



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRENTO

Dipartimento di Ingegneria Civile  
e Ambientale

---

**Progettazione di una rete di  
fognatura bianca per San Donà  
(TN)**

---

*Autori :*

Gianluca Pelagatti 198365

Pasquale di Tolla 197990

Umberto Gallina 197363

*Professori :*

Maurizio Righetti

Andrea Menapace

Nicola di Marco

Anno Accademico 2017/2018



# Indice

<b>1</b>	<b>Studio preliminare</b>	<b>5</b>
1.1	Analisi pluviometrica . . . . .	5
1.1.1	Il metodo dei momenti . . . . .	6
1.1.2	Il metodo dei minimi quadrati . . . . .	6
1.1.3	Il metodo di massima verosimiglianza . . . . .	7
1.1.4	Test di Pearson e coefficienti risultanti . . . . .	8
1.1.5	Linee Segnatrici di Possibilità Pluviometrica . . . . .	9
<b>2</b>	<b>Tracciamento della rete</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>Dimensionamento e verifica</b>	<b>17</b>
3.1	Dimensionamento della rete . . . . .	17
3.2	Verifica del criterio di autopulizia . . . . .	23
<b>4</b>	<b>Stima dei costi e Conclusioni</b>	<b>27</b>
4.1	Stima sintetica dei costi . . . . .	27
4.2	Conclusioni . . . . .	32

## Obiettivo del progetto

La finalità di questo studio è la determinazione di una rete di fognatura per acque bianche nella località di San Donà di Trento, a Nord-Est del capoluogo, con lo scopo di riqualificare l'impianto già esistente.



Figura 1: Visione satellitare del quartiere di San Donà.

Si prevedono modifiche ai servizi pubblici, quali trasporto e viabilità, a causa della rottura del manto stradale soprastante la rete. Questo implica un'efficienza ottimizzata per ridurre lo stato di disagio nella popolazione locale dovuto alla provvisorietà della fognatura esistente, ormai obsoleta, e alla gestione del traffico veicolare.

# Capitolo 1

## Studio preliminare

### 1.1 Analisi pluviometrica

Nella fase di preliminare del progetto è necessario conoscere la quantità d'acqua che la rete dovrà gestire: si eseguono degli studi sulle piogge avvenute in eventi passati in quanto la rete di fognatura bianca ha lo scopo di raccogliere solo l'acqua piovana, detta appunto *bianca*.

Sono stati raccolti i dati dall'archivio di *Meteotrentino* specifici della stazione meteorologica di Laste, in via dei Giardini a 312ms.l.m., ordinandoli in un foglio di calcolo per l'analisi pluviometrica attraverso il confronto dei tre metodi statistici: il metodo dei momenti, il metodo dei minimi quadrati ed il metodo della massima verosimiglianza. Tutti i casi sono studiati nel rispetto dell'unica legge di pioggia sempre valida, cioè la legge di Massari (*Da Deppo, Datei et al Acquedotti, Terza edizione, LibreriaInternazionale Cortina.*)

$$h(T_r, t_p) = a(T_r)t_p^n \quad (1.1)$$

dove  $h$  è l'altezza di pioggia in  $mm$  dipendente dal tempo di ritorno;  $t_p$  è il tempo di pioggia in ore.

L'obiettivo del calcolo è quello di ricavare i coefficienti  $a$  e  $n$  con cui tracciare le linee LSPP, acronimo di Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica.

Nell'analisi statistica si implementa la distribuzione di probabilità pluviometrica di Gumbel:

$$P(x < x_0) = \exp(-\exp a(x - b)) \quad (1.2)$$

Per arrivare a conoscere i coefficienti dell'equazione di pioggia, bisogna trovare i parametri  $a$  e  $b$ , grazie ai quali si stabiliscono delle relazioni tra altezze di pioggia e tempi di ritorno.

### 1.1.1 Il metodo dei momenti

Il metodo dei momenti prevede l'uso dei momenti di primo e secondo grado, ovvero media e varianza campionaria, per ricavare i parametri  $a$  e  $b$ .

$$\mu = \gamma b + a \quad (1.3)$$

$$\sigma^2 = b^2 \frac{\pi}{6} \quad (1.4)$$

Conoscendo i valori di media e varianza dai dati campionati, con  $\gamma = 0.577$  è possibile risalire ai coefficienti, quindi si ha

$$\gamma b + a = \frac{1}{N} \sum h_i \quad (1.5)$$

$$b^2 \frac{\pi}{6} = \frac{1}{N-1} \sum (h_i - \mu)^2 \quad (1.6)$$

I valori di media e varianza ottenuti per la serie di eventi specifici in Laste sono

$t_p$	15 min	30 min	45 min
media	11.90	15.61	19.18
varianza	13.85	26.14	38.67

Tabella 1.1: Media e varianza nei tempi di pioggia.

Grazie ai quali si possono ricavare i coefficienti utili all'analisi conclusiva

$t_p$	15 min	30 min	45 min
<b>a</b>	8.93	11.53	14.22
<b>b</b>	5.15	7.07	8.60

Tabella 1.2: Coefficienti con il metodo dei momenti.

