

CONSORZIO DI BONIFICA VENETO ORIENTALE

Portogruaro - San Donà di Piave (VE)

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA

Comune di Eraclea



PIANO REGOLATORE DELLE ACQUE

17

RELAZIONE IDRAULICA
E STIMA DEI COSTI



Redattori

Dott. Ing. Sergio Grego

Dott. Ing. Giulio Pianon

Dott. Agr. Graziano Paulon

Collaboratori

Dott. Ing. Erika Grigoletto

Dott. Agr. Christian Bonetto

Giugno 2016

1	PREMESSA	3
2	APPROFONDIMENTO 1: ERACLEA CAPOLUOGO	4
2.1	Motivo dell'analisi	4
2.2	Caratteristiche dell'area	4
2.3	Precedenti opere di potenziamento realizzate	6
2.4	Attività di rilievo topografico e ricostruzione dei collegamenti stato di fatto	7
2.5	Impostazione del modello idraulico rete fognaria capoluogo.....	11
2.5.1	Geometria delle reti e permeabilità	11
2.5.2	Condizioni al contorno.....	13
2.5.3	Analisi dell'influenza delle condizioni al contorno sulla rete principale.....	13
2.5.4	Individuazione dell'evento meteorico di studio	15
2.5.5	Condizioni iniziali.....	17
2.6	Analisi Stato di fatto	18
2.6.1	Stato di fatto: Tr 2 anni (34mm in 1 ora).....	20
2.6.2	Stato di fatto: Tr 50 anni.....	23
2.7	Proposte progettuali	27
2.7.1	Conversione del canale irriguo Stretti Sud in laminazione e canale di scolo	27
2.7.2	Soluzione temporanea in corso di esecuzione: Ambito Via Toti – Ungaretti – Alfieri e limitrofe	28
2.7.3	Interventi di potenziamento della rete urbana	32
3	APPROFONDIMENTO 2: ERACLEA MARE.....	43

3.1	Motivo dell'analisi	43
3.2	Caratteri generali.....	43
3.3	La rete	45
3.3.1	L'interconnessione con la fognatura nera	46
4	CONCLUSIONI	47
5	APPENDICE: MODELLO DI CALCOLO	48
5.1	DEFLUSSI.....	49
5.2	INFILTRAZIONE	50
5.3	EQUAZIONI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE.....	54
5.4	SOLUZIONE NUMERICA	57
5.5	STABILITÀ NUMERICA DEL METODO DI EULERO	58

1 PREMESSA

Con il Consiglio Comunale del 12/08/2015 il Comune di Eraclea ha preso atto della conclusione della prima fase della redazione del Piano delle Acque, che individuava criticità a scala comunale ed a scala di bacino, definendo il quadro progettuale in essere relativamente alla rete principale e secondaria.

La presente relazione descrive la seconda fase del Piano delle Acque del comune di Eraclea, che analizza l'ambito urbano di Eraclea capoluogo ed Eraclea Mare. L'analisi comprende:

- il rilievo topografico di campagna delle reti di fognatura bianca e mista delle zone di Eraclea centro ed Eraclea Mare;
- la restituzione dello stato di fatto della rete rilevata e la redazione di schede monografiche per ogni pozzetto ispezionato e per ogni manufatto rilevato (come ad esempio sfioratori, paratoie, scarichi, ecc);
- l'implementazione del modello idraulico della rete tubata della sola zona Eraclea capoluogo.

Altre situazioni, pur oggetto di ripetuti allagamenti e criticità rilevanti come da Tav. 10, non sono state sottoposte ad approfondimento tecnico in questa sede poiché la criticità che le caratterizza è già stata analizzata dal punto di vista tecnico e ne è stata delineata la soluzione progettuale: si tratta, nello specifico, di Via Da Vinci nella frazione di Pontecrepaldo e relativi ambiti agricoli e Stretti zona Braide, per le quali sono già state sviluppate delle specifiche soluzioni progettuali che comportano il potenziamento rispettivamente della rete di collettamento e dell'impianto idrovoro Valle Tagli.

Il modello idrologico idraulico implementato ha lo scopo di individuare tutte le criticità idrauliche che caratterizzano lo stato di fatto della rete di fognatura di Eraclea capoluogo già in parte segnalate nella prima fase del piano. A fronte delle problematiche individuate si conducono delle simulazioni inserendo nella geometria del modello delle proposte tecniche risolutive a cui saranno allegati le relative stime dei costi degli interventi. In particolare, considerata la velocità con cui tipicamente le reti urbane mostrano difficoltà di deflusso, noto lo sfasamento temporale esistente tra i tempi di risposta delle reti urbane e quelle di bonifica, si è ritenuto che fosse prioritario procedere con analisi a moto vario, studiando l'evolversi dell'evento di pioggia nel tempo.

Per lo stesso spirito con cui viene redatto il Piano, il presente livello di analisi rappresenta la base per futuri ulteriori approfondimenti o integrazioni.

2 APPROFONDIMENTO 1: ERACLEA CAPOLUOGO

2.1 Motivo dell'analisi

L'analisi idrologico idraulica condotta per la rete fognaria bianca e mista del capoluogo si è resa necessaria visti i numerosi e ripetuti allagamenti registrati negli ultimi anni. In particolare le zone maggiormente soggette a fenomeni di allagamento sono due: una prima si sviluppa nell'area compresa tra via Roma, via Mazzini e via Europa, e la seconda è relativa alla porzione urbana di via Pirandello, Ungaretti e Toti. Lo studio del funzionamento della rete fognaria sarà quindi affrontato con maggior dettaglio nelle aree segnalate per individuare quale sia la causa dell'inefficienza e proporre delle soluzioni adeguate. La modellazione della rete ha quindi lo scopo di individuare quali sono e dove sono localizzate le insufficienze o le criticità della rete tubata e descrivere delle possibili soluzioni in grado, implementate nel sistema di smaltimento della acque meteoriche, di risolvere quelle problematiche che sono state all'origine degli allagamenti verificatisi negli anni passati.

In particolare, come si vedrà con maggior dettaglio nel seguito della presente relazione, le soluzioni progettuali che saranno proposte avranno come obiettivo quello di garantire la sicurezza idraulica del capoluogo di Eraclea con riferimento ad eventi meteorici che si caratterizzino per un tempo di ritorno pari a 50 anni così come suggerito dalla normativa regionale vigente.

2.2 Caratteristiche dell'area

L'area residenziale di Eraclea centro è delimitata a Sud dal fiume Piave, a Est dal canale irriguo Stretti, a Nord dal canale Interessati e ad Ovest da via Marco Polo. L'area di studio, coincidente con l'ambito drenato da rete fognaria urbana, si estende per circa 130 ha come da immagine seguente. Circa l'80% della rete è convogliata verso il

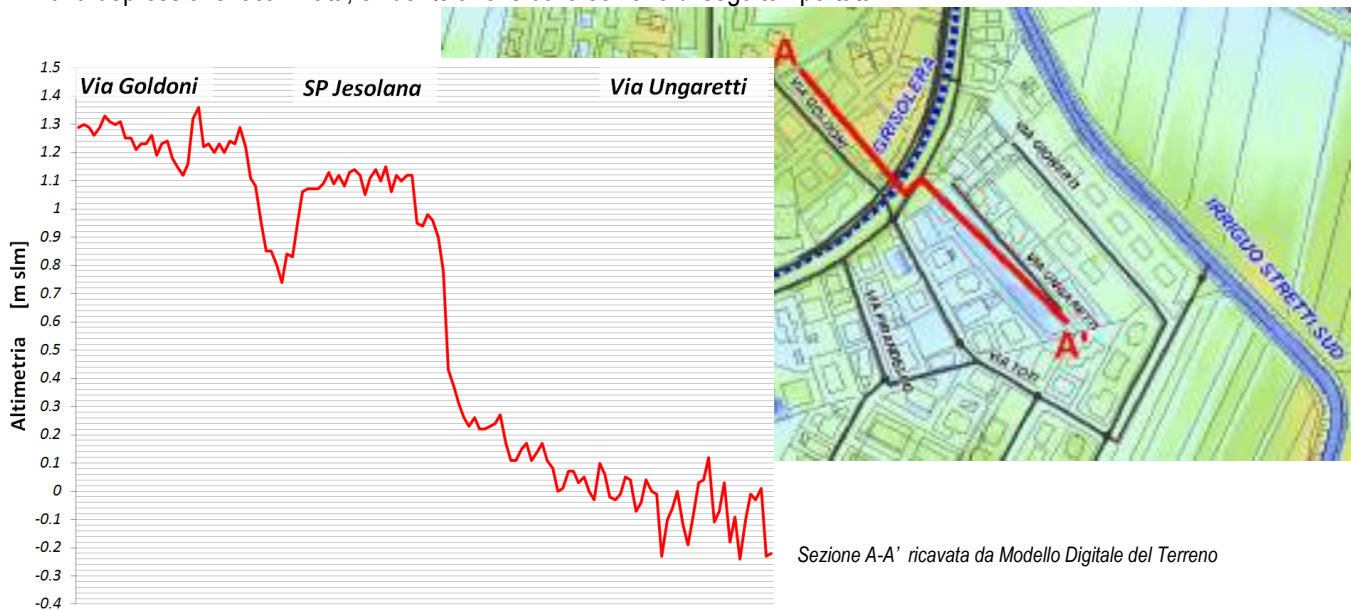


tombinamento del canale Grisolera, il quale si immette nel canale Tortoletto. Il restante 20% della rete, che serve i territori più occidentali del capoluogo, afferisce al canale Interessati direttamente o a mezzo di fossati privati nell'area del cimitero. Entrambi i canali afferiscono al sistema di bonifica Ongaro Superiore.

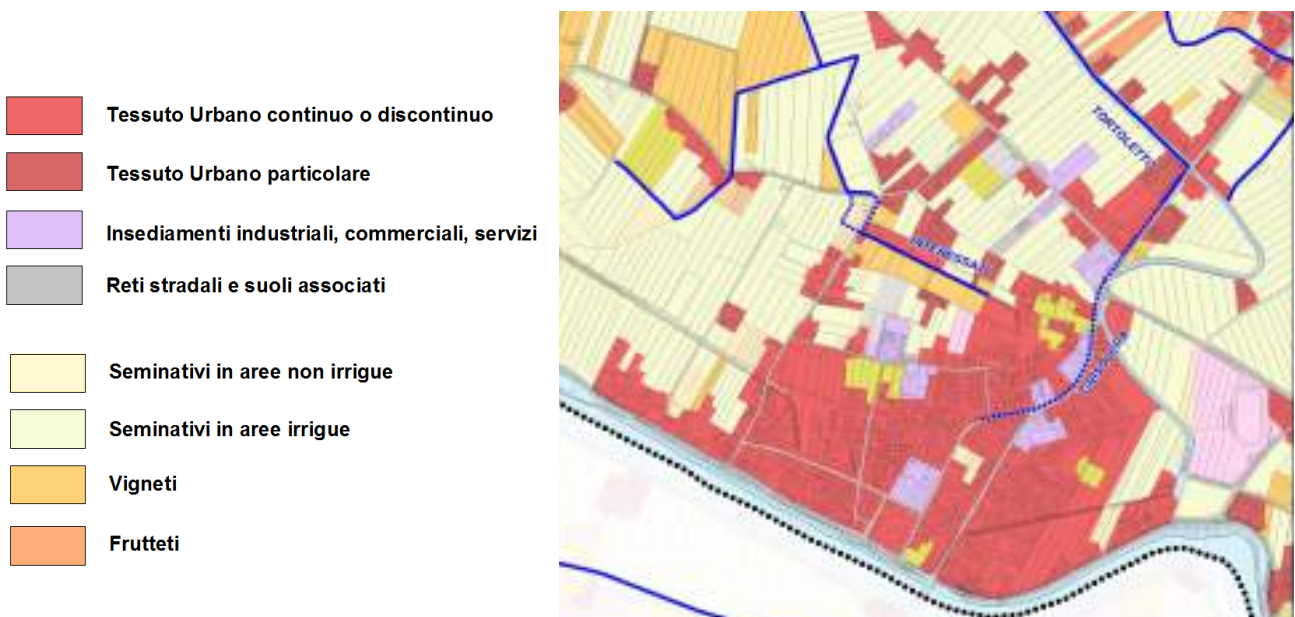
Ambito drenato da rete fognaria comunale: 130ha

L'altimetria del territorio del capoluogo, come evidenziato nell'elaborato tav. 14, varia da +2,50m slm sul dosso del fiume Piave fino a -0,50 in corrispondenza della ree urbane a sud della SP Jesolana: l'area presenta delle depressioni nelle zone urbane maggiormente colpite da allagamenti nel periodo 2008-2015.

Dal punto di vista altimetrico la porzione ubicata in prossimità di Via Toti a ridosso del canale Stretti Sud presenta come una depressione localizzata, evidente anche dalla sezione di seguito riportata.



Nell'area di studio il suolo è per l'80% impermeabilizzato, con destinazione residenziale, strade o servizi.



Uso Suolo capoluogo

2.3 Precedenti opere di potenziamento realizzate

In più occasioni, tra cui la più evidente è rappresentata dall'evento meteorico del 25/09/2010 (90mm in due ore, corrispondente ad un tempo di ritorno statistico maggiore di 100 anni, ma frequentemente registrato in occasione di rovesci locali in diversi punti del comprensorio consortile) nell'area residenziale compresa tra Via Gioberti, Via Pirandello, Via Fausta e Via Toti si sono verificati cospicui allagamenti che hanno coinvolto le sedi stradali e le abitazioni. In risposta all'evento, ai sensi dell'Accordo di Programma sottoscritto tra il Ministero per l'Ambiente e la Regione Veneto per l'adeguamento della rete, sono stati potenziati i sistemi di bonifica ricettori ed in particolare:

- È stata sostituita la condotta di tombinamento del canale Grisolera nei 270m finali, con posa di tubazione DN2000;
- È stato risezionato un breve tratto a cielo aperto del canale Grisolera;
- È stato risezionato un tratto del canale Tortoletto per una lunghezza di 1750m.

A completamento di questi interventi, il Consorzio di Bonifica Veneto Orientale ha sviluppato un progetto esecutivo per l'adeguamento di tre manufatti intermedi lungo i canali Grisolera e Tortoletto, di lunghezza 26m, 8m ed 8m, così da limitare le perdite di carico per lo smaltimento delle portate urbane verso le reti di bonifica.

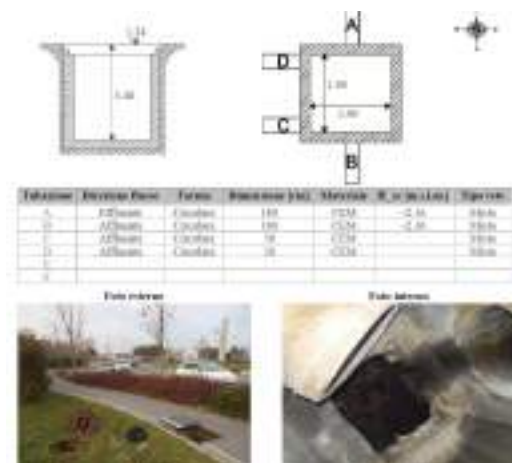
A seguito degli eventi del 2010, essendo evidente che la rete di raccolta urbana manifestava dei limiti strutturali e che nemmeno a fronte dell'ottimizzazione dei sistemi di bonifica riceventi sarebbe stata in grado di rispondere ad eventi intensi di carattere temporalesco, l'Ente gestore del servizio idrico A.S.I. spa ed il Comune di Eraclea hanno sviluppato congiuntamente la progettazione di una condotta scolmatrice dedicata ai deflussi meteorici del comparto più sfavorito dal punto di vista altimetrico. Tale attività ha portato alla realizzazione di una condotta di diametro DN1200 lungo Via Gioberti.

Detta condotta rientrava in un disegno complessivo che prevedeva un sostanziale riassetto dell'idraulica locale, con conversione del canale irriguo Stretti Sud ad opera di scolo di cui al par.2.7.1, mediante risezionamento e posa di condotta irrigua in affiancamento. Tale progetto, sviluppato dal Consorzio di Bonifica e oggetto di richiesta di finanziamento, prevedeva pertanto di realizzare una nuova linea di scolo ed un cospicuo invaso a servizio dell'abitato di Eraclea, potendo ricevere per gravità la condotta urbana di nuova realizzazione.

Nell'attesa del finanziamento dell'opera, tuttavia, la condotta così realizzata risulta non funzionale poiché prova di scarico.

2.4 Attività di rilievo topografico e ricostruzione dei collegamenti stato di fatto

L'attività di campagna, effettuata con strumentazione GPS, ha riguardato ispezione e rilievo di 85 pozzetti fornendo gli



elementi utili alla ricostruzione della rete tubata di fognatura. Come da immagine seguente sono stati individuati e rilevati i due scarichi, uno nel fosso Interessati, e uno nel canale Tortoletto.

Esempio monografia rilievo

Il rilievo ha inoltre consentito di descrivere geometricamente alcuni manufatti regolatori:

- **Sfioratore1:** realizzato dopo gli allagamenti del 2010 per sfiorare l'eccesso di portata di via Toti verso il canale irriguo Stretti Sud tramite una condotta di diametro 1200 mm. A valle della condotta è stata realizzata una vasca predisposta per l'alloggiamento di una pompa che permetterà il sollevamento e lo scarico delle portate in eccesso nel canale Stretti Sud. Il pozzetto dov'è collocato il manufatto di sfioro riceve le acque da Sud tramite una condotta DN 1000 mm, da Nord da un DN 800, per trasferire poi le acque verso via Toti attraverso un DN 1200. Il petto sfiorante alto 20 cm consente al supero meteorico di convogliare le acque verso la vasca di carico del sollevamento attualmente ancora non installato.
- **Sfioratore2:** realizzato in via Marco Polo, poco a Sud dell'incrocio con via Paludelli, sfiora l'eccesso meteorico verso il canale Interessati. La portata di magra, invece, è convogliata all'impianto di sollevamento posto alla fine di via Marco Polo.
- **Sfioratore3:** realizzato in corrispondenza della rotonda della Strada Provinciale Jesolana sfiora il supero meteorico verso il tombinamento del canale Grisolera. Dal pozzetto che ospita il manufatto, in condizioni ordinarie, la portata di magra attraverso una condotta DN 400 raggiunge l'impianto di rilancio di nera.
- **Sfioratore4:** esso non nasce come un vero e proprio sfioratore, ma la sua conformazione geometrica lo rende tale. Si colloca tra via IV Novembre e via Sepulcri ed è rappresentato da un collegamento con volta in mattoni: la rete di via IV Novembre viene qui ripartita tra la linea diretta al canale Interessati e la rete fognaria di Via Saba: questo nodo rappresenta quindi un collegamento tra lo sfioro nel canale Interessati ed il resto dell'area urbana Via Mazzini – Roma e limitrofe.



Planimetria dell'area di interesse con individuazione delle principali aree di allagamento.





Localizzazione dei manufatti presenti lungo la rete, degli scarichi in rete bianca e dell'impianto di rilancio di nera.

2.5 Impostazione del modello idraulico rete fognaria capoluogo

Il modello idraulico a moto vario è limitato al nucleo urbano, assumendo il comportamento della rete idraulica di bonifica come condizione al contorno. La calibrazione del modello è stata condotta con riferimento alle aree allagate registrate in occasione dei diversi eventi meteorici.

2.5.1 Geometria delle reti e permeabilità

La geometria della rete urbana è stata implementata sulla scorta dei rilievi di cui al paragrafo 2.4, analizzando quindi il comportamento di 214 condotte e 202 nodi.

Per ognuno dei 123 sottobacini è stato definito il Curve Number e la percentuale di suolo impermeabile sulla base dell'analisi regionale Uso del Suolo: Il coefficiente di deflusso medio è di 0,53.

