

Autonome Provinz Bozen - Provincia Autonoma di Bolzano  
Stadtgemeinde Bozen - Comune di Bolzano

STÄDTEBAULICHER AUFWERTUNGSPLAN - ZONE PERATHONERSTRASSE - SÜDTIROLERSTRASSE  
PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANISTICA - ZONA VIA PERATHONER - ALTO ADIGE

# WaltherPark

TUNNEL UND STRASSEN  
TUNNEL DI ACCESSO E SISTEMAZIONI VIARIE

Proprietà  
Eigentümer



Città di Bolzano  
Stadt Bozen

Città di Bolzano - Stadt Bozen  
vicolo Gumer 7 - 39100 Bolzano - Bozen

Projektausführerin  
Soggetto Attuatore

WaltherPark s.p.a.

**SIGNA** eine Gesellschaft der SIGNA Gruppe | una Società del Gruppo SIGNA

General Contractor  
Projektmanagement



ICM Italia General Contractor Srl

Waltherplatz | piazza Walther n. 22 | 39100 Bolzano - Bozen

Generalplaner  
Progettista generale

**DMA**

ITALIA srl

Waltherplatz | piazza Walther n. 22 | 39100 Bolzano - Bozen

Planungsteam  
Team di Progettazione



[AE 13.0043]



Handwerkerstraße Süd, 1  
I - 39044 NEUMARKT (BZ)  
Tel. 0 4 7 1 - 8 1 1 5 1 1  
Email: info@planpunkt.net  
MwSt.Nr. 02610700219

**in.ge.na.**  
ingenieurwesen • geologie • naturraumplanung  
ingegneria • geologia • natura e pianificazione

ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO  
doct. ing. CLAUDIO PIFFERI  
ISCRIZIONE ALBO N. 1127

Büro für  
Verkehrs- und  
Raumplanung  
**BVR**

**area7**  
architetti associati

**Snøhetta**

INGENIEURTEAM STUDIO DI INGEGNERIA  
**BERGMEISTER**

**SECURPLAN**  
safety first

Stefan Bernard Landschaftsarchitekten  
Monumentenstraße 33-34 | Aufgang A  
D-10829 Berlin

**Geologie e Ambiente  
Geologie und Umweltschutz**  
KOLLEGIUM GEOL. U. UMWELTSCHEITL. STUDIEN  
ARCHITECTS GEOL. U. UMWELTSCHEITL. STUDIEN  
STUDIO ASSOCIATO - STUDIENKOLLEGIUM

Stempel Gemeinde

Planungsphase | Fase

**VARIANTE nr 1 - VARIANTE nr 1**

Planinhalt | Descr. Tav.

Relazione idraulica Rio Molino

Plankodierung | Cod.

-

Index -

Planart | Tipologia

Projekt neue Infrastrukturen/Progetto nuovi sottoservizi

Maßstab - Scala: -

Format | Formato:

Datum - Data :

Gez : C. Pifferi

Plannummer - nr. Tav.:

# B3.01.03



# WaltherPark

Projekt:

Progetto:

## Verifica idraulica rio Molino Hydraulische Prüfung des Mülhbaches

Nuova Condotta di drenaggio DN1600  
NeueRohr für Regenwasserdrainage DN1600

Auftraggeber:

WALTHERPARK S.p.A.  
Museumstrasse 1  
39100 Bozen

Committente:

WALTHERPARK S.p.A.  
Via Museo 1  
39100 Bolzano

Plan-Nr. Tavola: BE-0100-r00	<b>Relazione idraulica</b>			
Projekt Nr. Progetto: IN-14-807-05				
4				
3				
2				
1				
0	Erstellung - Elaborazione	14/05/2020	FDP	RB
Index/Indice	Planerstellung und Änderungen - Elaborazione tavola e modifiche	Datum/Data	Bearb./Elab.	Geprüft/Contr.

Der Planer / Il progettista:

Dr. Ing. Rudi Bertagnolli

**in.ge.na.**

ingenieurwesen • geologie • naturraumplanung  
ingegneria • geologia • natura e pianificazione

Via Macello ,57, Schlachthofstr.  
Tel.: +39/0471/324750  
e-Mail: office@ingena.info

I - 39100 Bolzano Bozen  
Fax.: +39/0471/051136  
www.ingena.info



## INDICE

1	Premessa .....	5
2	Inquadramento generale dell'area di studio e dell'area drenata.....	6
2.1	Tratto di studio e rete di drenaggio.....	6
3	Modifiche al modello precedentemente esposto .....	10
3.1	Caratteristica dell'area drenata e suddivisione in bacini scolanti .....	10
3.2	Modifica delle quote di scorrimento e inserimento del sifone .....	13
3.3	Calcolo della capacità residua dell'asta di via Garibaldi .....	14
3.4	Modifica del noto di via Argentieri.....	16
3.5	Verifica dello scarico dell'area Waltherpark come da prescrizione SEAB.....	17
4	Analisi pluviometrica - Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP).....	18
5	Criteri di scelta dei tempi di ritorno e degli ietogrammi di progetto.....	23
5.1	Definizione del Tempo di Ritorno .....	23
5.2	Definizione degli ietogrammi di verifica e di progetto .....	24
5.3	Considerazioni sugli ietogrammi di progetto .....	26
5.4	Proposta di un nuovo ietogramma di verifica.....	28
6	Verifiche idrauliche della rete di drenaggio e valutazioni sulla capacità idraulica del <i>rio Molino</i> ....	29
6.1	Schematizzazione della rete .....	29
6.2	Parametri idraulici di simulazione e condizioni al contorno.....	30
6.3	Risultati delle simulazioni idrauliche .....	30
6.3.1	Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma costante 1_1.....	33
6.3.2	Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma Chicago 1_2.....	37
6.3.3	Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma Chicago 1_3.....	41
6.3.4	Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma Chicago 1_4.....	45
6.3.5	Simulazioni con $T_p = 1h$ – nuovo ietogramma Chicago 2_0.....	49
6.3.6	Verifica del nodo di via Argentieri e del tratto Sparkasse .....	53
6.3.7	Simulazione di scarico regolato - 75l/s .....	54
6.4	Valutazioni sulla capacità idraulica del <i>rio Molino</i> .....	58
7	Conclusioni .....	61
8	Riferimenti e carte tematiche consultate.....	62

9	APPENDICE: Descrizione del modello di calcolo EPA-SWMM 5.1.....	64
9.1	Generalità.....	64
9.2	Descrizione della parte idrologica.....	66
9.2.1	Caratteristiche dei subcatchments.....	67
9.2.2	Deflusso superficiale.....	67
9.2.3	Infiltrazione.....	68
9.3	Descrizione della parte idraulica.....	70
9.3.1	Equazioni di governo.....	71
9.3.2	Schematizzazione degli elementi di una rete di drenaggio.....	71







## 1 Premessa

Il presente lavoro – ad opera di *in.ge.na.* – studio tecnico associato (via del Macello, 57 - 39100 Bolzano) su incarico conferito da *Waltherpark S.p.A.* – si propone di valutare la capacità idraulica del collettore di drenaggio delle acque pluviali lungo *via Alto Adige* – denominato *Rio Molino* - in Bolzano ed il relativo franco idraulico che viene ad instaurarsi in occasione di eventi di pioggia a carattere eccezionale.

Nello specifico il presente studio segue uno studio precedentemente effettuato volto a valutare la fattibilità della riduzione delle dimensioni dello speco del *Rio Molino* (inizialmente era previsto un collettore circolare in CA  $\phi 1600$ ). A seguito dello studio effettuato nell'anno 2019 è stata verificato che l'ottimizzazione della tubazione permetteva di passare ad un diametro inferiore DN1400.

Lo studio precedente considerava il fatto che allo stato attuale il *rio Molino* non recepisce più gli apporti d'acqua di rilascio della vecchia centrale idroelettrica ubicata nel complesso residenziale "ex Molini Roessler". All'epoca, il contributo di portata ad opera della suddetta centrale venne quantificato in 2.2 m<sup>3</sup>/s. Parallelamente è stato considerato che l'acuirsi di fenomeni climatici estremi e le modifiche di uso del suolo con il relativo incremento della superficie impermeabile nel centro cittadino hanno, negli ultimi anni, determinato un incremento dei valori attesi di portata derivanti dal ruscellamento e convogliamento in rete delle acque meteoriche.

Lo studio attuale nasce da nuovi dati e indicazioni rilevate nel corso di successivi sviluppi progettuali e contrattuali che hanno fatto emergere nuovi dati non a conoscenza del progettista nella verifica precedente. I nuovi dati emersi riguardano prevalentemente una verifica delle quote di scorrimento del canale lungo *via Perathoner* e *Via Alto Adige*, oltre all'impossibilità rilevata in fase esecutiva di sostituire il sifone esistente (angolo *via Alto Adige*).

Il presente lavoro si appoggia allo studio idrologico, presentato con il lavoro precedente, che - partendo dai dati recenti di precipitazioni estreme, dall'analisi e definizione delle attuali proprietà idrologiche del bacino drenato e dallo studio dei processi di deflusso nella rete di drenaggio esistente – fornisce i dati di partenza per il calcolo delle portate attese nel *rio Molino* e del relativo franco idraulico.

## 2 Inquadramento generale dell'area di studio e dell'area drenata

### 2.1 Tratto di studio e rete di drenaggio

Il tratto di *rio Molino* oggetto di verifica è il tratto compreso tra l'incrocio tra *via Perathoner* e *via Alto Adige* e l'incrocio tra *via Alto Adige* e *via Garibaldi/Piazza G. Verdi* (Figura 1 – in alto). In Figura 1 (in basso) è inoltre mostrato lo schema della rete di drenaggio che confluisce nel *rio Molino* oggetto di verifica.

La Figura 2 mostra il profilo longitudinale del *rio Molino* nel tratto di interesse. Il tratto è caratterizzato da una pendenza media dello 0.12% (nello studio precedente era stata considerata una pendenza di 0,5%). Il tratto contiene al suo interno un sifone, le cui quote sono state fornite allo scrivente, secondo progetto esecutivo inviato via mail dalla committenza in data 10.03.2020. La tubazione prevista per tale lavoro, è un tubo circolare DN1600 in vetroresina. Nel punto 2 il nuovo collettore andrà a ricollegarsi al collettore esistente.

Contestualmente è stata verificata anche la confluenza con l'asta proveniente da *via Garibaldi*, per la quale è stata valutata la portata massima scaricabile per futuri allacci (p.e. areale ferroviario).

Inoltre nello schema di rete è stato inserito una vasca di dispersione laminazione, progettata dalla committenza, per trattare e scaricare in maniera controllata le acque piovane defluenti dall'area coperta del *Waltherpark* (ca. 1,20 ha).

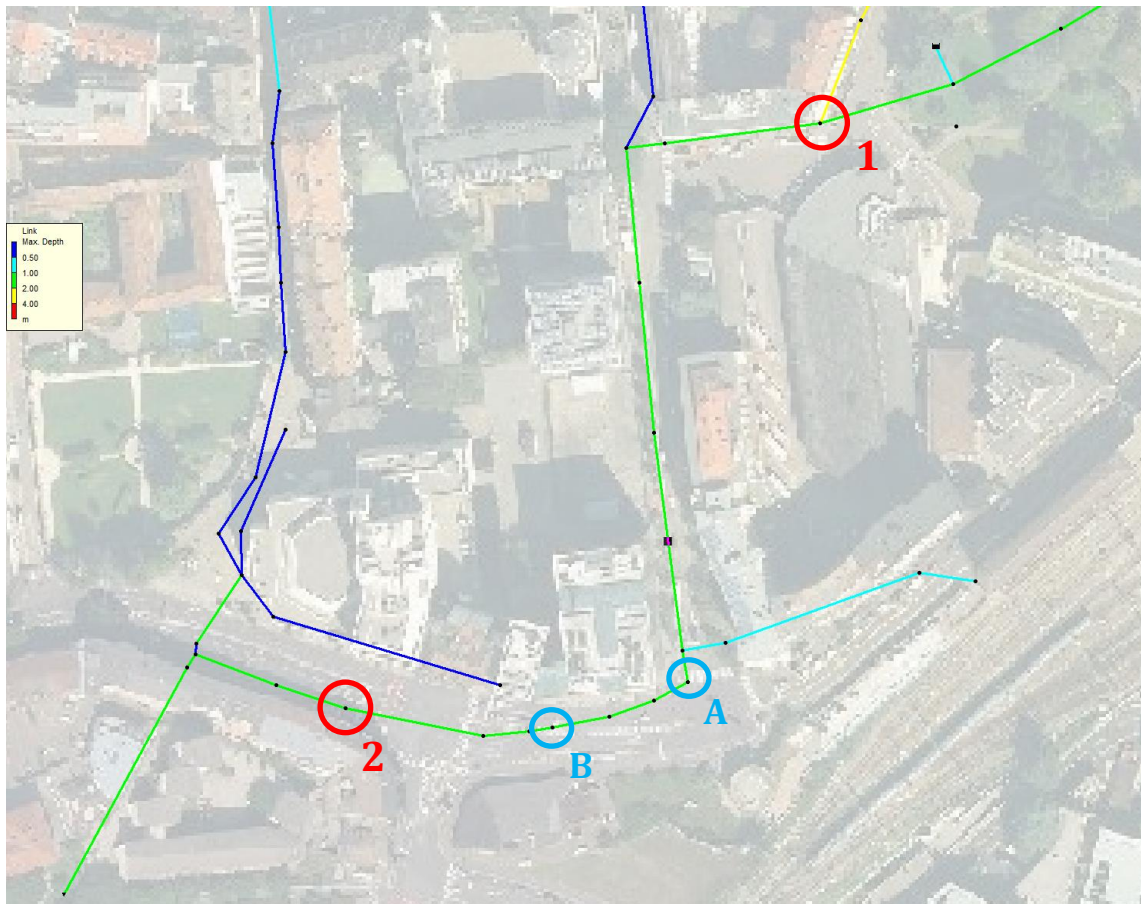


Figura 1: tratto di collettore del rio Molino oggetto di verifica (dal punto 1, a monte, al punto 2),  
comprensivo del tratto sifonato (dal punto A, a monte, al punto B).

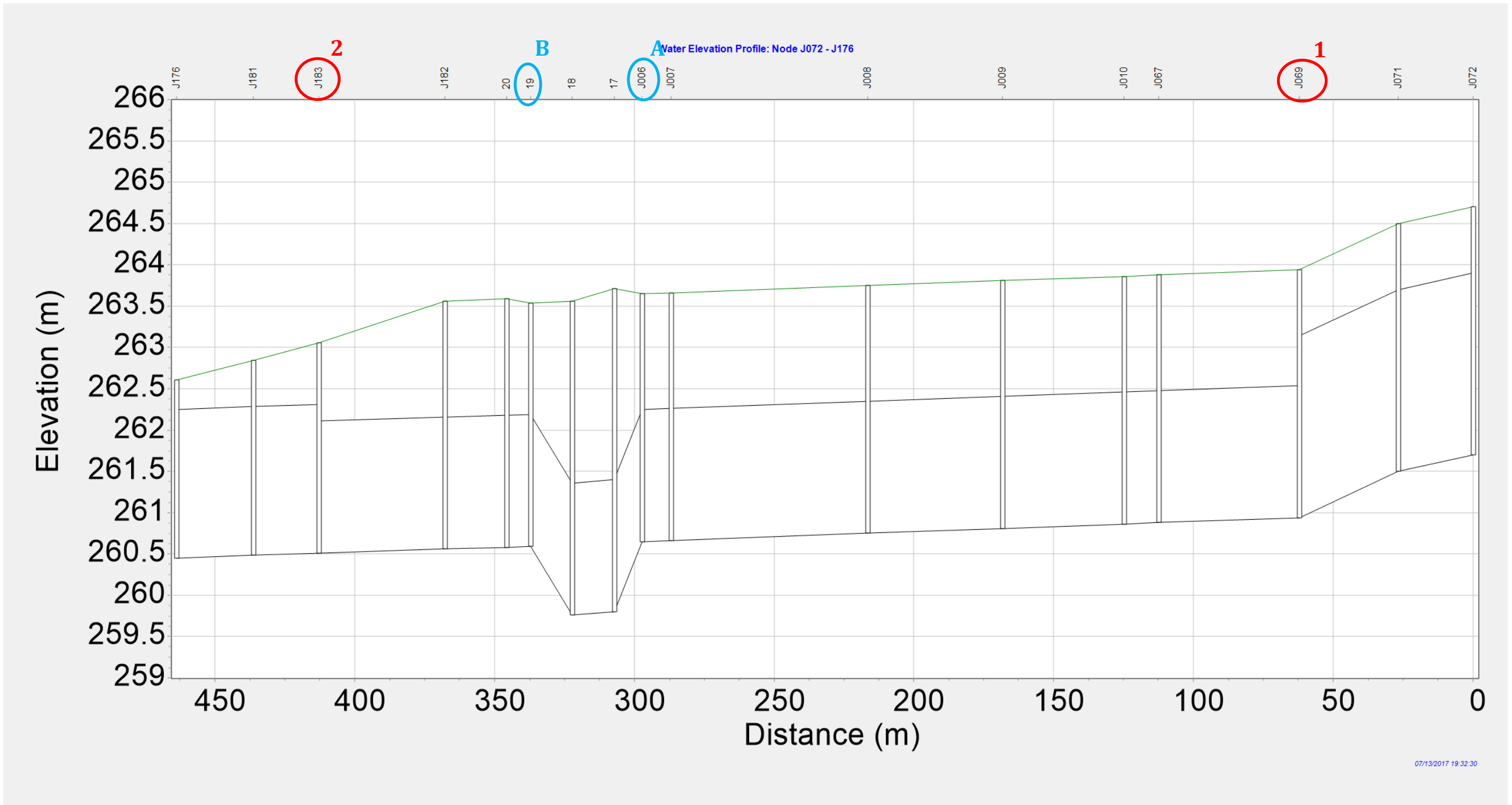


Figura 2: profilo longitudinale del rio Molino nel tratto di verifica, sull'ascissa superiore sono riportati i riferimenti planimetrici



### 3 Modifiche al modello precedentemente esposto

Nei paragrafi a seguire sono esposte le modifiche sostanziali proposte al modello originariamente esposto.

#### 3.1 Caratteristica dell'area drenata e suddivisione in bacini scolanti

La complessa rete di drenaggio del centro storico afferente allo scarico posizionato all'altezza di via Garibaldi verso l'Isarco, comprensiva di via Isarco, è stata completamente modellata. Le caratteristiche drenanti delle superfici sono state rivalutate in base a successive considerazioni fatte dai tecnici comunali e SEAB, anche sulla base di esperienza pregresse.

I CN dei vari sottobacini sono stati rivalutati, tenendo in maggiore considerazione i tipi di copertura del suolo, come da tabella seguente.

Tipo di copertura			Classe del suolo			
Uso del suolo	Trattamento o pratica	Condizione idrologica	A	B	C	D
Maggesi	a solchi diritti	-	77	86	91	94
Colture a solchi	a solchi diritti	cattiva	72	81	88	91
	a solchi diritti	buona	67	78	85	89
	a reggipoggio	cattiva	70	79	84	88
	a reggipoggio	buona	65	75	82	86
	a re. e terrazze	cattiva	66	74	80	82
	a re. e terrazze	buona	62	71	78	81
Grani piccoli	a solchi diritti	cattiva	65	76	84	88
	a solchi diritti	buona	63	75	83	87
	a reggipoggio	cattiva	63	74	82	85
	a reggipoggio	buona	61	73	81	84
	a re. e terrazze	cattiva	61	72	79	82
	a re. e terrazze	buona	59	70	78	81
Legumi seminati folti o prati in rotazione	a solchi diritti	cattiva	66	77	85	89
	a solchi diritti	buona	58	72	81	85
	a reggipoggio	cattiva	64	75	83	85
	a reggipoggio	buona	55	69	78	83
	a re. e terrazze	cattiva	63	73	80	83
	a re. e terrazze	buona	51	67	76	80
Pascoli		cattiva	68	79	86	89
		discreta	49	69	79	84
		buona	39	61	74	80
	a reggipoggio	cattiva	47	67	81	88
	a reggipoggio	discreta	25	59	75	83
	a reggipoggio	buona	6	35	70	79
Prati		buona	30	58	71	78
Boschi		cattiva	45	66	77	83
		discreta	36	60	73	79
		buona	25	55	70	77
Aziende agricole		-	59	74	82	86
Strade sterrate		-	72	82	87	89
Str. pavimentate		-	74	84	90	92

Tabella 1: Nella Tabella sono riportati, per tali gruppi, i valori del parametro CN anche con riferimento al tipo di copertura (uso del suolo)

Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
	A	B	C	D
↓ <b>Tipologia di Uso del Territorio</b>				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area impermeabile 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m <sup>2</sup> (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500+1000 m <sup>2</sup> (area impermeabile 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000+1500 m <sup>2</sup> (area impermeabile 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500+2000 m <sup>2</sup> (area impermeabile 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000+5000 m <sup>2</sup> (area impermeabile 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000+10000 m <sup>2</sup> (area impermeabile 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ....	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

**Tabella 2: Nella Tabella sono riportati, per tali gruppi, i valori del parametro CN anche con riferimento al tipo di copertura (uso del suolo)**

Il parametro CN è un fattore decrescente della permeabilità e risulta legato:

1. alla tipologia litologica del suolo;
2. all'uso del suolo;
3. al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato.

Per quanto riguarda il suolo, l'SCS lo ha classificato in quattro gruppi. Nel caso specifico della tipologia di suolo dell'area di progetto i CN possono essere riferiti principalmente a tipologia di suolo "A" e "B".

La Figura 3 mostra la suddivisione in bacini scolanti della complessiva area drenata dal tratto di verifica del *rio Molino*. Tale suddivisione è stata eseguita tenendo conto delle caratteristiche del reticolo di drenaggio delle superfici drenate. In particolare per gli 81 sottobacini (subcatchments) sono state attribuite le seguenti caratteristiche:

- Area (calcolata automaticamente dal programma);
- Pendenza media;
- Percentuale di area impermeabile;
- Coefficiente di scabrezza di Manning nelle zone permeabili e impermeabili;
- Volumi dei piccoli invasi

La percentuale di area impermeabile è stata assegnata in funzione delle caratteristiche del territorio e alla presenza (percentuale) di zone impermeabili quali strade, piazze, piazzali e coperture. Il ricalcolo ha tenuto conto anche di giardini interni e di strade pavimentate con superfici porfiritiche cubettate, che hanno grado di impermeabilità inferiore rispetto alle superfici asfaltate. I valori sono stati assegnati anche sulla base di un precedente studio "PROGETTO: per lo spostamento del rio Molino", eseguito

dall'ufficio tecnico del comune, Divisione strade, che ha eseguito una stima puntuale del coefficiente di assorbimento e di ritardo delle zone scolanti verso il rio Mulino. I sottobacini relativi alla sede stradale e alle zone totalmente impermeabilizzate sono stati caratterizzati attraverso una percentuale di area impermeabile del 90-95%.

Alle aree a verde o di versante è stato invece attribuita una ridotta percentuale di area impermeabile, in funzione dell'effettivo utilizzo dell'uso del suolo desunto dalle ortofoto. Il valore di CN è stato definito in funzione della tipologia ed uso del suolo, secondo gli usuali valori riportati nelle Tabella 1e Tabella 2. La Tabella 3 riporta una sintesi delle caratteristiche morfologiche ed idrauliche (CN) dei 81 sottobacini.

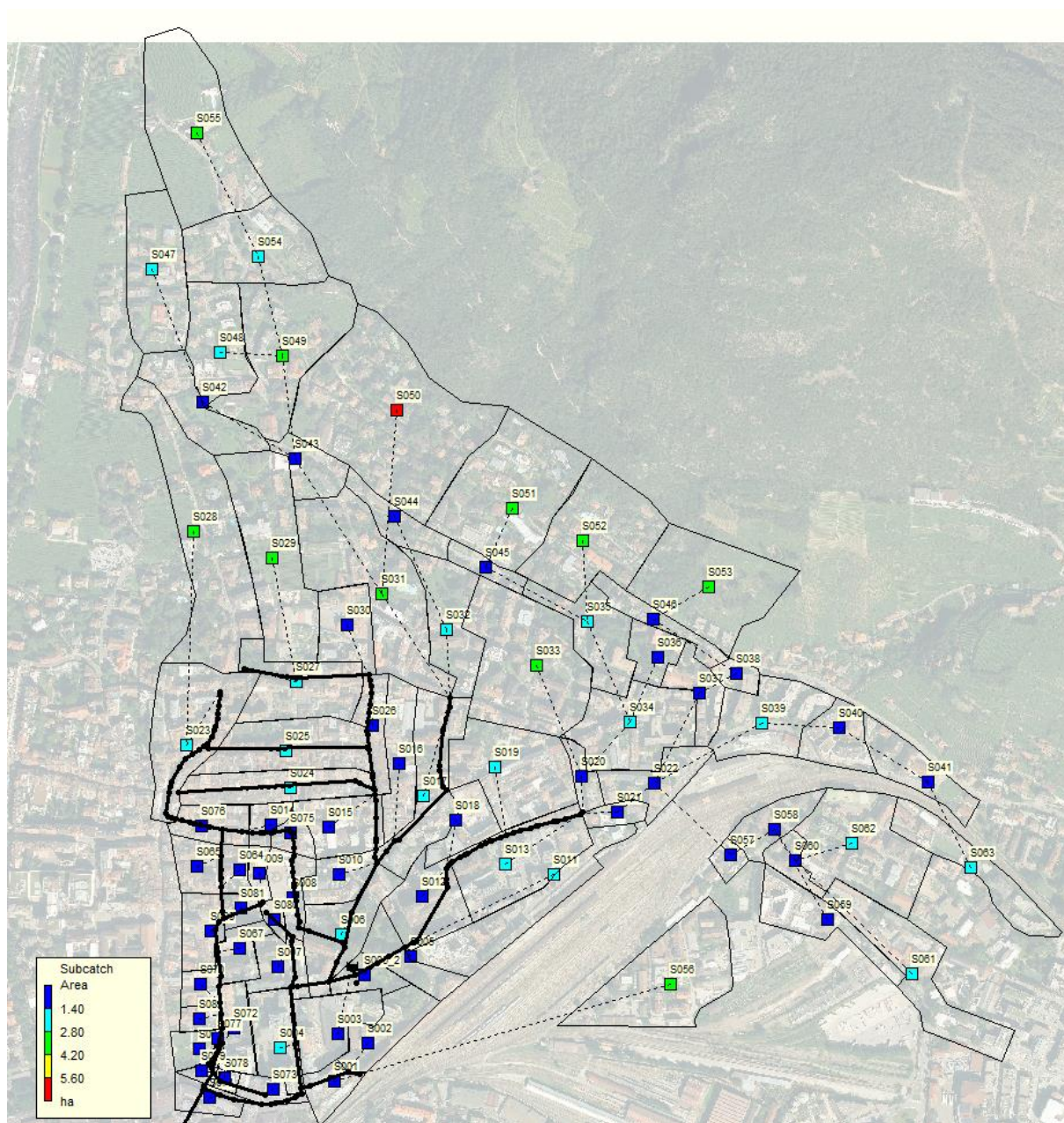


Figura 3: Bacini scolanti afferenti alla rete di drenaggio del rio Molino



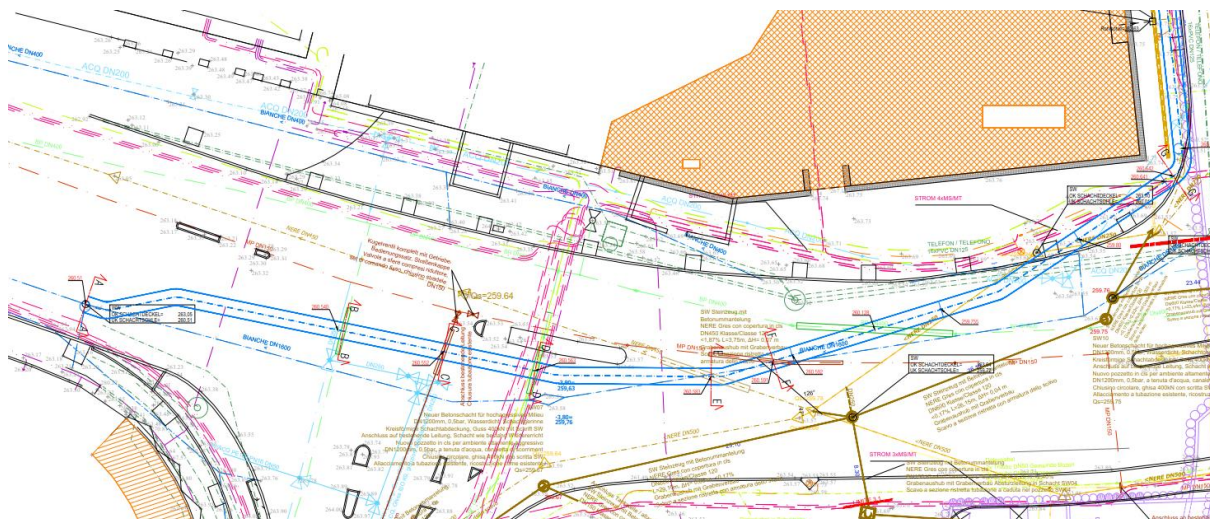
SOTTOBACINO	AREA	%IMPERV	CURVE NUMBER	SOTTOBACINO	AREA	%IMPERV	CURVE NUMBER
S001	0,53	95	90	S042	1,39	70	60
S002	0,58	95	82	S043	0,78	80	60
S003	1,20	90	92	S044	0,76	80	90
S004	1,44	95	90	S045	0,41	80	90
S005	0,84	95	40	S046	0,67	50	90
S006	1,40	50	70	S047	1,59	70	70
S007	0,68	95	90	S048	1,62	70	70
S008	0,69	95	90	S049	3,20	70	70
S009	0,26	80	90	S050	6,09	80	65
S010	0,73	95	90	S051	3,73	80	65
S011	1,92	95	90	S052	2,93	80	65
S012	1,34	95	80	S053	3,06	20	60
S013	2,26	95	90	S054	2,38	70	60
S014	0,35	95	90	S055	2,86	20	60
S015	1,16	95	90	S056	2,99	95	90
S016	1,14	95	90	S057	0,25	95	90
S017	1,93	95	90	S058	0,79	95	85
S018	0,76	95	90	S059	1,22	95	85
S019	2,44	95	90	S060	0,42	95	85
S020	0,38	95	90	S061	2,26	95	90
S021	0,33	95	90	S062	2,80	95	85
S022	1,05	95	90	S063	1,48	95	82
S023	2,53	85	90	S064	0,47	80	90
S024	1,51	95	90	S065	0,59	80	98
S025	1,96	85	90	S067	0,59	80	90
S026	0,67	95	90	S070	0,48	80	90
S027	1,81	95	90	S071	0,37	5	45
S028	4,18	20	65	S072	0,70	80	60
S029	3,17	50	82	S073	0,37	85	90
S030	1,06	95	90	S074	0,50	85	90
S031	3,74	80	75	S075	0,31	25	90
S032	1,56	80	90	S076	0,71	80	70
S033	3,65	85	85	S078	0,09	25	70
S034	2,21	95	92	S077	0,12	80	70
S035	1,45	80	85	S079	0,14	75	70
S036	0,64	95	70	S080	0,17	95	70
S037	0,74	95	90	S081	0,21	80	70
S038	0,30	95	90	S082	0,32	80	60
S039	1,77	95	85	S083	0,86	80	70
S040	0,96	95	85	S005_2	0,72	25	30
S041	1,121	95	85				

**Tabella 3: Caratteristiche idrauliche e morfologiche dei sottobacini scolanti**

### 3.2 Modifica delle quote di scorrimento e inserimento del sifone

Le quote di scorrimento dell'asta di via Perathoner, Via Alto Adige e Via Garibaldi/Piazza Verdi, sono stati modificate a seguito del rilievo disposto dalla committenza per le incongruenze rilevate in fase di esecuzione. Inoltre è stato inviato un nuovo tracciato della tubazione da parte del progettista generale/committenza. Il nuovo tracciato contiene un sifone nel tratto in uscita da via Alto Adige direzione piazza verdi. Le novità progettuali, comunicate via mail dalla committenza e dal progettista sono state inserite nel modello. Il nuovo diametro della tubazione è DN1600.

