Comune di Trani

Regione Puglia

OPERE DI CHIUSURA DEFINITIVA DEL I E DEL II LOTTO DI DISCARICA E IMPIANTI CONNESSI IN LOCALITÀ "PURO VECCHIO" TRANI (BAT)

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

AMIU S.p.A.

Sede legale e amministrativa alla Strada Provinciale 168

Località Puro Vecchio 76125 Trani (BT)

Codice Fiscale e Partita IVA 04939590727

PEC: amiutranispa@pec.it

PROGETTO:

Studio Romanazzi-Boscia e Associati s.r.l.

via Amendola 172/c, 70100 Bari - tel.: 080.548.21.87 - Fax: 080.5[illegible]

Prof. Ing. Eligio ROMANAZZI

Dott. Ing. Giovanni F. BOSCIA

Dott. Ing. Sebanino GIOTTA

Dott. Ing. Fabio PACCAPELO

Ing. Federico Cangialosi

Ing. Gianluca Intini

Dott. geol. Vito Specchio

ALLEGATO	3. CHIUSURA DEFINITIVA	SCALA:
R.3.3.1	3.3 REGIMENTAZIONE ACQUE METEORICHE **RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA**	--- DATA: **GIUGNO 2022**

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE
1	10/2022	Riscontro al Verbale di Verifica Preventiva Intermedio del 30/09/2022

INDICE

1 PREMESSA 2

2 STUDIO IDROLOGICO 4

2.1 INDAGINE SUL REGIME DELLE PIOGGE 4

2.2 COEFFICIENTI DI AFFLUSSO 8

2.3 SCELTA DELLA FREQUENZA DELLE PIOGGE CRITICHE 9

3 RETE DI DRENAGGIO 10

3.1 CONFIGURAZIONE INTERVENTI DI REGIMAZIONE 10

3.2 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE 10

3.2.1 Dimensionamento e verifica dei cunicoli prefabbricati al piede delle scarpate 11

3.2.1.1 Bacini a fortissima pendenza ed estensione limitata. Scarpate dei lotti I e II 17

3.3 TRATTAMENTO E SMALTIMENTO ACQUE 18

3.3.1 Trattamento delle acque meteoriche 18

3.3.2 Dimensionamento del sistema di smaltimento negli strati superficiali del suolo 20

3.3.3 Verifica del sistema di smaltimento 22

3.3.4 Connessione tra manufatto di trattamento e sistema di smaltimento 23

4 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO ACQUE METEORICHE 24

4.1 DEFINIZIONE DELLE PERDITE DI CARICO 24

4.1.1 Perdite di carico distribuite nelle correnti in pressione 24

4.1.2 Perdite di carico localizzate 25

4.2 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE SOMMITALI III LOTTO 26

4.3 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE FONDO CAVA 28

5 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI CAPTAZIONE DEL CAPPING DEFINITIVO 30

6 ALLEGATI 32

6.1 DATI PLUVIOMETRICI DELLA STAZIONE DI ANDRIA 32

6.2 PIOGGE INFERIORI ALL'ORA: DEFINIZIONE DELLE ALTEZZE 34

6.3 ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI ANDRIA (5MIN – 1H) 36

6.4 ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI ANDRIA (1H – 24H) 38

6.5 PROGETTO E VERIFICA DEL BACINO DI LAMINAZIONE E DISPERSIONE 40

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica si basa sugli studi idrologici e idraulici già condotti in fase di MISE, la quale rappresenta lo stato di fatto a partire dal quale si realizzeranno le opere previste dalla chiusura definitiva. Per completezza si riportano nella presente relazione le procedure di dimensionamento e verifica che hanno interessato gli elementi che compongono il sistema di gestione delle acque meteoriche già realizzato in fase di MISE, alle quali si aggiungono le opere di collettamento previste negli interventi di chiusura definitiva.

La rete di drenaggio realizzata in fase di MISE è così costituita:

- Aree sub pianeggianti dei lotti I e II. Mediante un'apposita riconfigurazione del piano, sono state definite le pendenze che convoglieranno le acque meteoriche verso l'esterno della discarica (in direzione Nord-Ovest). In corrispondenza di tale lato della discarica, verrà posto un canale prefabbricato per la raccolta delle acque di ruscellamento. Tale canale convoglierà le acque in un apposito manufatto di trattamento delle acque di prima pioggia.
- Scarpate sud del I e II lotto. Le acque precipitate sulle scarpate del I e II lotto e quelle precipitate sulla rampa di accesso al fondo cava, verranno raccolte in vasche di capacità complessiva di 9.500 mc. In particolare, sono state realizzate due vasche, la prima situata al piede della scarpata del I lotto e la seconda, di più recente realizzazione, situata al piede del II lotto e di dimensioni maggiori. Per permettere lo svuotamento delle vasche esistenti, è stato realizzato un collegamento idraulico tra la vasca del I lotto e quella del II, mentre quest'ultima è stata dotate di due pozzi di sollevamento, il cui sistema di pompaggio provvederà allo svuotamento di entrambe.
- Trattamento delle acque di pioggia. In accordo al Progetto Definitivo, è stato realizzato un manufatto di trattamento (grigliatura e sedimentazione) delle acque meteoriche, in grado di garantire il rispetto dei parametri previsti dalla vigente normativa. Tale trattamento avviene in una vasca in c.a. all'interno della quale, mediante setti in c.a., si configurano:
  - Pozzetto di arrivo delle acque raccolte dalla sommità dei lotti I e II;
  - Comparto di grigliatura con griglia verticale a pulizia manuale e, a monte, zona di accumulo del materiale grigliato;
  - Pozzetto di arrivo e di calma delle acque sollevate dagli impianti a servizio del III lotto e delle tre vasche poste a fondo cava;
  - Comparto di dissabbiatura costituito da setti che costringono le acque ad un percorso tale da farle rallentare e, quindi, depositare le sostanze solide sedimentabili. La configurazione dei setti permetterà anche una blanda disoleatura;
  - Pozzetto di campionamento
- Smaltimento delle acque di pioggia. È stato realizzato un sistema di dispersione delle acque meteoriche sul suolo. Le acque trattate vengono versate in una depressione realizzata mediante:
  - Spianto degli alberi presenti e procedure per il futuro reimpianto
  - Scavo dell'area
  - Realizzazione di un drenaggio eseguito con pietrame grossolano derivante dalle attività di scavo;