### 1.1.2 Il metodo dei minimi quadrati

Il metodo dei minimi quadrati (anche detto OLS, *Ordinary Least Squares*) richiede l'organizzazione dei dati raccolti in ordine crescente, indipendentemente dalla successione cronologica.

In seguito si ha il trattamento dei dati tramite la ricerca della retta di regressione, tipicamente

$$y = ax + b \quad (1.7)$$

Quindi i passaggi di calcolo richiedono la determinazione dell' *ECDF*, a seguire si trova il valore di  $x$  da applicare graficamente alle rette di regressione insieme alle altezze di pioggia misurate.

$$ECDF = \frac{i}{N + 1} \quad (1.8)$$

$$x = \ln(-\ln(ECDF)) \quad (1.9)$$

relativo all'  $i$ -esima misura delle  $N$  totali. Graficando le rette di regressione calcolate, si è in grado di risalire ai coefficienti  $a$  e  $b$ , successivamente tabulati.

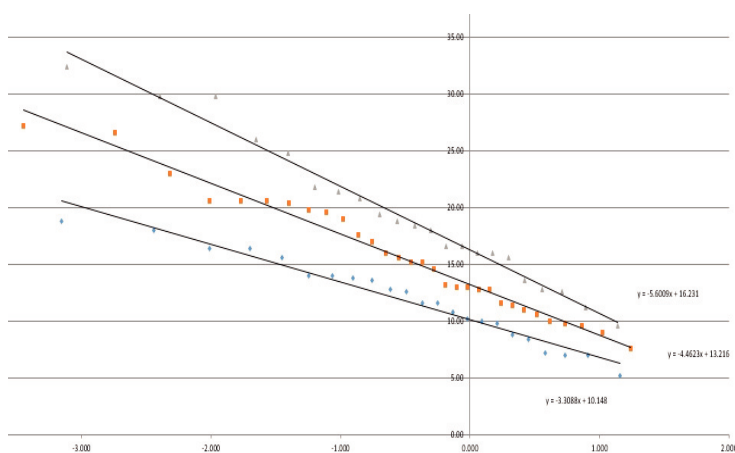


Figura 1.1: Rette di regressione lineare con relative equazioni.

$t_p$	15 min	30 min	45 min
<b>a</b>	10.15	13.22	16.23
<b>b</b>	3.31	4.46	5.60

Tabella 1.3: Coefficienti con il metodo dei minimi quadrati.

### 1.1.3 Il metodo di massima verosimiglianza

Il metodo di massima verosimiglianza richiede, come il precedente, il riordino dei dati raccolti in senso crescente.

Il calcolo dei coefficienti  $a$  e  $b$  si basa sull'uso di formule empiriche come:

$$u = \frac{1}{\alpha} \log\left(\frac{N}{\sum \exp(-\alpha x_i)}\right) = a \quad (1.10)$$

$$\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{N} \sum x_i + \frac{\sum x_i \exp(-\alpha x_i)}{\sum \exp(-\alpha x_i)} = 0 \quad (1.11)$$

in modo che  $u = a$  mentre  $\alpha = \frac{1}{b}$ . Grazie ad un semplice foglio di calcolo si possono calcolare i coefficienti  $b$  dall'equazione 1.11, mentre si trova  $a$  con

$$a = b \ln \left( \frac{N}{\sum x_i \exp(-\alpha x_i)} \right) \quad (1.12)$$

$t_p$	15 min	30 min	45 min
<b>a</b>	10.09	13.24	16.34
<b>b</b>	3.32	4.11	4.93

Tabella 1.4: Coefficienti con il metodo di massima verosimiglianza.

#### 1.1.4 Test di Pearson e coefficienti risultanti

I tre metodi forniscono altrettante coppie di coefficienti  $a$  e  $b$  per ogni tempo di pioggia, che si possono raccogliere nell'unica *Tabella 1.5* riassuntiva:

		15 min	30 min	45 min
metodo	$a$	8.93	11.53	14.22
momenti	$b$	5.15	7.07	8.60
minimi	$a$	10.15	13.22	16.23
quadrati	$b$	3.31	4.46	5.60
massima	$a$	10.09	13.24	16.34
verosimiglianza	$b$	3.32	4.11	4.93

Tabella 1.5: Tabella dei coefficienti.

Per scegliere quali coefficienti utilizzare si applica il *Test di Pearson* (o del  $\chi^2$ ). Per ogni metodo avviene una divisione in classi (in questo caso 5) dei dati raccolti, poi inseriti nella formula

$$\chi^2 = \frac{C_5}{pN} \quad (1.13)$$

dove  $p$  è un parametro scelto pari a 0.2.

Si analizza ogni metodo con i tre tempi di pioggia, cercando la coppia  $a$  e  $b$  in grado di fornire il  $\chi^2$  maggiore rimanendo sotto il valore di soglia  $\chi_{lim}^2 = 11.1$ ; infine, si ricavano i valori dei coefficienti ricercati.



$t_p$	coppia $a - b$	metodo	$\chi^2$
15 min	10.25 - 3.31	min quadrati	8.96
30 min	13.22 - 4.46	met momenti	10.13
45 min	14.22 - 8.60	met momenti	8.00

Tabella 1.6: Coefficienti scelti dopo il test di Pearson.

