


# COMUNE DI FRAGAGNANO

Provincia di Taranto



## LAVORI DI ADEGUAMENTO A NORMA DEI RECAPITI FINALI DELLA RETE DI FOGNATURA PLUVIALE

### - PROGETTO ESECUTIVO -

5					
4					
3					
2					
1	Ottobre 2018	COrtisi	MBarbaba	PStasi	Rapporto intermedio n.1 - RI-CV861
0	Settembre 2018	COrtisi	MBarbara	PStasi	Prima Emissione
Em./Rev	Data	Red./Dis.	Verificato	Approvato	Descrizione
Redazione grafica: ETACONS S.r.l. - P.tta S. G. dei Fiorentini n.1 - 73100 LECCE Tel(0832)331418/7 Fax(0832)331486 E-mail: mail@etacons.it					Cod. N°: <b>E134E</b>
<u>Titolo dell'allegato</u>  <b>RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA</b>					<u>Allegato n.</u>  <b>B</b>
					<u>Scala</u>
<u>Progettazione:</u>  - Ing. Primo Stasi  INSERT Ingegneria e Servizi s.r.l. - Ing. Pier Paolo Raho  Dott. Geol. Giuseppe Masillo				<u>Committente:</u> <b>COMUNE DI FRAGAGNANO (TA)</b>	

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI).....</b>	<b>3</b>
<b>3. ANALISI IDROLOGICA .....</b>	<b>6</b>
<b>3.1. Dati pluviometrici ed elaborazione statistica.....</b>	<b>6</b>
<b>3.2. Distribuzione TCEV dello studio VaPi .....</b>	<b>12</b>
3.2.1. Procedura regionale di valutazione della precipitazione.....	13
3.2.2. Terzo livello di regionalizzazione.....	15
<b>3.3. Definizione della curva di possibilità pluviometrica.....</b>	<b>17</b>
<b>3.4. Bacini scolanti .....</b>	<b>19</b>
<b>3.5. Stima delle portate al colmo di piena .....</b>	<b>20</b>
<b>4. PROGETTO E VERIFICA DELLE OPERE IDRAULICHE .....</b>	<b>23</b>
<b>4.1. Tronchi fognari.....</b>	<b>23</b>
<b>4.2. Impianto di grigliatura e dissabbiatura.....</b>	<b>24</b>
<b>4.3. Verifica collettori esistenti a valle della rete in progetto.....</b>	<b>28</b>
Collettore DN800 .....	28
Canaletta trapezoidale .....	29
Collettore DN2000 in ingresso al dissabbiatore .....	30
<b>5. VERIFICA STATICA TUBAZIONI .....</b>	<b>32</b>

## **1. PREMESSA**

La presente relazione idrologica ed idraulica è allegata al progetto esecutivo relativo ai *“Lavori di adeguamento a norma dei recapiti finali della rete di fognatura pluviale”* del comune di Fragagnano (TA), ed illustra la metodologia di calcolo per la determinazione dell'evento critico a base della progettazione e, conseguentemente, della portata massima di dimensionamento dei collettori integranti la rete di fognatura bianca, nonché del manufatto di trattamento da realizzarsi a monte del recapito finale esistente, posto a sud della circonvallazione. Il documento riporta inoltre i risultati delle verifiche di dimensionamento di tutte le opere idrauliche previste.

Si precisa che il dimensionamento dei collettori è stato effettuato con tempo di ritorno pari a 10 anni, così come previsto dalla normativa in materia, il D.P.C.M. 4 marzo 1996 *“Disposizioni in materia di risorse idriche”*, al punto 8.3.5, *“Livelli minimi dei servizi che devono essere garantiti in ciascun ambito territoriale ottimale”* (art. 4, comma 1, lettera g della legge 5 gennaio 1994 n.36) che prescrive quanto segue: *“ai fini del drenaggio della acque meteoriche, le reti di fognatura bianca debbano essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale con frequenza superiore ad una volta ogni cinque anni”*.

Si è infatti preferito dimensionare le tubazioni in progetto con tempo di ritorno superiore al minimo richiesto per legge, al fine di diminuire il più possibile il rischio allagamenti nel centro abitato, sebbene sia noto che il collettore di recapito finale è adeguato ad oggi per una portata avente tempo di ritorno  $T_R$  5 anni.

L'impianto di trattamento (grigliatura e dissabbiatura) preventivo allo smaltimento, è stato progettato in armonia al Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n.26 – *“Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia”* (Attuazione dell'art. 113 del D. Lgs. n.152/2006 e ss.m.ii.).

## **2. PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)**

L'Autorità di Bacino regionale della Puglia ha adottato con Deliberazione n. 25 del Comitato Istituzionale del 15 dicembre 2004 il Piano di bacino della Puglia, stralcio "Assetto Idrogeologico" e relative Norme Tecniche di Attuazione.

Il PAI, ai sensi dell'articolo 17 comma 6 ter della Legge 18 maggio 1989, n. 183, ha valore di piano territoriale di settore e rappresenta lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo attraverso il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo ricadente nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia.

Le finalità del PAI sono realizzate dall'Autorità di Bacino della Puglia e dalle altre amministrazioni competenti, mediante:

- a) la definizione del quadro della pericolosità idrogeologica in relazione ai fenomeni di esondazione e di dissesto dei versanti;
- b) la definizione degli interventi per la disciplina, il controllo, la salvaguardia, la regolarizzazione dei corsi d'acqua e la sistemazione dei versanti e delle aree instabili a protezione degli abitati e delle infrastrutture, indirizzando l'uso di modalità di intervento che privilegino la valorizzazione ed il recupero delle caratteristiche naturali del territorio;
- c) l'individuazione, la salvaguardia e la valorizzazione delle aree di pertinenza fluviale;
- d) la manutenzione, il completamento e l'integrazione dei sistemi di difesa esistenti;
- e) la definizione degli interventi per la difesa e la regolarizzazione dei corsi d'acqua;
- f) la definizione di nuovi sistemi di difesa, ad integrazione di quelli esistenti, con funzione di controllo dell'evoluzione dei fenomeni di dissesto e di esondazione, in relazione al livello di riduzione del rischio da conseguire.

All'interno del territorio di propria competenza, il PAI individua e perimetra:

- aree a pericolosità idraulica;
- aree a pericolosità geomorfologica;
- aree a rischio idrogeologico.

Nel dettaglio, riguardo la pericolosità idraulica sono individuate le seguenti aree:

- **aree ad alta pericolosità idraulica (A.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno inferiore o pari a 30 anni;

- **aree a media pericolosità idraulica (M.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 30 e 200 anni;
- **aree a bassa pericolosità idraulica (B.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 200 e 500 anni.

Riguardo la pericolosità geomorfologica vengono individuate le seguenti aree:

- **aree a pericolosità geomorfologica molto elevata (P.G.3):** porzione di territorio interessata da fenomeni franosi attivi o quiescenti;
- **aree a pericolosità geomorfologica elevata (P.G.2):** porzione di territorio caratterizzata dalla presenza di due o più fattori geomorfologici predisponenti l'occorrenza di instabilità di versante e/o sede di frana stabilizzata;
- **aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1):** porzione di territorio caratterizzata da suscettività geomorfologica all'instabilità.

Riguardo le aree a rischio, esse sono suddivise in:

- **R4:** aree a rischio molto elevato;
- **R3:** aree rischio elevato;
- **R2:** aree a rischio medio;
- **R1:** aree a rischio basso.

Gli interventi ricadenti nelle aree perimetrate sopra citate sono soggetti alle prescrizioni previste dalle Norme Tecniche di Attuazione allegate al PAI.

La seguente figura riporta lo stralcio cartografico del PAI vigente, aggiornato alla data 27.02.2017.

Si evidenzia come il primo tratto di via Cristoforo Colombo ove verrà posato il nuovo collettore, è interessato da una perimetrazione a pericolosità geomorfologica. Il progetto dovrà pertanto acquisire il parere favorevole dell'Ente.



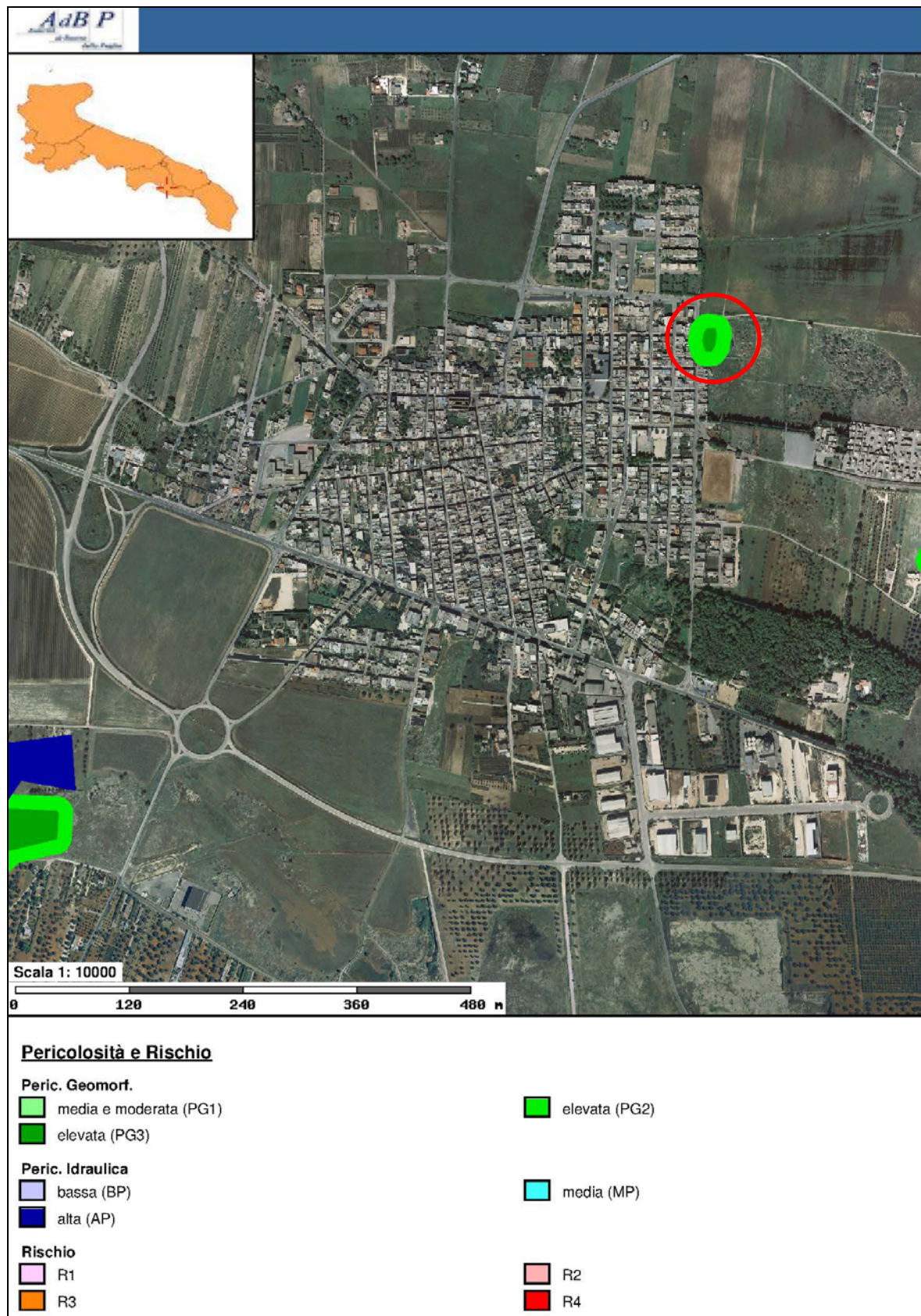


Figura 1 – PAI – Perimetrazioni delle aree a pericolosità idraulica e geomorfologica vigenti nel territorio interessato

### **3. ANALISI IDROLOGICA**

L'analisi idrologica si prefigge lo scopo di determinare le curve di possibilità pluviometrica corrispondenti agli eventi meteorici con definiti tempi di ritorno, che, a seconda dell'opera idraulica da progettare, sono prese a riferimento per la stima della portata al colmo di piena.