  Al fine di migliorare le caratteristiche disperdenti del sistema di smaltimento, sono stati previsti dei pozzi disperdenti all'interno della stessa depressione.

In aggiunta al sistema di gestione delle acque meteoriche esistente, in questa fase progettuale sarà realizzata la rete di captazione e collettamento delle acque dilavanti le scarpate del capping definitivo dei lotti I e II, nel seguito descritta più dettagliatamente.

2 STUDIO IDROLOGICO

Lo scopo dello studio idrologico è di pervenire alla valutazione delle principali grandezze idrologiche che intervengono nei calcoli di dimensionamento e della rete di fognatura pluviale di progetto.

Lo studio è così articolato:

- Indagine sul regime delle piogge ed elaborazione dei dati pluviometrici occorrenti per le verifiche idrauliche;
- Determinazione dei coefficienti di afflusso e delimitazione dei bacini principali e sottobacini;
- Scelta della frequenza delle piogge critiche

2.1 INDAGINE SUL REGIME DELLE PIOGGE

Per i dati pluviometrici si è fatto riferimento alla stazione pluviometrica di **Andria** (coordinate 41° 13' 13,71"N; 16° 17' 39,24"E) per una serie cronologica di dati messi a disposizione dal Servizio di Protezione Civile della Regione Puglia e compresivi di oltre 60 anni di osservazioni (1959-2013), ovvero sufficientemente ampia da contemplare anche eventi di entità eccezionale. Per completezza, si riportano i dati pluviometrici aggiornati al 2020 (v. allegato in appendice), tuttavia il set di dati utilizzati è talmente ampio (osservazioni a partire dal 1959) da consentire un'analisi completa della variabilità statistica dei fenomeni piovosi.

Il dato fondamentale da cui partire nell'elaborazione statistica è costituito dall'altezza delle precipitazioni riferite ad un intervallo di tempo, da scegliere in funzione dell'ampiezza dell'area interessata e delle sue caratteristiche di impermeabilità.

Infatti, la durata della pioggia più pericolosa cresce all'aumentare della superficie ed al diminuire del coefficiente di afflusso.

Le reti di fognatura pluviale, che, come quella di progetto, interessano una superficie molto piccola con valori relativamente bassi del coefficiente di afflusso, presentano tempi di corrivazione molto inferiori alle 24 ore. Pertanto, si sono presi in considerazione i dati relativi alle piogge di minore durata, precisamente le "*precipitazioni di notevole intensità e breve durata*" ed i massimi annuali delle "*precipitazioni orarie di durata 1÷24 ore*".

Le "*precipitazioni di notevole intensità e breve durata*" sono però riportate negli annali per una durata variabile e, per taluni anni, non è riportato alcun valore (1971, 1978, 1984, 1985, 1986, 1988, 1989, 1992 e 2006).

La non omogeneità dei dati e la mancanza di taluni altri renderebbe impossibile definire delle curve di possibilità pluviometrica in quanto i dati non risulterebbero utilizzabili.

Al fine di ottenere dati omogenei (altezze di pioggia riferite allo stesso tempo di pioggia e quindi confrontabili), i valori di altezza di pioggia sono stati rapportati alla durata di 5, 10, 15 e 30 minuti, con il criterio delle "*altezze ragguagliate*".

Supponendo l'intensità di pioggia costante per tutta la durata t_p della pioggia stessa (con t_p sempre minore di 60 min), l'altezza di pioggia h_t, relativa alla durata generica t, si ricava dalla relazione:

$$h_t = h_{tp} \times \frac{t}{t_p}$$

per durate $t > t_p$ si assumerà l'altezza h_t, se questa risulta maggiore di quella ragguagliata alla pioggia di durata $t > t_p$.

Il metodo adottato si basa sull'ipotesi che durante il tempo di pioggia misurato e riportato negli annali (t_p < 1 ora), l'intensità di pioggia sia stata costante per tutto t_p. Basandosi su dati realmente misurati, l'attendibilità

delle curve che ne derivano sarà tanto più elevata quanto il tempo di pioggia misurato si approssimi al tempo di riferimento.

Inoltre, al fine di utilizzare un campione più ampio possibile, laddove non sono stati riportati dati di piogge di massima intensità e breve durata, i valori di h per t 5, 10, 15 e 30 min sono stati desunti dalla formula di Bell che, partendo dalla misurazione dell'altezza di pioggia a 1 ora (h_{60}), consente di calcolare l'altezza di pioggia di durata inferiore ai 60 min mediante:

$$\frac{h_t}{h_{60}} = 0{,}54 \cdot t^{0{,}25} - 0{,}50$$

Pertanto, al fine di ottenere delle curve che restituiscano valori cautelativi, dato un tempo di ritorno T, le curve di possibilità climatica sono state desunte partendo dal massimo dei valori tra quello ricavato con le altezze ragguagliate e quello ricavato con la formula di Bell.

Nell'allegato in appendice sono riportati i valori massimi appena descritti.