### 1.1.5 Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica

A seguito della determinazione statistica dei coefficienti  $a$  e  $b$ , si è in grado di tracciare le LSPP per il tempo di ritorno inizialmente ipotizzato per il progetto  $T_r = 15\text{anni}$ . Quindi per ogni tempo di pioggia si ha

$$h(t_p) = 33.16t_p^{0.40} \quad (1.14)$$

Il tracciamento della LSPP nella *Figura 1.2* permette di trovarne la retta di regressione con relativa equazione matematica di potenza. Ora si possono valutare le reali incognite del problema, ovvero i coefficienti  $a$  ed  $n$  della Legge di Massari.

La funzione per trovare la portata di progetto è

$$h_{tp} = a + b \left( -\ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right) \right) \quad (1.15)$$

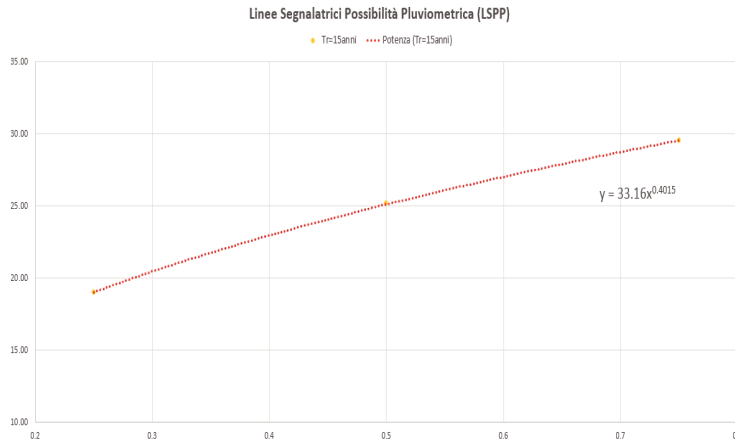


Figura 1.2: LSPP.

A partire dai parametri di  $a$  e  $n$  trovati, sono stati costruiti diversi file di testo contenenti le piogge efficaci ricavate dalle LSPP con questi parametri.



## Capitolo 2

# Tracciamento della rete

Per poter tracciare la rete ci si è serviti di strumenti GIS, per unire le informazioni cartografiche e a quelle di georeferenziazione. Considerando che ogni strada dovesse essere seguita da un collettore e utilizzando le curve di livello per la zona interessata, si è tracciata la rete per l'area in esame.



Figura 2.1: Schema generale della rete

La *Figura 2.3* mostra come l'intera area risulti servita da 19 collettori, concentrati soprattutto nella zona di San Donà con la densità abitativa più elevata; la strada che dalla rotonda di Cognola costeggia la parte superiore del centro abitato non è stata seguita da alcun collettore per due ragioni: la prima è che

quell'area risulta più alta del centro abitato e guardando le curve di livello si vede come la tendenza dell'acqua è quella di scendere verso valle; la seconda è che la strada risulta poco trafficata e circondata da molte zone verdi, che quindi presentano un'elevata capacità d'infiltrazione; inoltre la strada risulta in leggera pendenza (poiché scende verso il centro della piazza di San Donà), perciò il velo idrico risultante da un evento meteorico andrebbe ad accumularsi a valle o sulla superficie non impermeabile che circonda la strada.

Il collettore risulta necessario a partire dalla curva che porta in piazza (dove è stato collocato) poiché a quell'altezza inizia a diminuire la superficie "verde" attorno alla strada.

Ogni 100 metri sono stati previsti dei pozzetti d'ispezione con chiusini in ghisa, indicati in *Figura 2.3* con un punto arancio.

La collocazione di tali chiusini è stata pensata a livello della strada, prevedendo la possibilità di porre un rialzo in caso di lavori sul manto stradale (rifacimento dell'asfalto), evitando la possibile occlusione degli stessi nel tempo.

Successivamente sono state tracciate le aree che interessano ogni collettore: questi sottobacini sono stati individuati considerando il nodo a monte del collettore che interessa il singolo sottobacino come il punto in cui lo stesso drena la precipitazione che lo interessa (questo per esigenze di calcolo del programma utilizzato per dimensionare la condotta). La copertura degli edifici è stata considerata come il possibile punto dove dividere i sottobacini: è logico pensare che l'inclinazione del tetto e la presenza di gronde possa direzionare la pioggia verso un lato preciso dell'edificio.

