

VABENE S.r.l.
VICENZA

**STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO DI SUPPORTO ALLA
REALIZZAZIONE DI UN'AREA COMMERCIALE INSERITA
NEL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "VABENE"
IN COMUNE DI COSTABISSARA (VI)**

ELABORATO N.

1

SCALA

FILE

DATA

FEBBRAIO 2011

RELAZIONE

PROGETTAZIONE


IPROS

INGEGNERIA AMBIENTALE

PAOLO PERETTI



ING. FILIPPO VENTURINI



INDICE

1. PREMESSE	1
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E IDROGRAFICO.....	3
3. ANALISI DEGLI STUDI IDRAULICI SUL BACINO IDROGRAFICO CHE COMPRENDE L'AREA IN ESAME.....	4
3.1. Generalità	4
3.2. "Piano per l'assetto idrogeologico del bacino Brenta-Bacchiglione" dell'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione.....	4
3.3. "Atlante della bonifica veneta" dell'Unione Regionale Veneta Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari.....	6
3.4. "Piano territoriale di coordinamento provinciale" della provincia di Vicenza	7
3.5. Sicurezza idraulica dell'area della lottizzazione	8
4. ELABORAZIONI STATISTICHE DEI DATI DI PRECIPITAZIONE.....	9
5. APPLICAZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO DI PIENA ALL'AREA DEL P.U.A. "VABENE".....	15
5.1. Schematizzazione della superficie scolante.....	15
5.2. La situazione attuale	18
5.3. Valutazione dei deflussi nella roggia Boschetta nella situazione attuale	21
5.4. La situazione di progetto	23
5.5. Determinazione del volume d'invaso per gli interventi compensativi da adottare relativi all'incremento della portata meteorica generata sull'area in esame	27
6. INTERVENTI PREVISTI PER IL DRENAGGIO, L'INVASO E LO SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE NELL'AREA DEL P.U.A. "VABENE"	29
6.1. Generalità	29
6.2. Caratteristiche delle condotte e dei manufatti della fognatura bianca	29
6.2.1. Condotte scolare per il deflusso delle portate della roggia Boschetta.	30
6.2.2. Condotte per la raccolta e il deflusso delle acque meteoriche provenienti dagli edifici e dai piazzali dell'area commerciale "VABENE"	31
6.2.3. Manufatti per l'invaso delle acque meteoriche in eccesso provenienti dagli edifici e dai piazzali dell'area "VABENE"	32
6.2.4. Manufatti di scarico	35
6.2.5. Canali di gronda della strada.....	35
7. VERIFICA DI FUNZIONAMENTO DEL SISTEMA PER IL DRENAGGIO, L'INVASO E IL DEFLUSSO DELLE ACQUE METEORICHE DELL'AREA "VABENE"	37
7.1. Schematizzazione idraulica della rete di fognatura considerata nel reticolo di calcolo.....	37
7.2. Risultati del calcolo nella situazione di progetto	38
7.2.1. Profili idrometrici lungo la roggia Boschetta.....	38
7.2.2. Profili idrometrici lungo le canalette di gronda della strada	40

7.2.3. Profili idrometrici lungo le condotte della fognatura destinate al drenaggio delle acque meteoriche dell'area commerciale e della relativa viabilità.....	43
7.2.4. Profili idrometrici nel sistema per l'invaso temporaneo delle acque meteoriche dell'area commerciale e della relativa viabilità.....	48
8. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	50
A. FONDAMENTI MATEMATICI DEL MODELLO IDROLOGICO E DEL MODELLO IDRAULICO.....	52
A.1 CARATTERISTICHE GENERALI	52
A.2 MODELLO IDROLOGICO DI PIENA	52
A.2.1 Generalità	52
A.2.2 Caratteristiche principali del modello idrologico di piena.....	53
A.3 MODELLO MATEMATICO IDRAULICO UNIDIMENSIONALE.....	56
A.3.1 Fondamenti matematici e fisici del modello idraulico	56
A.3.2 Descrizione dei tronchi	59
A.3.2.1. Sezione normale	59
A.3.2.2. Sezione composta.....	59
A.3.2.3. Sezione rettangolare	60
A.3.2.4. Sezione circolare	60
A.3.2.5. Sezione ovoidale	60
A.3.2.6. Sezione chiusa simmetrica	61
A.3.3 Descrizione dei nodi e dei tronchi speciali	61
A.3.3.1. Traverse.....	62
A.3.3.2. Tronchi che producono dissipazioni localizzate	62
A.3.3.3. Breve condotto di scarico.....	62
A.3.3.4. Paratoia sollevata a battente	63
A.3.3.5. Dissipazioni localizzate di tipo Borda.....	64
A.3.3.6. Nodo serbatoio	64
A.3.3.7. Impianti idrovori	65

1. PREMESSE

Per incarico della Società VABENE S.r.l., la Ipros Ingegneria Ambientale di Padova ha redatto la Valutazione di Compatibilità Idraulica a supporto del Piano Urbanistico Attuativo "VABENE" ubicato nel territorio del Comune di Costabissara, in provincia di Vicenza, ai sensi della D.G.R. 2948/2009 e della L.R. 11/2004.

Le disposizioni regionali in materia di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico e le indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici, approvate con D.G.R. n° 2948 del 06.10.2009, pongono dei vincoli rigorosi all'attività di pianificazione urbanistica. Tali disposizioni subordinano l'approvazione di nuovi strumenti urbanistici o di loro varianti al parere di conformità idraulica espresso dalla competente autorità idraulica, vale a dire il Genio Civile Regionale, che si avvale anche delle valutazioni degli Enti di settore competenti per territorio, come i Consorzi di Bonifica.

Le disposizioni regionali hanno lo scopo di prevenire possibili dissesti idraulici ed idrogeologici non contemplati dai P.A.I. (Piani di Assetto Idrogeologico), in quanto questi ultimi prendono ovviamente in esame soltanto lo stato di fatto e non le modifiche eventualmente introdotte da strumenti pianificatori di data posteriore alla conclusione degli studi di piano.

La realizzazione della nuova area commerciale comporta una modifica locale della risposta idrologica del territorio che potrebbe determinare situazioni di pericolosità idraulica per la roggia Boschetta, il corso d'acqua ricettore degli scarichi della rete di fognatura, con conseguenti rischi di allagamento per le aree adiacenti alla roggia stessa.

Al fine di costruire una rete di raccolta e di smaltimento delle acque meteoriche con tutti i dispositivi idraulici necessari per prevenire eventuali pericoli di esondazione della roggia, la scrivente ha condotto alcune indagini per confrontare la risposta idrologica della zona nella situazione antecedente e successiva alla realizzazione delle opere di urbanizzazione. Sulla base dei risultati ottenuti si sono quindi valutati gli interventi da prevedere per lo scarico nel corso d'acqua, in condizioni di sicurezza, delle acque di origine meteorica.

Nell'ambito delle indagini è stato messo a punto un modello idrologico basato su di una generalizzazione del modello di Nash con lo scopo di ricostruire gli idrogrammi delle portate di piena probabili del bacino di interesse a partire dalle precipitazioni. Una volta predisposto e messo a punto il modello matematico, le indagini sono state finalizzate:

- alla valutazione delle portate massime che si generano sull'area in esame nella situazione attuale ed in quella ad urbanizzazione completata, che nel seguito della relazione è indicata come configurazione di progetto;
- alla stima del volume d'acqua e degli afflussi in eccesso che sono da trattenerne sull'area stessa, adottando opportune misure di limitazione dei deflussi, in concomitanza degli eventi di piena nel corso d'acqua che ne raccoglie gli scarichi.

Per dare compimento alle attività sopra illustrate, relativamente ai dati idrologici e topografici necessari, si sono reperiti presso gli Enti competenti sul territorio e presso il Committente i seguenti documenti:

- le tavolette della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5'000;
- i dati pluviometrici forniti dal Centro Meteorologico di Teolo (PD);
- il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale della Provincia di Vicenza;
- gli studi sul sistema idrografico dei fiumi Brenta e Bacchiglione ed il "Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione - Legge n. 267/98 e Legge n. 365/00" redatti dall'Autorità di Bacino dell'Alto Adriatico;
- "Atlante della bonifica veneta" redatto dall'Unione Regionale Veneta Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari, per conto della Regione Veneto, nel 1999;
- gli elaborati di progetto del Piano di lottizzazione oggetto dello studio.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E IDROGRAFICO

L'area in esame è situata a nord di Vicenza, in località Volpare nel Comune di Costabissara, copre una superficie di circa 48'600 m² ed è confinata da terreni agricoli sia nella parte nord, sia nelle parti ovest e sud. Verso est confina con un'area edificata e, nella parte meridionale, ancora con terreni agricoli.

Il piano urbanistico prevede l'edificazione di due fabbricati a destinazione commerciale con i relativi parcheggi di competenza. La raccolta delle acque meteoriche provenienti dalle aree impermeabilizzate avviene per mezzo di condotte che le recapitano nella vicina roggia Boschetta. Lungo il perimetro, nelle parti nord, ovest e sud è prevista la realizzazione di una nuova bretella stradale. Si tratta della fase iniziale di un più complesso intervento di risistemazione dell'intera rete viaria della zona.

La roggia Boschetta, gestita dal Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta (già Medio Astico Bacchiglione), nasce a nord di Costabissara, nelle vicinanze dell'abitato di Motta in località Volpare, e con andamento serpeggiante prosegue in direzione sud, fino ad uscire dall'area interessata dal Piano Urbanistico "VABENE". Dopo un percorso che si sviluppa per circa 2.5 km, la roggia si immette nella roggia Muzzana al confine con il territorio del comune di Caldogeno (vedi Figura 2.1).

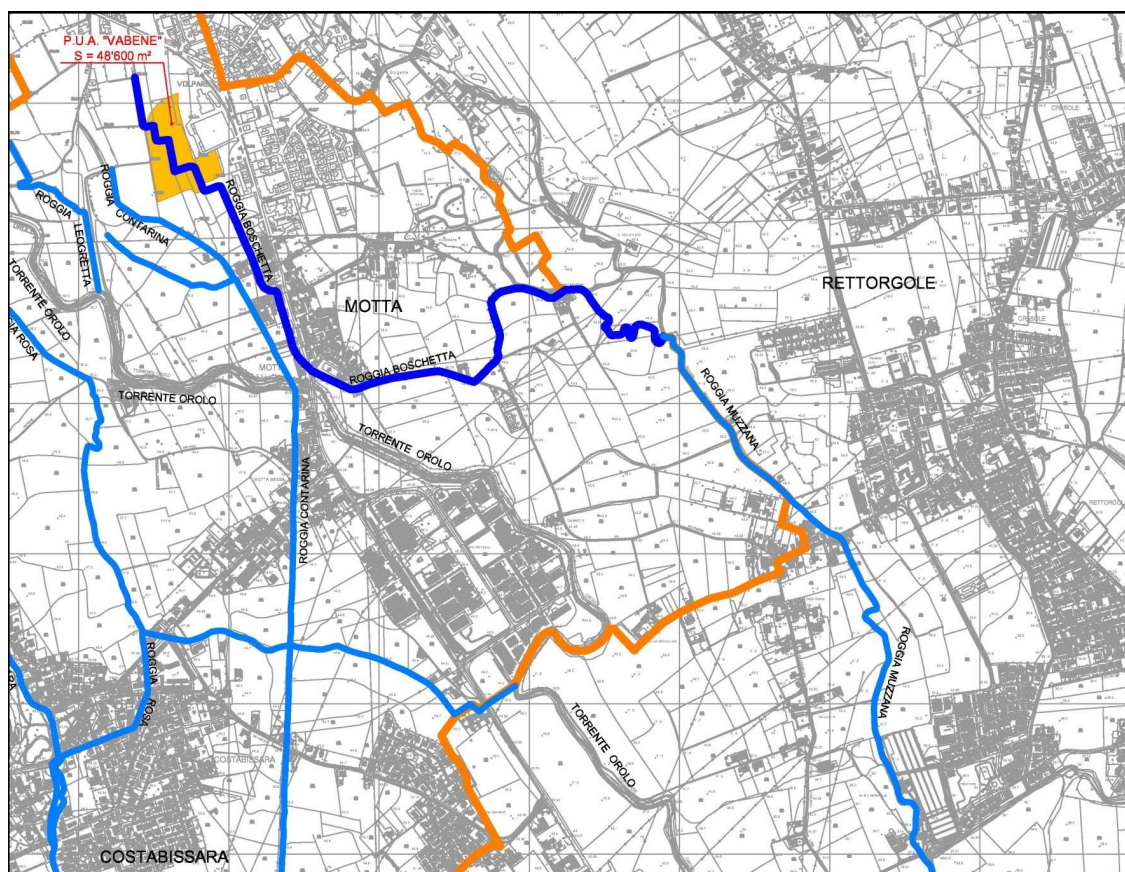


Figura 2.1 – Inquadramento corografico (scala 1:25000) della roggia Boschetta.

3. ANALISI DEGLI STUDI IDRAULICI SUL BACINO IDROGRAFICO CHE COMPRENDE L'AREA IN ESAME

3.1. Generalità

L'area in esame in località Volpare nel territorio di Costabissara ricade entro il bacino idrografico del torrente Orolo, affluente di destra del fiume Bacchiglione. Per valutare le condizioni idrauliche di tale zona si sono consultati alcuni studi redatti dagli enti territoriali competenti.

A tale riguardo, l'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione ha redatto ed approvato il "Piano per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Brenta-Bacchiglione" (P.A.I.), la Provincia di Vicenza ha proceduto alla stesura del proprio "Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale" e, attraverso l'Ufficio di Protezione Civile, del "Programma provinciale di previsione e prevenzione dei rischi", mentre l'Unione Regionale Veneta delle Bonifiche ha realizzato una mappa sulla pericolosità idraulica del territorio della bonifica nella regione Veneto.

L'indagine ha quindi riguardato l'analisi degli elaborati di tali studi al fine di evidenziare la situazione idraulica del territorio in esame.

3.2. "Piano per l'assetto idrogeologico del bacino Brenta-Bacchiglione" dell'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione

A principio delle indagini conoscitive condotte per valutare la situazione idraulica del territorio in cui si collocano gli interventi di urbanizzazione previsti nel P.U.A. "VABENE", si sono consultati i documenti del Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) del Bacino Brenta-Bacchiglione redatto dall'Autorità di Bacino di Venezia.

I documenti esaminati non riportano alcuna perimetrazione di aree a rischio idraulico nella zona del territorio comunale di Costabissara in cui si inserisce l'urbanizzazione proposta. In particolare, nella successiva Figura 3.1 che rappresenta un estratto della tavola di "Pericolosità idraulica" allegata al P.A.I., si nota appunto che l'area oggetto di intervento, evidenziata con il circolo rosso, non ricade in zone classificate a rischio idraulico, come invece accade per una vasta area in destra del torrente Orolo, caratterizzata da una pericolosità di livello P1.

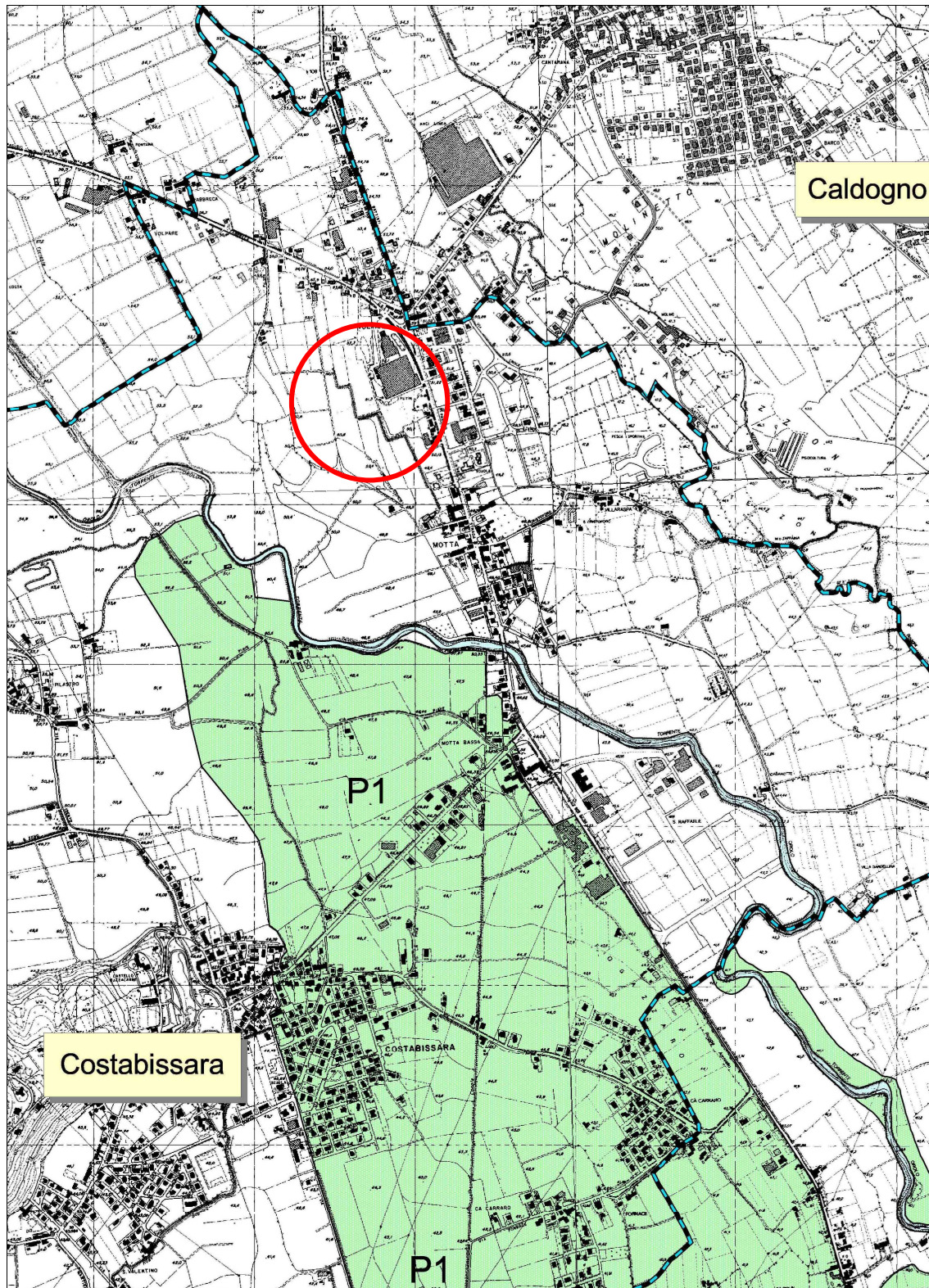


Figura 3.1 - Stralcio della carta della Pericolosità idraulica redatta dall'Autorità di Bacino e allegata al P.A.I. del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione, con evidenziata l'ubicazione dell'area oggetto di intervento.

3.3. "Atlante della bonifica veneta" dell'Unione Regionale Veneta Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

Nel corso del 1999 l'Unione Regionale Veneta Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari ha redatto, per conto della Regione Veneto, uno studio riguardante la pericolosità idraulica del territorio di competenza dei diversi Consorzi di Bonifica dell'intera regione Veneto. L'indagine è stata realizzata sulla base di informazioni tecnico-scientifiche, dati, studi e progetti raccolti presso i Consorzi di Bonifica stessi. L'analisi ha consentito di elaborare una "Mappa della pericolosità idraulica" del territorio esaminato, sulla quale sono stati in particolare evidenziati i seguenti tematismi:

- aree ad alto rischio di allagamento: aree soggette ad alta probabilità di allagamento per tempi di ritorno di 2-5 anni, in blu;
- aree a rischio di allagamento: aree allagate almeno una volta negli ultimi 20 anni, in azzurro.

Un estratto di tale mappa, che comprende parte del comprensorio dell'ex Consorzio di Bonifica Medio Astico Bacchiglione, è riportato in Figura 3.2 in cui è anche evidenziata la zona del Comune di Costabissara nella quale si colloca l'area in esame. Sulla base della mappatura riportata, si rileva che parte della zona di intervento sembrerebbe ricadere entro un'area a rischio di allagamento, vale a dire allagata almeno una volta negli ultimi 20 anni.

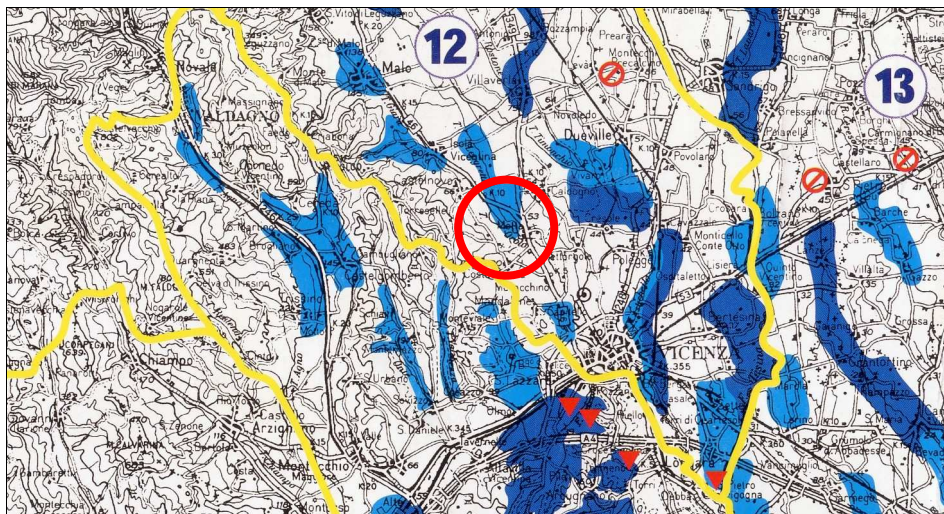


Figura 3.2 - Stralcio della "Mappa della pericolosità idraulica – Aree a rischio e ad alto rischio di allagamento nel territorio di bonifica della Regione Veneto" (Unione Regionale Veneta Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari). In azzurro scuro le aree ad alto rischio di allagamento (aree soggette ad alta probabilità di allagamento: tempo di ritorno 2-5 anni) e in azzurro chiaro le aree a rischio di allagamento (aree allagate almeno una volta negli ultimi 20 anni). Nel circolo in rosso ricade l'area in esame, nel territorio comunale di Costabissara.

La perimetrazione dell'area di allagamento riportata sulla mappa si riferisce, peraltro, a possibili fenomeni di esondazione determinati non tanto dalla roggia Boschetta o dalla vicina roggia Contarina, quanto piuttosto dalla roggia Leogretta che scorre più ad ovest dell'area in esame e, dopo aver attraversato l'ex strada statale 46, confluisce, a sud, nel torrente Orolo (vedi Figura 2.1). Si tratta di una roggia la cui insufficienza

idraulica è segnalata dal Consorzio di Bonifica competente soprattutto nel tratto a nord dell'ex strada statale, come si deduce peraltro anche dalla disposizione delle macchie che rappresentano i possibili allagamenti sulla mappa stessa, che potrebbe quindi eventualmente interessare solo marginalmente e con effetti secondari l'area in esame.

3.4. "Piano territoriale di coordinamento provinciale" della provincia di Vicenza

Il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale approvato con deliberazione del Consiglio Provinciale n. 40 del 20 maggio 2010, con riferimento agli aspetti idraulici relativi alla difesa del suolo, fa propri i risultati delle indagini condotte, da una parte, per l'elaborazione del P.A.I. dell'Autorità di Bacino e, dall'altra, per la stesura del Programma Provinciale di previsione e prevenzione dei rischi (Piano di protezione civile provinciale) della stessa Amministrazione Provinciale di Vicenza. Un piano, quest'ultimo, basato, per quanto riguarda la rete idrografica minore, sui dati resi disponibili dai Consorzi di bonifica competenti.

Le informazioni raccolte sono state riportate nella "Carta della fragilità – zona sud (elaborato 2.1.B)" di cui si riporta in Figura 3.3 uno stralcio.

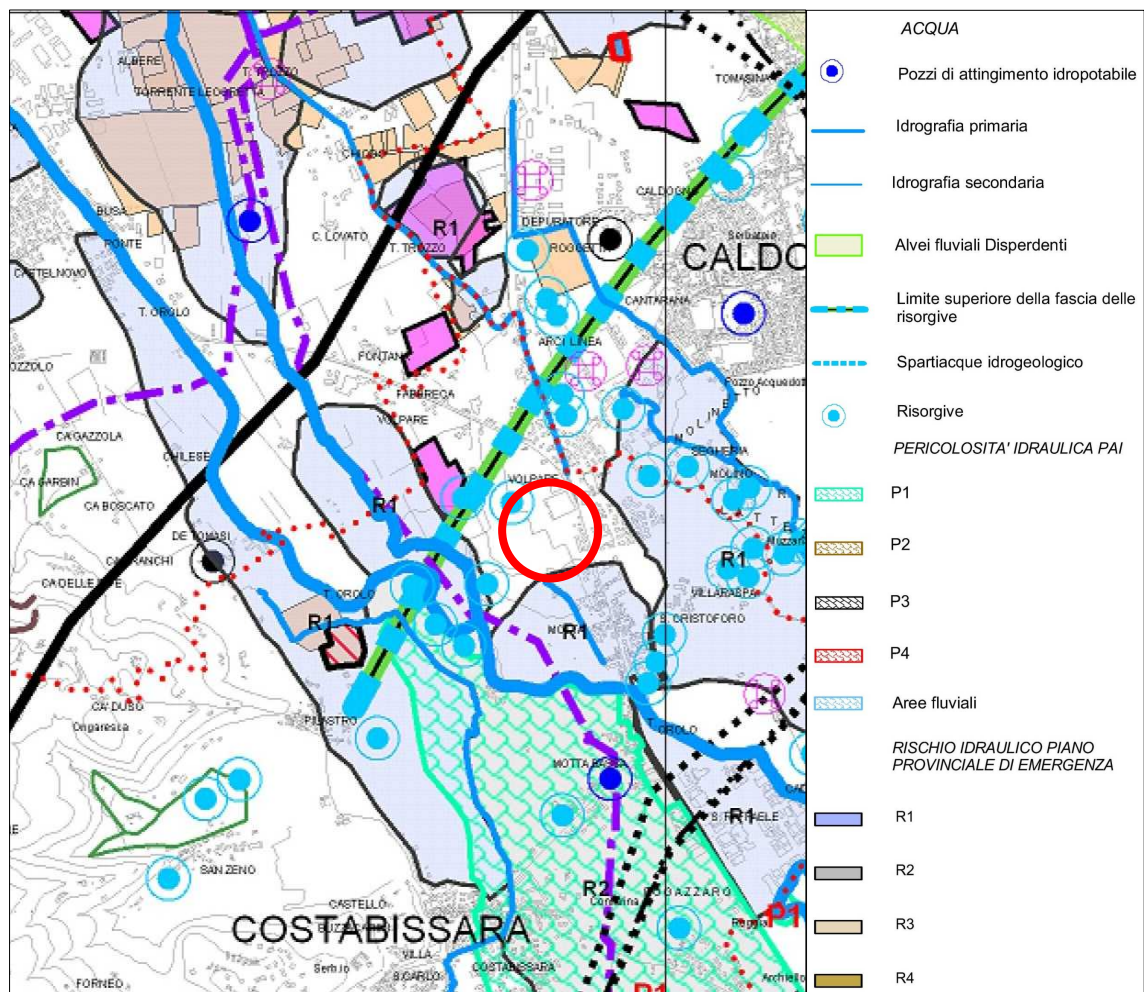


Figura 3.3 - Stralcio della "Carta della Fragilità" contenuta nel P.T.C.P. della Provincia di Vicenza (maggio 2010) con la posizione dell'area in esame.

L'area in esame, evidenziata in rosso in Figura 3.3, non è interessata da perimetrazioni di pericolosità idraulica, né relative al P.A.I., né segnalate nel Piano di Protezione Civile Provinciale. Risulta peraltro in evidenza come l'area oggetto di indagine ricada in adiacenza di zone classificate nel P.T.C.P. con grado di rischio R1, relativamente alla classificazione adottata nel Piano Provinciale di Emergenza, per le insufficienze idrauliche della rete idrografica minore e in particolare della roggia Leogretta ad ovest e della roggia Contarina a sud.

3.5. Sicurezza idraulica dell'area della lottizzazione

I risultati delle indagini eseguite sulla base di studi esistenti hanno evidenziato che l'area in esame potrebbe essere soggetta marginalmente ad allagamenti per esondazione delle acque della roggia Leogretta, ma non della roggia Boschetta che la attraversa, se si considerano eventi di piena con tempo di ritorno di circa 20 anni.