Per quanto riguarda le piogge di durata t superiore a 60 minuti si è fatto riferimento direttamente ai valori misurati e riportati negli annali.

I dati sono stati poi elaborati accettando l'ipotesi che i massimi h delle diverse durate siano interpretati dalla **distribuzione probabilistica di Gumbel**[1].

Con riferimento a tempi di ritorno di 1, 5, 10, 15, 30 e 50 anni si sono ricavati i valori corrispondenti a ciascuna durata, mediante la relazione:

$$h = u - \frac{1}{a} \times \ln\left[\ln\left(\frac{Tr}{Tr-1}\right)\right]$$

essendo:

$$u = m(h) - \frac{0{,}5771}{a}$$

$$a = \frac{1{,}283}{s(h)}$$

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

$$s(h) = \sqrt{\sum_i \frac{\left[h_i - m(h)\right]^2}{N-1}}$$

L'adattamento della legge di Gumbel a ciascuna serie statistica può essere valutato mediante test statistici per accertare o rifiutare l'ipotesi che la legge probabilistica ben si adatti al campione. A tal scopo, l'adattabilità dei dati di osservazione alla legge probabilistica del valore estremo **è stata** poi **provata attraverso il metodo del χ^2 di Pearson[2].**

[1] E.J.Gumbel: "*Statistics of extremenes*" - Columbia University Press, New York, 1967

[2] "*Fognature*" di Luigi Da Deppo e Claudio Datei, casa ed. Edizioni Libreria Cortina, Pavia, pag.28

Si suddivide il campione in k intervalli e si indica con N_i il numero delle osservazioni che ricadono nello stesso intervallo, compreso tra i valori X_{i-1} e X_i; p_i è la probabilità che una osservazione qualsiasi ricada nell'*i-esimo* intervallo.

Il Test di Pearson considera la grandezza statistica:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{k} i \frac{(N_i - Np_i)}{Np_i}$$

che esprime il divario fra l'osservazione e la teoria, dove:

Ni rappresenta la frequenza dei valori empirici (ovvero il numero delle osservazioni che ricadono nello stesso intervallo)

Npi rappresenta il numero dei valori della stessa grandezza che scaturiscono dall'ipotesi teorica di distribuzione.

La distribuzione di probabilità $p(X^2)$ dipende solo dal numero di gradi di libertà *f* imposto con l'equazione:

$$f = k - 1$$

Dove:

f = numero di gradi di libertà;

k = numero di intervalli (o classi) col quale è stato suddiviso il campione;

Per la suddivisione del campione il test di Pearson richiede che almeno 5 osservazioni ricadano mediamente nello stesso intervallo, ovvero:

$$Np_i > 5$$

Fissato un livello di significatività (comunemente pari a 0,05), al variare del numero dei gradi di libertà è definito il valore $X^{\circ 2}$:

f	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$X^{\circ 2}$	3,84	5,99	7,81	9,49	11,1	12,6	14,1	15,5	16,9	18,3

Confrontando il valore calcolato del X^2 con il valore tabellato di $X^{\circ 2}$ si ritiene che l'ipotesi di buon adattamento della distribuzione della serie sia soddisfatto se

$$\chi^2 < \chi^{\circ 2}$$

Il test del χ^2 di Pearson mostra per la stazione pluviometrica di **Andria** una **buona adattabilità dei dati di osservazione alla legge di Gumbel**. Infatti, come riportato nei tabulati in allegato, il valore del χ^2 per le durate prescelte risulta sempre più basso del $\chi^{\circ 2}$.

In particolare, data l'estensione del campione (44 dati utili), il numero degli intervalli risulta essere pari a 8, quindi il grado di libertà (f) sarà pari a 7 (f=k-1=8-1). A tale grado di liberà corrisponde un valore di **$X^{\circ 2}$ pari a 14,1**. Di seguito si riporta un breve riepilogo dei parametri calcolati di X^2 per le piogge di forte intensità e breve durata:

Frequenza	5 min	10 min	15 min	30 min	60 min
X^2	6,55	4,73	2,91	8,73	1,45

Ed il riepilogo dei parametri calcolati di X^2 per le precipitazioni orarie di durata 1÷24 ore

Frequenza	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
X^2	1,48	14,18	12,73	3,27	10,55

Per ciascun tempo di ritorno la determinazione del legame funzionale fra le altezze di pioggia h e le durate T si ottiene adottando un'espressione monomia del tipo:

$$h = a \times t^n$$

che nel piano logaritmico si trasforma nella retta di equazione:

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

La regolarizzazione dei dati compresi in ciascun intervallo è stata infine ottenuta con il metodo dei minimi quadrati risolvendo il sistema:

$$n\sum\left(\log(t)\right)^2 + \log(a) \times \sum\left(\log(t)\right) = \sum\left(\log(t) \times \log(h)\right)$$
$$n\sum\left(\log(t)\right) + m \times \log(a) = \sum\left(\log(h)\right)$$

dove m è il numero delle durate prese in esame ed a e n sono rispettivamente il coefficiente e l'esponente delle curve di possibilità pluviometrica.

In tal modo si sono ottenuti i parametri a ed n riferiti alle durate 5min-1h e 1h-24h che hanno mostrato valori caratteristici di un regime tipicamente mediterraneo, simili a quelle riscontrate per territori limitrofi.

