce di fondo;
- c_{q_s} : coeff. contrazione stramazzo pari a 0.4;
- b_s : larghezza stramazzo;
- h_p : altezza petto stramazzo.

$$V_{invasato} = A_{liquida} \cdot L_{sistema}$$



$$A_{liquida} = \frac{1}{2} r_0^2 \left(\frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)$$

$$r_0 \cdot \cos \frac{\phi}{4} = y_0 - r_0$$

$$\phi = 4 \arccos \left(\frac{y_0 - r_0}{r_0} \right)$$

sistema di equazioni (3)

da cui:

$$V_{invasato} = L_{sistema} \cdot \frac{1}{2} r_0^2 \cdot \left(4 \arccos \left(\frac{y_0 - r_0}{r_0} \right) - \sin \left(4 \arccos \left(\frac{y_0 - r_0}{r_0} \right) \right) \right);$$

dove:

- r_0 : raggio collettore fognario in progetto;
- y_0 : altezza liquida a monte del manufatto di regolazione (h).

$$\begin{aligned}
& Q_e(t) - c_{q_l} \cdot A_l \cdot \sqrt{2g \left(\frac{h_{t+\Delta t} + h_t}{2} - h_v \right)} + c_{q_s} \cdot b_s \cdot \sqrt{2g \left(\frac{h_{t+\Delta t} + h_t}{2} - h_p - h_l \right)^3} = \\
& = L_{sistema} \cdot \frac{1}{2\Delta t} r_0^2 \cdot \left\{ \left(4 \arccos \left(\frac{h_{t+\Delta t} - r_0}{r_0} \right) - \sin \left(4 \arccos \left(\frac{h_{t+\Delta t} - r_0}{r_0} \right) \right) \right) \right\} - \\
& \quad \left[4 \arccos \left(\frac{r_0 - h_t}{r_0} \right) - \sin \left(4 \arccos \left(\frac{r_0 - h_t}{r_0} \right) \right) \right] \} \quad \text{equazione (4)}
\end{aligned}$$

dove il Δt assunto, passo temporale di discretizzazione, è pari a 0.0278 ore (100 secondi).

21 APPENDICE 4: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

21.1 TOMBINAMENTO DI SCARICO EST DN 1000 MM E CANALETTA A CIELO APERTO



Foto 1: Ambito Est – imbocco tubazione DN 1000 mm in contropendenza.



Foto 2 : Ambito Est – Sbocco tubazione DN 1000 mm verso via Olmo.



Foto 3 : Ambito Est - Fossato con sponde verticali in pali di castagno a valle del tombinamento.



Foto 4 : Ambito Est - Fossato con sponde verticali in pali di castagno a valle del tombinamento.



Foto 5 : Ambito Est - Fossato realizzato con canaletta in c.a. a valle del tombinamento.



Foto 6 : Ambito Est - Fossato realizzato con canaletta in c.a. a valle del tombinamento.



Foto 7 : Ambito Est - Fossato realizzato nel tratto finale verso via Olmo a valle del tombinamento.

21.1 FOSSATO PERIMETRALE A SUD DELLA LOTTIZZAZIONE



Foto 8 : Fossato lungo il perimetro sud della lottizzazione di progetto.



Foto 9 : Fossato lungo il perimetro sud della lottizzazione di progetto.



Foto 10 : Fossato lungo il perimetro sud della lottizzazione di progetto.



Foto 11 : Fossato lungo il perimetro sud della lottizzazione di progetto.



Foto 12: Tubazione di scarico della lottizzazione posta a sud di quella di progetto.