Generalmente si provvede all'analisi statistica dei dati di precipitazione registrazioni dalla stazione pluviometrica più vicina all'area oggetto di studio, mediante la quale, sulla base delle ipotesi assunte riguardo la specifica legge di distribuzione adottata (Gumbel, Log-normale, etc.) si ricavano le curve di possibilità pluviometrica.

Nel presente caso, si è fatto riferimento alle misurazioni della stazione pluviometrica di Lizzano, salvo poi confrontare i risultati dell'analisi statistica con le curve pluviometriche desumibili dallo studio VaPi.

#### **3.1. Dati pluviometrici ed elaborazione statistica**

La determinazione dell'altezza di pioggia corrispondente ad un determinato evento meteorico si ricava avvalendosi della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, ovvero una relazione tra l'altezza di pioggia  $h$  caduta in un intervallo di tempo  $t$  ed il tempo di ritorno  $T_r$ . Le curve sono rappresentate dalla relazione:

$$h(t) = a \cdot t^n \quad (1)$$

La taratura dei parametri  $a$  ed  $n$  può essere condotta mediante l'acquisizione e l'elaborazione statistica dei dati di precipitazione registrati presso una stazione pluviometrica prossima all'area oggetto di studio, che nel caso in esame è la stazione di Lizzano (TA).

Nella seguente tabella si riportano le altezze massime registrate per le durate di 1,3, 6 12 e 24 ore rispettivamente, per il periodo in cui risultano disponibili sul sito web della Regione Puglia, tra il 1957 ed il 2013, per complessivi 45 anni di osservazioni.

<b>DATI PLUVIOGRAFICI</b> <b>Stazione di Lizzano</b>					
Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1957	40.2	47.4	47.4	47.4	63.4
1959	36.0	47.4	58.8	72.0	83.2
1960	22.4	41.6	44.4	62.6	114.4
1961	22.0	32.0	38.0	39.2	43.4
1962	39.8	40.4	41.0	41.6	73.8
1963	66.2	78.8	85.6	90.6	91.2
1964	50.0	83.0	101.2	116.8	131.2
1965	13.8	23.2	24.8	34.6	47.8
1966	26.8	28.4	30.0	45.2	47.8
1967	32.2	58.4	67.6	68.0	68.0
1968	15.2	17.0	20.4	22.4	29.0
1969	60.0	86.4	89.0	96.4	100.6
1970	32.4	33.8	43.6	71.2	80.2
1972	48.0	49.0	94.0	101.2	102.0
1974	31.4	46.4	66.4	89.2	97.8
1977	28.0	37.4	40.2	40.6	44.0
1978	22.2	33.6	47.6	76.8	77.2
1979	55.8	60.2	66.2	66.2	85.8
1980	20.0	41.0	50.2	68.2	74.8
1981	24.4	32.0	32.0	32.0	52.6
1984	19.2	20.8	-	-	-
1985	23.8	34.4	40.8	44.0	44.6
1986	24.0	32.4	33.0	33.0	33.0
1987	38.4	48.0	48.8	48.8	54.6
1989	37.0	37.4	37.4	37.4	37.4
1990	29.6	39.0	47.6	61.0	69.6
1992	42.6	82.2	91.8	92.8	93.6
1993	24.0	30.8	35.0	49.4	64.0
1994	40.2	58.8	58.8	58.8	58.8
1995	38.4	48.4	52.4	66.0	11.0
1996	30.4	39.8	45.8	71.2	89.2
1997	14.0	23.0	44.4	45.8	53.2
1999	27.0	28.0	28.8	31.6	42.0
2000	28.6	35.0	36.2	44.0	56.6
2001	27.8	27.8	27.8	27.8	45.0
2003	17.8	26.4	37.4	51.4	52.8
2004	30.2	41.6	53.0	59.0	59.0
2005	63.4	71.2	86.2	91.4	118.6
2006	34.4	51.6	79.8	103.4	110.2
2007	30.0	58.6	69.0	78.4	79.0
2009	40.8	50.6	53.4	56.6	76.2
2010	35.4	58.0	70.0	77.2	77.2
2011	21.8	26.6	28.0	45.2	56.2
2012	16.8	24.2	27.0	30.6	31.6
2013	36.8	67.2	76.4	80.8	98.0



A partire dai dati pluviometrici disponibili si provvede a determinare le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, ammettendo le seguenti ipotesi:

- Il massimo annuale dell'altezza di pioggia di una qualsiasi delle durate considerate sia distribuito secondo la legge di Gumbel;
- per la stima dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica si adotta il metodo dei minimi quadrati.

Le curve di possibilità pluviometrica si ottengono, trattando il campione di dati  $h_{t1} \dots h_{tn}$  come estratto casualmente da una variabile continua  $h(t)$ . Ad ogni valore della variabile corrisponde quello di una funzione detta distribuzione di probabilità  $p(h)$ .

A tale riguardo, si assume la distribuzione di Gumbel o distribuzione asintotica del massimo valore tipo 1 (EV1), che assume la seguente forma:

$$P(h) = e^{-e^{-\alpha(h-u)}} \quad (2)$$

dove  $\alpha$  e  $u$  sono parametri da stimare assoggettando ciascuna delle serie storiche al modello probabilistico di Gumbel, e valgono:

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}} = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$u = \mu - 0.45\sigma$$

dove  $\mu$  è la media e  $\sigma$  la deviazione standard del campione  $h_{t1} \dots h_{tn}$

Nella seguente tabella sono riportati per ciascun tempo di pioggia i risultati ottenuti.

OSSERVAZIONI = 45	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$	32.43	43.98	52.21	60.63	68.63
$\sigma(h_t)$	12.67	17.59	21.19	23.38	26.68
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$	0.10	0.07	0.06	0.05	0.05
$u_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$	26.73	36.07	42.67	50.11	56.62

Tabella 1 – Parametri della legge di Gumbel

Determinati  $\alpha$  e  $u$  si fissa un valore del tempo di ritorno  $T$  legato alla probabilità di non superamento  $p_{NS}$  dalla seguente relazione:

$$p_{NS} = 1 - \frac{1}{T}$$

Dalla popolazione descritta dal modello di Gumbel si determina il valore  $h_t(T_R)$  dalla relazione ottenuta esplicitando la distribuzione di probabilità di Gumbel (2) rispetto ad  $h$  e sostituendo il tempo di ritorno  $T_R$  in luogo della probabilità  $P$ :

$$h_t(T_R) = u_t - a_t \ln \left[ -\ln \left( \frac{T_R - 1}{T_R} \right) \right]$$

che permette di calcolare, fissato il tempo di ritorno, per ciascuna delle durate (1, 3, 6, 12 e 24 ore) il valore di altezza massima di pioggia (quantile regolarizzato).

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella

Altezze massime di pioggia regolarizzate (mm)					
$T_R$	$t = 1$ ora	$t = 3$ ore	$t = 6$ ore	$t = 12$ ore	$t = 24$ ore
5 anni	41.54	56.63	67.45	77.44	87.81
10 anni	48.95	66.91	79.85	91.11	103.41
30 anni	60.15	82.46	98.58	111.77	126.99
50 anni	65.26	89.55	107.13	121.21	137.76
100 anni	72.15	99.12	118.66	133.93	152.27
200 anni	79.02	108.66	130.16	146.60	166.74
500 anni	88.08	121.24	145.32	163.32	185.82

*Tabella 2 – Altezze di pioggia regolarizzate*

Le coppie relative al medesimo tempo di ritorno  $T_R$ , ovvero  $t$  e  $h_{T_R}(t)$  vengono riportate su un piano cartesiano ed interpolate attraverso l'espressione (1) ottenendo così le curve di possibilità pluviometriche.

Per poter ottenere l'espressione analitica delle curve di possibilità pluviometriche riferite a ciascun determinato tempo di ritorno si devono stimare i valori dei parametri  $a$  ed  $n$ .

Tale stima è determinabile con il metodo dei minimi quadrati, ricorrendo all'espressione lineare che si ottiene estraendo il logaritmo della espressione (1)

$$\log(h) = \log(a) + n \log(t)$$

che nel piano  $\log h - \log t$  rappresenta una retta di coefficiente angolare  $n$  che intercetta l'asse delle ordinate nel punto  $(0, \log a)$ .

Note le  $N = 5$  coppie di valori  $(t, h_{T_R}(t))$  riferite ad un determinato tempo di ritorno  $T_R$ , i termini della retta  $(\log a, n)$  possono essere calcolati approssimando la suddetta retta con la retta di interpolazione dei minimi quadrati, per cui vale:

$$n = \frac{N \sum_{m=1}^N (\log t \cdot \log h) - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$

$$\log a = \frac{\sum_{m=1}^N (\log h) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$

con  $N = 5$ .

Posto:

$x = \log(t)$

$y = \log(h)$

$b = \log(a)$

si ottengono i risultati riportati nelle seguenti tabelle.