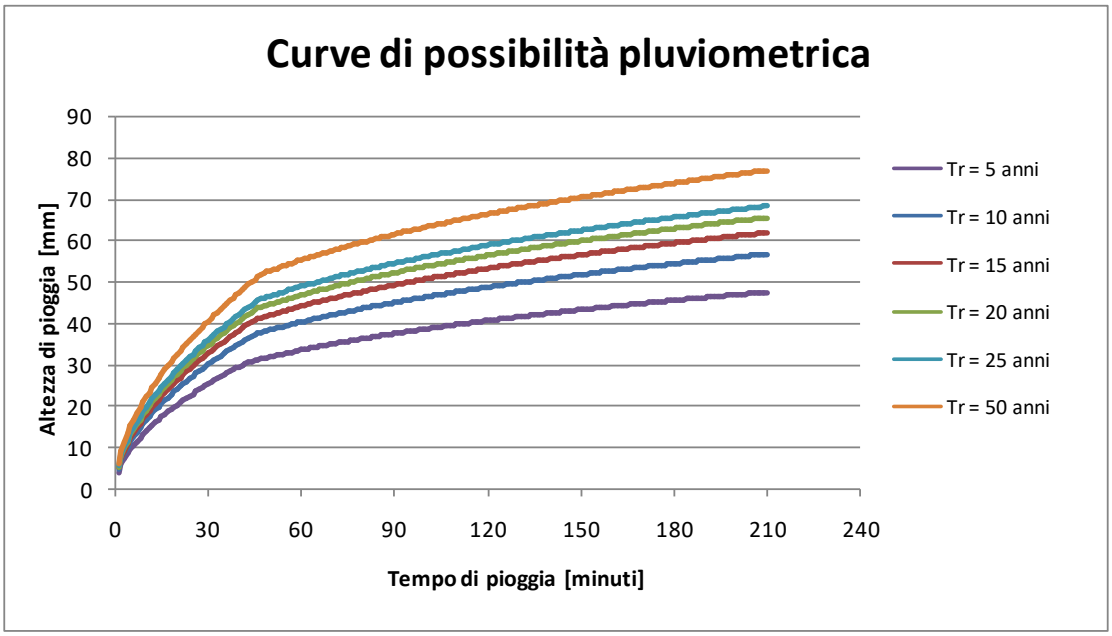
Di seguito si riportano i valori di a ed n riferiti alle durate 5min-1h:

Tr =	5 anni	a =	36,77	n =	0,539
Tr =	10 anni	a =	43,77	n =	0,543
Tr =	15 anni	a =	47,72	n =	0,545
Tr =	20 anni	a =	50,49	n =	0,546
Tr =	30 anni	a =	52,62	n =	0,546
Tr =	50 anni	a =	59,18	n =	0,548

Di seguito si riportano i valori di a ed n riferiti alle durate 1h-24h:

Tr =	5 anni	a =	33,52	n =	0,278
Tr =	10 anni	a =	40,31	n =	0,272
Tr =	15 anni	a =	44,14	n =	0,270
Tr =	20 anni	a =	46,82	n =	0,268
Tr =	30 anni	a =	48,88	n =	0,267
Tr =	50 anni	a =	55,25	n =	0,264

Di seguito si riporta la rappresentazione grafica delle curve di possibilità climatica individuate



2.2 COEFFICIENTI DI AFFLUSSO

Il coefficiente di afflusso in fognatura è stato determinato tenendo conto dei valori reperibili in letteratura[3]

Tipi di superficie	**φ**
Tetti metallici	0,95
Tetti a tegole	0,90
Tetti piani con rivestimento in calcestruzzo	0,70 – 0,80
Tetti piani ricoperti di terra	0,30 – 0,40
Pavimentazioni asfaltate	*0,85 – 0,90*
Pavimentazioni in pietra	0,80 – 0,85
Massicciata in strade ordinarie	0,40 – 0,80
Strade in terra	0,40 – 0,60
Zone con ghiaia non compressa	0,15 – 0,25
Giardini	0,00 – 0,25
Boschi	0,10 – 0,30
Parti centrali di città completamente edificate	0,70 – 0,90
Quartieri con pochi spazi liberi	0,50 – 0,70
Quartieri con fabbricati radi	0,25 – 0 50
Tratti scoperti	0,10 – 0,30
Giardini e cimiteri	0,05 – 0,25
Terreni coltivati	0,20 – 0,60

[3] "Fognature" di Luigi Da Deppo e Claudio Datei, casa ed. Edizioni Libreria Cortina, Padova, tab. 5.1 a pag. 85

Tenendo conto degli avvallamenti comunque presenti sulla superficie sub-orizzontale e della tipologia del sistema di intercettazione previsto (dreno con gabbionate), si è ritenuto congruo utilizzare un **coefficiente medio di afflusso di 0,9.**

Considerando la quasi completa impermeabilizzazione dell'area in esame, si è ritenuto che il coefficiente di afflusso abbia, sin dai primi istanti di pioggia, il massimo valore, indipendentemente dall'altezza di pioggia.

2.3 SCELTA DELLA FREQUENZA DELLE PIOGGE CRITICHE

Elaborate le curve o le equazioni di possibilità pluviometrica, caratterizzate da valori costanti di frequenza e quindi di probabilità, occorre scegliere la frequenza adatta al tipo di opere da progettare.

A tal proposito il Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n. 26 (pubblicato sul BURP n.166 del 17.12.2013) prevede che le reti siano dimensionate per "*un tempo di ritorno non inferiore ai 5 (cinque) anni*".

Al fine di garantire lo smaltimento delle acque meteoriche in qualsiasi condizione, la verifica del recapito finale è stata effettuata con differenti tempi di ritorno (da 5 a 200 anni).

3 RETE DI DRENAGGIO

3.1 CONFIGURAZIONE INTERVENTI DI REGIMAZIONE

In funzione della fase di post gestione della discarica "Puro Vecchio", sono state individuate n.2 configurazioni dell'intero sistema di drenaggio delle acque meteoriche, relative alla chiusura provvisoria, realizzata e attualmente in esercizio e alla chiusura definitiva, oggetto del presente progetto.