BAC.	AREA	PHI	BAC.	AREA	PHI	BAC.	AREA	PHI	BAC.	AREA	PHI
			31	0.52	0.70	63	0.75	0.71	99	0.26	0.72
1	0.88	0.70	32	0.62	0.70	64	0.52	0.71	100	0.32	0.70
2	1.94	0.64	33	2.06	0.65	65	0.83	0.69	101	6.09	0.23
3	0.42	0.69	34	0.70	0.68	66	0.77	0.70	102	13.25	0.19
4	0.56	0.67	35	0.72	0.67	67	0.85	0.69	103	6.75	0.24
5	1.16	0.64	36	0.28	0.67	68	0.28	0.71	104	0.60	0.71
6	0.32	0.70	37	0.46	0.70	69	0.46	0.71	105	0.90	0.70
7	0.44	0.66	38	1.21	0.70	70	0.99	0.69	106	0.74	0.69
8	0.41	0.71	39	1.52	0.61	71	0.42	0.71	107	0.80	0.69
9	0.54	0.69	40	0.54	0.72	72	0.65	0.70	108	0.66	0.69
10	0.20	0.71	41	0.75	0.70	73	0.57	0.70	109	0.80	0.69
11	0.24	0.71	42	0.62	0.70	74	0.96	0.70	110	0.28	0.71
12	2.09	0.67	43	0.23	0.72	75	0.75	0.70	111	0.61	0.62
13	0.84	0.69	44	0.33	0.71	76	0.65	0.65	112	1.57	0.53
14	0.60	0.68	45	0.86	0.70	77	0.75	0.66	113	2.47	0.53
15	1.50	0.67	46	0.75	0.70	78	1.10	0.67	114	3.42	0.50
16	0.88	0.70	47	0.79	0.70	79	0.68	0.67	115	0.28	0.70
17	1.93	0.57	48	0.38	0.70	80	0.43	0.72	116	0.62	0.69
18	4.02	0.53	49	0.52	0.71	81	0.56	0.70	117	0.35	0.71
19	1.72	0.67	51	0.84	0.69	82	0.52	0.69	118	0.27	0.70
20	1.04	0.70	52	0.70	0.70	83	0.76	0.69	119	0.65	0.70
21	0.70	0.71	53	1.35	0.61	84	1.06	0.70	120	0.70	0.70
22	0.85	0.68	54	0.53	0.70	85	0.58	0.69	121	0.34	0.72
23	0.80	0.67	55	0.27	0.70	86	0.70	0.70	122	0.70	0.70
24	0.96	0.69	56	0.70	0.70	87	0.75	0.67	123	0.86	0.70
25	0.65	0.68	57	0.38	0.69	88	0.86	0.71	124	0.50	0.71
26	0.37	0.70	58	0.61	0.67	89	0.53	0.70	125	0.61	0.70
27	0.75	0.68	59	0.68	0.71	90	1.42	0.62	126	0.17	0.72
28	0.62	0.69	60	0.95	0.70	91	0.26	0.72	127	11.91	0.19
29	0.59	0.64	61	0.71	0.70	92	0.25	0.70	128	0.30	0.72
30	0.36	0.71	62	0.90	0.71	93	0.50	0.71	130	0.38	0.71

Coefficienti di deflusso per i diversi sottobacini

2.5.2 Condizioni al contorno

Sono state imposte tre condizioni al contorno:

- a) di portata in uscita dal sistema analizzato per tener conto del rilancio della magra verso il depuratore.
- b) di livello sui canali Grisolera e Tortoletto;

in riferimento al punto a) si è imposto il valore della portata sollevata costante e pari 40 l/s in corrispondenza del sollevamento di nera a servizio dell'impianto di depurazione posto nei pressi della rotatoria tra la SP-Eraclea Mare e la SP-Jesolana. In riferimento al punto b) presso le due sezioni di chiusura del bacino (sui collettori Interessati e Tortoletto) sono state analizzate due ipotesi di scenario:

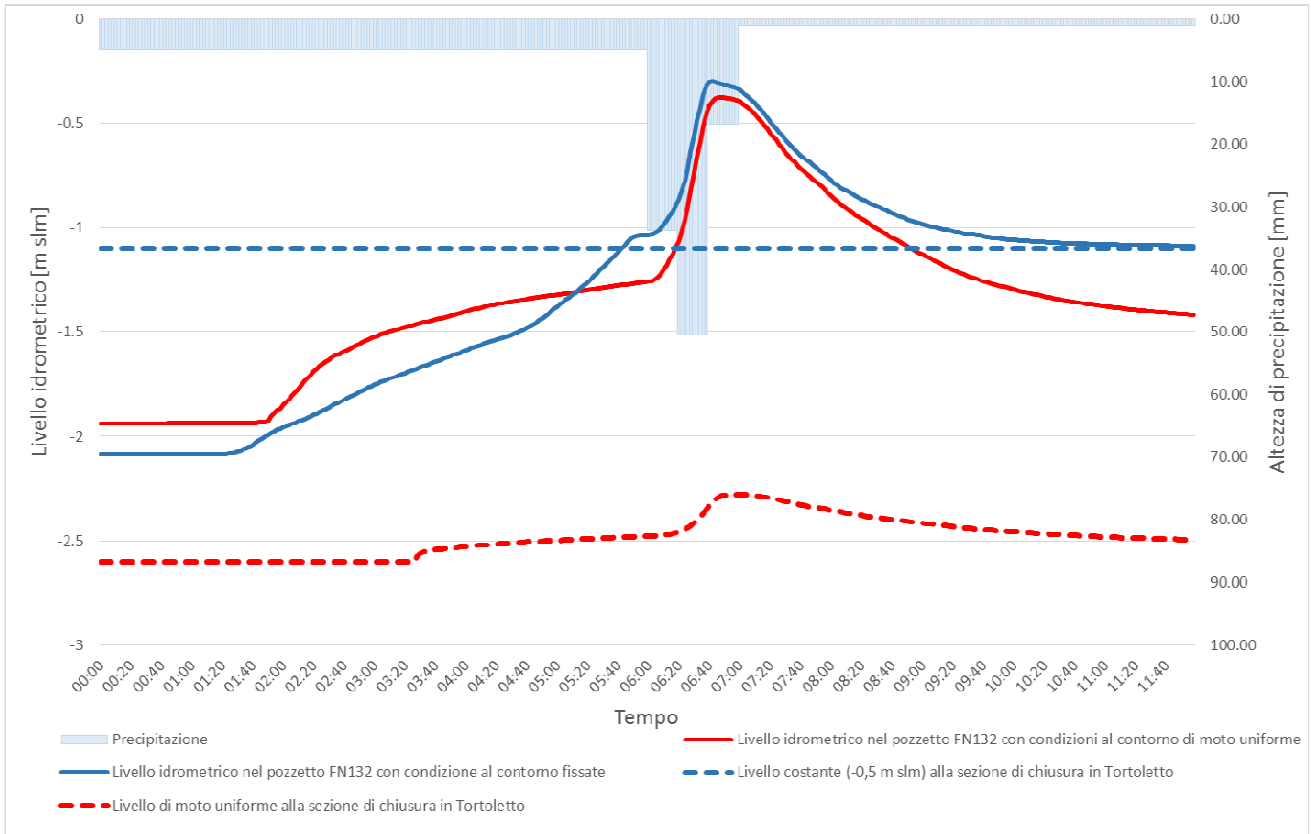
- Scenario 1. Condizione di moto uniforme: ciò equivale a immaginare che la rete di bonifica non risenta particolarmente della precipitazione in corso (condizione tipica degli eventi temporaleschi) e non subisca innalzamenti tali da influenzare il comportamento della rete urbana.
- Scenario 2. Condizione di livello imposto pari a -1,10 m slm (quota 8,90). Tale condizione – molto sfavorevole– equivale a considerare un elevato livello di riempimento dei canali ricettori Tortoletto e Interessati, con riduzione del franco a soli 30cm nel punto più depresso (area cimitero).

Il confronto tra i due scenari consentirà di analizzare l'influenza dei sistemi di smaltimento principali rispetto alle reti urbane e guiderà il percorso progettuale.

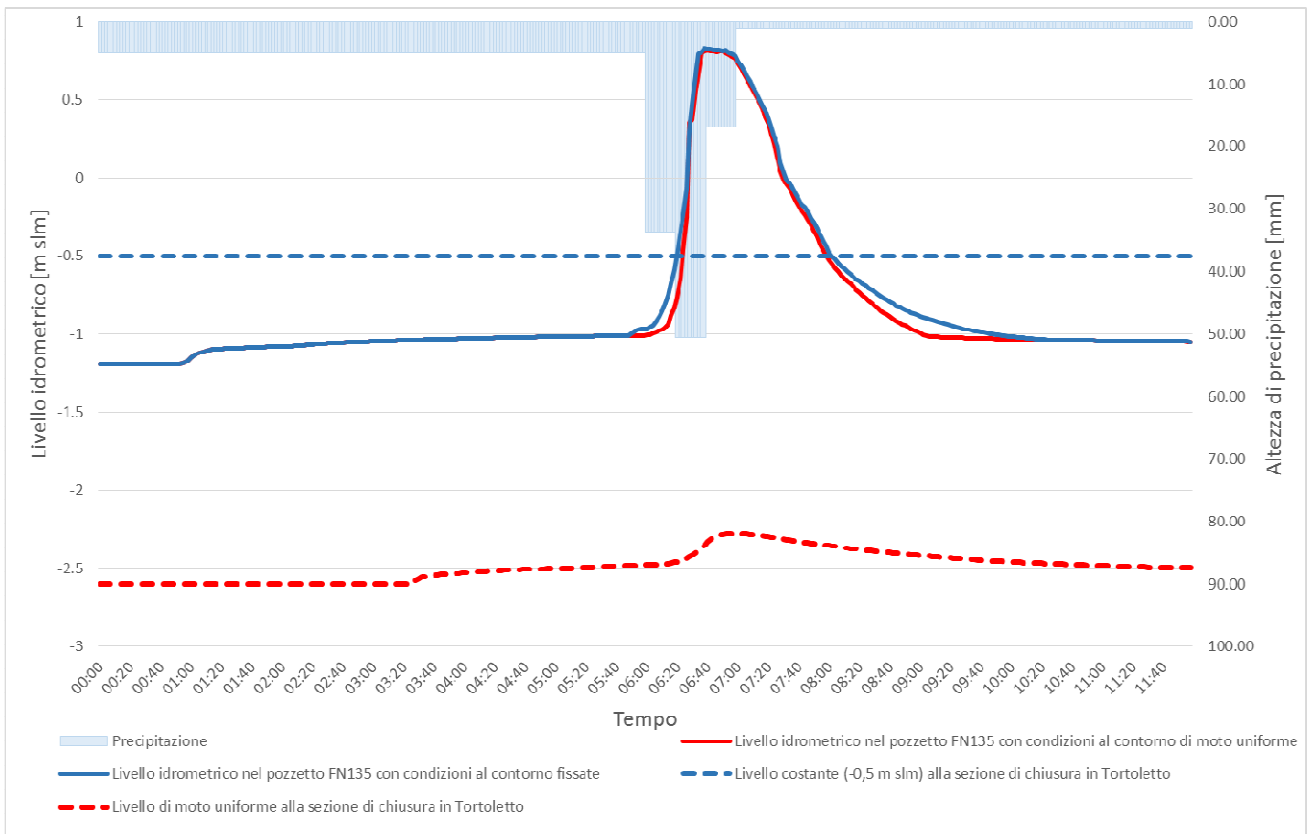
2.5.3 Analisi dell'influenza delle condizioni al contorno sulla rete principale

Vengono di seguito confrontati i risultati ottenuti dalle simulazioni effettuate con i due distinti scenari riferiti a diverse condizioni al contorno di valle. Il confronto è stato eseguito analizzando l'evento di pioggia di durata oraria con tempo di ritorno di 2 anni. Analizzando i livelli idrometrici attesi nei pozzetti di fognatura nei pressi delle sezioni di scarico, si nota che le differenze attese tra i due idrogrammi sono poco significative all'interno della rete fognaria e si rendono via via meno visibili allontanandosi dal punto di scarico: in particolare i due grafici risultano coincidenti per la rete fognaria di Via Mazzini. Da queste considerazioni emerge:

- che la condizione al contorno più gravosa è quella che prevede livelli nei canali pari a quota -1,10m slm (8,90) e che pertanto le successive simulazioni possono cautelativamente essere condotte su questa ipotesi;
- che la risposta della rete fognaria ad un evento di carattere temporalesco è scarsamente influenzata dai livelli nel ricettore finale e che pertanto la strategia di potenziamento deve necessariamente coinvolgere le reti urbane.



Confronto tra i livelli idrometrici nel pozzetto FN132 (Lungo SP Jesolana) per diverse condizioni a contorno $T_p = 1$ ora; $T_r = 2$ anni.



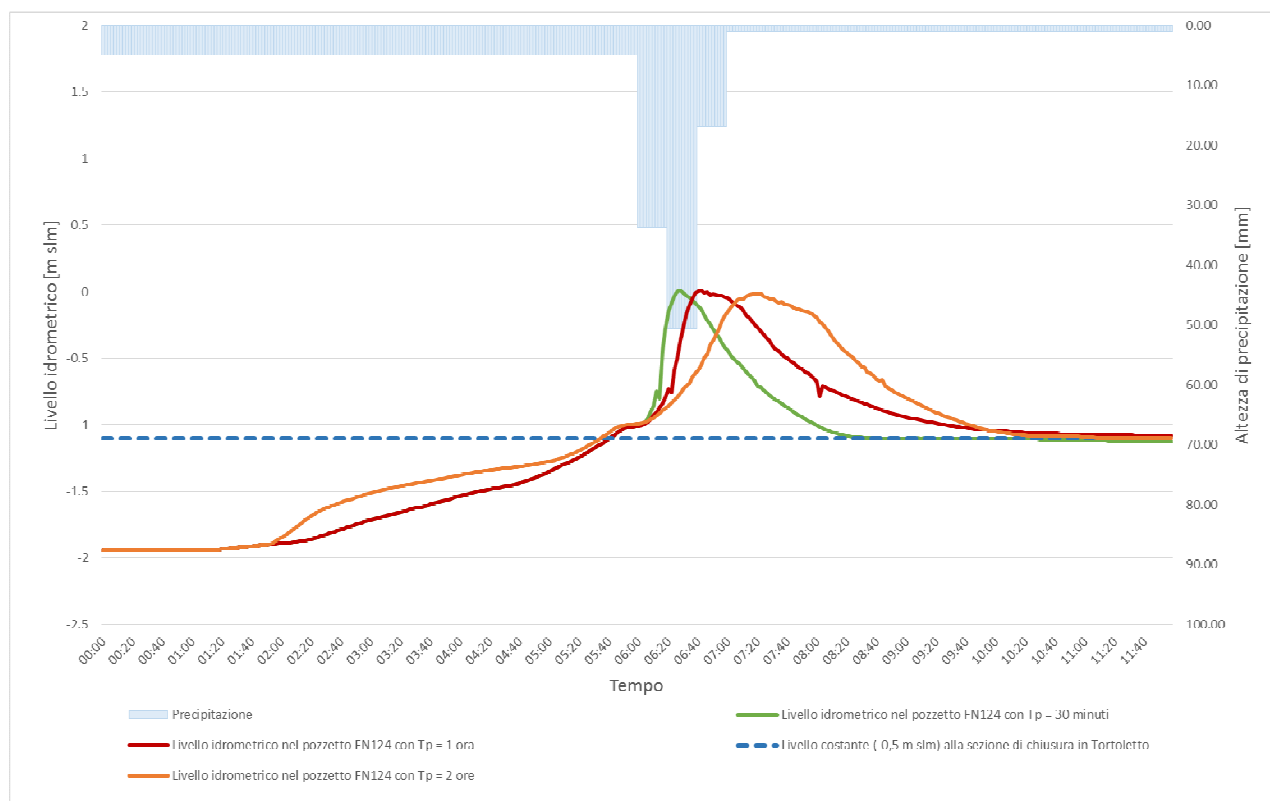
Confronto tra i livelli idrometrici nel pozzetto FN135 (Via Mazzini) per diverse condizioni al contorno: $T_p = 1$ ora; $T_r = 2$ anni.

2.5.4 Individuazione dell'evento meteorico di studio

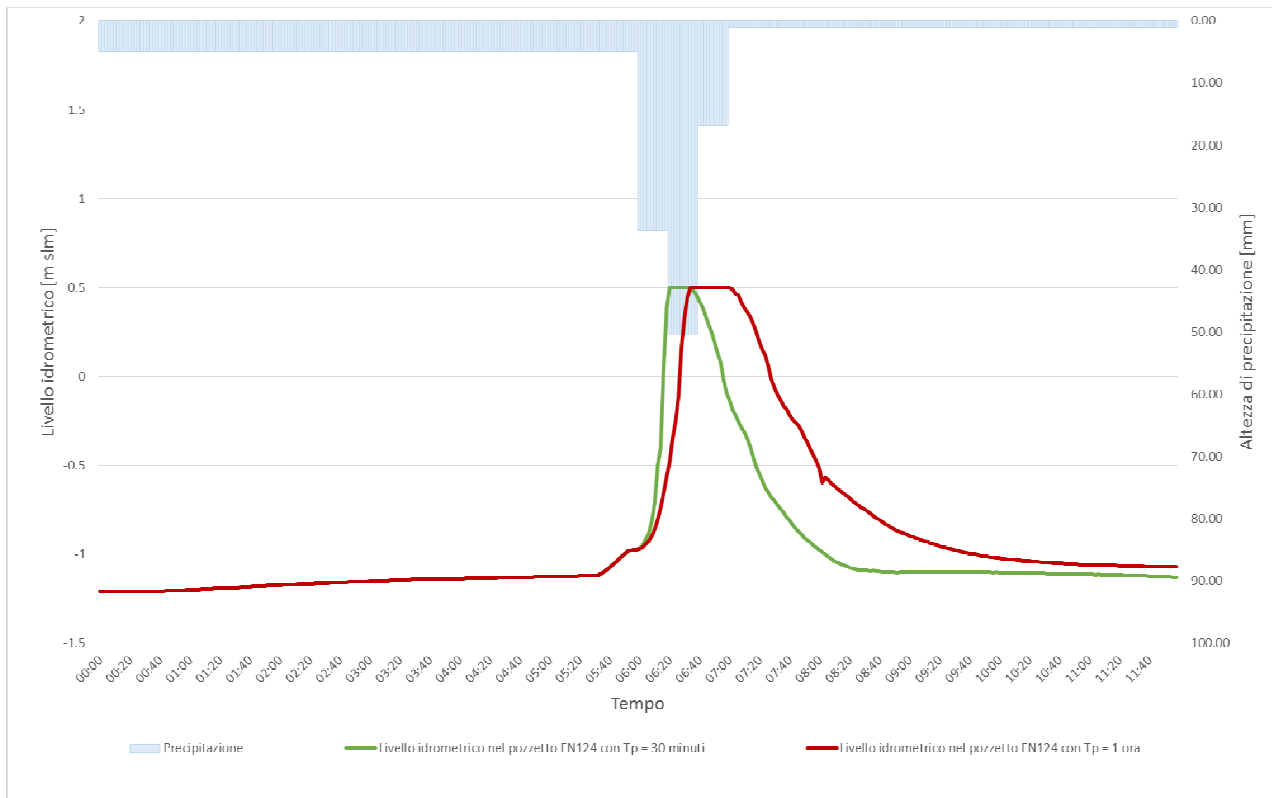
Prima di analizzare i risultati ottenuti dalle simulazioni con i diversi eventi meteorici, si sono confrontati i risultati relativi a diversi tempi di pioggia per definire quale fosse l'evento peggiore per la rete di smaltimento urbano di Eraclea capoluogo.

Considerati 3 tempi di pioggia differenti, pari a 30 minuti, 1 ora e 2 ore e analizzando i livelli idrometrici dei pozzetti (a titolo esemplificativo si consideri il pozzetto FN124 di via Roma), nessuna variazione risulta apprezzabile in funzione del tempo di pioggia considerato.

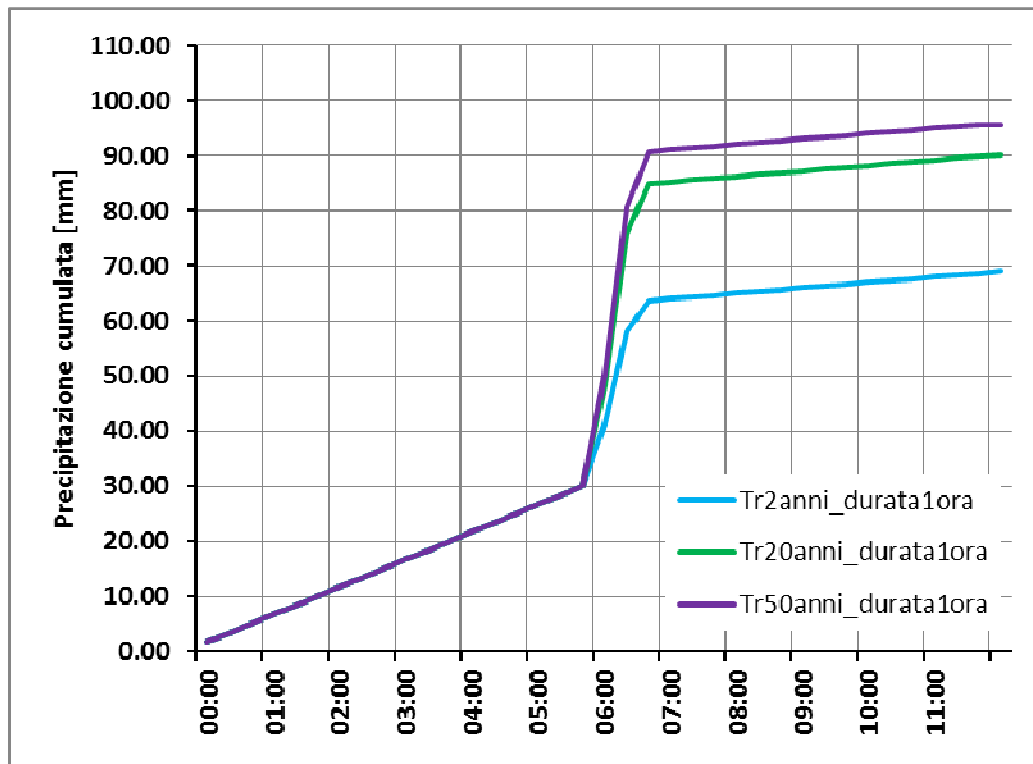
Analizzando invece i pozzetti interessati da flooding emerge con chiarezza come la condizione migliore sia quella relativa ad eventi meteorici caratterizzati da un tempo di pioggia pari a 2 ore. Confrontando a questo punto i risultati relativi ai tempi di pioggia di 30 minuti e un'ora e constatando che i volumi di allagamento per quest'ultimo sono nettamente superiori (si osservino a titolo esplicativo i livelli del pozzetto F300 di via Mazzini), si conclude che l'evento di durata oraria risulta quello maggiormente critico per il bacino in analisi.