TR =5					
t	h	x = log t	y = log (h)	x <sup>2</sup>	xy
1	41.54	0.000	1.618	0.000	0.000
3	56.64	0.477	1.753	0.228	0.836
6	67.46	0.778	1.829	0.606	1.423
12	77.45	1.079	1.889	1.165	2.039
24	87.82	1.380	1.994	1.905	2.683
SOMMA		3.715	9.033	3.903	6.981

Tabella 3 – Risultati dell'approssimazione ai minimi quadrati per il caso  $T_R = 5$  anni

$n = 0.236$

$b = \log a = 1.631$

$a = 42.78$

La curva che meglio approssima le altezze di pioggia regolarizzate per  $T_R = 5$  è:

$$h = 42.78 t^{0.236}$$

Nel caso di  $T_R = 10$

$T_R = 10$					
t	h	x = log t	y = log (h)	x <sup>2</sup>	xy
1	48.96	0.000	1.690	0.000	0.000
3	66.93	0.477	1.826	0.228	0.871
6	79.86	0.778	1.902	0.606	1.480
12	91.13	1.079	1.960	1.165	2.115
24	103.43	1.380	2.015	1.905	2.781
SOMMA		3.715	9.392	3.903	7.247

Tabella 4 – Risultati dell'approssimazione ai minimi quadrati per il caso  $T_R = 10$  anni

Da cui si ricava:

$$n = 0.235$$

$$b = \log a = 1.703$$

$$a = 50.52$$

La curva che meglio approssimano le altezze di pioggia regolarizzate per  $T_R = 10$  è:

$$h = 50.52 t^{0.235}$$

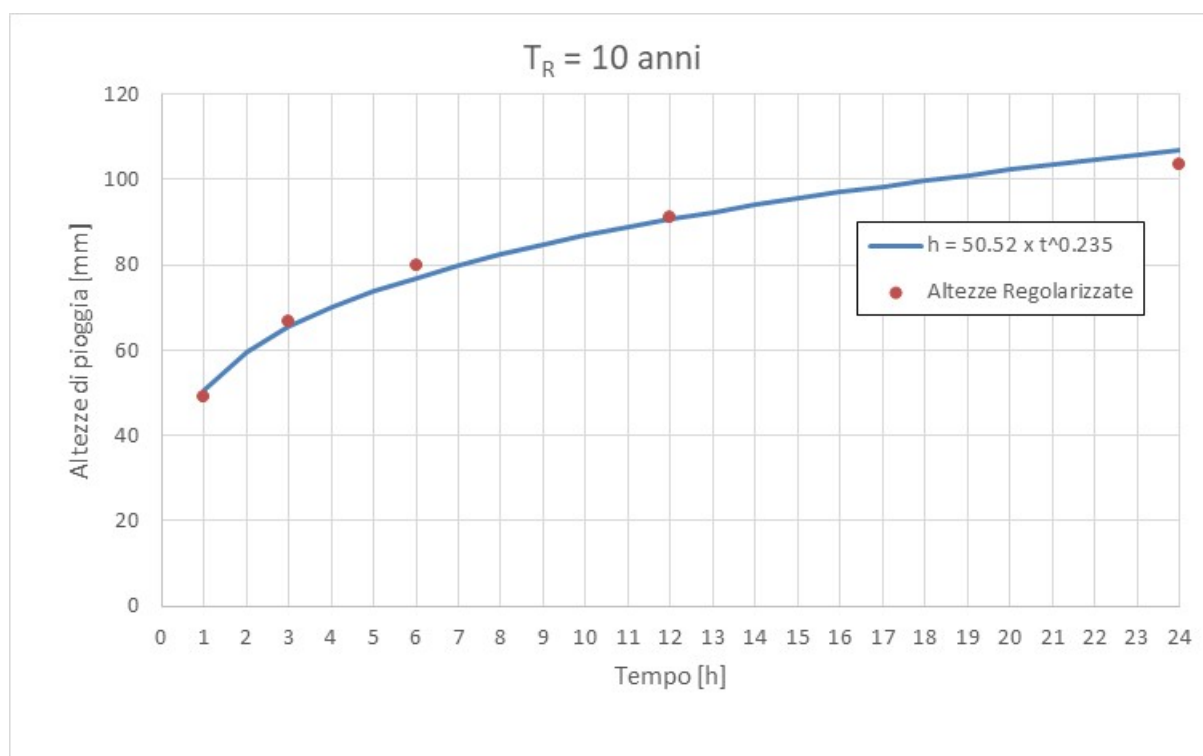


Figura 2 – Curva di possibilità pluviometrica corrispondente all'evento  $T_R$  10 anni

I risultati forniti dalla distribuzione statistica adottata dipendono fortemente dal grado di adattamento della distribuzione stessa al campione di dati disponibili. Per stabilire se la distribuzione di probabilità adottata interpreta bene i dati, si ricorre ad un test statistico di buon adattamento con livello di significatività pari ad  $\alpha = 5\%$ .

Il test di Pearson, detto anche del chi quadro ( $\chi^2$ ), verifica tale ipotesi; il parametro viene calcolato mediante la seguente equazione:

$$\chi^2 = \left( \sum \frac{(N_i - F_i)^2}{F_i} \right)$$

ovvero come sommatoria estesa al numero di classi equiprobabili in cui è diviso il campione, dove  $N_i$  è la numerosità della i-esima classe ed  $F_i$  è il numero teorico di osservazioni che dovrebbero ricadere nell'i-esima classe, calcolato con la distribuzione prescelta. Il valore del  $\chi^2$  ottenuto viene confrontato con un valore critico dipendente dal livello di significatività prescelto e dal grado di libertà della distribuzione. Nella seguente tabella si riassumono i risultati del test applicato alle leggi di pioggia ottenute utilizzando la distribuzione di Gumbel per l'analisi statistica dei dati pluviometrici presi a riferimento.

La verifica del test porta a ritenere accettabile la distribuzione di Gumbel.

TEST DI PEARSON		
tempo	test	risultato
1 ora	1.83 < 9.49	verificato
3 ore	1.83 < 9.49	verificato
6 ore	2.00 < 5.99	verificato
12 ore	3.00 < 5.99	verificato
24 ore	2.00 < 7.81	verificato

Tabella 5 – Risultati del test di Pearson

### 3.2. Distribuzione TCEV dello studio VaPi

In Puglia le stazioni di misura idrometriche sono in numero assai limitato, se confrontate con quelle di misura pluviometriche; pertanto il calcolo della portata di piena deve spesso essere realizzato attraverso un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

Ai sensi del DPCM 29 settembre 1998, ai fini della perimetrazione e valutazione dei livelli di rischio, *“ove possibile, è consigliabile che gli esecutori traggano i valori di riferimento della portata al colmo di piena con assegnato tempo di ritorno dai rapporti tecnici del progetto VAPI messo a disposizione dal GNDICI-CNR”*.

Nel caso dei bacini idrografici oggetto di tale studio, si è fatto quindi ricorso ai risultati del progetto VAPI (VALutazione Plene), per la determinazione delle altezze critiche di precipitazione e delle curve di possibilità pluviometrica, utilizzate per il calcolo della portata al colmo di piena.

### **3.2.1. Procedura regionale di valutazione della precipitazione**

Nelle applicazioni idrologiche, come detto, si presenta spesso la necessità di stimare valori di una determinata grandezza, per esempio la precipitazione, in siti privi di stazioni di misura, oppure con dati misurati che si giudicano insufficienti per numero e qualità.

A ciò rispondono le procedure regionali, sia quelle classiche, sia quelle proposte con i più recenti studi inerenti l'elaborazione statistica di dati spaziali.

Questi ultimi tendono a definire modelli matematici finalizzati ad una interpretazione delle modalità con cui variano nello spazio le diverse grandezze idrologiche.

L'analisi regionale degli estremi idrologici massimi, può essere condotta suddividendo l'area di studio in zone geografiche omogenee nei confronti dei parametri statistici che si è deciso di adottare.

Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). In questa distribuzione i parametri fondamentali sono:  $\Theta_1$ ,  $\Lambda_1$ ,  $\Theta_2$ ,  $\Lambda_2$ , che rappresentano il parametro di scala ed il numero medio di osservazioni della variabile casuale  $Y$  provenienti dalla componente ordinaria e dalla componente secondaria. Si ottiene:

$$\Theta^* = \Theta_2 / \Theta_1 \qquad \Lambda^* = \Lambda_2 / \Lambda_1^{\Lambda_1 / \Theta^*}$$

La procedura di regionalizzazione comporta che al primo livello si ricerchino zone pluviometriche omogenee, entro le quali si possano considerare costanti i valori dei parametri  $\Theta^*$  e  $\Lambda^*$ . Tali parametri devono essere stimati da un elevato numero di dati; questo comporta l'assunzione di una regione omogenea molto ampia. Le sottozone omogenee, caratterizzate oltre che dalla conoscenza di  $\Theta^*$  e  $\Lambda^*$  anche dalla conoscenza di  $\Lambda_1$ , sono individuate nel secondo grado di regionalizzazione; anche in questo livello si ipotizza che l'area indagata costituisca una zona omogenea. Si considerano solo le serie più numerose, in quanto la stima dei parametri suddetti è condizionata dalla presenza di dati di pioggia straordinaria che hanno probabilità molto bassa di verificarsi in un periodo molto breve.



L'analisi di terzo livello basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota ha portato alla individuazione di sei zone e delle rispettive curve di possibilità climatica.

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della grandezza in esame. In particolare per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge TCEV, è utile rappresentare la legge  $F(X_t)$  della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata  $X_t$  come prodotto tra il suo valore medio  $\mu(X_t)$  ed una quantità  $K_{T,t}$ , detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno  $T$  e della durata  $t$ , definito dal rapporto:

$$K_{t,T} = X_{t,T} / \mu(X_t)$$

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto precedente corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della TCEV.

La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile, infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria,  $Ca$ , e dei coefficienti di variazione,  $Cv$ , alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria. L'indipendenza dalla durata di  $K_{t,T}$  (nel seguito indicato con  $K_T$ ), autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

In base ai valori regionali dei parametri  $\Theta^*$ ,  $\Lambda^*$  e  $\Lambda_1$ , si ottiene la curva di crescita per la zona della Puglia centro – meridionale riportata in figura.

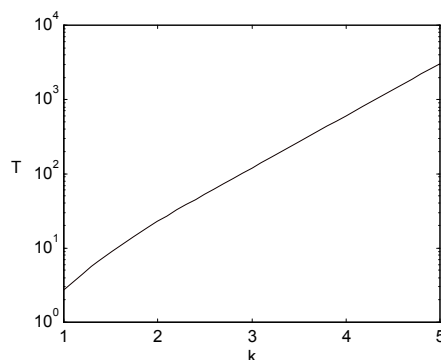


Figura 3 – Fattore di crescita al variare del tempo di ritorno

Il valore di  $K_T$  può essere calcolato in funzione di  $T$  attraverso una approssimazione asintotica della curva di crescita (Rossi e Villani, 1995):

$$K_T = a + b \ln T$$

in cui:

$$a = (\Theta_* \ln \Lambda_* + \ln \Lambda_1) / \eta ;$$

$$b = \Theta_* / \eta$$

$$\eta = \ln \Lambda_1 + C - T_o$$

$C = 0.5772$ , (costante di Eulero),

$$T_o = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda_*^i}{i!} \Gamma\left(\frac{i}{\Theta_*}\right)$$

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei parametri  $a$  e  $b$ , e i relativi valori  $\eta$  e  $T_o$ , che consentono di determinare le leggi di crescita relative all'area in esame:

Zona omogenea	a	b	To	$\eta$
Puglia centro-meridionale	0.1599	0.5166	-0.6631	4.1053

*Parametri dell'espressione asintotica*

Va, tuttavia, osservato che l'uso di questa approssimazione comporta una sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per  $T < 50$  anni e superiori al 5% per  $T < 100$  anni. Per  $T_R = 5$  anni, si ricava un valore del fattore di crescita  $K_T = 1.23$

### 3.2.2. Terzo livello di regionalizzazione

Nel terzo livello di analisi regionale viene analizzata la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali.

Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio  $\mu(X_t)$  dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata  $t$  alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_t) = a t^n$$

essendo  $a$  ed  $n$  due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

La relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito viene generalizzata nella forma:

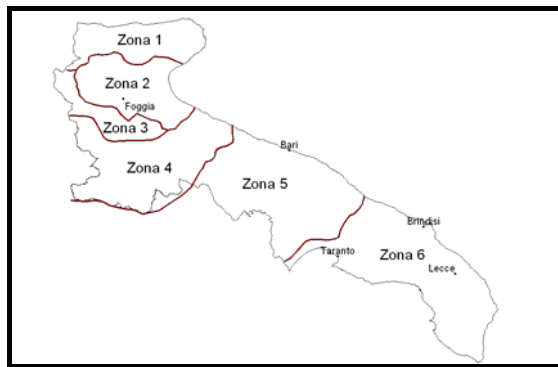
$$\mu(X_t) = a t^{(Ch+D+\log \alpha - \log a) / \log 24}$$

in cui  $\alpha$  è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di  $\mu(X_1)$  relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea;  $\alpha = x_g/x_{24}$  è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità. Per la Puglia il valore del coefficiente  $\alpha$  è praticamente costante sull'intera regione e pari a 0.89; C e D sono i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per la zona di interesse i valori dei parametri sono riportati nella seguente tabella.