In Figura 4 è riportato l'estratto del nuovo progetto contenente il sifone, come si può vedere chiaramente nel profilo longitudinale riportato in Figura 2 (tratto tra punti A e B).



**Figura 4: Estratto del progetto del DN1600 in sostituzione al Rio molino esistente, comprensivo di sifone**

### **3.3 Calcolo della capacità residua dell'asta di via Garibaldi**

Come richiesto dai gestori è stata verificata la capacità residua dell'asta di via Garibaldi, per poter tener in considerazione tale capacità in lavori futuri che possono in qualche maniera toccare l'area e influire sulle portate scaricate lungo tale condotta.

La valutazione è stata fatta ponendo una portata costante (denominata Base flow) in entrata al nodo J150 per poter simulare una futura portata in arrivo; si veda la Figura 5: Schema di creazione della portata scaricata da via Garibaldi, a seguito dell'aggiunta del Base flow. L'idrogramma di progetto (in basso) si compone dell'idrogramma originario (alto sinistra) e della portata aggiuntiva (alto destra). Tale portata è stata tarata per portare la condotta affluente sul nuovo DN1600 a scaricare una portata equivalente tale da generare un grado di riempimento tra 0.75 e 0.85 e che non mette in crisi la nuova tubazione DN1600 con un rigurgito eccessivo. Il diametro dell'asta di via Garibaldi è un DN600.

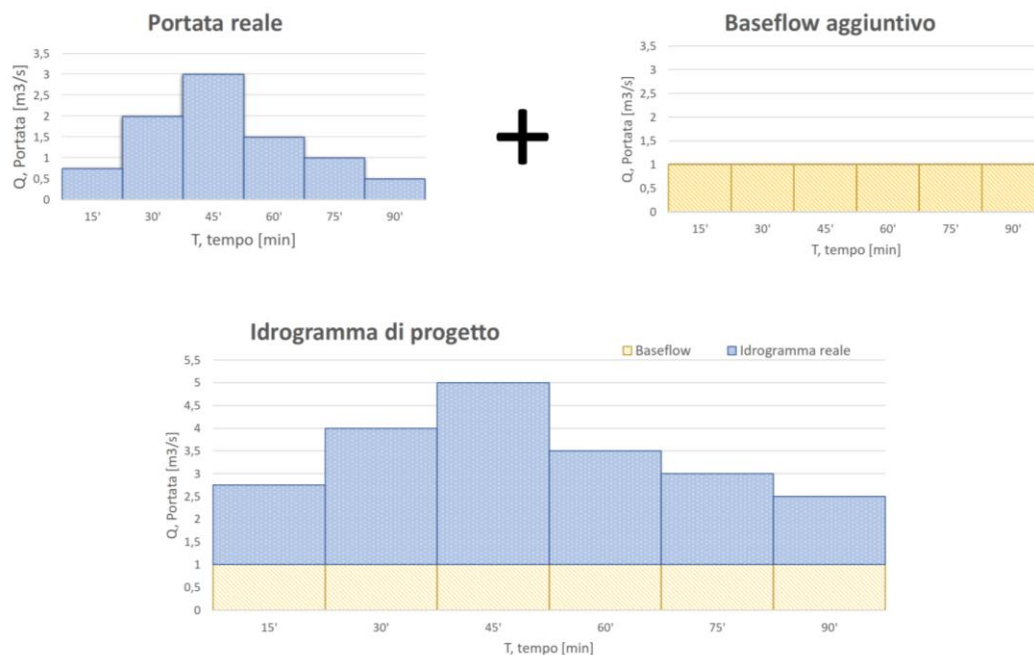


Figura 5: Schema di creazione della portata scaricata da via Garibaldi, a seguito dell'aggiunta del Base flow. L'idrogramma di progetto (in basso) si compone dell'idrogramma originario (alto sinistra) e della portata aggiuntiva (alto destra).

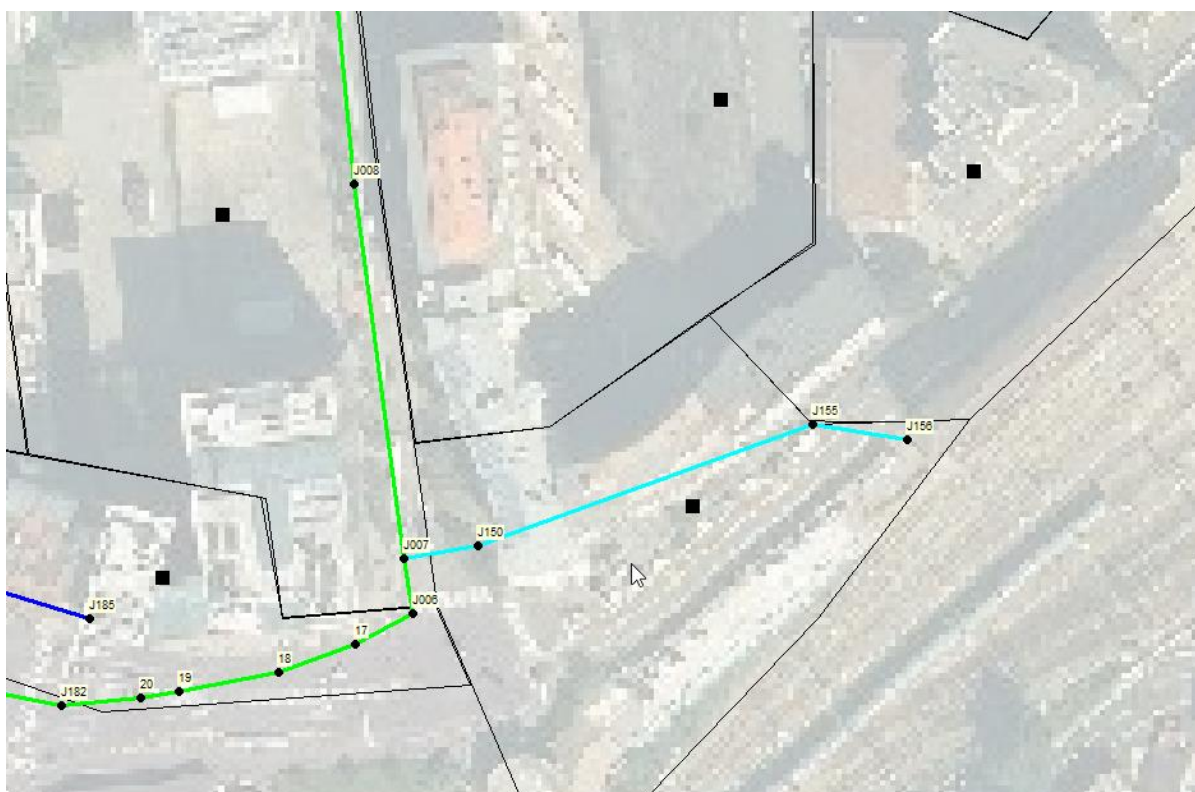
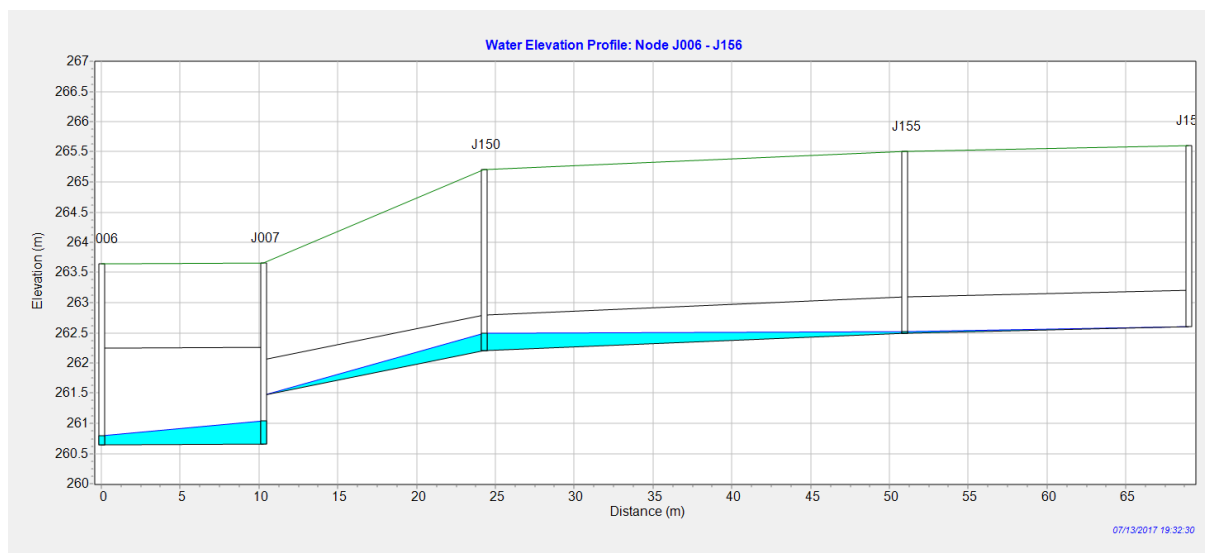


Figura 6: Estratto cartografico del nodo di via Garibaldi, l'asta in azzurro è un DN600. Il punto di inserimento della portata aggiuntiva, usata come taratura del futuro afflusso idrico è il nodo J150.



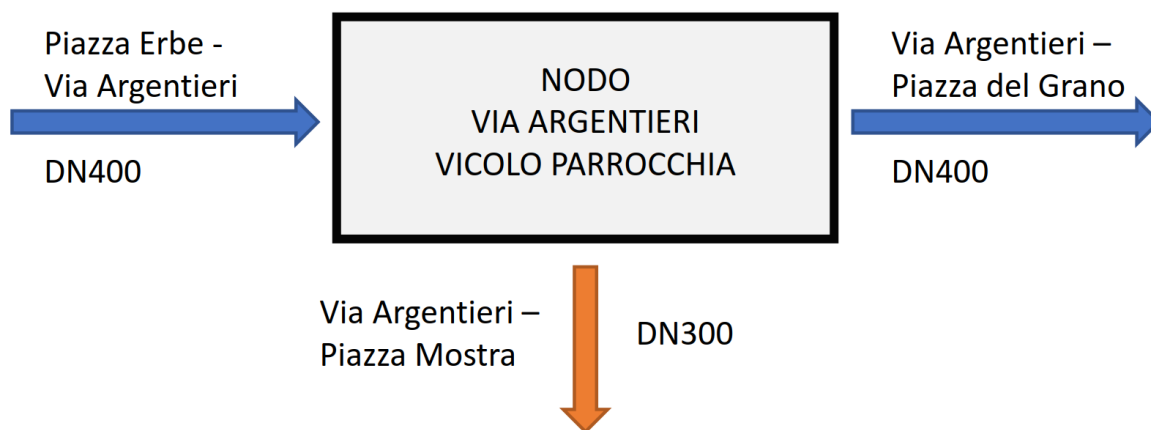
**Figura 7: Profilo longitudinale dell'asta di via Garibaldi e dello scarico sul nuovo DN1600 al tempo 00:00:00. La portata è relativa all'imposizione di una portata aggiuntiva costante per tutta la simulazione (caso sfavorevole).**

### 3.4 Modifica del noto di via Argentieri

Il nodo di via Argentieri è stato analizzato per poter prevedere un intervento successivo che probabilmente eseguirà il gestore nel corso del prossimo anno.

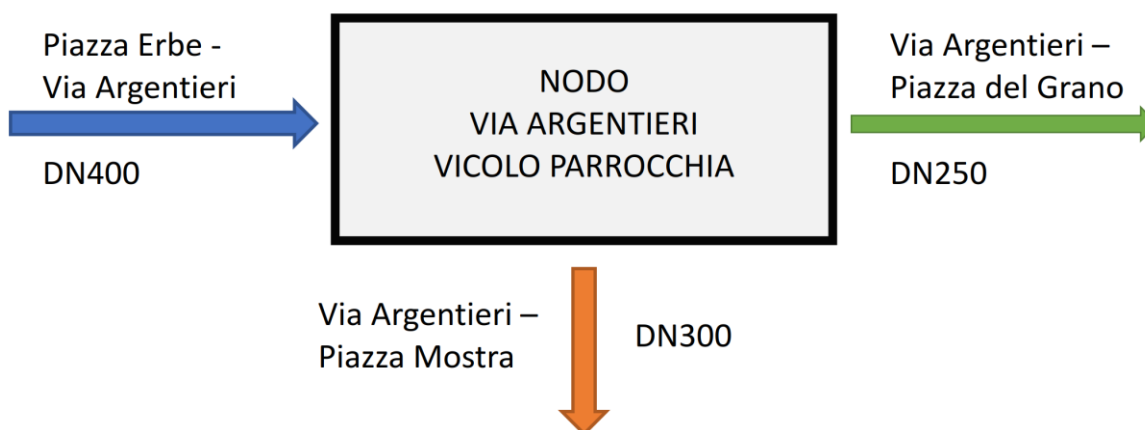
Allo stato delle cose, parte delle acque provenienti da monte (piazza Walther) e confluenti nel rio Mulino all'altezza di via Perathoner, risulta limitata da una tubazione DN 300 posta dietro il palazzo della Sparkasse, in Piazza del Grano, alimentato da due DN200. Tale tubazione crea un rigurgito che spesso ha generato disagi nell'intorno di Piazza del Grano, quanto le intensità di pioggia sono risultate particolarmente rilevanti.

Per risolvere questa situazione, nota da tempo a SEAB, è stato previsto un intervento in Via Isarco che prevede il potenziamento della rete. L'intervento prevede che tutte o parte delle acque provenienti da Piazza Erbe e convogliate lungo via Argentieri siano deviate verso Via Isarco, attraverso Vicolo Parrocchia e piazza Mostra.



**Figura 8: Schema del nodo di Via Argentieri – Vicolo Parrocchia, stato attuale**

L'ipotesi fatta in questa fase prevede di intervenire sul nodo in questione minimizzando i costi per l'ente gestore, pertanto si propone di sostituire un piccolo troncone dell'asta di Via argentieri (direzione Piazza del Grano) per permettere di limitare il deflusso delle acque verso Piazza del Grano garantendo la tenuta idraulica della zona critica. In tal modo si potranno evitare lavori sull'asta di Vicolo Parrocchia.



**Figura 9: Schema del nodo di Via Argentieri – Vicolo Parrocchia, stato di progetto.**

### 3.5 Verifica dello scarico dell'area Waltherpark come da prescrizione SEAB

A margine della presentazione preliminare del presente lavoro è stata inserita una prescrizione, da parte dei gestori, che prevede la possibilità di scarico massima da parte del nuovo Waltherpark di 75 l/s. Pertanto si procede a verificare anche tale evenienza di scarico regolato. La verifica verrà effettuata solo per l'idrogramma di progetto ritenuto più realistico e fisicamente basato.

## 4 Analisi pluviometrica - Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP)

Le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) consistono in delle relazioni che legano il valore di altezza di pioggia  $h$  (espressa in mm) con la durata della precipitazione  $d$  (espressa in ore) ed il tempo di ritorno dell'evento meteorico  $T_R$  (espresso in anni).

Nella tradizionale pratica idrologica, la procedura utilizzata per la stima delle LSPP si articola nei seguenti tre passi fondamentali:

- identificazione del modello probabilistico rappresentativo della serie dei massimi annuali delle altezze di pioggia di assegnata durata. Si noti che tale modello può, a rigore, essere diverso per le varie durate;
- stima dei parametri della distribuzione di probabilità prescelta per ciascuna durata di pioggia e determinazione, per ciascuna durata  $d$ , delle piogge di assegnato tempo di ritorno  $T_R$  (quantili), qui indicati come  $h(d, T_R)$  ;
- interpolazione dei valori dei quantili di precipitazione ottenuti per le varie durate al fine di ottenere, per ciascun tempo di ritorno considerato, la corrispondente LSPP.

Questa procedura viene denominata metodo dei quantili regolarizzati, poiché si basa sulla regolarizzazione statistica delle stime relative ai quantili di diversa durata. Una volta stimati i parametri della regressione, le altezze di precipitazione sono esprimibili mediante la seguente relazione:

$$h(d, T_R) = a(T_R) \cdot d^n$$

Dove  $a$  ed  $n$  rappresentano i coefficienti caratteristici delle LSPP.

La distribuzione statistica più usata per caratterizzare i valori estremi di precipitazione è la distribuzione di *Gumbel*. In essa, la funzione cumulativa di probabilità (ossia la probabilità che un certo valore di altezza di pioggia  $h$  non venga superato) è data da:

$$W(h) = e^{-e^{-\alpha(h-u)}}$$

Dove  $\alpha$  e  $u$  sono i parametri di adattamento della curva al campione di dati analizzati. Questi parametri possono essere stimati attraverso, ad esempio, il metodo dei momenti, secondo il quale risulta:

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \sigma(h)}$$

$$u = \mu(h) - \frac{\varepsilon}{\alpha}$$

dove  $\varepsilon$  è la costante di Eulero pari a 0.572,  $\sigma(h)$  è lo scarto quadratico medio del campione di dati e  $\mu(h)$  la media campionaria.  $\mu(h)$  e  $\sigma(h)$  sono definiti dalle seguenti relazioni:

$$\sigma(h) = \sqrt{\frac{\sum_i [h_i - \mu(h)]^2}{N-1}}$$

$$\mu(h) = \frac{\sum_i (h_i)}{N}$$

Dove con  $N$  è indicato il numero di dati del campione di riferimento.

Una volta determinata la funzione di distribuzione cumulata è possibile esprimere quest'ultima in funzione di  $h$ :

$$h(d, T_R) = a \left\{ 1 - \frac{V\sqrt{6}}{\pi} \left[ \varepsilon + \ln \left( \ln \frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right] \right\} d^n$$

dove:

- $a$  rappresenta il valore atteso dell'altezza di pioggia massima annuale per la durata di riferimento;
- $n$  rappresenta l'esponente di scala con cui la variabilità del fenomeno si trasmette dalla scala temporale di riferimento alle altre scale temporali;
- $V$  è un fattore legato al fattore di crescita in frequenza, in quanto esso dipende dal tempo di ritorno  $T_R$  e dalla distribuzione di probabilità scelta per rappresentare il processo dei massimi annuali.

La Provincia Autonoma di Bolzano dispone di uno specifico studio denominato "Analisi *del regime delle piogge intense per la Provincia Autonoma di Bolzano*". In tale documento vengono valutati i parametri  $a$ ,  $n$  e  $V$  per le stazioni pluviometriche rientranti nel territorio provinciale.

In particolare, le procedure di analisi sono state applicate sulla base dei valori massimi annuali di precipitazione registrati tra il 1923 ed il 2009 dalle stazioni pluviografiche ubicate nel territorio provinciale. Dette stazioni sono quelle caratterizzate da numerosità campionaria pari ad almeno 15 anni per tutte le durate comprese nell'intervallo 1h-24h, onde garantire una buona robustezza delle stime.

I valori di  $a$  ed  $n$  sono stati stimati tramite regressione dei logaritmi delle medie campionarie delle altezze di pioggia massime annuali relative alle diverse durate rispetto ai logaritmi delle corrispondenti durate. Il valore del coefficiente di variazione globale  $V$  è calcolato come media dei quadrati dei coefficienti di variazione calcolati per i massimi annuali relativi alle durate comprese nell'intervallo in cui viene verificata l'ipotesi di invarianza di stima. Il modello scala invariante ottenuto sulla base della distribuzione di Gumbel è stato utilizzato in questo lavoro per l'analisi delle piogge di durata compresa fra 1 e 24 ore. I suddetti valori vengono inoltre regionalizzati utilizzando la tecnica di analisi geostatistica del kriging. Mediante l'utilizzazione della tecnica di kriging, con riferimento ad una griglia di punti corrispondente a quella del modello digitale del terreno della Provincia Autonoma di Bolzano, sono forniti i valori puntuali dei parametri sull'intera area di indagine con una risoluzione di 0.25 km<sup>2</sup>. I valori puntuali relativi ai parametri  $a$ ,  $n$  e  $V$  sono stati stimati sulla base delle stazioni dotate di almeno 15 anni di osservazioni per le durate orarie. La Figura 10, la Figura 11 e la Figura 12 mostrano, rispettivamente, la variazione spaziale nel territorio trentino dei parametri  $a$ ,  $n$  e  $V$ .

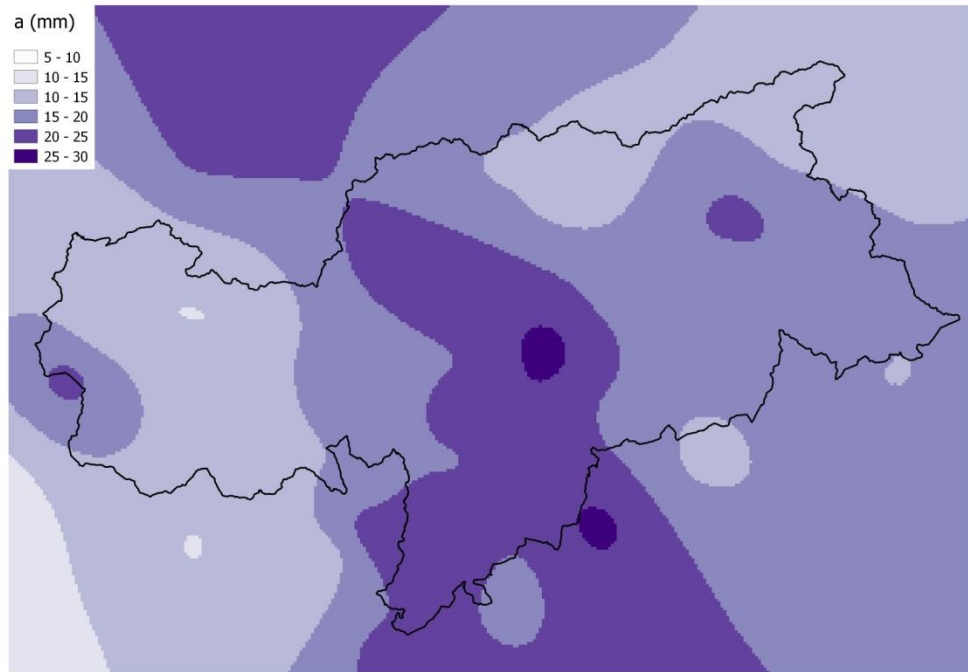


Figura 10: Mappa del parametro *a* delle LSPP nella Provincia di Bolzano

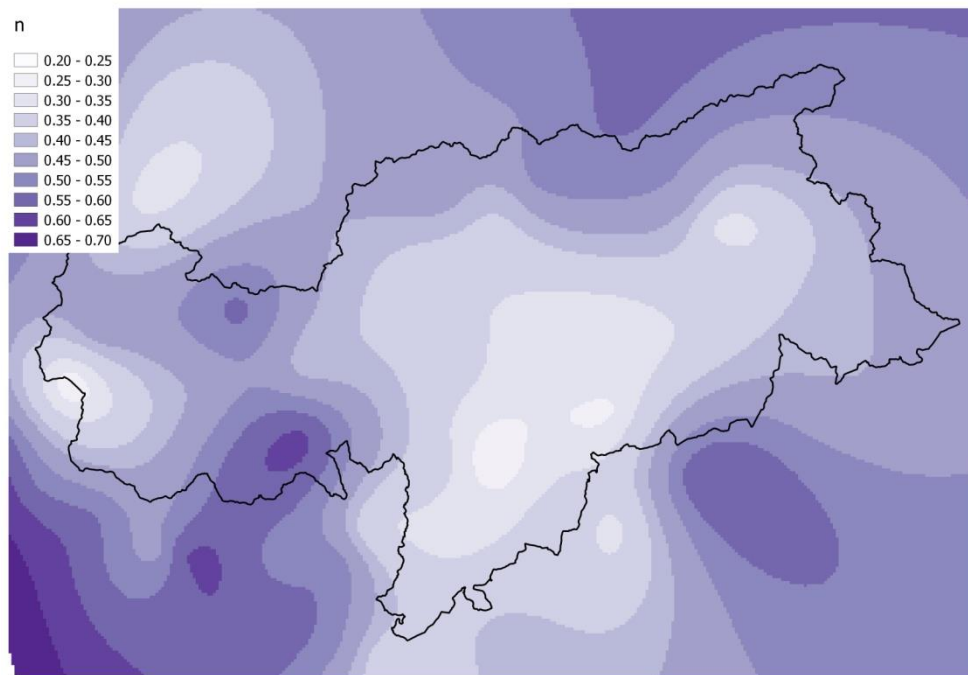
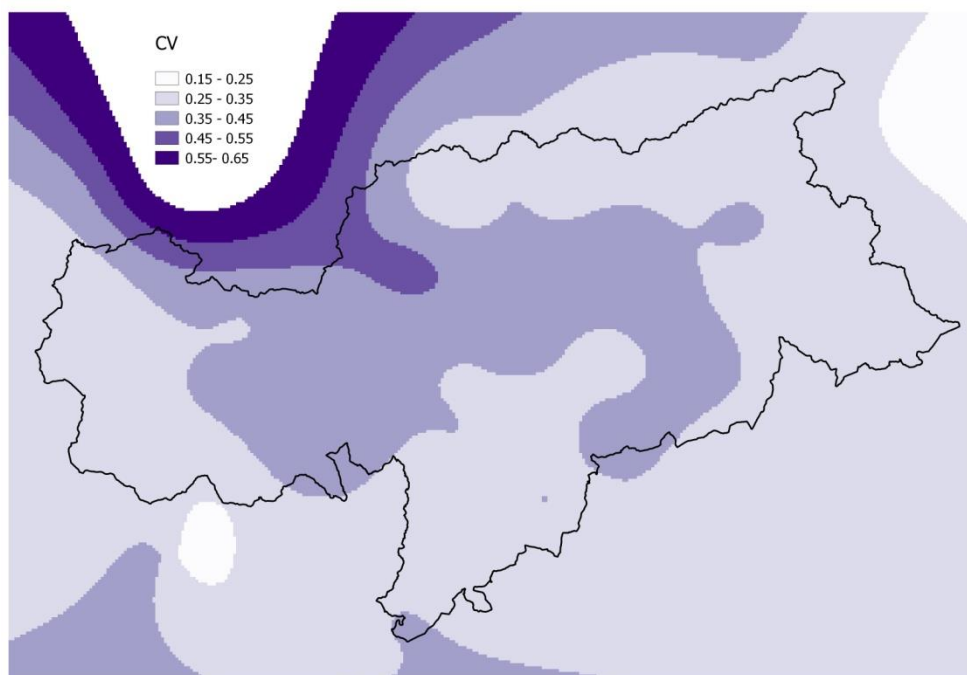


Figura 11: Mappa del parametro *n* delle LSPP nella Provincia di Bolzano





**Figura 12: Mappa del parametro V delle LSPP nella Provincia di Bolzano**

Per quanto riguarda le piogge di durata inferiore all'ora, la base di dati analizzati porta a ritenere che l'andamento delle piogge possa essere rappresentato per mezzo di una LSPP a parametro di scala uniforme sul territorio provinciale, pari a 0.366.

Nota dunque la posizione dell'area in esame, è possibile estrarre dalle relative mappe i valori di  $a$ ,  $n$  e  $V$  da introdurre nell'espressione  $h(d, T_R)$ . Nel caso della città di Bolzano, i suddetti valori sono pari a:

- $a = 21.4$
- $n = 0.25$  (per  $d \geq 1$  h);  $n = 0.366$  (per  $d < 1$  h)
- $V = 0.33$

La relazione  $h(d, T_R)$  è dunque riscrivibile come:

$$h(d, T_R) = 21.4 \left\{ 1 - \frac{0.33\sqrt{6}}{\pi} \left[ \varepsilon + \ln \left( \ln \frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right] \right\} d^{0.25} \quad \text{per } d \geq 1\text{h}$$

$$h(d, T_R) = h(1\text{h}, T_R) \cdot \left( \frac{d * 60}{60} \right)^{0.366} \quad \text{per } d < 1\text{h}$$

L'applicazione delle formule di cui sopra consente di ottenere i valori di altezza di pioggia per diverse durate di precipitazione e tempo di ritorno dell'evento (Tabella 4).

	durata di pioggia						
	15'	30'	45'	1h	2h	3h	6h
$T_R = 1$ anni	7.3	9.4	10.9	12.1	14.4	15.9	18.9
$T_R = 5$ anni	15.9	20.5	23.8	26.5	31.5	34.9	41.4
$T_R = 10$ anni	18.4	23.5	27.6	30.6	36.4	40.3	47.9
$T_R = 25$ anni	21.6	27.8	32.3	35.8	42.6	47.2	56.1
$T_R = 50$ anni	23.9	30.8	35.7	39.7	47.2	52.3	62.1
$T_R = 100$ anni	26.2	33.8	39.2	43.6	51.8	57.3	68.2
$T_R = 300$ anni	29.9	38.5	44.6	49.6	59.0	65.3	77.7

Tabella 4: Altezze di precipitazione h (mm) relative a differenti durate e tempo di ritorno dell'evento

## 5 Criteri di scelta dei tempi di ritorno e degli ietrogrammi di progetto

### 5.1 Definizione del Tempo di Ritorno

Il dimensionamento e la verifica di una generica opera idraulica dipende in prima analisi dalla definizione del cosiddetto rischio d'insufficienza che dovrà caratterizzare o che caratterizza l'opera stessa durante la fase d'esercizio; tale rischio fissa la probabilità che occasionalmente si possano manifestare eventi estremi più gravosi di quelli compatibili con le caratteristiche idrauliche dell'opera, quindi con portate e/o volumi complessivi maggiori di quelli previsti, con conseguenti esondazioni, mandata in pressione delle condotte ed in ultima analisi danni a cose e persone.

Discende da ciò che nei calcoli di verifica e dimensionamento delle reti di drenaggio occorra preliminarmente stabilire quale rischio d'insufficienza si voglia accettare. In altri termini, occorre fissare il valore del tempo di ritorno  $T_R$  di progetto, definito come il numero di anni che mediamente intercorre tra due eventi di entità uguale o superiore a quella di progetto/verifica.

La definizione del tempo di ritorno dell'evento pluviometrico di progetto è effettuata generalmente sulla base del compromesso fra due obiettivi:

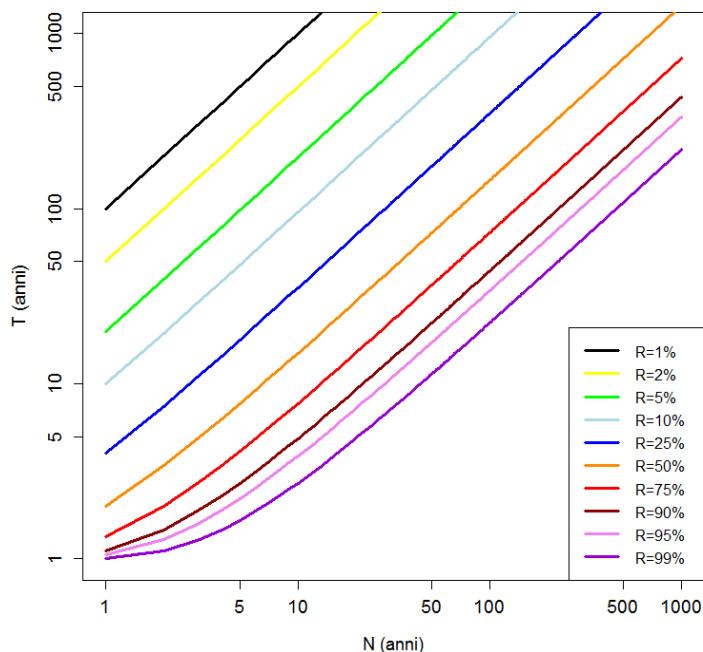
- contenere la frequenza attesa delle insufficienze funzionali del sistema di drenaggio;
- contenere i costi d'intervento, compatibilmente con i vincoli progettuali e territoriali.