Non potendo inoltre escludere a priori che eventi di piena più importanti di quelli considerati possano determinare condizioni di deflusso critiche nella rete idrografica minore con possibili esondazioni locali, risulta evidente quanto sia opportuno, per garantire maggiore sicurezza idraulica al sito destinato al piano di lottizzazione proposto, elevare il piano finito delle opere rispetto alla quota attuale del terreno, come peraltro già previsto negli elaborati di progetto. Il rialzo delle quote del terreno esistente, oltre a garantire maggiore sicurezza idraulica al sito, consente inoltre di agevolare la posa in opera dei sottoservizi ed in particolare la realizzazione della rete di fognatura per la raccolta delle acque meteoriche, essendo l'andamento altimetrico di quest'opera determinato anche dalla quota di scarico nella roggia Boschetta.

4. ELABORAZIONI STATISTICHE DEI DATI DI PRECIPITAZIONE

Il modello idrologico messo a punto consente di simulare le piene di un bacino idrografico a partire dalle precipitazioni. In particolare, con esso è possibile simulare piene ipotetiche partendo da piogge di durata variabile e con diversa criticità in termini statistico-probabilistici. Nella presente applicazione esso è stato utilizzato per determinare i deflussi prodotti dalle aree oggetto di urbanizzazione.

In rapporto agli scopi dello studio e considerata la distribuzione delle stazioni pluviografiche nell'intorno della zona in esame, si sono analizzate le registrazioni delle piogge delle stazioni di Malo e Quinto Vicentino fornite dall'ARPAV - Centro Meteorologico di Teolo per tutta la durata di funzionamento, vale a dire per i periodi:

- 1993-2010 per la stazione di Malo;
- 1992-2010 per la stazione di Quinto Vicentino.

L'analisi statistica ha preso in considerazione gli eventi di breve durata, denominati scrosci, relativi a intervalli di precipitazione di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti consecutivi, gli eventi orari, con durata pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive e gli eventi giornalieri con durate di precipitazione da 1 a 5 giorni consecutivi.

Il quadro completo delle informazioni e dei dati disponibili per le due stazioni considerate sono riportati nella Tabella 4.1 e nella Tabella 4.2.

Il trattamento statistico delle serie dei massimi annuali delle precipitazioni raccolte è stato condotto sulla base della ben nota distribuzione probabilistica di Gumbel, che è la legge probabilistica di uso più ricorrente e che fornisce, nella maggior parte dei casi, valori accettabili secondo gli usuali test statistici.

Per valutare il grado di accettabilità della distribuzione di probabilità considerata per le stazioni in esame, sono stati eseguiti due test di adattamento, consistenti rispettivamente nella determinazione dei limiti della fascia fiduciaria per $\alpha = 0.05$ e nel test di Pearson o del χ^2 .

A partire dai risultati ottenuti con le elaborazioni statistico-probabilistiche sopra descritte, sono state quindi costruite le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica (per i tempi di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni) secondo la nota espressione $h = a \times t^n$, che fornisce l'altezza h delle precipitazioni al variare della durata t .

In Tabella 4.3, per la stazione di Malo, e in Tabella 4.4, per la stazione di Quinto Vicentino, sono riportati, per i tempi di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni, i valori dei parametri a e n delle curve di probabilità pluviometrica, mentre nella Figura 4.1, per la stazione di Malo, e nella Figura 4.2, per la stazione di Quinto Vicentino, sono illustrati gli andamenti delle curve stesse, al variare degli eventi considerati.

Per caratterizzare dal punto di vista pluviometrico la zona in esame, si sono utilizzate le altezze di precipitazione generate a partire dalle equazioni di possibilità pluviometrica della stazione di Malo, più vicina alla zona stessa rispetto a quella di Quinto Vicentino. Si tratta di valori che sono superiori rispetto a quelli ottenuti per la stazione di Quinto Vicentino e che, generando portate di origine meteorica più elevate, consentono quindi di formulare valutazioni più cautelative relativamente al regime dei deflussi

in condizioni di piena. Le altezze di pioggia così determinate per le due stazioni sulla base delle rispettive equazioni di possibilità pluviometrica, calcolate per i tempi di ritorno di 10 e 50 anni, sono riportate a confronto in Figura 4.3.

Con riferimento alla stazione di Malo, nelle indagini condotte con il modello idrologico di piena si sono quindi considerati eventi meteorici, per i tempi di ritorno sopra elencati, di durata variabile tra 0.25 e 12 ore. I valori delle altezze di pioggia utilizzate nel calcolo al variare del tempo di ritorno e della durata dell'evento, sono riportati nella Tabella 4.5.

MALO
Anno di inizio osservazioni: 1992
Quota sul mare: 99 m s. m.

N. ANNO	PRECIPITAZIONE (mm)															N. ANNO
						DURATA										
	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore	1 gg	2 gg	3 gg	4 gg	5 gg	
1 1993	8.0	14.4	17.4	23.0	25.2	27.8	31.0	39.4	60.0	65.4	63.0	89.6	94.4	106.4	135.0	1 1993
2 1994	9.4	16.8	21.2	32.2	45.4	50.4	76.8	91.4	91.8	102.6	92.0	102.8	104.0	111.0	130.6	2 1994
3 1995	12.6	20.0	26.4	42.8	47.4	48.0	52.2	60.6	68.2	88.6	88.4	105.6	108.2	108.2	110.2	3 1995
4 1996	7.6	14.8	20.6	29.2	33.4	34.4	37.2	37.6	47.8	67.2	57.6	85.2	129.8	132.4	139.2	4 1996
5 1997	6.4	12.4	17.4	28.6	33.2	33.2	33.2	42.8	46.0	57.8	57.0	82.6	103.6	112.0	115.8	5 1997
6 1998	6.4	9.4	13.2	24.4	29.2	29.8	29.8	44.2	69.4	83.0	91.4	97.2	140.4	154.8	161.8	6 1998
7 1999	7.6	11.8	14.6	24.4	34.6	38.4	49.2	56.2	87.4	91.4	90.6	91.6	109.2	131.4	154.0	7 1999
8 2001	7.6	13.8	14.6	17.2	24.6	28.0	30.4	54.8	80.6	91.2	45.6	92.8	93.2	140.6	148.0	8 2001
9 2002	13.0	24.2	34.6	42.4	43.0	46.4	68.4	38.6	54.6	57.8	100.0	57.8	61.0	61.0	75.0	9 2002
10 2003	10.2	15.0	16.2	19.2	24.6	26.4	27.8	88.8	106.2	153.6	84.2	153.8	172.6	180.6	181.2	10 2003
11 2004	10.6	21.0	30.0	46.8	56.4	58.8	61.0	35.4	56.8	97.0	61.0	117.0	122.8	154.4	154.4	11 2004
12 2005	11.2	19.2	28.2	46.2	53.6	56.0	58.2	61.0	61.0	72.2	96.0	82.0	105.0	122.4	136.6	12 2005
13 2006	9.2	16.8	23.0	34.0	43.8	48.8	51.8	70.4	84.6	114.6	83.8	134.0	177.6	219.4	227.4	13 2006
14 2006	12.2	11.6	17.8	30.2	35.8	36.6	41.0	59.0	77.2	85.8	73.8	95.4	114.4	120.6	122.6	14 2006
15 2007	7.0	19.8	28.6	38.4	44.0	44.8	51.2	60.4	71.8	82.8	81.8	126.4	135.4	139.8	169.2	15 2007
16 2008	7.8	15.2	20.2	35.2	46.4	55.6	65.8	66.0	66.0	87.4	67.2	109.8	147.4	157.6	167.4	16 2008
17 2009	9.2	16.8	20.0	30.6	42.2	55.0	69.2	73.0	77.4	79.0	76.4	96.8	128.8	147.0	153.4	17 2009
18 2010	13.0	17.6	19.8	25.2	30.2	37.6	68.6	83.6	92.6	101.0	92.6	168.4	223.6	223.6	223.6	18 2010

Tabella 4.1 - Precipitazioni di massima intensità, in mm di pioggia, registrate nella stazione pluviografica di Malo.

QUINTO VICENTINO
Anno di inizio osservazioni: 1991
Quota sul mare: 33 m s. m.

N. ANNO	PRECIPITAZIONE (mm)															N. ANNO
						DURATA										
	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore	1 gg	2 gg	3 gg	4 gg	5 gg	
1 1992	7.2	14.2	19.2	28.4	35.8	39.6	50.0	50.6	62.2	83.4	72.2	114.6	139.6	148.4	148.8	1 1992
2 1993	8.4	15.0	20.4	30.0	34.8	35.8	37.6	39.4	41.8	41.8	41.8	57.2	71.6	74.6	77.2	2 1993
3 1994	13.0	22.2	30.2	37.4	54.6	31.8	63.2	71.4	71.4	72.0	71.4	72.0	72.2	86.4	118.6	3 1994
4 1995	11.4	15.0	17.4	23.4	25.4	27.6	41.4	44.4	53.2	93.8	54.8	105.8	117.0	117.0	118.0	4 1995
5 1996	8.2	14.8	19.8	24.0	26.8	27.0	44.0	52.4	56.0	58.6	87.0	78.8	92.2	113.4	118.2	5 1996
6 1997	10.6	15.4	18.6	23.6	23.8	36.2	34.8	40.0	51.0	60.6	57.6	70.2	92.4	97.2	98.0	6 1997
7 1997	8.0	19.8	25.0	34.4	36.2	46.8	62.8	63.6	63.6	100.6	65.8	111.6	154.2	161.6	167.2	7 1997
8 1999	10.0	17.0	22.2	37.6	44.0	22.8	47.4	63.8	69.6	70.8	69.6	70.8	80.6	110.4	118.4	8 1999
9 2000	7.6	7.8	11.8	15.8	22.2	17.2	27.6	32.2	48.0	56.8	55.2	69.6	74.6	109.0	112.4	9 2000
10 2001	6.0	22.8	9.0	13.8	15.6	29.2	30.0	41.6	48.6	52.6	37.8	52.6	66.6	67.8	68.0	10 2001
11 2002	17.2	13.8	25.8	27.0	28.6	15.8	43.0	59.4	69.8	91.0	67.0	91.0	113.6	115.2	129.2	11 2002
12 2003	7.2	18.6	15.6	15.8	15.8	39.8	31.6	44.0	63.2	85.2	76.4	94.4	113.0	131.0	131.2	12 2003
13 2004	9.6	18.6	24.0	31.0	34.4	51.4	66.0	76.2	81.0	81.8	81.0	81.8	126.8	148.0	176.6	13 2004
14 2005	10.8	12.0	27.0	41.8	47.6	29.6	53.2	53.2	99.4	114.4	113.6	123.2	128.0	128.2	128.8	14 2005
15 2006	7.0	18.6	13.8	18.4	23.8	37.4	40.6	73.2	111.2	115.2	107.2	123.2	156.6	164.6	164.8	15 2006
16 2007	10.4	11.0	25.6	32.6	35.4	25.8	40.0	41.0	65.4	65.6	65.6	68.2	81.2	81.2	81.4	16 2007
17 2008	8.2	11.8	14.4	20.4	25.6	57.0	32.8	33.0	46.4	57.6	51.6	70.6	96.0	106.8	113.8	17 2008
18 2009	8.2	16.0	21.0	34.6	39.6	39.6	43.0	44.4	66.6	81.0	78.6	84.0	124.2	128.8	129.4	18 2009
19 2010	7.6	13.6	19.2	32.0	41.6	45.2	60.0	66.8	73.6	78.4	73.6	98.0	135.0	135.0	135.0	19 2010

Tabella 4.2 - Precipitazioni di massima intensità, in mm di pioggia, registrate nella stazione pluviografica di Quinto Vicentino.

Tr (anni)	MALO					
	Scrosci		Ore		Giorni	
	a (mm/ore ⁿ)	n --	a (mm/ore ⁿ)	n --	a (mm/ore ⁿ)	n --
2	43.961	0.601	38.703	0.235	27.827	0.343
5	56.500	0.608	50.542	0.228	34.925	0.349
10	64.800	0.611	58.371	0.224	39.637	0.351
20	72.760	0.614	65.877	0.222	44.161	0.353
50	83.064	0.616	75.587	0.219	50.022	0.355

Tabella 4.3 - Parametri delle curve di possibilità pluviometrica a ed n per la stazione di Malo per diversi tempi di ritorno e durate degli eventi.

Tr (anni)	QUINTO VICENTINO					
	Scrosci		Ore		Giorni	
	a (mm/ore ⁿ)	n --	a (mm/ore ⁿ)	n --	a (mm/ore ⁿ)	n --
2	36.047	0.516	32.572	0.258	26.542	0.313
5	48.178	0.540	43.161	0.244	35.390	0.300
10	56.204	0.550	50.165	0.237	41.287	0.295
20	63.901	0.558	56.880	0.233	46.963	0.290
50	73.863	0.566	65.569	0.229	54.331	0.286

Tabella 4.4 - Parametri delle curve di possibilità pluviometrica a ed n per la stazione di Quinto Vicentino, per diversi tempi di ritorno e durate degli eventi.

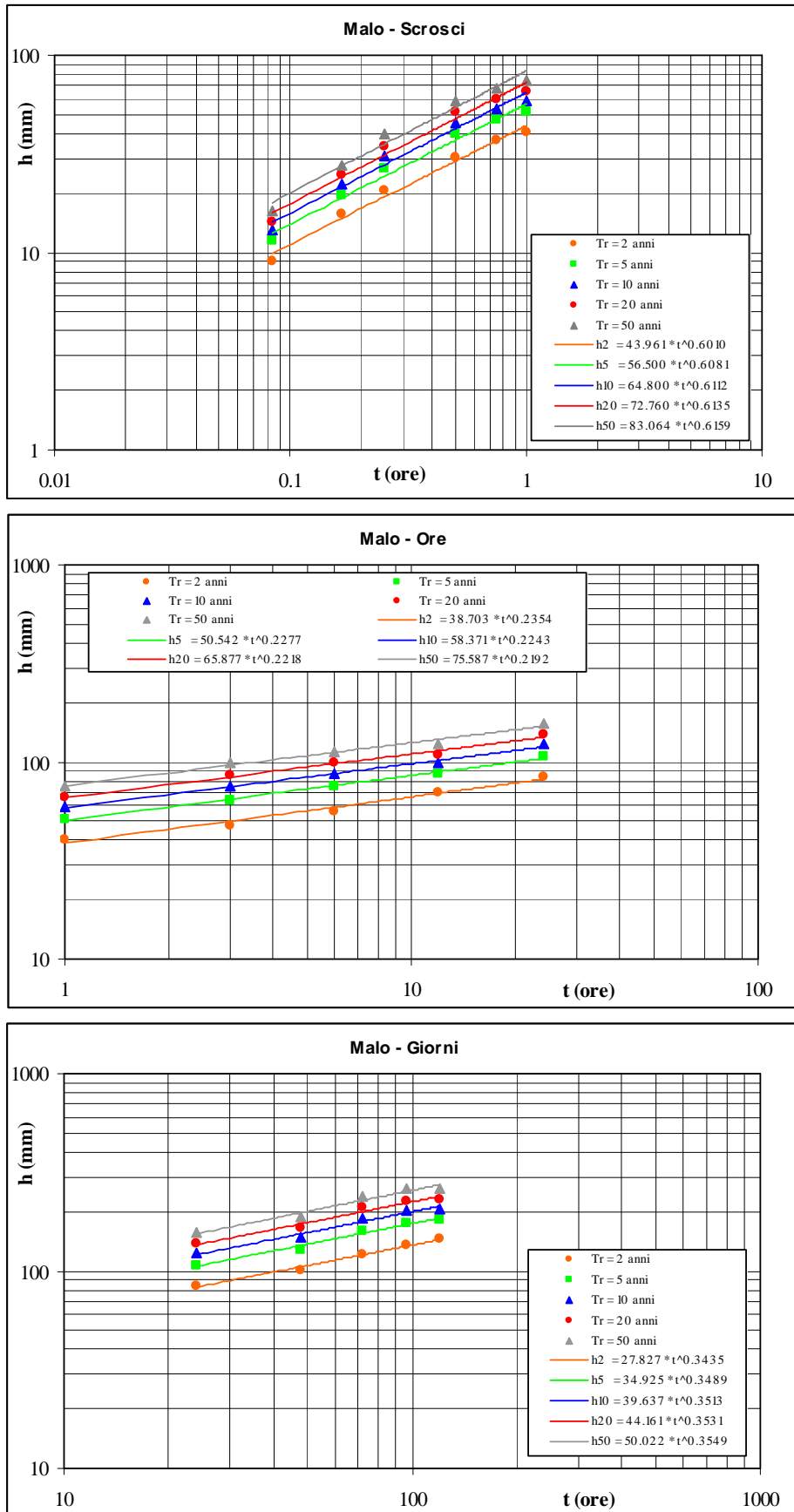


Figura 4.1 - Curve di possibilità pluviometrica per la stazione di Malo per eventi sub-orari, orari e giornalieri.

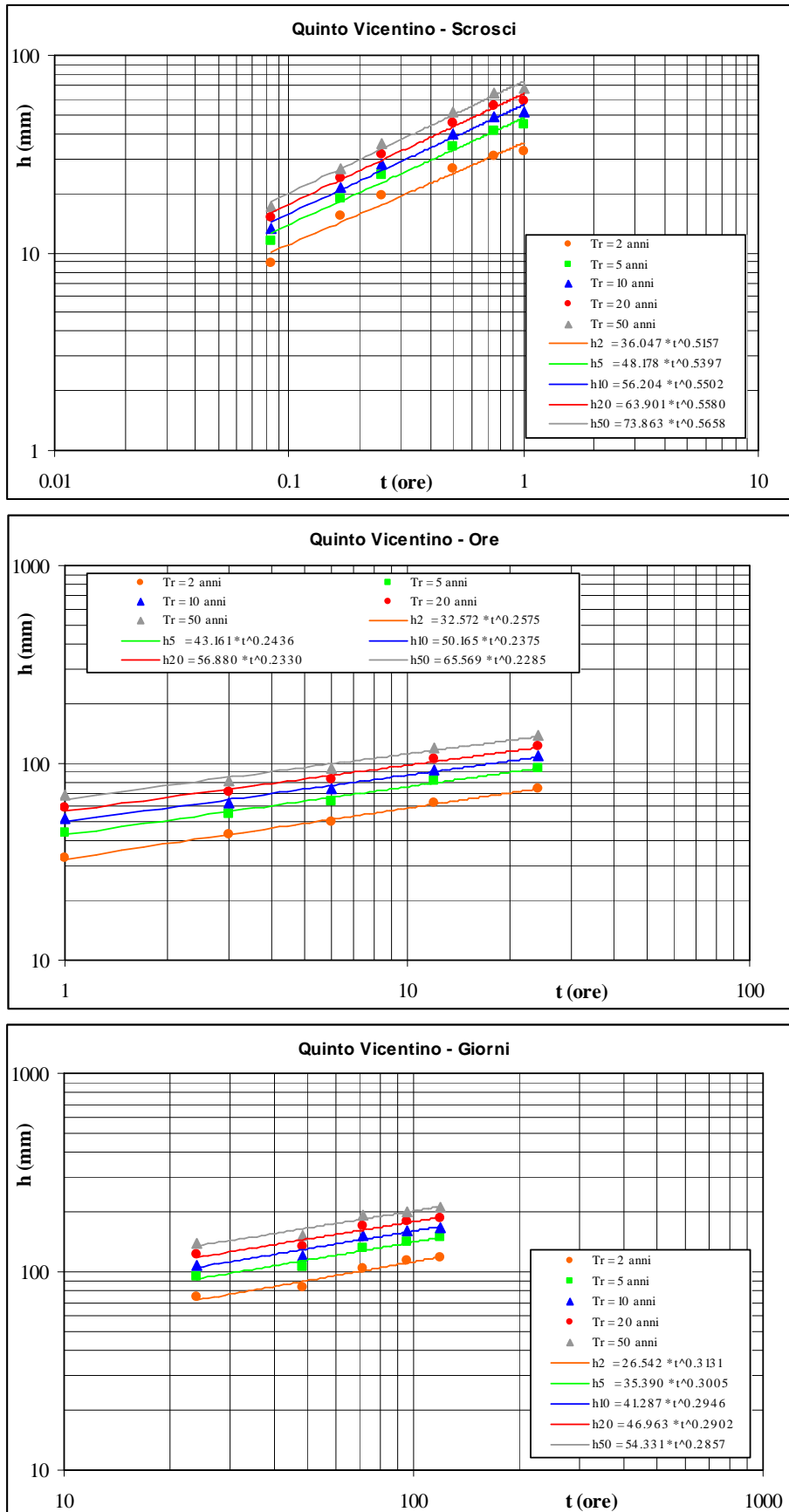


Figura 4.2 - Curve di possibilità pluviometrica per la stazione di Quinto Vicentino per eventi sub-orari, orari e giornalieri.

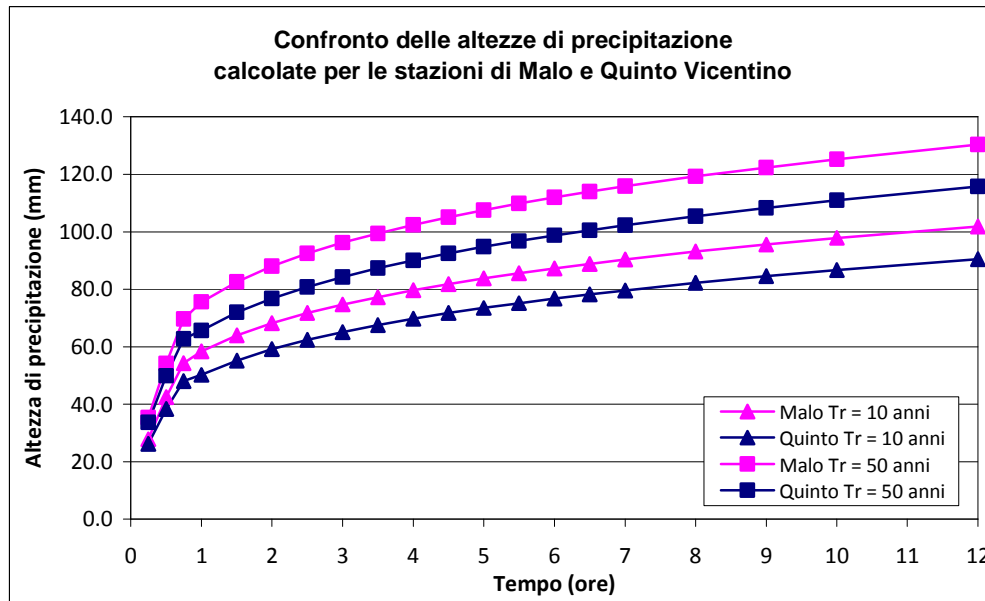


Figura 4.3 - Confronto tra le altezze di precipitazione calcolate per le stazioni di Malo e Quinto Vicentino, per tempi di ritorno di 10 e 50 anni.

Tp	Tr	MALO			
		5	10	20	50
0.25		24.32	27.77	31.08	35.37
0.50		37.07	42.42	47.56	54.20
0.75		47.43	54.35	60.99	69.58
1.00		50.54	58.37	65.88	75.59
1.50		55.43	63.93	72.07	82.61
2.00		59.18	68.19	76.82	87.99
2.50		62.27	71.69	80.72	92.40
3.00		64.91	74.68	84.05	96.17
3.50		67.23	77.31	86.97	99.47
4.00		69.30	79.66	89.59	102.43
4.50		71.19	81.79	91.96	105.11
5.00		72.92	83.75	94.13	107.56
5.50		74.52	85.56	96.14	109.84
6.00		76.01	87.25	98.02	111.95
6.50		77.41	88.83	99.77	113.93
7.00		78.72	90.32	101.43	115.80
8.00		81.16	93.06	104.48	119.24
9.00		83.36	95.55	107.24	122.36
10.00		85.39	97.84	109.78	125.22
12.00		89.01	101.92	114.31	130.32

Tabella 4.5 - Altezze di pioggia, espresse in mm, per la stazione di Malo, usate nel modello idrologico al variare del tempo di ritorno e della durata della precipitazione.

5. APPLICAZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO DI PIENA ALL'AREA DEL P.U.A. "VABENE"

5.1. Schematizzazione della superficie scolante

Il modello idrologico, illustrato in forma sintetica in Appendice A, è stato utilizzato con il fine di simulare la risposta dell'area soggetta ad urbanizzazione in concomitanza ad eventi meteorici significativi generati sinteticamente a partire dalle altezze di precipitazione aventi una determinata frequenza probabile.

L'area in esame si estende su di una superficie di poco inferiore a 5 hm², presenta un andamento pressoché pianeggiante, con una leggera pendenza da nord a sud e da ovest verso est. Le acque meteoriche cadute al suolo, pertanto, ruscellano attualmente sul terreno verso la roggia Boschetta.

Per la stima del tempo al colmo dell'idrogramma unitario superficiale (t_s), considerando nella situazione attuale la destinazione d'uso agricola dell'area, si è fatto riferimento al tempo di corrivazione T_c calcolato in ore mediante la relazione di Giandotti:

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

essendo:

- A l'area del bacino elementare espressa in [km²];
- L la lunghezza caratteristica del bacino espressa in [km] che, nel caso in esame, si è ipotizzato corrispondere alla lunghezza di un'asta fittizia che drenasse il bacino e recapitasse le acque nell'adiacente roggia Boschetta;
- H_m l'altitudine media del bacino espressa in [m];
- H_0 la quota della sezione di chiusura del bacino stesso espressa in [m].

Nella situazione di progetto (o di variante), il calcolo del tempo al colmo dell'idrogramma unitario relativo al deflusso superficiale (t_s) è stato invece determinato facendo riferimento alla seguente relazione:

$$t_c = t_{sec} + 1.03 \cdot \frac{(1.1 - C_D) \cdot \sqrt{L_{OV}}}{\sqrt[3]{i}}$$

riportata in letteratura tecnica e largamente adottata nel calcolo delle reti di drenaggio urbano, nella quale il significato dei simboli è il seguente:

- t_s è il tempo al colmo, espresso in minuti;
- t_{sec} è il tempo, espresso in minuti, impiegato dall'onda a percorrere i condotti della rete secondaria;
- C_d è il coefficiente di deflusso;
- L_{ov} è la lunghezza in metri del bacino drenato, oltre la lunghezza dei condotti;
- i è la pendenza media del bacino.

Per il deflusso profondo si è assunto, invece, un valore del tempo al colmo dell'idrogramma unitario (t_p) pari a 3 volte di quello considerato per il deflusso superficiale.

Per quanto riguarda la valutazione del coefficiente di deflusso, che, com'è noto, è questione di notevole importanza in quanto condiziona in misura determinante la trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi, per il sottobacino considerato si è ipotizzato di poter introdurre un coefficiente di infiltrazione costante, per considerare l'effetto di saturazione progressiva del terreno che si verifica nella prima fase dell'evento meteorico.

Nella situazione attuale, al coefficiente di deflusso totale, per l'area di campagna, si è attribuito un valore pari a 0.30, considerando per il deflusso superficiale un valore di 0.20 (Tabella 5.1).

Per la situazione di progetto si è tenuto conto del maggior apporto di origine meteorico che si determina per effetto della impermeabilizzazione delle superfici. Si sono quindi opportunamente differenziati i coefficienti di deflusso, adottando valori totali pari rispettivamente a 0.90 ed a 0.30 per le zone urbanizzate e per quelle destinate a verde. I valori dei coefficienti di deflusso superficiale e di quello profondo, da utilizzare per ciascun sottobacino, sono stati infine ricavati come media ponderata di quelli adottati per l'area urbanizzata e per quella a verde (Tabella 5.2).

I valori dei parametri che definiscono il comportamento idrologico durante un evento di piena dei sottobacini in cui è stata suddivisa l'area in esame, sono riportati in sintesi in Tabella 5.1, per la situazione attuale, e in Tabella 5.2, per la situazione di progetto. La suddivisione è stata attuata tenendo conto della destinazione d'uso prevista per ciascuna parte del lotto e del punto di recapito delle acque drenate.

Oltre zona destinata alla variante urbanistica vera e propria, nel modello si è anche considerato il bacino della roggia Boschetta a monte della lottizzazione, avente una estensione di circa 3.6 hm², per valutare le portate che attualmente defluiscono nell'alveo del corso d'acqua e che devono poter continuare a defluire anche nella situazione di progetto. I dati delle grandezze morfometriche e dei parametri idrologici caratteristici di questa parte del territorio sono anch'essi riportati in Tabella 5.1.