21.1 FOSSATO PERIMETRALE A EST DELLA LOTTIZZAZIONE

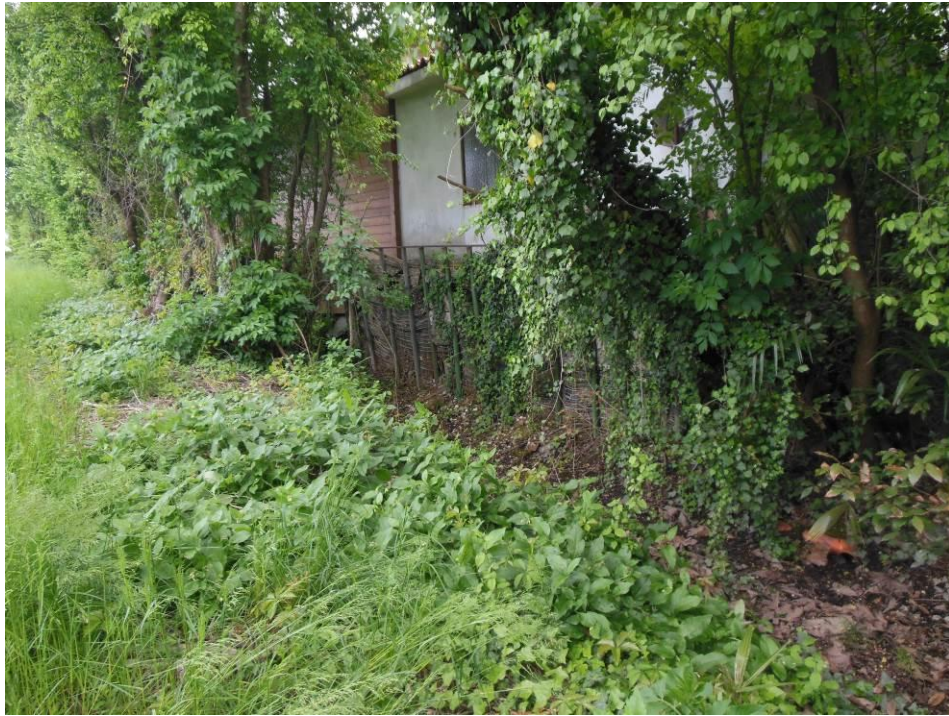


Foto 13 : Fossato lungo il perimetro est della lottizzazione di progetto.

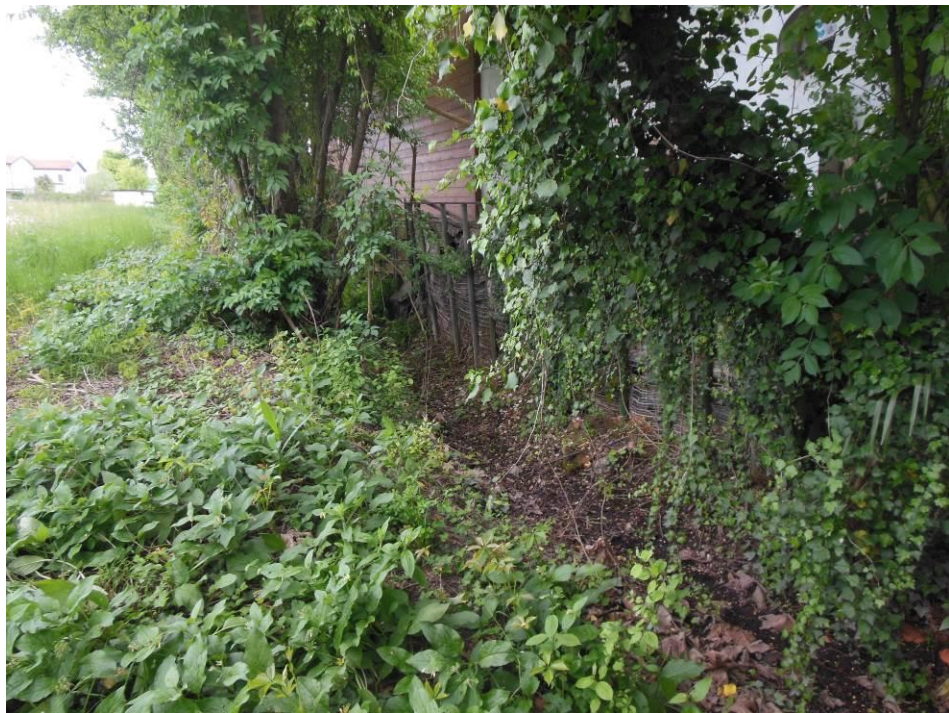


Foto 14: Fossato lungo il perimetro est della lottizzazione di progetto.

21.2 FOSSATO PERIMETRALE A NORD DELLA LOTTIZZAZIONE



Foto 15 : Via Matteotti lungo il perimetro nord della lottizzazione di progetto.



Foto 16: Via Matteotti lungo il perimetro nord della lottizzazione di progetto.



Foto 17: Via Matteotti lungo il perimetro nord della lottizzazione di progetto.

21.1 FOSSATTO DI VIA MATTEOTTI



Foto 18 : Ambito Ovest – via Matteotti – imbocco tombinamento verso via Olmo.



Foto 19 : Ambito Ovest – fossato di via Matteotti.



Foto 20 : Ambito Ovest – fossato di via Matteotti.



Foto 21 Ambito Ovest – fossato di via Matteotti nel tratto di monte.



Foto 22 : Ambito Ovest – fossato di via Matteotti nel tratto di monte.