Confronto tra i livelli idrometrici nel pozzetto FN124 al variare del tempo di pioggia con tempo di ritorno 2 anni.



Assunto come evento critico quello di durata 1 ora, pertanto, si avranno le seguenti precipitazioni cumulate:

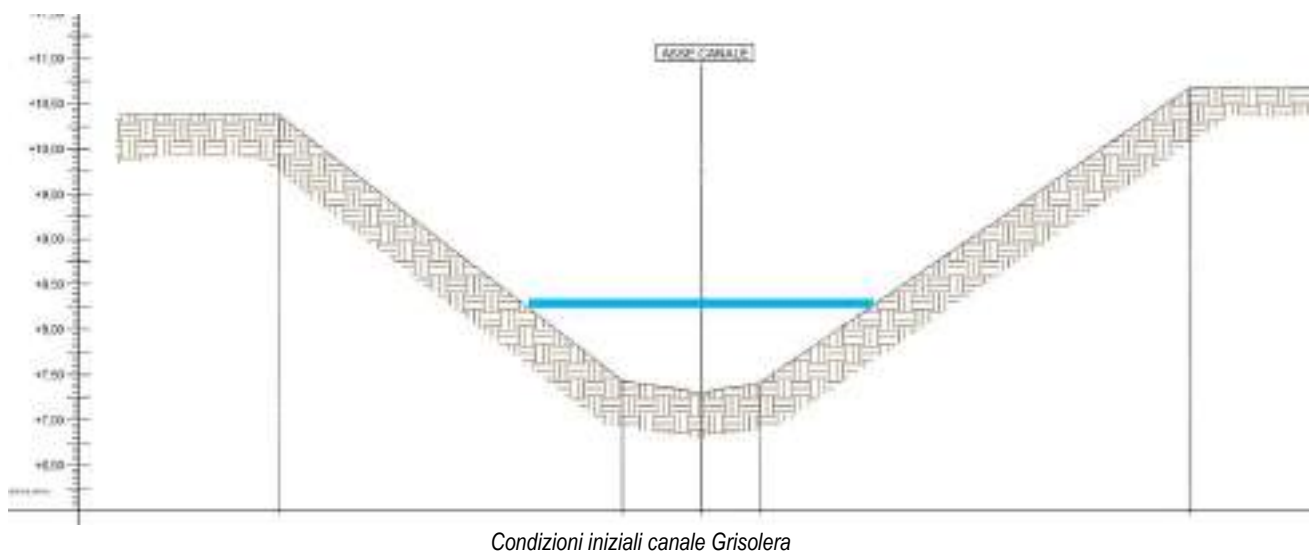


Pioggia cumulata per eventi caratterizzati da diversi tempi di ritorno, durata 1 ora, preceduta da evento a bassa intensità (30mm in 6 ore)

2.5.5 Condizioni iniziali

La situazione iniziale della rete viene simulata ipotizzando 6 ore di precipitazione di bassa intensità (5mm/ora) in modo da raggiungere una condizione di equilibrio. Per questo motivo le quantità cumulate nei grafici seguenti mostrano 30mm prima dell'inizio dello scroscio (ore 06:00).

La rete di bonifica a valle del comparto urbano è ipotizzata pertanto a quota 8,20 (ovvero -1,80m slm) prima dell'inizio dello scroscio.



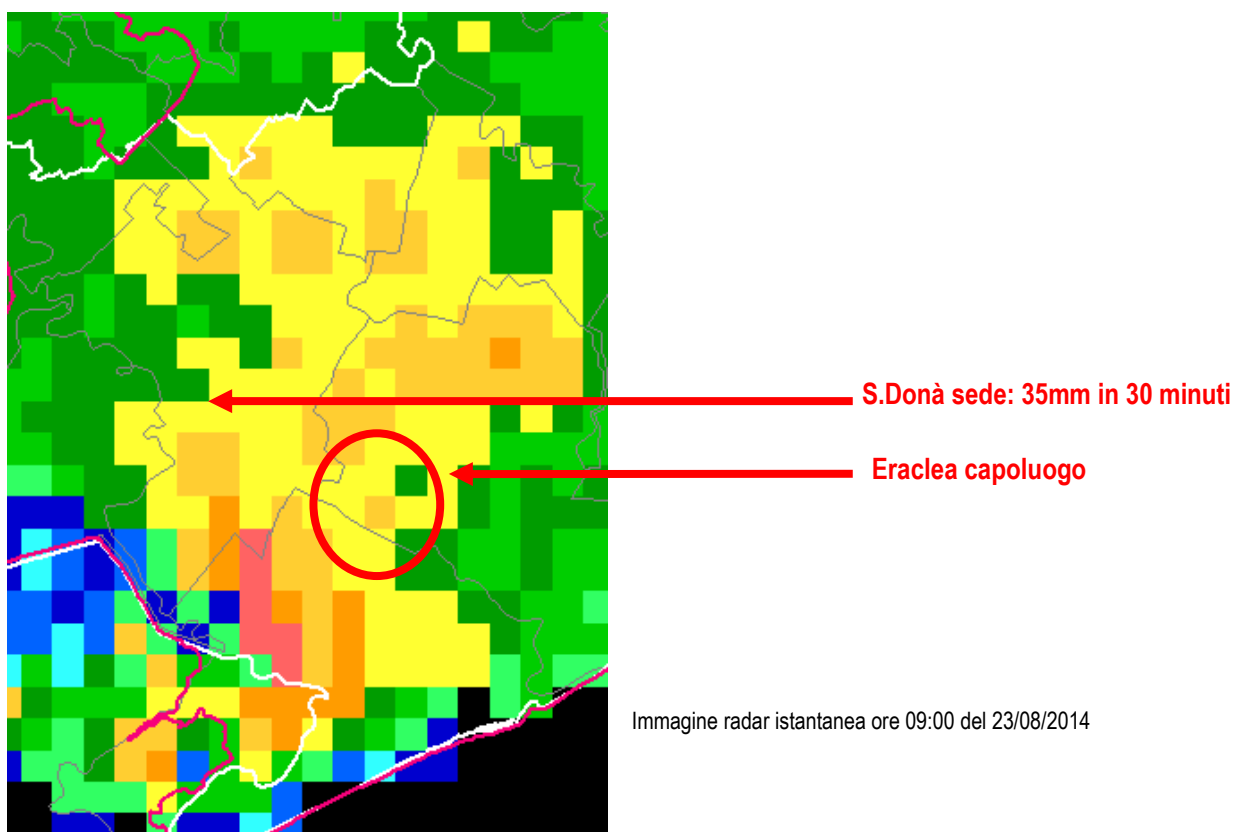
2.6 Analisi Stato di fatto

L'analisi della rete idraulica del capoluogo allo stato di fatto mostra la crisi dei sistemi di prima raccolta già per eventi caratterizzati da tempi di ritorno di 2 anni, ovvero ad una precipitazione temporalesca di 34mm in 1 ora.

La misura della criticità di un'area urbana viene qui semplificata evidenziando in quali nodi il livello piezometrico atteso sia non solo superiore al cielo condotta ma anche superiore al piano stradale. Tale condizione, che solo nei casi più intensi corrisponde fisicamente alla fuoriuscita d'acqua dai chiusini, è molto più frequentemente rappresentata dal rigurgito dei sistemi fognari domestici, specialmente se sottoquota (interrati).

In aggiunta a ciò, tenendo conto che la rete fognaria lavora in pressione, viene meno la possibilità di drenaggio delle sedi stradali e pertanto si verificano ruscellamenti di una lama d'acqua superficiale, con accumuli nelle parti più depresse.

La mappatura delle aree allagate rappresenta una fonte di taratura per il modello urbano. In particolare può essere analizzato l'evento del 23/08/2014, di carattere temporalesco, che ha visto il susseguirsi di due scrosci di cui il primo caratterizzato da elevata intensità. Nel centro di S. Donà (presso sede Consorzio) sono stati registrati 35mm in 30 minuti, corrispondenti ad un tempo di ritorno statistico di 5 anni. A Eraclea (stazione ARPAV, fuori dal centro di scroscio) 23mm in un'ora, ma è evidente dall'immagine radar seguente che localmente l'evento ha avuto intensità pari a quelle del centro di S. Donà di Piave o maggiori.



L'evento, quindi corrispondente ad un tempo di ritorno statistico di almeno 5 anni, ha comportato l'allagamento del quartiere Via Europa – Via Mazzini – Via Roma, come da foto allegate.



Via Zanusso e Via Europa, 23/08/2014 ore 10:00.

Con riferimento agli eventi simulati è interessante osservare il profilo idraulico istantaneo nel momento di picco, calcolato secondo la regola che guida l'integrazione del profilo idraulico:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - Fr^2}$$

essendo:

dh = l'aumento di tirante tra un punto A ed un generico punto B;

dx = la distanza tra un punto A ed un generico punto B;

i = la pendenza di fondo del tratto AB;

j = la pendenza della linea dell'energia = (Energia A – Energia B) / distanza AB

Fr = il numero di Froude medio del tratto AB, funzione della velocità e del tirante

Si riportano di seguito due profili istantanei riferiti alle reti urbane di Eraclea capoluogo, da analizzare ricordando che nel moto lento -come quello in esame- il livello in ogni generico punto è determinato da:

- il livello idraulico nel punto più a valle;
- la pendenza del fondo;
- le perdite di carico comprese tra il punto più a valle ed il punto in esame, e che tali perdite di carico dipendono dalla portata in transito e dalle dimensioni del collettore.

Questa schematizzazione del processo di integrazione del profilo, pur scontata, è fondamentale per interpretare i profili idraulici nei paragrafi seguenti, in cui procedendo da valle verso monte (e quindi dal canale ricettore verso la fognatura) si nota un evidente innalzamento della piezometrica nelle fasi iniziali della piena, sintomo di sottodimensionamento della rete.

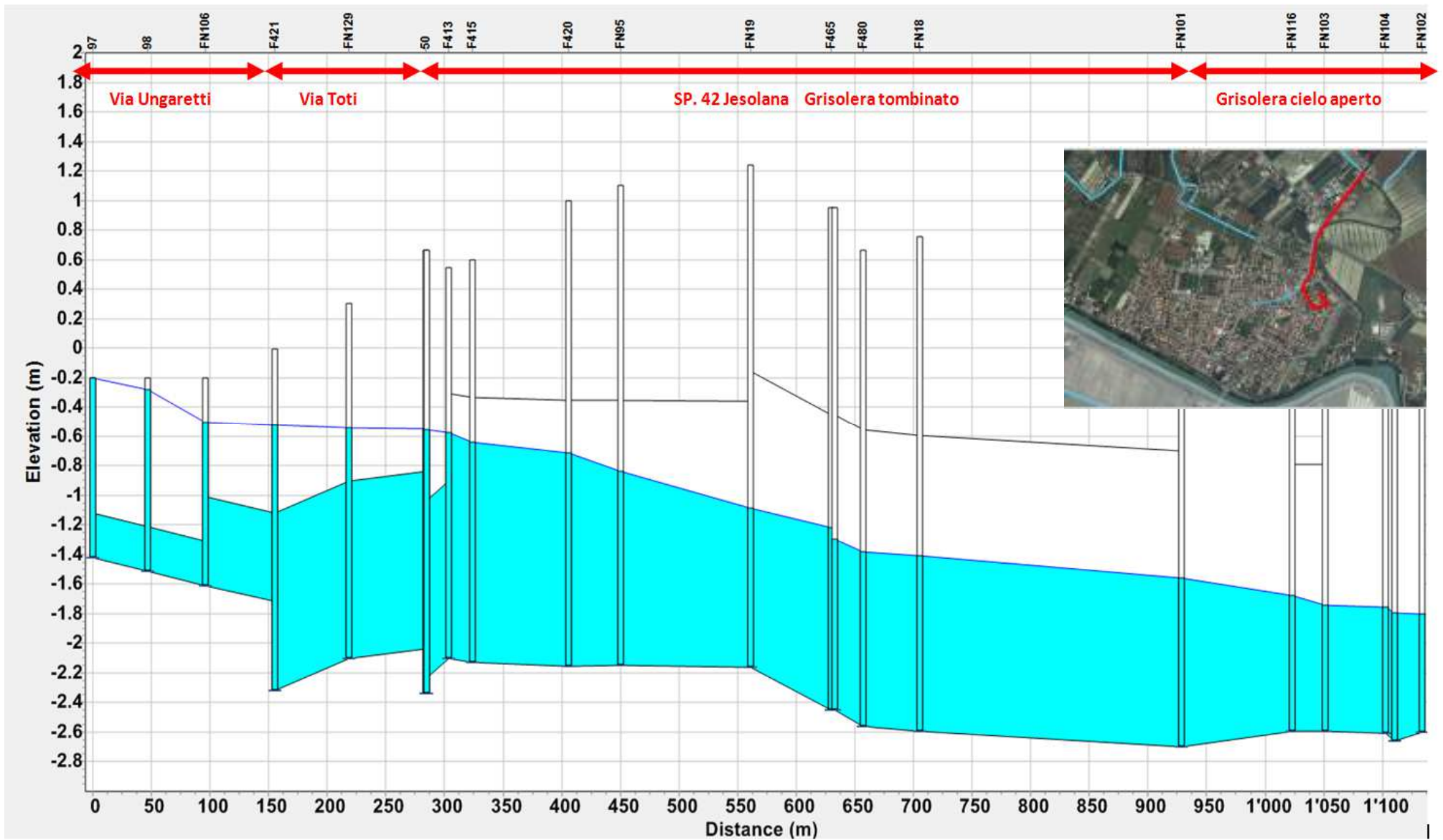
2.6.1 Stato di fatto: Tr 2 anni (34mm in 1 ora)

Il modello a moto vario mostra per gli ambiti di seguito evidenziati la temporanea crisi del sistema fognario già per eventi caratterizzati da tempo di ritorno di 2 anni (34mm in 1 ora).

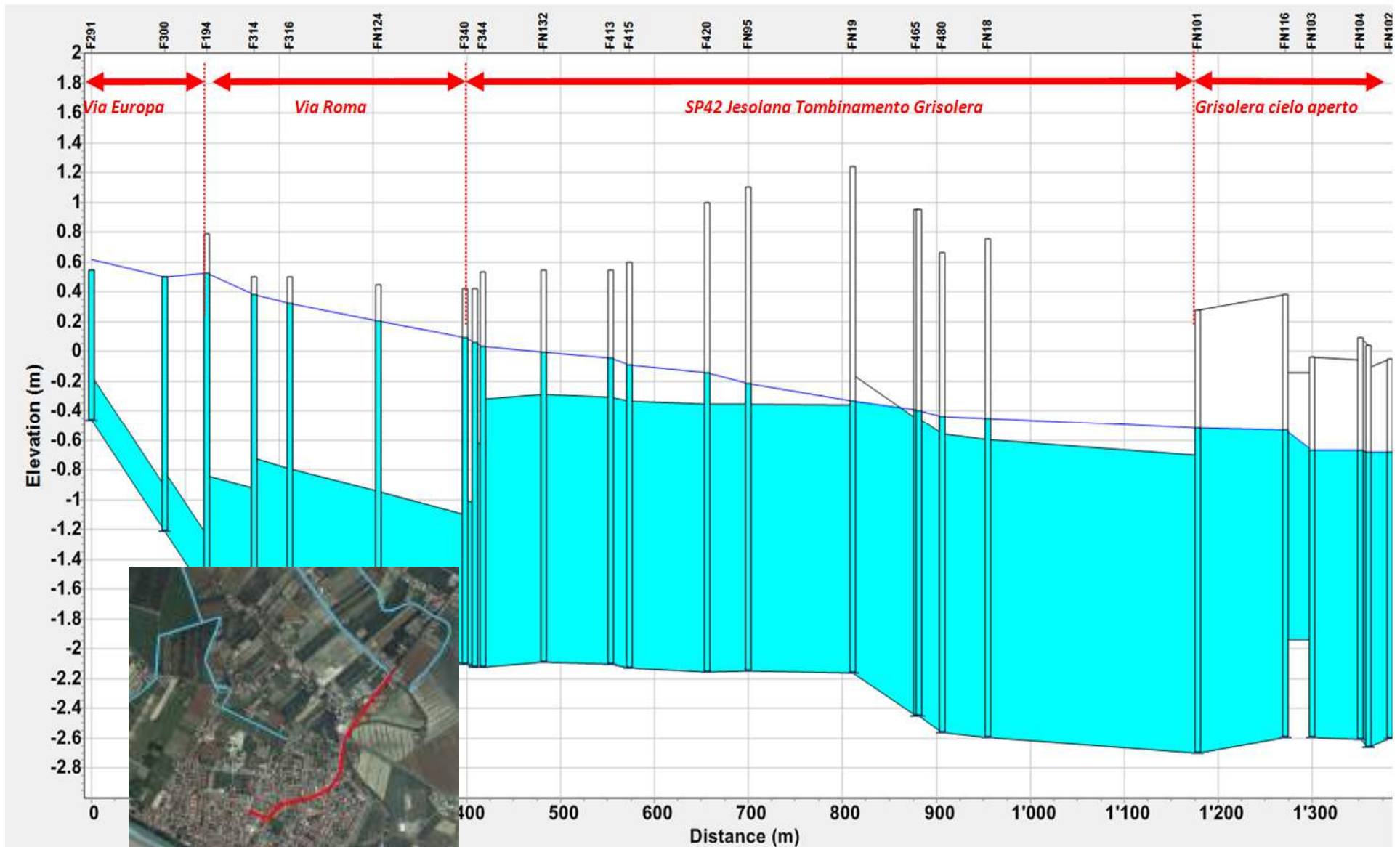
Gli allagamenti simulati sono concentrati nelle aree urbane e confinati a brevi durate comprese tra i 40 e gli 80 minuti dall'inizio evento (quindi la situazione di criticità termina dopo 20 minuti dalla fine dello scroscio orario).



Rappresentazione planimetrica del flooding dei pozzetti. Evento: $T_p = 1$ ora; $T_r = 2$ anni.