*Studio idrologico-idraulico di supporto alla realizzazione di un'area commerciale inserita
nel Piano Urbanistico Attuativo "VABENE" in Comune di Costabissara (VI)*

N.	DENOMINAZIONE	SOTTOBACINO IDROGRAFICO	Complessiva	SUPERFICIE (m ²)			Permeabile	SITUAZIONE ATTUALE					
				Impermeabile				ts (ore)	tp (ore)	ns	np	Ø totale	Ø superficiale
				Edifici	Strade	Parcheggi							
1	Roggia Boschetta Monte	RB_01	36'003	2'145	1'342	3'584	28'933	1.30	3.90	3.0	1.5	0.42	0.30
2	Strada Ovest	S_01	4'276	0	0	0	4'276	0.90	2.70	3.0	1.5	0.30	0.20
3	Strada Est	S_02	6'263	0	0	0	6'263	1.25	3.75	3.0	1.5	0.30	0.20
			<u>10'539</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>10'539</u>	1.60	4.80	3.0	1.5	0.30	0.20
4	Lottizzazione A Ovest	A_01	9'032	0	0	0	9'032	1.15	3.45	3.0	1.5	0.30	0.20
5	Lottizzazione A Est	A_02	7'589	0	0	0	7'589	1.10	3.30	3.0	1.5	0.30	0.20
6	Parcheggio Ovest	P_01	6'445	0	0	0	6'445	1.00	3.00	3.0	1.5	0.30	0.20
7	Parcheggio Est	P_02	7'900	0	0	0	7'900	1.10	3.30	3.0	1.5	0.30	0.20
8	Lottizzazione B	B_01	3'050	0	0	0	3'050	0.75	2.25	3.0	1.5	0.30	0.20
			<u>34'015</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>34'015</u>	1.50	4.50	3.0	1.5	0.30	0.20
9	Rotatoria	R_01	2'531	0	0	0	2'531	0.80	2.40	3.0	1.5	0.30	0.20
10	Vasca A	V_01	1'515	0	0	0	1'515	0.65	1.95	3.0	1.5	0.30	0.20
			<u>4'046</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>4'046</u>	0.65	1.95	3.0	1.5	0.30	0.20
	Bacino complessivo		48'600	0	0	0	48'600						

Tabella 5.1 - Valori dei parametri che nel modello idrologico controllano la trasformazione degli afflussi in deflussi, considerati per la situazione attuale.

N.	DENOMINAZIONE	SOTTOBACINO IDROGRAFICO	Complessiva	SUPERFICIE (m ²)			Permeabile	SITUAZIONE DI PROGETTO										
				Impermeabile				tsec (min)	Cd	Lov (m)	i	T (ore)	ts (ore)	tp (ore)	ns	np	Ø totale	Ø superficiale
				Edifici	Strade	Parcheggi												
2	Strada Ovest	S_01	4'276	0	2'130	0	2'146	0.50	0.85	139	0.0019	0.42	0.42	1.25	3.0	1.5	0.85	0.65
3	Strada Est	S_02	6'263	0	3'232	0	3'031	0.50	0.85	126	0.0011	0.47	0.47	1.41	3.0	1.5	0.85	0.65
			<u>10'539</u>	<u>0</u>	<u>5'362</u>	<u>0</u>	<u>5'177</u>	0.50	0.85	127	0.0008	0.53	0.53	1.58	3.0	1.5	0.85	0.65
4	Lottizzazione A Ovest	A_01	9'032	9'032	0	0	0	2.00	0.90	10	0.0015	0.13	0.13	0.39	3.0	1.5	0.90	0.70
5	Lottizzazione A Est	A_02	7'589	7'589	0	0	0	2.00	0.90	10	0.0014	0.13	0.13	0.39	3.0	1.5	0.90	0.70
6	Parcheggio Ovest	P_01	6'445	0	0	5'733	712	2.00	0.83	74	0.0015	0.37	0.37	1.12	3.0	1.5	0.83	0.64
7	Parcheggio Est	P_02	7'900	0	0	6'822	1'078	2.00	0.82	55	0.0015	0.34	0.34	1.03	3.0	1.5	0.82	0.63
8	Lottizzazione B	B_01	3'050	3'050	0	0	0	2.00	0.90	40	0.0021	0.20	0.20	0.61	3.0	1.5	0.90	0.70
			<u>34'015</u>	<u>19'670</u>	<u>0</u>	<u>12'554</u>	<u>1'790</u>	2.00	0.87	38	0.0018	0.23	0.23	0.70	3.0	1.5	0.87	0.67
9	Rotatoria	R_01	2'531	0	2'133	0	398	2.00	0.81	33	0.0015	0.29	0.29	0.86	3.0	1.5	0.81	0.62
10	Vasca A	V_01	1'515	0	0	1'350	165	1.50	0.83	17	0.0020	0.17	0.17	0.52	3.0	1.5	0.83	0.65
			<u>4'046</u>	<u>0</u>	<u>2'133</u>	<u>1'350</u>	<u>562</u>	2.00	0.82	50	0.0030	0.27	0.27	0.82	3.0	1.5	0.82	0.63
	Bacino complessivo		48'600	19'670	7'495	13'905	7'530											

Tabella 5.2 - Valori dei parametri che nel modello idrologico controllano la trasformazione degli afflussi in deflussi, considerati per la situazione di progetto.

5.2. La situazione attuale

Con riferimento alla situazione attuale, per il calcolo delle portate al colmo di piena conseguenti ad eventi con diverso tempo di ritorno e diversa durata, si è fatto riferimento alle elaborazioni delle precipitazioni, i cui risultati sono sinteticamente illustrati nel capitolo 4. Per la distribuzione dell'altezza di precipitazione nell'intervallo di volta in volta considerato, si è assunto un'intensità variabile nel tempo secondo la funzione Beta (Figura A.2.3 in appendice). In tali ipotesi ed adottando i coefficienti di deflusso riportati in Tabella 5.1, mediante il modello idrologico si sono generati gli idrogrammi di piena conseguenti a piogge con tempo di ritorno di 50 anni (come previsto nell'Allegato A della D.G.R. n. 2948/2009).

Nella Figura 5.1 e nella Figura 5.3 sono riportati gli idrogrammi di piena calcolati, per la situazione attuale e per eventi di precipitazione con durata variabile da 0.25 ore a 8 ore e con tempo di ritorno pari a 50 anni, in corrispondenza delle ipotetiche sezioni di immissione nella roggia Boschetta degli apporti provenienti, rispettivamente, dalle aree che nella situazione di progetto saranno destinate alla strada ed al lotto vero e proprio.

Relativamente alla portata massima per la piena cinquantennale, l'evento meteorico critico per tali sezioni (vale a dire quello che, al variare della durata della precipitazione e a parità di tempo di ritorno, genera il valore più elevato della portata al colmo) corrisponde ad una durata delle precipitazioni di 6 ore e genera idrogrammi con valori al colmo di circa 20 l/s, per la zona destinata alla strada, e di quasi 80 l/s, per la zona destinata al lotto.

Per l'evento meteorico caratterizzato dalla durata di 6 ore si sono quindi calcolati nelle stesse sezioni gli andamenti degli idrogrammi di piena per i tempi di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni, riportati rispettivamente in Figura 5.2 e in Figura 5.4.

Nella successiva Tabella 5.3 sono stati riassunti, per l'evento critico, i valori massimi della portata e dei relativi coefficienti udometrici calcolati con il modello idrologico, nella situazione attuale, al variare del tempo di ritorno.

Tempo di ritorno (anni)	Bacino			
	Lotto (38061 m ²)		Strada (10539 m ²)	
	Q (l/s)	u [l/(s·hm ²)]	Q (l/s)	u [l/(s·hm ²)]
5	52	14	14	13
10	59	16	16	15
20	67	17	18	17
50	76	20	20	19

Tabella 5.3 - Valori massimi della portata e del coefficiente udometrico calcolati nella situazione attuale, al variare del tempo di ritorno, per le parti dell'area in esame destinate ad ospitare la strada ed il lotto.

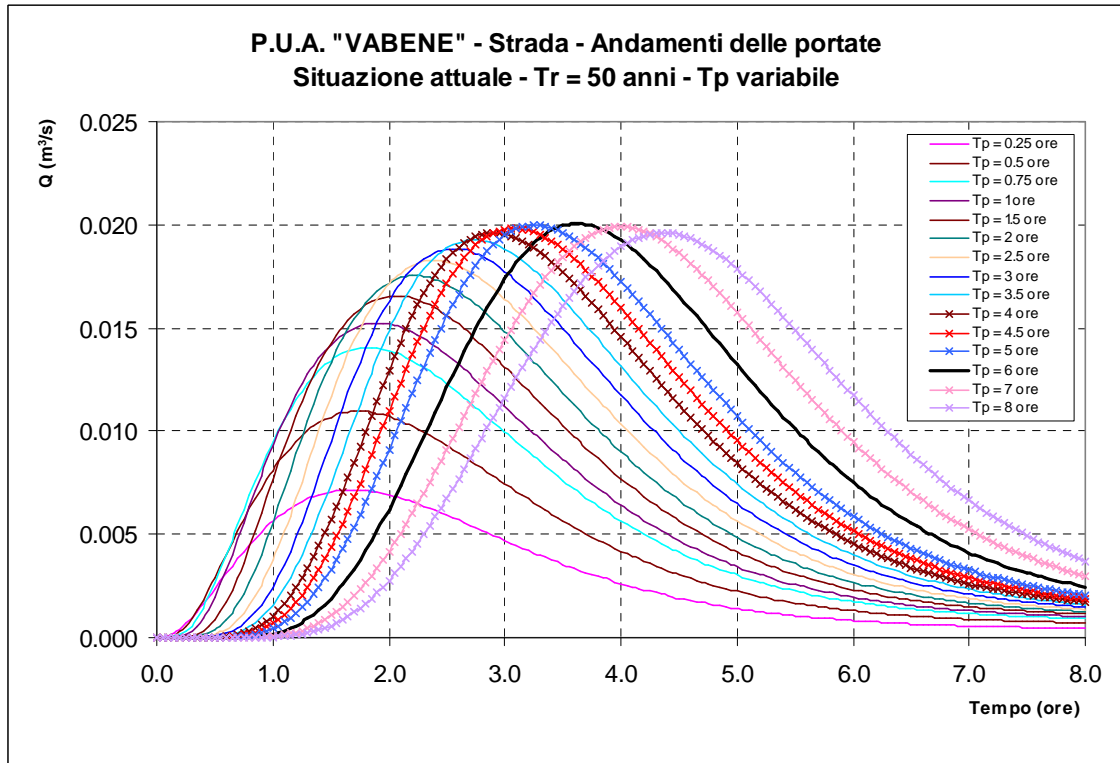


Figura 5.1 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata alla strada calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e durata variabile.

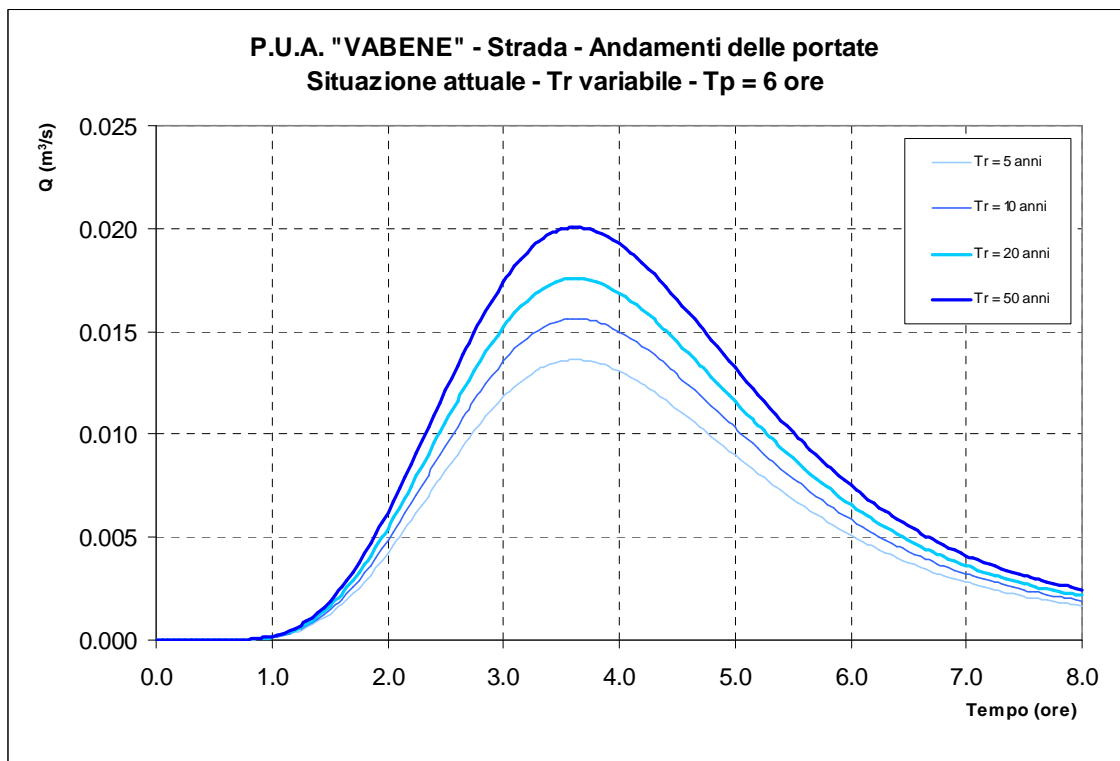


Figura 5.2 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata alla strada calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno variabile e tempo di pioggia pari a 6 ore.

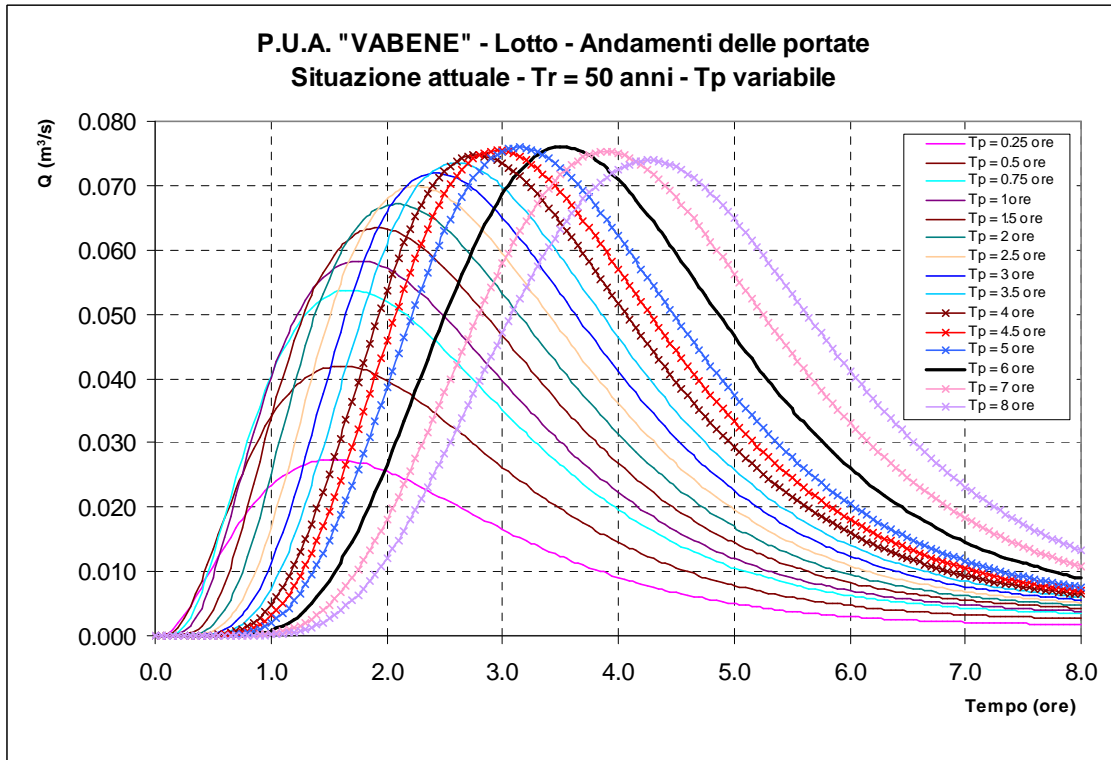


Figura 5.3 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata al lotto calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e durata variabile.

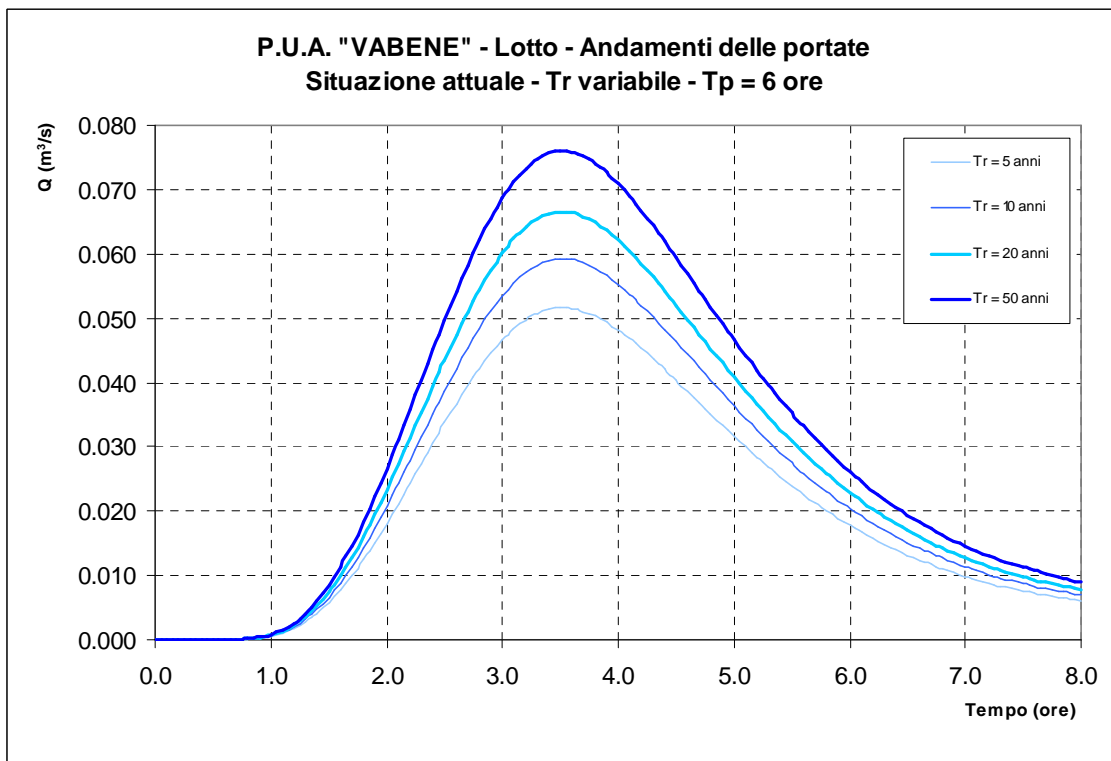


Figura 5.4 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata al lotto calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno variabile e tempo di pioggia pari a 6 ore.

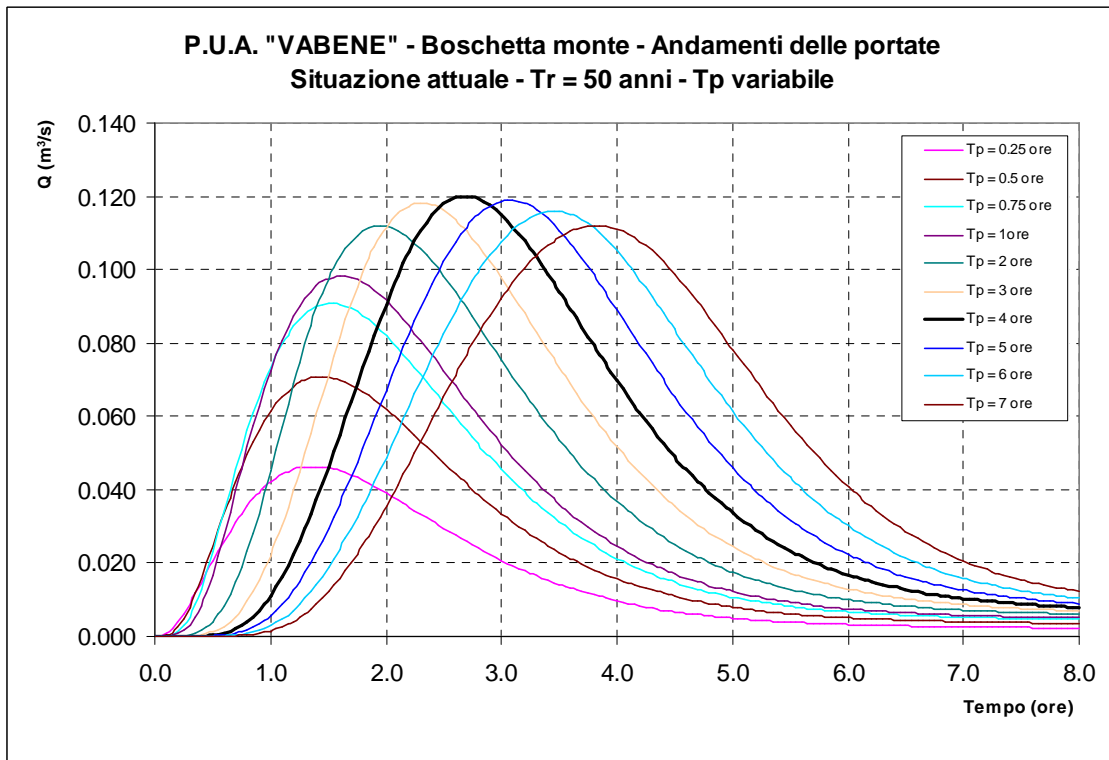


Figura 5.6 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dal bacino di monte della roggia Boschetta, calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e durata variabile.

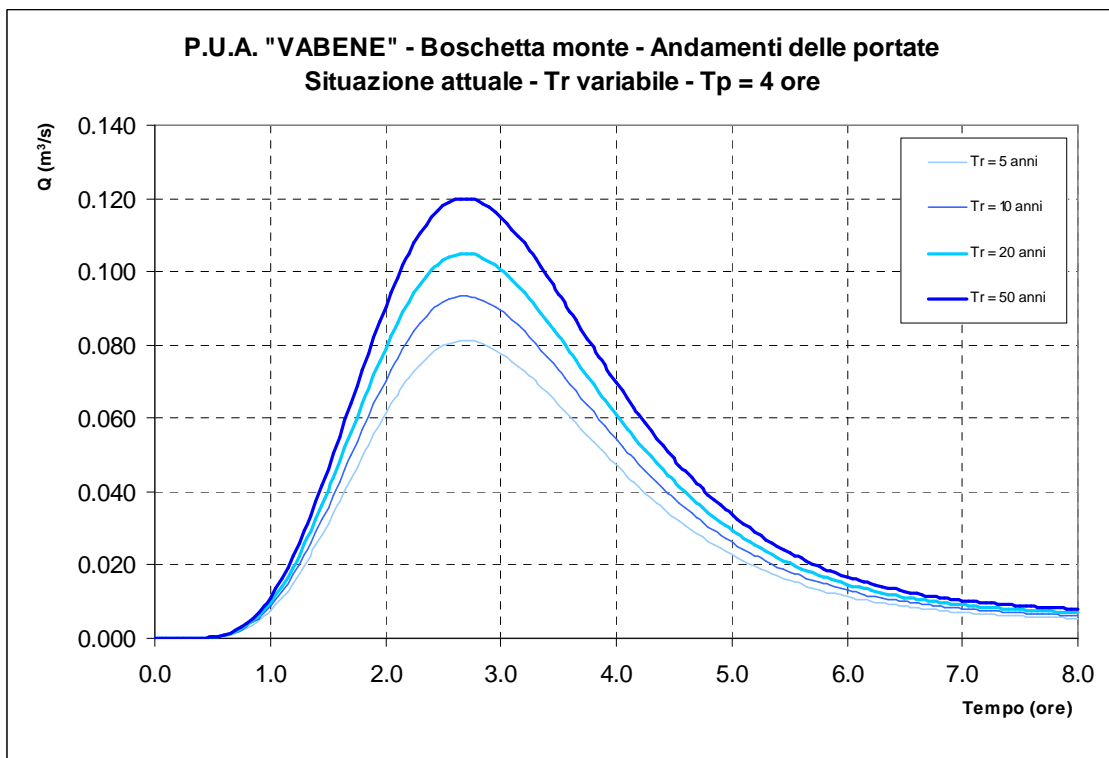


Figura 5.7 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dal bacino di monte della roggia Boschetta, calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno variabile e durata pari a 4 ore.

Nella Tabella 5.4 sono infine riportati, per la durata critica della precipitazione, i valori massimi della portata e del relativo coefficiente udometrico al variare del tempo di ritorno dell'evento.

Tempo di ritorno (anni)	Bacino Boschetta (36003 m ²)	
	Q (l/s)	u [l/(s·hm ²)]
5	81	21
10	93	25
20	105	28
50	120	32

Tabella 5.4 - Valori massimi della portata e del coefficiente udometrico calcolati nella situazione attuale, al variare del tempo di ritorno, per il bacino di monte della roggia Boschetta.

5.4. La situazione di progetto

Le indagini condotte utilizzando il modello idrologico messo a punto per determinare la risposta idrologica dell'area in esame nella situazione attuale, sono state ripetute anche per la situazione di progetto, conseguente alla completa urbanizzazione del lotto. Per valutare l'incremento della portata generata sull'area urbanizzata, si è fatto riferimento ai parametri e ai coefficienti di deflusso riportati nella Tabella 5.2.

Si è effettuata una serie di simulazioni con il modello idrologico di piena, considerando eventi di precipitazione con durate da 0.25 ore a 2.5 ore e tempo di ritorno di 50 anni, per valutare l'evento critico per le aree destinate alla realizzazione dalla strada e del lotto vero e proprio.

Gli andamenti degli idrogrammi di piena calcolati nella situazione ad urbanizzazione completata sono riportati in Figura 5.8, per la strada, e nella Figura 5.10, per il lotto. L'evento critico ha durate di 1 ora per l'area della strada e di 0.75 ore per il lotto, inferiori a quelle valutate per lo stato attuale, e genera idrogrammi di piena con valori della portata al colmo superiori rispettivamente di circa 8 volte e di circa 10 volte rispetto a quelli calcolati per la situazione attuale. In Figura 5.9, per la strada, e in Figura 5.11, per il lotto, sono invece riportati gli idrogrammi di portata calcolati per la rispettiva durata critica della precipitazione al variare del tempo di ritorno da 5 anni a 50 anni. Nella seguente Tabella 5.5 sono infine evidenziati per gli stessi eventi meteorici critici i valori della portata al colmo e del coefficiente udometrico "u" corrispondente.

Tempo di ritorno (anni)	Bacino			
	Lotto (38061 m ²)		Strada (10539 m ²)	
	Q (l/s)	u [l/(s·hm ²)]	Q (l/s)	u [l/(s·hm ²)]
5	514	135	106	100
10	589	155	122	116
20	660	174	138	131
50	753	198	158	150

Tabella 5.5 - Valori massimi della portata e del coefficiente udometrico calcolati nella situazione di progetto, al variare del tempo di ritorno, per le parti dell'area in esame destinate ad ospitare la strada ed il lotto.

Come già accennato in precedenza, l'urbanizzazione del territorio determina naturalmente due fenomeni tipici di questi interventi, vale a dire l'aumento del valore massimo della portata e la riduzione dei tempi della risposta idrologica delle superfici all'evento meteorico.

A tale riguardo in Tabella 5.6 sono riportati a confronto i valori della portata massima e della durata critica degli eventi di precipitazione che generano la portata massima stessa, valutati per la situazione attuale e per quella di progetto. Il confronto tra tali valori evidenzia come il processo di urbanizzazione determini un incremento della portata massima pari a circa 10 volte. Se non adeguatamente controllato con sistemi di laminazione o di infiltrazione, il deflusso di tali apporti verso i corsi d'acqua ricettori potrebbe essere causa di insufficienza degli alvei stessi con possibili esondazioni e allagamenti dei terreni circostanti.