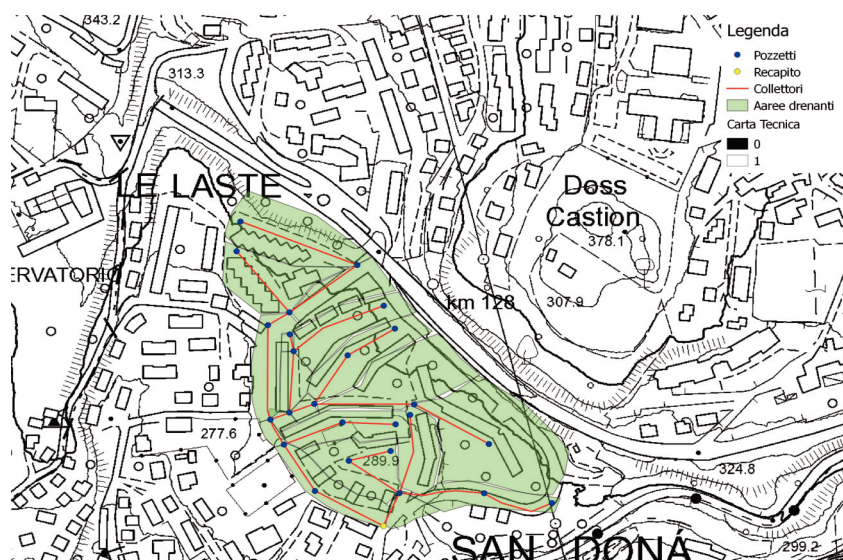


Figura 2.2: Carta Tecnica della zona in esame.

Ogni sottobacino è caratterizzato dalla presenza di una frazione impermeabile, evidentemente maggiore nei sottobacini di valle, che amplifica il deflusso superficiale (*runoff*) e diminuisce la frazione di acqua presente nel terreno all'inizio della precipitazione. La parte a nord - est dell'area risulta costituita da una frazione permeabile importante, che riduce invece il *runoff*.



Figura 2.3: Sottobacini individuati.

Per implementare la rete sul software SWMM è stato necessario calcolare l'area e la pendenza media (*Figura 4.1* di ciascun sottobacino, la lunghezza dei collettori e l'altezza dei nodi (i punti estremali di ciascun collettore), ipotizzando una pendenza iniziale dei collettori di monte pari a 0.06 e 0.3 per quelli di valle. Noto il punto di destinazione finale, situato a 282m s.m.m., è stato possibile calcolare l'altezza dei nodi successivi risalendo la rete e sfruttando il concetto di pendenza (rapporto tra la distanza lungo la verticale e quella lungo l'orizzontale).

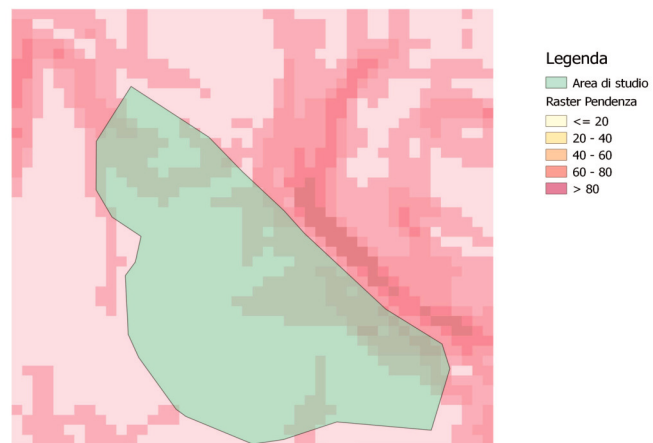


Figura 2.4: Raster delle pendenze dell'area in esame.

Ogni nodo rappresenta ovviamente un pozzetto (è impensabile fare degli allacci tra più condotte senza l'utilizzo di un pozzetto), ad eccezione di alcuni nodi estremali che in realtà coincidono con il punto di arrivo della rete bianca già esistente e non facente parte dell'area interessata dalla riqualificazione. Per quanto riguarda l'elevazione dei nodi si ricorda che la condotta viene costruita ad almeno 1.5m al di sotto del piano campagna, quindi le quote trovate sono ovviamente inferiori a quelle del terreno.



Figura 2.5: Andamento delle linee di livello nell'area in esame.





## Capitolo 3

# Dimensionamento e verifica

### 3.1 Dimensionamento della rete

Il dimensionamento della rete è stato condotto con il software open source SWMM. Si è ipotizzato un diametro di primo tentativo pari al minimo utilizzabile, ovvero 300 millimetri; utilizzando i coefficienti pluviometrici trovati nel *Capitolo 1* sono stati costruiti diversi file di testo riportanti l'intensità di pioggia trovata con diversi tempi di pioggia.

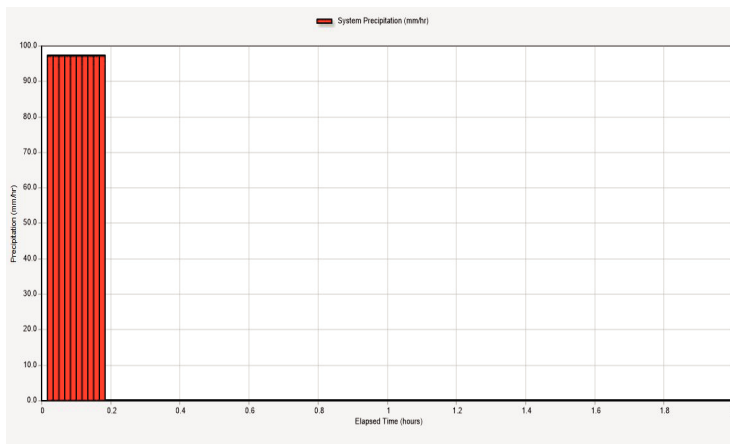


Figura 3.1: Esempio dello ietogramma costruito con  $T_p = 10$  minuti.