Detto compromesso, che dovrebbe discendere da analisi del tipo costi-benefici, conduce, in base all'esperienza ingegneristica, a riferirsi a valori di  $T_R$  dell'ordine di 10 anni nel caso di dimensionamento e/o verifica di una rete di drenaggio urbano.

Stabilito il tempo di ritorno, è possibile definire il rischio d'insufficienza della rete di drenaggio attraverso la seguente relazione:

$$R_N(T_R) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N$$

Dove  $R_N(T_R)$  rappresenta il rischio di insufficienza idraulica associabile al tempo di ritorno  $T_R$  (anni) e alla vita utile dell'opera (anni). In Figura 13 si riporta l'andamento del rischio idraulico al variare del tempo di ritorno e della vita attesa dell'opera.



**Figura 13: Andamento del Rischio Idraulico  $R$  al variare del Tempo di ritorno  $T_R$  di progetto e della vita utile dell'opera  $N$**

Assumendo  $T_R = 10$  anni esiste dunque una probabilità del 10% che il sistema di drenaggio possa entrare in crisi nell'arco di un anno.

## 5.2 Definizione degli ietogrammi di verifica e di progetto

Fissato il tempo di ritorno  $T_R$  di progetto, è possibile stabilire l'altezza di pioggia cumulata,  $h$  (mm), cui riferirsi per la definizione degli ietogrammi sintetici di progetto relativi a diverse durate dell'evento meteorico. I suddetti valori di precipitazione cumulata sono riportati in Tabella 5.

	durata di pioggia						
	15'	30'	45'	1h	2h	3h	6h
<b><math>T_R = 10</math> anni</b>	18.4	23.5	27.6	30.6	36.4	40.3	47.9

**Tabella 5: Altezze di pioggia cumulata  $h$  (mm) per la definizione degli ietogrammi di progetto**

Lo ietogramma di progetto può avere diverse forme. Le forme più comunemente adottate sono le seguenti:

- **ietogramma rettangolare (caso 1\_1)**

Lo ietogramma rettangolare è caratterizzato da una durata  $t_p$  (tempo di pioggia) e da un'intensità

costante di precipitazione data dal rapporto  $i = \frac{h}{t_p}$ .

Lo ietogramma rettangolare, dunque, media la pioggia sulla durata  $t_p$  e trascura gli effetti dei picchi di intensità. In Figura 1 è mostrato lo ietogramma rettangolare relativo all'evento di progetto ( $T_R = 10$  anni), caratterizzato da un'intensità costante pari a 30.6 mm/h.

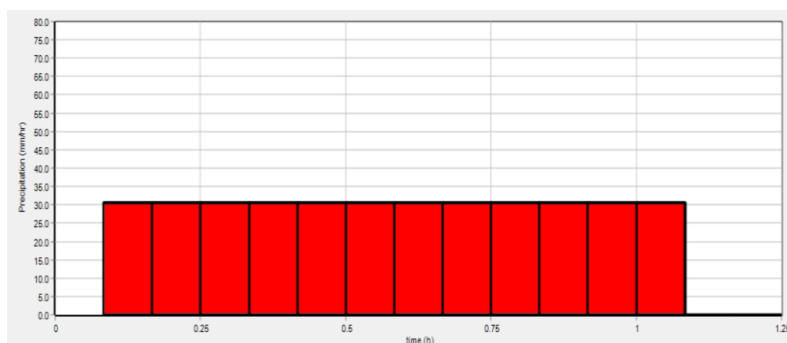


Figura 14: ietogramma rettangolare relativo all'evento di progetto di durata  $t_p = 1h$

o **ietogramma Chicago (casi 1\_2, 1\_3, 1\_4)**

L'idea di base è quella di costruire uno ietogramma che sia consistente con le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica. La curva ottenuta per lo ietogramma dovrà quindi avere la proprietà che, per ogni durata di precipitazione  $t_p$ , il volume massimo sotteso sia pari ai valori riportati in Tabella 5.

Supponendo, ad esempio, di dividere l'evento di durata  $t_p = 1h$  in intervalli parziali di durata 15', il volume di precipitazione  $h$  ( $t_p=1h$ ) = 30.6 mm può essere distribuito all'interno dell'evento secondo diverse modalità (Figura 15). Il primo ietogramma (1\_2), ad esempio, è stato costruito nel seguente modo:

- Il valore di  $h$  per  $t = 15'$  è pari al valore fornito dalla LSPP quando in essa si pone  $t_p = 15'$  ( $h = 18.4$  mm in Figura 15) con un'intensità di  $18.4/0.25 = 73.6$  mm/h;
- Il valore complessivo alla fine del secondo intervallo ( $t = 30'$ ) è analogamente il valore fornito dalla LSPP quando in essa si pone  $t_p = 30'$  ( $h = 23.5$  mm). Pertanto, nel secondo intervallo di un quarto d'ora pioveranno  $23.5 - 18.4 = 5.1$  mm, con un'intensità di 20.4 mm/h;
- Dopo 45' l'altezza di pioggia cumulata sarà pari a 27.6 mm, e tra il 30° e 45° minuto cadranno 4.1 mm di pioggia con un'intensità di 16.4 mm/h;
- Infine, nell'ultimo quarto d'ora la precipitazione residua sarà pari a  $30.6 - 27.6 = 3.0$  mm con un'intensità di 12 mm/h.

Il secondo e terzo ietogramma (1\_3 e 1\_4) di Figura 15 sono stati costruiti in maniera tale da non avere all'interno dell'evento dei sottoeventi di durata 15', 30' e 45' di volume superiore a quelli forniti dalla LSPP per tali durate.

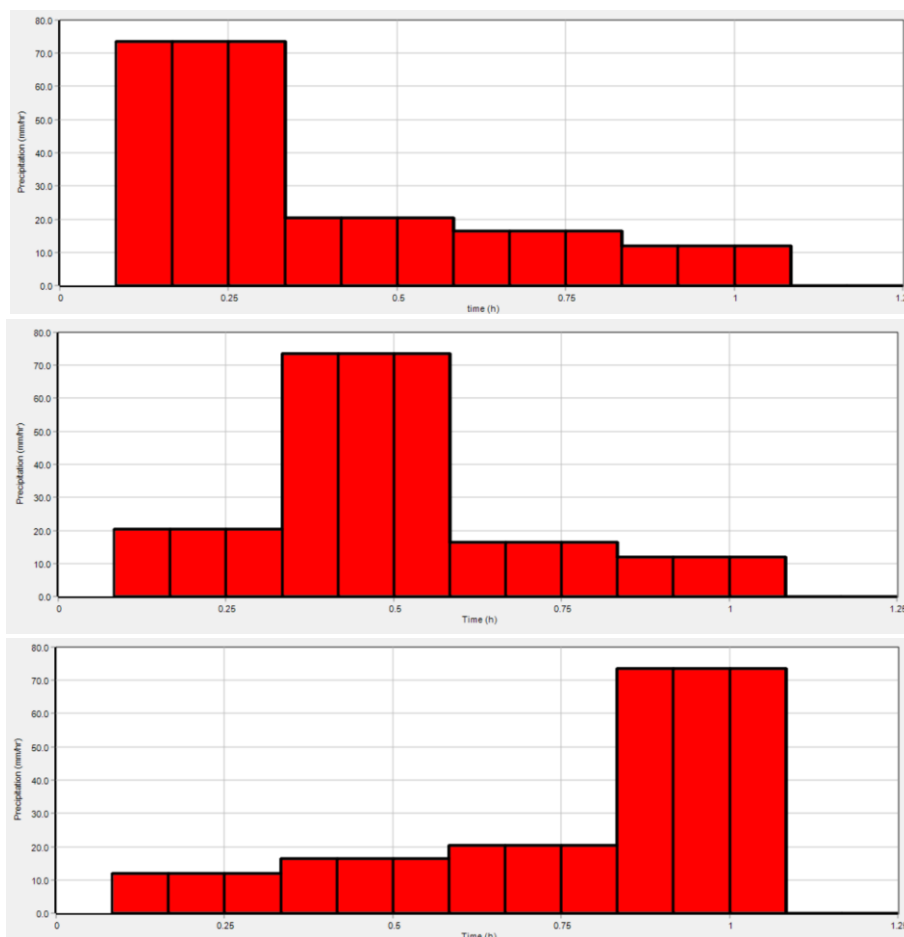


Figura 15: Differenti forme dello ietogramma consistenti con i dati dell'altezza di pioggia di progetto per la durata  $t_p = 1h$  (caso 1\_2, in alto - caso 1\_3, al centro - caso 1\_4, in basso)

### 5.3 Considerazioni sugli ietogrammi di progetto

Lo ietogramma Chicago, rispetto allo ietogramma costante rappresenta meglio alcune caratteristiche degli ietogrammi osservati, come la presenza del picco di intensità, le precipitazioni antecedenti e seguenti l'istante del picco, i volumi totali. Questo ietogramma di progetto fu sviluppato da Keifer e Chu nel 1957 con riferimento alla fognatura di Chicago, tale tipologia è la più utilizzata per il dimensionamento delle reti scolanti in quanto permette di simulare eventi meteorici intensi e concentrati. La principale caratteristica di questo tipo di ietogramma consiste nel fatto che la massima altezza di precipitazione cumulata su qualsiasi durata  $\tau$  è sempre pari all'altezza di precipitazione dedotta dalla curva di possibilità pluviometrica per la medesima durata  $\tau$ .

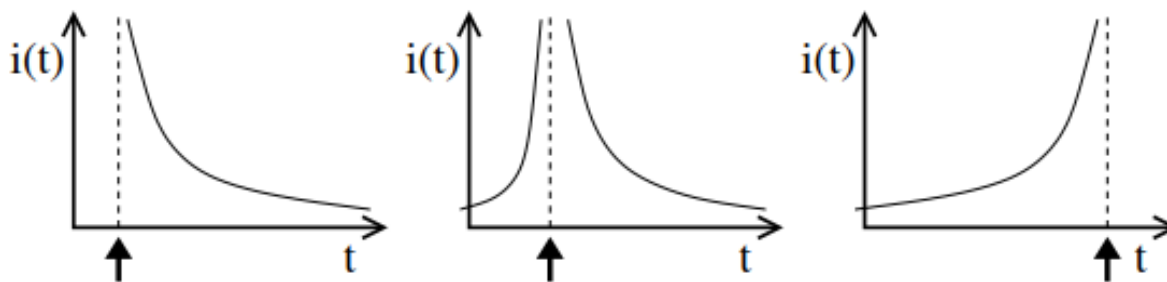


Figura 16: Curve di intensità di pioggia matematicamente coerenti con le ipotesi statistiche delle distribuzioni di pioggia concettuali espresse sopra con i casi: 1\_2, 1\_3, 1\_4

Dal punto di vista matematico, fissato il tempo di ritorno  $T_r$  e i coefficienti di possibilità pluviometrica per la località in esame, come esposto nel *Capitolo 4 - Analisi pluviometrica - Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP)*, per ogni durata  $\tau$  la precipitazione cumulata  $h(\tau)$  della pioggia sintetica deve essere pari a quella fornita dalla curva di possibilità pluviometrica  $h(\tau) = a \tau^n$ :

$$h(\tau) = \int_0^\tau i(t) dt = a \tau^n$$

dove  $i(t)$  è proprio l'equazione dello ietogramma Chicago da determinare, quindi derivando  $h(\tau)$  rispetto a  $\tau$ , sostituita la variabile  $\tau$  con  $t$  dopo la derivazione, si ottiene l'equazione dello ietogramma Chicago:

$$i(t) = n a t^{n-1}.$$

Con tali ipotesi, gli ietogrammi sopra esposti (compreso quello ad intensità costante), sebbene dal punto di vista matematico possiedono uguale e piena validità, dal punto di vista fisico hanno differente riscontro rispetto agli eventi di pioggia osservati.

Uno ietogramma costante lungo tutta la durata dell'evento sarebbe poco significativo dal punto di vista fisico perché nei primi tempi in realtà si registra un'intensità maggiore rispetto agli ultimi, ma neppure posizionare il picco per  $t = 0$  sarebbe realistico: lo ietogramma Chicago prevede quindi di distribuire le intensità istantanee di precipitazione in modo tale che esse siano inizialmente crescenti fino al picco, posizionato ad un tempo pari ad una frazione del tempo di pioggia.

Per simulare tale condizione si definisce un valore per il parametro  $r$  ( $0 \leq r \leq 1$ ) che rappresenta la posizione relativa del picco ( $r = 0$  picco all'inizio della pioggia,  $r = 1$  picco alla fine della pioggia). Il picco di intensità sarà posto ad un tempo  $r t_p$  dopo l'istante di inizio della pioggia. Vari autori suggeriscono valori di  $r$  fra 0.35 e 0.40; talvolta si pone  $r = 0.5$  per semplicità di calcolo.

Lo ietogramma Chicago ha equazione, rappresentate dalle curve nel grafico a Figura 17.

$$i(t) = n a \left( \frac{r t_p - t}{r} \right)^{n-1} \quad t < r t_p \quad (\text{prima del picco})$$

$$i(t) = n a \left( \frac{t - r t_p}{1 - r} \right)^{n-1} \quad t > r t_p \quad (\text{dopo il picco})$$

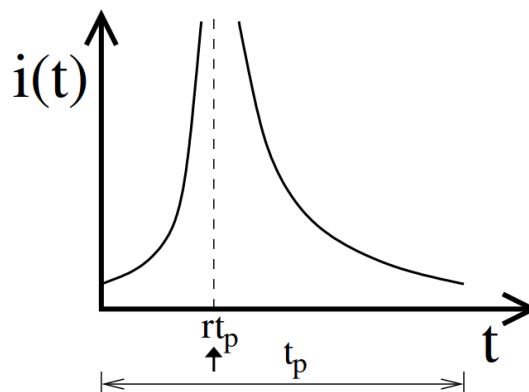


Figura 17: Grafico dell'idrogramma Chicago con  $r t_p = 0,35$

Secondo tali considerazioni tra gli ietogramma proposti al paragrafo precedente, quello che simula più fedelmente dal punto vista fisico il problema di definire una distribuzione temporale della precipitazione da utilizzare per la progettazione o per la verifica in condizioni estreme delle reti idrauliche, è certamente il caso 1\_3.

### 5.4 Proposta di un nuovo ietogramma di verifica

Tenendo conto delle considerazioni sopra esposte, si presenta, a mero titolo di proposta, un nuovo ietogramma di progetto che si pone l'obiettivo di meglio simulare le condizioni fisiche sopra esposte, distribuendo le intensità di pioggia attorno al punto di picco in modo tale da centrare tutti i tempi di pioggia attorno al picco, fissato a  $r=0,375$ .

Utilizzando gli step temporali precedentemente usati, 15', abbiamo le seguenti intensità di pioggia (per  $Tr = 10$ anni).

Tp (Tempo di pioggia)	15'	30'	45'	60'
i (intensità di pioggia)	73.6 mm/h	20.4 mm/h	16.4 mm/h	12 mm/h

Tabella 6: Intensità di pioggia relative ai singoli tempi di pioggia, calcolate partendo dalle altezze di pioggia cumulata  $h$  (mm).

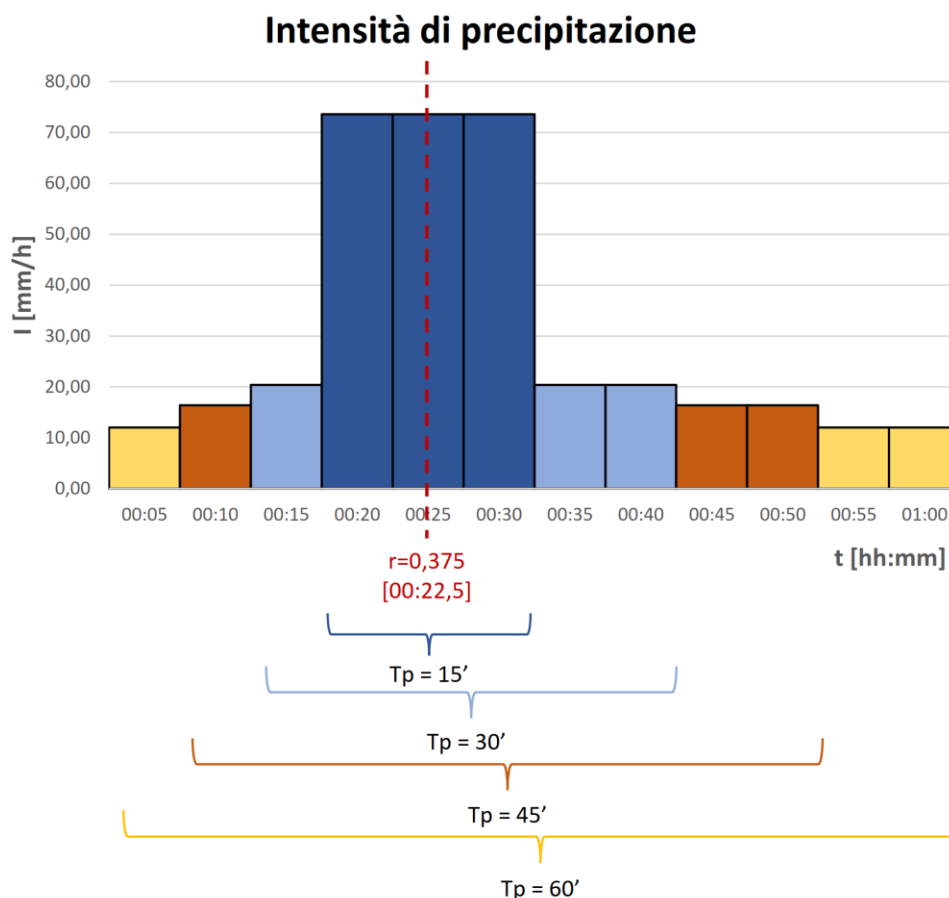


Figura 18 : Idrogramma nuovo,  $Tr_{10\_caso\_2}$ , con rappresentazione grafica delle ripartizioni delle intensità e dei tempi di pioggia attorno al picco, corrispondente con  $r=0,375$  (00:22:30)



## 6 Verifiche idrauliche della rete di drenaggio e valutazioni sulla capacità idraulica del *rio Molino*

La verifica idraulica del *rio Molino* è stata eseguita al fine di individuare il valore di portata che può transitare nel collettore in concomitanza con l'evento di pioggia più gravoso, e con l'intento di valutarne il relativo grado di riempimento. Le verifiche idrauliche della rete sono state eseguite attraverso il software EPA-SWMM vs. 5.1, descritto in APPENDICE.

### 6.1 Schematizzazione della rete

Ai fini della verifica idraulica, la rete di drenaggio è stata schematizzata attraverso la definizione di 180 nodi (*Junction*) e 182 collettori (*links*). Lo schema planimetrico della rete implementata in SWMM è mostrato in Figura 19. Nel software di modellazione numerica sono stati implementati i tratti di collettore caratterizzati dai diametri più elevati, che corrispondono dunque ai tratti più prossimi al collettore oggetto di verifica idraulica del *rio Molino*.

Ogni collettore della rete implementata nel software è caratterizzato da parametri relativi a:

- Forma della condotta;
- Dimensioni della sezione trasversale;
- Pendenza del tronco;
- Coefficiente di scabrezza di Manning;
- Quota di ingresso ed uscita dal nodo.

I nodi della rete sono a loro volta caratterizzati da:

- Quota geodetica del fondo (del pozzetto);
- Quota del livello superiore (quota testa pozzetto).

Secondo progetto esecutivo le tubazioni posate saranno di vetroresina, pertanto viene aggiornato il coefficiente di scabrezza, precedentemente imposto per materiali più scabri.

Le perdite di carico del sistema a sifone possono essere considerate nulle, data la scabrezza minima del sistema e l'angolo di attacco e di sbocco sub orizzontali. A favore di sicurezza si impone una perdita di imbocco pari a 0,1 e una perdita allo sbocco di 0,15.



Figura 19: Schema planimetrico della rete di drenaggio esistente implementata in SWMM

## 6.2 Parametri idraulici di simulazione e condizioni al contorno

I principali parametri idraulici implementati per la caratterizzazione della rete di drenaggio sono i seguenti, fatta eccezione quanto precedentemente definito:

- Coefficiente di scabrezza di Manning per le tubazioni:  $0.0105 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ ;
- Coefficiente di perdite di carico imbocco + sbocco tombinamenti: 0.5 – 1.0;

Come condizione al contorno nel nodo di *Outfall* è stata assunta la condizione di moto uniforme per il tirante idraulico, definita dal software in funzione della portata in arrivo da monte e dalle caratteristiche geometriche e di scabrezza della condotta.

## 6.3 Risultati delle simulazioni idrauliche

L'analisi delle risultanze delle simulazioni numeriche eseguite ha permesso di definire le criticità idrauliche della rete di drenaggio esistente, con riferimento alle precipitazioni di verifica/progetto stabilite nel Capitolo 5 - Criteri di scelta dei tempi di ritorno e degli idrogrammi di progetto.

In questo paragrafo vengono riportati e commentati i risultati delle simulazioni numeriche relative agli eventi di pioggia di durata  $t_p = 1\text{h}$ , riportati nei paragrafi 5.2 e 5.4.

I tempi di pioggia maggiori non sono stati presi in considerazione, dato che da precedenti analisi sono risultati essere meno problematici per la rete.

Per ogni ietogramma i risultati sono presentati come segue:

- i gradi di riempimento e le portate delle aste evidenziate in figura (C067, C066, C009, C08, C007, C006);
- un estratto planimetrico delle aste in questione, con i gradi di riempimento per il tempo di pioggia più gravoso,
- il profilo longitudinale dell'asta di via Perathoner – Via Alto Adige – Piazza Verdi al tempo di pioggia più gravoso;
- la portata scaricabile residua da via Garibaldi e il profilo longitudinale del nodo.

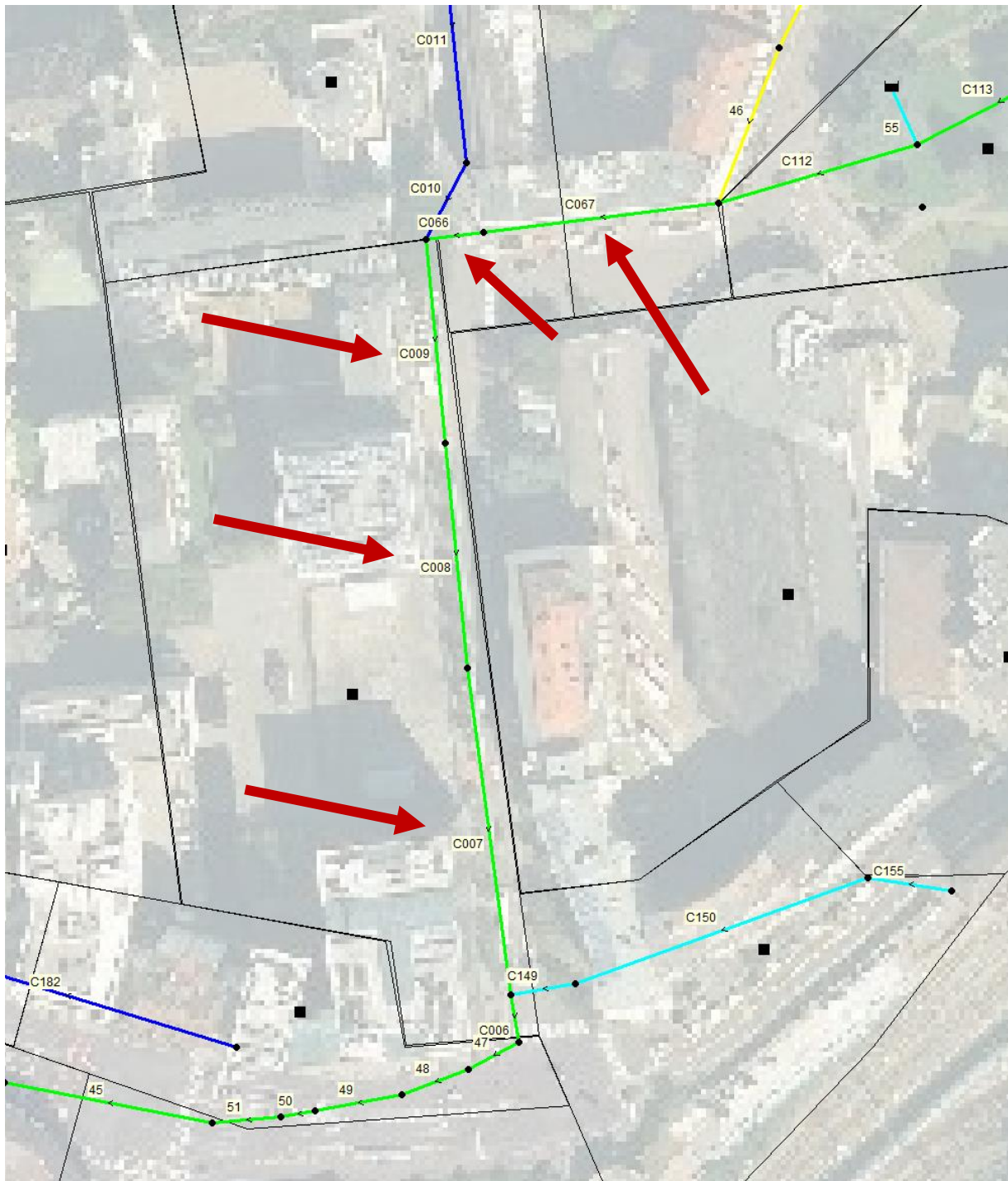
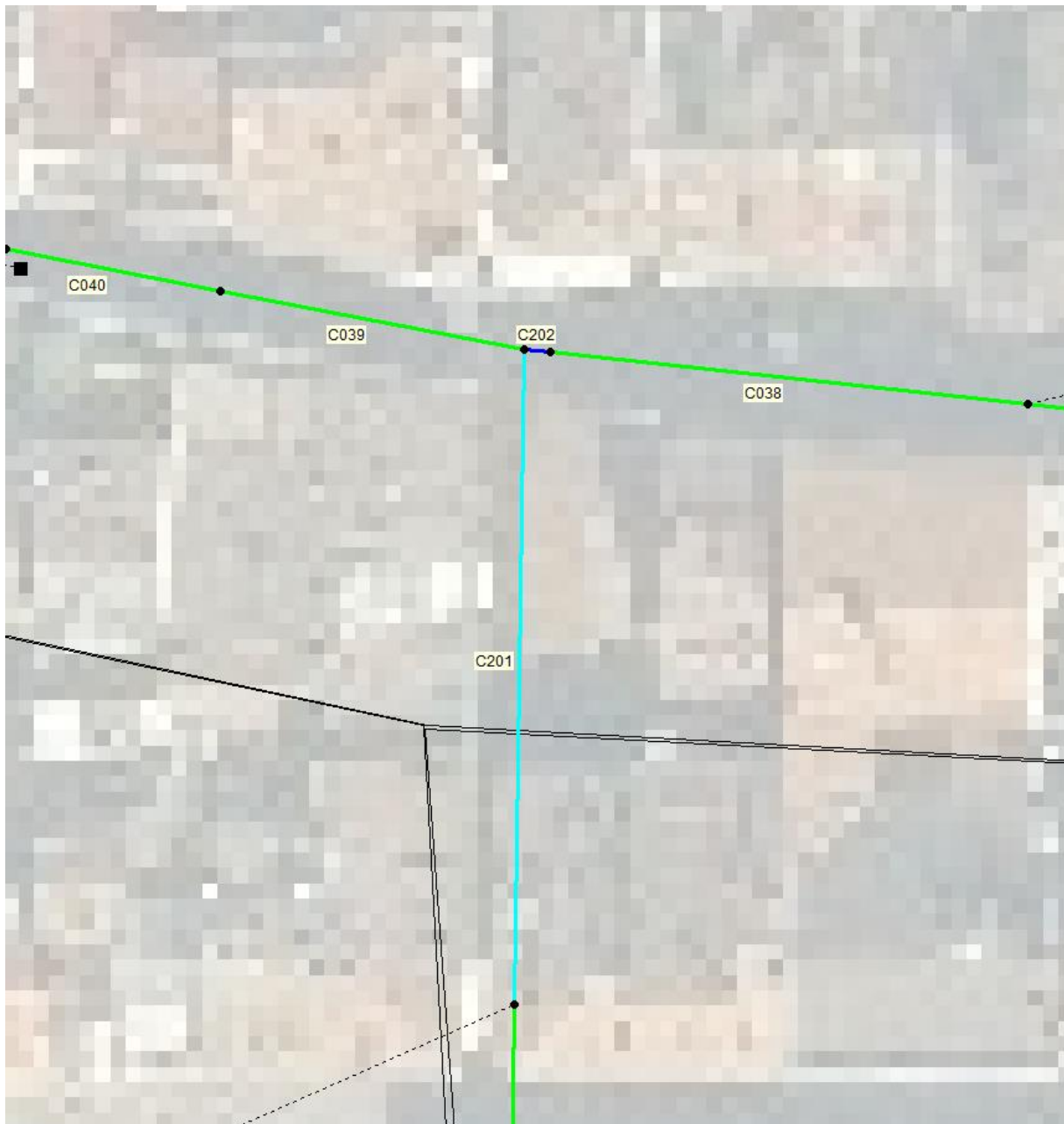


Figura 20: Identificazione delle aste a cui sono riferiti i grafici riportati nel paragrafo specifico dei risultati

Saranno inoltre presentati i risultati della simulazione dell'invaso della vasca di dispersione di nuova realizzazione. L'invaso prenderà unicamente le superfici impermeabili, per un totale di 1,20 ha.

Sono inoltre presentati i risultati del nodo di via Argenterieri e delle aste di piazza del Grano. Per semplicità la quota di scorrimento del nuovo tubo DN250 è stata ipotizzata alla stessa quota del DN300 di Vicolo Parrocchia, la quota del DN250 potrebbe però essere modificata per tarare meglio il modello in una fase successiva.



**Figura 21: Identificazione delle aste del nodo di Via Argenterieri oggetto di modifica (C039, C202, C201)**

### 6.3.1 Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma costante 1\_1

Il grado di riempimento maggiore si presenta dopo circa 1:17:30 dall'inizio dell'evento e d è paria 79%, che corrisponde ad una porta massima di circa 3.330 l/s (i valori citati si riferiscono alla media delle singole aste).

Hours	C067	C066	C009	C008	C007	Media
01.05.00 m.	0,72	0,73	0,73	0,73	0,73	0,728
01.07.30 m.	0,76	0,76	0,75	0,75	0,76	0,756
01.10.00 m.	0,78	0,79	0,78	0,78	0,78	0,782
01.12.30 m.	0,76	0,78	0,79	0,79	0,79	0,782
01.15.00 m.	0,74	0,78	0,79	0,8	0,8	0,782
01.17.30 m.	0,76	0,79	0,8	0,81	0,8	0,792
01.20.00 m.	0,77	0,79	0,8	0,8	0,79	0,79
01.22.30 m.	0,77	0,77	0,77	0,75	0,75	0,762
01.25.00 m.	0,71	0,7	0,71	0,72	0,75	0,718
01.27.30 m.	0,68	0,71	0,73	0,74	0,75	0,722
01.30.00 m.	0,72	0,74	0,74	0,72	0,69	0,722
01.32.30 m.	0,69	0,7	0,7	0,69	0,68	0,692

Tabella 7 : Valori dei gradi di riempimento delle singole aste per i time-steps più gravosi.