Tempo di ritorno (anni)		5	10	20	50	Tp (ore)
Bacino	Stato	Q (l/s)	Q (l/s)	Q (l/s)	Q (l/s)	
Lotto	Attuale	52	59	67	76	6.00
	Progetto	514	589	660	753	0.75
Strada	Attuale	14	16	18	20	6.00
	Progetto	106	122	138	158	1.00

Tabella 5.6 - Confronto tra i valori della portata massima e della durata critica dell'evento meteorico calcolati nelle situazioni attuale e di progetto per le aree destinate al lotto e alla strada, al variare del tempo di ritorno.

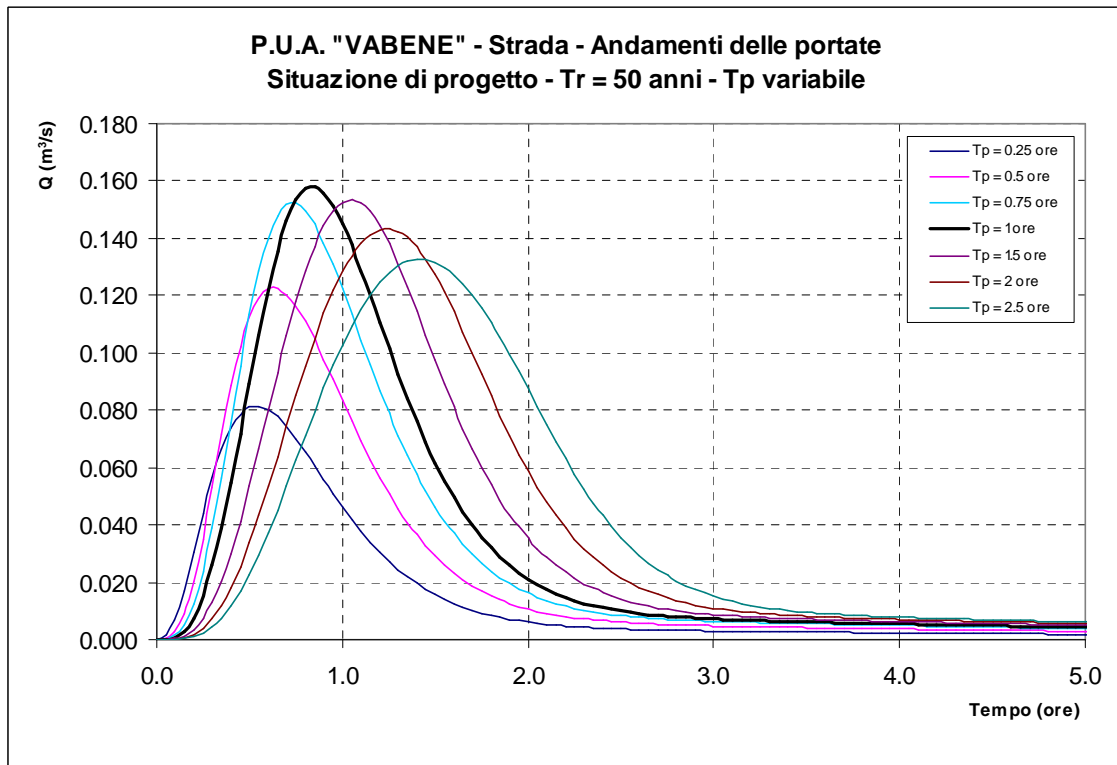


Figura 5.8 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata alla strada, nella situazione di progetto, calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e durata variabile.

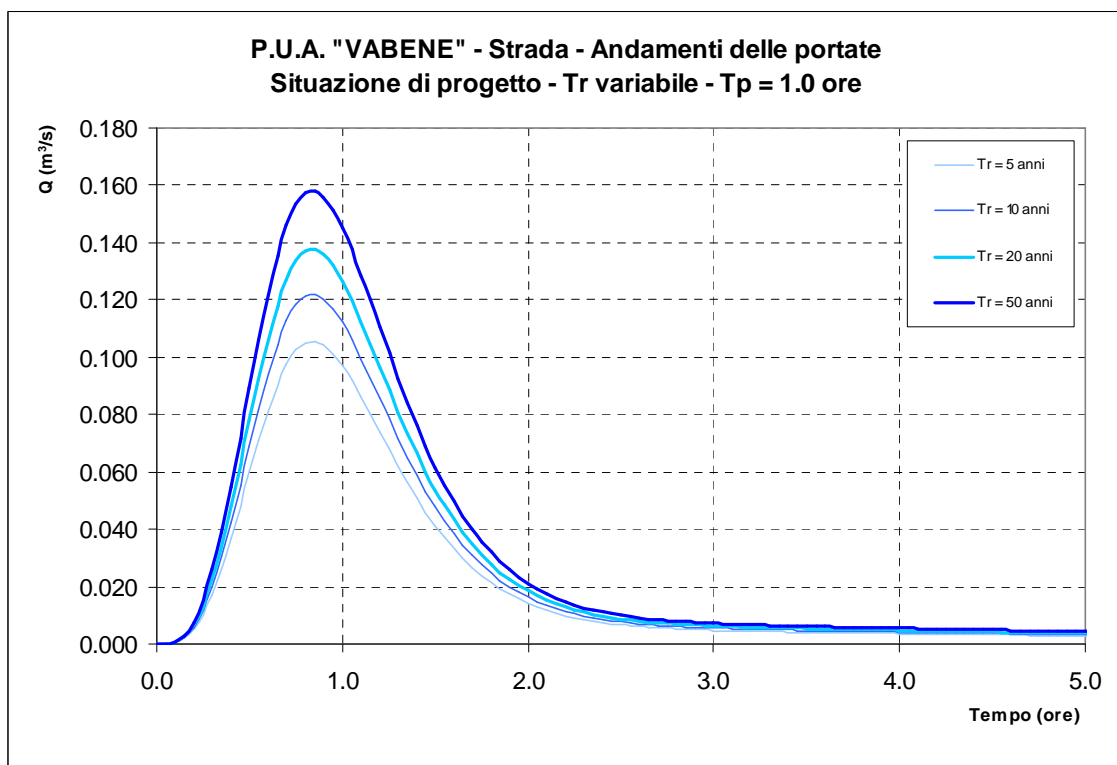


Figura 5.9 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata alla strada, nella situazione di progetto, calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno variabile e tempo di pioggia pari a 1 ora.

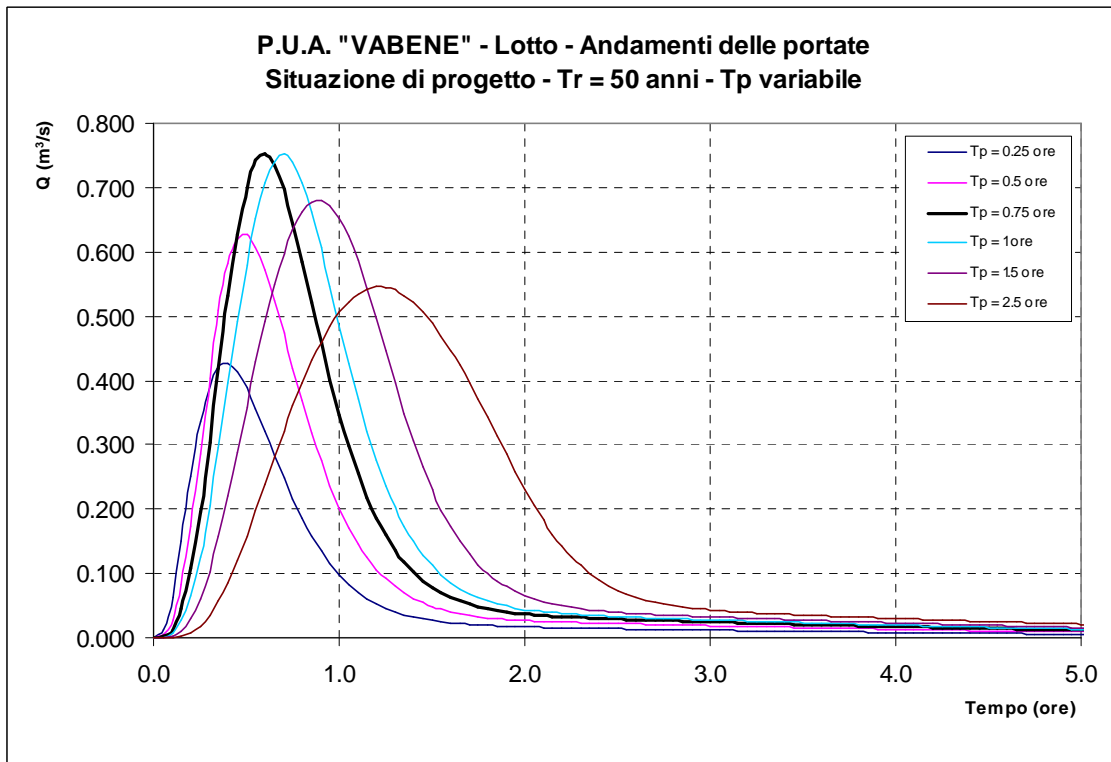


Figura 5.10 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata al lotto, nella situazione di progetto, calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e durata variabile.

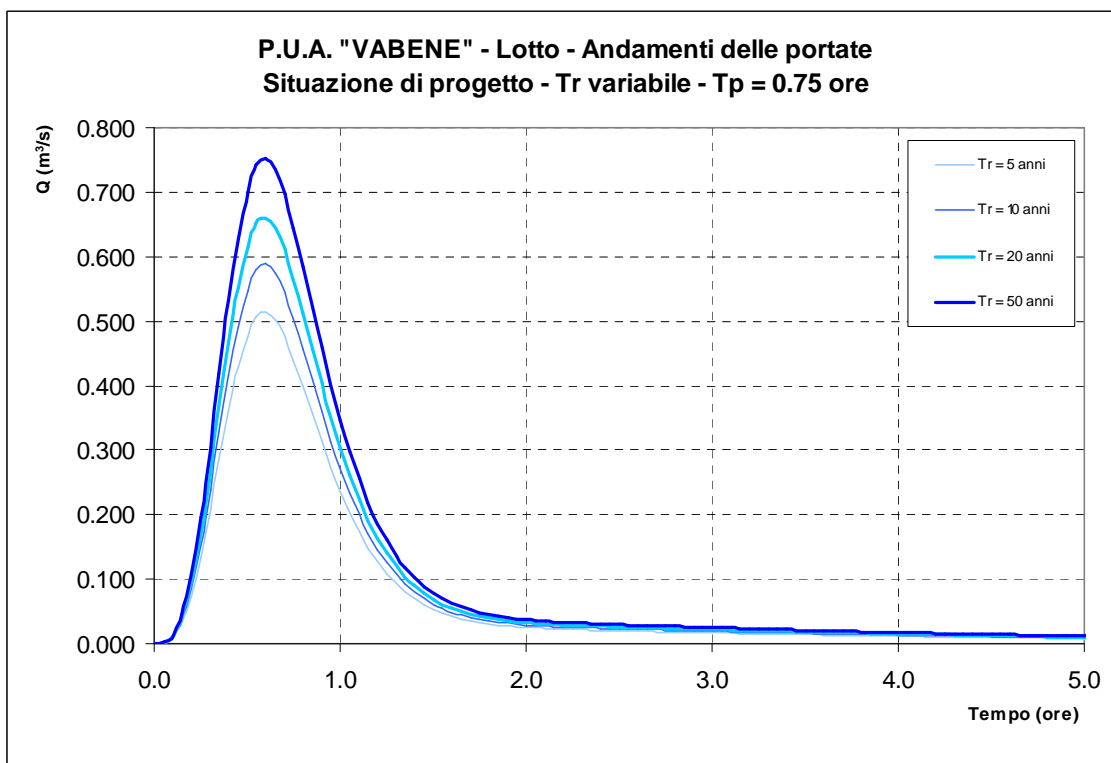


Figura 5.11 - Andamenti nel tempo della portata in uscita dalla superficie destinata al lotto, nella situazione di progetto, calcolati con il modello idrologico di piena per eventi con tempo di ritorno variabile e tempo di pioggia pari 0.75 ore.

5.5. Determinazione del volume d'invaso per gli interventi compensativi da adottare relativi all'incremento della portata meteorica generata sull'area in esame

Le analisi effettuate utilizzando il modello idrologico di piena hanno messo in evidenza che l'urbanizzazione dell'area destinata al P.U.A VABENE produrrebbe, rispetto alla situazione attuale, un incremento delle portate generate a partire dalle precipitazioni cadute al suolo sull'area stessa, sia come valori massimi al colmo, sia come volume totale defluito.

Al fine di non incrementare i deflussi nel corpo idrico ricettore naturale degli scarichi, la roggia Boschetta nel caso in esame, e di evitare fenomeni di esondazione riconducibili all'impermeabilizzazione dell'area di lottizzazione, appare opportuno adottare alcune misure compensative per ridurre, se non annullare, gli incrementi di portata.

Si tratta di realizzare, a monte delle sezioni di scarico nel corso d'acqua ricettore, alcuni dispositivi idraulici che consentano di accumulare temporaneamente, durante gli eventi di piena, le acque meteoriche in eccesso, rilasciandole nella rete idrografica ad evento di piena esaurito. Tali dispositivi potrebbero essere costituiti da uno o più invasi opportunamente dimensionati, da realizzarsi con le modalità operative più appropriate all'interno dell'area in esame.

Per il calcolo dei volumi di compenso, si è in particolare valutato quanto è necessario invasare nel caso in cui si possa comunque rilasciare una portata massima pari, rispettivamente, a 16 l/s per l'area destinata alla strada ed a 60 l/s per l'area destinata ad ospitare il lotto vero e proprio, corrispondente a quella calcolata per la situazione attuale per eventi generati da precipitazioni con tempo di ritorno di 10 anni (vedi Tabella 5.3 e Tabella 5.6).

Per quantificare il volume degli invasi si sono considerati gli idrogrammi di portata generati da precipitazioni con tempo di ritorno di 50 anni e di diversa durata, isolando su ciascuno di essi il volume eccedente i valori massimi di portata sopra riportati per l'area della strada e per quella del lotto. In Figura 5.12 e in Figura 5.13 si riporta il confronto fra il deflusso nei bacini urbanizzati, rispettivamente strada e lotto, e quello massimo corrispondente all'evento decennale valutato per la situazione attuale. Per eventi meteorici di durata pari a 8 ore, i volumi d'acqua eccedenti i massimi valori della portata scaricabile nella roggia Boschetta e quindi da invasare temporaneamente, raggiungono i valori massimi di 625 m³ per l'area della strada e di 2350 m³ per l'area del lotto. Si tratta di volumi che corrispondono a valori unitari pari, rispettivamente, a 593 m³/hm², per la strada, ed a 617 m³/hm², per il lotto, che sono ben superiori rispetto al valore attualmente consigliato per questo tipo di interventi dal Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta, pari a 500 m³/hm².

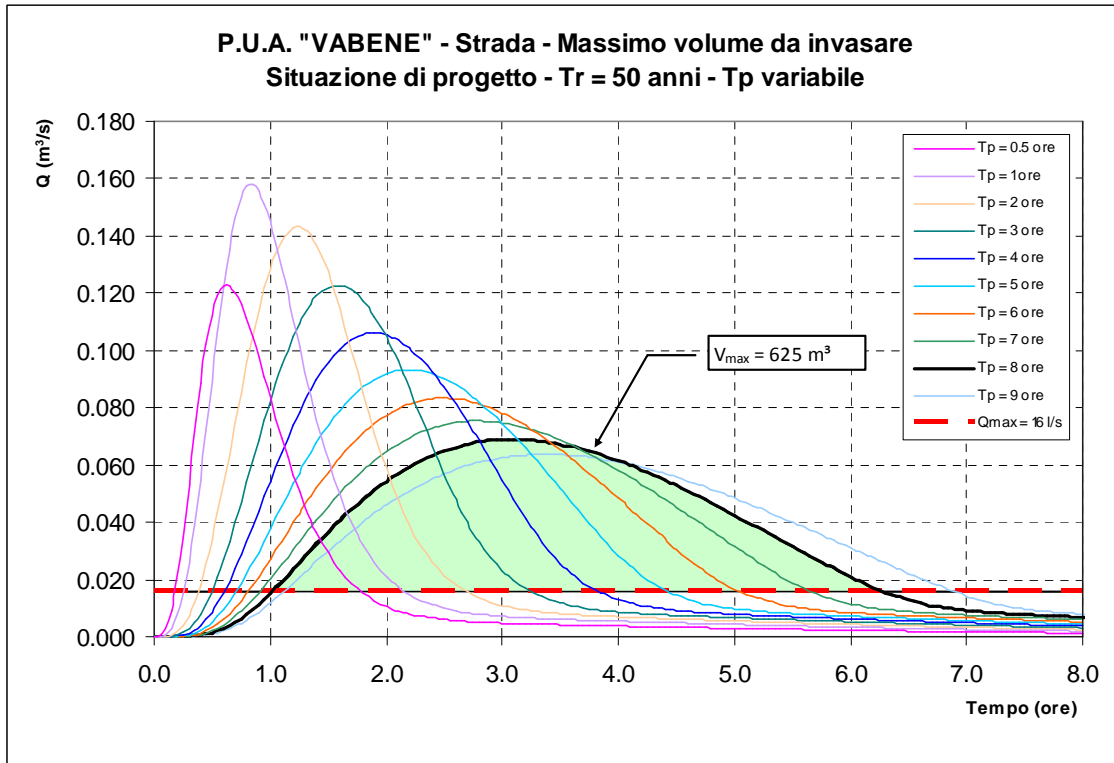


Figura 5.12 - Determinazione del volume da invasare per soddisfare al principio dell'invarianza idraulica nell'area destinata alla nuova strada, per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e con durata della pioggia variabile.

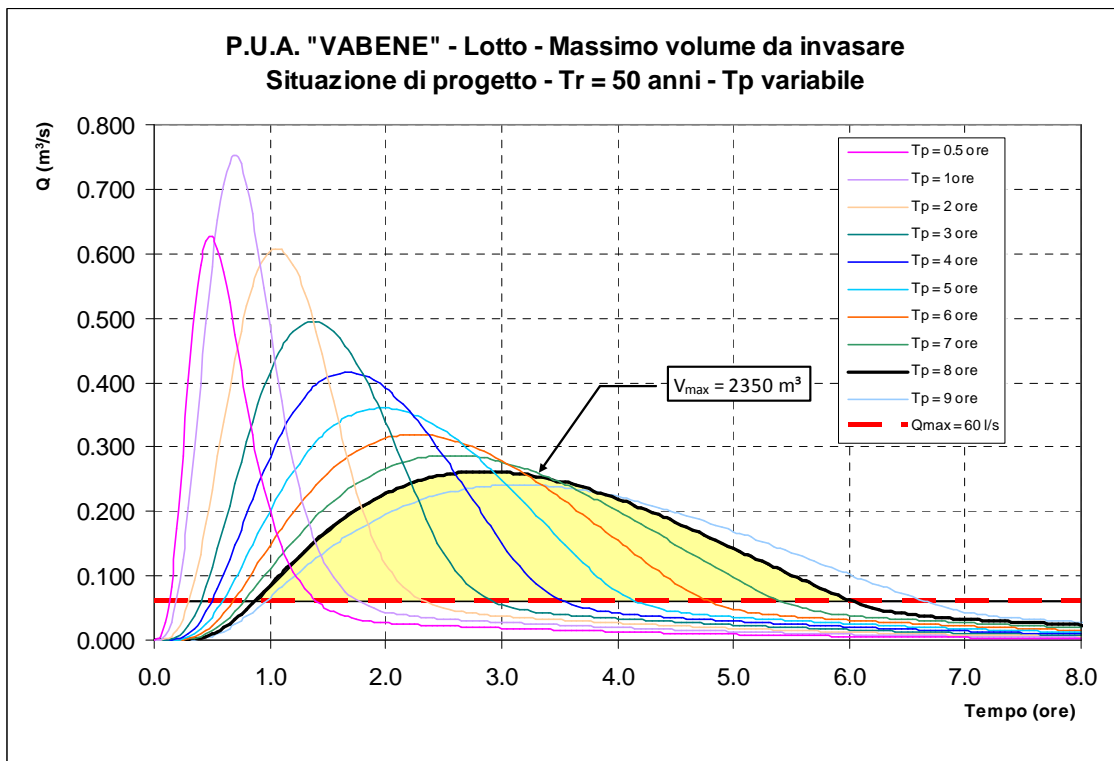


Figura 5.13 - Determinazione del volume da invasare per soddisfare al principio dell'invarianza idraulica nell'area destinata a servizi commerciali, per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e con durata della pioggia variabile.

6. INTERVENTI PREVISTI PER IL DRENAGGIO, L'INVASO E LO SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE NELL'AREA DEL P.U.A. "VABENE"

6.1. Generalità

Nel paragrafo 5.5 si sono illustrati i risultati del calcolo condotto per determinare i valori del volume d'acqua da invasare per soddisfare al principio dell'invarianza idraulica, facendo in modo quindi di scaricare nella roggia Boschetta, ad interventi di urbanizzazione ultimati, una portata d'acqua pari o inferiore a quella che si genera nell'area in esame nella situazione attuale.

Nella zona prevista per la realizzazione della nuova area commerciale saranno costruite due vasche, collegate tra loro attraverso una tubazione di adeguato diametro, nelle quali immagazzinare temporaneamente le acque in eccesso provenienti dalle aree edificate e dai relativi parcheggi, convogliate attraverso le condotte della fognatura. Secondo le indicazioni del progettista delle opere, le vasche saranno posizionate al limite sud dell'area, a monte dello scarico nella roggia Boschetta. Esse saranno realizzate con pareti in calcestruzzo e coperte, almeno in parte, con grigliati carrabili per favorire l'ispezione e la manutenzione. Il loro volume utile complessivo sarà di circa 2400 m³, superiore al volume di 2350 m³ valutato con le indagini condotte con il modello idrologico.

Per la raccolta e l'invaso delle acque meteoriche della strada che delimita verso ovest l'area in esame saranno realizzate, ai lati della sede stradale, due canalette di gronda di adeguata sezione. In particolare, per immagazzinare temporaneamente nelle canalette le acque della piattaforma stradale saranno costruiti in alveo alcuni manufatti trasversali, vale a dire dei sostegni in calcestruzzo a parete verticale provvisti di un'apertura sul fondo (bocca tassata) e di uno sfioratore di troppo pieno in sommità. Per piccole portate il deflusso potrà avvenire attraverso le luci poste sul fondo. All'aumentare della portata convogliata, gli sbarramenti determineranno l'innalzamento dei livelli a monte e quindi l'invaso nell'alveo della canaletta delle acque in eccesso, rispetto a quella defluente attraverso la luce sul fondo, fino all'eventuale raggiungimento della quota dello sfioratore di troppo pieno. Il volume disponibile per l'invaso nell'alveo delle due canalette sarà pari a poco più di 800 m³, superiore a quello necessario per garantire il principio dell'invarianza idraulica, valutato con il calcolo in circa 625 m³.

Senza considerare il volume delle condotte della fognatura, il volume complessivo disponibile per l'invaso sarà quindi pari a circa 3200 m³, superiore a quello valutato con il modello idrologico, di poco inferiore a 3000 m³, necessario per garantire il principio dell'invarianza idraulica a seguito degli interventi di urbanizzazione previsti sull'area in esame.

6.2. Caratteristiche delle condotte e dei manufatti della fognatura bianca

Le opere per la raccolta, l'invaso e lo smaltimento delle acque meteoriche dell'area in esame, facendo in parte proprie le scelte adottate dai progettisti

dell'intervento, ma modificandole opportunamente per garantire sia i volumi di invaso determinati con il modello idrologico, sia lo scarico delle portate nelle condizioni meno gravose, sono descritte sinteticamente nel seguito e sono schematicamente tracciate nella Figura 6.1 seguente.

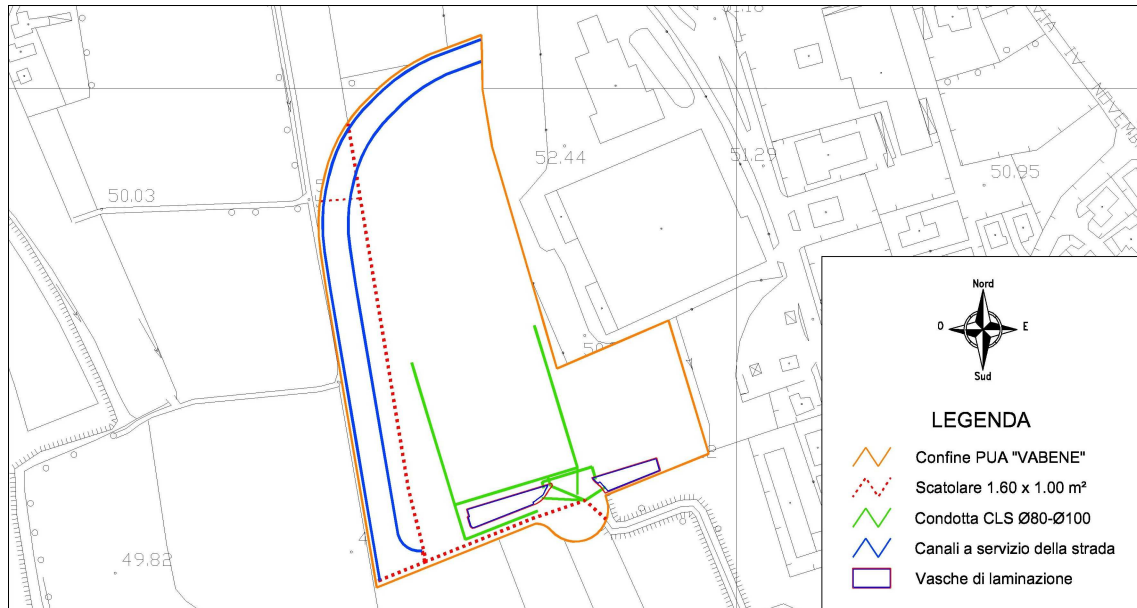


Figura 6.1 - Rappresentazione schematica della rete di smaltimento delle acque meteoriche della lottizzazione "VABENE" verso la roggia Boschetta.

6.2.1. Condotta scatolare per il deflusso delle portate della roggia Boschetta.

Per realizzare gli interventi di urbanizzazione si prevede di tombinare il tratto iniziale della roggia Boschetta per una lunghezza di circa 365 m.

Con riferimento alle sezioni dell'alveo del corso d'acqua rilevate nell'ambito delle attività propedeutiche alla progettazione, il volume della roggia nel tratto in esame è stato determinato pari a circa 540 m³. Al fine di mantenere invariati i volumi disponibili per il deflusso delle portate provenienti da monte lungo il tratto della roggia che attraversa l'area di lottizzazione, si prevede di realizzare il canale interrato mediante manufatti scatolari con dimensioni interne di 1.6 m × 1.0 m, garantendo quindi un volume complessivo di oltre 580 m³, di poco superiore a quello della roggia stessa nella situazione attuale.

Il tracciato planimetrico del canale subirà uno spostamento verso ovest sia per non interferire con la realizzazione delle opere di urbanizzazione, sia per poter intercettare gli scarichi delle acque raccolte dalle canalette di gronda della nuova bretella stradale che affianca l'area commerciale (vedi Figura 6.1 e Figura 6.2), acque che, fino al completamento della nuova viabilità, risulterebbero altrimenti stagnanti nei canali stessi.

Per le quote di posa si è fatto riferimento a quanto riportato nelle tavole progettuali, fissando la quota di scorrimento a 48.20 m s.m., a monte, e a 47.00 m s.m., a valle, con pendenza pari a circa il 3‰, confrontabile con quella attuale. A tale riguardo, considerando le quote del fondo della roggia e la quota del piano finito della lottizza-

I diametri previsti per le condotte, DN 800 mm e DN 1000 mm, sono leggermente sovradimensionati rispetto a quelli strettamente necessari, ma consentono, da una parte, di aumentare la capacità di invaso nelle condotte stesse e, dall'altra parte, di moderare le perdite di carico generate dal fluire delle portate massime lungo i collettori, riducendo così la possibilità che i livelli, combinandosi con l'effetto del rigurgito, possano raggiungere quote tali da causare la fuoriuscita dell'acqua sulla strada dalle caditoie e dai chiusini dei pozzetti di ispezione.