Zona	a	a	C	D	N
6	"	33.7	0.0022	4.1223	-

*Parametri dell'espressione asintotica*

Nella seguente figura si riporta la suddivisione della regione in aree omogenee.



*Figura 4 – Zone omogenee, 3° livello di regionalizzazione*

L'area in oggetto si inquadra, quindi, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale, in zona 6; pertanto, l'equazione da applicare è la seguente:

$$h(t,z) = 33.7 t^{((0.488+0.0022z)/3.178)}$$

Tale equazione consente di valutare le altezze critiche per i differenti intervalli di precipitazione e per i vari tempi di ritorno prescelti, in funzione del solo parametro della quota assoluta sul livello del mare. Ai valori così ottenuti vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al fattore di crescita  $K_T$  (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al fattore di riduzione areale  $K_A$  (funzione della superficie del bacino espressa in  $Km^2$ , e della durata dell'evento di progetto, espressa in ore). La dimensione areale dei bacini in studio comporta che il relativo fattore di riduzione tenda all'unità; pertanto, a vantaggio di sicurezza, tale parametro non viene preso in considerazione nella valutazione della Curva di Possibilità Pluviometrica.

Assumendo, a favore di sicurezza, per il parametro  $z$  il valore pari alla quota massima dell'intero bacino sotteso dalla rete fognaria, ovvero  $z = 122$  m s.l.m., risulta:

$$h = K_T \cdot 33.7 \cdot t^{0.238}$$

dove:

$h$  = altezza di pioggia (mm)

$K_T = 1.35$  per  $T = 10$  anni

per cui la curva di possibilità pluviometria da prendere a riferimento è:

$$h = 45.47 \cdot t^{0.238}$$

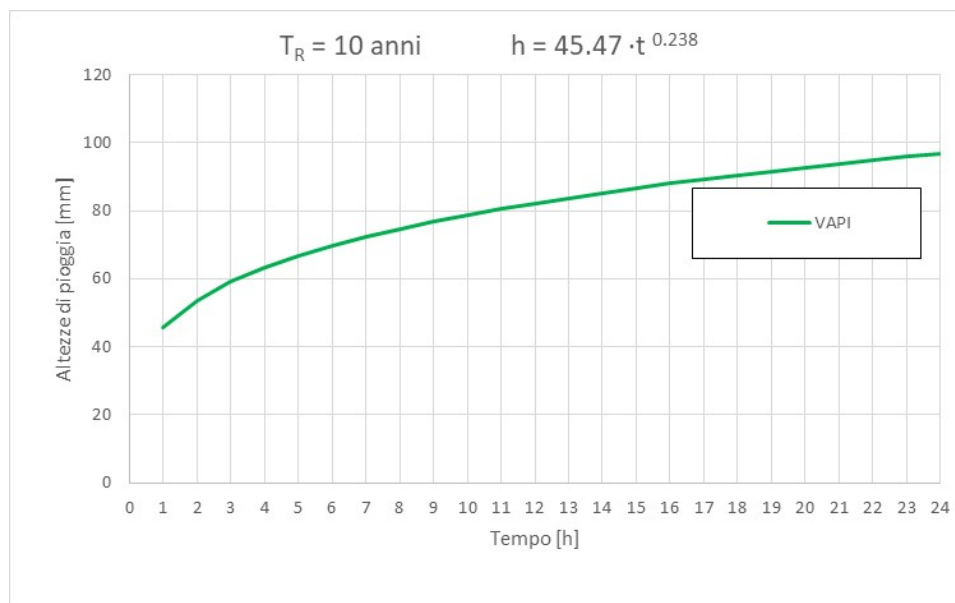


Figura 5 – Curva di possibilità pluviometrica corrispondente all'evento  $T_R$  10 anni ottenuta con il metodo VaPi

### 3.3. Definizione della curva di possibilità pluviometrica

Alla luce dei risultati ottenuti con le diverse metodologie sopra descritte, si conclude che la curva di possibilità pluviometrica da prendere a riferimento per l'evento meteorico di progetto risulta essere quella ottenuta dall'analisi statistica di Gumbel, ovvero:

$$h = 50.52 \cdot t^{0.235}$$

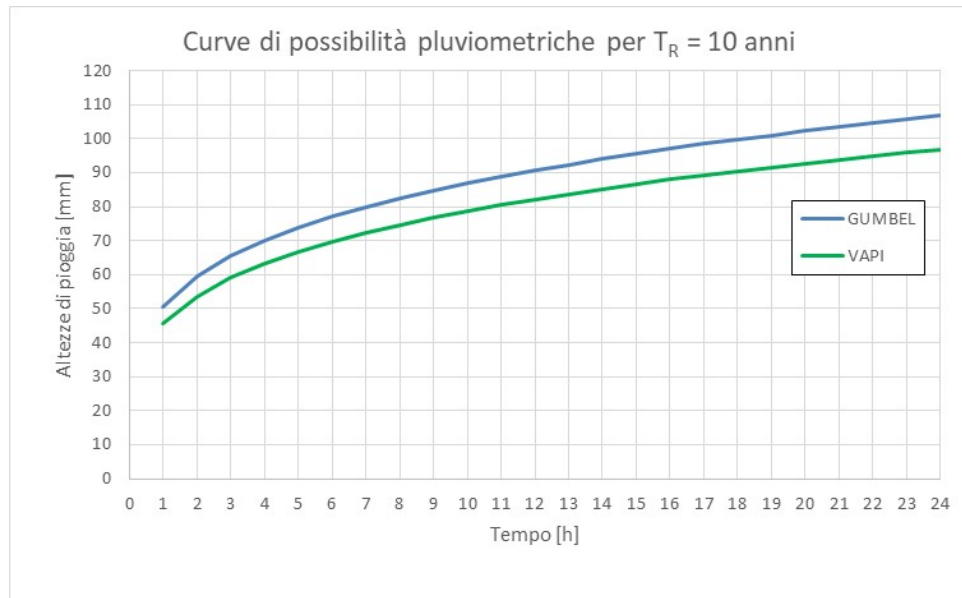


Figura 6 – Raffronto tra curve di possibilità pluviometriche per tempo di ritorno pari a  $T_R = 10$  anni



### 3.4. Bacini scolanti

Nella seguente figura si riportano i bacini scolanti individuati in base all'andamento topografico del territorio ed al tracciato della rete fognaria.

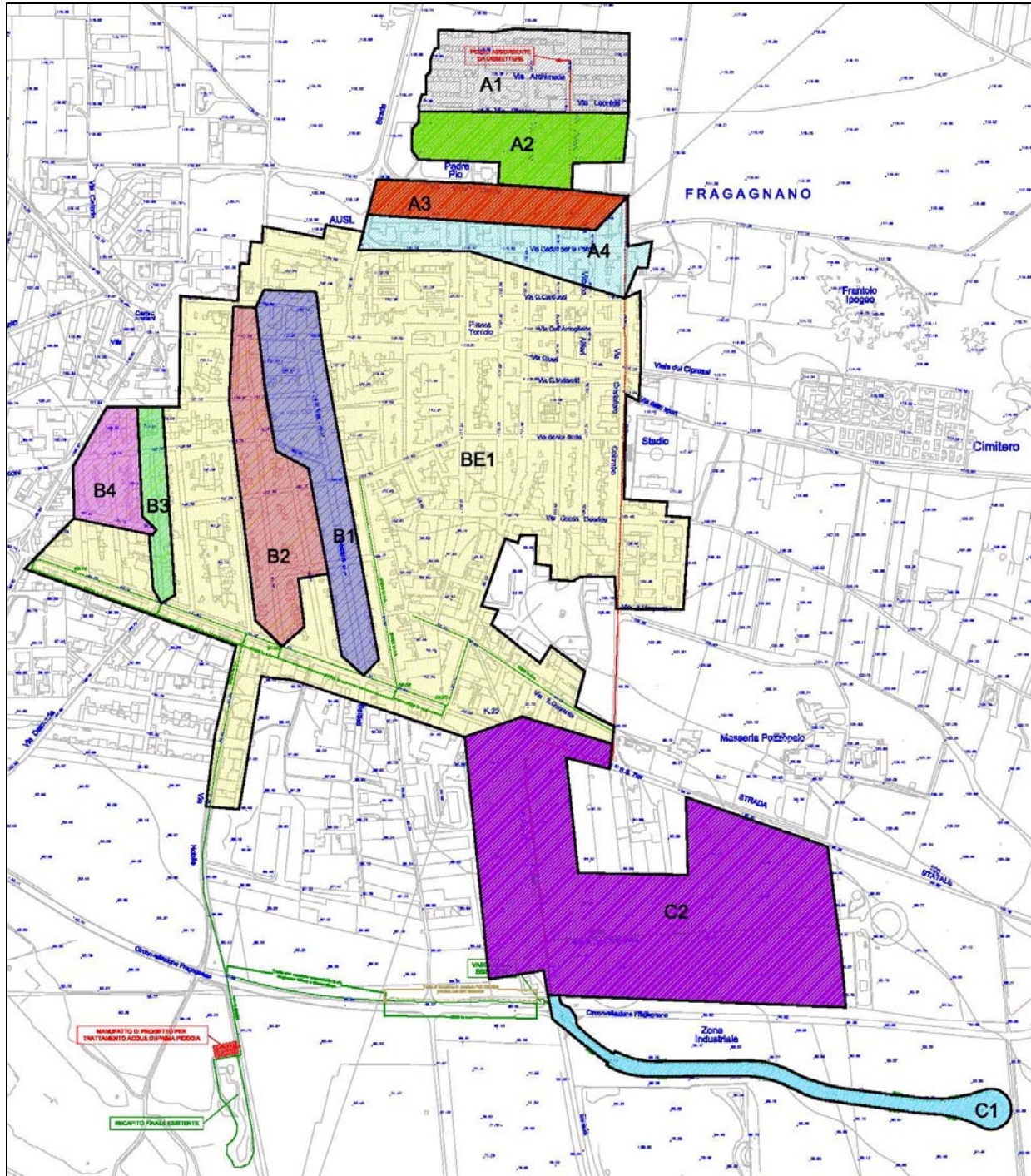


Figura 7 – Bacini scolanti

La seguente tabella riporta le superfici dei bacini individuati.



BACINO	SUPERFICIE [m <sup>2</sup> ]
A1	35158
A2	26753
A3	16553
A4	26637
B1	39215
B2	35997
B3	9973
B4	15225
C1	17788
C2	144929
BE1	469603

Tabella 6 – Superficie lorda dei bacini scolanti insistenti sull'intera rete comunale

### 3.5. Stima delle portate al colmo di piena

La portata al colmo di piena che costituisce il dato di progetto principale delle nuove tubazioni è calcolabile tramite la formula razionale, valida per intensità di pioggia costante nel corso dello scroscio:

$$Q = \Phi \times I_{\max} \times S$$

dove:

$\Phi$  = coefficiente di deflusso;

$I_{\max} = h_{\text{crit}} / t_c$  = intensità massima di pioggia per evento meteorico avente  $T_R$  pari a 5 anni;

$S$  = Superficie del bacino scolante.