In particolare, in fase di capping provvisorio il sistema di drenaggio delle acque meteoriche ha previsto:

1. riconfigurazione morfologica del piano sub-orizzontale dei lotti I e II (lavori già eseguiti) mediante:
   - la posa di materiale inerte sull'attuale piano che determini una pendenza verso l'esterno della cava;
   - il completamento della posa di una geomembrana in HDPE
2. posa di un canale prefabbricato in c.a. per la raccolta delle acque di ruscellamento derivanti dalla riconfigurazione morfologica di cui al punto precedente;
3. riconfigurazione morfologica del piano sub-orizzontale del lotto III mediante:
   - la posa di materiale inerte sull'attuale piano che determini una pendenza verso il punto depresso esistente e che definisca, in tale punto, un volume di accumulo di circa 1.700 mc;
   - la posa, su tutto il piano riconfigurato, di uno strato drenante di h=50 cm per la captazione del biogas di discarica;
   - la posa di una geomembrana in HDPE;
   - l'installazione di un manufatto per il sollevamento delle acque meteoriche composto da tubazione fessurata in polietilene con elettropompa alloggiata al suo interno;
4. riconfigurazione del fondo cava in modo da realizzare le restanti vasche di accumulo;
5. installazione, in ciascuna vasca posta sul fondo della discarica di n.1 manufatto di sollevamento composto da tubazione fessurata in polietilene con elettropompa alloggiata al suo interno;
6. impermeabilizzazione della scarpata del III lotto mediante geomembrana in HDPE posta previa riconfigurazione delle scarpate e delle berme. In particolare, le berme della scarpata del III lotto saranno sagomate in modo da convogliare le acque verso una delle vasche di accumulo;
7. realizzazione di un impianto di trattamento delle acque meteoriche che preveda grigliatura e dissabbiatura;
8. realizzazione di un idoneo sistema di smaltimento nei primi strati del sottosuolo delle acque trattate.

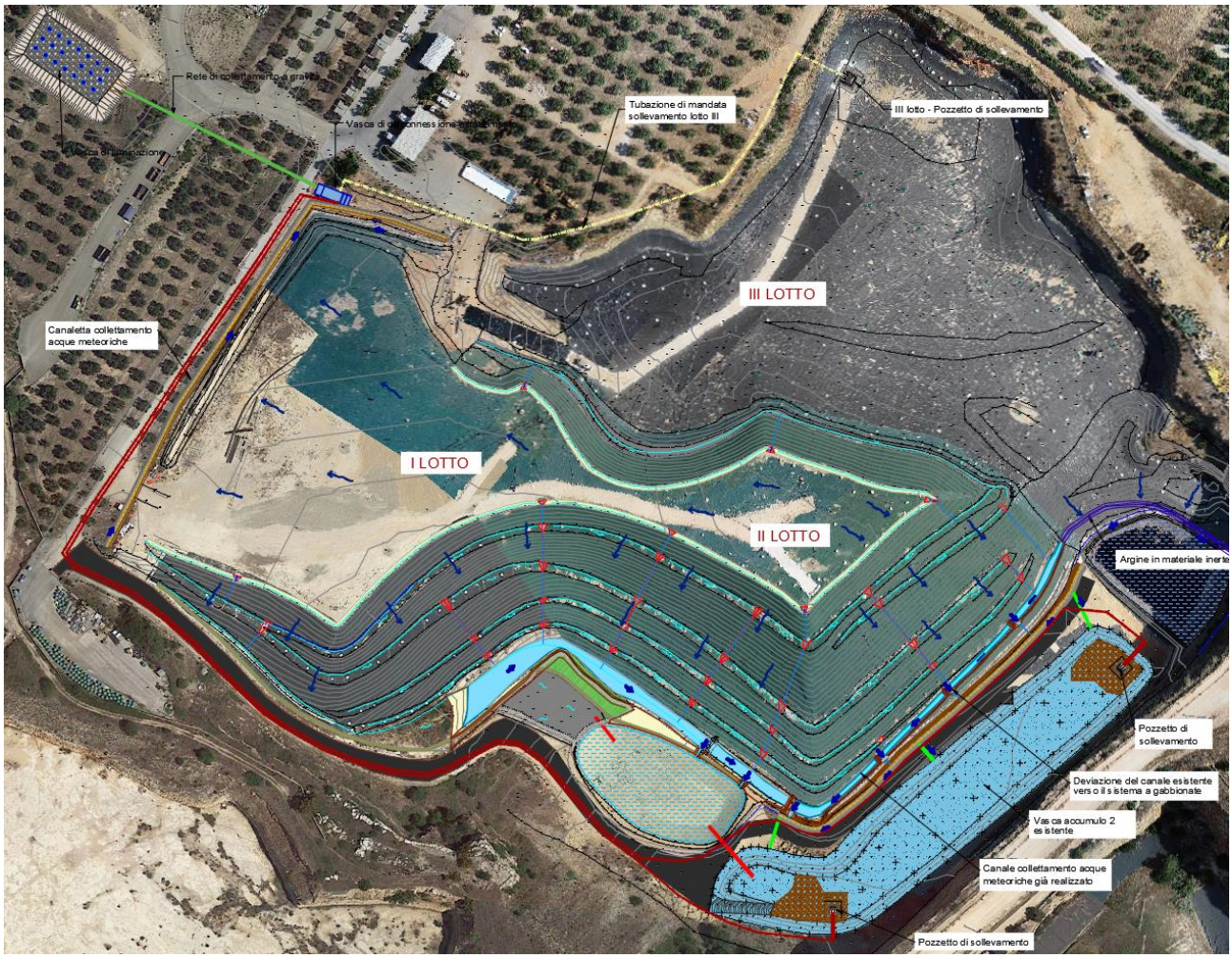
3.2 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE

Il **dimensionamento della rete** di raccolta ed allontanamento delle acque meteoriche precipitate sulle superfici sub-orizzontali dei lotti di discarica e sulle scarpate interne della cava, è stato effettuato utilizzando le curve di possibilità climatica relative ad un **tempo di ritorno Tr = 10 anni** garantendo un franco minimo del 25%. La portata che deriva deve essere incrementata del 30%, come richiesto dal D.lgs. 36/2003 e s..mm.ii.