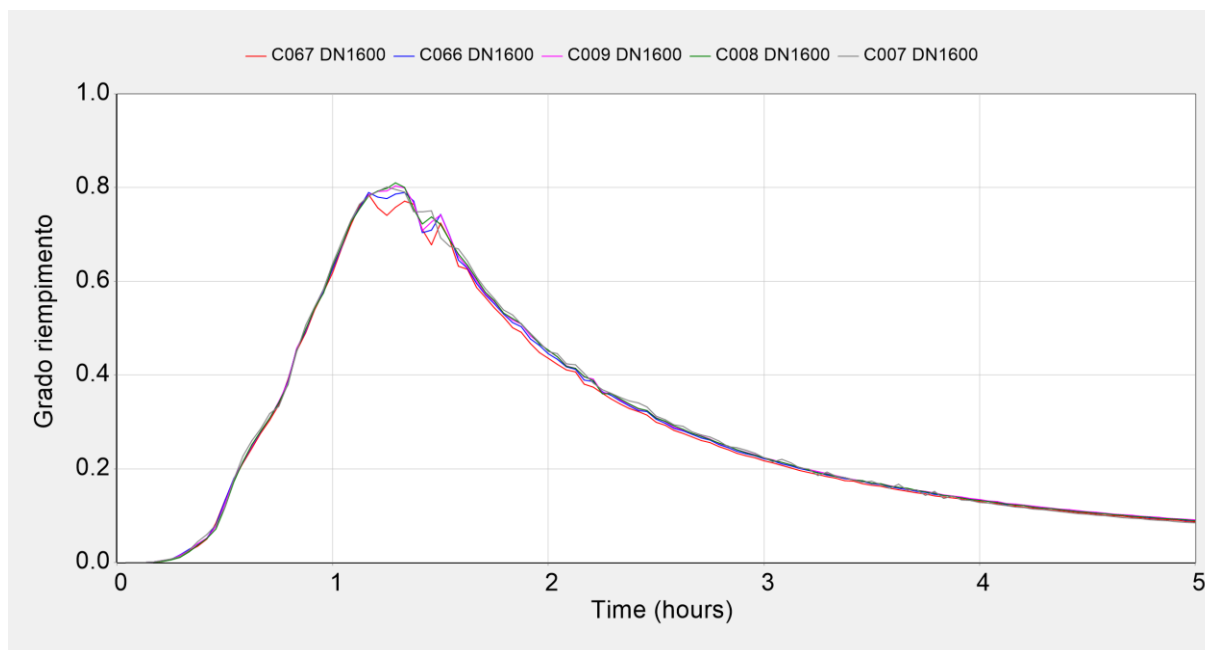


Figura 22: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma costante 1\_1

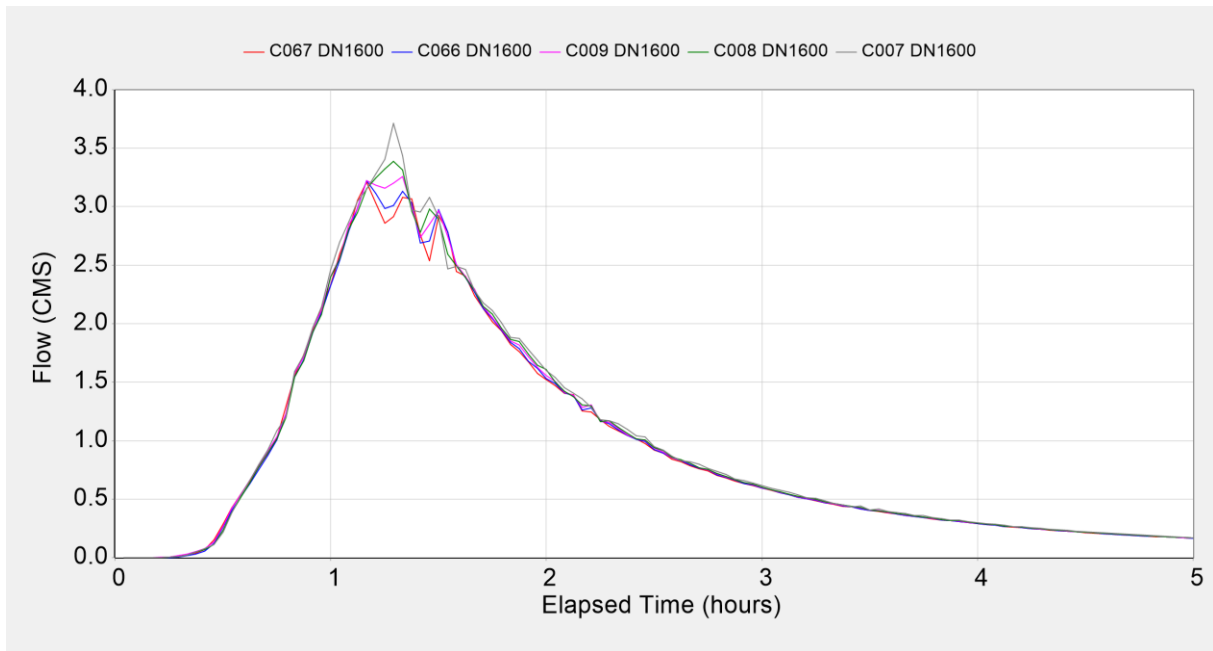


Figura 23: Portata delle aste C067, C066, C009, C008, C007, C006 – ietogramma costante 1\_1

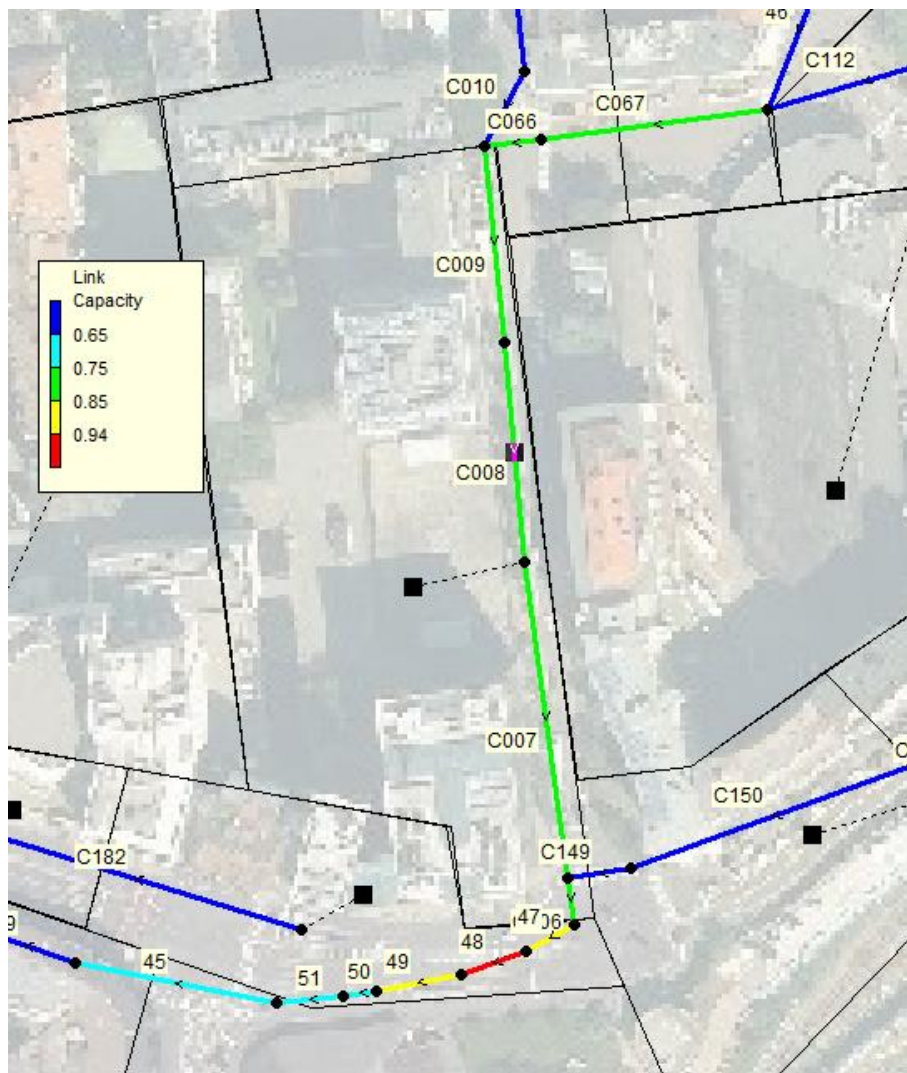


Figura 24: Estratto planimetrico, con i gradi di riempimento delle singole aste. In rosso il sifone

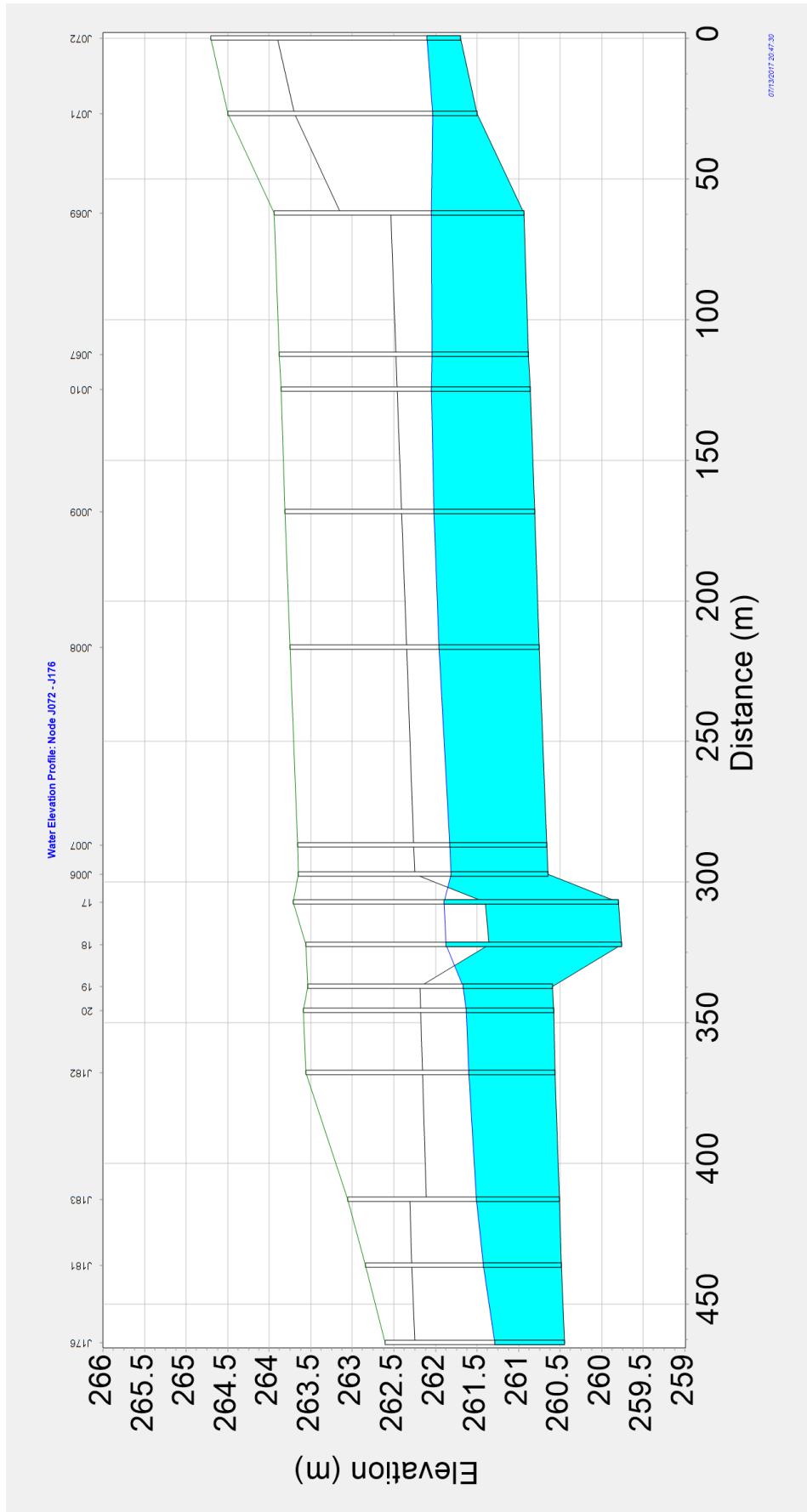
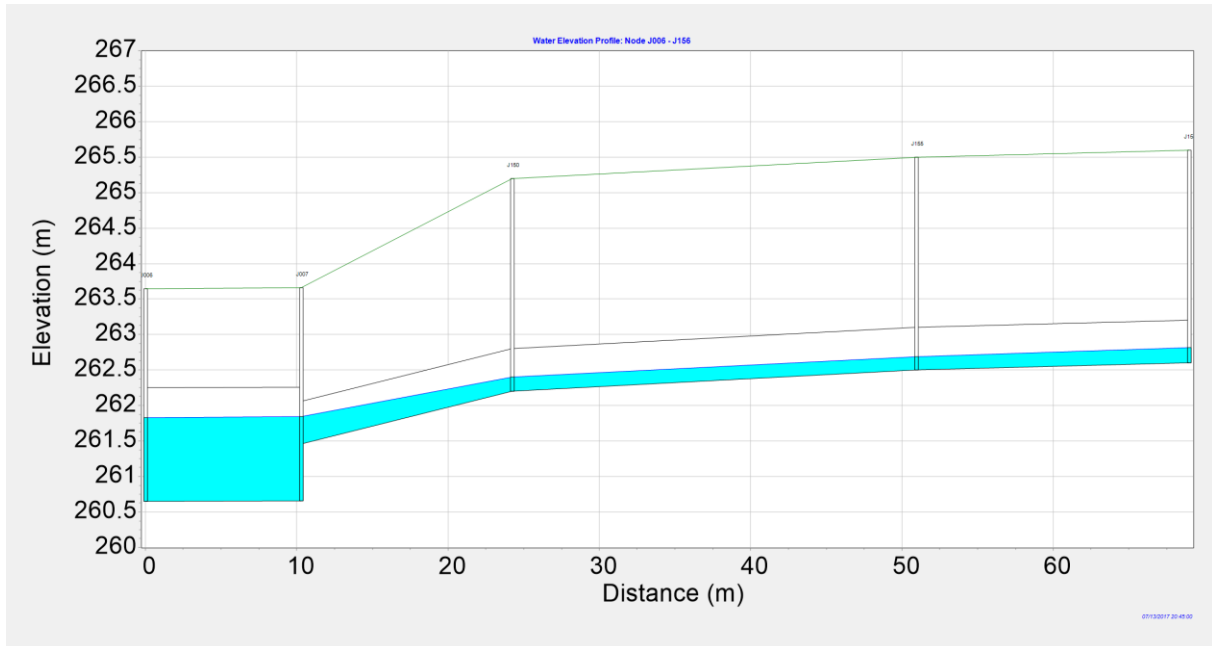
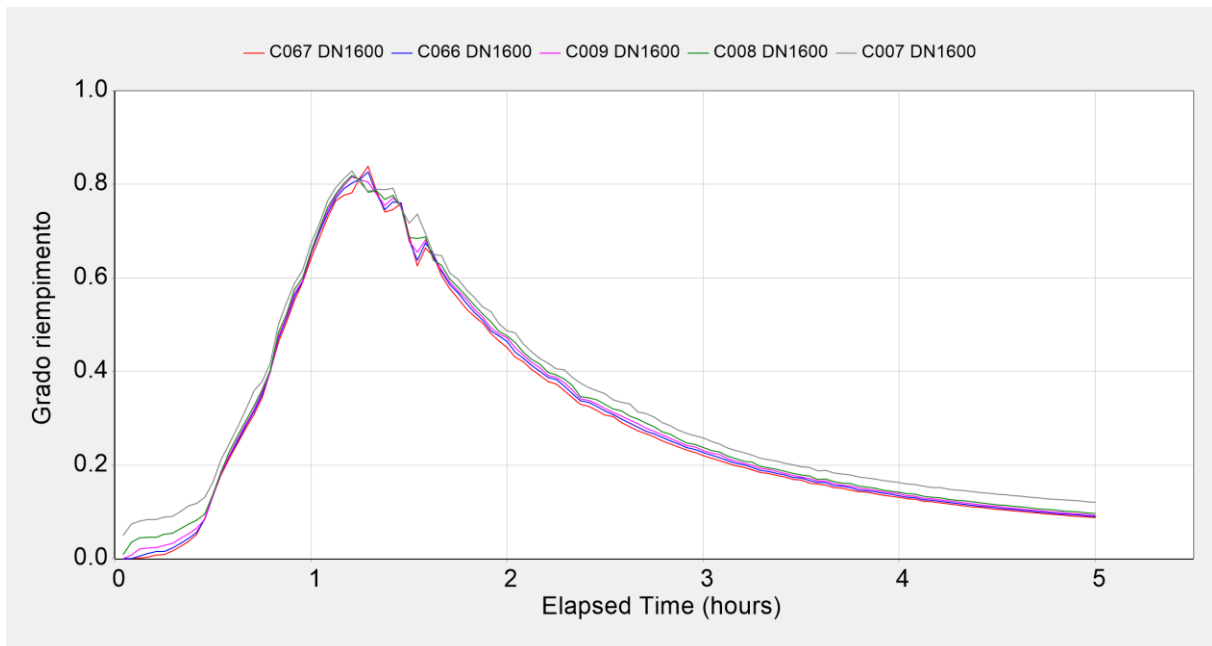


Figura 25: Profilo longitudinale del tirante idraulico per lo time-step 1:17:30.

La capacità residua di portata per tale condizione di pioggia è di 300 l/s. Con tale portata il grado di riempimento all'interno del DN1600 non è superiore a 82-84%.



**Figura 26: Profilo longitudinale del tirante idraulico (confluenza di via Garibaldi) per lo time-step 1:17:30.**



**Figura 27: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma costante 1\_1 con la portata aggiuntiva di 600 l/s proveniente da via Garibaldi.**



### 6.3.2 Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma Chicago 1\_2

Il grado di riempimento maggiore si presenta dopo circa 1:12:30 dall'inizio dell'evento e d è paria 73%, che corrisponde ad una porta massima di circa 2.850 – 2.900 l/s.

Hours	C067	C066	C009	C008	C007	Media
12.52.30 m.	0,67	0,68	0,68	0,68	0,68	0,678
12.55.00 m.	0,69	0,69	0,7	0,7	0,7	0,696
12.57.30 m.	0,69	0,7	0,7	0,7	0,7	0,698
01.00.00 m.	0,69	0,7	0,71	0,71	0,71	0,704
01.02.30 m.	0,69	0,71	0,71	0,71	0,71	0,706
01.05.00 m.	0,7	0,7	0,71	0,71	0,72	0,708
01.07.30 m.	0,69	0,7	0,7	0,7	0,72	0,702
01.10.00 m.	0,69	0,7	0,71	0,73	0,74	0,714
01.12.30 m.	0,72	0,73	0,73	0,71	0,7	0,718
01.15.00 m.	0,7	0,68	0,67	0,68	0,69	0,684
01.17.30 m.	0,65	0,67	0,67	0,68	0,7	0,674
01.20.00 m.	0,66	0,67	0,67	0,67	0,67	0,668

Tabella 8 : Valori dei gradi di riempimento delle singole aste per i time-steps più gravosi.

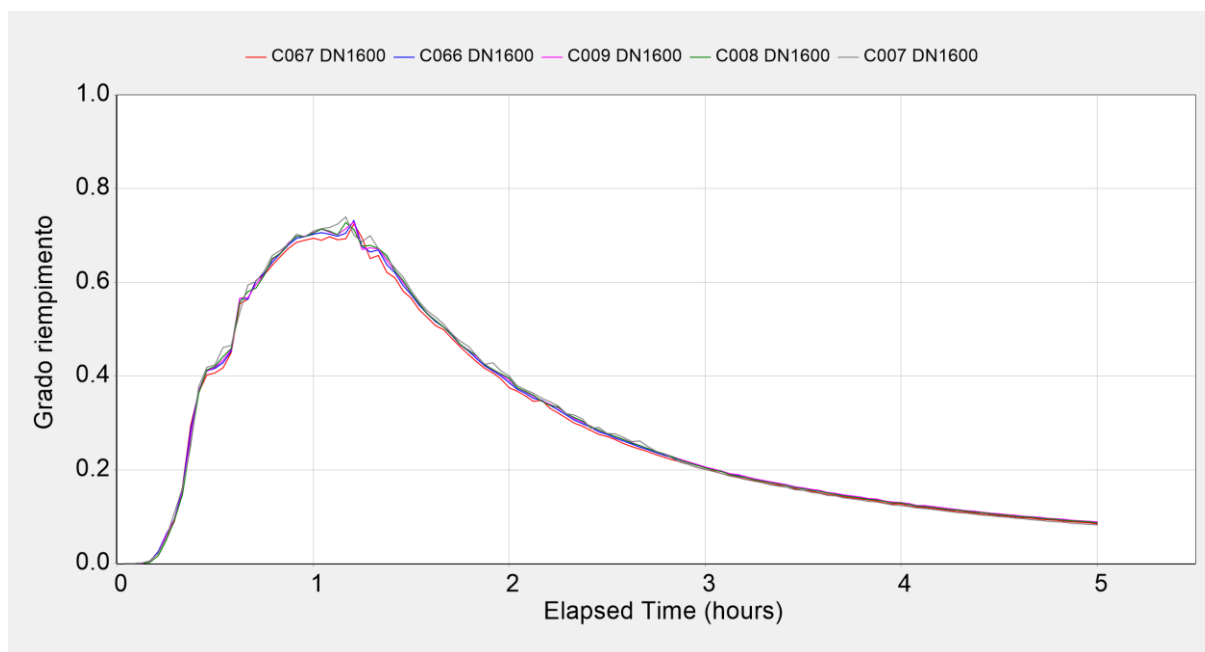


Figura 28: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma Chicago 1\_2

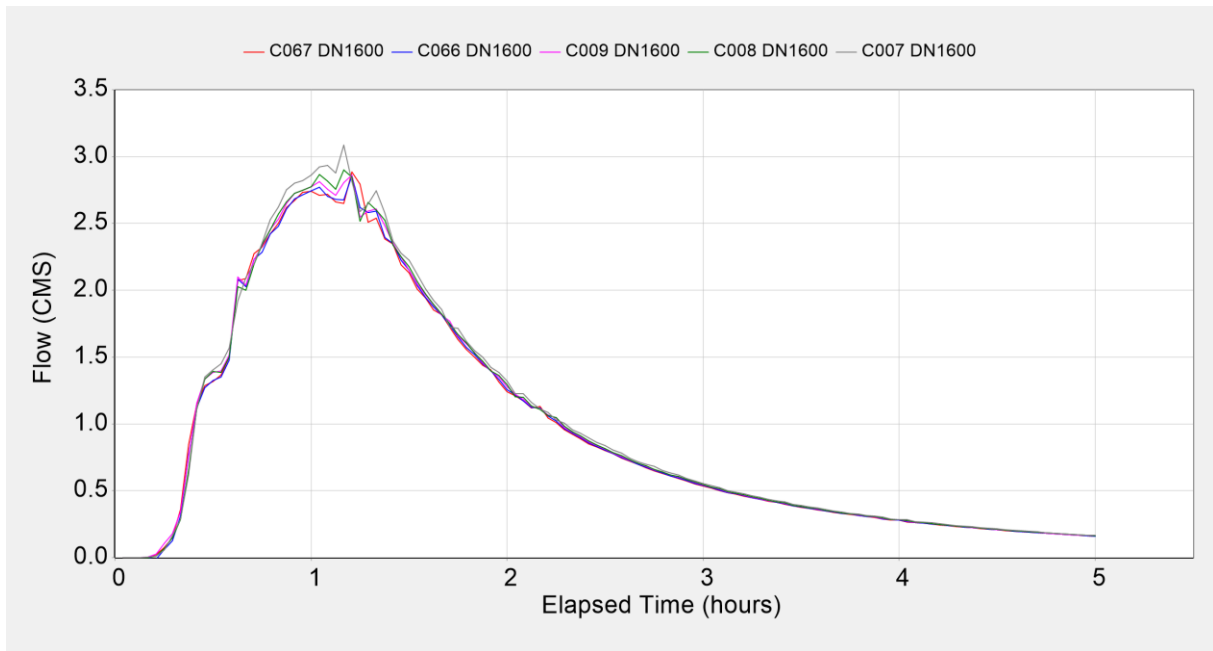


Figura 29: Portata delle aste C067, C066, C009, C008, C007, C006 – ietogramma Chicago 1\_2

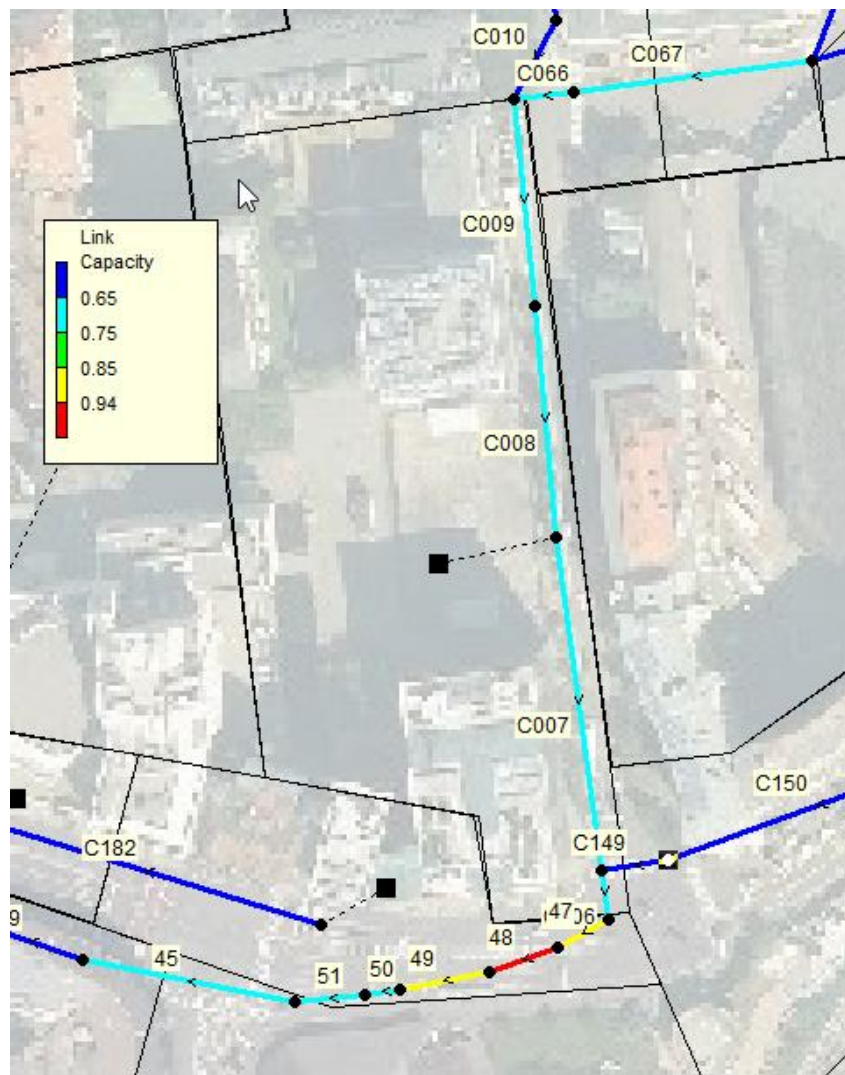


Figura 30: Estratto planimetrico, con i gradi di riempimento delle singole aste. In rosso il sifone

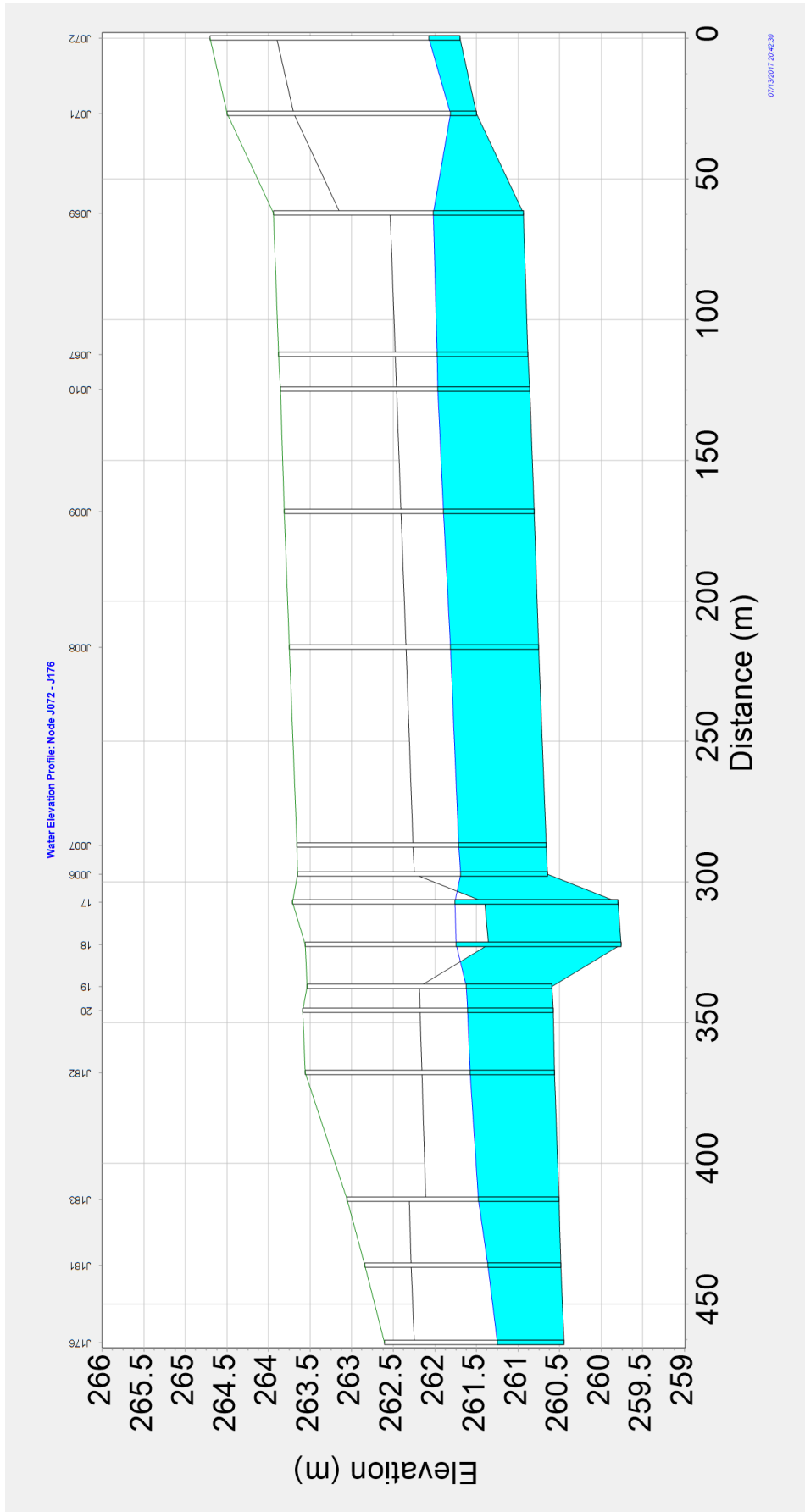
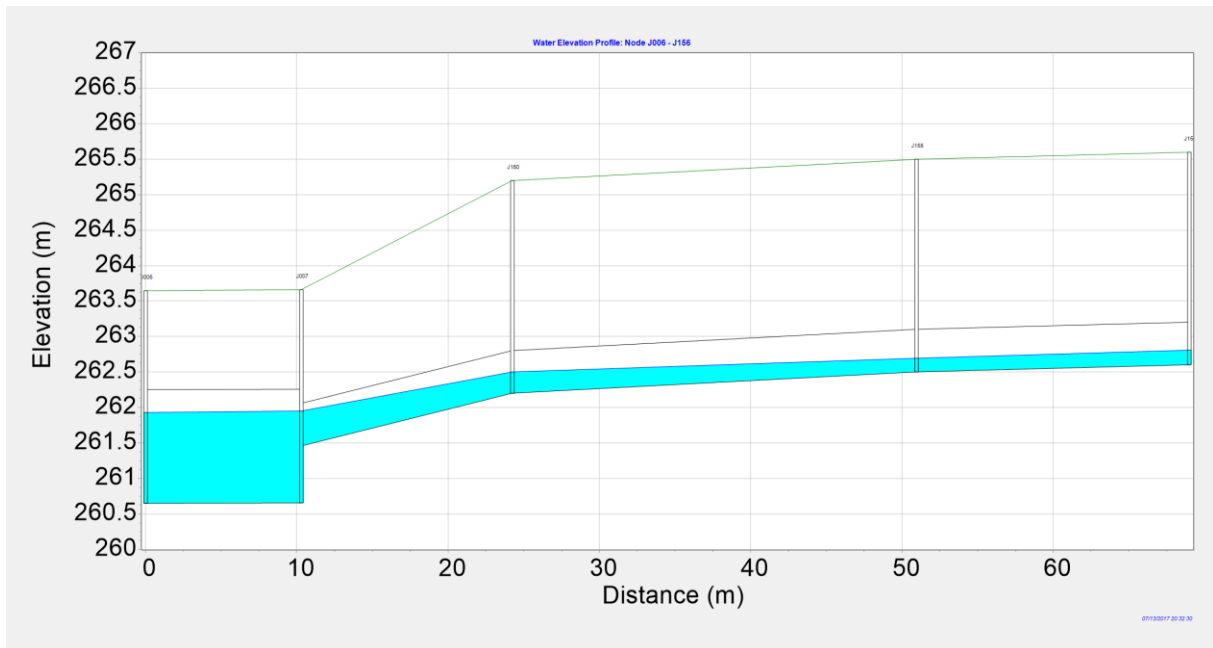


Figura 31: Profilo longitudinale del tirante idraulico per lo time-step 1:10:00.