$h_{\text{crit}}$  = altezza di pioggia critica, funzione di  $T_R$  e di  $t_c$ ;

$t_c$  = tempo di corrivazione

Nel caso in esame, date le caratteristiche di forte antropizzazione, per la stima del tempo di corrivazione  $t_c$  ci si affida, più che all'applicazione di formule più o meno empiriche che mal si adattano alla specifica situazione, alla semplice constatazione che tale parametro è somma di due contributi:

$$t_c = t_{\text{accesso in rete}} + t_{\text{percorrenza rete}}$$

ove

$t_{\text{accesso in rete}}$  è il tempo impiegato dalla particella di pioggia più lontana a raggiungere la caditoia di captazione delle acque meteoriche;

$t_{\text{percorrenza rete}}$  è il tempo impiegato per la percorrenza della rete fognaria

Riguardo al tempo di accesso in rete, in letteratura questo valore può assumere un valore compreso tra 5 e 30 minuti, a seconda della conformazione del bacino e della distanza delle caditoie dall'area più lontana servita dalla rete; nel caso in esame si adotta un tempo di accesso in rete pari a 15 minuti.

L'altezza di pioggia critica presa a riferimento è pertanto quella corrispondente alla durata  $t$  dell'evento meteorico pari al tempo di corrivazione  $t_c$

È possibile desumere le altezze di pioggia  $h_{t,T_R}$  con  $t$  minore di 60 minuti e  $T_R$  tempo di ritorno, mediante il rapporto:

$$(h_{t,T_R} / h_{60,T_R}) = f(t)$$

dove  $h_{60,T_R}$  è l'altezza di pioggia di durata 60 minuti e pari tempo di ritorno  $T_R$ .

Studi condotti hanno dimostrato che il legame funzionale  $f(t)$  può essere espresso nella semplice formula:

$$(h_{t,T_R} / h_{60,T_R}) = (t / 60)^{0.227}$$

Pertanto per poter giungere alla stima della portata al colmo di piena dei tronchi in progetto, per ciascun bacino si provvede pertanto al calcolo del  $t_c$ , ed all'altezza critica  $h_{t,T_R}$

Per quanto concerne la stima del coefficiente di deflusso  $\Phi$  da applicare, questo generalmente dipende da quattro fattori: impermeabilità del suolo, fattore di ritardo (funzione del tempo di corrivazione), la ritenuta superficiale e la distribuzione della pioggia. Esso risulta pertanto essere pari a:

$$\Phi = \Phi_1 \times \Phi_2 \times \Phi_3 \times \Phi_4$$

$\Phi_1$  = fattore di impermeabilità del suolo che può assumere valore compreso tra 0 (terreni totalmente permeabili) e 1 (terreni totalmente impermeabili). Nella pratica si assume un valore corrispondente alla media pesata rispetto alla superficie coperta dei coefficienti caratteristici di ciascun suolo compreso all'interno dell'intero bacino; il valore del fattore di impermeabilità tipico per ciascun tipo di suolo è facilmente reperibile in letteratura, alcuni valori tipici sono riportati nella seguente tabella.

TIPOLIGIA URBANA	$\Phi_1$
Parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0,70÷0,90
Zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50÷0,70
Zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25÷0,50
Zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate	0,10÷0,30
Prati e parchi	0,00÷0,25

*Tabella 7 – Coefficienti di deflusso applicabili in base alla tipologia urbana*

La media pesata è pari a:

$$\Phi_1 = (\sum \Phi_i \times S_i) / \sum S_i$$

$\Phi_2$  = fattore di ritardo dipende dal tempo di corrivazione, ed assume valori compresi tra 0,30 e 0,90.

$\Phi_3$  = fattore di ritenuta dipende dal fenomeno di aderenza al suolo, specie della prima pioggia caduta, che aderisce a superfici che presentano cavità o che viene trattenuta dal fogliame delle piante. In letteratura si assegna un valore compreso tra 0.80 e 1.

$\Phi_4$  = fattore di distribuzione dipende dalla distribuzione non uniforme della pioggia e dal fatto che la sua intensità può variare anche sensibilmente all'interno della superficie del bacino di riferimento.

Inoltre è necessario tenere conto delle aree verdi o intercluse che, sebbene ricadenti nei sottobacini, di fatto non concorrono al deflusso ed alla costituzione dell'onda di piena.

La seguente tabella riporta i valori delle portate di riferimento ottenute per ciascun tronco fognario in progetto in base al tempo di corrivazione e coefficiente di deflusso applicati.

TRONCO FOGNARIO	L	Bacino affidente	Superficie lorda	Bacini affidenti a monte	$\Phi$ Coeff. Deflusso Ragg.	Superficie netta complessiva	Tc	Q
	(m)		(mq)			(mq)	(sec)	(l/s)
TRATTO 1 - VIA CATONE ang. VIA PLATONE	94.30	A1	35158	-	0.50	17579	949	<b>691</b>
TRATTO 2 - VIA CATONE ang. VIA DELLA LIBERTA'	118.95	A2	26753	A2	0.55	32293	1002	<b>1218</b>
TRATTO 3 - VIA DELLA LIBERTA'	82.20	A3	19553	A1-A2	0.40	40114	1033	<b>1477</b>
TRATTO 4 - VIA COLOMBO SINO A SCARICO IN VASCA	1346.84	A4	26637	A1-A2-A3	0.55	54765	1080	<b>1949</b>

*Tabella 8 – Stima delle portate di progetto*

## **4. PROGETTO E VERIFICA DELLE OPERE IDRAULICHE**

### **4.1. Tronchi fognari**

Il progetto prevede la realizzazione di alcuni tronchi fognari lungo la viabilità urbana, al fine di servire una porzione dell'abitato che allo stato attuale non è dotato di pubblica rete fognaria.

Le viabilità interessate sono:

- Via Catone;
- Via della Libertà;
- Via Cristoforo Colombo.

Il tronco fognario, che permetterà di veicolare le acque raccolte dalla zona nord dell'abitato fino al collettore esistente sulla via di circonvallazione per essere recapitate presso l'area di trattamento e smaltimento finale, avrà una lunghezza complessiva di circa 1600 ml.

Si specifica che il tratto lungo via Cristoforo Colombo dall'incrocio con via Carducci sino all'immissione del collettore fognario di via di circonvallazione è privo di caditoie connesse al collettore in progetto. Si adottano tubazioni in PVC aventi le seguenti caratteristiche:

- coefficiente di scabrezza (Gauckler Strickler):  $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ;
- pendenza minima: 0.30%.

Data la forte pendenza del tratto stradale di via Cristoforo Colombo, anche al fine di contenere le velocità in rete che, altrimenti, sarebbero risultate eccessive, il profilo del collettore su tale tratto è stato previsto con salti di fondo al fine di poter contenere al minimo necessario la pendenza utile al deflusso.

Le tubazioni sono state dimensionate rispetto all'evento meteorico avente tempo di ritorno pari a  $T_R = 10$  anni.

Riguardo la verifica delle tubazioni, si accetta un riempimento massimo degli spechi pari al 85%; per quanto concerne le velocità all'interno delle tubazioni, è buona norma che non siano inferiori a 0.70 – 0.80 m/s per evitare depositi.

Nella seguente tabella si riportano i dati utilizzati ed i risultati del dimensionamento dei collettori principali costituenti la rete di progetto.

Rete di raccolta acque meteoriche	L	Superficie netta complessiva	Tc	Q	Quota monte	Quota valle	i	h/d	v	CONDOTTA
TRATTI	(m)	(mq)	(sec)	(l/s)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	%	%	m/s	
TRATTO 1 - VIA CATONE ang. VIA PLATONE	94.30	17579	949	<b>691</b>	116.18	115.90	0.30%	74.50%	1.93	<b>DN 800 PVC</b>
TRATTO 2 - VIA CATONE ang. VIA DELLA LIBERTA'	118.95	32293	1002	<b>1218</b>	115.90	115.54	0.30%	70.55%	2.26	<b>DN 1000 PVC</b>
TRATTO 3 - VIA DELLA LIBERTA'	82.20	40114	1033	<b>1477</b>	115.54	115.21	0.40%	73.50%	2.62	<b>DN 1000 PVC</b>
TRATTO 4a - VIA COLOMBO ang. VIA CARDUCCI	145.54	54765	1080	<b>1949</b>	115.21	114.39	0.56%	80.99%	3.13	<b>DN 1000 PVC</b>
TRATTO 4b - VIA COLOMBO ang. VIA GIUSTI	102.45	54765	1080	<b>1949</b>	114.39	113.48	0.89%	66.90%	3.82	<b>DN 1000 PVC</b>
TRATTO 4c - VIA COLOMBO ang. VIA MATTEOTTI	926.65	54765	1080	<b>1949</b>	112.48	87.58	0.98%	64.65%	3.97	<b>DN 1000 PVC</b>
TRATTO 4d - SP117 - SCARICO IN VASCA DI TRATTAMENTO	172.20	54765	1080	<b>1949</b>	87.58	86.90	0.39%	64.00%	2.83	<b>DN 1200 PVC</b>

Tabella 9 – Risultati del dimensionamento delle tubazioni

## 4.2. Impianto di grigliatura e dissabbiatura

Il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n.152 e ss.mm.ii. disciplina gli scarichi di acque meteoriche e di dilavamento proveniente da reti fognarie separate. Nello specifico, secondo l'art.113 *“ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni [...], disciplinano e attuano:*

- a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;*
- b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque reflue meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.”*

La Regione Puglia ha normato il trattamento delle acque meteoriche tramite il Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n.26 – *“Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia”* (attuazione dell'art. 113 del D.Lgs. n.152/2006 e s.m.i.).

Il Regolamento definisce acque di prima pioggia *“le prime acque meteoriche di dilavamento relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 ore di tempo asciutto, per una altezza di precipitazione uniformemente distribuita:*

- i. di 5 mm per superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree verdi e delle coperture non carrabili scolanti stesse inferiore o uguale a 10.000 mq;*
- II. comprese tra 5 e 2.5 mm per le superfici scolanti di estensione rientranti tra 10.000 e 50.000 mq valutate al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse, in funzione dell'estensione dello stesso bacino correlata ai tempi di corrivazione alla vasca di prima pioggia;*

III. di 2.5 mm per le superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree a verde e delle coperture carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse, superiori a 50.000 mq.

Ai sensi dell'art. 4 comma 5, *“le acque di prima pioggia, provenienti da reti fognarie separate di cui al comma 1 del presente articolo, sono avviate verso vasche di accumulo a perfetta tenuta stagna e sottoposte, prima del loro scarico nei ricettori finali, ad un trattamento di grigliatura e dissabbiatura. Le vasche sono dotate di un sistema di alimentazione che consenta di escludere le stesse a riempimento avvenuto. Le ulteriori acque sono avviate ai recapiti finali. Le vasche di prima pioggia devono essere dotate di accorgimenti tecnici che ne consentano lo svuotamento entro le 48 ore successive”*. Il successivo comma 6 stabilisce che *“le acque meteoriche di dilavamento di cui al presente articolo, in alternativa alla separazione delle acque di prima pioggia, possono essere trattate in impianti con funzionamento in continuo, sulla base della portata stimata secondo le caratteristiche pluviometriche dell'area da cui dilavano per un tempo di ritorno pari a 5 (cinque) anni”*.