Intuitivamente, si può affermare che i collettori a monte della rete andranno in crisi per tempi di pioggia brevi, mentre i collettori terminali per tempi di pioggia più lunghi. Questo concetto è espresso in maniera chiara dal metodo cinematico, che ricerca il tempo che massimizza l'area contribuyente e la pioggia efficace afferente sul bacino in esame.



Figura 3.2: Implementazione su SWMM della rete bianca.

Dalle varie prove sono stati perciò trovati i tempi critici per ciascun collettore, ovvero i tempi ai quali si è registrata la portata massima transitante nel collettore.

Il tempo di pioggia massimo utilizzato è stato pari a 30 minuti, riuscendo a mettere in crisi tutti i collettori per tempi di pioggia minori. Come materiale per i collettori è stato scelto il calcestruzzo, nella parte dedicata ai costi sarà data una spiegazione di tale scelta.

(a) Collettori della rete		(b) Collettori della rete	
N. collettore	$T_p$ critico	N. collettore	$T_p$ critico
1	10	11	5
2	15	12	15
3	5	13	10
4	5	14	5
5	5	15	5
6	5	16	5
7	15	17	5
8	10	18	20
9	10	19	5
10	15		

Tabella 3.1: Tempi di pioggia critici per ciascun collettore.

In *Figura 3.3* è riportata la divisione di sottobacini utilizzata nel programma SWMM.

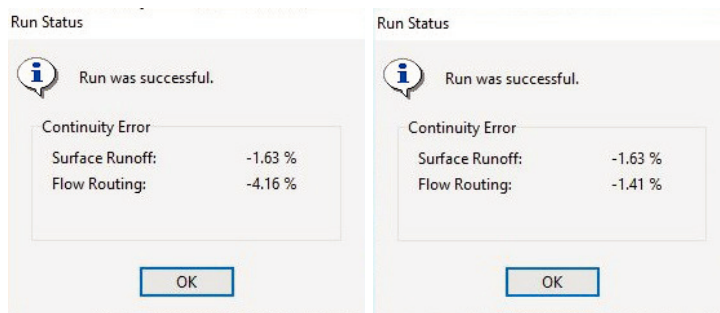


Figura 3.3: Implementazione su SWMM dei sottobacini della rete bianca.

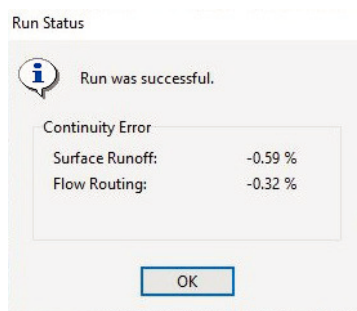
Per poter ottenere risultati attendibili, ci si è basati sugli output che il software ha fornito; in particolare, alla fine della simulazione, il software ha prodotto due valori che rappresentavano rispettivamente il *runoff* superficiale e le eventuali perdite della rete.

Se il parametro *flow routing* è alto il programma segnala che la rete "perde" acqua e ci potrebbero essere zone allagate; valori bassi di questi due indici in genere attestano la bontà della progettazione della rete: nello specifico, il primo valore deve essere minore di 1, mentre il secondo almeno minore di 2.

Prima del dimensionamento, questi due vincoli (soprattutto il secondo) non sono stati rispettati, mentre una volta dimensionati i collettori con adeguati diametri in modo da rispettare il vincolo sul grado di riempimento (ovvero in un intorno di 0.7 - 0.8) è stato possibile ottenere valori ragionevoli di questi parametri.



(a) Prima simulazione con  $T - p = 5min$  (b) Simulazione successiva al dimensionamento con  $T - p = 5min$



(c) Simulazione successiva al dimensionamento con  $T - p = 10min$

Figura 3.4: Parametri di uscita dalla simulazione.

Tempi di pioggia maggiori riducono il volume di pioggia efficace e perciò mettono meno in crisi la rete; come ulteriori verifiche sono stati utilizzati gli output forniti dal software stesso, soprattutto per simulare il riempimento di ciascun collettore e verificarne l'effettivo grado di riempimento nel tempo.

Collettore	$Q_{max} [\frac{l}{s}]$	Velocità $[\frac{m}{s}]$	Diametro $[m]$	Grado di riempimento
1	130.71	1.99	0.4	0.56
2	210.08	2.14	0.5	0.53
3	150.06	2.19	0.4	0.61
4	1063.04	2.49	1	0.57
5	86.98	2.21	0.3	0.7
6	102.36	2.12	0.4	0.48
7	991.16	2.29	1	0.54
8	452.05	2.65	0.6	0.63
9	184.63	2.27	0.4	0.71
10	181.96	1.78	0.5	0.59
11	383.44	1.75	0.8	0.45
12	540.11	1.94	0.8	0.54
13	148.72	1.58	0.5	0.53
14	101.03	2.25	0.4	0.48
15	61.99	2.6	0.3	0.55
16	6.66	1.14	0.3	0.2
17	68.41	2	0.3	0.6
18	204.49	1.6	0.5	0.65
19	40.59	1.93	0.3	0.49

Tabella 3.2: Collettori dimensionati

Le velocità trovate risultano quasi tutte comprese tra il range  $1.5 - 4 \frac{m}{s}$ .