La capacità residua di portata per tale condizione di pioggia è di 600 l/s. Con tale portata il grado di riempimento all'interno del DN1600 non è superiore a 83-84%.



**Figura 32: Profilo longitudinale del tirante idraulico (confluenza di via Garibaldi) per lo time-step 1:10:00.**

### 6.3.3 Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma Chicago 1\_3

Il grado di riempimento maggiore si presenta dopo circa 1:07:30 dall'inizio dell'evento e d è paria 78%, che corrisponde ad una porta massima di circa 3.340 l/s.

Hours	C067	C066	C009	C008	C007	Media
12.52.30 m.	0,7	0,7	0,7	0,7	0,72	0,704
12.55.00 m.	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
12.57.30 m.	0,75	0,74	0,74	0,73	0,73	0,738
01.00.00 m.	0,76	0,77	0,77	0,76	0,74	0,76
01.02.30 m.	0,73	0,73	0,73	0,74	0,75	0,736
01.05.00 m.	0,73	0,75	0,76	0,77	0,78	0,758
01.07.30 m.	0,76	0,78	0,78	0,77	0,77	0,772
01.10.00 m.	0,75	0,76	0,77	0,78	0,77	0,766
01.12.30 m.	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	0,75
01.15.00 m.	0,76	0,77	0,77	0,77	0,75	0,764
01.17.30 m.	0,75	0,75	0,75	0,74	0,71	0,74
01.20.00 m.	0,7	0,68	0,67	0,67	0,71	0,686
01.22.30 m.	0,66	0,67	0,68	0,69	0,72	0,684
01.25.00 m.	0,67	0,7	0,71	0,71	0,68	0,694

Tabella 9 : Valori dei gradi di riempimento delle singole aste per i time-steps più gravosi.

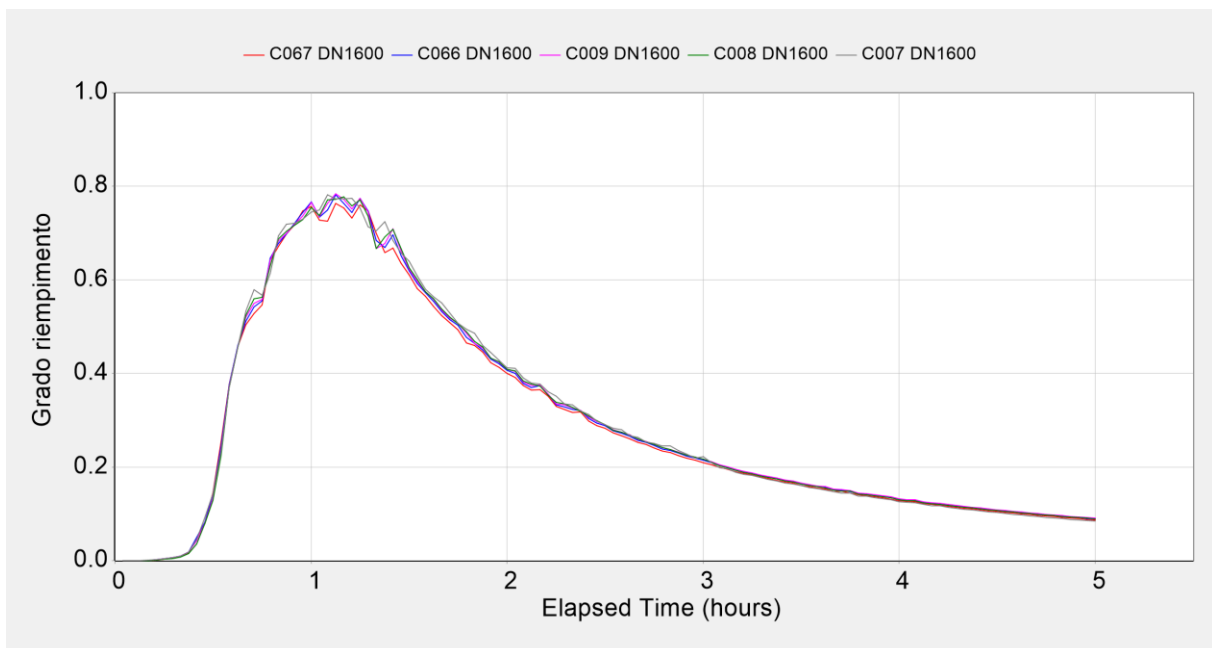


Figura 33: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma Chicago 1\_3

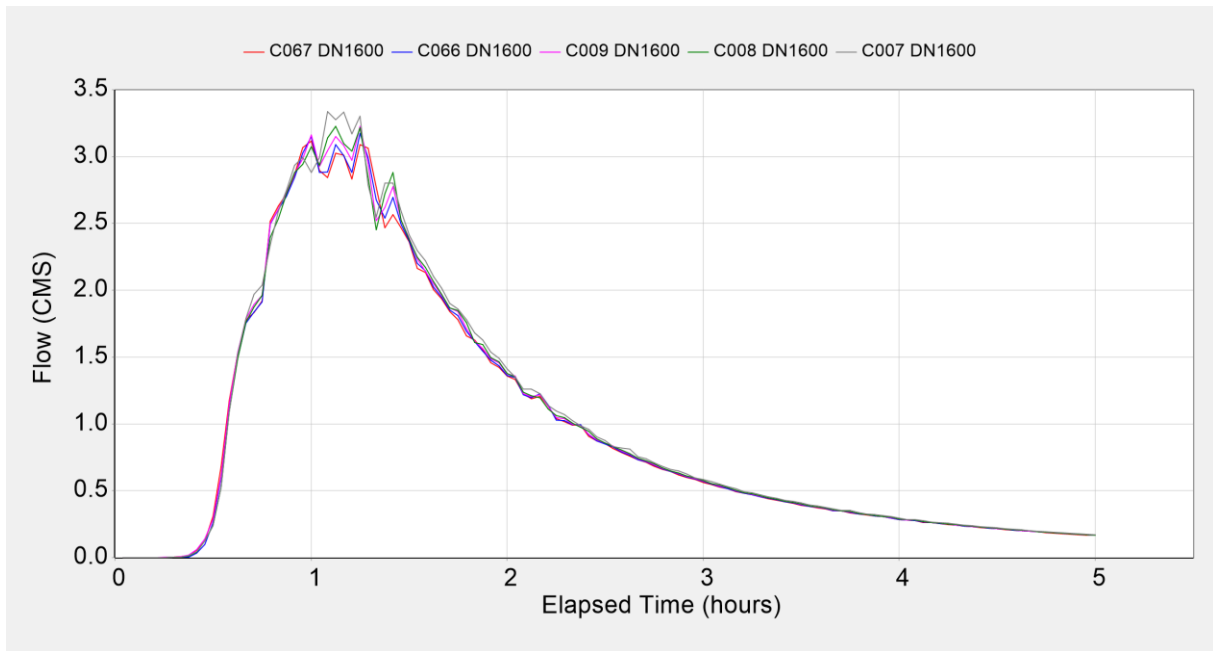


Figura 34: Portata delle aste C067, C066, C009, C008, C007, C006 – ietogramma Chicago 1\_3

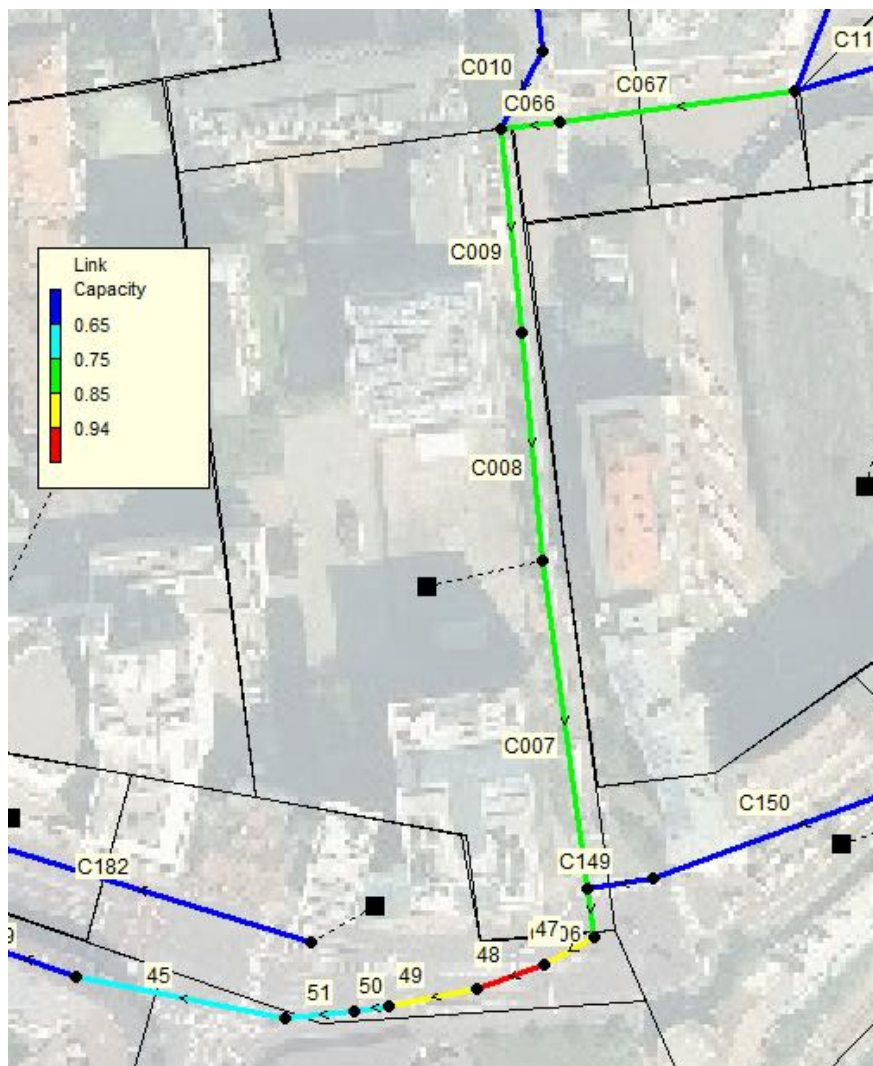


Figura 35: Estratto planimetrico, con i gradi di riempimento delle singole aste. In rosso il sifone

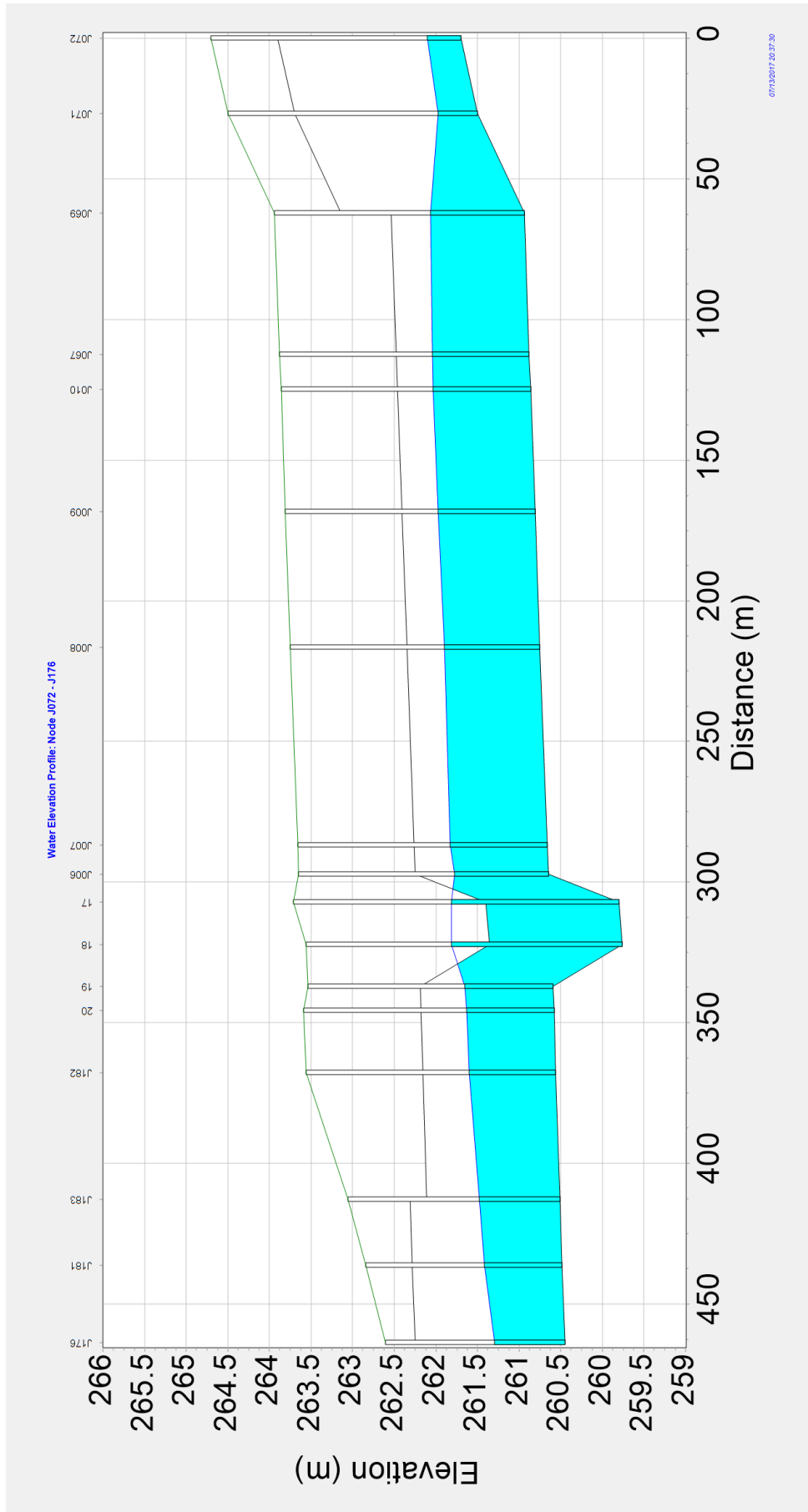
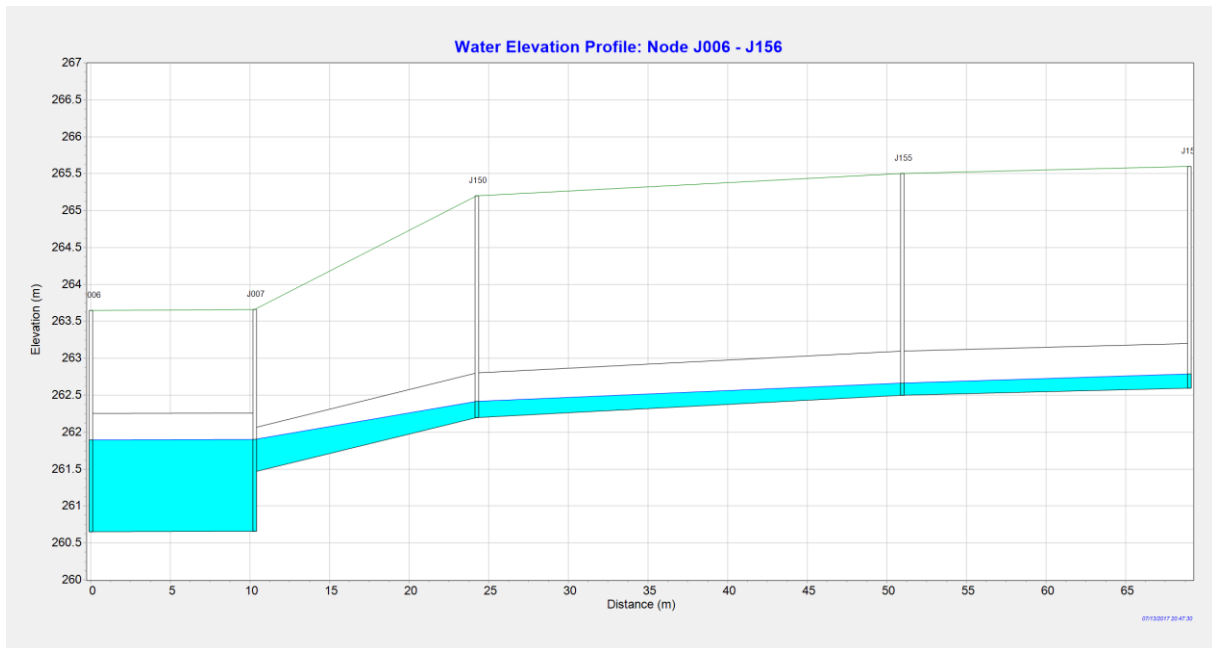
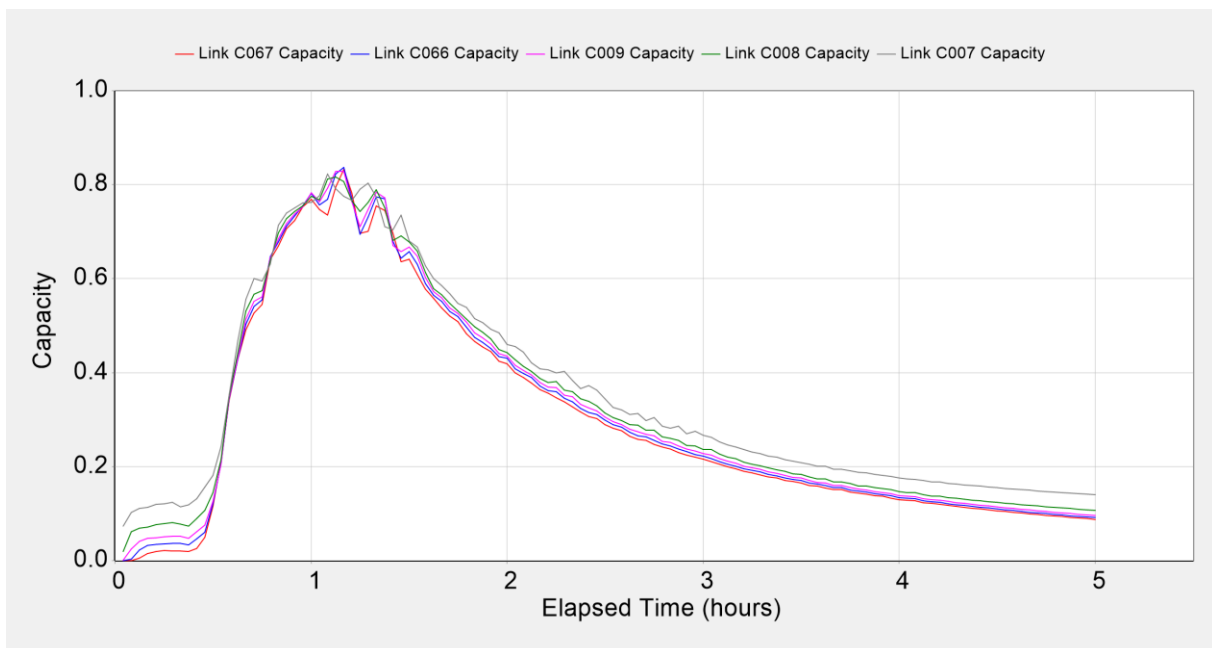


Figura 36: Profilo longitudinale del tirante idraulico per lo time-step 1:07:30.

La capacità residua di portata per tale condizione di pioggia è di 250 l/s. Con tale portata il grado di riempimento all'interno del DN1600 non è superiore a 83-84%.



**Figura 37: Profilo longitudinale del tirante idraulico (confluenza di via Garibaldi) per lo time-step 1:17:30.**



**Figura 38: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma Chicago 1\_3 con la portata aggiuntiva di 300 l/s proveniente da via Garibaldi.**



### 6.3.4 Simulazioni con $T_p = 1h$ – ietogramma Chicago 1\_4

Il grado di riempimento maggiore si presenta dopo circa 1:22:30 dall'inizio dell'evento e d è paria 82%, che corrisponde ad una porta massima di 3.525 l/s.

Hours	C067	C066	C009	C008	C007	Media
01.07.30 m.	0,7	0,7	0,71	0,71	0,72	0,708
01.10.00 m.	0,77	0,77	0,77	0,78	0,78	0,774
01.12.30 m.	0,79	0,8	0,8	0,8	0,81	0,8
01.15.00 m.	0,8	0,81	0,81	0,81	0,81	0,808
01.17.30 m.	0,82	0,83	0,83	0,82	0,82	0,824
01.20.00 m.	0,84	0,83	0,82	0,82	0,83	0,828
01.22.30 m.	0,86	0,85	0,83	0,81	0,81	0,832
01.25.00 m.	0,83	0,84	0,84	0,83	0,81	0,83
01.27.30 m.	0,79	0,82	0,84	0,85	0,83	0,826
01.30.00 m.	0,77	0,81	0,82	0,82	0,8	0,804
01.32.30 m.	0,76	0,77	0,78	0,78	0,79	0,776
01.35.00 m.	0,73	0,74	0,75	0,75	0,75	0,744
01.37.30 m.	0,71	0,72	0,73	0,72	0,74	0,724
01.40.00 m.	0,66	0,69	0,7	0,72	0,72	0,698

Tabella 10 : Valori dei gradi di riempimento delle singole aste per i time-steps più gravosi.

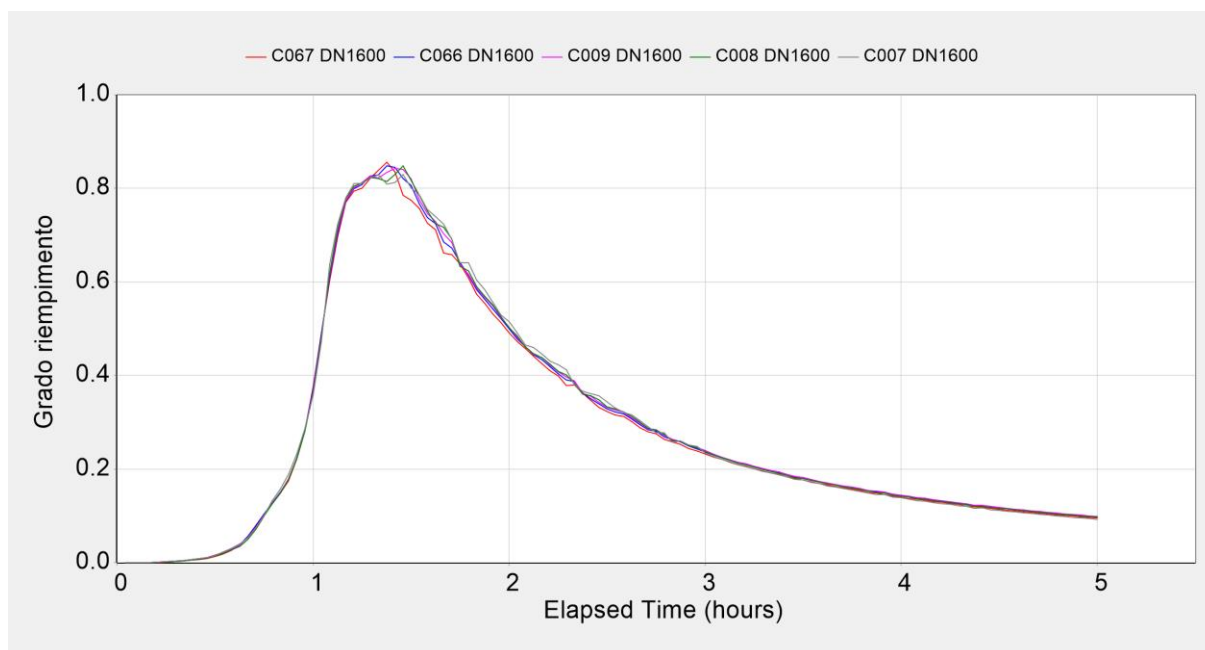


Figura 39: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma Chicago 1\_4

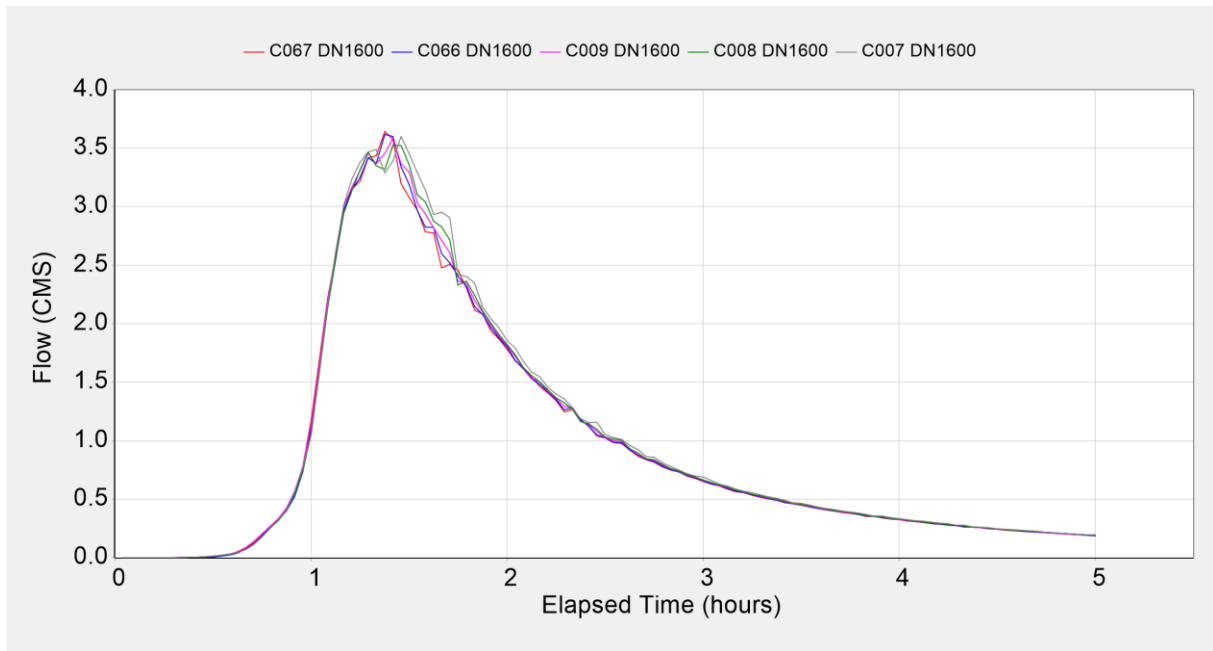


Figura 40: Portata delle aste C067, C066, C009, C008, C007, C006 – ietogramma Chicago 1\_4

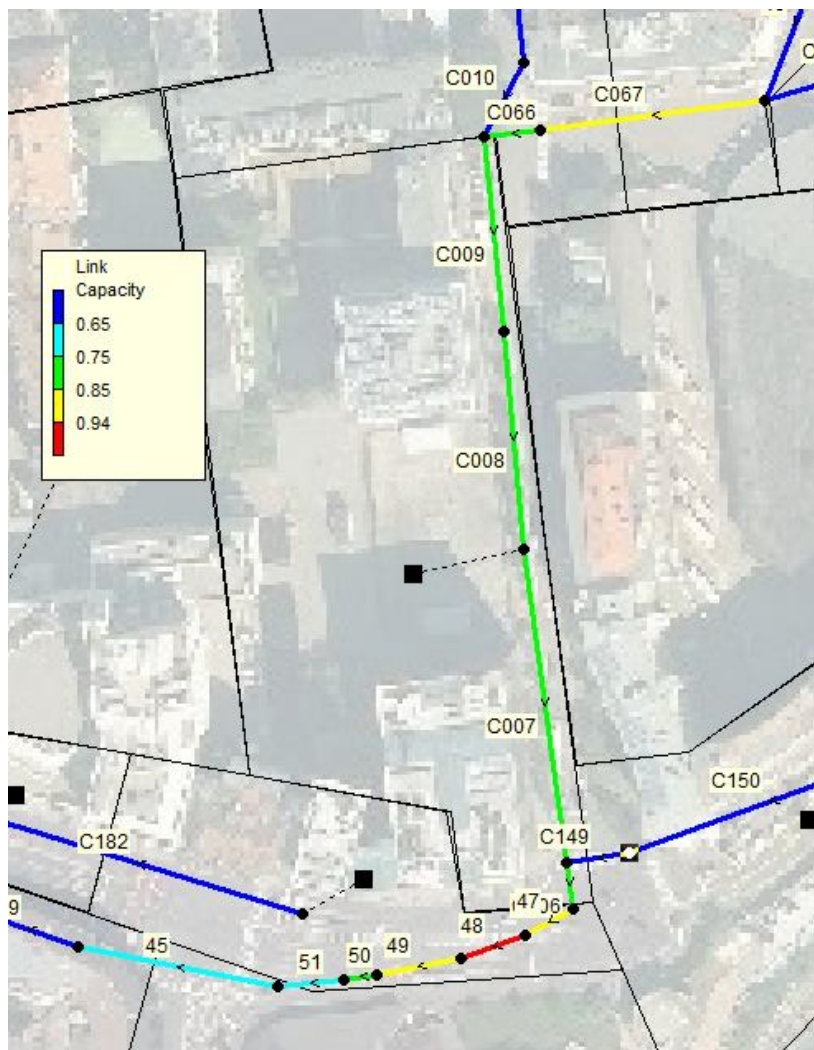


Figura 41: Estratto planimetrico, con i gradi di riempimento delle singole aste. In rosso il sifone