Nel presente caso, si opta per il trattamento in continuo delle acque di dilavamento, prevedendo un impianto per la grigliatura e dissabbiatura, preso a riferimento un evento meteorico avente  $T_R = 5$  anni, per cui vale la curva di possibilità pluviometrica:

$$h = 42.78 \cdot t^{0.236}$$

L'impianto, comunque, dovrà essere a servizio dell'intera rete pluviale che in esso recapiterà, pertanto ai fini del dimensionamento della vasca, è stato necessario prendere a riferimento anche i bacini sottesi dalla rete esistente; le principali caratteristiche di tutti i bacini considerati sono riportati nella seguente tabella.



BACINO	SUPERIFICIE LORDA [m <sup>2</sup> ]	$\Phi$	SUPERFICIE NETTA [m <sup>2</sup> ]
A1	35158	0.50	17579
A2	26753	0.55	14714.15
A3	19553	0.40	7821.2
A4	26637	0.55	14650.35
B1	39215	0.70	27450.5
B2	35997	0.75	26997.75
B3	9973	0.75	7479.75
B4	15225	0.75	11418.75
C1	17788	0.70	12451.6
C2	144929	0.40	57971.6
BE1	469603	0.45	211321.4
<b>TOTALE</b>	<b>840831</b>	<b>TOTALE</b>	<b>409856</b>

*Tabella 10 – Superfici nette dei bacini scolanti*

Il tempo di corrvazione è stimato dal punto più lontano dall'impianto di trattamento sino alla sezione di chiusura del bacino scolante che su di esso insiste.

La lunghezza complessiva del percorso idraulico ammonta a circa 1830 m. Ammessa una velocità media del flusso pari a 1 m/s, si ricava:

$$t_c = t_{\text{accesso in rete}} + t_{\text{percorrenza rete}}$$

con

$$t_{\text{accesso in rete}} = 900 \text{ secondi}$$

$$t_{\text{percorrenza rete}} = 1830 \text{ secondi}$$

da cui:

$$t_c = 900 + 1830 = 2730 \text{ secondi} \approx 0.75 \text{ h}$$

da cui si ricava un valore della portata di picco pari a:

$$Q = 6.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il funzionamento della vasca di dissabbiatura si basa sul fenomeno fisico della sedimentazione che sfrutta la forza di gravità per separare le particelle solide sedimentabili, caratterizzate da peso specifico maggiore di quello dell'acqua, e che sono in grado di depositarsi sul fondo della vasca in tempi di detenzione sufficientemente brevi.

Affinché le particelle solide possano sedimentare efficacemente sul fondo di una vasca a funzionamento in continuo occorre pertanto:

- verificare che il carico idraulico superficiale (Cis), inteso come rapporto tra la portata Q e la superficie della vasca S, non sia superiore alla velocità di precipitazione delle particelle che si vuole far sedimentare;
- verificare, nel caso di vasca a flusso orizzontale, che la velocità del flusso non sia superiore al valore limite (30÷50 cm/s) tale da consentire la risospensione delle particelle solide già sedimentate sul fondo vasca.

Il tempo di detenzione assume un'importanza più marginale rispetto a vasche isolate in quanto la cosa che conta nel caso di funzionamento in continuo è che la velocità di sedimentazione delle particelle sia superiore a quella di percorrenza in senso longitudinale della vasca.

Per stimare la velocità  $v_s$  di precipitazione delle sabbie si fa riferimento anche in questo caso alla nota legge di Stokes, per la quale vale la relazione:

$$v_s = \frac{g}{18} (\gamma_s - \gamma_a) \frac{D^2}{\mu}$$

dove:

$g$  = accelerazione di gravità, pari a  $9.81 \text{ m/s}^2$ ;

$\gamma_s$  = peso specifico delle particelle, pari a  $2.2 \text{ t/m}^3$ ;

$\gamma_a$  = peso specifico dell'acqua, pari a  $1.0 \text{ t/m}^3$ ;

$D$  = diametro delle particelle;

$\mu$  = viscosità cinematica dell'acqua (pari a  $1.139 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  a temperatura di  $15^\circ\text{C}$ ).

All'interno della vasca di calma, pertanto, tutte le particelle di tipo granuloso che hanno velocità di sedimentazione superiore al carico idraulico superficiale vengono trattenute e raccolte sul fondo.

Al fine di effettuare un'efficiente dissabbiatura, si impone il diametro delle particelle che si vuole far sedimentare. Fissato pertanto un valore del diametro  $D = 0.20 \text{ mm}$ , si ricava mediante la formula di Stokes il valore della velocità  $v_s$  e quindi il valore limite del Cis

Posto il diametro delle particelle da far sedimentare  **$D = 0.20 \text{ mm}$**  (in accordo alla definizione di dissabbiatura indicata all'art. 3 comma 1 lettera m) del succitato Regolamento regionale), si ottiene:

$$v_s = 2.38 \text{ cm/s}$$

Imponendo  $C_{is} = Q/S_{\text{fondo}} = 2.38 \text{ cm/s}$  si ricava la superficie del fondo vasca necessaria, pari a  $252 \text{ m}^2$ .

Si adotta pertanto un impianto avente una superficie del fondo pari a  $273 \text{ m}^2$ ; la vasca ha forma rettangolare, dotata di setto interno in modo da far percorrere al flusso un percorso ad U lungo il quale le particelle solide si depositano.

L'altezza del tirante idrico all'interno del manufatto è regolato dalla soglia di stramazzo in uscita e dal battente che su di essa si instaura al passaggio della portata di progetto.

Per il suo dimensionamento si considera la formula dello stramazzo in parete grossa, per cui vale:

$$Q = 0,385 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^3} = 1,705 \cdot b \cdot H^{3/2}$$

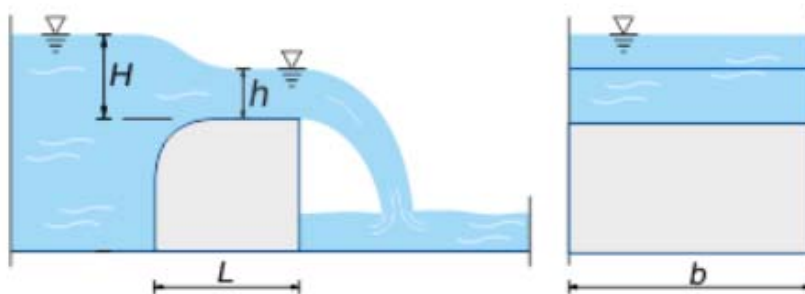


Figura 8 – Rappresentazione schematica dello stramazzo in parete grossa

Assumendo una soglia di larghezza  $b = 6.00$  metri si ricava un battente  $h = 0.70 \text{ m}$ .

In tale configurazione, posta la soglia ad una altezza di  $1.35$  metro dal fondo vasca, l'altezza d'acqua nel dissabbiatore è al minimo  $2.05 \text{ m}$ , pertanto la velocità di deflusso al suo interno è:

$$v = Q/A = 6.00 / (6.00 \times 2.05) = 0.49 \text{ m/s} = 49 \text{ cm/s}$$

Pertanto la velocità del flusso non determina risospensione delle particelle già sedimentate, in quanto inferiore al valore abitualmente preso a riferimento in letteratura ( $50 \text{ cm/s}$ ).

### 4.3. Verifica collettori esistenti a valle della rete in progetto

#### Collettore DN800

A valle della tubazione DN1200, lungo il tratto sud della circonvallazione di Fragagnano, ad oggi esiste una tubazione DN800 di lunghezza pari a  $238 \text{ m}$ , che colletta la fognatura bianca a servizio della zona artigianale ed industriale; per tale collettore è previsto l'adeguamento, da

realizzarsi con altro progetto, costituito da una tubazione DN1200 in pvc in affiancamento a quella esistente.

Con riferimento alla *Tabella 10*, dati i bacini insistenti sul tronco esistente e sul potenziamento, ovvero le superfici A1, A2, A3, A4, C1 e C2, stimato il tempo di corrivazione secondo le ipotesi precedentemente illustrate (posto un tempo di accesso in rete pari a 900 s), si ottengono i seguenti dati a base della verifica:

- Superficie netta scolante: 122189 m<sup>2</sup>
- Tempo di corrivazione: 1456 s
- Portata di progetto: 3.45 m<sup>3</sup>/s
- Lunghezza tubazioni: 238 m
- Pendenza tubazioni: 0.46%

I risultati della verifica sono riportati nella seguente tabella

Rete di raccolta acque meteoriche	L	Superficie netta complessiva	Tc	Q	Quota monte	Quota valle	i	h/d	v	CONDOTTA
TRATTI	(m)	(mq)	(sec)	(l/s)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	%	%	m/s	
TRATTO PROGETTO	238.00	122189	1456	<b>2418</b>	86.80	85.70	0.46%	70.75%	3.14	<b>DN 1200 PVC</b>
TRATTO ESISTENTE	238.00	122189	1456	<b>1032</b>	85.80	84.70	0.46%	100.00%	2.06	<b>DN 800 C.A.</b>

*Tabella 11 – Risultati della verifica idraulica della tubazione DN800 e potenziamento DN1200*

Pertanto il collettore di potenziamento consentirà di veicolare anche portate con tempo di ritorno sino a 10 anni.

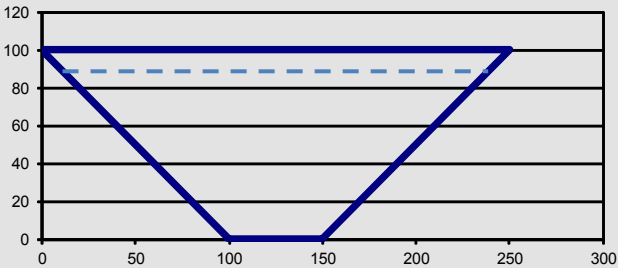
#### Canaletta trapezoidale

La tubazione DN800, ed in futuro anche il potenziamento DN1200, recapita presso una canaletta trapezoidale esistente, rivestita in cls per i primi 50 cm di altezza, avente le seguenti dimensioni:

- larghezza alla base: 0.50 m
- larghezza in testa: 2.50 m
- profondità: 1.00 m
- pendenza delle sponde: 45°
- Quota di monte: 84.69 m s.l.m.
- Quota di valle: 83.79 m s.l.m.
- lunghezza: 215 m

la portata di riferimento è la medesima della precedente verifica, ovvero  $Q_{10} = 3.45 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Nella seguente figura si riporta il risultato della verifica svolta, riportante tabellata la scala di deflusso della sezione trapezia.