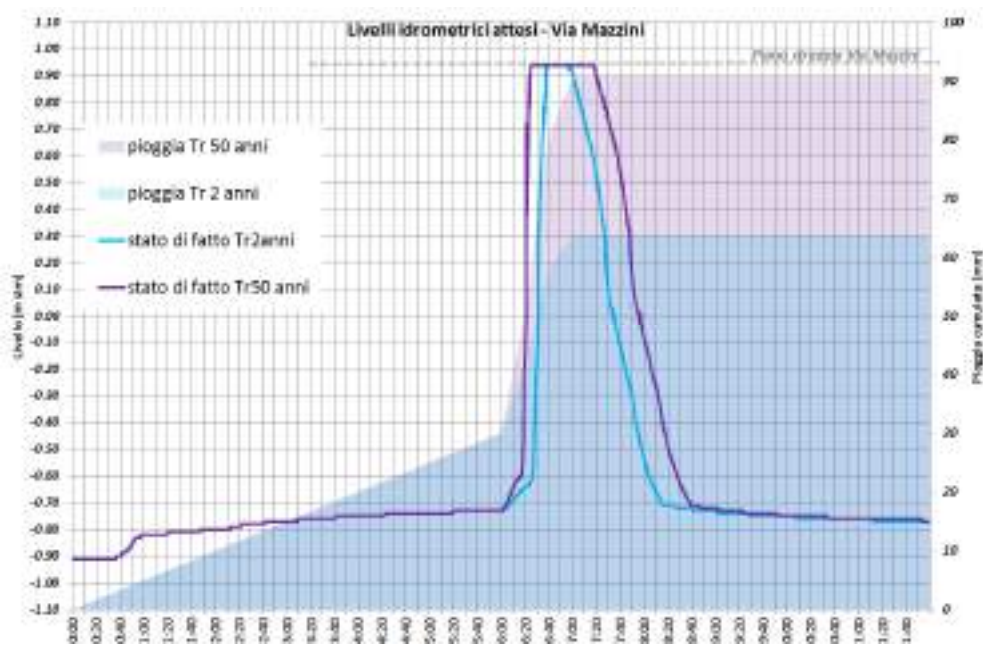
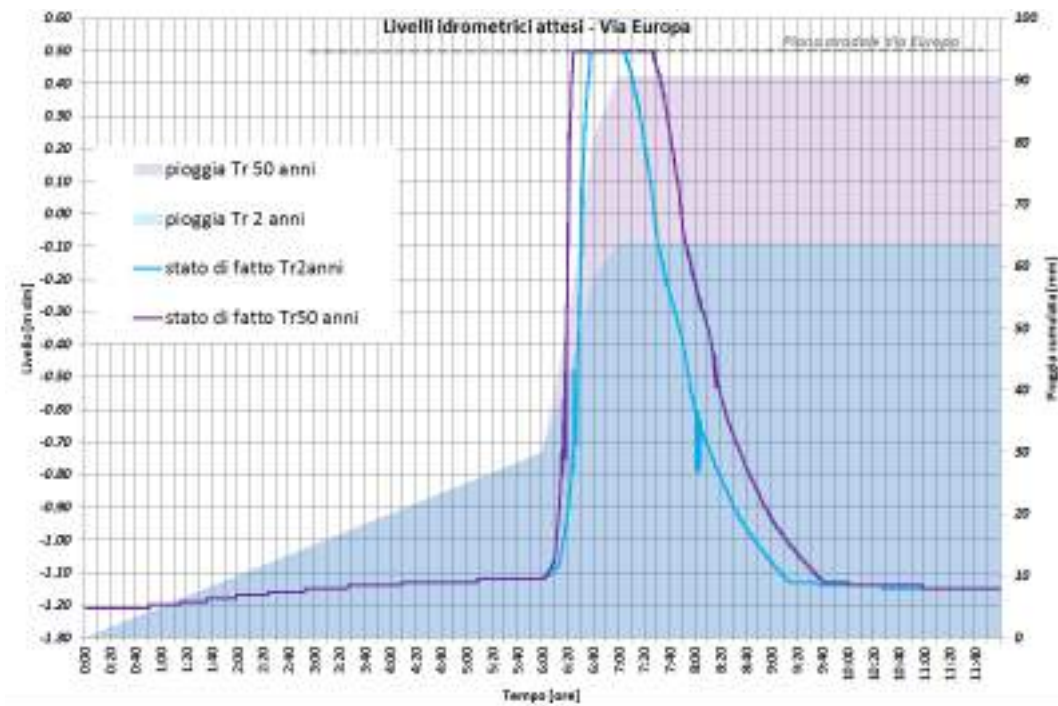
Stato di fatto Tr = 2 anni profilo istantaneo dopo 40 minuti dall'inizio evento

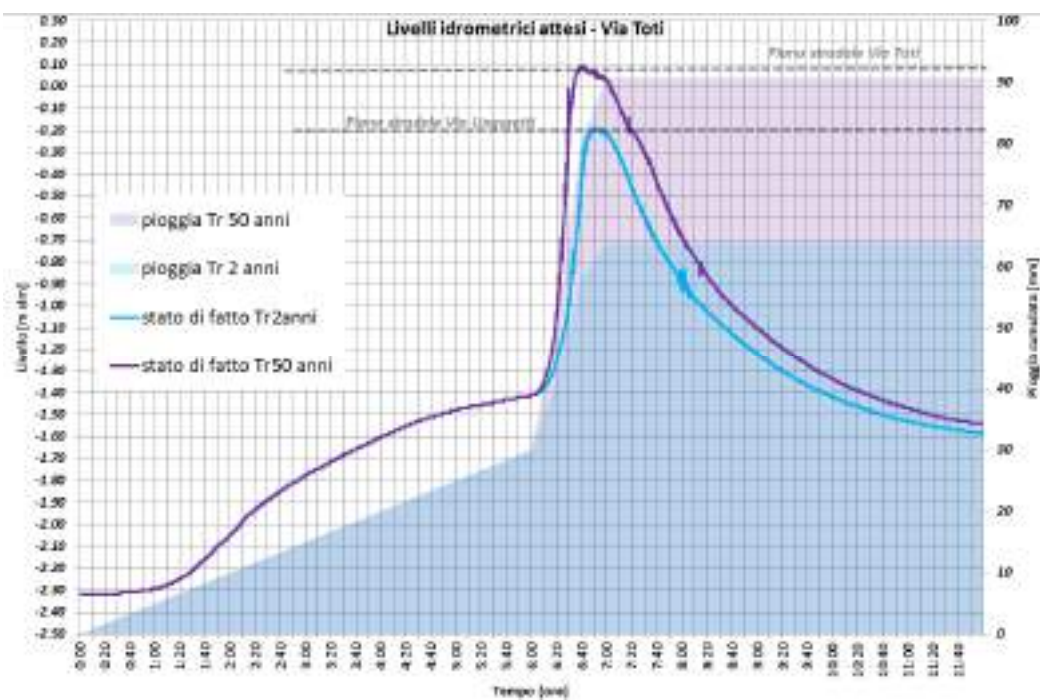
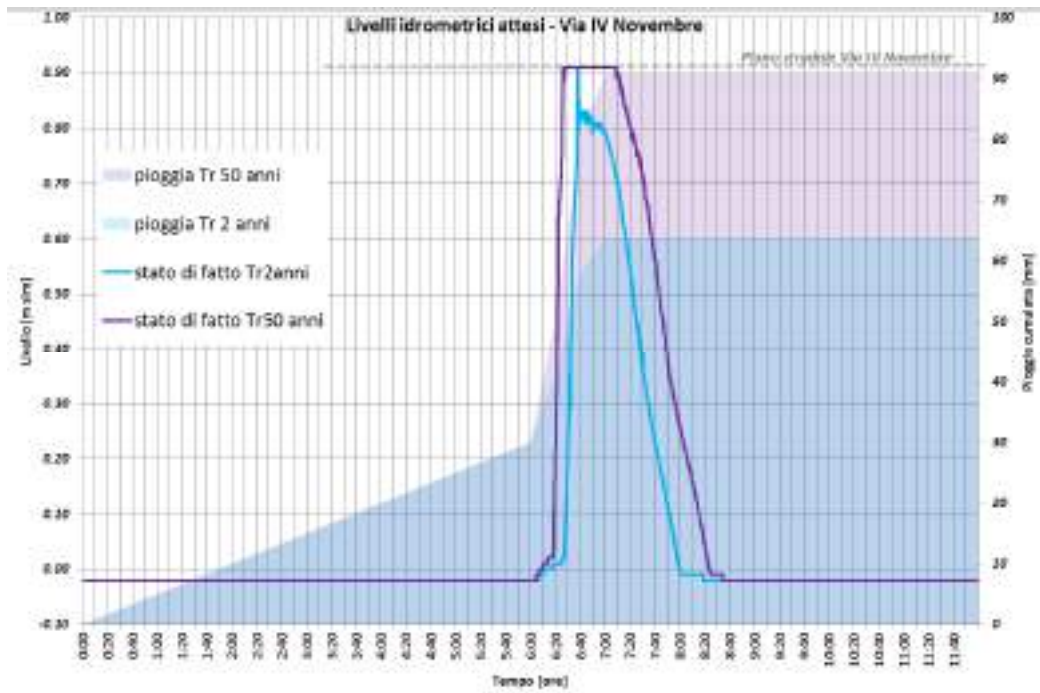


Stato di fatto Tr = 2 anni profilo istantaneo a fine scroscio

2.6.2 Stato di fatto: Tr 50 anni

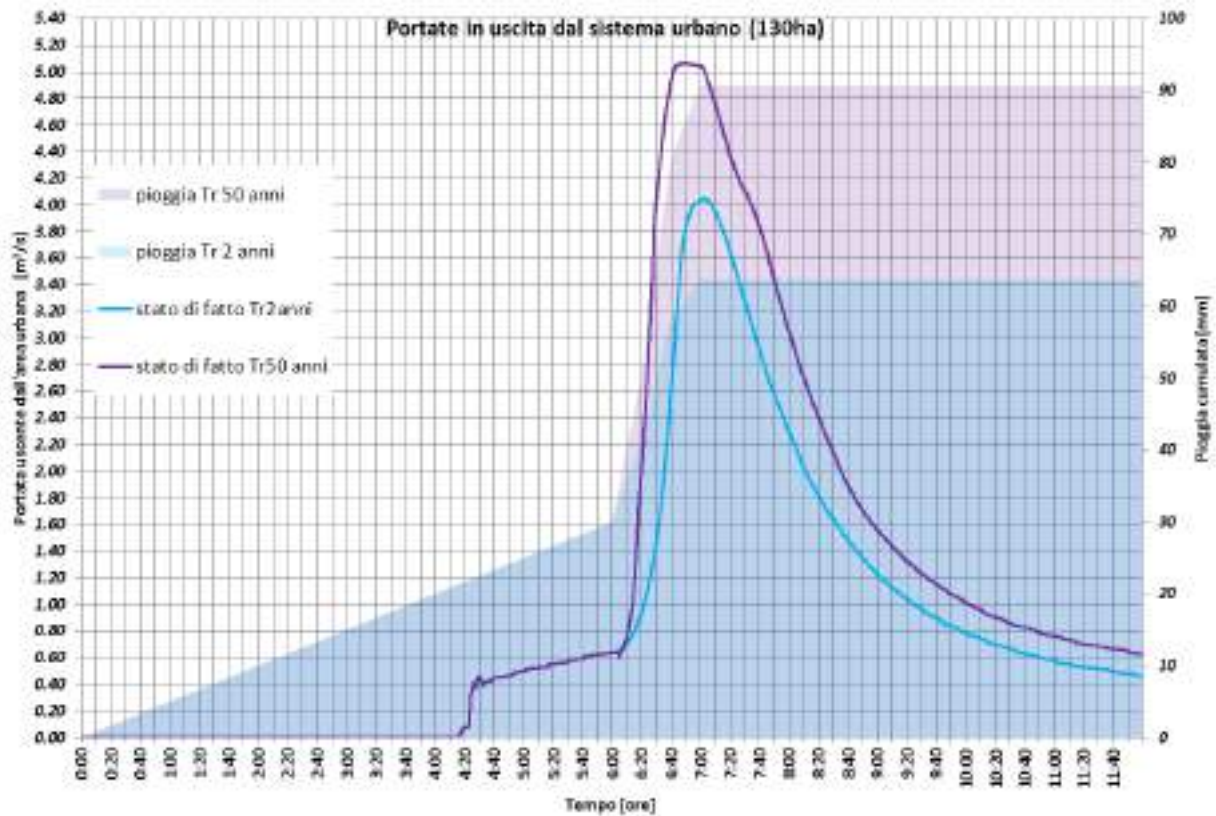
L'analisi è stata ripetuta per tempi di ritorno crescenti fino a 50 anni, cui corrisponde per una durata oraria la precipitazione di 61mm. Sono di seguito riportati grafici in diversi nodi della rete fognaria, dai quali è interessante notare come la crisi del sistema urbano si verifichi entro 20-30 minuti dall'inizio dello scroscio (simulato dalle ore 06:00 alle 07:00). Il livello idrometrico atteso nelle condotte non può naturalmente salire oltre il piano stradale dato che in tale occasione si ha la fuoriuscita d'acqua dal pozzetto. riferita a tempi di ritorno maggiori evidenza un aumento nei livelli dei collettori di bonifica ed un maggiore carico sulla rete urbana:





Idrogrammi attesi per diversi tempi di ritorno in distinti punti della rete urbana

Si riporta di seguito un confronto relativo alle portate in uscita dall'area urbana, calcolate come somma tra la portata in uscita dal canale Grisolera e la portata in uscita verso il canale Interessati.



Portata in uscita dal sistema urbano: Grisolera + Interessati

Calcolando un valore medio per il coefficiente udometrico per ciascun tempo di ritorno si ottengono e risultati proposti nella tabella seguente.

T_{ritorno}	$Q_{\text{picco}} [m^3/s]$	$u [l/s \cdot ha]$
2 anni	4,00	31
50 anni	5,05	39

Valori della portata di picco uscente dal sistema e del coefficiente udometrico medio al variare del tempo di ritorno. $T_p = 1$ ora.

È interessante confrontare questo dato con la portata generata da ogni singolo sottobacino in ingresso alla rete fognaria.

Tr 2 anni: coefficienti udometrici in ingresso alla rete fognaria											
	area	u		area	u		area	u		area	u
Sottobacino	ha	[l/s*ha]	Sottobacino	ha	[l/s*ha]	Sottobacino	ha	[l/s*ha]	Sottobacino	ha	[l/s*ha]
1	0.88	68	32	1	65	63	0.75	80	101	6.12	7
2	1.94	41	33	2	54	64	0.52	77	102	13.24	5
3	0.42	72	34	1	58	65	0.83	60	103	6.76	7
4	0.55	54	35	1	71	66	0.76	66	104	0.61	82
5	1.15	43	36	0	69	67	0.84	60	105	0.91	66
6	0.32	62	37	0	66	68	0.29	68	106	0.74	67
7	0.45	67	38	1	66	69	0.45	89	107	0.81	62
8	0.41	73	39	2	39	70	1.00	60	108	0.65	61
9	0.54	55	40	1	90	71	0.42	94	109	0.81	62
10	0.20	99	41	1	68	72	0.67	60	110	0.27	75
11	0.23	88	42	1	65	73	0.57	70	111	0.61	49
12	2.08	48	43	0	81	74	0.95	63	112	1.57	45
13	0.83	61	44	0	89	75	0.76	66	113	2.46	45
14	0.62	49	45	1	70	76	0.65	61	114	3.43	32
15	1.52	53	46	1	66	77	0.75	54	115	0.30	68
16	0.88	68	47	1	62	78	1.10	64	116	0.61	65
17	1.95	36	48	0	78	79	0.67	74	117	0.34	89
18	4.02	42	49	1	77	80	0.42	95	118	0.27	73
19	1.72	52	130	0	78	81	0.55	72	119	0.65	62
20	1.05	67	51	1	59	82	0.51	58	120	0.72	70
21	0.70	72	52	1	70	83	0.75	53	121	0.33	90
22	0.85	59	53	1	44	84	1.08	65	122	0.69	72
23	0.81	62	54	1	59	85	0.58	51	123	0.85	70
24	0.95	63	55	0	73	86	0.68	73	124	0.50	81
25	0.66	60	56	1	71	87	0.76	53	125	0.60	67
26	0.37	54	57	0	51	88	0.87	80	126	0.18	113
27	0.73	55	58	1	66	89	0.53	76	127	11.86	5
28	0.61	65	59	1	74	90	1.42	49	99	0.27	75
29	0.59	51	60	1	62	91	0.27	75	128	0.29	69
30	0.36	83	61	1	71	92	0.25	80			
31	0.52	76	61	1	71	93	0.50	80			
32	0.62	65	62	0.91	77	100	0.32	63			

Valori dei coefficienti udometrici in ingresso alla rete fognaria per ogni sottobacino Evento: $T_p = 1$ ora; $T_r = 2$ anni.

La media ponderata di tali valori è:

- per $T_r = 2$ anni : $u_{\text{medio}} = 44,2$ l/s*ha
- per $T_r = 50$ anni : $u_{\text{medio}} = 95,0$ l/s*ha

Confrontando ora il coefficiente udometrico in ingresso alla rete fognaria con quello in uscita dal sistema urbano nel suo complesso (44,2 contro 31 l/s*ha per $T_r=2$ anni e 95,0 contro 39 l/s*ha per $T_r=50$ anni) è evidente il ruolo di laminazione offerto dalla rete in modo distribuito ed è inoltre evidente l'effetto degli allagamenti diffusi in area urbana, cui va associato un considerevole volume che viene riassorbito dalla rete e smaltito con tempistiche differite, non contribuendo al picco di portata in arrivo al ricettore.

2.7 Proposte progettuali

Il quadro progettuale viene impostato secondo due distinti comparti, rispettivamente a nord e a sud della SP42 Jesolana.

Relativamente all'ambito a sud, in cui la maggior criticità è costituita dagli allagamenti di Via Ungaretti – Alfieri - Toti e limitrofe, è stato progettato un nuovo assetto per la rete di bonifica, con conversione a funzioni di scolo e invaso del canale irriguo Stretti Sud. Nell'attesa del finanziamento del progetto e della realizzazione delle opere, in nome della potenziale pericolosità dell'ambito, è stata predisposta e finanziata dal Comune di Eraclea una soluzione temporanea di emergenza. Di seguito sono presentate sia la soluzione strutturale sia la soluzione temporanea.

Relativamente all'ambito a nord della SP 42, invece, la soluzione tecnica è orientata al potenziamento delle dorsali urbane, secondo un processo per stralci di seguito illustrato.

2.7.1 Conversione del canale irriguo Stretti Sud in laminazione e canale di scolo

Il progetto prevede la conversione del canale irriguo Stretti Sud in corso d'acqua di scolo fino all'immissione nel Tortoletto (1'200m di estensione): è necessario a tal fine l'adeguamento funzionale del collettore, con abbassamento delle quote di fondo e modifica dei collegamenti.



Nel caso specifico del collettore Stretti Sud, l'arginatura rispetto al piano campagna è quasi inesistente e pertanto l'opera di adeguamento funzionale del canale è relativamente limitata (70 cm abbassamento). Gli ultimi 80m di canale e l'attraversamento della SP42 sono previsti in condotta D1400.

In aggiunta a ciò, per mantenere la funzionalità della rete irrigua e anzi per ottimizzarla, il progetto prevede la posa di attigua condotta irrigua.

L'invaso così realizzato è stimato in 20'200 m³ che rispetto alla superficie urbana servita corrisponde a circa 155 m³/ha, valore che riporterebbe in equilibrio l'impermeabilizzazione dell'area con le capacità del suo sistema di scolo.

Il costo dell'opera è stato stimato in sede di progettazione preliminare, con un quadro economico di 650'000 €, complessivo anche dell'iniziativa irrigua complementare.



Planimetria e sezione irriguo Stretti Sud da convertire a scolo con risezionamento

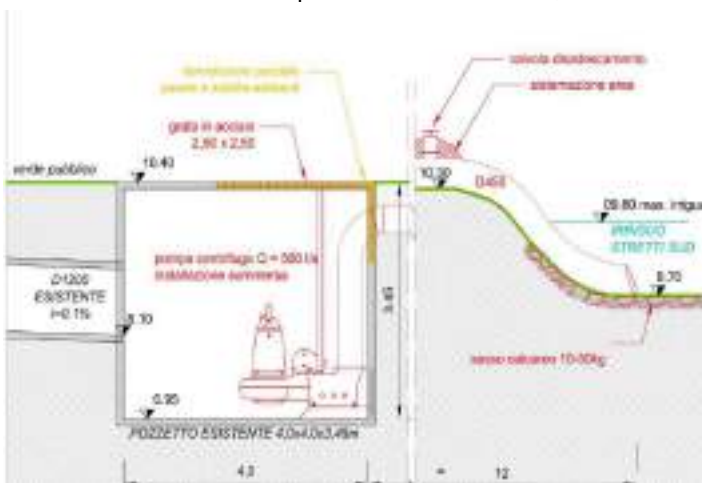
2.7.2 Soluzione temporanea in corso di esecuzione: Ambito Via Toti – Ungaretti – Alfieri e limitrofe

In attesa del finanziamento del progetto presentato al paragrafo precedente, viene di seguito descritto l'intervento temporaneo attualmente in corso che consiste nell'attivare per la condotta meteorica DN 1200 esistente la possibilità di scarico nel canale irriguo Stretti Sud.

Ciò potrebbe in linea teorica essere fatto in due modalità:

- a gravità, con inserimento di clapet di protezione presso lo scarico DN1200 e realizzazione di alcuni manufatti per ottimizzare i collegamenti tra la linea irrigua e quella di bonifica, così da garantire una quota idrometrica nel ricettore Stretti Sud non superiore a 9,80 e favorire operazioni di rapido svasso in caso eventi intensi nel periodo irriguo;
- con sollevamento meccanico, che dalla linea urbana meteorica DN1200 immetta le portate di pioggia nel canale irriguo Stretti Sud.

Ricordando il carattere temporaneo della soluzione, noto che un pozzettone di dimensioni adeguate all'alloggiamento è



già esistente, con l'obiettivo di poter ri-utizzare la pompa di emergenza così acquistata in altre situazioni di allagamento, viene di seguito analizzata la seconda soluzione tecnica, presentandone un dimensionamento ed un quadro economico. Tale soluzione è stata finanziata dal Comune di Eraclea con del.15 del 04/02/2016 ed è attualmente in fase di esecuzione.

Schema progettuale

Dimensionamento delle portate

Nonostante il comparto urbano in esame abbia un'estensione di 20ha, tuttavia l'intervento può essere ottimizzato dedicandolo alle sole porzioni altimetricamente più sfavorite, escludendo quindi la porzione urbana di Via Aleardi, Vespucci, Alfieri e Boccaccio, che si collocano invece sul dosso alluvionale del fiume Piave.

Il dimensionamento del pompaggio in oggetto può pertanto essere riferito alla sola porzione più depressa corrispondente a Via Pirandello, Ungaretti, Gioberti e Toti, per un'estensione complessiva di 9 ha (vd. Schema Grafico). Nota la limitata estensione dell'area, tenendo presente la rapidità con cui fenomeni temporaleschi mettono in crisi i sistemi urbani, tenendo presente dei limiti strutturali dettati dalle dimensioni del pozzettone di alloggiamento esistente e del carattere temporaneo dell'intervento, la pompa di progetto è stata dimensionata in 500 l/s, per coefficiente idrometrico medio di 55,5 l/(s*ha).

È prioritario verificare che la rete di adduzione al nodo sia in grado di alimentare l'impianto con portata adeguata: la condotta DN1200 posata con pendenza 0,1%, può trasferire in condizioni teoriche di moto uniforme fino a 1'000 l/s e ciò garantisce continuità di funzionamento, anche contando su un effetto volano offerto dai 150m di condotta lungo Via Gioberti e dagli ulteriori 200m lungo Via Toti.