A tale riguardo, si segnala che lo stesso criterio è stato seguito anche per le condotte che raccolgono le acque della viabilità e della rotatoria a sud dell'area, adottando tubazioni in calcestruzzo del diametro DN 400 mm, per conseguire un aumento del volume disponibile in condotta e la riduzione delle perdite di carico.

6.2.3. Manufatti per l'invaso delle acque meteoriche in eccesso provenienti dagli edifici e dai piazzali dell'area "VABENE"

La realizzazione dell'invaso per l'accumulo temporaneo delle acque meteoriche in eccesso cadute al suolo sulla superficie dell'area di lottizzazione è prevista nella parte meridionale dell'area stessa. Si tratta di due vasche distinte collegate con una tubazione che consente di riempire anche la vasca più ad est (invaso 2 in Figura 6.3) mano a mano che il livello idrometrico sale in quella posta ad ovest (invaso 1 in Figura 6.3).

La scelta progettuale, sulla base della suddivisione dell'area originale e per la ridotta estensione delle aree verdi interne alla lottizzazione, è ricaduta sulla realizzazione di due vasche in calcestruzzo interrate che hanno una forma in pianta vagamente trapezia (Figura 6.3). Quella ubicata ad ovest è posizionata sotto ad un'area di parcheggio ed è coperta da un grigliato carrabile, mentre la seconda è posta più ad est, ai margini di un'area di parcheggio, ed è coperta anch'essa da grigliati.

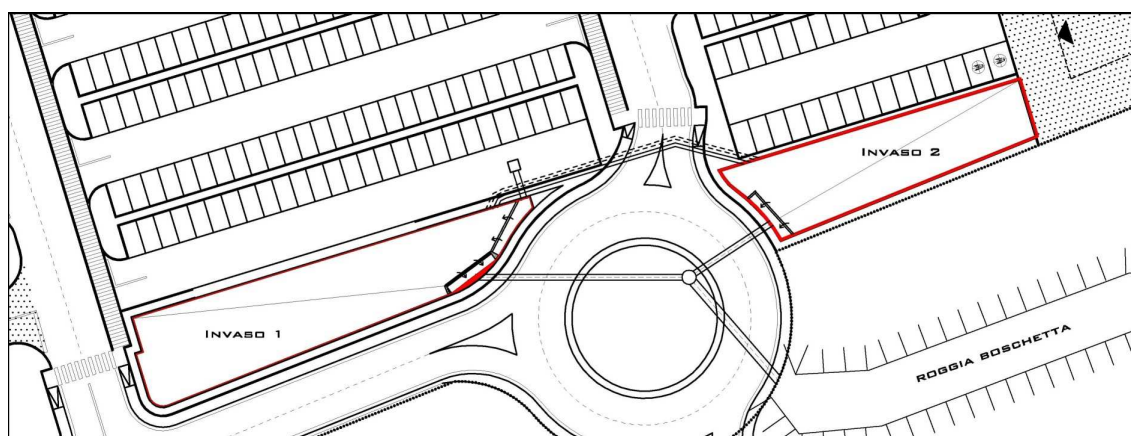


Figura 6.3 - Schema planimetrico degli invasi per la laminazione delle acque in eccesso, rappresentato sulla planimetria di progetto.

La vasca ovest (invaso 1 in Figura 6.3) occupa una superficie di circa 630 m², dei quali 568 m² sono destinati all'invaso delle acque in eccesso vero e proprio ed i rimanenti 62 m² alle camere di partizione e di carico. L'altezza utile del manufatto è pari a 2.45 m e quindi il volume complessivo in questa vasca risulta essere di circa 1390 m³. Il fondo della vasca è lievemente degradante da quota 47.20 m s.m. a quota 47.15 m

s.m. per consentirne il completo svuotamento attraverso la luce di fondo posta nella parte est della vasca stessa.

Lungo il lato corto orientale della vasca sono previsti i manufatti e i dispositivi per l'esercizio dell'invaso, regolando i deflussi in base ai valori della portata in ingresso.

Come rappresentato nello schema riportato in Figura 6.4, l'immissione dell'acqua nel manufatto avviene attraverso una tubazione del diametro DN 1000 mm che si diparte dal pozzettone destinato anche alla separazione delle acque di prima pioggia e si collega alla camera di partizione con quota di scorrimento a 47.80 m s.m.. La camera di partizione della portata ha una larghezza di 1 m e un fondo pressoché orizzontale. È delimitata dalle pareti della vasca, da un setto a tutta altezza munito di luce di fondo, sul lato corto di valle, e da un altro setto, sul lato lungo interno, di lunghezza pari a 7.80 m e con altezza di 1.84 m, con una luce libera superiore di 0.25 m che funge da soglia sfiorante per il riempimento dell'invaso vero e proprio.

Sul fondo del setto a tutta altezza è ricavata un'apertura larga 30 cm e alta 25 cm, presidiata sul paramento di monte da una paratoia manuale, regolata in modo da lasciare una luce libera in altezza di 8 cm e sul paramento di valle da un dispositivo a clapet. A valle di questo setto si trova la camera di carico della condotta che convoglia le acque verso l'ultimo pozzetto prima dell'immissione nella roggia Boschetta.

A tergo del setto è previsto un salto di fondo con cui si abbassa la quota di scorrimento nella parte terminale del manufatto da 47.80 m s.m. a 47.15 m s.m.. Sul lato occidentale della camera si prevede un setto di altezza 2.49 m rispetto al fondo con una luce libera superiore di 25 cm con funzione di sfioratore di troppo pieno per l'invaso. Nella zona sud della camera stessa viene realizzato lo scarico di fondo della vasca, costituito da una luce quadrata con lato di 25 cm presidiata da una paratoia automatizzata che deve restare normalmente chiusa a invaso vuoto, mentre deve aprirsi, quando il livello di valle è basso, a invaso del tutto o parzialmente pieno.

In buona sostanza, in concomitanza di eventi meteorici, le portate in arrivo dalla condotta delle "acque bianche" si immettono nella camera di partizione e, attraverso la luce sul fondo, con deflusso sotto battente, nella successiva camera di carico per essere quindi convogliate nella roggia Boschetta, attraverso la condotta di scarico, senza interessare l'invaso vero e proprio, fino a valori massimi di 60-80 l/s, variabili a seconda delle condizioni idrometriche di valle. Per valori di portata superiori a questi, il livello dell'acqua nella camera di partizione si alza, superando la quota dello sfioratore laterale (49.64 m s.m.) ed iniziando così il riempimento dell'invaso. Ad evento di piena esaurito sia nell'area in esame, sia nella Boschetta, lo svuotamento dell'invaso avviene attraverso l'esercizio dello scarico di fondo.

Come sopra accennato, la vasca è dotata di uno sfioratore di troppo pieno con soglia sfiorante a quota 49.64 m s.m. lungo 7.80 m in grado di far defluire la massima portata cinquantennale di origine meteorica, ad invaso pieno, con un carico sullo stramazzo sufficientemente ridotto, pari a circa 15 cm, in modo da evitare che, per l'effetto combinato del rigurgito e delle perdite di carico generate dalla portata fluente lungo le condotte, l'acqua possa eventualmente fuoriuscire sulla strada e sui piazzali attraverso le caditoie ed i chiusini dei pozzetti.

La vasca est (invaso 2 in Figura 6.3) occupa una superficie utilizzabile per l'invaso di 396 m² ed il volume disponibile, con un'altezza utile di 2.55 m, è pari quindi a 1010 m³.

Anche per questa vasca la quota del fondo è lievemente degradante, da quota 47.10 m s.m. a quota 47.05 m s.m., per consentirne il completo svuotamento attraverso la luce di fondo posta nella parte ovest della vasca stessa (vedi schema in Figura 6.4).

Compatibilmente con le quote di posa in corrispondenza delle intersezioni con le condotte principali della fognatura, il collegamento tra le due vasche, con distanza di circa 40 m e una pendenza del 2.5 ‰, potrebbe essere realizzato con una tubazione del diametro DN 600 mm o con due tubazioni affiancate del diametro DN 400 mm.

Il sistema di svuotamento di questa vasca, che è del tutto analogo a quello dell'altro invaso, è costituito da un'apertura quadrata di lato pari a 25 cm presidiata da una paratoia automatizzata che sta normalmente chiusa e viene aperta al termine degli eventi quanto le condizioni di valle lo consentono. L'invaso è infine provvisto di uno sfioratore di troppo pieno con soglia sfiorante a quota 49.64 m s.m., lungo 7.80 m, in grado di far defluire la massima portata cinquantennale di origine meteorica con un carico sullo stramazzo sufficientemente ridotto, pari a circa 15 cm.

6.2.4. Manufatti di scarico

Da ciascuna delle due camere di carico di valle si diparte una condotta costituita da tubazioni in calcestruzzo del diametro nominale DN 800 mm. Le due condotte, con pendenza di circa il 3.5 ‰, convergono in un pozzettone con fondo a quota 47.00 m s.m., distante circa 30 m dalla vasca ovest e circa 15 m dalla vasca est (vedi schema in Figura 6.4). Da quest'ultimo pozzetto, infine, si diparte una condotta in calcestruzzo del diametro DN 1200 mm, lunga circa 20 m, che si collega, a valle, nel tratto a cielo aperto della roggia Boschetta, con quota di arrivo pari a quella del fondo della roggia stessa. Per dissipare l'energia della corrente in uscita dalla tubazione e ridurre quindi possibili fenomeni di erosione nel corso d'acqua si prevede, infine, di proteggere in modo adeguato contro l'erosione le sponde e il fondo alveo della Boschetta, con massi a secco di pezzatura media di 30 cm, per un tratto di opportuna lunghezza a cavallo dello scarico.

6.2.5. Canali di gronda della strada

Ai lati della bretella stradale che delimita l'area di lottizzazione nelle parti nord ed ovest, sono previste due canalette in terreno naturale per la raccolta delle acque provenienti dalla piattaforma stradale.

La sezione trasversale tipica delle canalette, riportata in Figura 6.5, è sostanzialmente costituita da una cunetta di fondo larga 50 cm e da sponde con scarpa pari a 3 su 2, mentre la pendenza longitudinale del fondo è pari mediamente al 2.5‰.

La funzione delle canalette consiste nella raccolta, nell'invaso e nello smaltimento delle acque cadute sulla superficie stradale, nonché nella laminazione della portata prima della restituzione nella roggia Boschetta, in cui si prevede di realizzare lo scarico, almeno fino al completamento della bretella verso sud.

Per laminare le portate fluenti verso valle, utilizzando al meglio l'invaso disponibile in alveo delle canalette, lungo ciascun canale sono previsti tre setti trasversali a tutta altezza, provvisti di una luce di fondo che consente il deflusso di una portata di circa 16 l/s per un tempo di ritorno di 10 anni, pari complessivamente a quella che si genera nell'area della strada nella situazione attuale, antecedente alla realizzazione degli interventi.

Lungo il canale ovest (sezione 1 in Figura 6.5) i setti hanno una altezza di 63 cm, fino alla quota della banca sul lato verso la strada, e sono disposti ad un interasse di circa 130 m a partire dalla sezione di monte del canale. Con tale disposizione, il volume di invaso corrisponde a circa 360 m³.

Lungo il canale est (sezione 2 in Figura 6.5) i setti hanno un petto di 77 cm, che arriva alla quota della banca sul lato verso la strada, e sono posizionati, rispetto all'incile del canale, ad un interasse di circa 120 m. Con questa disposizione il volume per l'invaso si aggira sui 460 m³.

Complessivamente, pertanto, nei due canali il volume per l'immagazzinamento temporaneo delle acque corrisponde a 820 m³, superiore al valore minimo richiesto di 625 m³, determinato con il calcolo condotto con il modello idrologico (vedi paragrafo 5.5 e Figura 5.12).

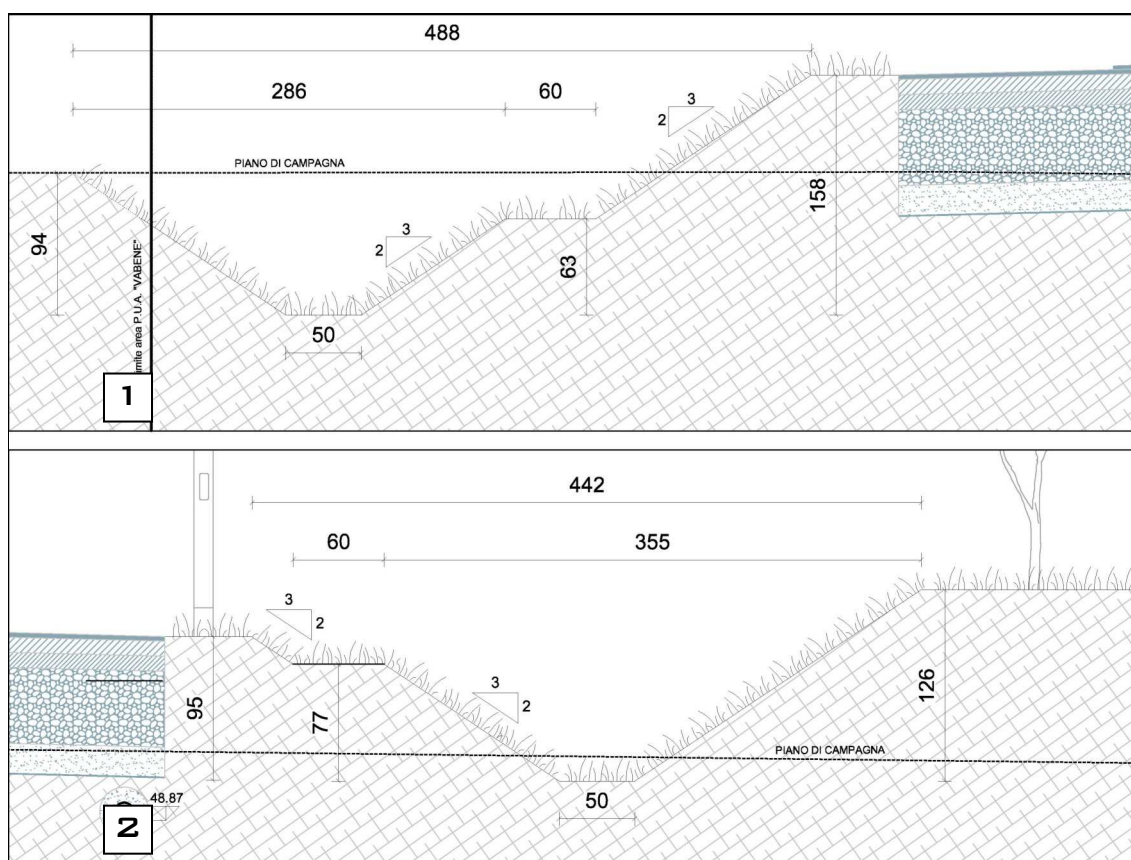


Figura 6.5 – Sezioni tipiche delle canalette di gronda della strada, con vista da valle verso monte: 1) canale ovest; 2) canale est.

7. VERIFICA DI FUNZIONAMENTO DEL SISTEMA PER IL DRENAGGIO, L'INVASO E IL DEFLUSSO DELLE ACQUE METEORICHE DELL'AREA "VABENE"

7.1. Schematizzazione idraulica della rete di fognatura considerata nel reticolo di calcolo

Per determinare le quote piezometriche massime che si possono raggiungere nel sistema di fognatura bianca precedentemente descritto, valutandone quindi il funzionamento in condizioni di piena, si può fare riferimento alle condizioni di moto permanente di una corrente gradualmente variabile, considerando come portata fluente quella massima. Data la relativa brevità dei tratti di condotta esaminati, si può ritenere con buona approssimazione che i profili piezometrici che si determinano con queste ipotesi, costituiscano l'involuppo superiore dei profili istantanei che si instaurano sul passaggio del colmo di piena.

Poiché la rete di fognatura proposta prevede sostanzialmente la realizzazione di condotte e di due vasche per l'invaso con i relativi manufatti di regolazione, quali gli sfioratori di troppo pieno e le paratoie di intercettazione del flusso, tra loro collegati, per l'analisi della situazione idraulica si è utilizzato uno schema di calcolo che consente lo studio di sistemi a rete a superficie libera o in pressione, formati da canali o condotte comunque connessi tra di loro ed in presenza di eventuali dispositivi idraulici di regolazione. I dati geometrici necessari per la schematizzazione dei collettori e degli invasi sono stati dedotti dagli elaborati di progetto.

Le portate da assegnare come condizioni al contorno nei nodi di monte ed intermedi del sistema costituito dalla roggia Boschetta, dai canali di gronda della bretella stradale e dalla rete della fognatura sono state fissate pari ai valori riportati in Tabella 7.1, per le due configurazioni che considerano, rispettivamente, la portata scaricabile nella Boschetta per ogni condizione idrometrica e quella massima cinquantennale calcolata con il modello idrologico.

Bacino	Q (m ³ /s)	
	Ammissibile	Massima
Boschetta	0.120	0.120
Strada	0.016	0.150
Lotto	0.060	0.753
Complessivo	0.196	1.023

Tabella 7.1 – Valori delle portate assegnate come condizioni al contorno sui nodi di monte del modello idraulico.

Con riferimento alla condizione al contorno da porre nel nodo di valle del reticolo di calcolo, in corrispondenza di una sezione della roggia Boschetta posta circa 150 m a valle dello scarico dell'area "VABENE", si sono considerati i seguenti valori del livello idrometrico:

- un livello di morbida a quota 47.16 m s.m., corrispondente al deflusso in condizioni di moto un uniforme della portata ammissibile riportata in Tabella 7.1;

- un livello di piena a quota 47.60 m s.m., sulla base delle quote delle sommità arginali del corso d'acqua in prossimità della sezione di valle considerata.

Relativamente ai parametri del modello idrodinamico messo a punto, in particolare il valore del coefficiente di scabrezza delle condotte e dei canali, com'è consuetudine in casi analoghi a quello qui esaminato, che riguarda l'esecuzione di verifiche idrauliche su di una situazione di progetto, sono stati stimati sulla base di valori reperibili nella letteratura tecnica, che hanno consentito di ottenere buoni risultati in numerose esperienze precedenti. Tenuto conto del fatto che al coefficiente di scabrezza è affidato il compito di descrivere in modo complessivo le resistenze al moto di tipo continuo e localizzato, queste ultime generate sia da variazioni locali della sezione sia del fondo sia da deviazioni planimetriche, si è assunto per il valore il coefficiente di scabrezza secondo Strickler per le condotte ed i manufatti prefabbricati scatolari o circolari in calcestruzzo il valore di $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e per le sezioni dei canali in terreno naturale il valore di $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

7.2. Risultati del calcolo nella situazione di progetto

Nella situazione di progetto precedentemente descritta, sono state condotte alcune simulazioni di calcolo in condizione di moto permanente.

Con la prima simulazione si è considerato un livello idrometrico a valle del sistema, nella roggia Boschetta, pari a 47.16 m s.m., corrispondente al deflusso della portata ammissibile complessiva di circa 200 l/s, e portate immesse nei nodi dello schema pari a quelle ammissibili.

Una seconda simulazione, invece, è stata condotta considerando una situazione estrema, vale a dire con un livello idrometrico nella sezione terminale del reticolo di calcolo, nella roggia Boschetta, pari a 47.60 m s.m., corrispondente ad una situazione di piena nel corso d'acqua, con gli invasi di compensazione pieni e con portate immesse nei nodi dello schema pari a quelle massime cinquantennali.

In entrambi i casi indagati si è considerata aperta la luce di regolazione nella camera di partizione delle vasche interratoe destinate all'invaso delle acque meteoriche in eccesso.

I risultati delle simulazioni, rappresentati graficamente con i profili dei livelli idrometrici massimi calcolati, sono riportati ed illustrati nei successivi paragrafi, per la roggia Boschetta, per le canalette di gronda della strada e per le condotte principali della fognatura del lotto.

7.2.1. Profili idrometrici lungo la roggia Boschetta

Con la realizzazione del piano di lottizzazione si prevede di tombinare il tratto iniziale della roggia Boschetta e di convogliare verso valle i deflussi generati nel bacino di monte con un collettore costituito da elementi scatolari in calcestruzzo, come illustrato in dettaglio al paragrafo 6.2.1.

Nella situazione esaminata con portata immessa in rete pari a quella ammissibile, i livelli idrometrici sono ovunque contenuti entro il cielo dei manufatti che costituisco-

no il collettore ed entro le sommità arginali nei tratti a cielo aperto del corso d'acqua (Figura 7.1).

Nel caso con portata immessa nel sistema pari a quella massima, le quote idrometriche calcolate sono ancora contenute entro il cielo dei manufatti (Figura 7.2). Non si segnalano, quindi, insufficienze idrauliche conseguenti all'intervento di tombinatura della roggia.

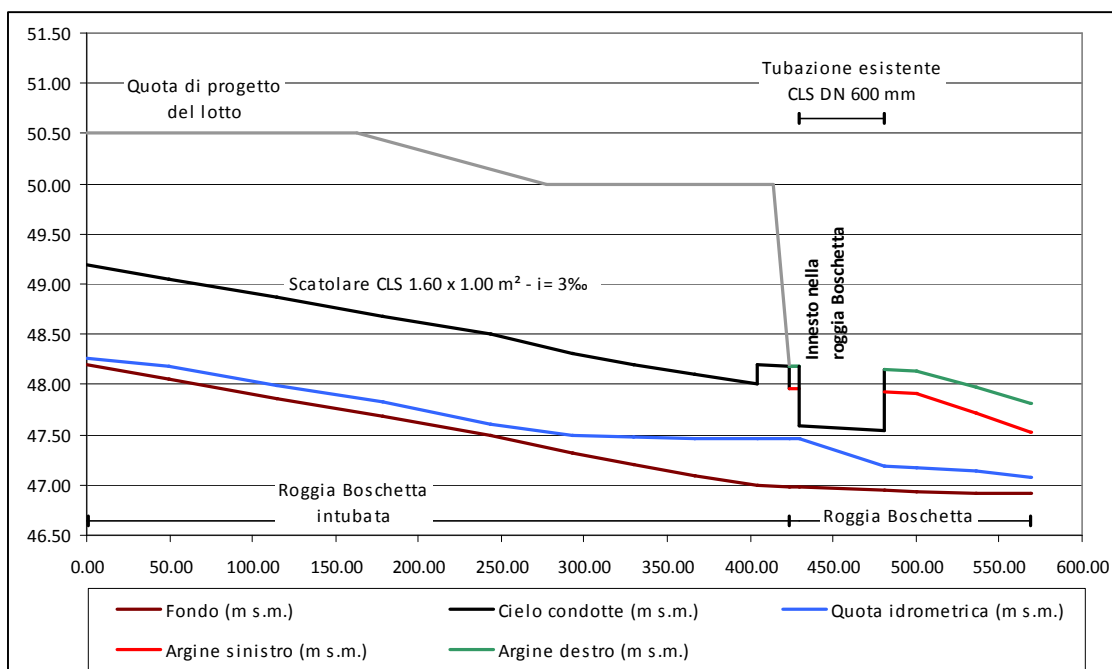


Figura 7.1 – Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

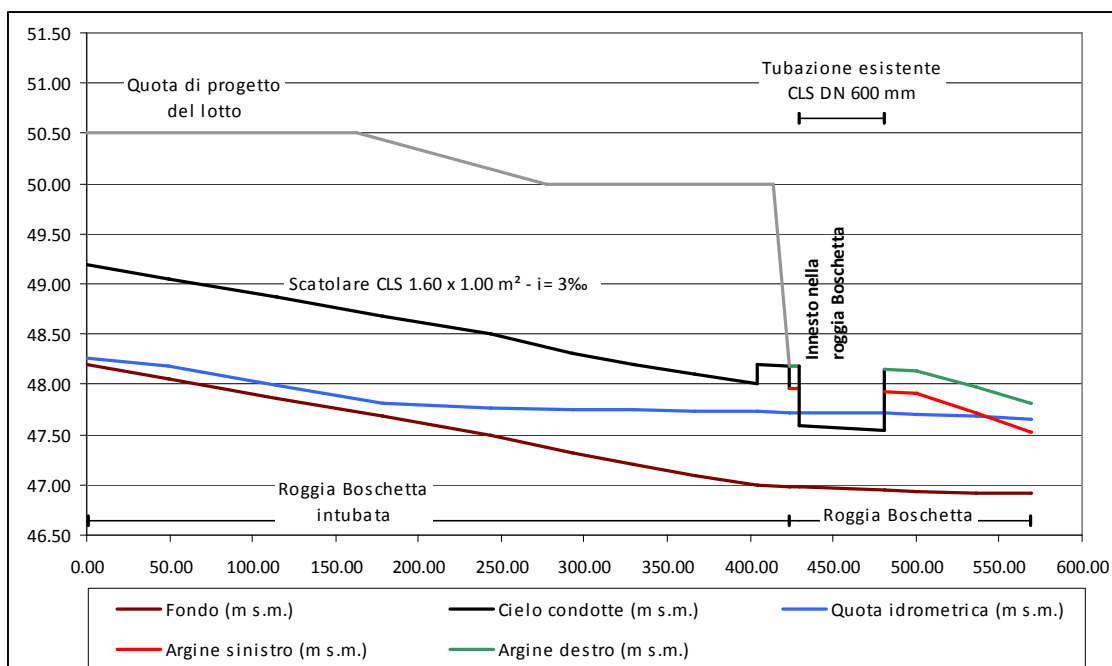


Figura 7.2 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

Si osserva, inoltre, che nel caso si dovessero verificare eventi più importanti rispetto a quelli qui considerati, il nuovo collettore sarebbe comunque in grado di convogliare le portate in arrivo da monte ed eventualmente di invasare l'acqua nel suo interno.

Si segnala, infine, che a valle della posizione della lottizzazione un tratto d'alveo della roggia Boschetta è attualmente tombinato, in zona peraltro di campagna, con tubazioni circolari del diametro DN 600 mm che non sono in grado di far defluire le massime portate (Figura 7.2). In condizioni di piena, con portate superiori alla capacità di portata della tubazione, le acque in eccesso probabilmente by-passano il manufatto a sezione chiusa scorrendo sui terreni della campagna adiacente per poi re-immettersi nell'alveo della roggia a valle del manufatto.

7.2.2. Profili idrometrici lungo le canalette di gronda della strada

Lungo la bretella stradale in progetto che delimita a nord e a ovest l'area del lotto vero e proprio sono previsti i canali per la raccolta delle acque di piattaforma la cui geometria è stata descritta al paragrafo 6.2.5.

Gli andamenti dei profili idrometrici calcolati nelle due condizioni di deflusso considerate, con portate ammissibili e con le portate massime, sono riportati in Figura 7.3 e in Figura 7.4, per il canale ovest, e in Figura 7.5 e in Figura 7.6, per il canale est.

Nella situazione con portate ammissibili (Figura 7.3 e Figura 7.5) il deflusso della portata avviene attraverso le aperture sul fondo dei setti trasversali con altezze d'acqua sostanzialmente ridotte.

Nella situazione con portate massime, i livelli d'acqua a monte dei sostegni si incrementano fino a raggiungere e a superare la soglia sfiorante, stramazzando quindi a valle con un carico sulla soglia stessa di circa 7 cm, mantenendo un franco rispetto alle sommità delle sponde di 26 cm per il canale ovest e di 11 cm per il canale est, da ritenersi sufficientemente cautelativi per la situazione considerata.