VERIFICA CANALETTA					
Dati del canale					
Scorrimento iniziale		84,69	ms.m.		
Scorrimento finale		83,79	ms.m.		
Lunghezza		215,00	ms.m.		
Dati della sezione					
H =	100	cm	(Altezza sezione)		
b =	50	cm	(Base minore sezione)		
B =	250	cm	(Base maggiore)		
Angolo =	45	gradi			
Area =	1,50	mq			
Pendenza =	0,42	%		Rivestimento selezionato	
K =	80,00	Coeff. di scabr. Gauckler-Strickler	Tubi in servizio con lievi incrostazioni o cement		
Portata di progetto da calcolo		3,50	mc/sec		
SCALA DI DEFLUSSO					
H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
5,00	64,14	0,03	0,04	0,02	0,63
10,00	78,28	0,06	0,08	0,06	0,93
15,00	92,43	0,10	0,11	0,11	1,16
20,00	106,57	0,14	0,13	0,19	1,34
25,00	120,71	0,19	0,16	0,28	1,50
30,00	134,85	0,24	0,18	0,39	1,64
35,00	149,00	0,30	0,20	0,53	1,77
40,00	163,14	0,36	0,22	0,68	1,89
45,00	177,28	0,43	0,24	0,86	2,01
50,00	191,42	0,50	0,26	1,06	2,12
55,00	205,56	0,58	0,28	1,28	2,22
60,00	219,71	0,66	0,30	1,53	2,32
65,00	233,85	0,75	0,32	1,81	2,42
70,00	247,99	0,84	0,34	2,11	2,52
75,00	262,13	0,94	0,36	2,44	2,61
80,00	276,27	1,04	0,38	2,81	2,70
85,00	290,42	1,15	0,40	3,20	2,79
90,00	304,56	1,26	0,41	3,62	2,87
95,00	318,70	1,38	0,43	4,08	2,96
100,00	332,84	1,50	0,45	4,56	3,04
La portata di progetto defluisce con i seguenti dati					
H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
88,00	298,90	1,21	0,41	3,45	2,84
SCHEMA DELLA SEZIONE DEL CANALE				Deflusso	
<div></div> <div>Sez canale      Livello acqua</div>					

### Collettore DN2000 in ingresso al dissabbiatore

La tubazione in ingresso alla nuova vasca di dissabbiatura è costituita da una condotta esistente DN2000 in c.a. che, ad oggi, convoglia le acque raccolte dall'intera rete presso l'attuale recapito finale.

I dati impiegati per la verifica sono i seguenti:

- diametro interno: 2000 mm
- coefficiente di scabrezza (Gauckler Strickler):  $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ;
- quota di monte: 79.85 m s.l.m.
- quota di valle: 79.70m s.l.m.
- lunghezza tronco: 107 m
- pendenza: 0.0014 m/m
- portata di verifica ( $T_R$  5 anni)  $6.00 \text{ m}^3/\text{s}$

I risultati della verifica sono i seguenti:

- Grado di riempimento: 78%
- Velocità del flusso: 2.28 m/s

Rete di raccolta acque meteoriche	L	Superficie netta complessiva	Tc	Q	Quota monte	Quota valle	i	h/d	v	CONDOTTA
TRATTI	(m)	(mq)	(sec)	(l/s)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	%	%	m/s	
TRATTO ESISTENTE	107	409856	2730	<b>6000</b>	79.85	79.70	0.14%	78%	2.28	<b>DN 2000 C.A.</b>

*Tabella 12 – Risultati della verifica idraulica della tubazione DN2000 esistente in ingresso al dissabbiatore*

## 5. VERIFICA STATICA TUBAZIONI

Viene di seguito descritta la verifica statica delle tubazioni di progetto sotto azioni di carichi esterni permanenti ed accidentali come previsto da Delibera Ministero LL. PP. Del 04.02.1977 – Allegato 4.

La realizzazione delle condotte di progetto è prevista mediante l'utilizzo di tubazioni a parete strutturata in PVC-U classe SN4 conformi alla norma UNI EN 13476-1.

I diametri da utilizzare sono DN 800 per uno sviluppo di 94,30 m, DN 1000 per uno sviluppo di 1375,80 m e DN 1200 per uno sviluppo di 172,20 m.

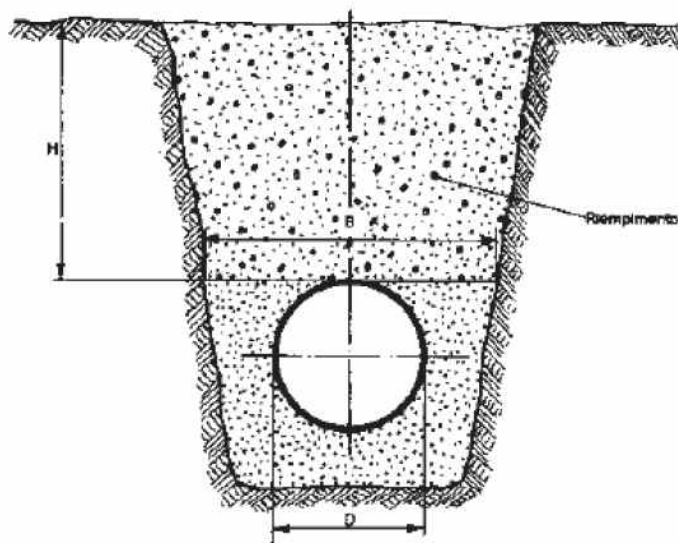
Lo scopo del calcolo statico applicato alle tubazioni interrate in PVC oggetto della presente relazione, è quello di determinare la deformazione diametrale a breve e medio termine, di un tubo flessibile interrato soggetto a carichi esterni quali il peso del terreno, i carichi mobili derivanti da traffico e la presenza di falda.

Nel caso oggetto di studio i carichi permanenti, cui sono sottoposte le tubazioni interrate, dipendono dall'azione del rinterro, mentre i carichi accidentali sono da attribuirsi alla presenza di traffico veicolare. Inoltre nell'area interessata non è presente falda superficiale, ed il materiale di rinterro intorno alle condotte è stato previsto con sabbia o pietrischetto.

Per la trincea sono definiti i parametri: B = larghezza della trincea in metri ovvero distanza delle pareti della trincea in corrispondenza della generatrice superiore del tubo; H = profondità dell'interro ovvero la distanza fra la generatrice superiore del tubo e il piano di calpestio.

Tipo di trincea	B	
Trincea stretta	$\leq 3 D$	$< H/2$
Trincea larga	$3 < D < 10$	$< H/2$
Terrapieno	$\geq 10 D$	$\geq H/2$





Nel nostro caso abbiamo:

- condotta DN 800  $\Rightarrow D = 80$  cm e  $B = 120$  cm;
- condotta DN 1000  $\Rightarrow D = 80$  cm e  $B = 140$  cm;
- condotta DN 1200  $\Rightarrow D = 80$  cm e  $B = 160$  cm.

La verifica statica viene svolta per tutte e tre le condotte di diverso diametro nella sezione di minore e maggiore interramento.

Condotta	Picchetto (n.)	Altezza ricoprimento (m)
DN 800	1	1.20
DN 800	2	1.43
DN 1000	61	0.96
DN 1000	18	4.01
DN 1200	66	1.01
DN 1200	69	1.11

### CALCOLO DEL CARICO ESTERNO

Il carico esterno  $q$  per unità di superficie (espresso in  $\text{kg/m}^2$ ) è dato dalla somma dei contributi:

- $q_t$  - carico del terreno

- $q_m$  - carichi mobili (traffico)

Il carico esterno  $Q$  per unità di lunghezza (espresso in kg/m) è dato  $q \cdot D_e$  dove  $D_e$  è il diametro esterno nominale della tubazione espresso in m.

Carico del terreno:

$q_t$  è dato dalla formula:

$$q_t = C \cdot \gamma \cdot B$$

in cui  $C$  è un coefficiente pari a 1 nel caso di trincea larga e  $\gamma$  è il peso specifico del terreno (nel nostro caso pari a 2000 kg/mc).

Carico mobile:

$q_m$  è dato dalla formula:

$$q_m = \frac{3}{2} \pi P \varphi / (H + D_e/2)^2$$

dove:

$D_e$  = diametro esterno nominale della tubazione [m]

$H$  = altezza del riempimento misurato dalla generatrice superiore del tubo [m];

$\varphi$  = coefficiente correttivo pari a  $1 + 0,3/H$  per i soli mezzi stradali;

$P$  = 3000 kg per Tipo traffico Agricolo (autovetture e autocarri di cantiere), 6000 kg per Tipo traffico Medio (autovetture e autocarri leggeri), 10000 kg per Tipo traffico Pesante (autovetture e autotreni pesanti).

### CALCOLO DELLE INTERAZIONE TUBO / TERRENO

Il metodo adottato per la determinazione delle interazioni tubo terreno è quello di Spangler.

Si assume per semplicità che il carico sovrastante sia distribuito sull'intera semisezione, siamo nel caso di tubi lisci e al tempo  $t=0$  la formula di Spangler applicata è:

$$\Delta x = \Delta y = (0.125 \cdot Q) / (E \cdot (s/D_e)^3 + 0.0915 \cdot E_1) \quad \text{dove :}$$

$\Delta x = \Delta y$  = deformazione diametrale, differenza tra il diametro del tubo a riposo e il diametro dopo la deformazione;

$Q$  = carico complessivo [kg/m] derivante dai contributi peso del terreno, traffico ed eventuale falda;

$E$  = modulo di elasticità del tubo (PVC-U) [kg/m<sup>2</sup>];

$s$  = spessore della tubazione, nel caso di pareti struttura è lo spessore equivalente [m];

$D_e$  = diametro esterno della tubazione [m];

$E_1$  = modulo di elasticità del terreno [kg/m<sup>2</sup>].

Il modulo di elasticità del terreno cui è proporzionata la contropinta del terreno stesso sulle pareti laterali della tubazione è dato dalla espressione:

$$E_1 = (9 \cdot 10^4) \cdot (H + 4) / \alpha'$$

dove:  $\alpha'$  = fattore numerico che dipende dalla compattazione (vedi tab. seguente);

$H$  = altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo [m].

Compattazione Proctor %	$\alpha'$
95	1.0
90	1.5
85	1.5 <sup>2</sup>
80	1.5 <sup>3</sup>
75	1.2 <sup>4</sup>

Nel caso in esame:

$E = 367.097.836,67$  [kg/m<sup>2</sup>] breve termine,  $178.450.337,27$  [kg/m<sup>2</sup>] lungo termine;

$s = 0,0225$  [m] per DN800,  $0,0275$  [m] per DN1000 e  $0,03$  [m] per DN1200;

Per la determinazione della deformazione diametrale a lungo termine si utilizza la stessa formula introducendo un fattore correttivo  $T$ :

$$\Delta x = \Delta y = (0.125 \cdot T \cdot Q) / (E/T \cdot (s/D_e)^3 + 0.0915 \cdot E_1)$$

dove :  $T = 2$  (valore raccomandato)

Per il calcolo della deformazione percentuale è applicata la formula:

$$\text{Def\%} = (\Delta x / D_e) \cdot 100$$

## RISULTATI DI CALCOLO

Le seguenti tabelle di calcolo riportano le verifiche soddisfatte per tutti i casi studiati. E' il caso di sottolineare che per ottenere materialmente il risultato di calcolo, occorre che in fase realizzativa sia verificata l'effettiva compattazione del materiale di riempimento dello scavo almeno sino ad un grado pari al 90% della prova Proctor.

Verifica per DN800 con altezza di ricoprimento pari a 1,20 m.