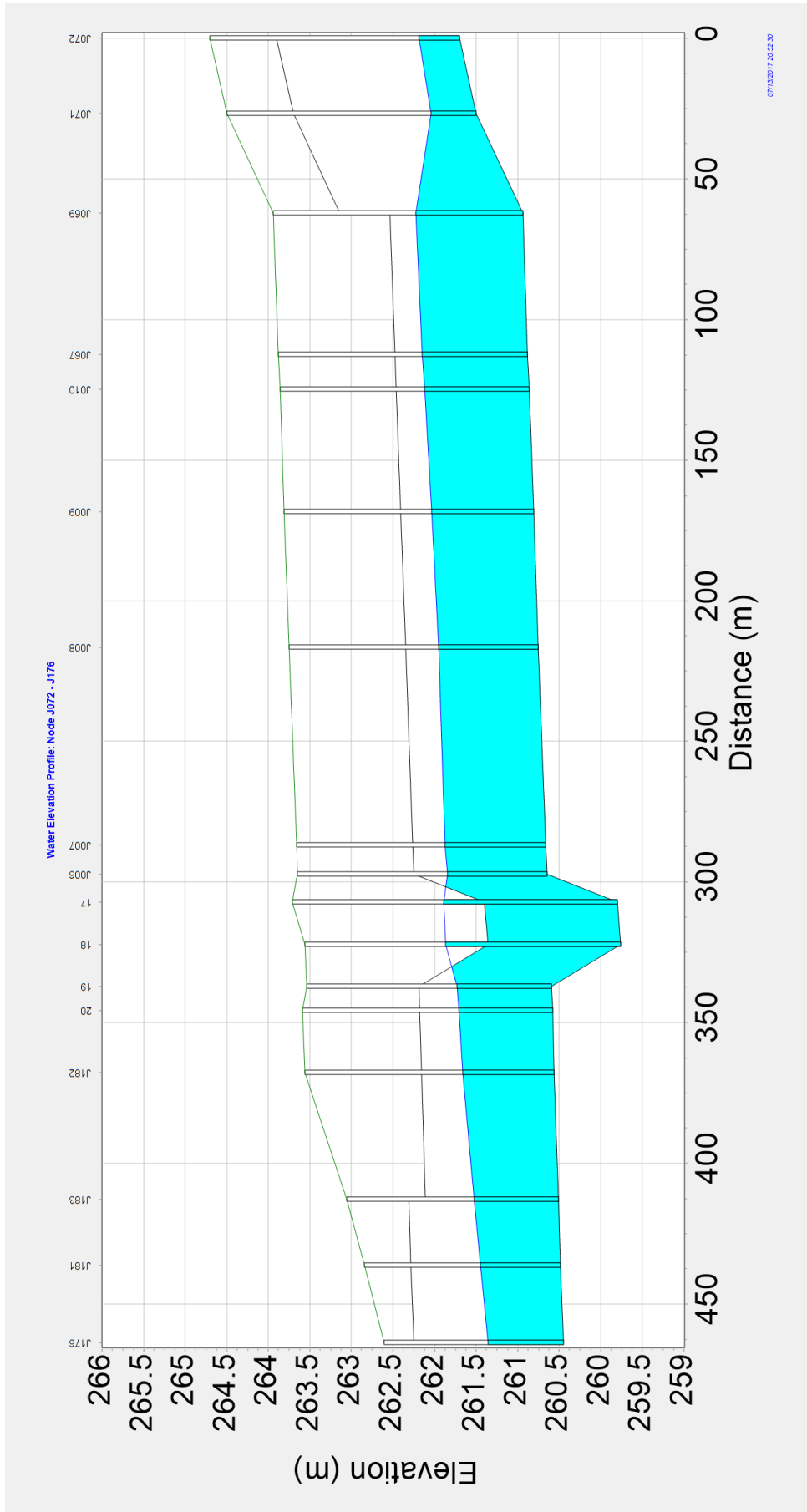
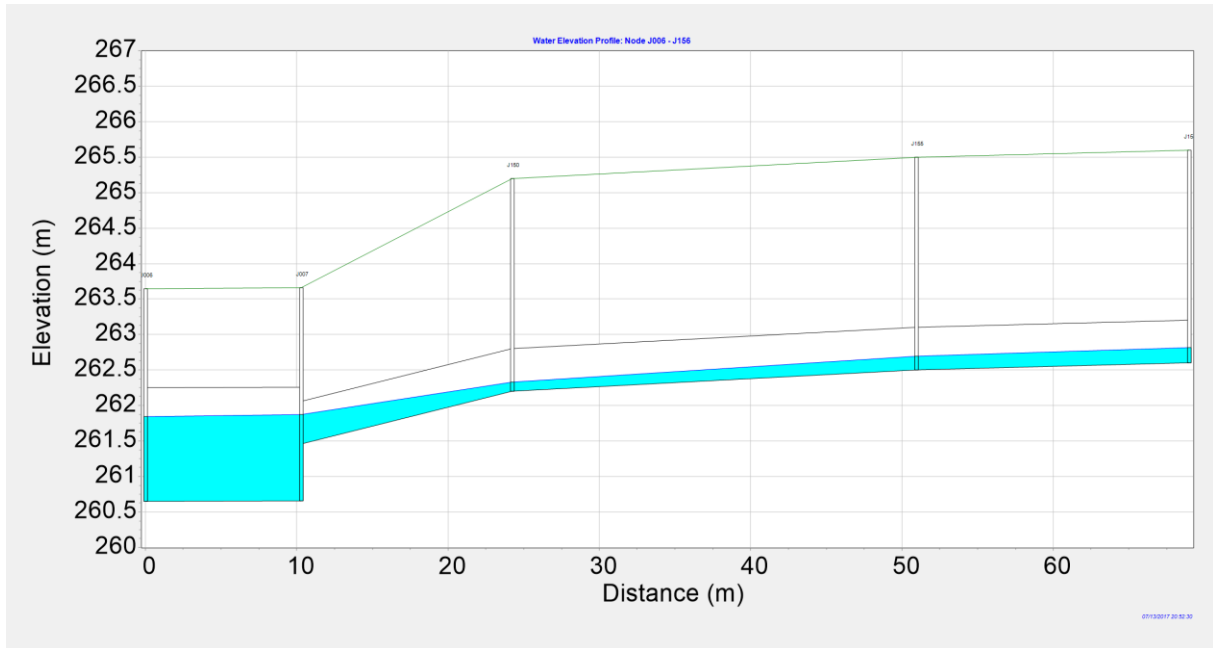


Figura 42: Profilo longitudinale del tirante idraulico per lo time-step 1:22:30.

La capacità residua di portata per tale condizione di pioggia è di 0 l/s. Un aggravio di portata aumenterebbe il rigurgito a monte.



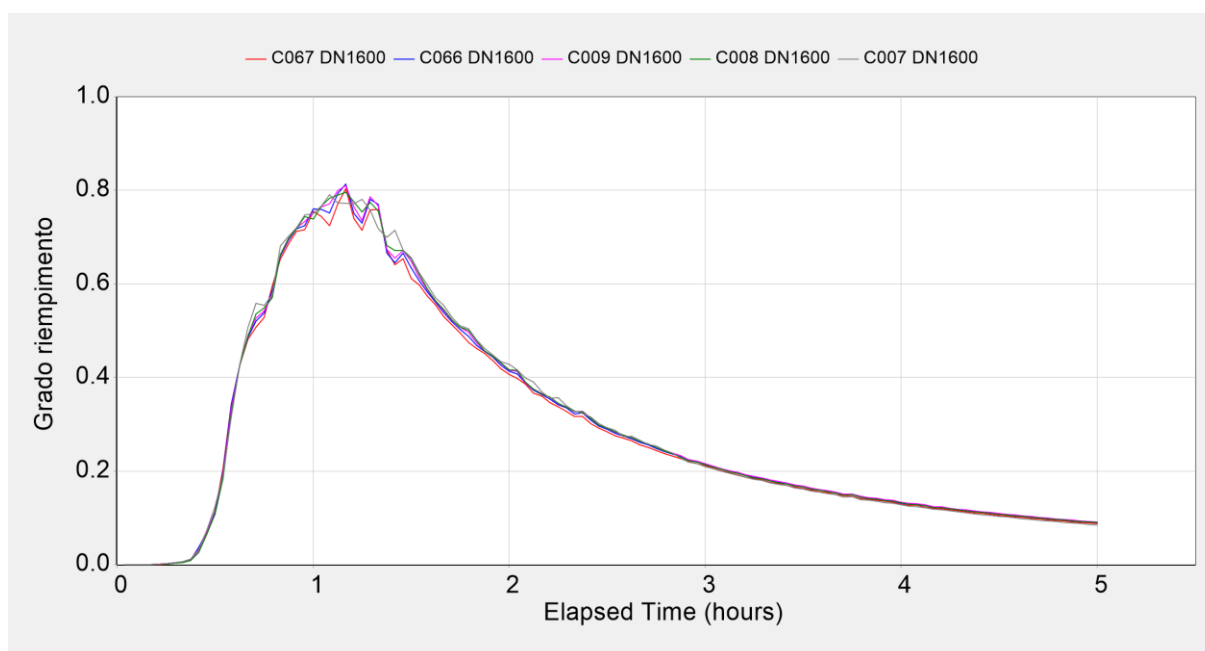
**Figura 43: Profilo longitudinale del tirante idraulico (confluenza di via Garibaldi) per lo time-step 1:22:30.**

### 6.3.5 Simulazioni con Tp = 1h – nuovo ietogramma Chicago 2\_0

Il grado di riempimento maggiore si presenta nell'intervallo tra 1:00:00 e 1:20:00 dall'inizio dell'evento e si presenta in forma fluttuante con gradi di riempimento tra il 75% e il 79%, che corrisponde ad una porta massima di circa 3.100 - 3.300 l/s.

Hours	C067	C066	C009	C008	C007	Media
12.55.00 m.	0,71	0,72	0,72	0,72	0,72	0,718
12.57.30 m.	0,72	0,72	0,73	0,74	0,75	0,732
01.00.00 m.	0,76	0,76	0,75	0,74	0,75	0,752
01.02.30 m.	0,74	0,76	0,76	0,77	0,77	0,76
01.05.00 m.	0,72	0,75	0,77	0,78	0,79	0,762
01.07.30 m.	0,77	0,79	0,8	0,79	0,77	0,784
01.10.00 m.	0,8	0,81	0,81	0,8	0,77	0,798
01.12.30 m.	0,74	0,75	0,76	0,78	0,77	0,76
01.15.00 m.	0,72	0,73	0,73	0,75	0,78	0,742
01.17.30 m.	0,76	0,78	0,79	0,77	0,76	0,772
01.20.00 m.	0,76	0,77	0,77	0,76	0,72	0,756
01.22.30 m.	0,67	0,67	0,67	0,68	0,7	0,678
01.25.00 m.	0,64	0,65	0,66	0,67	0,72	0,668
01.27.30 m.	0,65	0,67	0,67	0,67	0,67	0,666

**Tabella 11 : Valori dei gradi di riempimento delle singole aste per i time-steps più gravosi.**



**Figura 44: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma Chicago 2\_0**

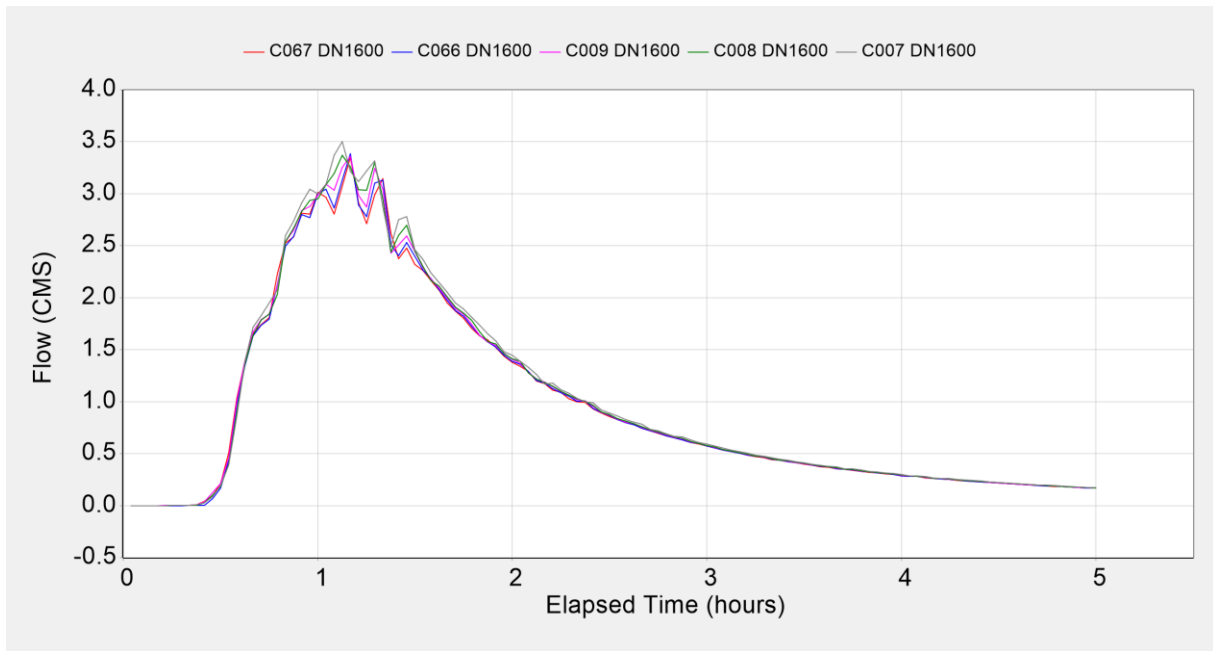


Figura 45: Portata delle aste C067, C066, C009, C008, C007, C006 – ietogramma Chicago 2\_0

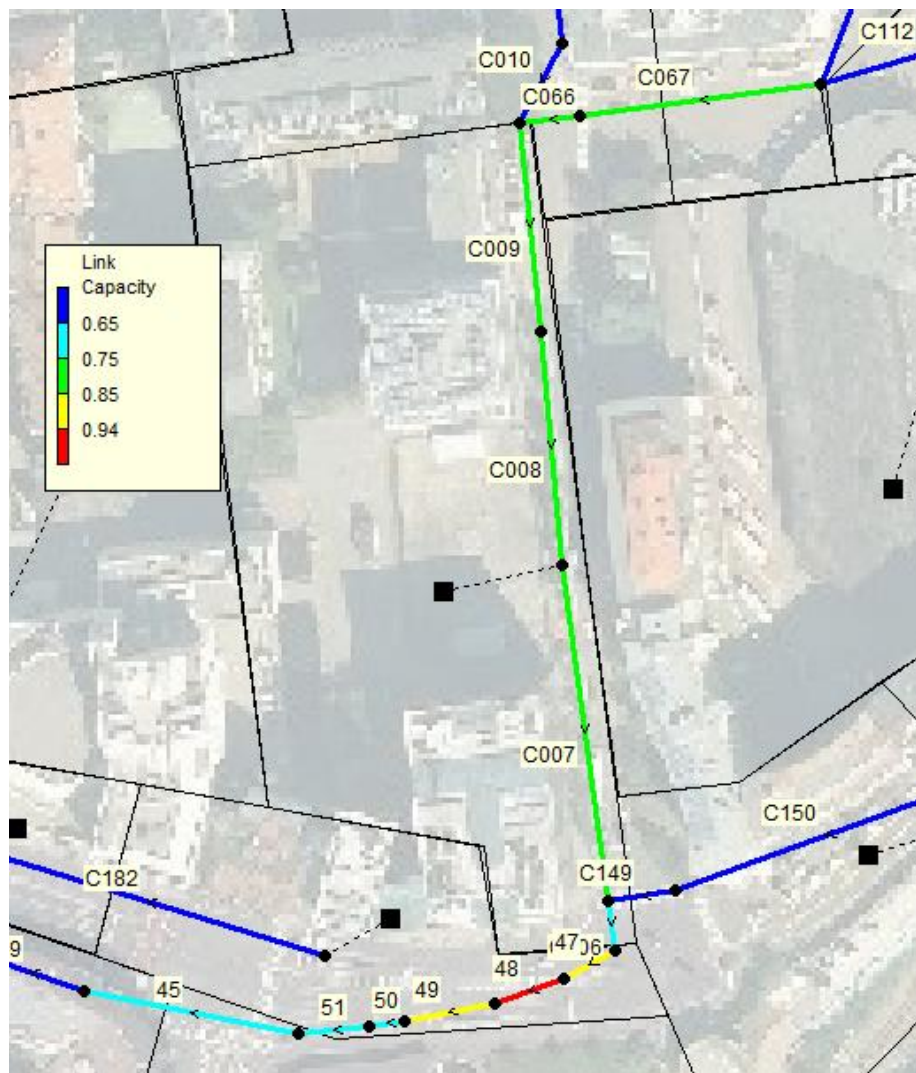


Figura 46: Estratto planimetrico, con i gradi di riempimento al time-step 1:10:00

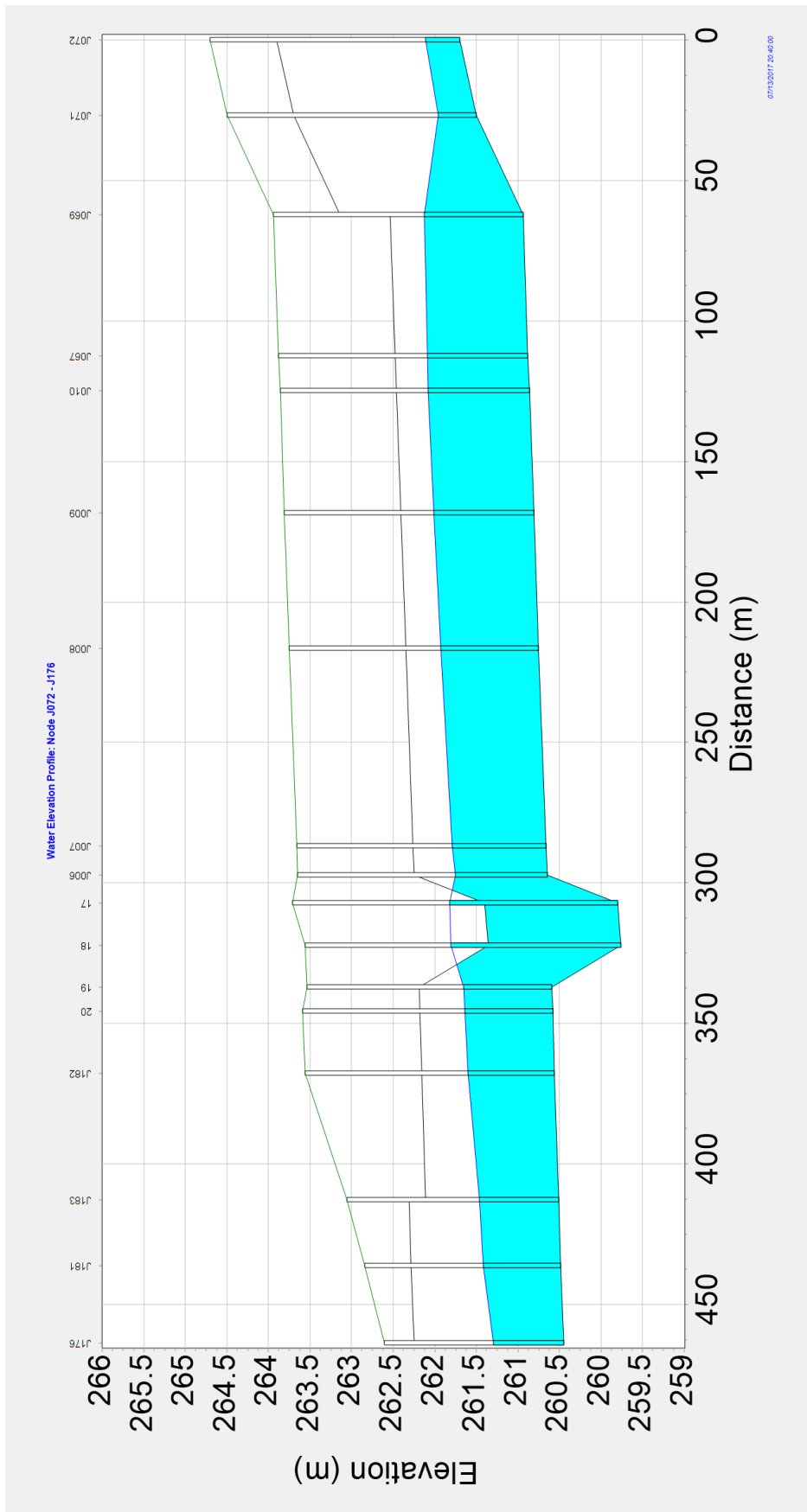
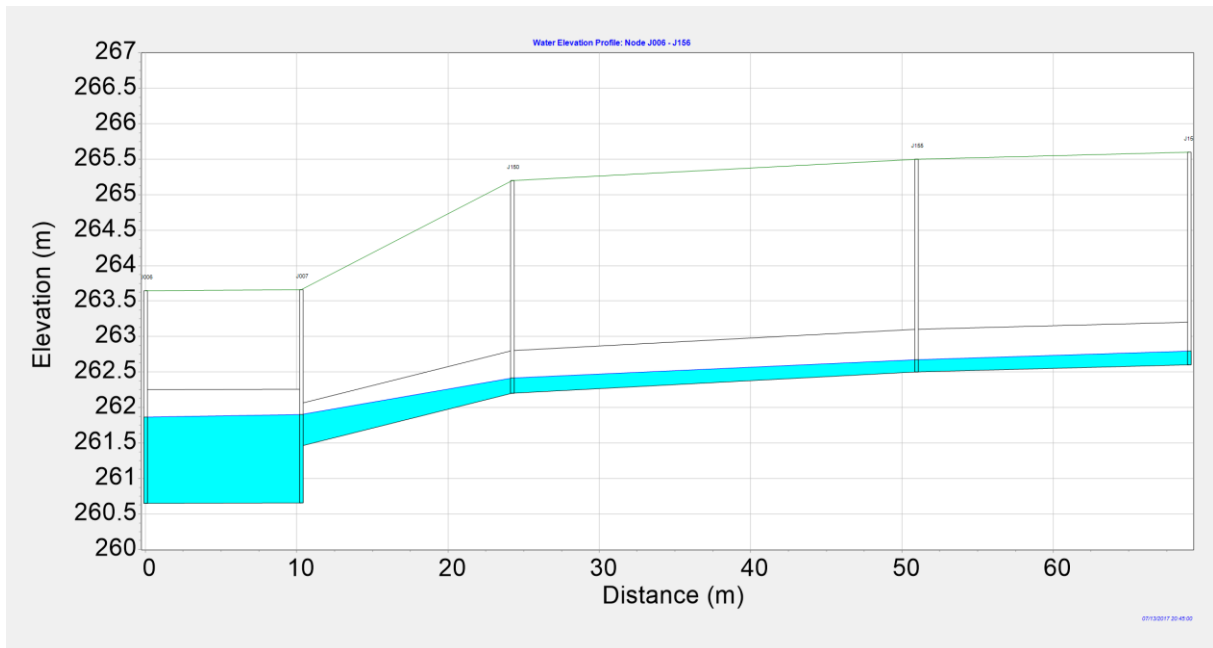
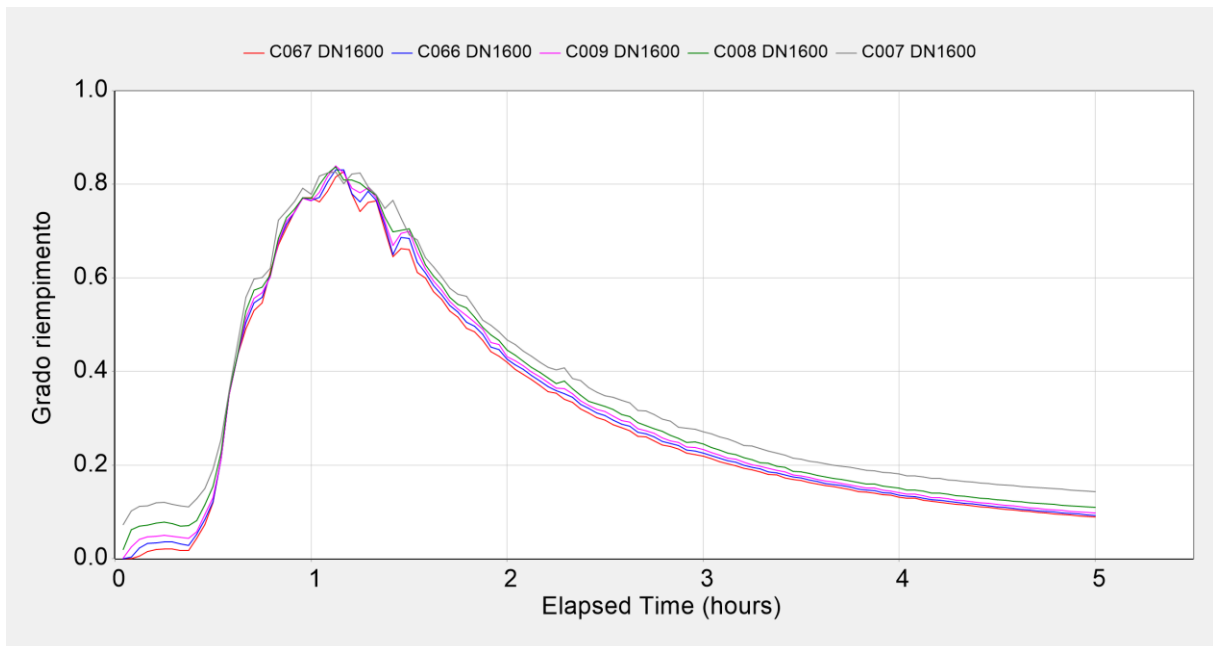


Figura 47: Profilo longitudinale del tirante idraulico per lo time-step 1:10:00.

La capacità residua di portata per tale condizione di pioggia è di 300 l/s. Con tale portata il grado di riempimento all'interno del DN1600 non è superiore a 83-84%.



**Figura 48: Profilo longitudinale del tirante idraulico (confluenza di via Garibaldi) per lo time-step 1:15:00.**



**Figura 49: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma Chicago 2\_0 con la portata aggiuntiva di 300 l/s proveniente da via Garibaldi.**



### 6.3.6 Verifica del nodo di via Argentieri e del tratto Sparkasse

Con l'ipotesi sopra esposta si riesce a massimizzare il funzionamento dell'asta di Vicolo Parrocchia, senza dover provvedere alla sostituzione dell'asta con diametro DN300. Il grado di riempimento delle tubazioni uscenti dal nodo, non supera mai il 70%. Di seguito il grado di riempimento per le 3 aste riportate il Figura 21.

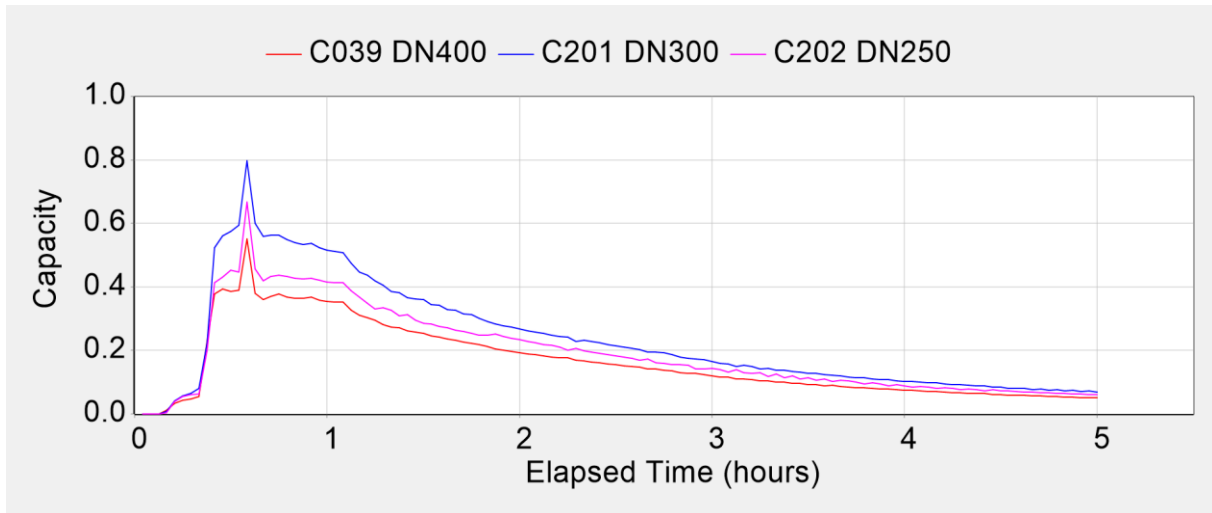


Figura 50: Gradi di riempimento delle aste C039, C201, C202 – ietogramma Chicago 2\_0.

Di seguito si presenta il grado di riempimento dell'asta posizionata sul retro dell'edificio *Sparkasse*, inferiori a 70%.

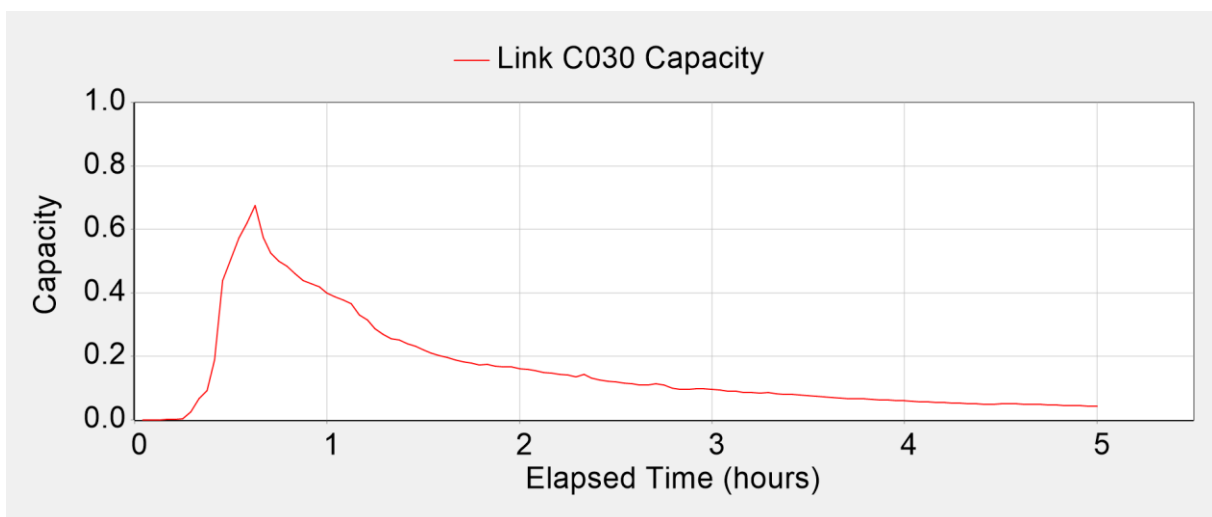


Figura 51: Grado di riempimento dell'asta critica di piazza del Grano, retro della sede della Sparkasse – ietogramma Chicago 2\_0

### 6.3.7 Simulazione di scarico regolato - 75l/s

Il grado di riempimento maggiore si presenta nell'intervallo tra 1:00:00 e 1:20:00 dall'inizio dell'evento e si presenta in forma fluttuante con gradi di riempimento tra il 74% e il 78%, che corrisponde ad una porta massima di circa 3.050 - 3.250 l/s.