Alla prevalenza geodetica di 2,0m (10,20 – 8.20 in ipotesi cautelativa) si sommano perdite di carico, giungendo alla definizione per il caso definito dal progetto della prevalenza complessiva di 3,20 m.

Scelta del sistema di pompaggio

L'origine urbana delle portate, la pre-esistenza del pozzettone previsto per l'alloggiamento e soprattutto la necessità di poter riutilizzare la pompa in altre situazioni di criticità idraulica dopo l'attuazione della soluzione strutturale sul canale Stretti Sud orientano la scelta verso una pompa centrifuga, la quale avrà pertanto le seguenti caratteristiche:

PORTATA	≈ 500 l/s
PREVALENZA TOTALE	≈ 3,2 m
POTENZA NOMINALE	≈ 35 - 40 kW
CORRENTE NOMINALE	≈ 80 A
CORRENTE DI SPUNTO	≈ 425 A
INTERRUTTORI	Galleggiante/sonde
INSTALLAZIONE	Cavalletto
GIRANTE	Ghisa, adatta a pompaggi di acque meteoriche e miste, caratteristiche di bassa probabilità di intasamento

È opportuno specificare che spesso combinazioni portata – prevalenza analoghe a questa portano a far lavorare il motore delle pompe centrifughe a basso numero di giri e pertanto danno bassi rendimenti e maggiori vibrazioni. Per

questo motivo è stata analizzata la possibilità di installare due pompe in parallelo con portata 250-300 l/s ciascuna. Tuttavia il carattere temporaneo della soluzione e la necessità di poter riutilizzare il sistema in un altro sito in futuro portano a favorire la scelta della pompa unica, anche in ragione del basso numero di ore di funzionamento annuo previste e della convenienza economica.

Data la rapidità con cui fenomeni di carattere temporalesco mettono in crisi il sistema di drenaggio urbano, è prioritario che la pompa di nuova installazione sia dotata di interruttori a galleggiante/sonda e garantisca pertanto un avvio indipendente da operazioni di attivazione.

L'installazione a cavalletto e tubo rigido di mandata, infine, garantisce la possibilità di spostare in futuro la pompa in un nuovo sito.

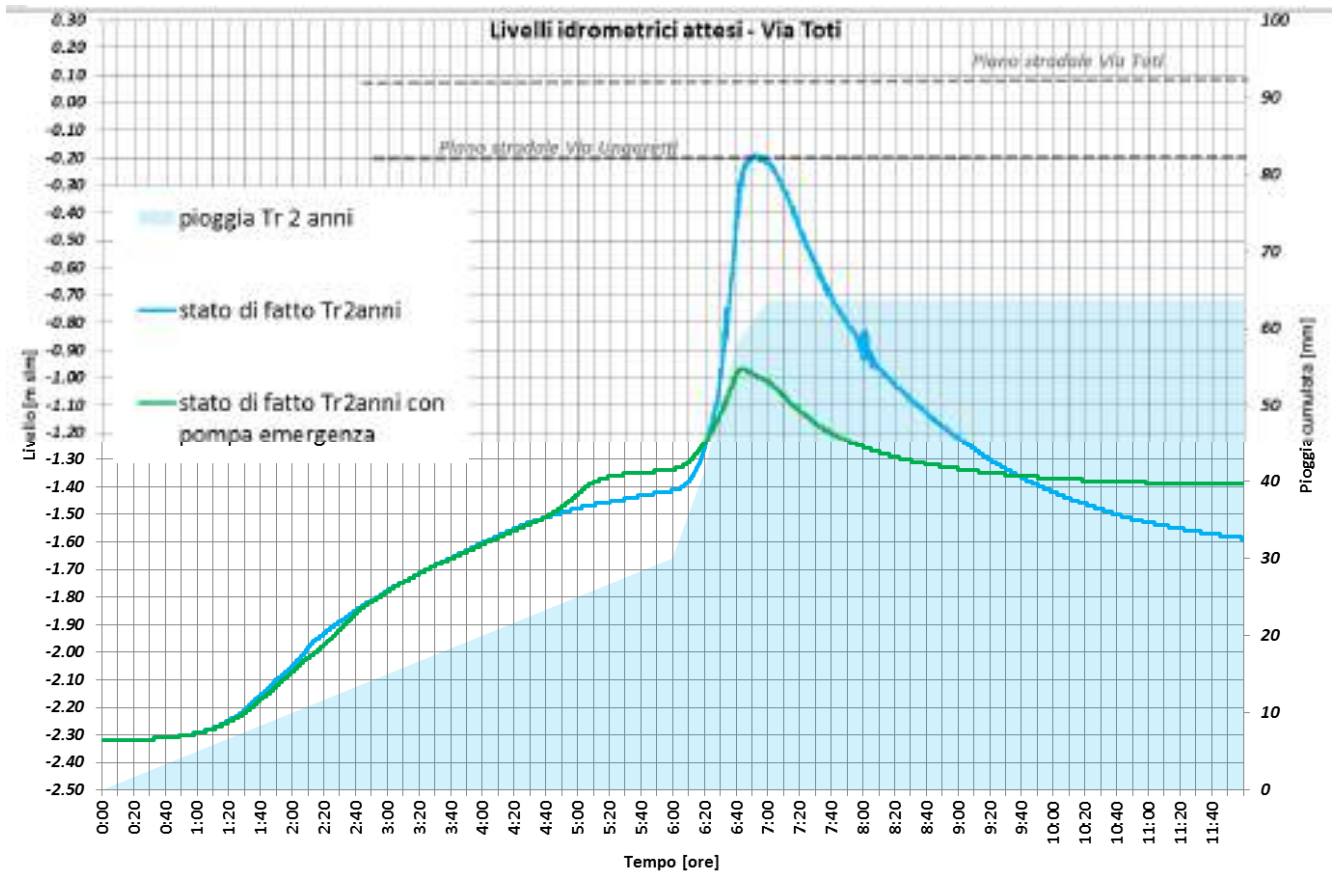
Quadro economico

Segue il quadro economico relativo alla soluzione temporanea fin qui descritta:

QUADRO ECONOMICO DI SPESA			
A LAVORI			
A1	Lavori in appalto		€ 69'000.00
A2	Oneri per la sicurezza su A1		€ 700.00
	Totale lavori compresi oneri per la sicurezza		€ 69'700.00
B SOMME A DISPOSIZIONE			
B1	Fornitura elettrica		€ 0.00
B2	Risoluzione interferenze con sottoservizi		€ 0.00
B3	I.V.A. 22% su (A1+A2)		€ 15'334.00
B4	Spese generali (stimate preliminarmente al 10% su A1+A2)		€ 0.00
B5	Imprevisti ed arrotondamento		€ 4'966.00
	Totale somme a disposizione		€ 20'300.00
TOTALE COMPLESSIVO			€ 90'000.00

L'intervento è stato finanziato dal Comune di Eraclea con Del. 15 del 04/02/2016.

L'effetto di tale intervento è molto evidente per eventi caratterizzati da tempo di ritorno 2 anni:



Confronto livelli attesi nella rete fognaria di Via Toti presso immissione rete Via Ungaretti, Tr=2anni

2.7.3 Interventi di potenziamento della rete urbana

Individuata per la porzione a sud della SP 42 Jesolana la soluzione di emergenza descritta la paragrafo precedente, resta da delineare un programma per la porzione urbana di Via Europa – Mazzini e limitrofe.

Il programma interventi viene suddiviso in stralci operativi successivi, in risposta ad eventi di intensità crescente. Nei casi in cui un'asta di drenaggio evidenzia il sottodimensionamento in relazione ad un determinato evento meteorico simulato, ne viene previsto il potenziamento. I primi stralci, pensati in risposta a Tr2 e 20 anni, possono apparire leggermente sovradimensionati nei dimensionamenti ma essi si giustificano con la visione complessiva fornita dall'ultimo stralcio operativo, relativo a Tr50 anni come raccomandato dalle direttive regionali. Del resto va considerato che dal punto di vista economico interventi di potenziamento delle dorsali urbane mostrano una limitata incidenza delle dimensioni delle condotte sul quadro economico complessivo, che viene invece notevolmente gravato da sottoservizi e ripristini. Infine va ricordato che il sovradimensionamento delle linee urbane offre un vaso diffuso che consente di laminare il picco di piena.

STRALCIO 1: INTERVENTI NECESSARI IN RISPOSTA A EVENTO Tr 2 ANNI

In risposta ad un evento caratterizzato da tempo di ritorno 2 anni (34mm in 1 ora) il profilo idraulico relativo allo stato di fatto di cui al paragrafo 2.6.1 mostra la necessità di intervenire in primo luogo sulle dorsali di Via Mazzini, Via Europa e Via Roma. È questo infatti il tratto che durante l'evento temporalesco funziona in pressione, con potenziale rigurgito degli scarichi domestici. Noto che la dorsale di Via Roma nel tratto a monte del raccordo con la SP Jesolana serve un'area urbana di circa 30ha, in riferimento ad un coefficiente uometrico di picco assunto per le aree urbane pari a 70 l/s*ha, assumendo una velocità in rete di 0,6 m/s, si deduce che la sezione utile per lo smaltimento del picco di piena deve essere di circa 3 m². Per questo motivo la linea di Via Roma viene prevista con dimensioni D2000.

A tale intervento sulla rete comunale vanno aggiunti lavori puntuali di miglioramento del deflusso dei canali Grisolera e Tortoletto, con adeguamento di alcuni ponticelli / manufatti di attraversamento. Tale programma, il cui quadro economico ammonta a 200.000 € è finalizzato a ridurre le perdite di carico localizzate sulla rete di bonifica e migliorare le condizioni al contorno per il comparto urbano:

- **Canale Grisolera** accesso alla propr. Privata: affiancamento a D1800 esistente di ulteriore D1600 per lunghezza 25m;
- **Canale Tortoletto** sostituzione di 2 canne armate esistenti (2,0 x 1,5) con canne di dimensioni 3,2 x 1,7.

Al transito di 3 m³/s, ad esempio, l'esistente D1800 sul canale Grisolera determina una perdita di carico di circa 17cm, che si ripercuotono sul comportamento della rete a monte, come da profilo riferito .

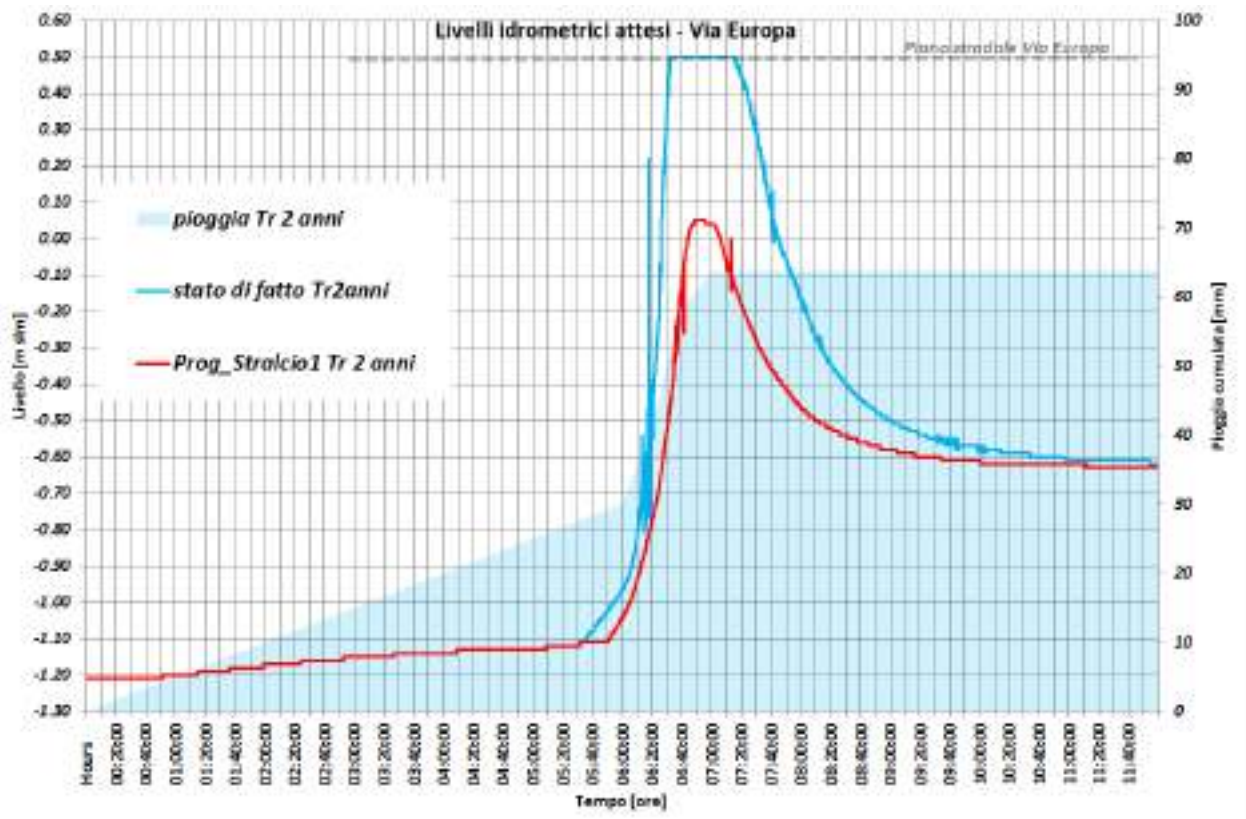


Il quadro interventi per il primo stralcio, pertanto, si compone come segue:

STRALCIO 1: Tr = 2 anni				
NOME VIA	L TRATTA [m]	DIMENSIONI [mm]	stima parametrica prezzo unitario fornitura+posa[€]	STIMA PARAMETRICA COSTO [€]
Via Roma	100	D1800	530	53'000
Via Roma	200	D2000	600	60'000
Via Europa	120	D1200	370	44'400
Via Zanusso	125	D1200	370	46'250
TOTALE LAVORI €				203'650
+ SICUREZZA + I.V.A. + SOTTOSERVIZI + SPESE GENERALI				
Adeguamento manufatti di attraversamento Tortoletto	Da quadro economico del progetto: costo tot			200'000
Pompa emergenza Via Toti Q=500 l/s	Da quadro economico del progetto: costo tot			90'000

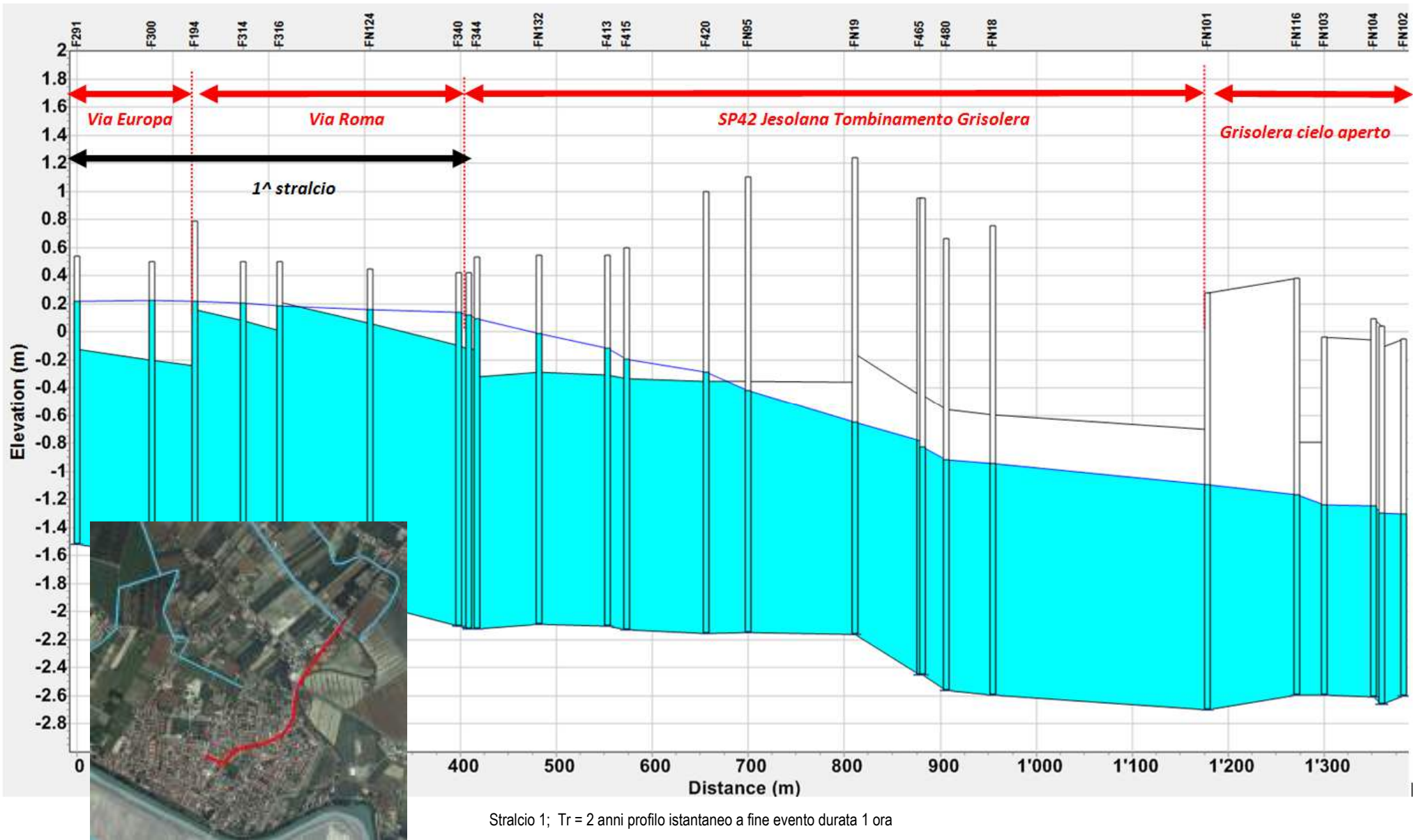
Schema interventi 1^ stralcio

E' interessante osservare il confronto tra gli idrogrammi attesi a parità di evento lungo la rete fognaria di Via Europa:



Confronto livelli attesi nella rete fognaria di Europa, Tr=2anni

Si illustra di seguito il profilo idraulico riferito al momento di picco: compatibilmente con le quote di posa delle linee esistenti, le dorsali di progetto sono state previste a quote leggermente più basse rispetto alle esistenti (Via Europa e Mazzini) al fine di garantire un adeguato ricoprimento.



Stralcio 1; Tr = 2 anni profilo istantaneo a fine evento durata 1 ora

STRALCIO 2: INTERVENTI NECESSARI IN RISPOSTA A EVENTO $T_r = 20$ ANNI

Gli interventi sopra individuati, tuttavia, si mostrano insufficienti a garantire la sicurezza idraulica per tempi di ritorno maggiori. Si mostra di seguito una mappatura istantanea delle condizioni di allagamento in risposta ad un evento caratterizzato da tempo di ritorno di 20 anni (55mm in 1 ora). L'immagine è riferita al momento di fine scroscio.



Mappatura allagamenti schematizzata come flooding dai nodi (piezometrica maggiore del piano stradale), T_r 20 anni a seguito interventi stralcio 1

Questo rende evidente la necessità di ulteriore potenziamento della rete. Come individuato dagli obiettivi del P.T.C.P. vengono in questo stralcio coordinati i programmi di potenziamento della rete di smaltimento principale con le necessità di adeguamento della rete urbana. Secondo il progetto di conversione del canale irriguo Stretti Sud in rete di scolo/invaso urbano di cui al par. 2.7.1, viene di seguito orientato il potenziamento delle dorsali fognarie a tale nuovo punto di recapito, creando al contempo un diversivo di scarico al tombinamento Grisolera ed un invaso prossimo al nucleo urbano. Tale invaso, dotato di scarico di fondo D1400 per consentire il rapido vuotamento, sarà presidiato da manufatto di controllo, con quota di massimo invaso 9,50 (-0,50m slm) cos' da garantire un franco di sicurezza adeguato anche alle aree più depresse di Via Ungaretti.

Al fine di massimizzare la funzionalità di tale invaso, ne va potenziata l'alimentazione con potenziamento del sistema urbano. Per questo motivo alla condotta tombinamento Grisolera esisnete (D1800 nel tratto a valle dell'incrocio Via Roma – SP42) viene affinata un'ulteriore linea meteorica a questa raccodata di dimensioni D1400, così da ottenere una sezione idraulica complessiva di 4,0 m² in uscita dal centro urbano. Tale condotta scolmatrice potrà così raccordarsi all'invaso Stretti Sud ed alimentarlo nelle fasi di picco di piena, garantendo a tutto il centro urbano la sicurezza idraulica

per $Tr=20$ anni. La quota di massimo invaso è fissata a quota 9.50 (-0.50m slm): oltre tale soglia l'invaso Stretti Sud sfiora verso il ricettore Tortoletto. La realizzazione di questo progetto, che integra potenziamenti della fognatura con interventi sul sistema di bonifica, prevede la dismissione del sistema di pompaggio di emergenza, a questo punto non più funzionale poiché il risezionamento del canale Stretti Sud consente lo scarico a gravità per portate ben maggiori rispetto ai 500 l/s previsti dal pompaggio. Come previsto dalla natura dell'installazione, tale sistema potrà essere rimosso e riutilizzato in altri siti.