<b>SEZ A - Tipologia di trincea</b>		<b>SEZ B - Terreno e materiale di riempimento</b>	
Profondità di interrimento H	2 m	Natura del terreno	ROCCE LISCE
Larghezza della trincea B	1,2 m	Materiale di riempimento $\theta$	SABBIA
Tipologia	TRINCEA LARGA	Materiale di riempimento $\phi$	MATERIALE PROV. SCAVI
<b>SEZ C - Carichi statici</b>		<b>SEZ D - Caratteristiche del tubo</b>	
Carico del terreno $q_t$ Peso specifico	2000 kg/m <sup>3</sup>	D	0,8 m
<input checked="" type="checkbox"/> Carichi mobili $q_m$ Mezzi	Ferroviani	s	0,0225 m
	Solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere	SDR	36
		E	1,75E+08 kg/m <sup>2</sup>
		I	9,49E-07 m <sup>3</sup>
		SN	4 kN/m <sup>2</sup>
<b>SEZ E - Verifiche</b>		<b>PRINCIPALI RISULTATI</b>	
Indice Proctor	90%	Cd 0,85	
Tempo di verifica	2 anni	<input checked="" type="checkbox"/> Visualizza risultati	
<b>Valori massimi di deformazione di tubi flessibili per norma ISO 7073</b>		$q_t$ 2030 kg/m <sup>2</sup> $q_m$ 323 kg/m <sup>2</sup> $Q$ 1883 kg/m	
TUBO	2 MESI	2 ANNI	VERIFICA
SN 2	5% D 0,04	8%D 0,06	OK
SN 4	8% D 0,064	10%D 0,08	OK
SN 8	8% D 0,064	10%D 0,08	OK
SN 16	8% D 0,064	10%D 0,08	OK
		$\Delta x(t=0)$ 0,0064 m $\Delta x(t=2)$ 0,0134 m	

Verifica per DN800 con altezza di ricoprimento pari a 1,43 m.

<b>SEZ A - Tipologia di trincea</b>		<b>SEZ B - Terreno e materiale di riempimento</b>	
Profondità di interrimento H	2,23 m	Natura del terreno	ROCCE LISCE
Larghezza della trincea B	1,2 m	Materiale di riempimento $\theta$	SABBIA
Tipologia	TRINCEA LARGA	Materiale di riempimento $\phi$	MATERIALE PROV. SCAVI
<b>SEZ C - Carichi statici</b>		<b>SEZ D - Caratteristiche del tubo</b>	
Carico del terreno $q_t$ Peso specifico	2000 kg/m <sup>3</sup>	D	0,8 m
<input checked="" type="checkbox"/> Carichi mobili $q_m$ Mezzi	Ferroviani	s	0,0225 m
	Solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere	SDR	36
		E	1,75E+08 kg/m <sup>2</sup>
		I	9,49E-07 m <sup>3</sup>
		SN	4 kN/m <sup>2</sup>
<b>SEZ E - Verifiche</b>		<b>PRINCIPALI RISULTATI</b>	
Indice Proctor	90%	Cd 0,88	
Tempo di verifica	2 anni	<input checked="" type="checkbox"/> Visualizza risultati	
<b>Valori massimi di deformazione di tubi flessibili per norma ISO 7073</b>		$q_t$ 2119 kg/m <sup>2</sup> $q_m$ 263 kg/m <sup>2</sup> $Q$ 1906 kg/m	
TUBO	2 MESI	2 ANNI	VERIFICA
SN 2	5% D 0,04	8%D 0,06	OK
SN 4	8% D 0,064	10%D 0,08	OK
SN 8	8% D 0,064	10%D 0,08	OK
SN 16	8% D 0,064	10%D 0,08	OK
		$\Delta x(t=0)$ 0,0062 m $\Delta x(t=2)$ 0,0131 m	

Verifica per DN1000 con altezza di ricoprimento pari a 0,96 m.

<b>SEZ A - Tipologia di trincea</b>		<b>SEZ B - Terreno e materiale di riempimento</b>	
Profondità di interrimento H	1,96 m	Natura del terreno	ROCCE LISCE
Larghezza della trincea B	1,4 m	Materiale di riempimento $\theta$	SABBIA
Tipologia	TRINCEA LARGA	Materiale di riempimento $\phi$	MATERIALE PROV. SCAVI
<b>SEZ C - Carichi statici</b>		<b>SEZ D - Caratteristiche del tubo</b>	
Carico del terreno $q_t$ Peso specifico	2000 kg/m <sup>3</sup>	D	1 m
<input checked="" type="checkbox"/> Carichi mobili $q_m$ Mezzi	Ferroviani	s	0,0275 m
	Solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere	SDR	36
		E	1,75E+08 kg/m <sup>2</sup>
		I	1,73E-06 m <sup>3</sup>
		SN	3 kN/m <sup>2</sup>
<b>SEZ E - Verifiche</b>		<b>PRINCIPALI RISULTATI</b>	
Indice Proctor	90%	Cd 0,78	
Tempo di verifica	2 anni	<input checked="" type="checkbox"/> Visualizza risultati	
<b>Valori massimi di deformazione di tubi flessibili per norma ISO 7073</b>		$q_t$ 2190 kg/m <sup>2</sup> $q_m$ 309 kg/m <sup>2</sup> $Q$ 2499 kg/m	
TUBO	2 MESI	2 ANNI	VERIFICA
SN 2	5% D 0,05	8% D 0,08	OK
SN 4	8% D 0,08	10% D 0,1	OK
SN 8	8% D 0,08	10% D 0,1	OK
SN 16	8% D 0,08	10% D 0,1	OK
		$\Delta x(t=0)$ 0,0086 m $\Delta x(t=2)$ 0,0180 m	

Verifica per DN1000 con altezza di ricoprimento pari a 4,01 m.

<b>SEZ A - Tipologia di trincea</b>		<b>SEZ B - Terreno e materiale di riempimento</b>	
Profondità di interrimento H	5,01 m	Natura del terreno	ROCCE LISCE
Larghezza della trincea B	1,4 m	Materiale di riempimento $\theta$	SABBIA
Tipologia	TRINCEA LARGA	Materiale di riempimento $\phi$	MATERIALE PROV. SCAVI
<b>SEZ C - Carichi statici</b>		<b>SEZ D - Caratteristiche del tubo</b>	
Carico del terreno $q_t$ Peso specifico	2000 kg/m <sup>3</sup>	D	1 m
<input checked="" type="checkbox"/> Carichi mobili $q_m$ Mezzi	Ferroviani	s	0,0275 m
	Solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere	SDR	36
		E	1,75E+08 kg/m <sup>2</sup>
		I	1,73E-06 m <sup>3</sup>
		SN	3 kN/m <sup>2</sup>
<b>SEZ E - Verifiche</b>		<b>PRINCIPALI RISULTATI</b>	
Indice Proctor	90%	Cd 1,03	
Tempo di verifica	2 anni	<input checked="" type="checkbox"/> Visualizza risultati	
<b>Valori massimi di deformazione di tubi flessibili per norma ISO 7073</b>		$q_t$ 2895 kg/m <sup>2</sup> $q_m$ 53 kg/m <sup>2</sup> $Q$ 2948 kg/m	
TUBO	2 MESI	2 ANNI	VERIFICA
SN 2	5% D 0,05	8% D 0,08	OK
SN 4	8% D 0,08	10% D 0,1	OK
SN 8	8% D 0,08	10% D 0,1	OK
SN 16	8% D 0,08	10% D 0,1	OK
		$\Delta x(t=0)$ 0,0069 m $\Delta x(t=2)$ 0,0143 m	



Verifica per DN1200 con altezza di ricoprimento pari a 1,01 m.

<b>SEZ A - Tipologia di trincea</b>		<b>SEZ. B - Terreno e materiale di riempimento</b>	
Profondità di interrimento	H 1,01 m	Natura del terreno	ROCCE LISCE
Larghezza della trincea	B 1,6 m	Materiale di riempimento $\theta$	SABBIA
Tipologia	TRINCEA LARGA	Materiale di riempimento $\phi$	MATERIALE PROV. SCAVI
<b>SEZ C - Carichi statici</b>		<b>SEZ D - Caratteristiche del tubo</b>	
Carico del terreno $q_t$ Peso specifico	2000 kg/m <sup>3</sup>	D	1,2 m
<input checked="" type="checkbox"/> Carichi mobili $q_m$ Mezzi	Ferroviani	s	0,03 m
	Solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere	SDR	40
		E	1,75E+08 kg/m <sup>2</sup>
		I	2,25E-06 m <sup>3</sup>
		SN	2 kN/m <sup>2</sup>
<b>SEZ E - Verifiche</b>		<b>PRINCIPALI RISULTATI</b>	
Indice Proctor	90%	Cd 0,48	
Tempo di verifica	2 anni	<input checked="" type="checkbox"/> Visualizza risultati	
<b>Valori massimi di deformazione di tubi flessibili per norma ISO 7073</b>		$q_t$ 1526 kg/m <sup>2</sup> $q_m$ 881 kg/m <sup>2</sup> $Q$ 2889 kg/m	
TUBO	2 MESI	2 ANNI	VERIFICA
SN 2	5% D 0,06	8% D 0,1	OK
SN 4	8% D 0,096	10% D 0,12	OK
SN 8	8% D 0,096	10% D 0,12	OK
SN 16	8% D 0,096	10% D 0,12	OK
		$\Delta x(t=0)$ 0,0119 m $\Delta x(t=2)$ 0,0249 m	

Verifica per DN1200 con altezza di ricoprimento pari a 1,11 m.

<b>SEZ A - Tipologia di trincea</b>		<b>SEZ. B - Terreno e materiale di riempimento</b>	
Profondità di interrimento	H 1,11 m	Natura del terreno	ROCCE LISCE
Larghezza della trincea	B 1,6 m	Materiale di riempimento $\theta$	SABBIA
Tipologia	TRINCEA LARGA	Materiale di riempimento $\phi$	MATERIALE PROV. SCAVI
<b>SEZ C - Carichi statici</b>		<b>SEZ D - Caratteristiche del tubo</b>	
Carico del terreno $q_t$ Peso specifico	2000 kg/m <sup>3</sup>	D	1,2 m
<input checked="" type="checkbox"/> Carichi mobili $q_m$ Mezzi	Ferroviani	s	0,03 m
	Solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere	SDR	40
		E	1,75E+08 kg/m <sup>2</sup>
		I	2,25E-06 m <sup>3</sup>
		SN	2 kN/m <sup>2</sup>
<b>SEZ E - Verifiche</b>		<b>PRINCIPALI RISULTATI</b>	
Indice Proctor	90%	Cd 0,51	
Tempo di verifica	2 anni	<input checked="" type="checkbox"/> Visualizza risultati	
<b>Valori massimi di deformazione di tubi flessibili per norma ISO 7073</b>		$q_t$ 1632 kg/m <sup>2</sup> $q_m$ 755 kg/m <sup>2</sup> $Q$ 2864 kg/m	
TUBO	2 MESI	2 ANNI	VERIFICA
SN 2	5% D 0,06	8% D 0,1	OK
SN 4	8% D 0,096	10% D 0,12	OK
SN 8	8% D 0,096	10% D 0,12	OK
SN 16	8% D 0,096	10% D 0,12	OK
		$\Delta x(t=0)$ 0,0116 m $\Delta x(t=2)$ 0,0242 m	