Un solo collettore (il 16) ha velocità minore di quella imposta, questo perché tale collettore è lungo appena 16 metri; per questo motivo si consiglia di eliminare tale collettore e ampliare il bacino del collettore numero 13, nel quale la tubazione 16 drena.

A seguire sono riportati invece gli output più rilevanti per quanto concerne i sottobacini.

Sottobacino	$h_{tot}[mm]$	infiltrazione	Runoff [mm]	$Q[\frac{l}{s}]$
21	12.29	4.92	6.86	135.41
22	12.29	2.46	9.31	145.44
23	12.29	2.46	9.49	6.59
24	12.29	4.92	6.42	96.79
25	12.29	7.99	4.25	57.22
26	12.29	2.46	9.28	45.03
27	12.29	2.46	9.34	16.08
28	12.29	4.92	7	149.58
29	12.29	7.37	4.25	180.2
30	12.29	4.92	7.03	82.19
31	12.29	4.92	6.99	98.95
32	12.29	1.23	10.56	65.46
33	12.29	8.6	3.64	34.13
34	12.29	1.23	10.5	38.45
35	12.29	2.46	9.34	12.8
36	12.29	1.23	10.51	109.94
37	12.29	1.23	10.55	14.52
38	12.29	1.23	10.39	108.8
39	12.29	2.46	9.37	95.14

Tabella 3.3: Sottobacini della rete.

La pioggia su ciascun sottobacino risulta la stessa in quanto è stata applicata la pioggia efficace calcolata con il metodo a  $j = cost$  su ogni sottobacino.

Altro output che ha fornito il programma è stata la simulazione di riempimento di ciascun collettore in base all'evento meteorico.

Per brevità di esposizione si riportano in questo elaborato tre tempi diversi per due collettori della rete, uno di monte (il collettore numero 1) e uno di valle (il collettore numero 4, il più vicino al punto di raccolta).

### 3.2 Verifica del criterio di autopulizia

Ultima verifica da effettuare è stata la verifica del criterio di autopulizia della condotta. Utilizzando il diametro  $D$  e il grado di riempimento  $G$  ottenuti dal dimensionamento si è calcolato la tensione  $\tau$  al fondo come

$$\tau = g\rho i_F R_H \quad (3.1)$$

dove  $i_F$  è la pendenza ipotizzata in fase progettuale e il raggio idraulico  $R_H$  è stato calcolato dalla seguente formula

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) \quad (3.2)$$

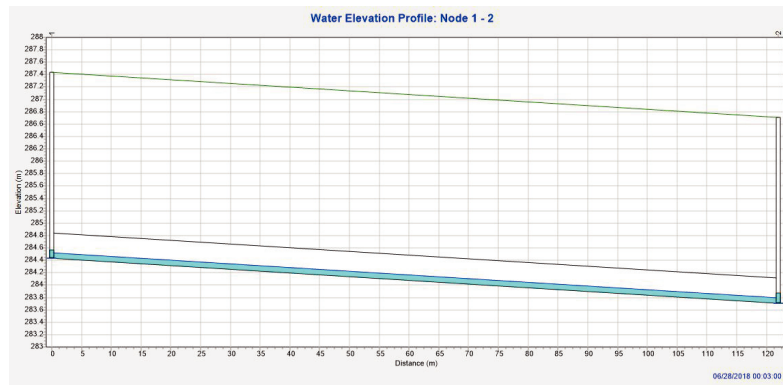
dove  $\theta$  è l'angolo ottuso formato tra gli estremi della corda che individua il tirante all'interno della condotta e il punto della circonferenza verticale alla corda stessa.

Collettore	Pendenza	Tensione al fondo $\tau[N]$
1	0.006	6.29
2	0.006	7.62
3	0.006	6.58
4	0.003	7.70
5	0.006	5.22
6	0.006	5.72
7	0.003	7.70
8	0.003	5.01
9	0.006	6.99
10	0.003	4.04
11	0.003	5.48
12	0.003	6.16
13	0.003	3.81
14	0.006	5.72
15	0.006	4.67
16	0.003	1.15
17	0.006	4.89
18	0.003	4.23
19	0.003	2.17

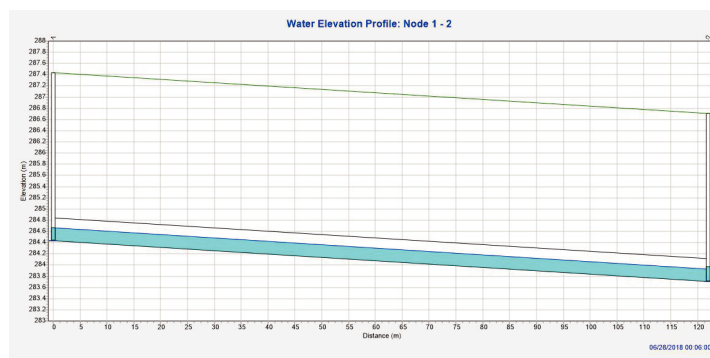
Tabella 3.4: Criterio di autopulizia per ciascun collettore utilizzando le pendenze di progetto.