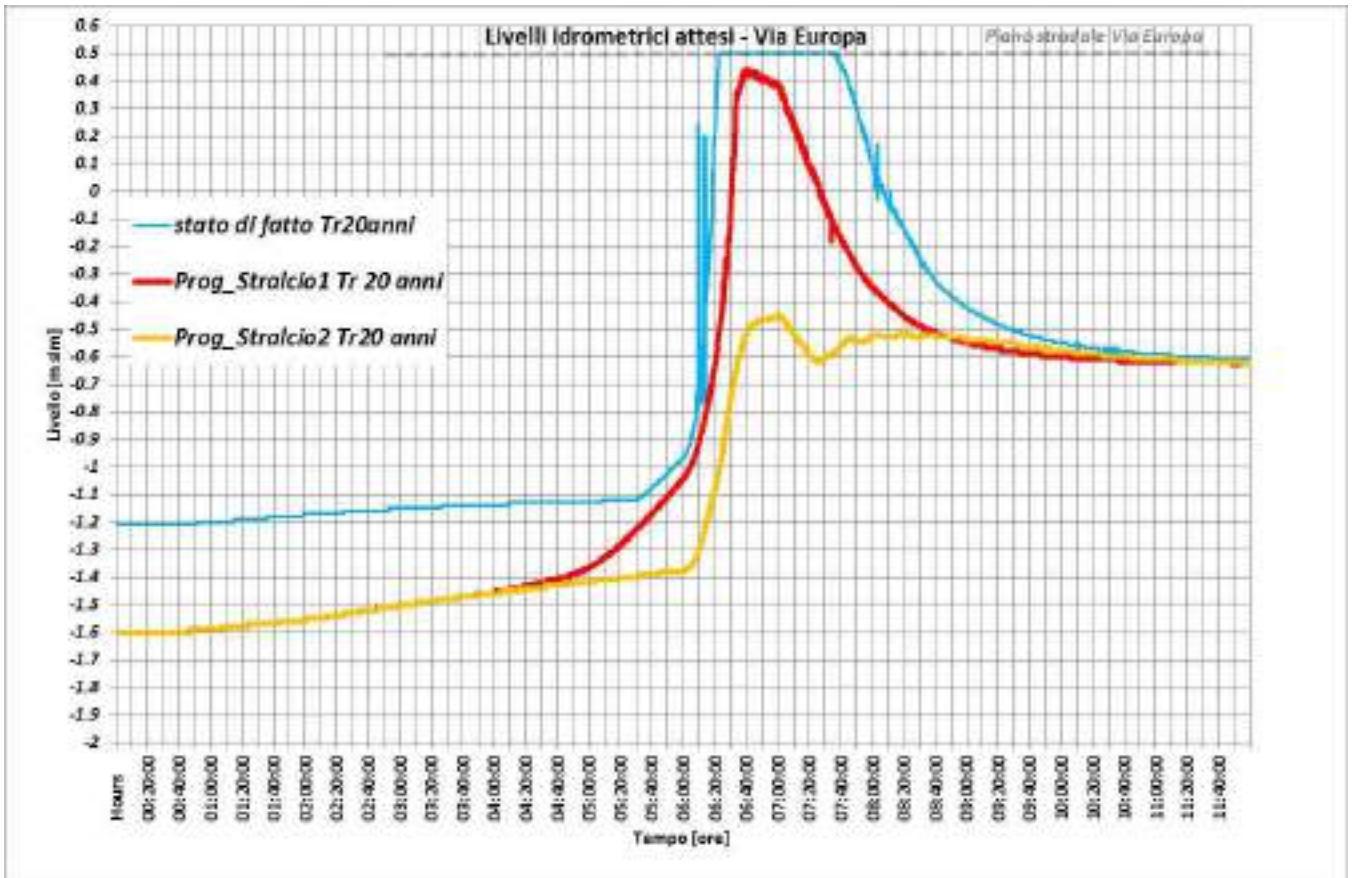
Dato che la possibilità di conversione del canale Stretti Sud a linea di scolo ed invaso è strettamente legata al ripristino della continuità mediante posa in affinamento di idonea linea di irrigazione, è necessario valutare tale intervento considerando anche i costi per posa di condotta di irrigazione, coma da progetto preliminare.



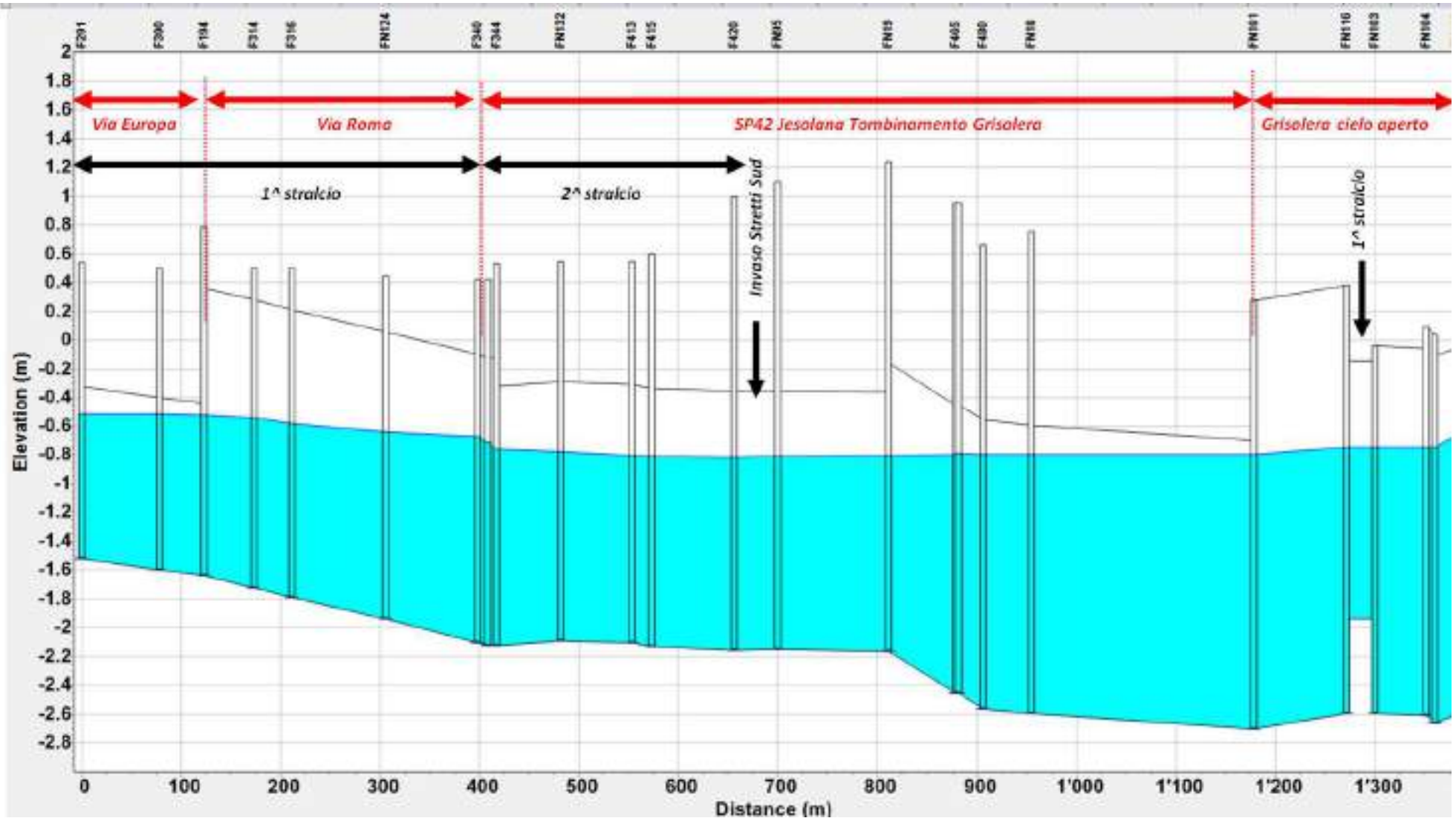
Al quadro economico sviluppato nel progetto consortile vanno pertanto aggiunti i costi per la realizzazione di scolmatrice di fognatura meteo lungo la SP42 secondo il seguente schema:

STRALCIO 2: $Tr = 20$ anni				
NOME VIA	L TRATTA [m]	DIMENSIONI [mm]	stima parametrica prezzo unitario fornitura+posa[€]	STIMA PARAMETRICA COSTO [€]
S.P. 42 Jesolana - Via Gioberti scolmatrice fogn. Meteo	320	D1400	440	140'800
+ SICUREZZA + I.V.A. + SOTTOSERVIZI + SPESE GENERALI				
Progetto conversione canale irriguo Stretti Sud in scolo e invaso + posa condotta irrigazione	Da quadro economico del progetto: costo tot			650'000

È interessante confrontare il livello idrometrico atteso in condotta per Tr20 nelle diverse condizioni presso in Via Europa. È evidente il forte beneficio legato all'intervento strutturale stralcio 2: esso tuttavia non sarebbe sufficiente senza un preliminare potenziamento della dorsale urbana prevista dallo stralcio1: senza di questo, infatti, i sottodimensionamenti della rete fognaria non consentirebbero l'adeguata alimentazione dell'invaso Stretti Sud e le perdite di carico diffuse nelle condotte porterebbero al determinarsi di allagamenti nelle porzioni più depresse.



Confronto stato di fatto – stralcio1 – stralcio 2 per pozzetto Via Europa: livello idrometrico atteso Tr = 20 anni



Stralcio 1+Stralcio 2 ; Tr = 20 anni profilo istantaneo a fine evento durata 1 ora

STRALCIO 3: INTERVENTI NECESSARI IN RISPOSTA A EVENTO $T_r = 50$ ANNI

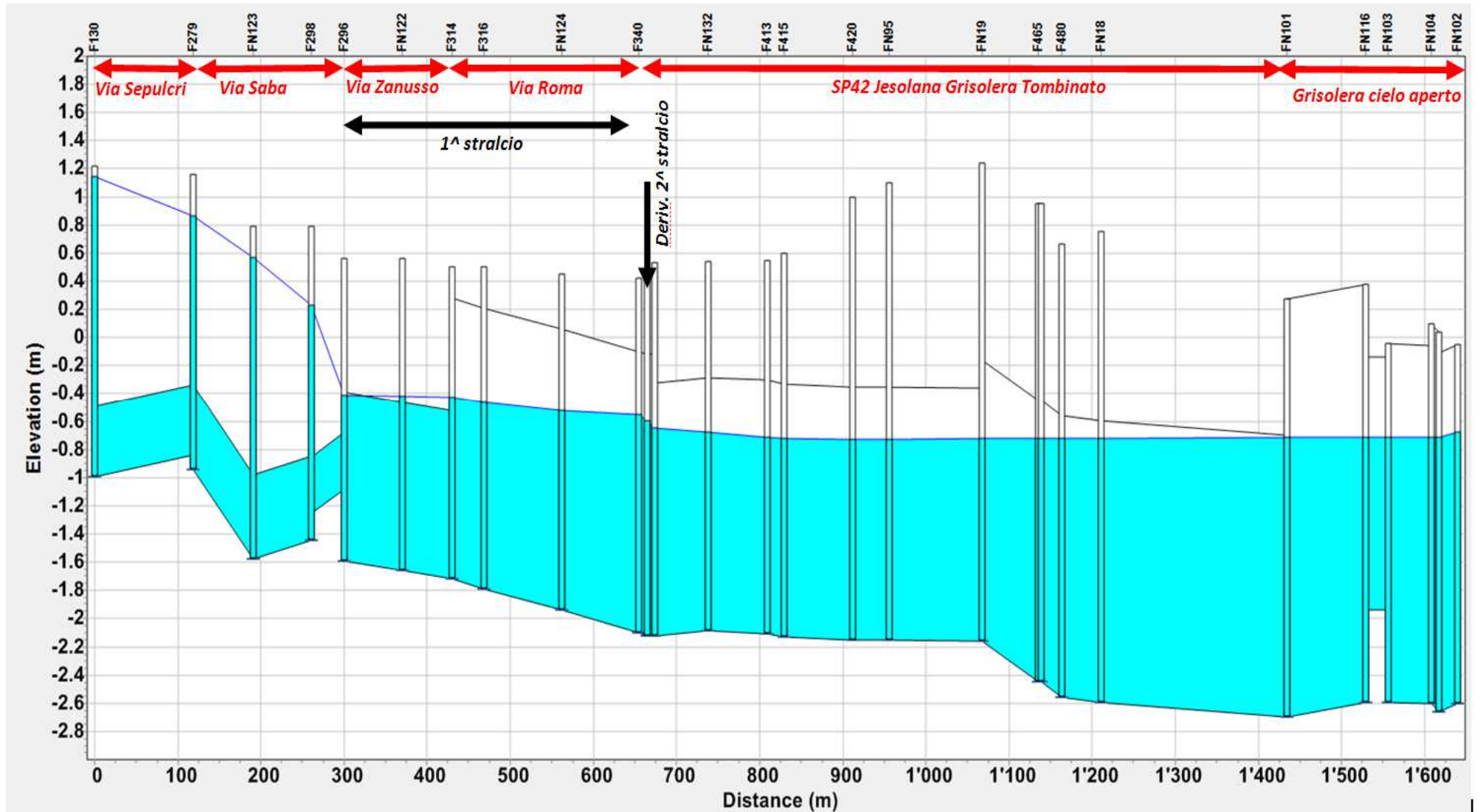
Nonostante il consistente quadro progettuale fin qui descritto, la risposta ad eventi di carattere temporalesco per tempo di ritorno cinquantennale (62mm/ora) non garantisce condizioni di sicurezza per le aree urbane di Via IV Novembre – Sepulcri - Saba e limitrofe. Le dimensioni delle reti fognarie rendono infatti il livello idrometrico in queste aree indipendente dalle condizioni di valle: nonostante queste ultime siano favorevoli grazie agli interventi previsti dagli stralci precedenti, pertanto, si manifestano sovrappressioni nei rami iniziali della rete fognaria per $T_r = 50$ anni.

È opportuno precisare che tale insufficienza localizzata, evidenziata dal profilo idraulico seguente, è limitata nel tempo poiché la rete è sempre in condizioni di scarico libero non rigurgitato, grazie agli interventi di cui agli stralci 1 e 2.

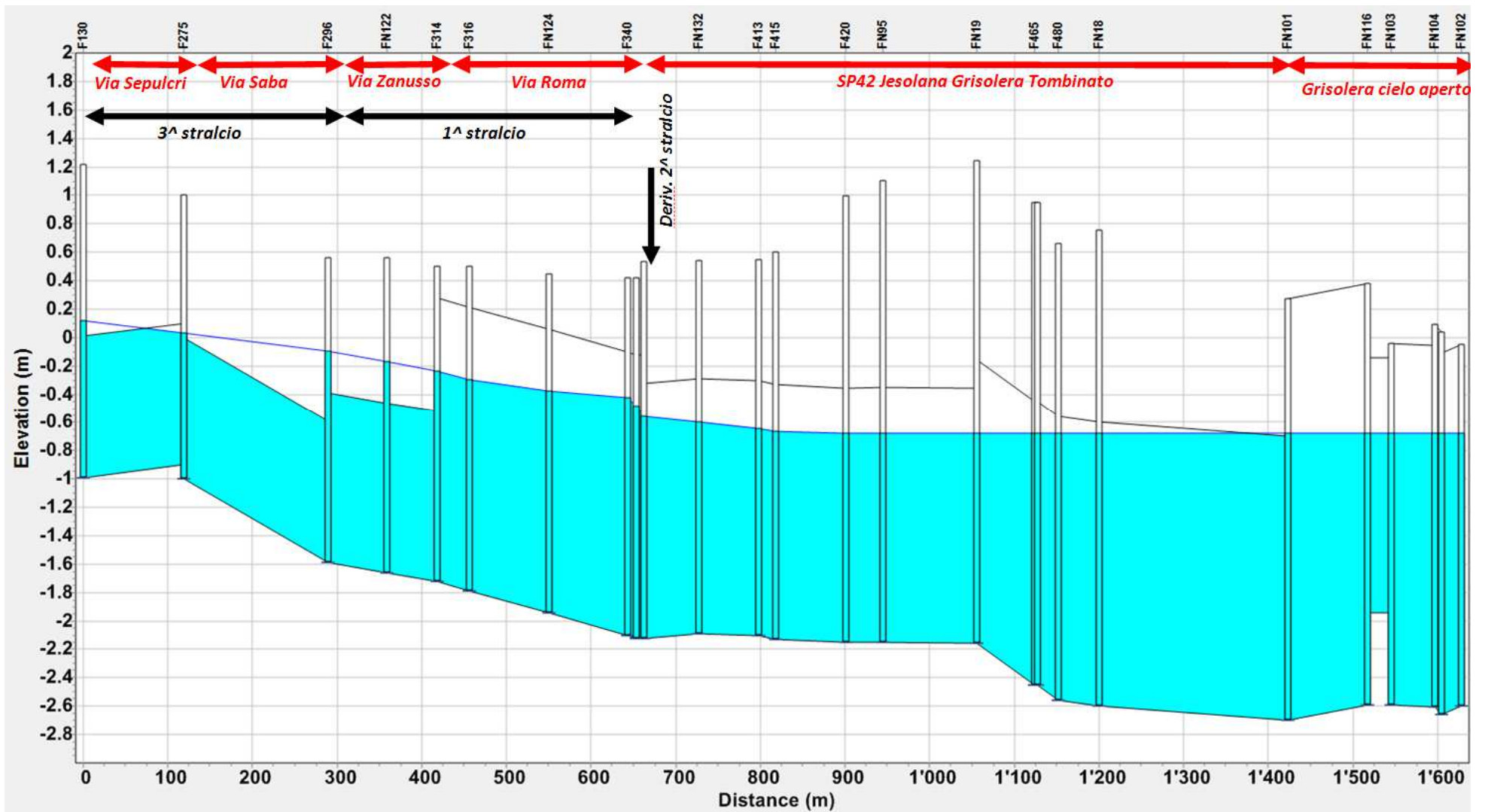
Per completezza, in ogni caso, il presente piano individua un terzo stralcio operativo per rendere il sistema urbano adeguato ad eventi di carattere eccezionale.

Tale programma potrà essere attuato solo a seguito dei precedenti fin qui descritti:

STRALCIO 3: $T_r = 50$ anni				
NOME VIA	L TRATTA [m]	DIMENSIONI [mm]	stima parametrica prezzo unitario fornitura+posa[€]	STIMA PARAMETRICA COSTO [€]
Via Saba - IV Novembre - Sepulcri	250	D1000	310	77'500



Stralcio 1+Stralcio 2 ; Tr = 50 anni profilo istantaneo a fine evento durata 1 ora



Stralcio 1+Stralcio 2+Stralcio 3 ; Tr = 50 anni profilo istantaneo a fine evento durata 1 ora

3 APPROFONDIMENTO 2: ERACLEA MARE

3.1 Motivo dell'analisi

Il sistema di scolo a cui fa riferimento l'abitato di Eraclea Mare presenta una situazione di allagamento localizzato, determinato da collegamenti idraulici impropri. In questa seconda fase del Piano delle Acque è stata condotta una attività di ricognizione dello stato di fatto e ad una verifica del sistema idraulico di scolo.

3.2 Caratteri generali

La rete di fognatura dell'ambito di Eraclea Mare si divide in fognatura destinata è di tipo separato. Il presente piano ha l'obiettivo di indagare unicamente su quanto concerne la fognatura bianca; è stato condotto perciò un rilievo con l'utilizzo di strumentazione GPS. Il rilievo ha compreso l'ispezione, la misurazione e lo studio del funzionamento di 49 manufatti, tra pozzetti, sfiori e scarichi. Per ogni manufatto rilevato è stata redatta una scheda monografica contenente tutte le relative informazioni geometriche (quote altimetriche, dimensioni, quote di scorrimento, ecc).