Note le curve di pioggia caratteristiche per il tempo di ritorno di 10 anni, per il corretto dimensionamento della rete di drenaggio è necessario definire i bacini afferenti alla rete stessa.

Nel caso in esame sono stati individuati i tre bacini riportati in Figura e caratterizzati dalle seguenti superfici:

- I lotto di superficie pari a 1,7 ha;
- II lotto Sud di superficie pari a 2 ha;
- scarpata III lotto e II lotto Est di superficie pari a 1,7 ha.



3.2.1 Dimensionamento e verifica dei cunicoli prefabbricati al piede delle scarpate

Per i **calcoli idraulici** della rete è stata utilizzata la formula di Chézy[4]:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

essendo:

Q la portata

A la sezione liquida

R il raggio idraulico

i_f la pendenza del fondo

χ il coefficiente di attrito

Per esprimere quest'ultimo si è stata utilizzata l'espressione di Bazin:

$$\chi = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}}$$

[4] "*Fognature*" di Luigi Da Deppo e Claudio Datei, casa ed. Edizioni Libreria Cortina

La definizione del coefficiente di scabrezza (γ) di Bazin è stata effettuata tenendo conto di valori di letteratura che, per condotte in calcestruzzo, riportano valori del coefficiente variabili tra 0.10 e 0.23 $m^{1/2}$. Si **assunto il valore di 0,23 per il coefficiente di scabrezza** γ, adatto a tubazioni in calcestruzzo armato.

Il progetto e la verifica della rete di progetto sono stati effettuati utilizzando un modello matematico basato sul metodo dell'invaso[5] che consente il dimensionamento e la verifica della rete in funzione dei diversi eventi meteorici.

Chiamando:

p la portata che affluisce nella rete nell'istante t;

q la portata che ne defluisce nello stesso istante t;

V il volume d'acqua invasato nel tempo dt,

l'equazione di continuità può scriversi come

$$pdt = qdt + dV$$

Consideriamo ora l'equazione del moto dell'acqua

$$i_f - \frac{\delta Y}{\delta x} = \frac{U^2}{C^2 R} + \frac{\alpha}{2g}\frac{\delta U^2}{\delta x} + \frac{\beta}{g}\frac{\delta U}{\delta t}$$

Dove

i_f pendenza del fondo

Y altezza del livello idrico

U velocità media nella sezione

R raggio idraulico

g accelerazione di gravità

C coefficiente che rappresenta la scabrezza delle pareti

α coeff. che tiene conto della differente velocità nei vari filetti idrici (cfr. *Le reti idrauliche* di G. Supino, pag. 319) pari a circa 1,11

β coeff. che tiene conto della differente velocità nei vari filetti idrici (cfr. *Le reti idrauliche* di G. Supino, pag. 319) pari a circa 1,03

nell'ipotesi che il pelo libero si mantenga parallelo al fondo, il termine δY/δx è pari a zero ed i termini $\delta U^2/\delta x$ e δU/δt sono trascurabili. Ne consegue quindi la proporzionalità tra il volume d'acqua V e la sezione bagnata Ω, ovvero:

$$V = \mu'\Omega$$

μ' si determina osservando che quando il canale (o la condotta) è pieno l'acqua occuperà completamente il volume disponibile V_0 e la sezione totale Ω_0. Si avrà quindi che $\mu' = V_0/\Omega_0$. Quindi

$$V = \frac{V_0}{\Omega_0}\Omega$$

[5] "*Le reti idrauliche*" di G. Supino, casa ed .Pàtron Editore, Bologna.

Ma l'area bagnata e la portata che defluisce dal tratto in esame dipendono entrambe dall'altezza d'acqua Y, quindi si può desumere che la portata q dipenda dalla sezione bagnata

$$q = q(\Omega)$$

Rappresentabile, con buona approssimazione per mezzo di

$$q = \mu\Omega^{\alpha}$$

Con μ ed α costanti e dipendenti dalla forma del canale (per condotte di fognatura è pari ad 1). Considerando la sezione piena μ = Q/ Ω_0 si ha che

$$q = \frac{Q}{\Omega_0^{\alpha}}\Omega^{\alpha}$$

Quindi l'equazione di continuità può scriversi come

$$pdt = qdt + dV = qdt + \frac{V_0}{\Omega_0}d\Omega = qdt + \frac{V_0}{\alpha Q^{\frac{1}{\alpha}}}q^{\frac{1-\alpha}{\alpha}}dq$$

Posto z = q/p segue

$$dt = \frac{Vp^{\frac{1}{\alpha}-1}}{\alpha Q^{\frac{1}{\alpha}}}\frac{z^{\frac{1}{\alpha}-1}}{1-z}dz$$