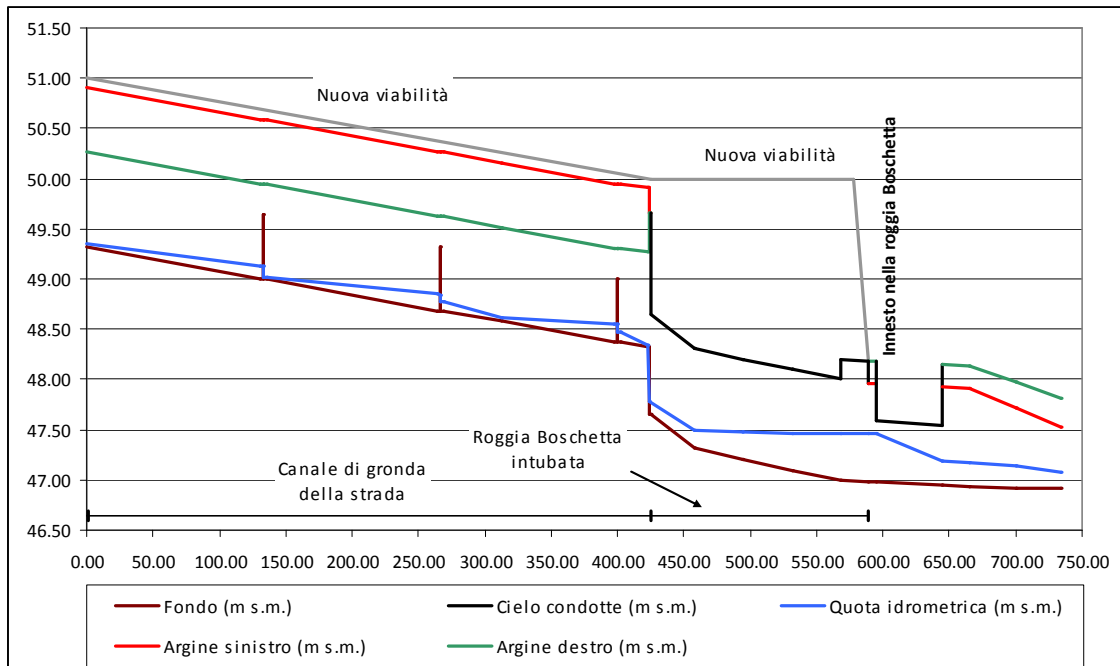


Figura 7.3 – Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato del canale di gronda ad ovest della strada fino all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

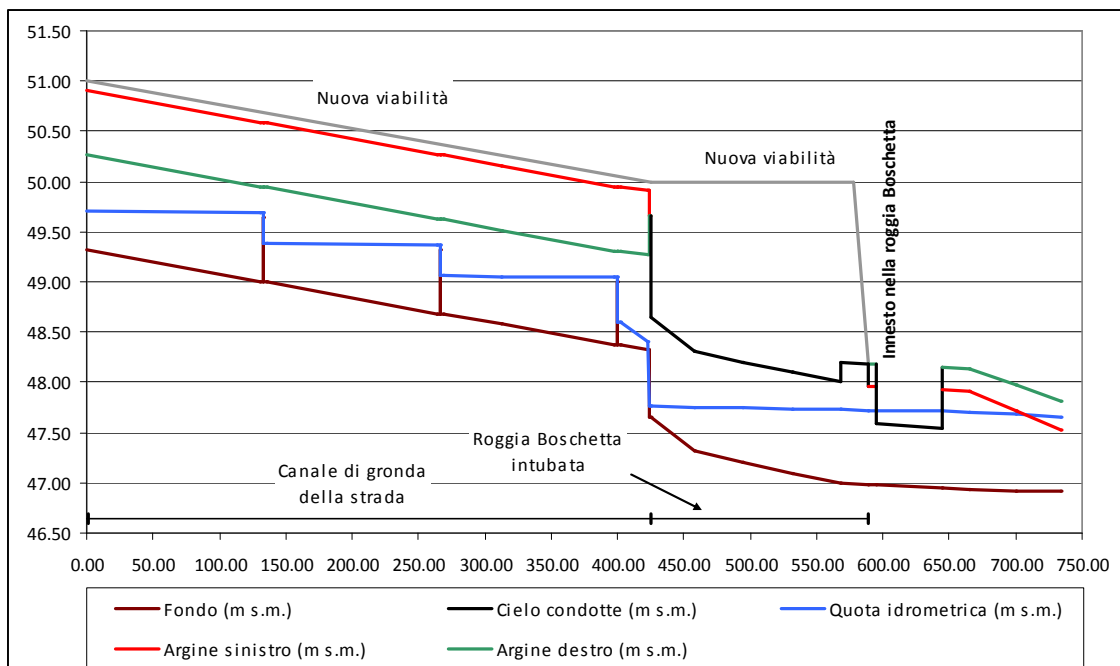


Figura 7.4 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato del canale di gronda ad ovest della strada fino all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

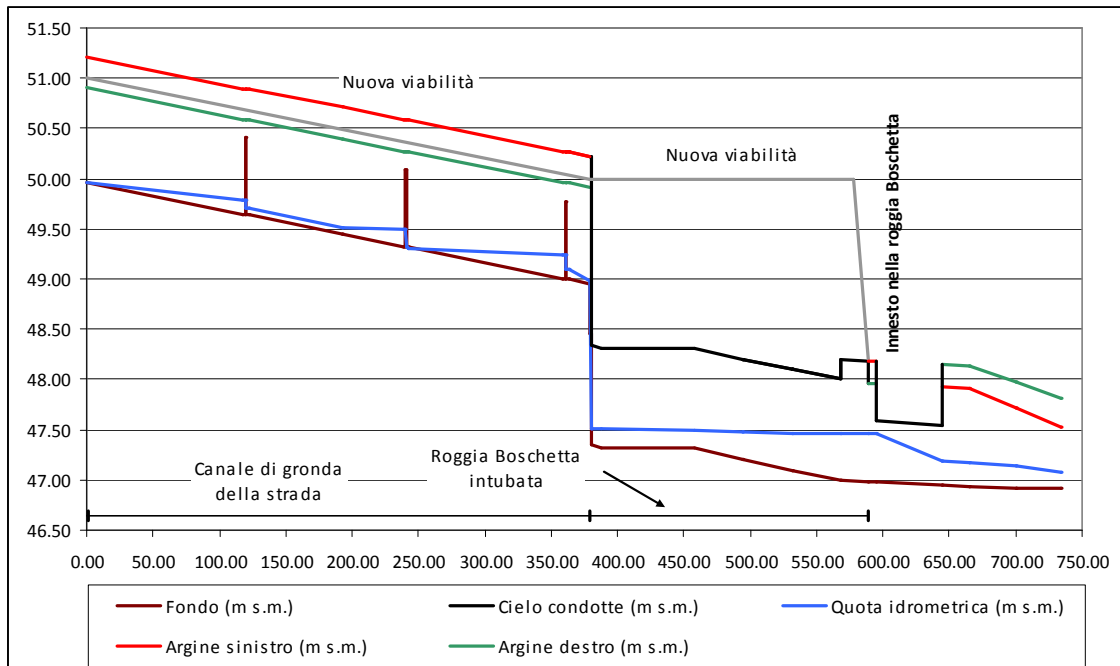


Figura 7.5 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato del **canale di gronda ad est** della strada fino all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

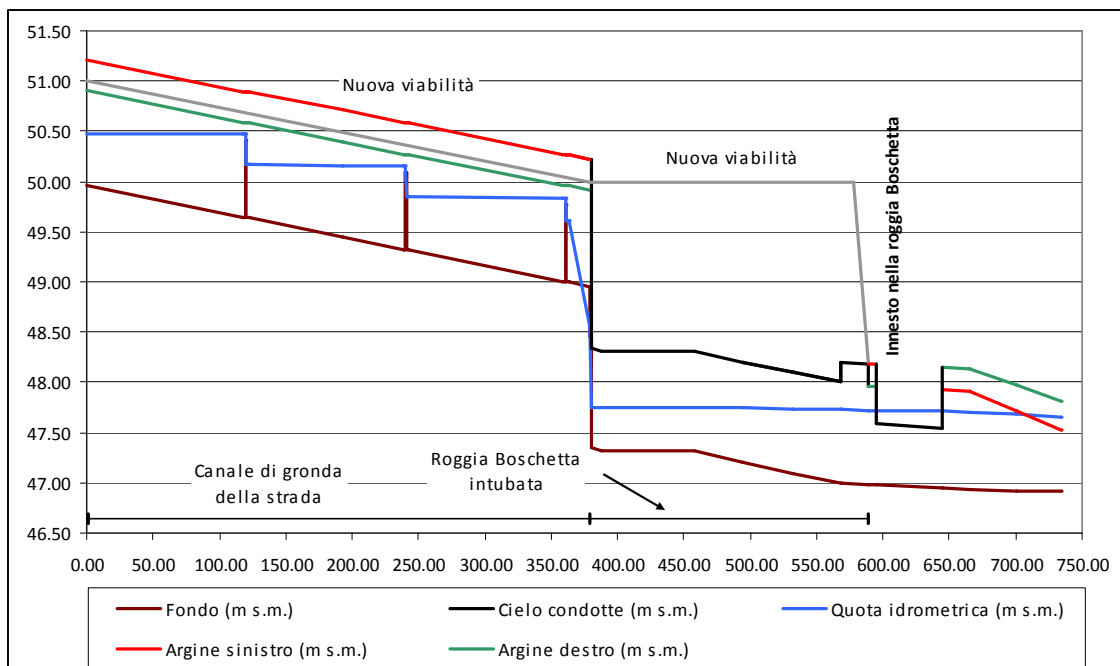


Figura 7.6 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato **del canale di gronda ad est** della strada fino all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

7.2.3. Profili idrometrici lungo le condotte della fognatura destinate al drenaggio delle acque meteoriche dell'area commerciale e della relativa viabilità

Nelle condizioni di deflusso con portate immesse nello schema di calcolo pari a quelle ammissibili per gli scarichi della nuova lottizzazione, lungo le condotte della fognatura che raccoglie le acque meteoriche dell'area commerciale non si segnalano ovviamente fenomeni di insufficienza idraulica, sia per le condotte della rete ovest (Figura 7.7), sia per le condotte della rete est (Figura 7.9), con livelli idrometrici che si mantengono sempre al di sotto delle quote di intradosso dei manufatti in progetto.

Nella situazione con portate immesse nella rete fognaria pari a quelle massime cinquantennali, il deflusso attraverso le condotte avviene in condizioni di leggera pressione, sia lungo i collettori della parte ovest (Figura 7.8), sia lungo quelli della zona est (Figura 7.10). I livelli idro-piezometrici massimi restano, comunque, ampiamente contenuti entro le quote previste per il piano finito del lotto e della viabilità collegata.

I collettori posti in opera lungo la strada e la rotatoria della viabilità in progetto a sud dell'area in esame sono in grado di convogliare le acque drenate, sia nella condizione con portata immessa pari a quella ammissibile, sia nella condizione con portata immessa pari a quella massima cinquantenaria, con livelli idro-piezometrici sufficientemente inferiori rispetto al piano finito della lottizzazione, come illustrano i profili idrometrici riportati in Figura 7.11÷Figura 7.14.

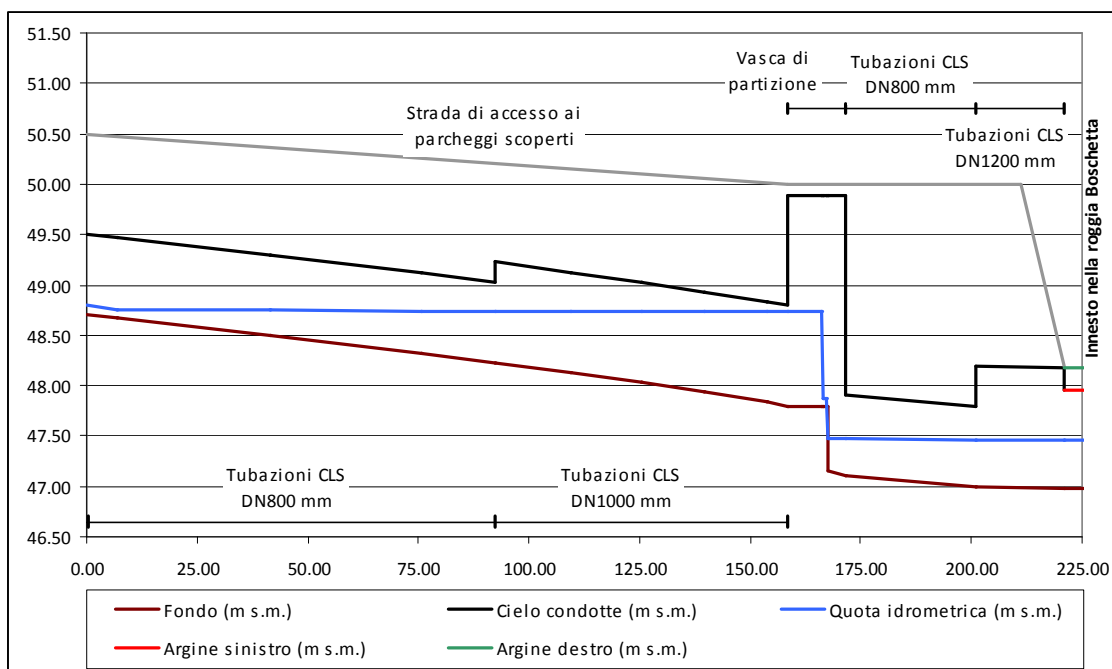


Figura 7.7 – Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della **rete ovest** di smaltimento delle acque meteoriche dell'area commerciale, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

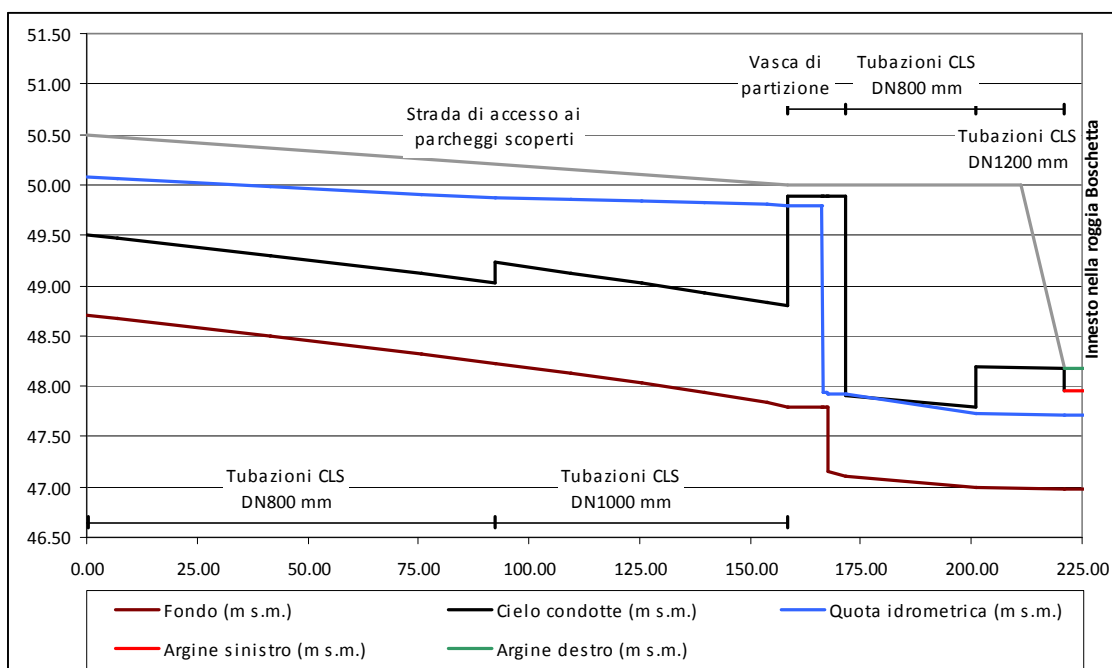


Figura 7.8 – Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della **rete ovest** di smaltimento delle acque meteoriche dell'area commerciale, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

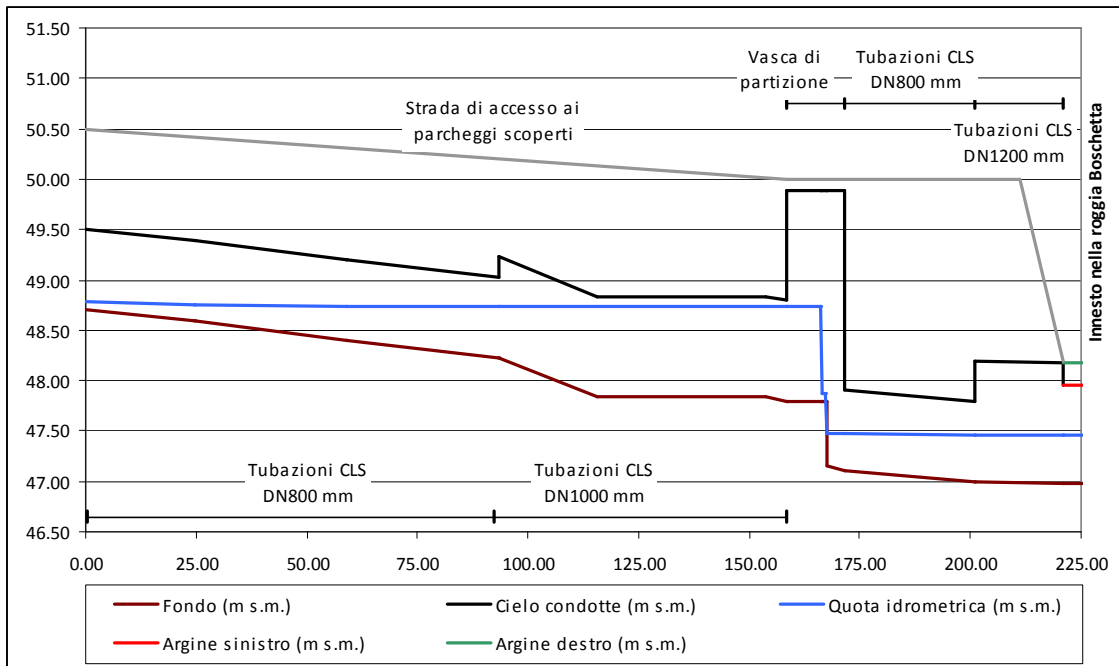


Figura 7.9 – Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete est di smaltimento delle acque meteoriche dell'area commerciale, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

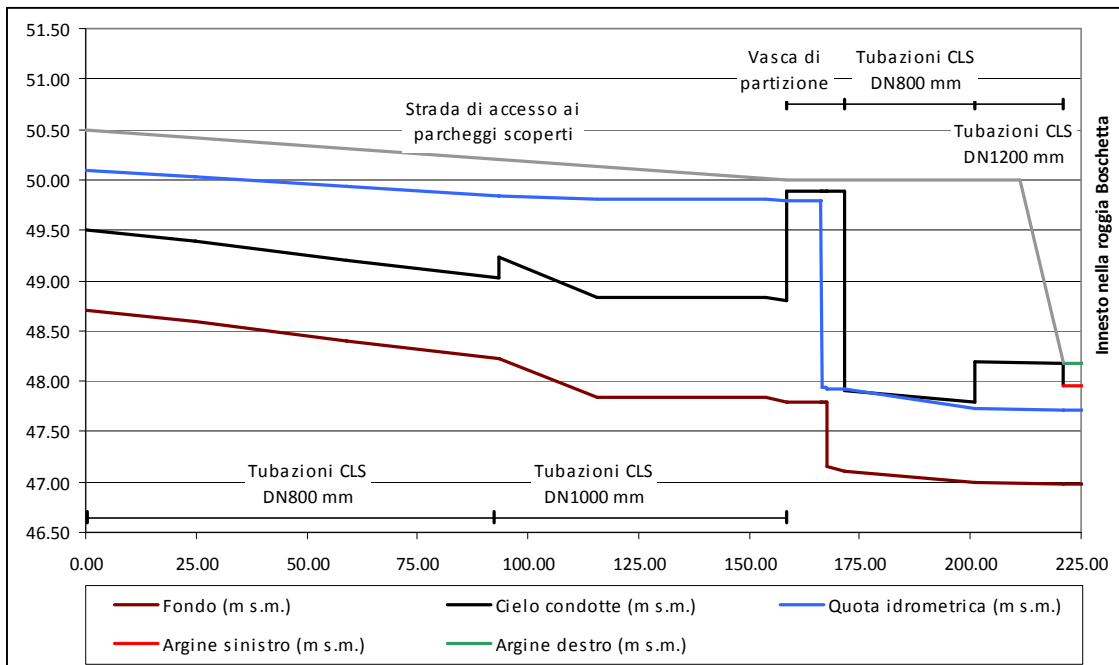


Figura 7.10 – Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete est di smaltimento delle acque meteoriche dell'area commerciale, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

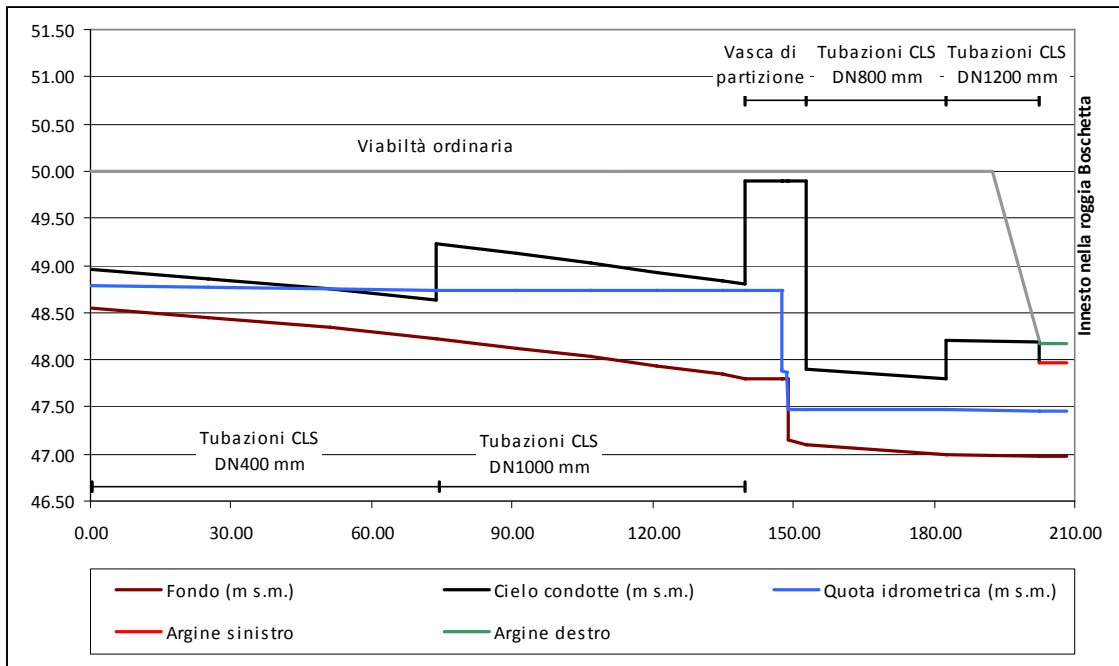


Figura 7.11 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche della **viabilità sud**, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

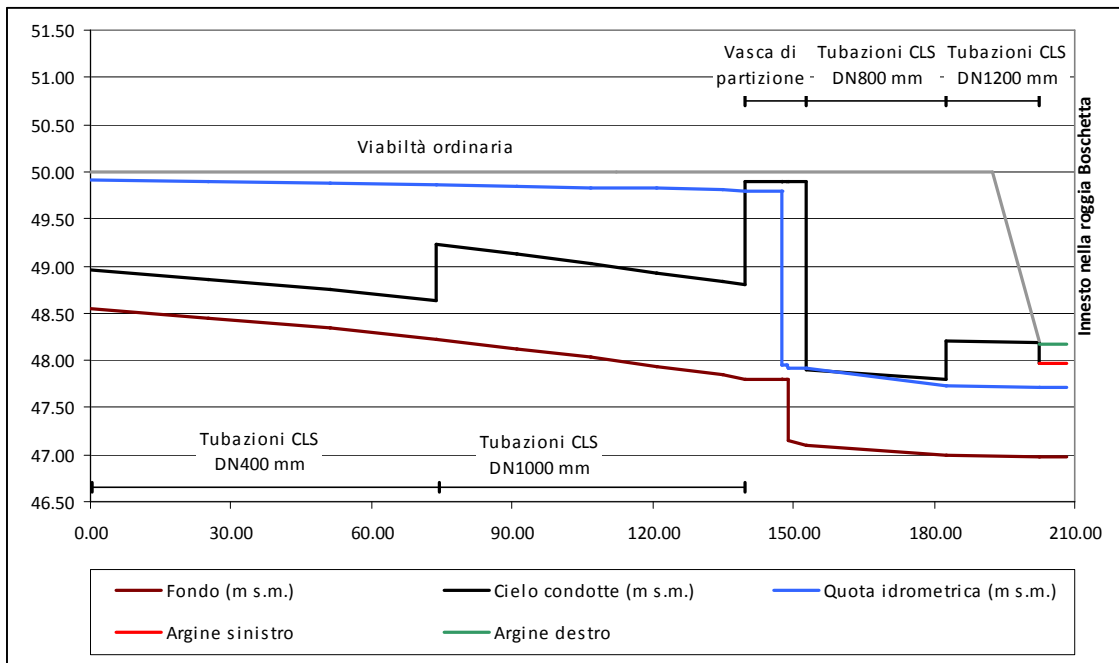


Figura 7.12 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche della **viabilità sud**, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

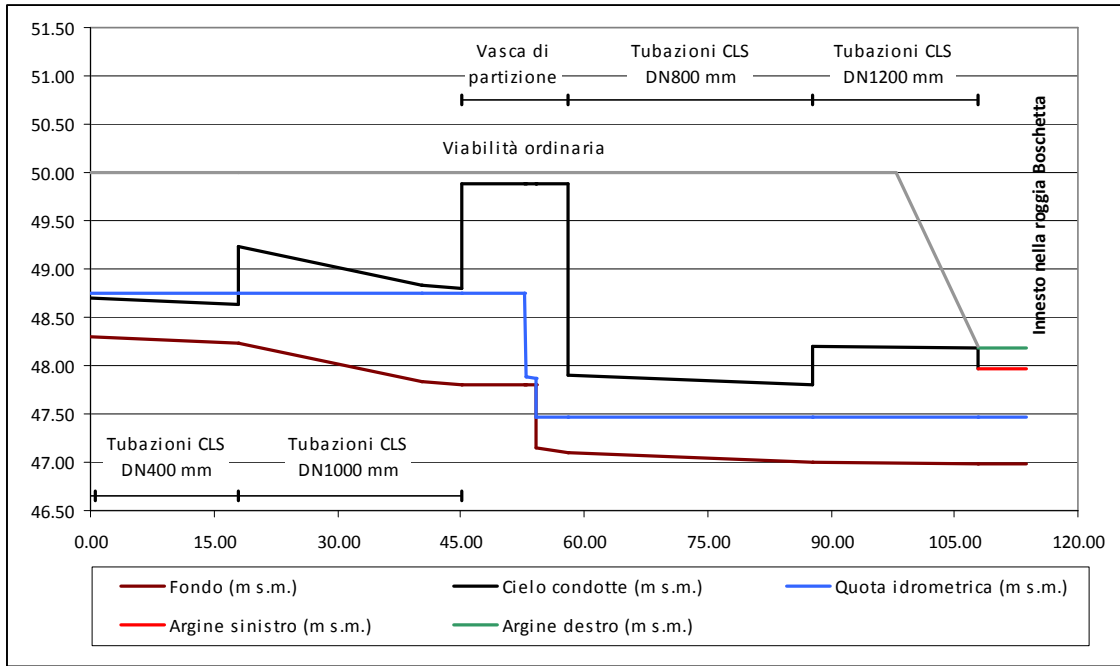


Figura 7.13 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche della **rotatoria sud**, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

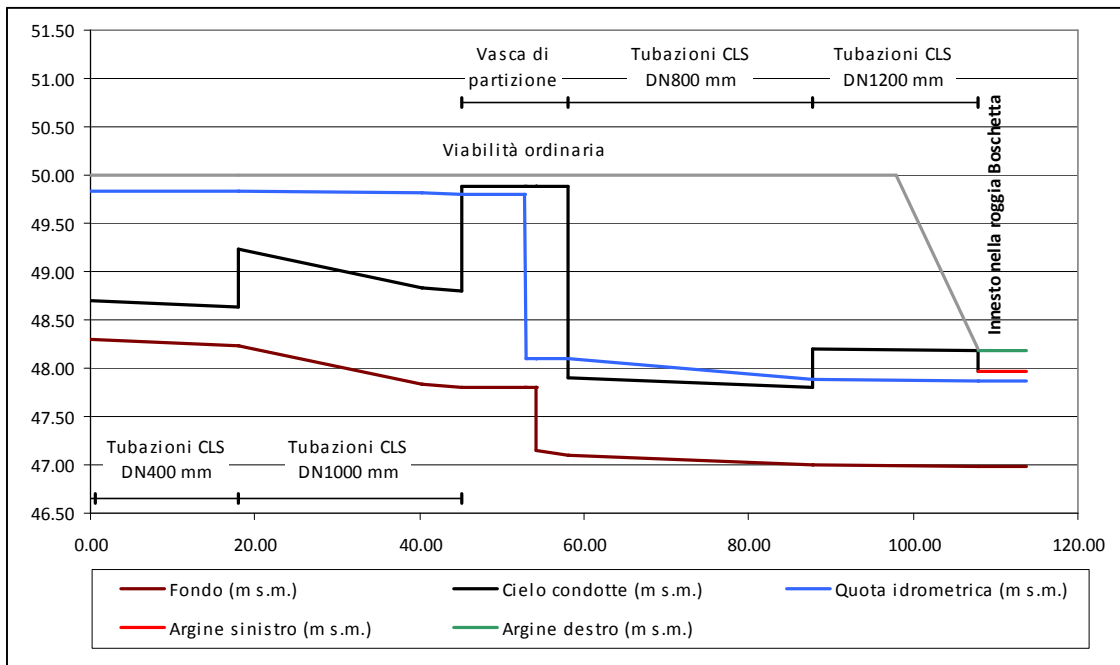


Figura 7.14 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche della **rotatoria sud**, chiuso all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

7.2.4. Profili idrometrici nel sistema per l'invaso temporaneo delle acque meteoriche dell'area commerciale e della relativa viabilità

In condizioni di portata immessa in rete pari a quella ammissibile per gli scarichi della lottizzazione, i profili idrometrici lungo le condotte della fognatura si dispongono pressoché orizzontalmente per effetto di rigurgito dovuto al passaggio della portata attraverso la luce di fondo che ne regola il deflusso, mantenendosi peraltro a quote inferiori rispetto alla sommità delle tubazioni stesse. In tali condizioni, inoltre, le quote raggiunte dai livelli idrometrici sono tali da lasciare vuote le vasche destinate all'accumulo temporaneo delle acque in eccesso, restando quindi il loro volume completamente disponibile per l'invaso (Figura 7.15).