Il valore minimo di  $\tau$  è pari a  $2\frac{N}{m^2}$ . Per valori di  $\tau$  inferiori al minimo stabilito sono state corrette, ove necessario, le pendenze di progetto.

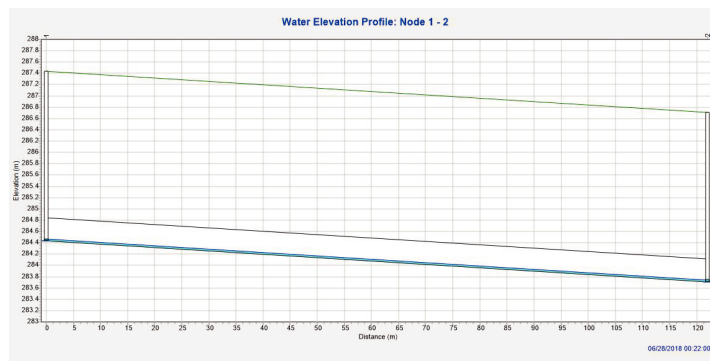
Come si vede dalla *Tabella 3.4*, in un caso (collettore 16) il criterio non è rispettato, mentre per il collettore 19, data l'elevata portata, il valore di  $\tau$  è al minimo; si è perciò deciso di aumentare le due pendenze e ricalcolare il valore di  $\tau$  (*Tabella 3.5*).



(a) Fase di riempimento.



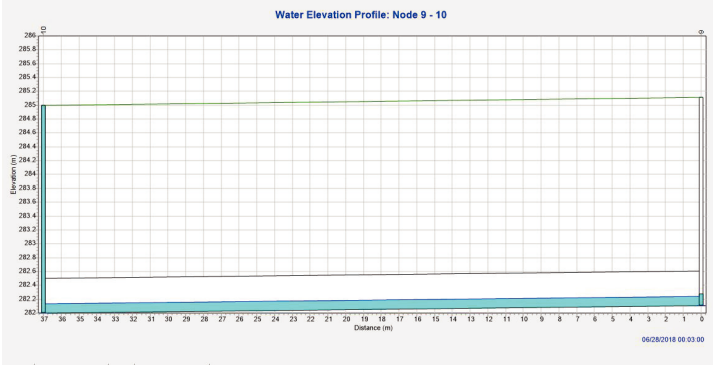
(b) Massimo grado di riempimento.



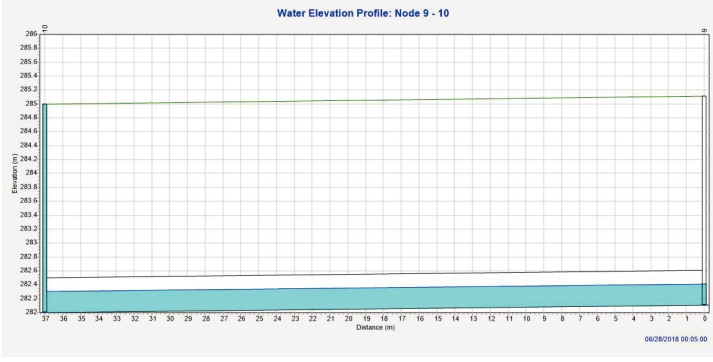
(c) Fase di svuotamento.

Figura 3.5: Simulazione di riempimento di un collettore di monte.

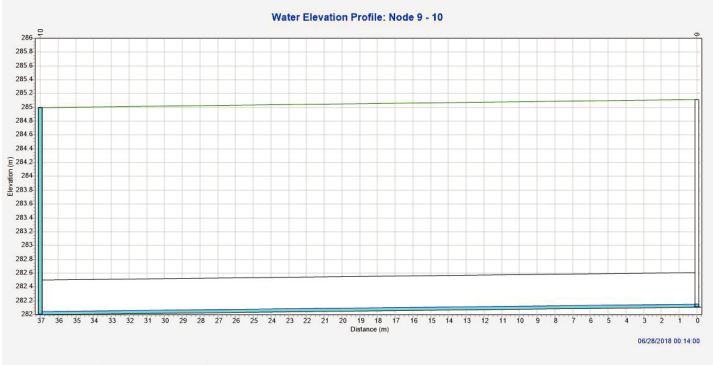




(a) Fase di riempimento.



(b) Massimo grado di riempimento.



(c) Fase di svuotamento.

Figura 3.6: Simulazione di riempimento di un collettore di valle.

Collettore	Pendenza	Tensione al fondo $\tau[N]$
16	0.007	2.70
19	0.005	3.62

Tabella 3.5: Tensioni al fondo per i collettori 16 e 19.

## Capitolo 4

# Stima dei costi e Conclusioni

### 4.1 Stima sintetica dei costi

Il materiale scelto per la realizzazione dei collettori è stato il calcestruzzo. Questo materiale infatti garantisce una buona resistenza meccanica e, non dovendo trasportare acque eccessivamente aggressive, un'adeguata resistenza agli attacchi chimici. I giunti richiesti (*Figura 4.2*) sono quelli a manicotto contrari alla direzione del moto, con eventuale guaina elastometrica di tenuta.