Supponendo che, per una data pioggia, la portata p che affluisce nella rete sia costante nel tempo e imponendo il seguente raggruppamento di valori

$$G = \frac{V}{\alpha Q^{\frac{1}{\alpha}} p^{\frac{\alpha-1}{\alpha}}}$$

L'equazione di continuità si riduce a

$$dt = G\frac{z^{\frac{1}{\alpha}-1}}{1-z}dz$$

Integrando, in un intervallo tra t_1 e t_2 si ha

$$t_2 - t_1 = G\int_{z_1}^{z_2}\frac{z^{\frac{1}{\alpha}-1}}{1-z}dz$$

Dove a z_1 e z_2 corrispondono le portate defluenti q_1 e q_2 (q_1>q_2). Nell'ipotesi di condotta circolare, come detto il fattore α assume il valore 1, quindi la formula precedente assume la forma

$$t_2 - t_1 = \frac{V_0}{Q}\left(\ln\frac{1}{1-z_2} - \ln\frac{1}{1-z_1}\right)$$

Oppure, essendo $z_1 = q_1/p$ e $z_2 = q_2/p$ (ricordando che è stata ipotizzata p costante)

$$t_2 - t_1 = \frac{V_0}{Q}\ln\frac{p-q_1}{p-q_2}$$

Se il canale è inizialmente vuoto (ovvero t_1=0, q_1=0) il tempo T_R (tempo di riempimento) necessario perché il tatto si riempia (quindi che q_2=Q) è dato dalla formula:

$$T_R = \frac{V_0}{Q} \ln \frac{p}{p-Q}$$

Considerando ora il termine Z = Q/p (dove Q è la portata di colmo che può transitare nel tronco in esame la quale dipende dalle caratteristiche della condotta, e p è la portata meteorica che affluisce al tronco in esame e che dipende esclusivamente dalla curva di possibilità pluviometrica e dalle caratteristiche del bacino scolante), il tempo di riempimento T_R diviene:

$$T_R = \frac{V_0}{Q} \ln \frac{1}{1-Z}$$

Nell'ipotesi che la rete possa funzionare, per taluni tratti, sotto carico, il tronco ricevente entrerebbe in pressione prima della fine della pioggia (t<tp) rendendo impossibile la definizione del tempo di riempimento del singolo tronco. Occorre dunque procedere per tentativi supponendo che nei tronchi affluenti sia invasato un certo volume V_1 e, in base a questo calcolare il tempo di riempimento del ricevente. Successivamente bisogna verificare se, dopo il tempo appena calcolato, il volume invasato della rete sia effettivamente V_1 e, se necessario iterare il calcolo sino alla definizione del V corretto.

Al fine di risolvere la determinazione del volume invasato nel tronco, piuttosto che risolvere il sistema in modo iterativo partendo, magari da valori definiti con formule empiriche, il modello di calcolo utilizzato utilizza la formula precedente ponendo in evidenza il volume.

$$V_0 = \frac{T_r Q}{\ln\left(\frac{1}{1-Z}\right)}$$

Che, per il tempo di pioggia t_p, dà il volume di invaso V

$$V = \frac{t_p Q}{\ln\left(\frac{1}{1-Z}\right)}$$

Ovvero

$$V = \frac{t_p \cdot Q}{\ln\left(\Sigma/\Sigma - 1\right)}$$

Dove V è il volume di invaso dato dalla somma dei seguenti componenti:

- *volume invasato nella rete a monte del tronco in esame.*
- *volume invasato nel tronco stesso*
- *volume degli invasi superficiali e del velo idrico*. Considerando che il capping provvisorio non presenti avvallamenti che possano determinare degli invasi superficiali, tale ultimo valore è dato esclusivamente dal volume del velo idrico. Ipotizzando un velo idrico omogeneo di soli 0,5 mm, il volume invasato dal velo idrico (e quindi il volume degli invasi superficiali e del velo idrico) è stato considerato pari a **5 mc/ettaro.**

e Σ è pari a 1/Z, ovvero:

$$\Sigma = \varphi \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \frac{A}{Q}$$

Dove:

φ il coefficiente di afflusso ottenuto come media ponderale dei coefficienti di afflusso relativi ai singoli bacini parziali sottesi dai tronchi a monte;

a, n parametri della curva di possibilità climatica (relativa al tempo di ritorno di progetto)

$a \cdot t_p^{n-1}$ intensità di pioggia (mm/sec)

Q la portata che defluisce dal tronco (in mc/sec);

A l'area totale, somma dell'area propria del tronco e di quella relativa ai bacini sottesi dai tronchi di monte (l'estensione del bacino è misurata in ettari)

Per un dato tronco (caratterizzato da una superficie scolante) e per date curve di possibilità climatica, il volume di invaso è funzione del tempo di pioggia, quindi:

$$V = V(t_p) \qquad (1)$$

consente di calcolare il volume d'invaso V in funzione della durata t_p della pioggia, per cui il massimo volume d'invaso lo si ottiene derivando la precedente rispetto al tempo e risolvendo l'equazione:

$$\frac{dV(t_p)}{dt} = 0 \qquad (2)$$

Il modello di calcolo utilizzato, in una prima fase, consente, con la risoluzione del sistema formato dalla (1) e (2), di determinare la sezione teorica che, con un determinato **franco** (che si è assunto **pari al 25%**), realizza un volume d'invaso uguale a quello massimo necessario. Il tutto con un ordine di approssimazione percentuale di qualche millesimo.

Nella seconda fase lo stesso modello esegue la verifica della rete con le sezioni di progetto utilizzata per i singoli tratti.

Al fine di massimizzare la sicurezza del funzionamento della rete, non si è tenuto conto del fatto che l'altezza di pioggia media diminuisce all'aumentare dell'area del bacino considerandola uniforme su tutto il bacino (non verranno quindi considerate le formule del Puppini).

Nelle tabelle in appendice si riportano i calcoli di progetto e verifica della rete pluviale secondo quanto detto nel precedente paragrafo.