Nelle condizioni di portata fluente massima, il livello idrometrico nella vasca di partizione interrata si incrementa superando la quota della soglia dello sfioratore di carico dell'invaso. Ad invaso riempito, nella prima e nella seconda vasca, in una condizione estrema, la portata massima in arrivo nella camera di partizione fluisce verso la condotta di scarico passando in parte attraverso la luce sotto battente e in parte sugli sfioratori di carico e di troppo pieno delle vasche, determinando un funzionamento in leggera pressione delle condotte della fognatura e della condotta di scarico verso la roggia Boschetta. I livelli massimi sono comunque contenuti entro le quote del piano finito previsto per la lottizzazione e per la relativa viabilità (Figura 7.16 e Figura 7.17).

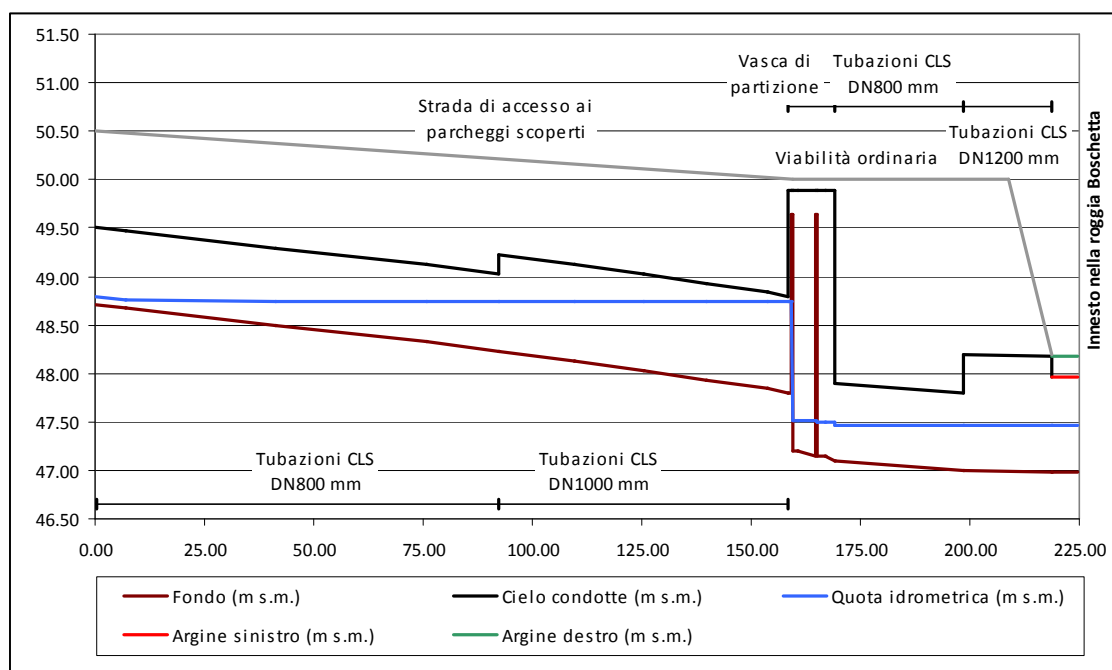


Figura 7.15 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche e attraverso l'invaso n. 1 fino all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella ammissibile ($h_{valle} = 47.16$ m s.m.).

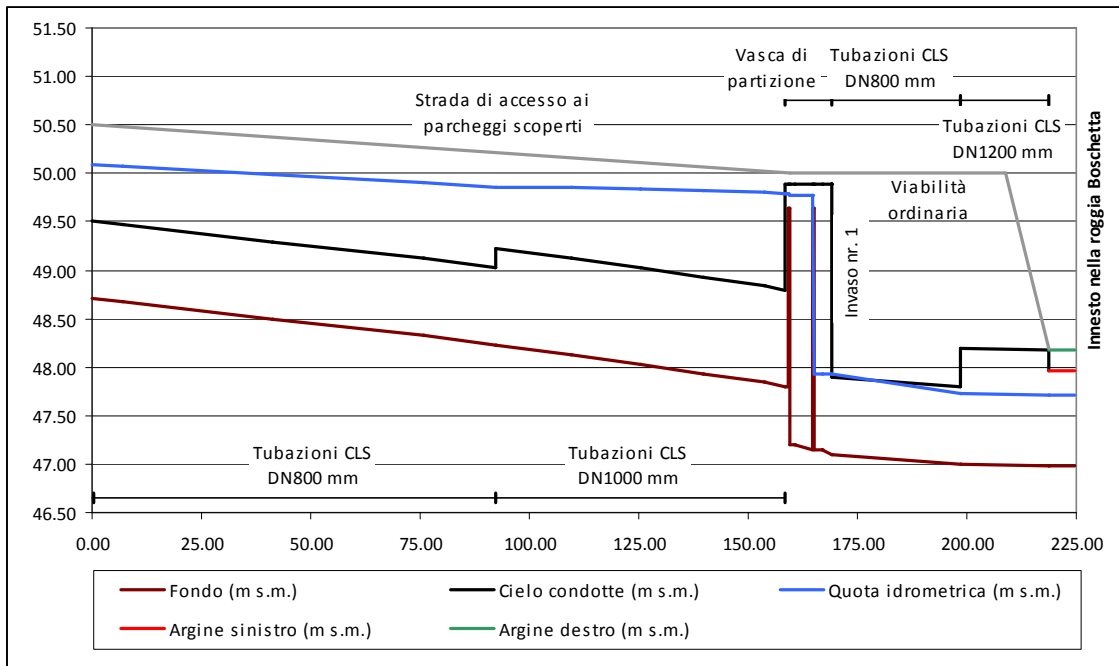


Figura 7.16 – Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche e attraverso l'invaso n. 1 fino all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

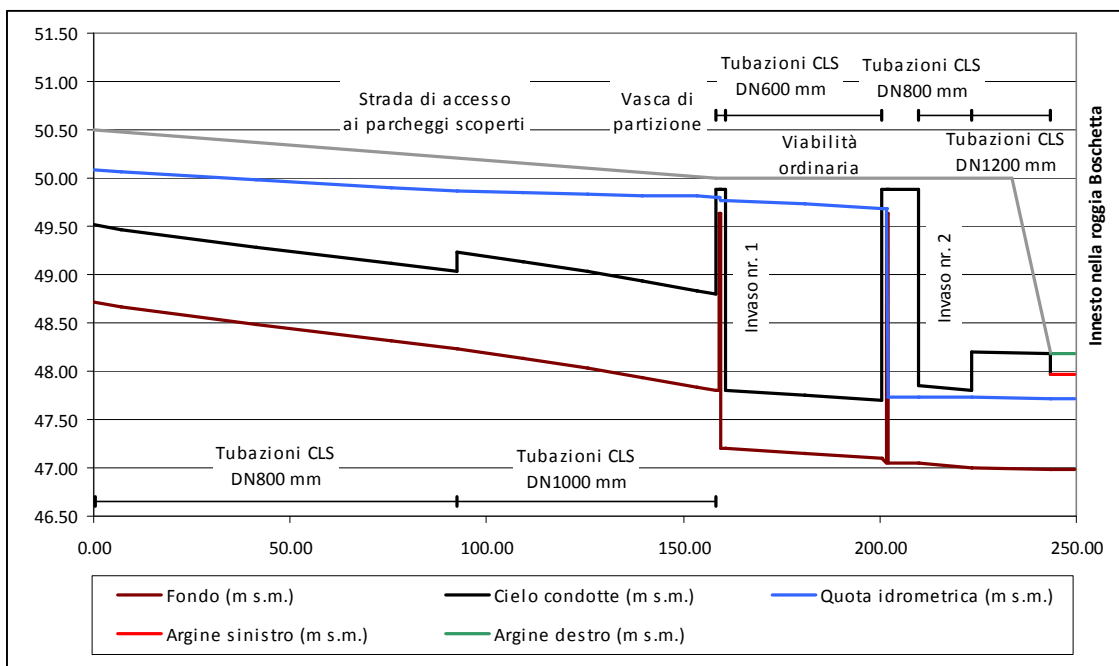


Figura 7.17 - Profilo idrometrico calcolato in ipotesi di moto permanente lungo il tracciato di progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche e attraverso entrambi gli invasi fino all'innesto nella roggia Boschetta, nelle condizioni di portata fluente pari a quella massima prevista a seguito degli interventi di lottizzazione ($h_{valle} = 47.60$ m s.m.).

8. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le analisi condotte nel presente studio hanno consentito di valutare le scelte di progetto relativamente alla rete di smaltimento delle acque meteoriche cadute sull'area in esame, al fine di garantire il principio dell'invarianza idraulica.

Il processo di urbanizzazione genera una accelerazione della risposta idrologica del territorio agli afflussi meteorici, accompagnata da un aumento dei valori massimi della portata. Nella seguente Tabella 8.1 sono riportati a titolo di confronto i valori di portata e dei coefficienti udometrici nella situazione ante e post interventi.

Tempo di ritorno (anni)	Bacino							
	Lotto (38061 m ²)				Strada (10539 m ²)			
	Attuale		Progetto		Attuale		Progetto	
Q (l/s)	u [l/(s-hm ²)]	Q (l/s)	u [l/(s-hm ²)]	Q (l/s)	u [l/(s-hm ²)]	Q (l/s)	u [l/(s-hm ²)]	
5	52	14	514	135	14	13	106	100
10	59	16	589	155	16	15	122	116
20	67	17	660	174	18	17	138	131
50	76	20	753	198	20	19	158	150

Tabella 8.1 - Valori della portata in uscita dai bacini principali del P.U.A. "VABENE" e del relativo coefficiente udometrico, nella situazione attuale e ad opere ultimate.

L'incremento di portata, se non adeguatamente controllato, potrebbe causare problemi idraulici lungo il corso d'acqua ricettore degli scarichi, nel caso in esame la roggia Boschetta.

A tale riguardo, relativamente alla nuova bretella viaria prevista nella zona nord e ovest, sono stati dimensionati i due canali di gronda con una serie di setti che, limitando il deflusso delle acque verso valle, garantiscono il principio dell'invarianza idraulica mettendo a disposizione un volume di invaso di compensazione valutato in circa 820 m³, superiore rispetto a quello minimo richiesto, pari a 625 m³, valutato con il modello idrologico messo a punto. Per garantire il deflusso delle minori portate, i setti sono provvisti di un'apertura sul fondo adeguatamente dimensionata.

Per l'area del lotto vero e proprio, il volume complessivo disponibile per l'invaso delle acque in eccesso nelle due vasche previste nella parte sud dell'area in esame risulta essere di circa 2400 m³, superiore rispetto a quello di 2350 m³ calcolato con il modello idrologico.

In buona sostanza, il sistema costituito dagli invasi di compensazione previsti, con un volume complessivo di circa 3200 m³, soddisfa anche le indicazioni del Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta che suggerisce per questo tipo di interventi volumi di invaso unitari non inferiori a 500 m³/hm² e quindi, nel caso in esame, un volume di almeno 2500 m³, essendo la superficie trasformata dall'urbanizzazione pari a circa 5 hm².

Per la rete della fognatura del lotto a destinazione d'uso commerciale è prevista la posa in opera di condotte circolari in calcestruzzo con diametri variabili da DN 400 mm a DN 1200 mm.

Nell'ambito delle opere della lottizzazione è prevista la tombinatura e lo spostamento del percorso della roggia Boschetta. Per garantire, allora, un volume nella nuova inalveazione non inferiore a quello dell'alveo naturale esistente (540 m³) e per consentire il deflusso verso valle delle portate generate nel bacino di monte della roggia stessa, è prevista la realizzazione di un collettore costituito con elementi scatolari con dimensioni almeno pari a 1.6 m × 1.0 m (volume complessivo 580 m³).

A. FONDAMENTI MATEMATICI DEL MODELLO IDROLOGICO E DEL MODELLO IDRAULICO

A.1 CARATTERISTICHE GENERALI

Il modulo di calcolo UDRAIN, utilizzato per indagare le condizioni idrauliche del sistema di raccolta, invaso e smaltimento delle acque meteoriche in esame, consente di esaminare le condizioni idrauliche che si stabiliscono nelle reti di corsi d'acqua naturali ed artificiali di qualsiasi tipo, ed in particolare in collettori di una rete fognaria, con funzionamento a superficie libera ed eventualmente in pressione.

Al modulo di calcolo idrodinamico è accoppiato un modello matematico di tipo idrologico che consente di calcolare, a partire dalle precipitazioni, gli idrogrammi delle portate in condizioni di piena che costituiscono le condizioni al contorno per il modello idrodinamico stesso. I due modelli, integrati fra loro, costituiscono un sistema completo per l'analisi del funzionamento delle reti. Il programma può essere impiegato sia per verificare il comportamento di reti idrografiche esistenti di qualsiasi tipo, sia come strumento di supporto alla progettazione.

In particolare, il modello di propagazione utilizza uno schema numerico uni-dimensionale ad elementi finiti di tipo semi implicito. Le condizioni al contorno che definiscono la simulazione sono costituite dalle portate nei nodi di immissione e dai livelli nei nodi di valle, nonché dal legame fra livelli e portate nei nodi che schematizzano gli sfioratori.

Il modulo di calcolo è dotato di un'interfaccia grafica che fornisce all'utente la possibilità di operare in modo diretto ed interattivo. In questo modo è possibile:

- costruire o modificare la topologia della rete, inserendo tutti gli elementi idrologici ed idraulici necessari;
- definire il sistema delle condizioni al contorno;
- visualizzare in dettaglio le caratteristiche geometriche ed idrauliche della rete;
- attivare il calcolo;
- rappresentare graficamente e stampare i risultati delle simulazioni, che sono costituiti dai valori, istante per istante, dei livelli idrometrici in corrispondenza ai nodi della rete, della portata e della velocità del flusso lungo i tronchi della rete e dei profili idrometrici lungo i diversi tratti dei corsi d'acqua considerati.

I canali e le condotte che costituiscono la rete possono essere schematizzati con tutte le sezioni di più comune impiego (trapezia, pluritrapezia, rettangolare, circolare, ovoidale, ecc.). E' possibile inoltre definire per punti una sezione di forma qualsiasi, sia a cielo aperto, sia chiusa. Fra i manufatti e dispositivi speciali sono previsti soglie di fondo, traverse, paratoie, sfioratori laterali, serbatoi, valvole clapet, impianti di sollevamento ed altro.

A.2 MODELLO IDROLOGICO DI PIENA

A.2.1 Generalità

La progettazione e la realizzazione di opere idrauliche richiedono, come è noto, la conoscenza di grandezze idrologiche che possono andare dal semplice valore della portata massima, che si presenta nel corso d'acqua con una assegnata frequenza probabile, a quelle necessarie per

seguire l'evoluzione dettagliata dell'evento di piena, quali la forma dell'idrogramma di piena, il suo volume ed i tempi caratteristici delle varie fasi secondo le quali si sviluppa il fenomeno.

Anche nel caso in cui sia sufficiente conoscere il solo valore della portata massima, molto spesso risultano mancanti le osservazioni dirette di portata che consentono elaborazioni statistiche significative delle serie storiche registrate. Pertanto è giocoforza in idrologia determinare le probabili portate di piena di un corso d'acqua partendo dalle precipitazioni.

Numerosi sono i criteri che a tale scopo sono stati proposti nella letteratura tecnica, particolarmente in questi ultimi decenni, nei quali sono stati introdotti e sviluppati avanzati metodi matematici per la simulazione dei fenomeni idrologici.

Tra i metodi più diffusi, anche per le applicazioni ingegneristiche, alcuni si rifanno ai concetti dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH), originariamente introdotti da Sherman, o ai modelli che da questo derivano, i quali consentono di valutare l'andamento nel tempo delle portate nelle fasi di piena.

Nel caso di un bacino idrografico complesso, inoltre, potendosi suddividere il bacino stesso in una serie di sottobacini elementari a ciascuno dei quali applicare i concetti dell'IUH o quelli da esso derivato, è possibile determinare i relativi idrogrammi di piena, tenendo conto sia delle eventuali diverse caratteristiche geomorfologiche dei vari sottobacini che lo compongono, sia del differente regime pluviometrico che a volte caratterizza le diverse parti, soprattutto quando il bacino idrografico è molto articolato.

Una stima delle probabili portate di piena di un bacino idrografico mediante l'applicazione di un modello matematico di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi può conseguentemente consentire di descrivere i fenomeni idrologici che ne caratterizzano il comportamento molto meglio di quanto non sia possibile ottenere attraverso l'applicazione di criteri diversi, quali ad esempio quelli su cui si basano i cosiddetti metodi razionali, che più semplicemente forniscono le portate massime in corrispondenza ad una sezione assegnata attraverso l'introduzione di opportuni parametri concentrati.

Anche non disponendo di eventi di piena per la sua taratura, come nel caso della fognatura in esame, l'applicazione di un modello idrologico nella determinazione delle probabili portate di massima piena può risultare egualmente significativa e portare ad una stima attendibile delle portate stesse, se si attribuiscono ai parametri che lo definiscono valori dedotti per analogia con quelli di bacini idrologicamente simili.

A.2.2 Caratteristiche principali del modello idrologico di piena

Il modello idrologico di piena utilizzato per valutare le portate e gli idrogrammi di piena dell'area "VABENE" in esame, si basa essenzialmente su di una generalizzazione del modello di Nash. Tale modello consente di tenere conto degli aspetti fondamentali che caratterizzano la formazione delle piene in un bacino idrografico di qualsiasi estensione. In particolare, attraverso la suddivisione del bacino in una serie di sottobacini elementari, il modello consente di considerare gli effetti dovuti ad una distribuzione delle precipitazioni variabile non solo nel tempo ma anche nello spazio. E' inoltre possibile evidenziare il contributo alla formazione della piena degli apporti che arrivano alle aste della rete idrografica con ritardi accentuati rispetto ai più rapidi deflussi superficiali. Tali effetti, sostenendo la coda della piena, contribuiscono a modificare la forma dell'idrogramma, soprattutto in presenza di piogge persistenti o di picchi successivi di portata.

Il comportamento idrologico di un bacino idrografico complesso può essere quindi simulato con il modello proposto suddividendo il bacino stesso in una serie di sottobacini elementari, ciascuno dei quali è simulato da un doppio sistema di invasi disposti in parallelo, in grado di rappresentare da una parte la risposta rapida dei deflussi superficiali, dall'altra quella più lenta dei deflussi profondi (Fig. A2.1).

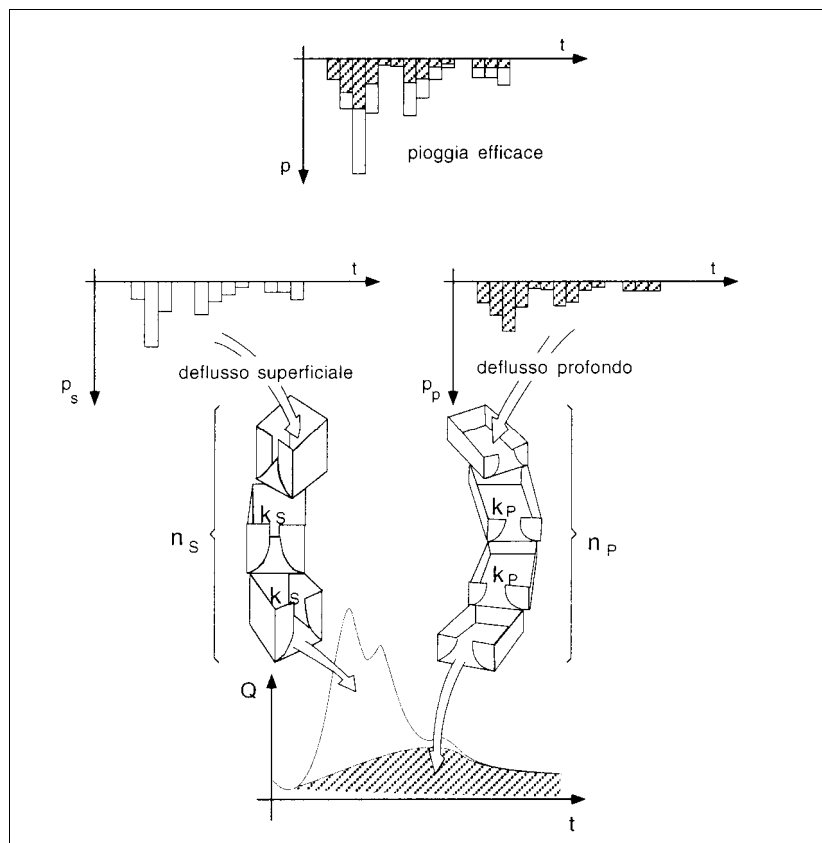


Figura A.2.1 – Schematizzazione della risposta complessiva di un bacino elementare

Poiché, di fatto, non vi è limite alcuno alla suddivisione del bacino in sottobacini, il modello, che di per se stesso è un modello a parametri concentrati, si può trasformare al limite in un modello a parametri distribuiti.

Quanto all'individuazione degli afflussi meteorici che si trasformeranno in deflussi che, come è noto, è problema di notevole importanza in quanto condiziona in misura determinante la bontà dei risultati ottenibili dalla simulazione matematica, il modello consente tre possibili opzioni alternative.

La prima di tali opzioni consiste nel valutare le precipitazioni efficaci mediante il cosiddetto "metodo dell'indice Φ ", un semplice schema di calcolo a 2 parametri basato sulla definizione di due indici invarianti nel tempo Φ_s e Φ_p , (espressi in mm), che rappresentano la quantità minima di pioggia che deve cadere nel tempo Δt affinché l'impulso generico di precipitazione $p(i)$ possa dare un contributo alla formazione, rispettivamente, del deflusso superficiale e di quello profondo (Fig. A2.2 a).

La seconda opzione è quella rappresentata dal cosiddetto metodo percentuale, secondo il quale ogni impulso di precipitazione $p(i)$ avente durata definita Δt contribuisce al deflusso in base

a due coefficienti Φ_s e Φ_p , (espressi in %), che forniscono le frazioni alimentanti, rispettivamente, il deflusso superficiale e quello profondo (Fig. A2.2 b).

Infine con la terza opzione, noto il coefficiente di deflusso totale C_D e superficiale C_S , è possibile trasformare il volume totale di pioggia P_T , caduto nel tempo t_p , nella quota parte P_s che sostiene il deflusso superficiale e nella frazione P_p che alimenta il deflusso profondo (Fig. A2.2 c). Resta inoltre individuata anche la frazione di precipitazione P_i che non contribuisce in alcun modo alla formazione dei deflussi di piena.

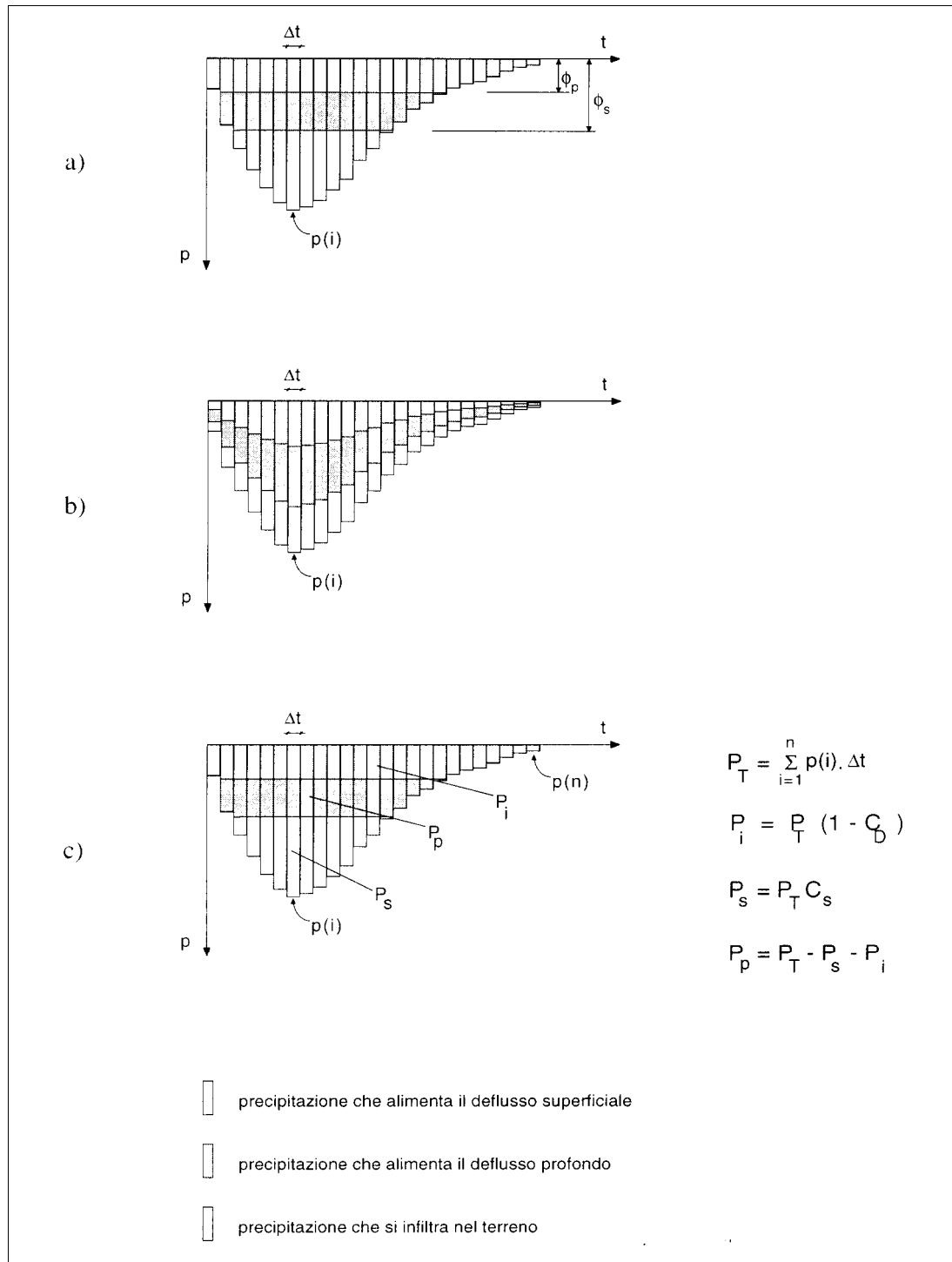


Figura A.2.2 – Trasformazione delle precipitazioni in piogge efficaci: a) metodo dell'indice Φ ; b) metodo percentuale; c) metodo del coefficiente di deflusso

È infine da osservare che il modello può utilizzare sia pluviogrammi forniti con passo temporale costante qualsiasi (generalmente orario o pluriorario), sia valori cumulati di precipitazione, quali possono essere ad esempio quelli determinati attraverso le usuali elaborazioni statistiche dei valori massimi di precipitazione. In quest'ultimo caso il modello opera automaticamente la distribuzione del valore di pioggia totale in un determinato periodo di tempo secondo una distribuzione prefissata delle intensità (costante o secondo la distribuzione Beta illustrata in Fig. A2.3).