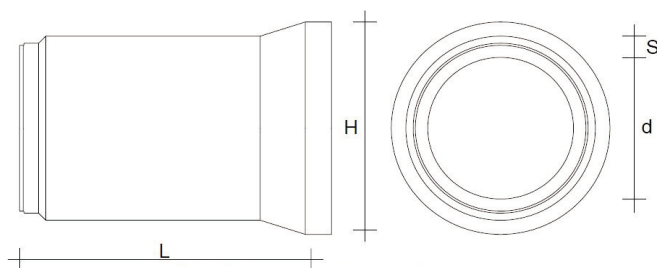


Figura 4.1: Generica sezione di un tubo [fonte *OPPO*].



Figura 4.2: Particolare del giunto con possibile guaina in materiale gomma [fonte *OPPO*].

Si ricorda che per le acque di prima pioggia viene prevista la raccolta all'interno dei pozzetti di competenza di ciascun sottobacino e l'invio immediato (per una frazione pari a circa i primi 10 - 15 millimetri di pioggia) in fognatura nera attraverso apposite condotte.

Al loro interno le condotte possono presentare un rivestimento in gres che ne aumenterebbe la resistenza chimica; non essendo però questa una rete nera, si ritiene che questo materiale (vista anche la grandezza di alcuni collettori) risulti il migliore; per condotte minori (quali quelle tra la griglia ed il pozzetto) si consiglia l'uso di materiale plastico.

Oltre al dimensionamento della rete, è stata considerata anche la collocazione delle griglie di raccolta per l'acqua.



Figura 4.3: Generico chiusino in ghisa [fonte *OPPO*].

Le varie griglie potrebbero (a seconda delle esigenze) essere collegate da collettori di minori dimensioni e a pendenza costante. Come schema di calcolo sono state considerate 2 griglie ogni singolo pozzetto e, essendo il terreno in pendenza, è bastato mettere le griglie in serie a monte del nodo nel quale drenano la precipitazione che le interessa. (*Figura 4.4*).



Figura 4.4: Collocazione delle griglie per la rete dimensionata.

Per il dimensionamento ci si è basati sul materiale offerto dall'azienda *EuroBeton*, mentre per i prezzi si rimanda al sito *OPPO*. Di seguito è riportata la tabella con il riassunto totale dei prezzi di listino riguardante i collettori (*Tabella 4.1*).

DN [mm]	D esterno [mm]	Spessore [mm]	Lunghezza [mm]	Peso	Prezzo (€)
200	270	35	3 600	51	9
300	370	40	3 600	97	11.5
400	480	45	3 600	129	14
500	590	55	3 600	207	20
600	700	60	3 600	285	25.5
800	930	65	3 600	375	35
1 000	1 150	75	3 600	532	47

Tabella 4.1: Caption

Considerando la lunghezza di ciascun collettore, sono riportati di seguito i prezzi per ciascuno di essi (*Tabella 4.2*)

Collettore	diametro [m]	Lunghezza [m]	N. pezzi	Costo (€)
1	400	122	34	474.45
2	500	82	23	455.56
3	400	81	23	315
4	1000	132	37	1 723.34
5	300	113	32	360.98
6	400	101	29	392.78
7	1000	29	9	378.62
8	600	122	34	864.17
9	400	83	24	322.78
10	500	97	27	538.89
11	800	25	7	243.06
12	800	20	6	194.44
13	500	63	18	350
14	400	100	28	388.89
15	300	113	32	360.98
16	300	18	5	57.5
17	300	83	24	265.14
18	500	37	11	205.56
19	300	153	43	488.75
<b>TOT</b>				<b>8 381</b>

Tabella 4.2: Costo per ciascun collettore

Si considera necessario la realizzazione di 20 pozzetti, a cui corrispondono 20 chiusini e 38 griglie, tutto in ghisa.

Sommando anche questi costi, la stima totale si aggira intorno ai 23 029 euro (Tabella 4.3).

Pezzo	Costo (€)
Collettori	8 381
Chiusini	7 800
Griglie	6 848
<b>TOT</b>	<b>23 029</b>

Tabella 4.3: Costi finali dell'opera

## 4.2 Conclusioni

Il progetto in esame si è posto come obiettivo la riqualificazione della rete bianca della zona di San Donà (comune di Trento); la rete progettata si allaccia alla rete già esistente e ne sostituisce i tratti diventati obsoleti.

Dimensionata con l'utilizzo del software SWMM, la rete presenta 19 collettori, intervallati ogni 100 metri da pozzetti e ogni 25 - 50 metri da griglie, l'opera è stata progettata in calcestruzzo, data la facilità di messa in opera del materiale e il costo relativamente contenuto, ovviamente unito alle buone proprietà del materiale, in particolare si consiglia l'impiego di calcestruzzo armato, in modo da rendere la rete più duratura.

I collettori sono stati dimensionati per un tempo di ritorno pari a 15 anni, rispettando i vincoli dettati dal grado di riempimento e dal criterio di autopulizia. La stazione pluviometrica di riferimento per l'analisi pluviometrica preliminare sull'area in esame è stata la stazione delle Laste, denominata "Trento Laste" sugli annali idrologici.