Hours	C067	C066	C009	C008	C007	Media
12.52.30 m.	0,69	0,69	0,69	0,7	0,7	0,694
12.55.00 m.	0,71	0,72	0,72	0,71	0,71	0,714
12.57.30 m.	0,72	0,73	0,73	0,73	0,73	0,728
01.00.00 m.	0,74	0,74	0,75	0,75	0,75	0,746
01.02.30 m.	0,76	0,76	0,76	0,76	0,75	0,758
01.05.00 m.	0,76	0,77	0,76	0,76	0,76	0,762
01.07.30 m.	0,75	0,76	0,76	0,76	0,77	0,76
01.10.00 m.	0,76	0,77	0,78	0,78	0,79	0,776
01.12.30 m.	0,77	0,78	0,79	0,78	0,77	0,778
01.15.00 m.	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
01.17.30 m.	0,73	0,73	0,73	0,74	0,76	0,738
01.20.00 m.	0,72	0,74	0,74	0,75	0,75	0,74
01.22.30 m.	0,74	0,75	0,74	0,72	0,71	0,732

Tabella 12 : Valori dei gradi di riempimento delle singole aste per i time-steps più gravosi.

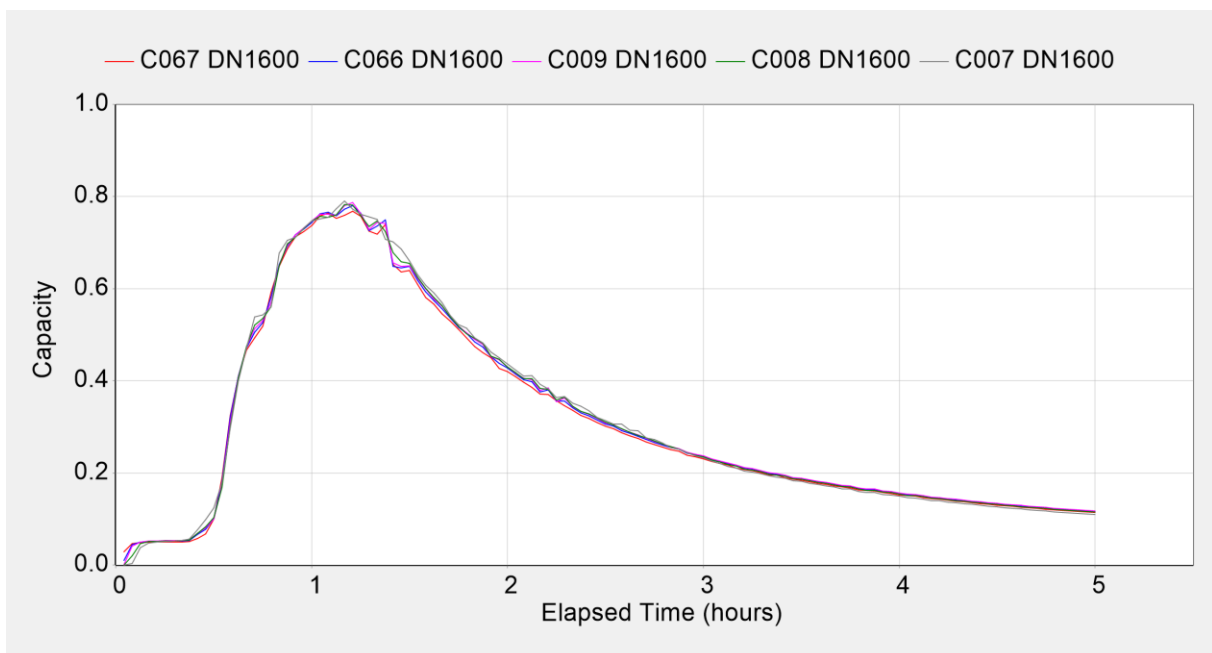


Figura 52: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C008, C007, C006 – ietogramma Chicago 2\_0 imponendo lo scarico costante di 75 l/s dall'area Waltherpark

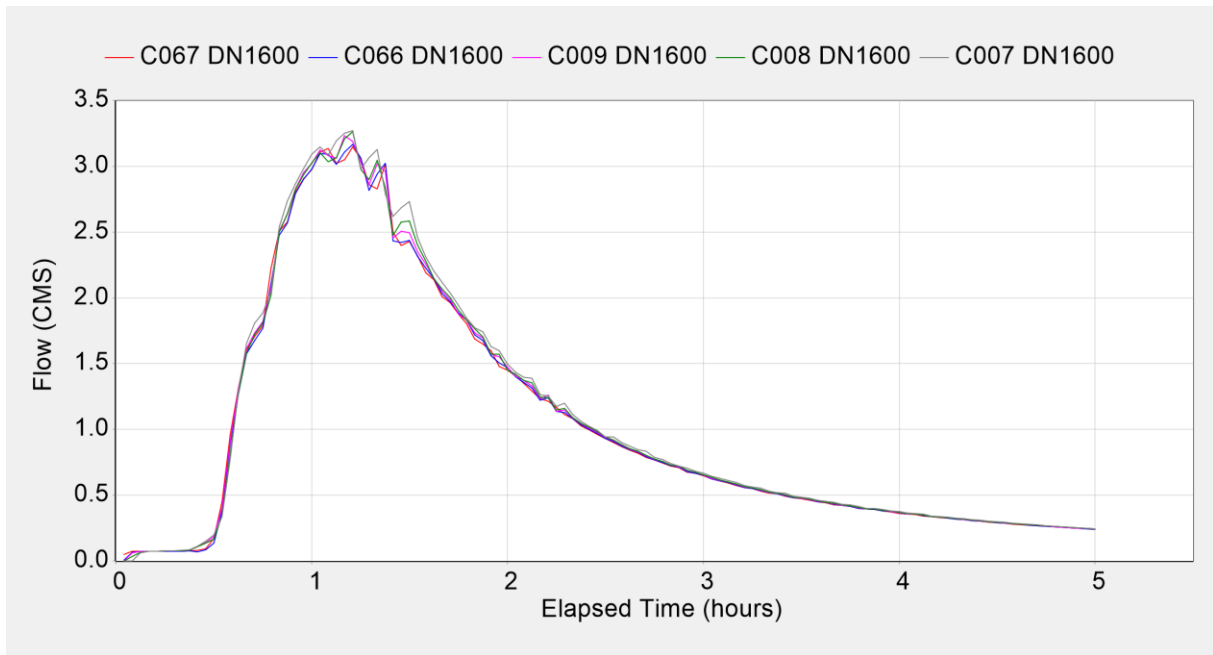


Figura 53: Portata delle aste C067, C066, C009, C008, C007, C006 – scarico regolato a 75 l/s

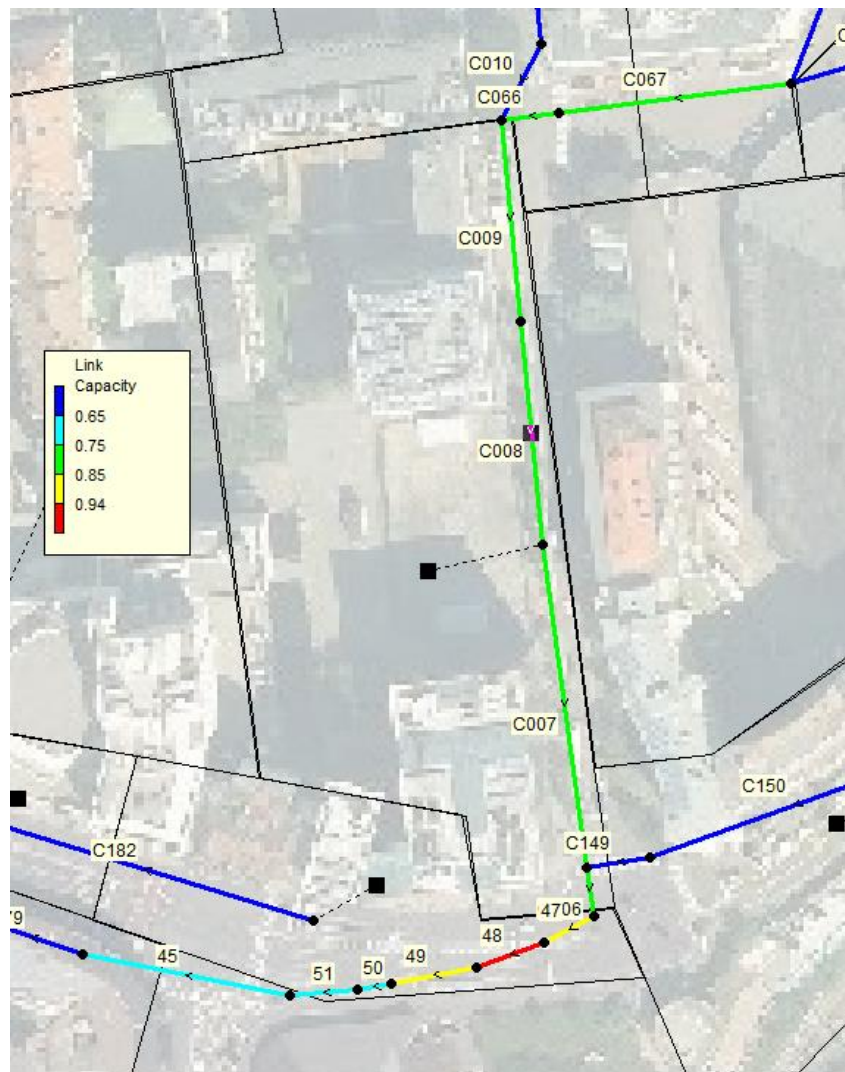


Figura 54: Estratto planimetrico, con i gradi di riempimento al time-step 1:12:30

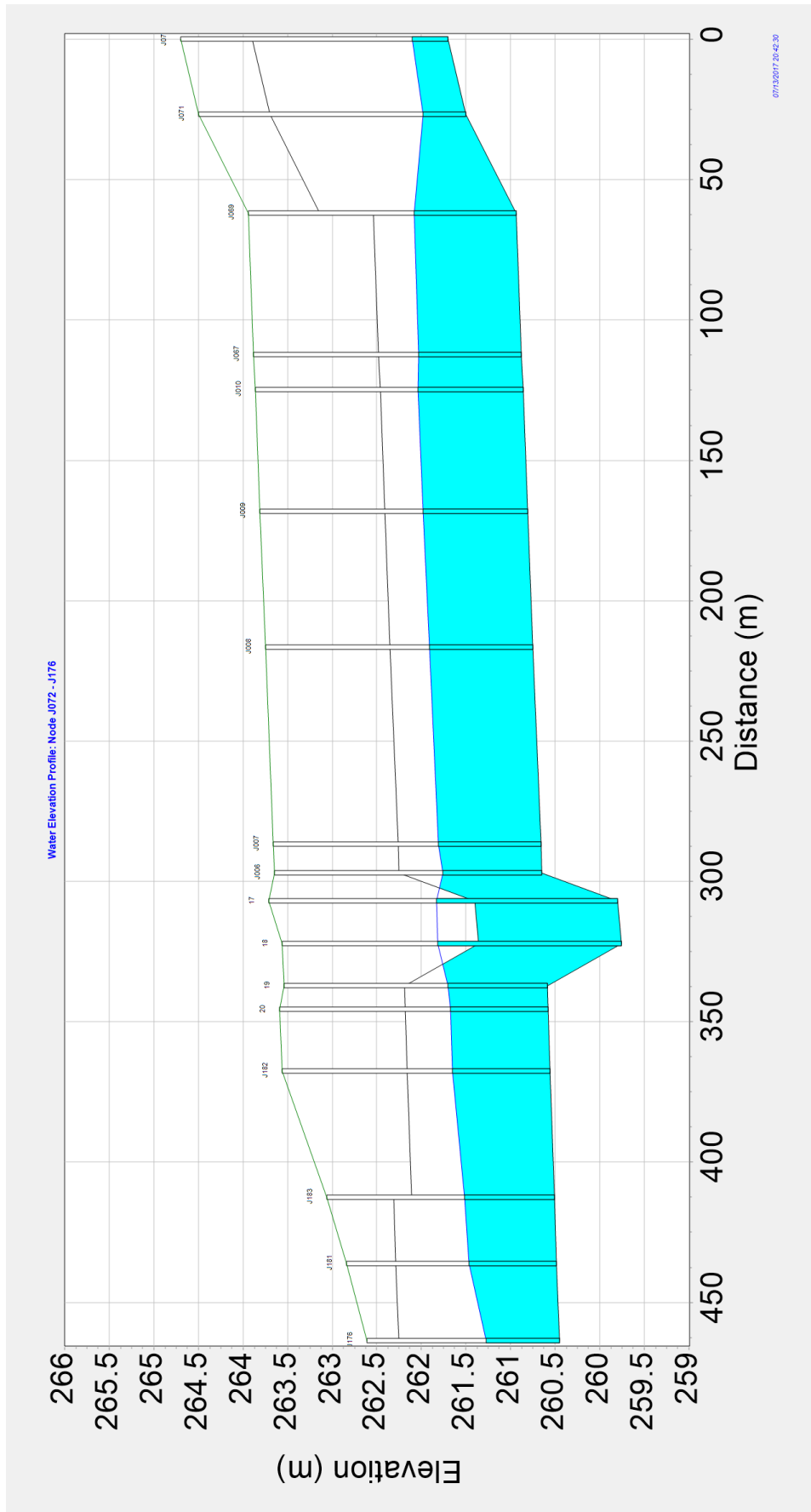
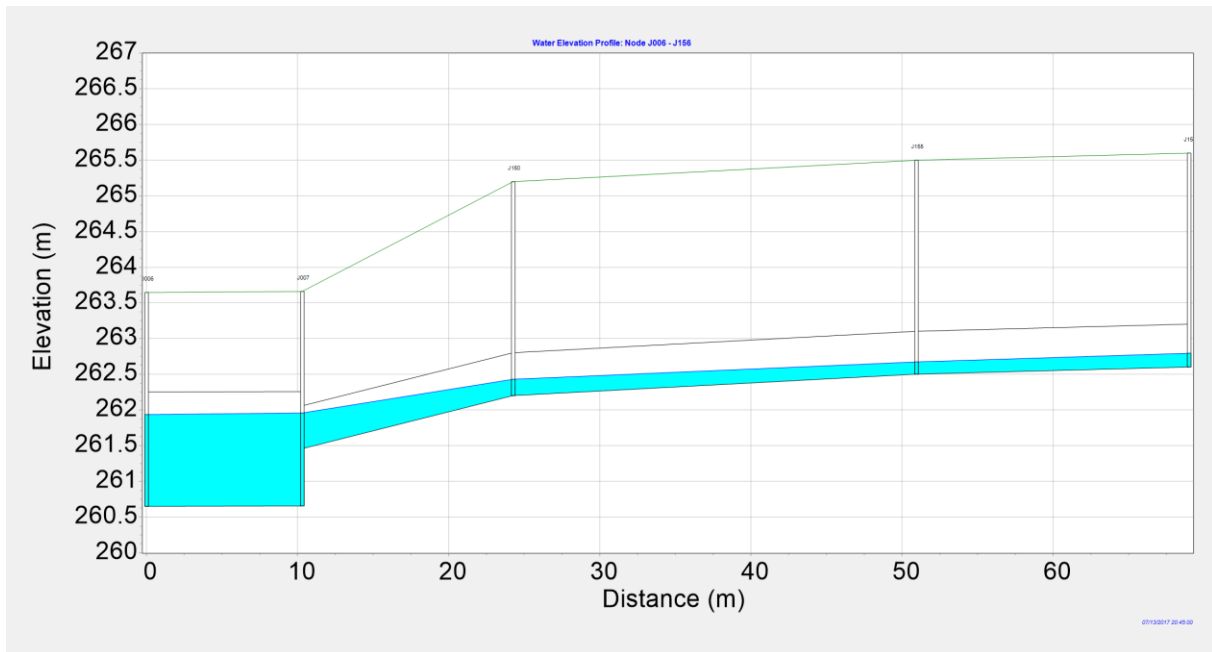
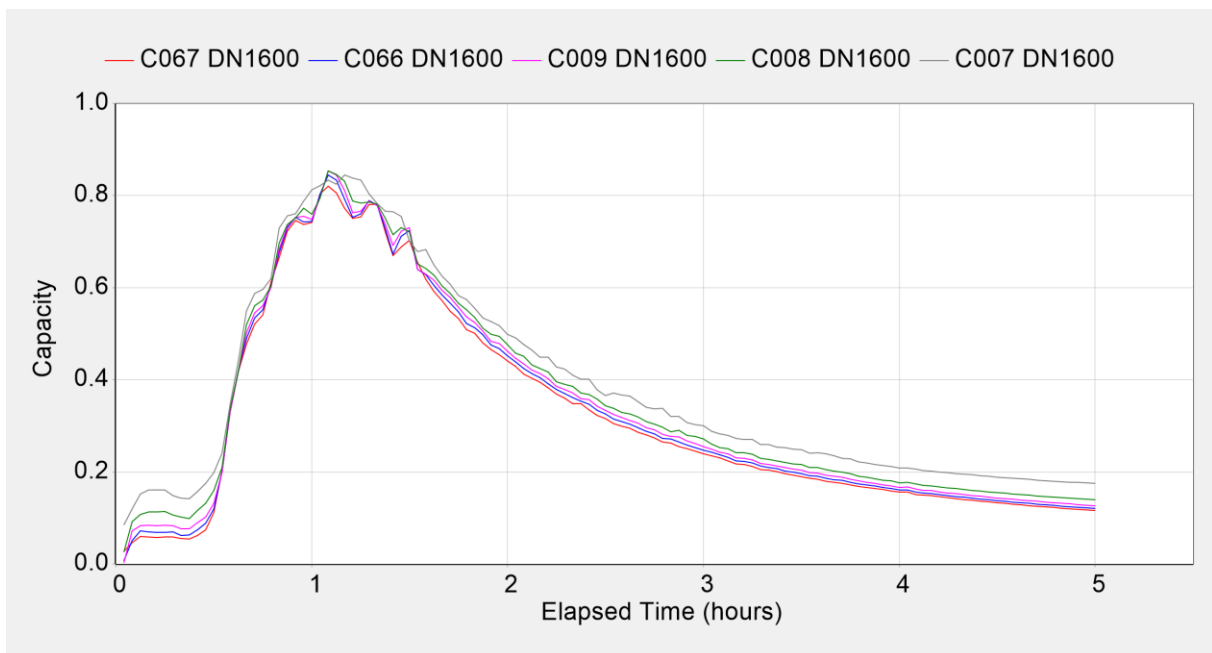


Figura 55: Profilo longitudinale del tirante idraulico per lo time-step 1:12:30.

La capacità residua di portata per tale condizione di pioggia è di 350 l/s. Con tale portata il grado di riempimento all'interno del DN1600 non è superiore a 83-84%.



**Figura 56: Profilo longitudinale del tirante idraulico (confluenza di via Garibaldi) per lo time-step 1:15:00.**



**Figura 57: Gradi di riempimento delle aste C067, C066, C009, C08, C007, C006 – ietogramma Chicago 2\_0 con la portata aggiuntiva di 350 l/s proveniente da via Garibaldi.**

## 6.4 Valutazioni sulla capacità idraulica del *rio Molino*

Le simulazioni numeriche riportate nei precedenti paragrafi hanno evidenziato differenti comportamenti della rete rispetto agli istogrammi imposti. Nella tabella – si riportano la portata massima della nuova condotta DN1600 nella condizione standard e cono l’aggiunta della portata aggiuntiva da Via Garibaldi (richiesta per simulare un eventuale scarico aggiuntivo dovuto alla realizzazione dell’ARBO).

Le portate riportate sono la media delle singole aste (5) che compongono la nuova condotta in via Alto Adige e via Perathoner, la media è stata utilizzata come valore di riferimento per dare un’idea complessiva del funzionamento dell’intera asta, che si presuppone possa essere considerata un corpo unico, avendo diametro e pendenza costante e ricevendo afflussi laterali trascurabili rispetto alla portata in arrivo da monte.

	TR_1_1	TR_1_2	TR_1_3	TR_1_4	TR_2_0	TR_2_0 [75l/s]
<b>Portata [m3/s]</b>	3,330	2,868	3,228	3,525	3,313	3,223
<b>Portata aggiuntiva Garibaldi [l/s]</b>	300	600	250	0	300	350
<b>Portata finale [m3/s]</b>	3,243	3,198	3,2	3,525	3,282	3,413

**Tabella 13: Valori di portata massima (media dei 5 tratti di via Alto Adige – Via Perathoner) prima e dopo l’aggiunta della portata aggiuntiva di via Garibaldi, simulante un afflusso laterale aggiuntivo dovuto alla realizzazione di una futura zona di riqualificazione.**

Come si vede dalla Tabella 13 la portata scaricata per gli ietogrammi TR\_1\_1, TR\_1\_3, TR\_2\_0 converge su un valore finale di circa 3.300 l/s, che permette all’asta di scaricare la portata proveniente da monte e la portata aggiuntiva di circa 300 l/s da un eventuale sistemazione urbanistica futura. Anche la simulazione aggiuntiva con lo scarico regolato a 75 l/s conferma sostanzialmente i valori di portata scaricata con gli ietogrammi TR\_1\_1, TR\_1\_3, TR\_2\_0 e può essere tratta assimilandolo ai casi precedenti.

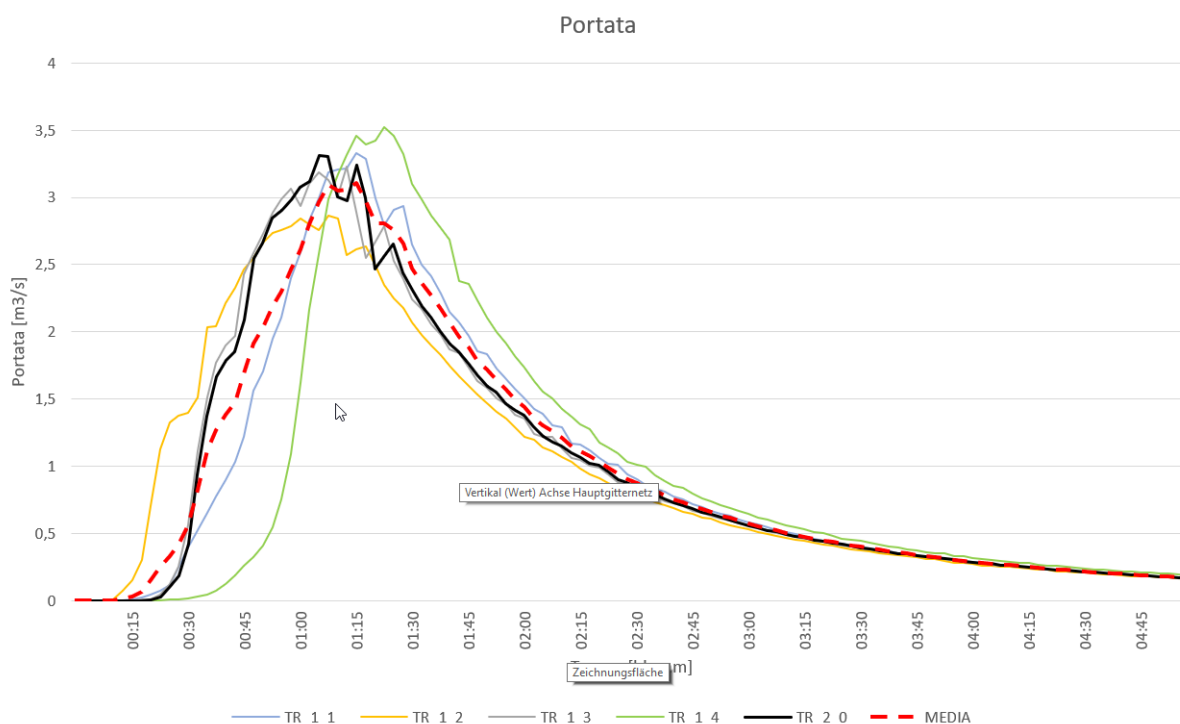
Gli ietogrammi TR\_1\_2 e TR\_1\_4 rappresentano casi singolari, poiché generano una portata completamente difforme rispetto agli idrogrammi precedenti, pur scaricando lo stesso volume di pioggia e a pari condizioni di impermeabilità, volumi e trasporto. Il primo una portata sensibilmente più bassa, tale da permettere un afflusso aggiuntivo di 600 l/s, il secondo talmente alta da non permetter alcun afflusso aggiuntivo.

Si riportano in Tabella 14 i gradi di riempimento prima e dopo la portata aggiuntiva proveniente da via Garibaldi. Anche in questo caso si nota una differenza sensibile tra gli ietogrammi TR\_1\_1, TR\_1\_3, TR\_2\_0 che mantengono gradi di riempimento simili nelle due condizioni, e TR\_1\_2 e TR\_1\_4 (che rispecchiano la condizione sopra evidenziata). Il grado di riempimento della simulazione con ietogramma TR\_2\_0 scarico regolato dall’ara Waltherpark a 75 l/s risulta molto simile a quanto riportato con gli idrogrammi TR\_1\_1, TR\_1\_3, TR\_2\_0.

	TR_1_1	TR_1_2	TR_1_3	TR_1_4	TR_2_0	TR_2_0 [75l/s]
<b>Grado di riempimento [%]</b>	0,792	0,718	0,772	0,832	0,798	0,778
<b>Grado di riempimento finale [%]</b>	0,814	0,832	0,804	0,832	0,832	0,838

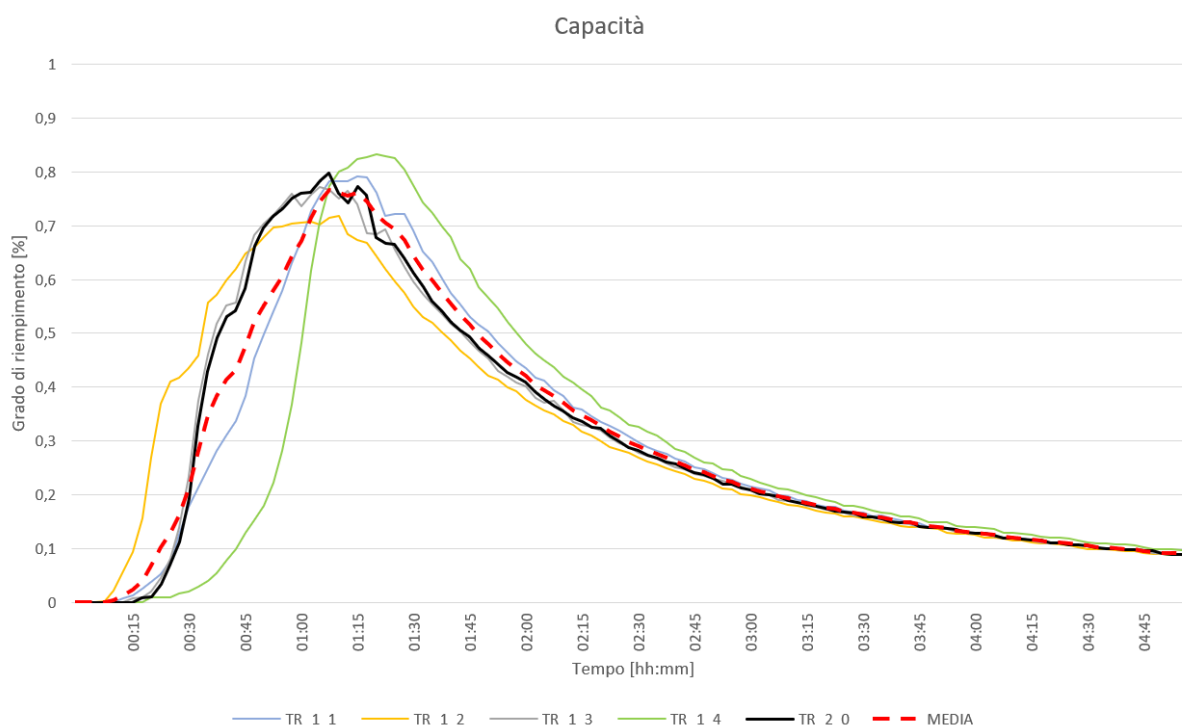
**Tabella 14: Gradi di riempimento (media dei 5 tratti di via Alto Adige – Via Perathoner) prima e dopo l’aggiunta della portata aggiuntiva di via Garibaldi, simulante un afflusso laterale aggiuntivo dovuto alla realizzazione di una futura zona di riqualificazione**

Tali considerazioni si possono meglio visualizzare nei grafici seguenti (Figura 58 e Figura 59), dove sono riportate gli idrogrammi di piena transitanti lungo l’asta. Per ogni singolo time-step è stata eseguita alla media della portata delle 5 aste. I grafici riportano il valore della portata e del grado di riempimento dei singoli casi modellati e l’onda media dei risultati (a puro titolo di confronto).



**Figura 58: Idrogramma di piena, della portata istantanea transitante lungo l’asta oggetto di verifica, per i vari ietogrammi di pioggia modellati e l'idrogramma medio dei risultati.**

Così visualizzati risulta evidente che gli ietogrammi TR\_1\_2 e TR\_1\_4 rappresentino casi singolari che estremizzano una condizione di deflusso imposta con distribuzioni delle piogge che, pur mantenendo una valenza formale matematica, non rappresentano coerentemente il fenomeno fisico. Rispetto alla media dei risultati le condizioni TR\_1\_1, TR\_1\_3, TR\_2\_0 risultano convergenti, pur mantenendo una variabilità coerente con le variazioni di trasporto ed invaso di una rete complessa, mentre le condizioni TR\_1\_2 e TR\_1\_4, discostandosi così pesantemente dalla media evidenziano la distanza tra la forzante di precipitazione modellata, valida dal punto di vista matematico, e il fenomeno fisico il cui picco statisticamente non si verifica mai all’istante t=0 o alla fine di un evento.



**Figura 59: Idrogramma di piena, riportante i gradi di riempimento delle aste oggetto di verifica, per i vari ietogrammi di pioggia modellati e la media dei risultati.**

Secondo la modellazione eseguita e le considerazioni fatte si ritiene ragionevolmente di poter scartare i risultati derivanti dagli ietogrammi TR\_1\_2 e TR\_1\_4, pertanto la portata di progetto valutata è di circa 3,3 m<sup>3</sup>/s. Con tale portata il grado di riempimento risulta di circa 78-79%.

Il grado di riempimento residuo delle condotte in analisi, 21-22%, è superiore al rischio d'insufficienza della rete di drenaggio associabile al tempo di ritorno  $T_R$  (anni) e alla vita utile dell'opera (anni), pari al 10 % [vedi Figura 13: *Andamento del Rischio Idraulico R al variare del Tempo di ritorno TR di progetto e della vita utile dell'opera N* e il paragrafo *Analisi pluviometrica - Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSP)*].

Il grado di riempimento andrebbe poi a ridursi a seguito del rigurgito causato dall'immissione laterale della portata aggiuntiva di via Garibaldi, 17-19%, valore comunque superiore al rischio d'insufficienza della rete di drenaggio associabile al tempo di ritorno  $T_R$  (anni) e alla vita utile dell'opera (anni), pari al 10 %.

Ricordando infatti che la verifica di una rete idraulica è effettuata generalmente sulla base del compromesso tra il contenimento della frequenza attesa delle insufficienze funzionali del sistema di drenaggio e il contenimento dei costi d'intervento, compatibilmente con i vincoli progettuali e territoriali, la verifica la condotta risulta coerente sia con il grado di studio del modello concettuale fisicamente basato, che non può essere portato ad un grado di definizione maggiore in assenza di elementi e punti di taratura (ad.es. misuratori di portata all'interno della rete, idrometri dedicati, serie storiche, etc.) che ne permetterebbero una calibrazione, sia con l'esperienza riportata dai responsabili che non hanno rilevato malfunzionamenti dell'asta in esame negli ultimi 20anni.