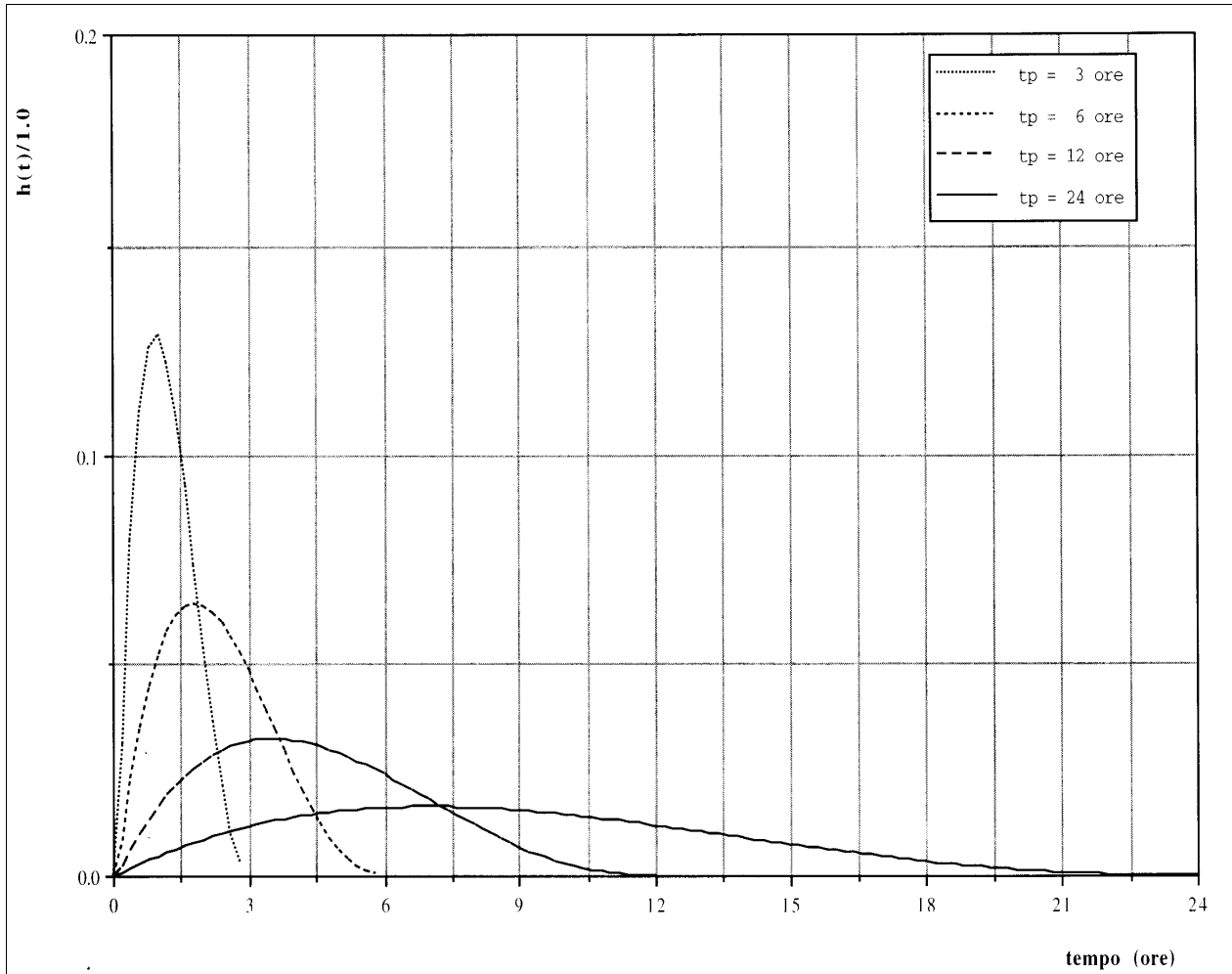


Figura A.2.3 – Andamento nel tempo di piogge con volume unitario e con durata variabile da 3 ore a 24 ore con una distribuzione secondo la funzione Beta.

A.3 MODELLO MATEMATICO IDRAULICO UNIDIMENSIONALE

A.3.1 Fondamenti matematici e fisici del modello idraulico

Il modello matematico, utilizzato nell'indagine, risolve le equazioni differenziali che governano il flusso uni-dimensionale di una corrente a superficie libera su bassi fondali in moto vario.

La propagazione uni-dimensionale di onde lunghe su bassi fondali è governata dal seguente sistema di equazioni differenziali:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\alpha u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + J = 0 \quad [A3.1]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad [A3.2]$$

in cui h è la quota della superficie libera, Q è la portata fluente, g è l'accelerazione di gravità, u è la velocità del flusso, α e β sono i coefficienti di Coriolis, J è il termine dissipativo, B è la larghezza della sezioni, x è l'ascissa spaziale corrente, t è il tempo.

Essendo $u=Q/A$, l'equazione [A3.1] diventa:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + (\alpha + \beta) \frac{Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + J = 0 \quad [A3.3]$$

ovvero, posto:

$$Fr^2 = \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \left(\frac{\partial A / \partial x}{\partial h / \partial x} \right) \quad [A3.4]$$

e utilizzando l'equazione [A3.2] per eliminare dalla [A3.3] il termine dipendente da $\partial Q / \partial x$, si trova:

$$\frac{\partial h}{\partial x} (1 - Fr^2) - (\alpha + \beta) \frac{QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + J = 0 \quad [A3.5]$$

Il sistema composto dalle equazioni [A3.1] e [A3.5] si presta ad essere risolto numericamente con uno schema agli elementi finiti, in cui si considerano le quote della superficie libera h variabili linearmente tra i nodi e le portate costanti in ciascun tronco. Si osserva, infatti, che nell'equazione dinamica non compaiono gradienti spaziali per le portate.

L'equazione [A3.5], discretizzata nel tempo, può essere scritta come segue:

$$\left[\frac{1 - Fr^2}{2} \right] \frac{\partial h + h'}{\partial x} - \left[(\alpha + \beta) \frac{QB}{gA^2} \right] \frac{h - h'}{\Delta t} + \left[\frac{\beta}{gA\Delta t} + \frac{|Q|}{R} \right] Q - \left[\frac{\beta Q}{gA\Delta t} \right] = 0 \quad [A3.6]$$

in cui le grandezze con apice sono riferite all'istante precedente.

Posto:

$$\begin{aligned} k_0 &= \left[\frac{\beta}{gA\Delta t} + \frac{|Q|}{R} \right] & k_1 &= \frac{1}{k_0} \left[\frac{1 - Fr^2}{2} \right] \\ k_2 &= \frac{1}{k_0 \cdot \Delta t} \left[(\alpha + \beta) \frac{QB}{gA^2} \right] & k_3 &= \frac{1}{k_0} \left[\frac{\beta Q}{gA\Delta t} \right] \end{aligned}$$

si trova:

$$Q = -k_1 \frac{\partial h + h'}{\partial x} + k_2 \cdot (h - h') + k_3 \quad [A3.7]$$

È da osservare che, poiché nella soluzione numerica si assume la portata costante lungo il generico tronco, l'altezza h che compare nel secondo termine del membro di destra dell'equazione [A3.7] è da riguardarsi come valore costante (medio) nel tronco.

L'equazione [A3.2] (equazione di continuità) viene risolta secondo lo schema proposto da Galerkin:

$$\sum_e \int_{L^e} \left(\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} \right) \cdot \xi_m^e \cdot dL^e = \sum_e B^e \int_{L^e} \frac{\partial h}{\partial t} \cdot \xi_m^e \cdot dL^e + \sum_e \int_{L^e} \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \xi_m^e \cdot dL^e = 0 \quad [A3.8]$$

essendo ξ_m^e la funzione di forma lineare e B la larghezza media nel tronco misurata alla superficie libera.

Discretizzato nel tempo il primo termine alle differenze finite e integrando per parti il secondo termine si trova:

$$\sum_e B^e \int_{L^e} \frac{h - h'}{\Delta t} \cdot \xi_m^e \cdot dL^e + Q_m - \sum_e \int_{L^e} Q \cdot \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} \cdot dL^e = 0 \quad [A3.9]$$

in cui Q_m è la portata uscente dal generico nodo della rete.

Posto: $h = \sum_n h_n \cdot \xi_n^e$, e utilizzando l'espressione [A3.7] per la portata Q , l'equazione [A3.9] diventa:

$$\begin{aligned} & \sum_e \frac{B^e}{\Delta t} \sum_n \left[(h_n - h'_n) \int_{L^e} \xi_n^e \cdot \xi_m^e \cdot dL^e \right] + Q_m + \sum_e k_1^e \cdot \sum_n \left[(h_n + h'_n) \int_{L^e} \frac{\partial \xi_n^e}{\partial x} \cdot \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} \cdot dL^e \right] - \\ & - \sum_e \frac{k_2^e}{2} \cdot \sum_n (h_n - h'_n) \cdot \int_{L^e} \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} \cdot dL^e - \sum_e k_3^e \int_{L^e} \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} \cdot dL^e = 0 \end{aligned} \quad [A3.10]$$

Sviluppando i diversi termini che compaiono nell'equazione [A3.10] si ottiene la seguente equazione, scritta in forma matriciale:

$$\begin{aligned} & \sum_n h_n \cdot \left[\mathbf{F}_{n,m} + \mathbf{A}_{n,m} - \mathbf{B}_{n,m} \right] = \\ & = \sum_n h'_n \cdot \left[\mathbf{F}_{n,m} - \mathbf{A}_{n,m} - \mathbf{B}_{n,m} \right] - Q_m + C_m \end{aligned} \quad [A3.11]$$

Tale equazione costituisce un sistema lineare avente come incognite i livelli nodali. Una volta calcolati i livelli nei diversi nodi della rete, attraverso la [A3.7] vengono calcolate le portate:

$$Q^e = -k_1^e \frac{h_{n2} + h'_{n2} - (h_{n1} + h'_{n1})}{L^e} + k_2^e \cdot \left[h_{n1} + h_{n2} - (h'_{n1} + h'_{n2}) \right] + k_3^e \quad [A3.12]$$

essendo: $n1, n2$ i nodi iniziale e finale del generico tronco "e" di lunghezza L^e .

Nel caso in cui il moto avvenga in pressione, sotto le ipotesi anelastiche, esso è governato dalle seguenti relazioni:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\alpha u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + J = 0 \quad [A3.13]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [A3.14]$$

in cui h rappresenta la quota piezometrica.

È immediato osservare che in questo caso l'equazione dinamica [A3.13] coincide con quella del moto a superficie libera [A3.1], mentre quella di continuità è del tutto equivalente alla [A3.2] qualora, in quest'ultima, si ponga $B=0$.

Con questo artificio il sistema [A3.11] può essere utilizzato per risolvere moti che sono, anche solo temporaneamente, in pressione. La sola cautela da porre riguarda il fatto che la trattazione si basa sulle ipotesi di anelasticità e pertanto gli eventuali tratti in pressione devono essere di lunghezza tale da poter considerare per essi celerità di propagazione delle perturbazioni infinitamente grande.

A.3.2 Descrizione dei tronchi

I tronchi sono rappresentati mediante il nodo iniziale n_1 , il nodo finale n_2 , la lunghezza L e la descrizione geometrica della sezione caratteristica attribuita al punto di mezzo S del tronco stesso.

Le sezioni possono essere rappresentate secondo diverse tipologie, illustrate nel seguito.

A.3.2.1. Sezione normale

I parametri della generica sezione normale, illustrata nello schema di Fig. A3.1, sono i seguenti.

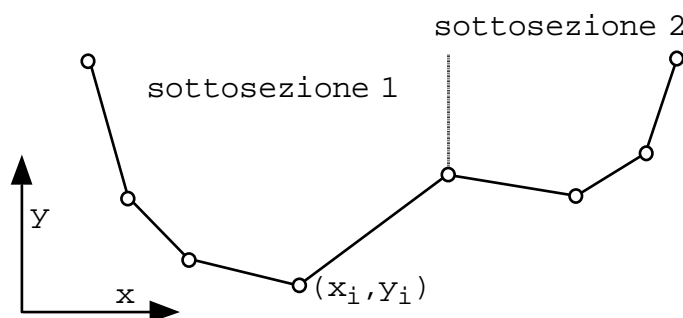


Fig. A3.1

Figura A.3.1 – Sezione normale

Sono dati il numero di sottosezioni n_{ss} . Per ogni sottosezione sono assegnati i coefficienti di Strickler K_{si} e il numero di segmenti di cui è composta la generica sottosezione n_{si} . Sono quindi indicate le coordinate x (distanza progressiva) e y (quota) dei punti che descrivono l'intera sezione.

A.3.2.2. Sezione composta

La sezione composta è costituita da tre sottosezioni come illustrato nello schema di Fig. A3.2.

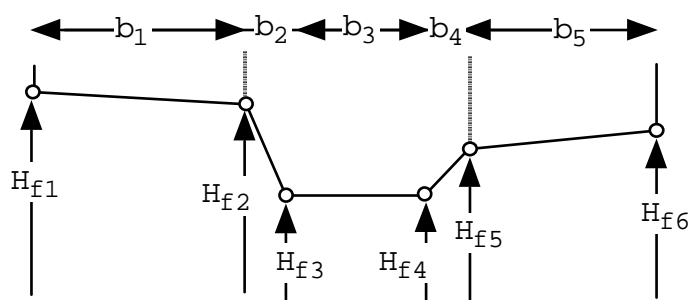


Figura A.3.2 – Sezione normale

Per ciascuna sottosezione sono memorizzati le coordinate dei vertici e i coefficienti di scabrezza.

A.3.2.3. Sezione rettangolare

Per la generica sezione rettangolare, illustrata in Fig. A3.3, vengono memorizzati le dimensioni geometriche ed il valore del coefficiente di scabrezza.

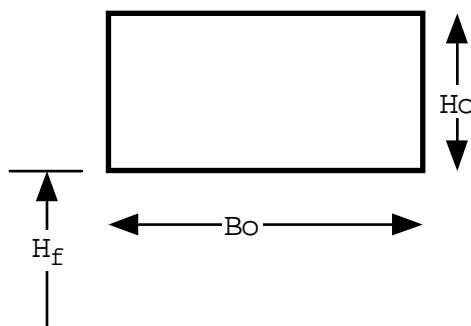


Figura A.3.3 – Sezione normale

A.3.2.4. Sezione circolare

I parametri della generica sezione circolare sono le dimensioni geometriche illustrate nello schema di Fig. A3.4 ed il coefficiente di resistenza.

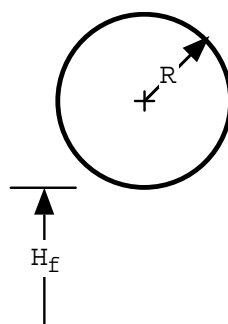


Figura A.3.4 – Sezione normale

A.3.2.5. Sezione ovoidale

La seguente Fig. A3.5 illustra i parametri utilizzati per descrivere la sezione ovoidale.

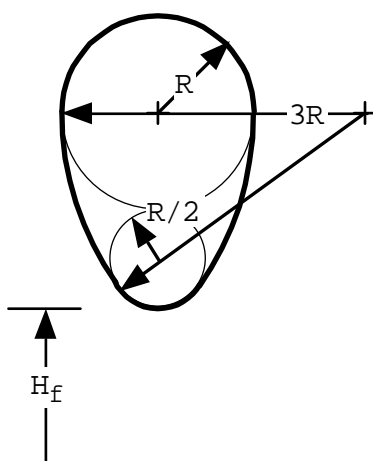


Figura A.3.5 – Sezione normale

A.3.2.6. Sezione chiusa simmetrica

Nel caso di una sezione chiusa simmetrica, di forma complessa, il modello ne schematizza la geometria secondo lo schema di Fig. A3.6.

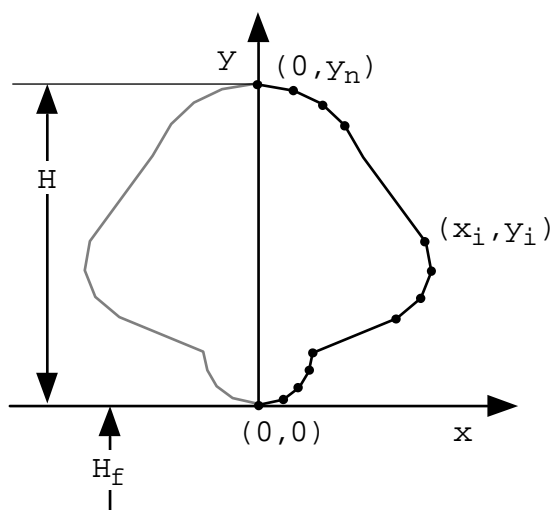


Figura A.3.6 – Sezione normale

A.3.3 Descrizione dei nodi e dei tronchi speciali

Può accadere che in una rete di canali a superficie libera si verifichino condizioni di funzionamento particolari, soprattutto in corrispondenza di manufatti idraulici. Alcuni collegamenti possono essere costituiti, ad esempio, da tubazioni in pressione; soglie, briglie, sfioratori laterali e altri dispositivi idraulici.

Nel modello, per l'assemblaggio di questi "tronchi speciali", l'equazione dinamica è ridotta alla forma:

$$Q^e = a_1 \cdot h_{n1} + a_2 \cdot h_{n2} + a_3 \quad [A3.15]$$

in cui Q^e è la portata fluente nel tronco, h_{n1} e h_{n2} sono le quote piezometriche nei nodi iniziale e finale del tronco.

Conseguentemente la matrice da assemblare presenta la seguente struttura:

$$h_{n1} \quad h_{n2} = T$$

$$\begin{array}{l} \text{nodo } n_1 \\ \text{nodo } n_2 \end{array} \quad \left| \begin{array}{cc} a_1 & a_2 \\ -a_1 & -a_2 \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} -a_3 \\ a_3 \end{array} \right| \quad [A3.16]$$

I dati caratteristici del tronco, a seconda della sua tipologia, sono di seguito illustrati.

A.3.3.1. Traverse

Questo tronco speciale schematizza una traversa alta, in cui si trascura il carico cinetico della corrente a monte e a valle della traversa stessa. La condizione geometrica è illustrata in Fig. A.3.7 nella quale è anche rappresentato il caso in cui le quote della superficie libera a monte H_1 e a valle H_2 sono entrambe inferiori alla quota di sfioro H_{sf} . In questo caso risulta $a_1 = 0$, $a_2 = 0$, $a_3 = 0$. La sezione sopra la traversa è assunta rettangolare, di larghezza B . La traversa è inoltre caratterizzata da un coefficiente di portata C_q .

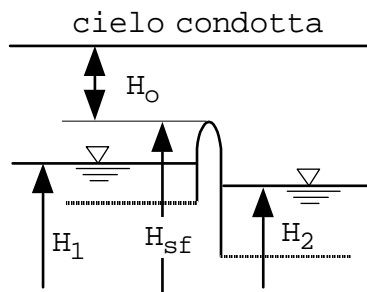


Figura A.3.7 – Sezione normale

In generale, il principio di funzionamento è regolato dal confronto tra il valore dell'energia della corrente a monte e a valle della traversa. Se l'energia di valle, a cui si aggiungono le eventuali dissipazioni prodotte dalla traversa, è superiore all'energia minima per superare l'ostacolo allora l'efflusso sarà rigurgitato, altrimenti si ha efflusso libero. Ciò è vero quando il moto è a superficie libera e, con buona approssimazione può essere esteso al caso in cui a monte il moto sia in pressione e a valle sia a superficie libera. Quando il moto è ovunque in pressione, l'efflusso è sempre rigurgitato e la traversa produce una dissipazione localizzata di tipo Borda.

A.3.3.2. Tronchi che producono dissipazioni localizzate

Quando in un tratto di collettore in pressione è inserita una valvola con funzionamento tipo clapet, essa viene trattata come una dissipazione localizzata anisotropa, inserendo una perdita $\Delta E = k|Q|Q$ con k dipendente dal verso della portata. Si ipotizza inoltre che la manovra di chiusura o di apertura del clapet avvenga in un tempo finito T_c (che non può essere nullo).

Ponendo lo stesso valore di k per entrambi i versi, si può introdurre una dissipazione localizzata (anche per collettori a superficie libera) che non dipende dal verso delle portate.

A.3.3.3. Breve condotto di scarico

Questo tronco speciale descrive il funzionamento di una tubazione a sezione circolare che funziona sempre in pressione. Può essere utilizzata sia come condotto di scarico effettivo sia come collegamento (praticamente inefficace) tra due o più reti che sarebbero altrimenti, almeno temporaneamente, sconnesse. Ad esempio, se si vuole simulare lo sfioro da un corso d'acqua

verso una cassa di espansione, nelle fasi iniziali e finali, quando il livello idrico risulta inferiore alla quota di sfioro, il serbatoio verrebbe ad essere sconnesso.

La situazione è rappresentata nello schema di Fig. A3.8.

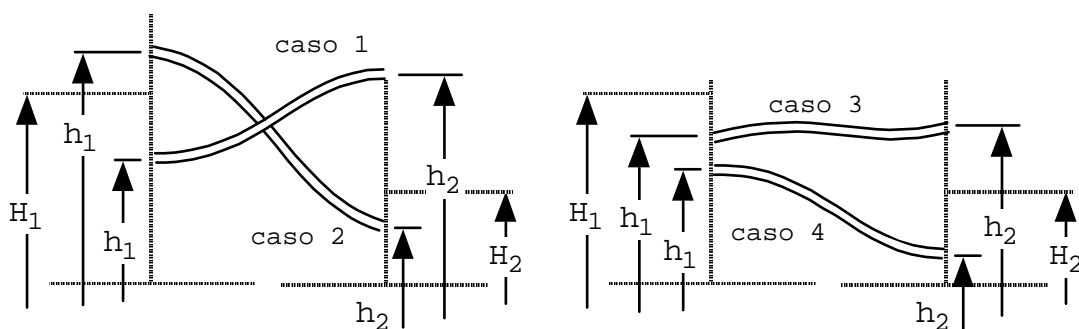


Figura A.3.8 – Sezione normale

A.3.3.4. Paratoia sollevata a battente

Questo tronco speciale descrive una paratoia sollevata a battente parzialmente manovrabile in modo automatico.

La condizione geometrica è illustrata in Fig. A3.9.

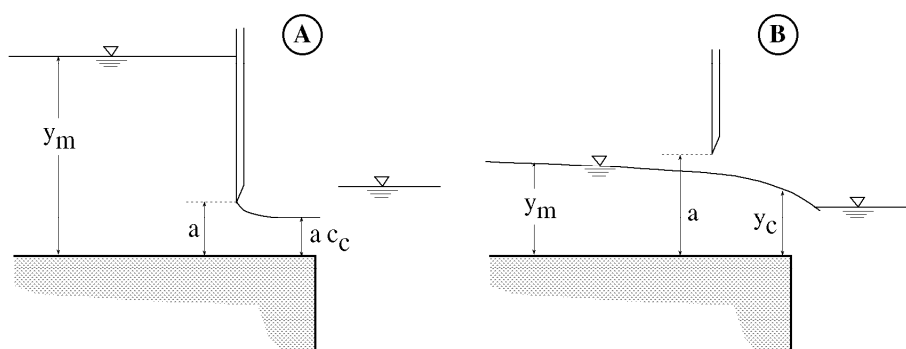


Figura A.3.9 – Sezione normale

Introducendo i parametri H_{chiusura} e H_{apertura} , che sono le quote a cui si procede alla chiusura e all'apertura della paratoia, se la paratoia è aperta e la quota di valle supera il valore H_{chiusura} , la paratoia stessa viene chiusa. Se invece la paratoia è chiusa e la quota di valle è inferiore a H_{apertura} , la paratoia viene aperta.

In generale, il principio di funzionamento è regolato dal confronto tra le spinte in corrispondenza della sezione di valle. Se la spinta in corrispondenza della sezione di vena contratta (situazione A) o dell'altezza critica (situazione B) sono superiori alla spinta di valle l'efflusso è libero, altrimenti è rigurgitato (Fig. A3.10).

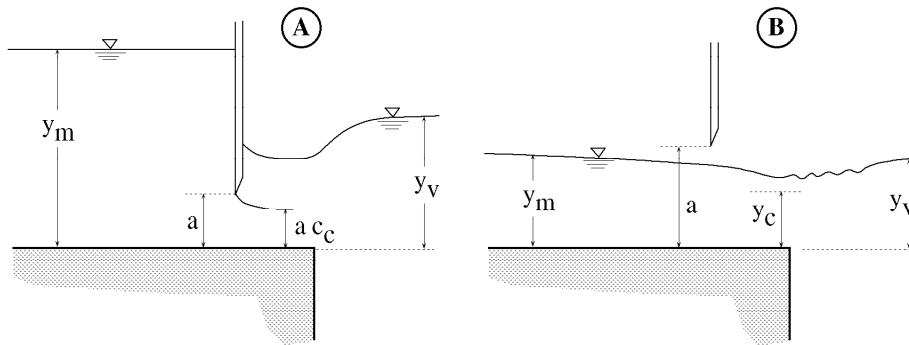


Figura A.3.10 – Sezione normale

A.3.3.5. Dissipazioni localizzate di tipo Borda

Questo tronco speciale considera una dissipazione localizzata di tipo Borda quando in un tratto di collettore sia presente una perdita per brusco allargamento.

Il legame tra le altezze di monte e di valle è espresso dalla seguente relazione:

$$H_m - H_v = c_R \cdot \left(\frac{A_v - A_m}{A_v \cdot A_m} \right)^2 \frac{Q|Q|}{2g} \quad [A3.17]$$

in cui A_m e A_v sono le aree delle sezioni trasversali di monte e di valle rispettivamente valutate con riferimento alle condizioni nei due tronchi posti a monte e a valle del tronco speciale. Il coefficiente c_R , normalmente posto pari ad uno, consente di modificare (ridurre) l'entità della dissipazione quando, ad esempio, l'allargamento non dovesse risultare sufficientemente brusco.

È da osservare che la precedente relazione vale solo se $A_m < A_v$. Quando tale condizione non è verificata si ammette comunque che vi sia una modesta perdita di energia pari a 0.005 volte la velocità della corrente.

A.3.3.6. Nodo serbatoio

Nel modello è possibile tener conto dell'invaso in un serbatoio mediante i "nodi serbatoio". Il serbatoio è caratterizzato solo da un'area di invaso, costante con la quota, in quanto altri dispositivi possono essere aggiunti sotto forma di tronchi speciali.

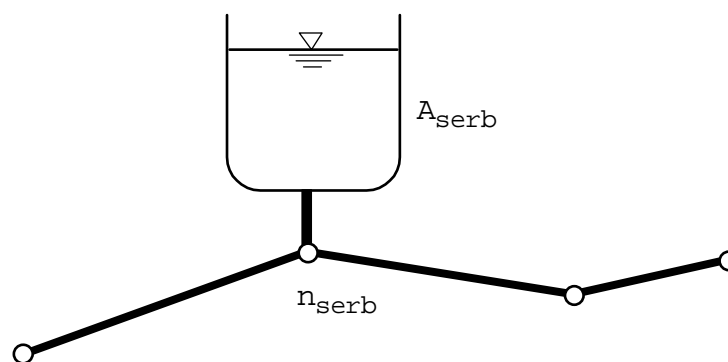


Figura A.3.11 – Sezione normale

Con riferimento allo schema di Fig. A3.11, il serbatoio rappresenta, di fatto, un'immissione o una sottrazione di portata al nodo al quale è collegato valutata con la seguente relazione:

$$Q_{Sn} = -A_{\text{serb}} \cdot \frac{\partial H_{Sn}}{\partial t} \quad [A3.18]$$

in cui Q_{Sn} è la portata che dal serbatoio fluisce verso il nodo n_{serb} , H_{Sn} è la quota piezometrica del nodo n_{serb} e, trascurando l'inerzia, coincide con la quota della superficie libera del serbatoio.

A.3.3.7. Impianti idrovori

Sempre mediante elementi speciali è possibile simulare il funzionamento degli impianti idrovori presenti all'interno del dominio di calcolo, semplificando notevolmente la fase di assegnazione delle condizioni al contorno del problema, poiché tali dispositivi, che sono trattati dal modello come condizioni al contorno interne, si attivano automaticamente nel corso della simulazione, quando i livelli idrometrici locali superano le quote di attacco previste per le pompe e si disattivano quando gli stessi livelli scendono al di sotto delle quote di stacco.