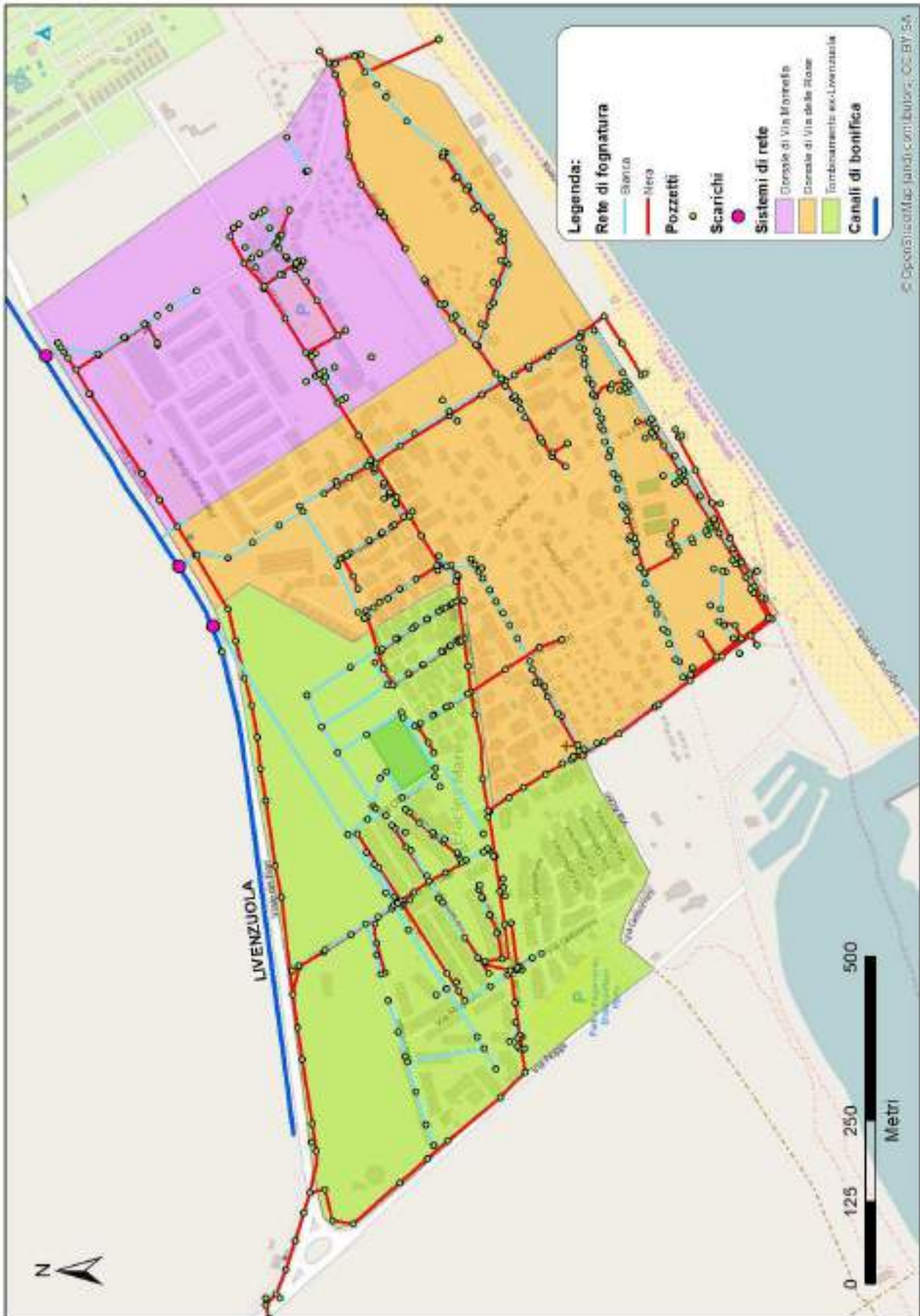
In fase di rilievo si sono inoltre individuati interi tratti di rete ubicati al di fuori del sedime stradale e spesso giacenti in proprietà private. Un esempio è rappresentato dalla rete che corre a nord e parallelamente a via Livenzuola.

Dallo studio della geometria e del funzionamento della rete si evince come non vi siano delle vere e proprie dorsali principali che ricevono le acque meteoriche: il sistema di drenaggio si compone infatti di collegamenti (spesso pvc DN200) tra caditoie eseguiti con reti molto superficiali, innestate poi su condotte di modesto diametro dirette al ricettore consortile Livenzuola. Questa struttura non organica della rete rappresenta di fatto la principale causa dell'incapacità di smaltimento dell'apporto meteorico, soprattutto quando ci si riferisca a precipitazioni brevi e di notevole intensità.

Osservando nel complesso tutta la rete di Eraclea Mare si sono individuati tre sistemi principali che fanno capo a tre differenti scarichi. Il primo sistema che si sviluppa nella zona Ovest dell'ambito di studio colletta tutte le acque nel tombinamento dell'ex Livenzuola; il secondo, che si sviluppa nella zona centrale di Eraclea Mare, convoglia le acque nella fognatura di via Marinella; e il terzo, che si estende nell'area Est dell'ambito, scola tutte le acque in via delle Rose. Tutti e tre i sistemi hanno come scarico il canale Livenzuola.

La canaletta irrigua Ossi attraversa l'intero centro turistico: non sono da escludere allacciamenti impropri.

Una ricostruzione complessiva dello stato di fatto è presentata nell'elab. 15 del Piano.



: Planimetria della rete di fognatura con individuazione dei sistemi principali.

3.3 La rete

Il sistema dell'ex Livenzuola

La rete si sviluppa nell'area più a Ovest di Eraclea Mare e collette tutte le acque nel tombinamento dell'ex Livenzuola. In questa zona la rete presenta diverse interconnessioni con la rete idrografica a cielo aperto. Lo scarico nel canale Livenzuola avviene tramite una condotta di diametro 1200 mm.



Scarico del sistema "ex-Livenzuola"

Il sistema di Via Marinella

Per quanto riguarda la zona centrale, lo scarico avviene nel canale Livenzuola tramite un collettore in cemento di diametro 600 mm.



Scarico del sistema di via Marinella.

Il sistema di via delle Rose

L'assenza di pozzetti ispezionabili ha reso particolarmente difficoltoso il rilievo di questa zona rendendo complicato definire il corretto tracciato della rete. Lo scarico in Livenzuola è stato rilevato e avviene grazie ad un collettore in cemento di diametro 600 mm sul fondo del ricettore.



Scarico del sistema di via delle Rose.

3.3.1 L'interconnessione con la fognatura nera

Il rilievo ha inoltre evidenziato alcune interconnessioni tra la rete di collettamento delle acque meteoriche e la fognatura nera. Ad esempio nel corso dei rilievi sono stati evidenziati tre collegamenti lungo la rete nera di via Dancalia che attraversa trasversalmente tutto il centro di Eraclea Mare. Un primo collegamento si trova all'incrocio con via delle Tuie, qui è presente un tubo di diametro 300 mm che funge da "troppo pieno" di nera. Un altro collegamento si trova all'incrocio con via Tamerici e un ultimo all'altezza di via Marinella

4 CONCLUSIONI

Il presente approfondimento, che si basa sulle analisi condotte a scala di bacino per l'intero territorio comunale, ha focalizzato le problematiche di allagamento urbano nel capoluogo e ricostruito la struttura del drenaggio urbano a Eraclea mare. Tale analisi non si pone come esaustiva per l'idraulica comunale, ma risponde alle principali situazioni di allagamento evidenziate dalla ricostruzione storica, privilegiando quelle che richiedevano una programmazione interventi a livello comunale, date le finalità del Piano. A seguito dell'acquisizione di dati da parte dell'Ente Gestore A.S.I. spa e delle successive verifiche topografiche, quindi, è stato possibile nell'ambito del presente lavoro verificare che allo stato di fatto si determina la crisi dei sistemi di prima raccolta per eventi caratterizzati da tempo di ritorno statistico di 2 anni, di intensità 34mm/ora.

Su questa base, in accompagnamento ad interventi rivolti al potenziamento della rete di bonifica illustrati nella tav. 12 e nella relazione generale all.1, i quali sono già oggetto di pianificazione a scala di bacino e sono inseriti nel Piano Generale di Bonifica, sono stati in questa sede dimensionati ulteriori interventi rivolti alla rete fognaria meteorica comunale, in favore delle aree caratterizzate da maggiori tassi di impermeabilizzazione e da più frequenti problematiche.

Al fine di favorire le successive fasi progettuali, tale quadro programmatico è stato suddiviso in tre stralci operativi, in risposta ad eventi di intensità crescente. Le linee di potenziamento proposte nell'elaborato 14B sono individuate in modo schematico, lasciando ai successivi sviluppi progettuali la definizione dei dettagli operativi: rappresentano pertanto la risposta ad una necessità di potenziamento ma non un vincolo sul tracciato coinvolto.

In linea con gli obiettivi definiti dal P.T.C.P. di Venezia, infine, sono stati stimati in modo parametrico i costi, riservando alle successive fasi progettuali la definizione di un quadro economico completo.

Il programma di potenziamento complessivo prevede, oltre ai 90'000€ già impegnati da parte del Comune di Eraclea per la realizzazione di stazione di sollevamento di emergenza e oltre ai 650'000€ stimati per la realizzazione del progetto consortile di conversione del canale irriguo Stretti Sud, un ulteriore impegno per le reti di drenaggio urbano di 203'650 € per il primo stralcio, 140'800 € per il secondo stralcio e 77'500 € per il terzo. Tali cifre sono da considerare come stima parametrica dell'importo lavori, cui sommare oneri per la sicurezza, I.V.A., oneri per sottoservizi, spese tecniche ed imprevisti.

È naturale che, nell'ambito della progettazione degli interventi di potenziamento delle dorsali urbane di cui il presente piano offre un dimensionamento, vada affrontata la possibilità di contestuale separazione delle reti fognarie, ottimizzando i costi di scavo e ripristino secondo un progetto da condividere con l'ente gestore del Servizio idrico.

La presente analisi rappresenta da un lato la base di partenza per ulteriori approfondimenti e per l'avvio alla progettazione, dall'altro uno schema di studio da estendere – a necessità - anche ad altre situazioni nel territorio comunale, in un programma di continuo aggiornamento del Piano.

5 APPENDICE: MODELLO DI CALCOLO

Per lo studio si è usato il software EPA's Storm Water Management Model (SWMM) prodotto dal dipartimento della protezione ambientale statunitense – United States Environmental Protection Agency (EPA) – dal 1971, aggiornato ed ottimizzato fino alla corrente versione 5.0.021. Permette la simulazione qualitativa e quantitativa del completo ciclo idrologico applicato alle reti urbane e suburbane di scolo delle acque meteoriche. Sebbene il programma sia nato per il calcolo della rete urbana tombinata è possibile applicarlo anche a tratti di canali, sia con forma regolare che con forma varia. Inoltre, consente di considerare ingressi di acque parassite.

Gli elementi costituenti il bacino di interesse possono essere divisi in tre gruppi:

Le piogge che possono essere considerate per tempi limitati, oppure a cicli di giorni o mesi;

Il territorio caratterizzato da sottobacini "subcatchments", con singole caratteristiche come l'infiltrazione o la pioggia;

Il groundwater terreno vero e proprio, ricevente l'infiltrazione e con possibili efflussi;

La rete di scolo è caratterizzata da nodi, collegamenti e altri elementi tipici di una rete (come possono essere impianti di sollevamento).

Il programma è suddiviso in due moduli: uno di Servizio ed un altro Computazionale.

Nel primo modulo sono contenuti una serie di blocchi che consentono di elaborare i risultati ottenuti; con i quali, si possono compiere operazioni statistiche dalle simulazioni (blocco *Statistics*), gestire i dati meteo-climatici da inserire nel programma o che vengono utilizzati nel corso di simulazioni di tipo continuo (blocchi *Temperature* e *Rain*), di gestire i risultati ottenuti per mezzo di grafici e stampe (blocco *Graph*), sistemare i valori di output al fine di aggregare i dati, utilizzabili così dai blocchi in cascata (blocco *Combine*).

Appartenente al modulo di servizio è anche il blocco *Executive*, il quale manipola i file di interfaccia tra i vari blocchi e il blocco, o la sequenza di blocchi, da eseguire.

Il modulo Computazionale contiene quattro blocchi con i relativi simulatori di processo idrologico ed idraulico: un blocco per la modellazione del deflusso superficiale (blocco *Runoff*), uno per il calcolo della propagazione in rete con la schematizzazione dell'onda cinematica (*Transport*), il terzo è un blocco di calcolo dinamico basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant che governano il fenomeno idraulico di propagazione all'interno della rete (*Extran*), ed infine uno che descrive i processi all'interno di un impianto di trattamento reflui (*Storage/Treatment*).

Il blocco **Runoff** è il primo passo di una simulazione in SWMM. Questo riceve come input gli eventuali dati meteorologici

registrati nei blocchi Rain e/o Temperature, oppure si possono introdurre degli ietogrammi (con intensità di pioggia o precipitazione totale in mm/tempo) definiti dall'utente. Runoff analizza il processo afflussi-deflussi utilizzando un approccio basato sulla tecnica dei serbatoi non lineari. Inoltre viene anche analizzato il processo di infiltrazione e di evaporazione, in modo da poter arrivare ad ottenere come risultato il tracciamento dell'idrogramma in ogni ramo della rete studiata. Il blocco può essere impostato per compiere simulazioni per periodi temporali che vanno dai minuti agli anni.

Per di più, Runoff offre anche la possibilità di simulare la qualità delle acque, in termini di analisi dei processi di spostamento dei contaminati dalle superfici scolanti alla rete di fognatura o di scolo.

Il blocco **Transport**, che può seguire il lancio di Runoff, va a modellare il comportamento qualitativo e quantitativo del sistema, appoggiandosi il calcolo idraulico sulla schematizzazione dell'onda cinematica. I risultati consistono in livelli, portate e concentrazioni delle sostanze contaminanti per ogni componente della rete, schematizzata in un sistema di rami e nodi.

Il blocco **Storage/Treatment** è sostanzialmente una specializzazione di Transport; infatti, può simulare fino a tre inquinanti in un serbatoio contenete fino a cinque unità o processi. Il blocco simula inoltre i processi di decadimento del primo ordine associati ad una miscelazione completa, funzioni di rimozione e di dinamica di sedimentazione.

Il blocco **Extran** - Extended Transport - è in pratica il "cuore" idraulico di SWMM; consente, di modellare la propagazione dei deflussi all'interno della rete mediante la risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant. Extran è un modulo completo per la simulazione di reti ad albero o a maglia; vengono modellati, infatti, anche i fenomeni di rigurgito, le inversioni del flusso nei rami, i moti a pelo libero e in pressione. Extran utilizza una descrizione topologica della rete basata su una geometria rami-nodi; i rami e i nodi hanno caratteristiche specifiche, opportunamente configurabili, che, combinate tra loro, permettono la descrizione idraulica dell'intera rete di deflusso.

Nella schematizzazione usata dal blocco, i rami sono sostanzialmente i condotti della rete fognaria (i canali nel caso di sezioni aperte) e consentono di propagare le portate da un nodo all'altro. I nodi rappresentano i pozzetti presenti nel sistema fognario (o i punti di intersezione dei rami, come nel caso dei canali); nei nodi vengono localizzate le portate in ingresso (provenienti dal Runoff ed espressi come idrogrammi di piena generati a partire dal modello afflussi-deflussi) e le portate uscenti dalla rete.

5.1 DEFLUSSI

Col termine DEFLUSSO SUPERFICIALE si intende l'acqua di precipitazione che scorre sulla superficie del terreno e viene, successivamente raccolta dalla rete di scolo.

SWMM simula il deflusso superficiale trattando ogni superficie dei sottobacini come un serbatoio non lineare. Le portate in ingresso sono costituite dalle precipitazioni, quelle in uscita dal deflusso superficiale, dalle infiltrazioni e dalle

evaporazioni, eventuali. Il volume di questi, ipotetici, serbatoi è dato dalla capacità di immagazzinamenti delle depressioni. Il deflusso si innesca quando l'altezza d'acqua nel serbatoio supera l'altezza delle depressioni.

Questo viene determinato tramite l'equazione:

$$Q = W(1,49/n)(d-d_p)^{5/3}S^{1/2}$$

5.2 INFILTRAZIONE

L'**infiltrazione** è il fenomeno fisico per il quale l'acqua presente sulla superficie del terreno penetra al suo interno. Questo movimento avviene sotto la spinta sia della forza gravitazionale che per capillarità.

Nella fattispecie si è adottato il **Metodo Curve Number** del Soil Conservation Center (SCS-CN) che individua il volume di precipitazione efficace Q a partire dall'altezza di precipitazione totale P, in funzione del volume complessivo immagazzinabile nel terreno S. Tutte le variabili sono espresse in mm.

Nelle ipotesi del metodo, il deflusso è inizialmente nullo, fino a che l'afflusso meteorico P non raggiunge un valore di soglia pari al 20% del volume immagazzinabile nel terreno S. Dopo tale fase, una parte dell'apporto meteorico si trasforma in pioggia efficace, in proporzione sempre crescente, man mano che l'evento procede.

Il parametro S è sostituito nella pratica corrente da un indice adimensionale, chiamato Curve Number, che varia tra 0 e 100. Per CN=0 il bacino non produce alcun deflusso ($S=\infty$), mentre per CN=100 risulta del tutto impermeabile ($S=0$), per cui P e Q si equivalgono identicamente.

Le equazioni del metodo SCS da applicare sono le seguenti:

$$Q = \begin{cases} 0 & P \leq 0.20 S \\ \frac{(P - 0.20 S)^2}{P + 0.80 S} & P > 0.20 S \end{cases} \quad S = \frac{25400}{CN} - 254$$

con	Q	deflusso in mm
	P	precipitazione in mm
	S	volume immagazzinabile nel terreno in mm
	CN	numero di curva caratteristico del terreno considerato.

In letteratura sono disponibili numerose indicazioni per la scelta del valore di CN proprio di ciascuna area. Il parametro va scelto tenendo conto delle caratteristiche pedologiche del terreno, che il Soil Conservation Service classifica in quattro categorie da A a D con permeabilità decrescente, dell'uso del suolo e della condizione di umidità iniziale del bacino, prodotta da ulteriori apporti meteorici nei cinque giorni precedenti l'evento.

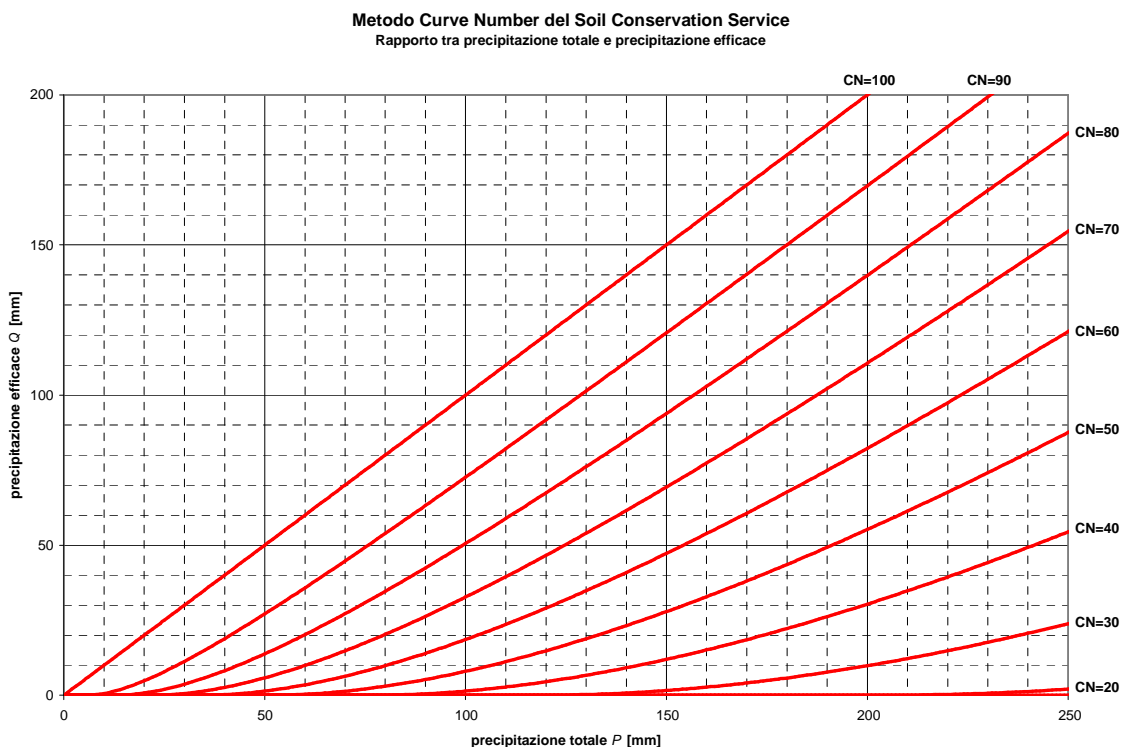
Le equazioni si applicano non solo con riferimento ai valori complessivi di un evento, ma anche alla loro variazione nel tempo, per cui la frazione di pioggia efficace ΔQ in un intervallo Δt nel quale sia piovuto ΔP è pari a:

$$\begin{aligned} \Delta Q &= Q(t + \Delta t) - Q(t) = \frac{(P(t + \Delta t) - 0.20 S)^2}{P(t + \Delta t) + 0.80 S} - \frac{(P(t) - 0.20 S)^2}{P(t) + 0.80 S} \\ &= \frac{(P(t) + \Delta P - 0.20 S)^2}{P(t) + \Delta P + 0.80 S} - \frac{(P(t) - 0.20 S)^2}{P(t) + 0.80 S} && \text{per } P > 0.2 S \\ &\approx \Delta P \cdot \left(\frac{P(t) - 0.20 S}{P(t) + 0.80 S} \right) \cdot \left(2 - \frac{P(t) - 0.20 S}{P(t) + 0.80 S} \right) \end{aligned}$$

Il coefficiente di deflusso Φ , inteso come rapporto tra precipitazione efficace e precipitazione totale, dipende dalla tipologia di terreno, per effetto del parametro S , e dall'altezza di precipitazione complessiva P .