## 7 Conclusioni

A margine dello studio idrologico-idraulico sono riportate le seguenti conclusioni:

- Lo studio idrologico-idraulico riportato in questo lavoro ha evidenziato che il collettore DN1600 del *rio Molino* permette - nel tratto compreso tra l'incrocio tra *via Perathoner* e *via Alto Adige* e l'incrocio tra *via Alto Adige* e *via Garibaldi/Piazza G. Verdi* – aggiornate le caratteristiche geometriche e le sezioni, a seguito delle evidenze risultate da successivi rilievi ed integrazioni progettuali, presenta un grado di riempimento residuo di 21-22%, superiore al rischio d'insufficienza della rete di drenaggio associabile al tempo di ritorno TR (10 anni) e alla vita utile dell'opera, pari al 10 %. Risulta dunque possibile, per la pendenza di progetto  $i = 0.12\%$  e garantendo un valore del coefficiente di scabrezza di Strickler  $k_{st} \geq 95 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ , posare un collettore DN1600;
- La regolazione della portata scaricata dall'area Waltherpark a 75 l/s non produce sostanziali differenze rispetto alle modellazioni convergenti TR\_1\_1, TR\_1\_3, TR\_2\_0. La portata scaricata e il grado di riempimento risultano praticamente identiche rispetto le modellazioni precedenti. Prendendo come idrogramma di progetto TR\_2\_0, che meglio simula la condizione di scarico della portata dal punto di vista del trasporto dell'onda di piana, si può notare una differenza di circa 50 litri rispetto al picco stimato con la modellazione non regolata. Tale differenza di portata può essere utilizzata come afflusso aggiuntivo in via Garibaldi, che in futuro potrà scaricare 350 l/s (rispetto ai 300 l/s precedentemente calcolati).
- La differenza di portata transitante rispetto alla precedente relazione idrologico-idraulica, eseguita sempre dallo studio *in.ge.na. - studio tecnico associato* per conto di Waltherpark. S.p.a., è dovuta ad alcune modifiche della rete concordate con il gestore che provvederà a eseguire alcuni interventi che riducono la portata transitante in via Perathoner (deviazione di parte delle acque di piazza Walther, deviazione di parte/tutte delle acque di via Argenterieri verso via Isarco) oltre ad una revisione dei coefficienti di impermeabilizzazione ritenuti troppo severi rispetto alla condizione reale;
- Sulla base di quanto esposto nei paragrafi 5.3 - *Considerazioni sugli ietogrammi di progetto* e 5.4 - *Proposta di un nuovo ietogramma di verifica*, si consiglia di adottare e dell'esperienza maturata con questo lavoro, si consiglia di non utilizzare, anche per future modellazioni o verifiche, le serie temporali TR\_1\_1, TR\_1\_3, TR\_2\_0 e TR2\_0 con scarico regolato a 75 l/s. Differentemente gli ietogrammi TR\_1\_2 e TR\_1\_4 rappresentano male le condizioni fisiche e la distribuzione temporale delle intensità di pioggia registrate nelle osservazioni. Tali serie andrebbero escluse perché troppo legate all'ambito accademico e mal rappresentanti le condizioni reali. Coerentemente con quanto proposto dagli autori in merito alla costruzione dello ietogramma Chicago, il picco  $r$  tra 0.35 e 0.4 (*Keifer e Chu et altri*) condizione rispettata negli ietogrammi TR\_1\_3 e TR\_2\_0.

## 8 Riferimenti e carte tematiche consultate

### - Riferimenti Normativi

- Decreto del Presidente della Provincia 21 gennaio 2008, n. 6 - "Disposizioni sulle acque" in materia di tutela delle acque
- Legge provinciale 18 giugno 2002, n. 8 - Disposizioni sulle acque
- Legge provinciale 13 ottobre 2017, n. 17 – Valutazione ambientale per piani, programmi e progetti
- Legge Urbanistica Provinciale 11 Agosto 1997, n. 13

### - Carte e dati tematici

- Carta tecnica provinciale. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Carta dell'uso del suolo reale. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Carte catastali. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Carta Geologica 1:100'000
- Modello digitale del terreno (DTM a 2.5 m e 0.5 m di risoluzione). Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Piano Urbanistico Comunale (PUC) del Comune di Bolzano
- Piano delle Zone di Pericolo (PZP) del Comune di Bolzano
- Ortofotocarte del 2008. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Ortofotocarte del 2011. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Ortofotocarte del 2014. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Shape vettoriale delle acque correnti della Provincia di Bolzano. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Shape vettoriale dei confini amministrativi comunali della Provincia di Bolzano. Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio Informatica geografica e statistica
- Shape vettoriale della rete delle acque potabili. SEAB SpA
- Shape vettoriale della rete della rete di drenaggio delle acque meteoriche. SEAB SpA
- Shape vettoriale della rete della rete fognaria delle acque nere. SEAB SpA
- Rilievi effettuati dalla committenza e dal gestore
- PROGETTO: per lo spostamento del rio Mulino

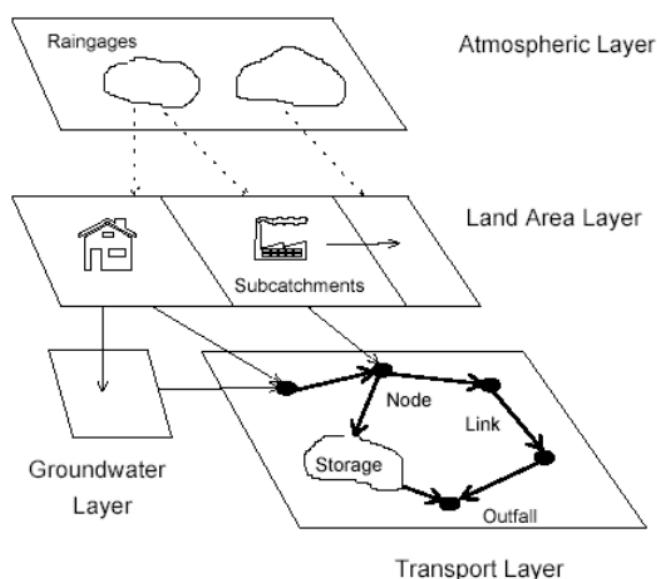


## 9 APPENDICE: Descrizione del modello di calcolo EPA-SWMM 5.1

### 9.1 Generalità

EPA-SWMM (Storm Water Management Model), prodotto e sviluppato dal Water Supply and Water Resources Division dell'Environmental Protection Agency (US-EPA), è un software per la modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi, di propagazione di onde di piene e onde di concentrazione d'inquinanti nei canali e nelle condotte che costituiscono un sistema di drenaggio (urbano). Il software è stato concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si sviluppano nel ciclo idrologico.

SWMM schematizza il sistema di drenaggio in vari compartimenti (figura 60).



**figura 60: Schematizzazione concettuale del modello SWMM**

Layer "Atmosfera": in questo layer sono definite le precipitazioni insistenti sui bacini contribuenti alla rete di drenaggio. E' possibile eseguire simulazioni di eventi critici di pioggia che vanno a sollecitare il bacino. Tali precipitazioni possono essere a "evento singolo" (ovvero simulazioni della durata di poche ore) e "in continuo" (ovvero simulazioni della durata di diversi giorni o mesi);

Layer "Territorio": il territorio viene suddiviso in sottobacini contraddistinti da specifiche caratteristiche idrauliche e morfologiche che ricevono le precipitazioni dal layer "Atmosfera" o i deflussi provenienti da altri sottobacini;

Layer "Acque sotterranee": riceve le acque di infiltrazione nel terreno, e le trasferisce alla rete di "Trasporto";

Layer "Trasporto": questo layer contiene la rete dei canali, condotte e manufatti idraulici. La rete è descritta mediante rami e nodi, che definiscono le caratteristiche geometriche e di scabrezza di condotte, canali, pozzetti, ecc. In questo comparto si esegue il calcolo della propagazione dell'onda di piena. E' possibile eseguire il calcolo secondo approssimazioni diverse: moto uniforme, onda cinematica e moto vario. L'analisi in moto vario è basata sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint

Venant, consentendo la rappresentazione dei fenomeni di rigurgito, moti a pelo libero e in pressione, inversione del flusso nei rami della rete.

Lo schema dei moduli contenuti in SWMM, e le relazioni tra essi intercorrenti sono mostrati in figura 61. Ogni blocco può essere utilizzato singolarmente o in maniera consequenziale secondo lo schema di figura 62.

Il blocco **Runoff** è generalmente il primo step di una simulazione in SWMM. In input, il blocco riceve gli istogrammi di progetto. Nel modulo Runoff viene studiato il processo di trasformazione afflussi-deflussi utilizzando un approccio basato sul modello dei serbatoi non lineari con una opzione per il calcolo dell'apporto idrico derivante dallo scioglimento nivale. Possono inoltre essere analizzati i processi di infiltrazione e di evaporazione. In uscita di questo blocco si hanno degli idrogrammi che fungono da ingresso alla rete di drenaggio.

Il blocco **Transport**, che può ricevere in input gli idrogrammi valutati nel blocco Runoff, esegue il calcolo idraulico con la schematizzazione dell'onda cinematica. L'analisi qualitativa è basata su cinetiche del primo ordine, con criteri di Shield sull'inizializzazione del moto. I risultati consistono in livelli idraulici, portate e concentrazioni delle sostanze contaminanti per ogni componente della rete, schematizzata in un sistema di rami e nodi.

Il blocco **Storage/Treatment** è sostanzialmente un modulo aggiuntivo di Transport che può simulare fino a tre inquinanti in un serbatoio contenete fino a cinque unità o processi. Il blocco simula inoltre i processi di decadimento del primo ordine associati ad una miscelazione completa, funzioni di rimozione e di dinamica di sedimentazione. Inoltre è possibile calcolare una previsione dei costi di avvio, di gestione e di manutenzione per ogni unità di trattamento.

Il blocco **Extran** (Extended Transport - Figura 2.4) consente di modellare la propagazione dei deflussi all'interno della rete mediante la risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant. Extran è pertanto il modulo completo per la simulazione idraulica della rete, consentendo di modellare anche i fenomeni di rigurgito, le inversioni del flusso nei rami, i moti a pelo libero e in pressione.

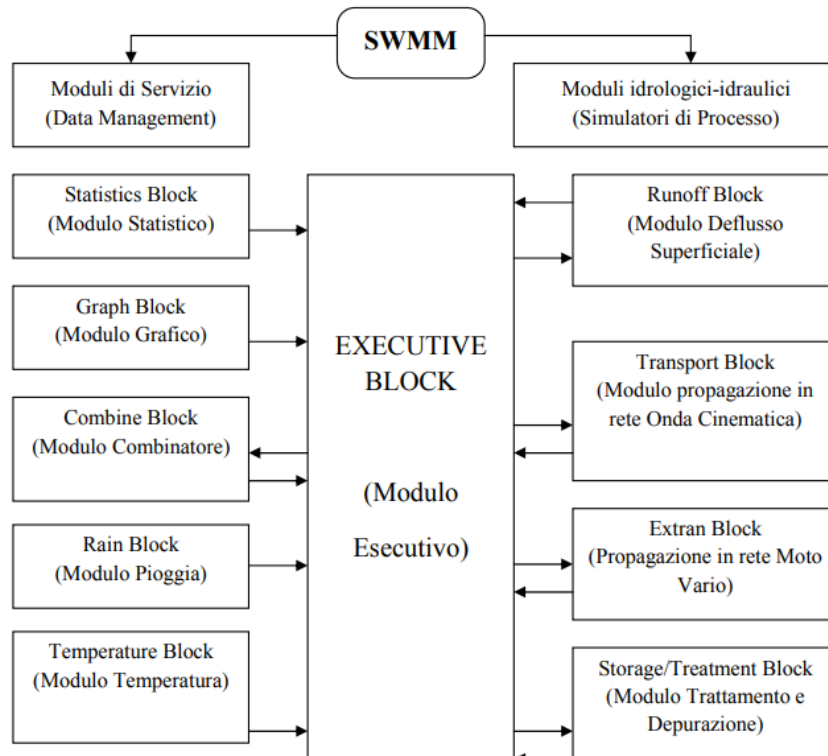


figura 61: Struttura modulare e relazioni tra i moduli di SWMM

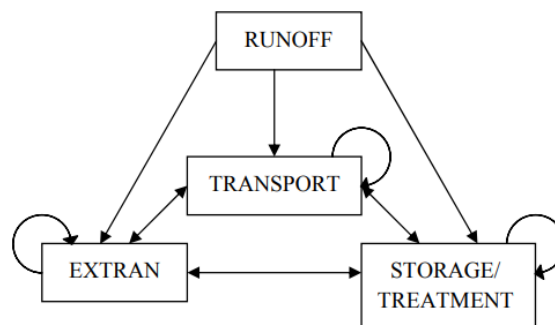


figura 62: Possibili relazioni tra i blocchi del modello SWMM

## 9.2 Descrizione della parte idrologica

SWMM simula i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane ed extra-urbane:

- precipitazioni;
- evaporazione;
- accumulo e scioglimento nivale;
- infiltrazione della precipitazione pioggia negli strati insaturi del terreno;
- percolazione delle acque di infiltrazione negli strati dell'acqua freatica;
- interflow fra acqua freatica e rete di fognatura;

La zona di studio viene suddivisa in sottobacini (subcatchments), ognuno dei quali viene descritto attraverso parametri morfologici (area, pendenza) ed idrologici/uso del suolo (e.g. CN, % area

impermeabile). Il deflusso superficiale può essere diretto fra i subcatchments, o nei nodi di entrata della rete di fognatura.

### 9.2.1 Caratteristiche dei subcatchments

I sottobacini sono descritti attraverso i valori di area, pendenza media, larghezza equivalente del bacino, percentuale di area impermeabile, altezza delle depressioni superficiali nelle aree permeabili ed impermeabili, coefficienti di Manning per le superfici permeabili ed impermeabili, dati per il calcolo dell'infiltrazione.

### 9.2.2 Deflusso superficiale

Il deflusso superficiale è costituito da quella aliquota di precipitazione che scorre sulla superficie del terreno e si raccoglie successivamente nella rete di scolo. I fenomeni idrologici di infiltrazione, intercettazione e di accumulo nelle depressioni superficiali costituiscono di fatto delle perdite nelle simulazioni 'a evento singolo', le perdite che vengono sottratte all'afflusso meteorico totale, rappresentato dalla pioggia lorda, fornendo così la pioggia netta, ossia quella quota di precipitazione che contribuisce al deflusso superficiale. Il deflusso superficiale può essere descritto attraverso lo schema concettuale riportato in figura 63.

Ogni superficie dei sottobacini è trattata come un serbatoio non-lineare. Gli ingressi derivano dalle precipitazioni (piogge e/o scioglimento delle nevi), le uscite sono diverse e sono rappresentate dall'evaporazione, dall'infiltrazione e dal deflusso superficiale. Il volume di questo serbatoio è rappresentato dalla massima capacità di immagazzinamento delle depressioni, ossia quel volume d'acqua intercettata da avvallamenti, sconnessioni delle superfici e ristagni.

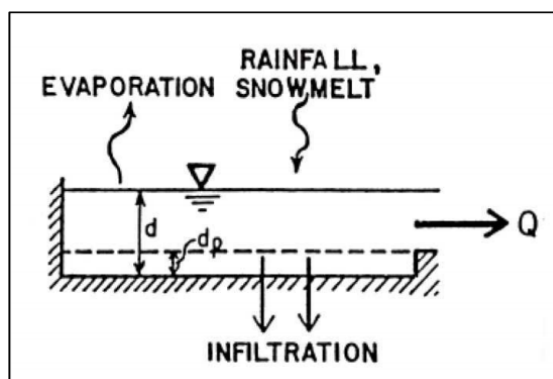


figura 63: Rappresentazione concettuale del deflusso superficiale in SWMM

Il deflusso superficiale per unità di area, Q, si genera quando l'altezza d'acqua nel serbatoio supera il valore delle depressioni  $d_p$ . Il valore di Q è calcolato a mezzo dell'equazione:

$$Q = W \frac{1.49}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{0.5}$$

dove Q = deflusso superficiale unitario, W = "larghezza equivalente" del sottobacino, n = coefficiente di scabrezza di Manning, d = altezza dell'acqua;  $d_p$  = altezza delle depressioni superficiali; S = pendenza del sottobacino. L'altezza dell'acqua, d, dei sottobacini è continuamente aggiornata nel corso del

calcolo, risolvendo numericamente il bilancio d'acqua presente sul sottobacino. I sottobacini sono divisi in due porzioni: frazione impermeabile (aree urbane, zone industriali e strade) e frazione permeabile (aree agricole, prati, ecc.), con il deflusso superficiale che può infiltrarsi nelle aree permeabili del bacino.

### 9.2.3 Infiltrazione

L'infiltrazione è quel processo per cui le acque meteoriche cadute al suolo su aree permeabili penetrano attraverso la superficie del terreno per giungere negli strati inferiori del suolo.

SWMM offre tre possibilità di calcolo per l'infiltrazione:

1. Equazioni di Horton;
2. Metodo di Green-Ampt;
3. Metodo SCS - Curve Number.

In particolare, il metodo SCS (*Soil Conservation Service*) - *Curve Number* è una procedura che consente una stima della pioggia netta a partire dalla conoscenza della pioggia totale e dagli usi e tipologia di suolo. Specificatamente, il metodo descrive la capacità di infiltrazione totale in un terreno per mezzo del valore del Curve Number CN. Al crescere del volume di pioggia, il termine di infiltrazione decresce per via del progressivo saturarsi del terreno nella porzione di bacino impermeabile.

Il metodo si fonda sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

dove  $V$  = volume di deflusso,  $P_n$  = precipitazione netta,  $W$  = invaso del suolo (volume idrico effettivamente immagazzinato nel suolo),  $S$  = valore massimo immagazzinabile nel suolo nella condizione di completa saturazione.

La precipitazione netta  $P_n$  si ottiene sottraendo alla precipitazione totale  $P$  le perdite iniziali  $I_a$  dovute all'immagazzinamento superficiale imputabile all'intercettazione operata dalla copertura vegetale e dalle asperità del terreno:

$$P_n = P - I_a$$

La precipitazione netta, inoltre, si ripartisce completamente tra il volume di deflusso superficiale e l'invaso del suolo:

$$P_n = V + W$$

per cui risulta:

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S}$$

Le perdite iniziali  $I_a$  si esprime come aliquota del volume d'acqua immagazzinabile nel suolo:

$$P_n = P - 0.2 \cdot S$$

Sfruttando le relazioni di cui sopra si giunge dunque all'espressione:

$$V = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$



La suddetta relazione presuppone, per il calcolo del Volume di deflusso, la conoscenza della precipitazione totale P e la stima del massimo invaso del suolo S, il cui valore può variare tra 0 (superficie completamente impermeabile) e infinito (invaso illimitato).

La stima di S si effettua per mezzo della relazione:

$$S = 254 \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Dove CN è il *Curve Number*, ossia un indice che esprime l'attitudine del singolo bacino a produrre deflusso superficiale. CN può assumere valori compresi tra 0 (terreno a permeabilità infinita) e 100 (superfici impermeabili), e la sua valutazione presuppone la conoscenza del gruppo idrologico di ciascun suolo appartenente al bacino in esame.

Il *Soil Conservation Service* ha classificato i suoli in quattro categorie idrologiche in base al tasso di infiltrazione ottenuto per il suolo privo di copertura dopo una imbibizione prolungata:

- Gruppo A: questo gruppo è costituito da suoli con un basso potenziale di deflusso e un alto tasso di infiltrazione quando sono completamente umidi; sono costituiti normalmente da sabbie e ghiaie e usualmente vi vengono incluse anche sabbie limose e limi sabbiosi; tali terreni hanno una trasmissività maggiore di 0.76 cm/h;
- Gruppo B: i suoli che fanno parte di questo gruppo hanno un moderato tasso di infiltrazione quando sono completamente bagnati e consistono prevalentemente in terreni da poco profondi a profondi, poco o molto drenati, con tessitura da fine a grossolana; generalmente sono inclusi in questo gruppo i limi e i limi siltosi; tali suoli hanno una trasmissività compresa tra 0.38 e 0.76 cm/h;
- Gruppo C: i suoli di questo gruppo hanno un basso tasso di infiltrazione quando sono completamente bagnati e consistono maggiormente in suoli con uno strato che limita il movimento verso il basso dell'acqua e suoli con una tessitura da moderatamente fine a fine; sono normalmente incluse in questo gruppo le argille sabbiose e limose; questi suoli hanno una trasmissività che va da 0.13 a 0.38 cm/h;
- Gruppo D: i suoli di questo gruppo sono dotati di un elevato potenziale di deflusso; hanno un tasso di infiltrazione molto basso e consistono maggiormente in argille con elevato potere di ritenzione idrica, terreni con una quota della falda freatica prossima a quella della superficie del terreno, suoli con uno strato argilloso vicino alla superficie e suoli poco profondi che poggiano su uno strato impermeabile; sono inclusi in questo gruppo argille limose, argille siltoso-limose, argille siltose, argille ed argille sabbiose; questi suoli hanno una trasmissività molto bassa inferiore a 0.13 cm/h.

Il metodo tiene conto delle condizioni di umidità iniziali del terreno antecedenti all'inizio dell'evento (AMC, Antecedent Moisture Conditions), ed i valori di CN riportati in tabella 15 si riferiscono alla condizione AMC(II), ovvero una condizione di umidità media.

Per condizioni antecedenti l'evento molto umide, AMC(III), o molto asciutte, AMC(I), si possono derivare i relativi valori di CN usando le seguenti equazioni:

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

Si considera un terreno in condizioni AMC(I) quando questo si presenta secco pur senza raggiungere il punto di appassimento, e in cui le colture o la vegetazione sono ben sviluppate; una condizione AMC(III) fa riferimento ad un terreno saturo a causa di precipitazioni superiori a 50 mm di pioggia nei cinque giorni precedenti l'evento considerato, mentre per la stagione fredda si considerano precipitazioni superiori a 25 mm di pioggia nei cinque giorni precedenti l'evento.

Uso del suolo	Drenaggio	Condizioni	Gruppo del terreno			
			A	B	C	D
<i>Residenziale</i>						
Zone urbane e commerciali	Area impermeabile: 85%		89	92	94	95
Zone industriali	Area impermeabile: 72%		81	88	91	93
Casa a schiera	Area impermeabile: 65%		77	85	90	92
Ville	Area impermeabile: 25%		54	70	80	85
Parcheggi			98	98	98	98
Parchi	Copertura verde: 75%		39	61	74	80
<i>Strade</i>						
Pavimentate	Cunette e fognatura		98	98	98	98
Sterrate			72	82	87	89
<i>Agricolo</i>						
Maggese			77	86	91	94
Seminativo	Solchi a ritto chino	cattive	65	76	84	88
		buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi trasverso chino	cattive	63	74	82	85
Uso del suolo	Drenaggio	Condizioni	A	B	C	D
Seminativo	Terrazzato	cattive	61	72	79	82
		buone	59	70	78	81
<i>Agricolo</i>						
Pascolo		cattive	68	79	86	89
		discrete	49	69	79	84
		buone	39	61	74	80
Prato			30	58	71	78
Terreno boschivo		cattive	45	66	77	83
		discrete	36	60	73	79
		buone	25	55	70	77
Filari	ritocchino	cattive	72	81	88	91
		buone	67	78	85	89
Bosco (50%) e prato (50%) (es. frutteto)		cattive	57	73	82	86
		discrete	43	65	76	82
		buone	32	58	72	79

tabella 15: del CN per differenti gruppi di terreno, nella condizione AMC(II).

### 9.3 Descrizione della parte idraulica

SWMM utilizza una descrizione del tipo "rami-nodi" del sistema di scolo delle acque, facilitando così la rappresentazione discreta del modello fisico e la soluzione matematica delle equazioni di moto vario gradualmente-variato (De Saint Venant) che costituiscono le basi matematiche del modello e del blocco Extran.

La rete di drenaggio è rappresentata da una serie di tronchi (links) - ciascuno associabile a particolari condizioni geometriche e di scabrezza - collegati tra loro in corrispondenza dei nodi (nodes).

Le proprietà costanti associate ai rami sono il tipo di sezione, la lunghezza, la pendenza ed il coefficiente di scabrezza. Le proprietà determinate ad ogni passo di calcolo sono invece la portata, la velocità di deflusso, l'area bagnata, il raggio idraulico e la larghezza del pelo libero.

La variabile indipendente fondamentale nei rami è la portata Q, e si assume costante in ogni ramo durante un passo di calcolo. Velocità ed area bagnata del flusso, o livello, sono invece grandezze variabili nello stesso ramo. Le proprietà costanti associate ai nodi sono la quota di scorrimento e la quota di immissione (od emissione) del ramo rispetto al fondo; quelle determinate ad ogni passo di calcolo e funzione del livello idrico nel nodo sono il volume, l'area superficiale libera e il carico idraulico H. La variabile indipendente fondamentale nei nodi è il carico idraulico, variabile nel tempo, ma costante nel singolo nodo durante un passo di calcolo. Gli afflussi e deflussi avvengono in corrispondenza dei nodi del sistema. La variazione di volume nel nodo durante un dato passo di calcolo costituisce la base per i calcoli seguenti di portata e carico idraulico.

### 9.3.1 Equazioni di governo

SWMM solve le equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant (equazioni di continuità e della quantità di moto):

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

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

dove: A = area bagnata dal flusso, Q = portata, x = distanza lungo l'asse della condotta, t = tempo, H = z+h = carico idraulico totale, z = quota geodetica, h = livello idrico, S<sub>f</sub> = cadente piezometrica.

Le suddette equazioni sono risolte in forma numerica e permettono di determinare la portata in ogni ramo ed il carico idraulico in ogni nodo ad ogni specificato passo di calcolo Δt. L'integrazione numerica è effettuata attraverso il "metodo di Eulero modificato". Il suddetto metodo fornisce una soluzione esplicita in cui l'equazione del moto è applicata alla portata in ogni ramo e l'equazione di continuità al carico idraulico in ogni nodo.

### 9.3.2 Schematizzazione degli elementi di una rete di drenaggio

Una rete di canali per poter essere implementata in SWMM, necessita di essere schematizzata come un insieme di L links e N nodes, ciascuno con le proprie caratteristiche (figura 64).

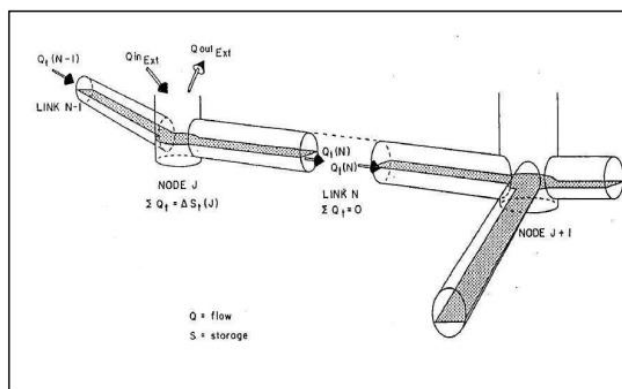


figura 64: Schematizzazione generale della rete in nodi (nodes) e rami (links)

- Nodi

I nodi rappresentano i punti dove il sistema di trasporto interseca i vari rami. Fisicamente rappresentano i pozzetti di un sistema fognario (figura 65).

Alcuni nodi rappresentano i punti di immissione dei deflussi superficiali generati dal modulo runoff (nodi iniziali del canale di scolo). I principali parametri di input per un nodo sono la quota di fondo, la quota del terreno e gli eventuali afflussi in ingresso.

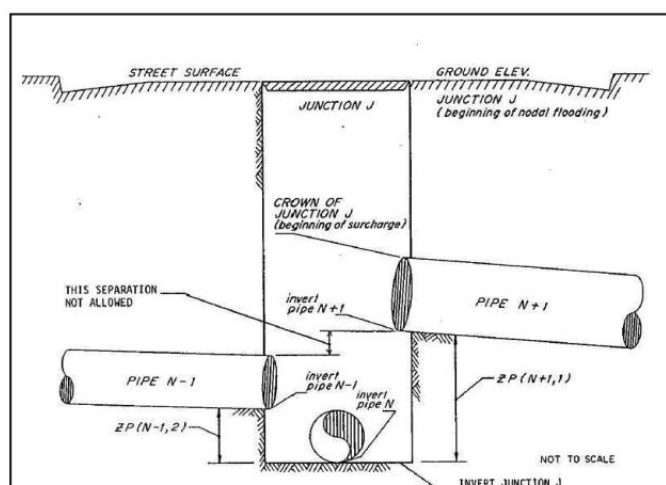


figura 65: Schema di nodo

- Rami

I rami (links) sono i canali o le condotte che permettono il transito dell'acqua da un nodo all'altro del sistema. Nel processo di schematizzazione della rete idraulica, ogni singolo canale deve essere suddiviso in più rami e nei corrispettivi nodi. Ogni ramo è schematizzato come un condotto con caratteristiche costanti di forma, pendenza, scabrezza, ecc. e, pertanto, ogni variazione di pendenza del canale, confluenza di più collettori, salti di fondo, variazioni di profondità o di sezione devono essere rappresentati con rami differenti. La forma del canale può essere scelta utilizzando un apposito menu del programma, grazie al quale è possibile selezionare una serie di sezioni di formati standard, tutte opportunamente configurabili nelle dimensioni a seconda delle esigenze di rappresentazione. In uno stesso nodo possono convergere più rami, ed è possibile specificare l'altezza d'immissione rispetto

fondo del nodo. Un dato importante è l'altezza massima raggiungibile dal nodo; questa, nel caso di canali e nodi aperti (e.g., pozzetti), rappresenta la quota oltre la quale si ha una fuoriuscita dell'acqua.

- Outfall nodes

Rappresentano i nodi terminali della rete. Sono utilizzati per definire le condizioni al contorno nella procedura *Dynamic Wave* (risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant). E' possibile definire diversi tipi di condizioni al contorno (e.g., carico idraulico costante, carico idraulico variabile, moto uniforme, ecc.).

- Pompe

SWMM consente di simulare il funzionamento di un impianto di sollevamento. Il suddetto funzionamento è definito attraverso una specifica relazione tra la portata sollevata ed una condizione dei nodi ai quali è collegata. E' possibile, ad esempio definire delle curve del tipo "Portata sollevata-Differenza del livello dei due nodi ai quali è collegata la pompa", oppure "Portata sollevata-Livello dell'acqua del nodo di monte".

- Weir

SWMM permette la schematizzazione di organi regolatori, come ad esempio gli sfioratori. Esistono diverse possibilità di scelta nel tipo di manufatto: laterale, frontale, trapezoidale.

Lo sfioratore laterale viene schematizzato in SWMM come un collegamento, ad esempio, tra un nodo ed un outfall. I parametri di input per questo dispositivo sono l'altezza della soglia (h), la lunghezza del manufatto (L) ed un coefficiente d'efflusso ( $C_w$ ). La portata che fuoriesce viene calcolata mediante la formula:

$$Q = C_w \cdot L \cdot h^{5/2}$$

- Orifices

Attraverso gli orifices è possibile schematizzare in SWMM manufatti quali paratoie o diaframmi. Tali manufatti sono rappresentati come un collegamento tra due nodi. Possono essere di sezioni circolare o rettangolare e situati alla base del nodo d'ingresso o ad una determinata quota rispetto alla base. E' possibile dotarli di una valvola di ritegno. Le portate che transitano attraverso quest'organo sono definite dalla seguente espressione:

$$Q = C \cdot A \sqrt{2gh}$$

dove C rappresenta un coefficiente d'efflusso, A la sezione del manufatto, h la differenza di quota del pelo libero tra nodo d'ingresso e d'uscita, g l'accelerazione di gravità.