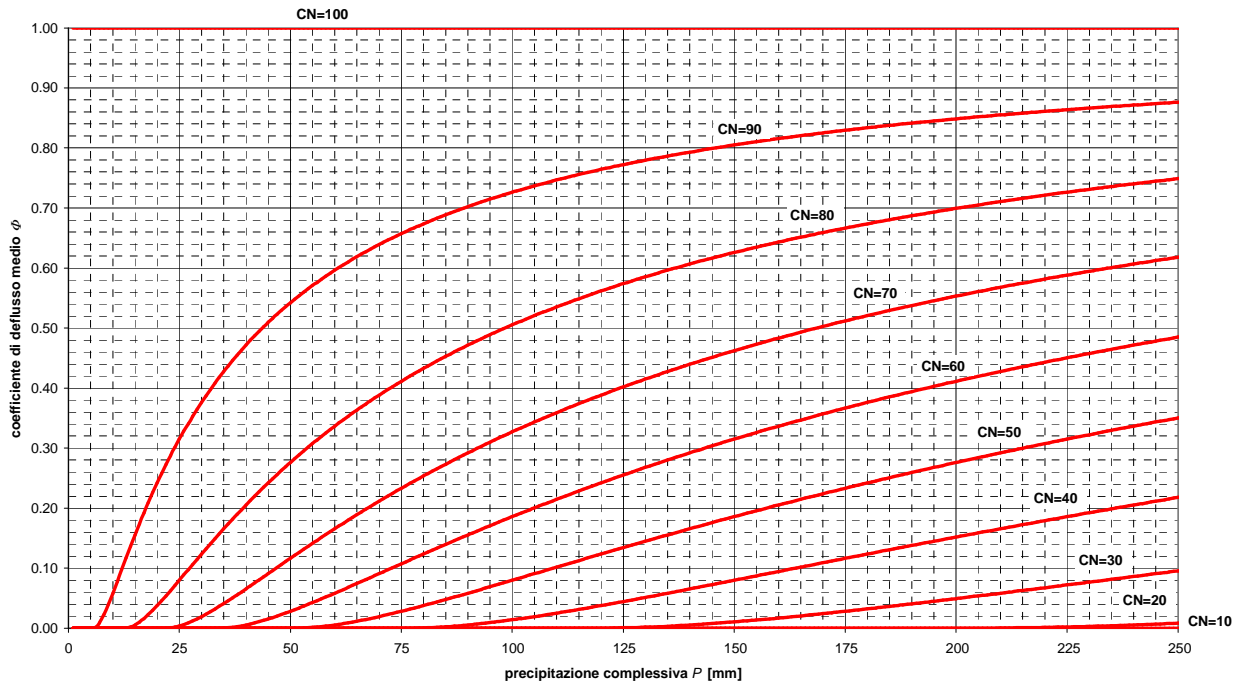
Il coefficiente di deflusso medio dell'evento Q/P presenta valori crescenti all'aumentare di P . Anche il coefficiente di deflusso marginale $\Delta Q/\Delta P$ aumenta progressivamente al progredire dell'evento e tende asintoticamente al valore 1.

Nelle figure seguenti si riportano alcuni abachi che in funzione del parametro P , da intendersi come altezza di precipitazione cumulata osservata fino a un dato momento, restituiscono rispettivamente la precipitazione efficace totale, il coefficiente di deflusso medio fino a quell'istante e il coefficiente di deflusso marginale o istantaneo, cioè la proporzione di precipitazione efficace che si genera in quello stadio dell'evento.



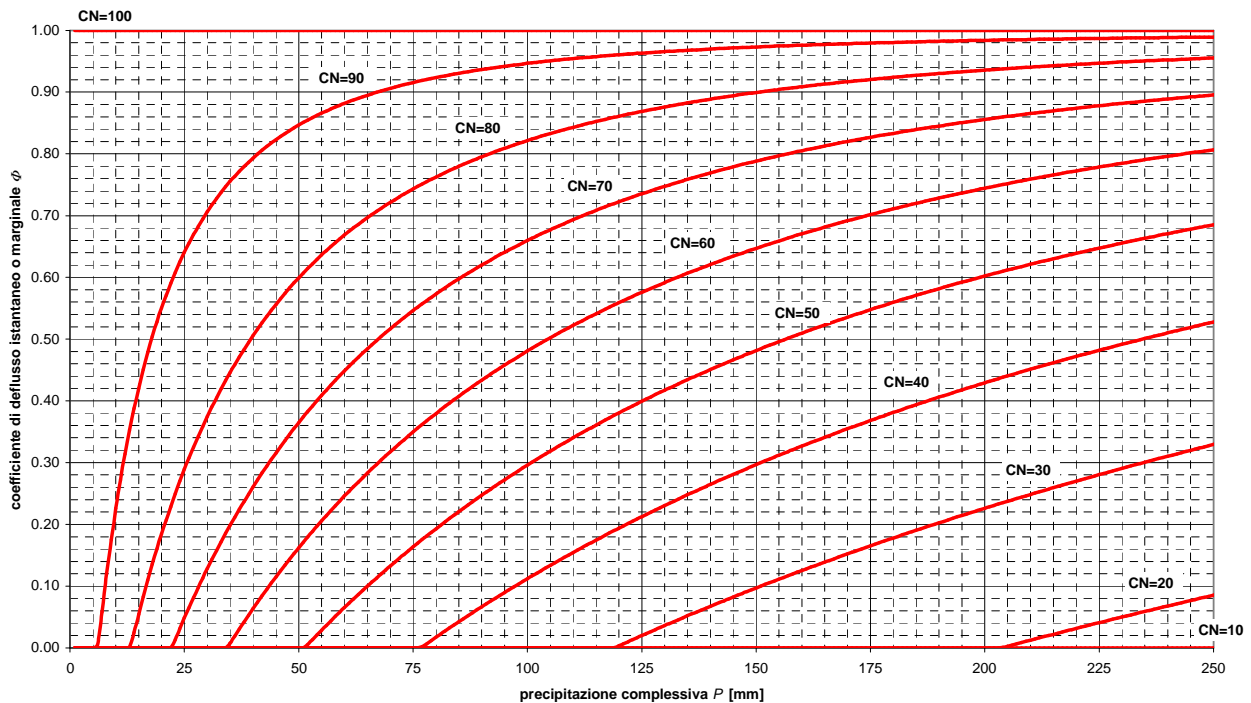
Valori di precipitazione efficace in funzione della precipitazione totale e del parametro CN secondo il metodo SCS.

Metodo Curve Number del Soil Conservation Service
 Variazione del coefficiente di deflusso medio in funzione della precipitazione totale P



Valori di coefficiente di deflusso medio in funzione della precipitazione totale e del parametro CN secondo il metodo SCS.

Metodo Curve Number del Soil Conservation Service
 Variazione del coefficiente di deflusso marginale $\Delta Q/\Delta P$ dopo una precipitazione Q



Valori di coefficiente di deflusso marginale o istantaneo in funzione della precipitazione totale e del parametro CN secondo il metodo SCS.

Il parametro CN fornisce una indicazione della quantità d'acqua immagazzinabile nel terreno, la quale stabilisce in base alle ipotesi assunte dal modello SCS descritto, la relazione tra afflussi e deflussi in un bacino idrografico. Tale parametro

contiene le informazioni relative alla capacità di infiltrazione del terreno, secondo quattro classi di permeabilità, le informazioni relative allo stato di imbibizione del terreno (classi AMC) e le informazioni relative alla copertura di suolo.

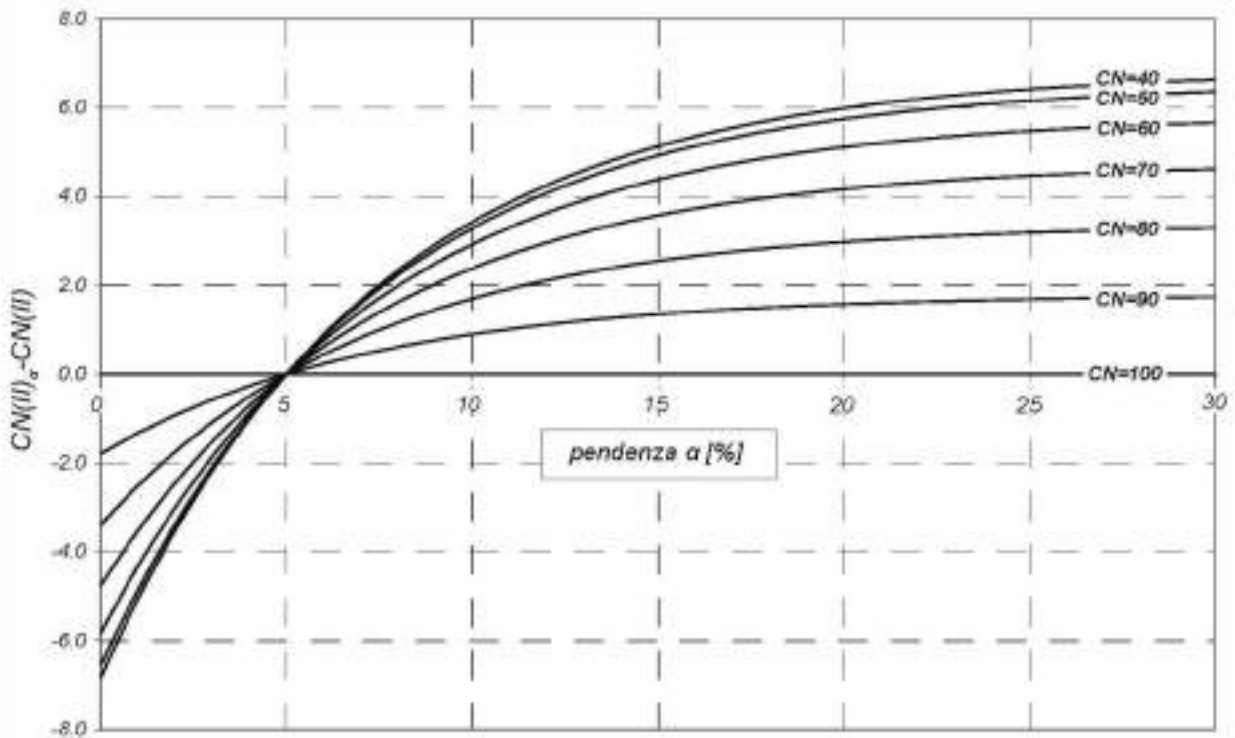
Secondo lo schema descritto i suoli sono divisi in tre classi, per quanto riguarda l'insieme delle condizioni d'uso del suolo (tipologia di destinazione d'uso, trattamento della superficie e condizioni di drenaggio) ed in base a quattro gruppi per quanto riguarda la capacità di infiltrazione del terreno. I suoli costituiti principalmente da sabbie e ghiaie di notevole spessore sono caratterizzati da drenaggio buono o alto e presentano un tasso di infiltrazione elevato anche in condizioni di notevole imbibizione (classe A, suoli a basso potenziale di scorrimento). La classe B di suoli è caratterizzata da una tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, con un drenaggio da moderatamente buono a buono ed un tasso di infiltrazione moderato in condizioni di imbibizione elevata. I terreni poco permeabili rientrano nelle classi C e D. I terreni di classe C sono costituiti da suoli con tessitura da moderatamente fine a fine e presentano un basso tasso di infiltrazione; i terreni di classe D caratterizzati da tasso di infiltrazione molto basso, comprendono principalmente suoli argillosi ad alto potenziale di rigonfiamento o terreni caratterizzati da piccoli spessori giacenti su materiale pressoché impermeabile.

I valori del parametro CN si riferiscono a tre diverse condizioni di umidità del terreno definite condizioni di umidità antecedente (Antecedent Moisture Condition, AMC) l'evento di pioggia. La categoria AMC-I caratterizza i suoli sufficientemente asciutti da permettere un'aratura o una coltivazione soddisfacente e che abbiano perciò un potenziale di scorrimento superficiale minimo; la categoria AMC-II rappresenta la condizione media di umidità del terreno e a tale situazione si fa riferimento per l'attribuzione dei valori di CN. Infine la categoria AMC-III contempla la condizione in cui i terreni siano praticamente saturati dalle precedenti piogge e in tale situazione il potenziale di scorrimento superficiale risulta massimo. Una volta assegnati, sulla base di valori di letteratura, i CN della categoria AMC-II, è possibile determinare i valori di CN riferibili alle rimanenti due categorie attraverso alcune relazioni analitiche che per brevità non riportiamo in questa sede.

La categoria a cui fare riferimento per l'applicazione del modello è individuata in base alla precipitazione totale dei 5 giorni antecedenti l'evento di pioggia e in base alla stagione (vegetativa o di riposo).

A partire dai valori di permeabilità medi calcolati come esposto in precedenza, a ciascuna unità elementare cartografica è stata associata una classe di permeabilità SCS (gruppi A, B, C, D); tale informazione, unita alla destinazione d'uso del suolo, ha permesso di attribuire un valore di CN a ciascuna unità cartografica.

Il valore del parametro CN non è indipendente dalla pendenza media del suolo; il valore di CN infatti aumenta all'aumentare della pendenza; il termine correttivo risulta trascurabile per valori di CN riferiti a pendenze del terreno standard del 5 %, che non possono essere attribuite ai territori di bonifica i quali sono generalmente caratterizzati da pendenze dell'ordine dello 0.0 - 0.1 %.



Correzione del CN in funzione della pendenza.

Gli ietogrammi efficaci, che indicano l'altezza di pioggia che contribuisce effettivamente alla generazione della portata di piena, sono stati calcolati secondo il metodo SCS-CN descritto in precedenza, sulla base dei valori di CN medi per sottobacino.

5.3 EQUAZIONI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE

Le equazioni alla base del codice usato da SWMM sono le equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant, composte da:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{1.1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gAS \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \tag{1.2}$$

Dove:

A è l'area bagnata del flusso;

Q è la portata;

x è la distanza lungo l'asse del condotto;

t è il tempo;

g è la costante gravitazionale;

H è il carico idraulico totale dato da $z + h$;

z è il livello dello scorrimento;

h è il livello idrico;

S_f è la cadente piezometrica.

La (1.1) è l'equazione di continuità del moto vario in assenza di flussi e deflussi laterali, la (1.2) è l'equazione del momento della quantità di moto.

Considerando che:

$$\frac{Q^2}{A} = V^2 A \quad (1.3)$$

$$\frac{\partial(V^2 A)}{\partial x} = 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (1.4)$$

dove con V si intende la velocità media lungo il condotto. Sostituendo nell'equazione del momento della quantità di moto (1.2):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (1.5)$$

Sapendo che $Q = AV$ l'equazione di continuità (1.1) può essere riformulata come:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (1.6)$$

nella quale, moltiplicando per V :

$$AV \frac{\partial V}{\partial x} = -V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (1.7)$$

Sostituendo quest'ultima equazione (1.7), nell'equazione (1.5) si ottiene:

$$\boxed{\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0} \quad (1.8)$$

che è l'equazione del moto risolta lungo i rami da SWMM. La formula adottata per descrivere la perdita di carico è definita dall'equazione di Manning:

$$S_f = \frac{k}{gAR_H^{4/3}} Q|V| \quad (1.9)$$

dove:

k è un parametro dato da gn^2 ;

n è il coefficiente di scabrezza di Manning;

g è la costante gravitazionale;

Q è la portata;

V è la velocità media;

R_H è il raggio idraulico.

Il termine V compare in valore assoluto per rendere direzionale la grandezza S_f , assicurando, inoltre, che le forze di attrito siano sempre opposte al moto.

Sostituendo la (1.9) nella (1.8) ed esprimendo il tutto alle differenze finite:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{4/3}} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + V^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - gA \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \quad (1.10)$$

Dove:

Δt è il passo di calcolo;

L è la lunghezza del condotto.

Risolvendo la precedente equazione (1.10) si ottiene:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R^{4/3}} |V_t|} \left[Q_t + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - g\bar{A} \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \right] \quad (1.11)$$

dove \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} sono le medie pesate, al tempo t , lungo il condotto e $\left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t$ è calcolata al passo temporale

precedente. Le incognite dell'equazione (1.11) sono $Q_{t+\Delta t}$, H_1 e H_2 . E' possibile esprimere le variabili \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} in funzione di Q e di H . Ora si rende necessario mettere a sistema un'ulteriore equazione, che può essere ricavata scrivendo l'equazione di continuità del moto:

$$\left(\frac{\partial H}{\partial t}\right)_t = \left(\frac{\sum Q_i}{A_s}\right)_t \quad (1.12)$$

dove A_s è l'area della superficie libera al nodo. La precedente equazione (1.12) può essere scritta alle differenze finite:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \left(\frac{\sum Q_i \Delta t}{A_s}\right)_t \quad (1.13)$$

5.4 SOLUZIONE NUMERICA

Le equazioni (1.11) e (1.13) possono essere risolte tramite il metodo di Eulero modificato. Lo schema di calcolo è:

1. Calcolare $\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_t$ dalle proprietà del sistema al tempo t
2. Esprimere $Q\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)$ come $Q\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = Q(t) + \left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_t \frac{\Delta t}{2}$
3. a. Calcolare le proprietà del sistema al tempo $t + \frac{\Delta t}{2}$
 b. Formulare $\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_{t+\frac{\Delta t}{2}}$ dalle proprietà del sistema al tempo $t + \frac{\Delta t}{2}$
4. Esprimere $Q(t + \Delta t)$ come $Q(t + \Delta t) = Q\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) + \left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_{t+\frac{\Delta t}{2}} \frac{\Delta t}{2}$

Si calcola, quindi, il valore di $\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_t$ in corrispondenza di un passo temporale intermedio $t + \frac{\Delta t}{2}$, quindi

assumendo come pendenza media del passo Δt quella all'istante $t + \frac{\Delta t}{2}$. La sequenza delle operazioni da eseguire per il calcolo della portata nei rami e del carico idraulico nei nodi sono:

1. calcolo della portata $Q_{t+\frac{\Delta t}{2}}$ nei rami al passo di calcolo $t + \frac{\Delta t}{2}$ con riferimento ai valori di carico idraulico H_t nei nodi al passo di calcolo intero precedente, t ;
2. calcolo dei flussi attraverso pompe e sfioratori al passo di calcolo intermedio $t + \frac{\Delta t}{2}$ basandosi sui valori di carico idraulico nei nodi collegati da tali organi al passo di calcolo precedente t ;

3. calcolo del carico idraulico $H_{t+\frac{\Delta t}{2}}$ nei nodi al passo di calcolo intermedio $t + \frac{\Delta t}{2}$ basandosi sul valore medio delle portate nei rami collegate al passo di calcolo intero precedente t e al passo di calcolo intermedio $t + \frac{\Delta t}{2}$ più i flussi attraverso pompe e sfioratori al passo di calcolo intermedio $t + \frac{\Delta t}{2}$;
4. calcolo della portata Q_i nei rami al passo di calcolo intero $t + \Delta t$ con riferimento ai valori di carico idraulico $H_{t+\frac{\Delta t}{2}}$ nei nodi al passo di calcolo intermedio precedente $t + \frac{\Delta t}{2}$;
5. calcolo dei flussi attraverso pompe e sfioratori al passo di calcolo intero $t + \Delta t$ basandosi sui valori di carico idraulico nei nodi collegati da tali organi al passo di calcolo precedente $t + \frac{\Delta t}{2}$;
6. calcolo del carico idraulico $H_{t+\Delta t}$ nei nodi al passo di calcolo intero $t + \Delta t$ basandosi sul valore medio delle portate nei rami collegate al passo di calcolo intermedio precedente $t + \frac{\Delta t}{2}$ e al passo di calcolo intero $t + \Delta t$ più i flussi attraverso pompe e sfioratori al passo di calcolo intero $t + \Delta t$.

5.5 STABILITÀ NUMERICA DEL METODO DI EULERO

Il metodo permette di arrivare ad una soluzione numerica dell'equazione del moto per il calcolo delle portate nei rami e dell'equazione di continuità per il calcolo del carico idraulico nei nodi. Si presta bene all'implementazione per la sua semplicità, che induce una minore memoria utilizzata per i calcoli, ma proprio per questa il metodo non è stabile e richiede passi di calcolo brevi. Dall'esperienza è risultato che il programma è numericamente stabile quando si verificano le seguenti condizioni:

Per i rami:

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}}$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- L è la lunghezza della condotta;
- g è la costante gravitazionale;
- D è il diametro della condotta.

Questa non è altro che una forma della condizione di Courant, in cui il passo di calcolo temporale è limitato dal tempo necessario alla propagazione dell'onda nella condotta.

Per i nodi:

$$\Delta t \leq \frac{C' A_s \Delta H_{\max}}{Q}$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- C' è una costante adimensionale approssimativamente pari a 0,1;
- A_s è l'area della superficie libera corrispondente al nodo;
- ΔH_{\max} è il massimo sovrizzo della superficie dell'acqua durante il passo di calcolo Δt ;
- Q afflusso netto al nodo.

Quindi, dalle precedenti disuguaglianze si deduce che il passo di calcolo massimo ammissibile Δt è determinato dal più piccolo e corto condotto con elevati afflussi. In genere un passo di calcolo di 5-10 secondi è sufficientemente piccolo da garantire idrogrammi esenti da oscillazioni irregolari e soddisfa la continuità della massa in condizioni di allagamento.