Nel nostro caso, con un tempo di ritorno di 10 anni, corrispondono due curve pluviometriche valutate tenendo conto degli eventi meteorici di durata compresa tra i 5 minuti e 1 ora:

$$h = 43{,}77 \times t^{0{,}543}$$

E tenendo conto degli eventi contraddistinti da durate comprese tra 1 e 24 ore:

$$h = 40{,}31 \times t^{0{,}272}$$

Si riporta, quindi, il tabulato di calcolo dei canali di raccolta delle acque meteoriche relativi al capping, dal quale si evince che i cunicoli previsti in progetto, caratterizzati da una sezione rettangolare con larghezza utile pari a 780 mm, sono idonei all'allontanamento delle acque meteoriche relative a piogge più intense con Tr pari a 10 anni e franco di calcolo pari al 25%, considerato che l'altezza massima di riempimento risulta pari a 267 mm.

N. progressivo tronco	**1**	**2**	**3**
Codice tronco	**I lotto**	**II lotto Sud**	**Scarpata III lotto e II lotto Est**
Tronchi confluenti n.			
Area bacino proprio (ha)	1,7	2	1,7
Area bacino tributario (ha)	0	0	
Area bacino totale (ha)	1,7	2	1,7
Coeff. di afflusso proprio	0,9	0,9	0,9
Coeff. di afflusso totale	0,9	0,9	0,9
Lunghezza (m.)	240	300	280
Pendenza (%)	0,5	0,5	0,5
Franco di calcolo (%)	25	25	25
Gamma (Bazin)	0,23	0,23	0,23
Diametro teorico (mm)	541	564	533
Tipo di sezione di progetto	Rettangolare	Rettangolare	Rettangolare
Larghezza sezione di progetto (mm)	**780**	**780**	**780**
Portata di progetto (mc/sec)	0,29	0,324	0,278
Altezza di riempimento (mm)	247	267	230
Sezione liquida (mq)	0,1927	0,2086	0,1871
Velocità (m/sec)	1,5	1,5	1,5
Tempo di riempimento (hh/mm/ss)	0/ 7/51	0/ 9/25	0/ 9/ 7
Curva di calcolo	1	1	1
a'	43,77	43,77	43,77
n'	0,724	0,724	0,724
epsilon	1,12714	1,12714	1,12714
Volume invasato a monte (mc)	0	0	
Volume invasato nel tronco (mc)	45,278	63,321	53,399

In aggiunta a quanto sopra, si osserva che dall'analisi della scala di deflusso relativa a una condotta di sezione rettangolare e larghezza pari a 780mm (gamma Bazin =0,23; pendenza =0,50%) si ha che a una portata di 0,4 mc/sec, ovvero pari alla portata di progetto incrementata del 30%, corrisponde un'altezza di riempimento pari a circa 300 mm, ossia assolutamente compatibile con le canalizzazioni individuate.

Scala di deflusso sezione rettangolare = 0,78 m
gamma (Bazin)= 0,23
pendenza = 0,50%

Altezza di riempimento m.	Sezione liquida mq.	Contorno bagnato m.	Raggio idraulico m.	Velocità m/sec.	Portata mc/sec.
0,10	0,08	0,98	0,080	0,96	0,07
0,20	0,16	1,18	0,132	1,37	0,21
0,30	0,23	1,38	0,170	1,63	0,38
0,40	0,31	1,58	0,197	1,80	0,56
0,50	0,39	1,78	0,219	1,93	0,75
0,60	0,47	1,98	0,236	2,03	0,95
0,70	0,55	2,19	0,251	2,11	1,16
0,76	0,60	2,31	0,258	2,15	1,28
0,80	0,62	2,38	0,262	2,17	1,36

3.2.1.1 Bacini a fortissima pendenza ed estensione limitata. Scarpate dei lotti I e II

Per tali tipologie di bacino, il volume complessivo da accumulare temporaneamente è stato valutato moltiplicando la superficie complessiva del bacino per il massimo valore registrato di pioggia caduta nelle 24 ore. In particolare, risulta:

- La superficie complessiva (valutata come proiezione sul piano orizzontale) del bacino ammonta a circa 67.500 mq, di cui circa 42.000 mq relativi alle scarpate e la restante parte relativa alla superficie delle vasche ed a quelle ad esse afferenti
- L'altezza di precipitazione alle 24 ore più elevata ammonta a 118,4 mm, misurata il 17 settembre del 1970. Per le prossime valutazioni, tale altezza verrà approssimata a 120 mm.

Da tali valori si desume un volume di laminazione pari a:

$$V = S \times h = 67.530 \times 0{,}120 = 8.103{,}60 \approx 8.110 mc$$

Considerando che il volume di accumulo utile delle tre vasche (ipotizzando il riempimento per 2 m) poste al fondo della cava è di oltre 9.000 mc (leggermente superiore a quanto previsto dal progetto definitivo), il sistema risulta verificato.

Un'analisi più approfondita è stata condotta per definire il funzionamento dei due impianti di sollevamento.

In particolare, è stato discretizzato l'intero bacino afferente alle vasche di fondo cava in base ai reali afflussi che alimentano ciascuna vasca. In particolare:

Bacini affluenti	Superficie bacini affluenti
Scarpata I Lotto, parte della scarpata del II lotto, rampa di discesa a fondo cava, scarpata ovest della cava e superficie vasca	34.452 mq
Parte della scarpata del II lotto, scarpata ovest della cava e superficie vasca	12.771 mq
Parte della scarpata del II lotto, scarpata ovest della cava e superficie vasca. Scarpata del III lotto	20.060 mq

Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico con l'indicazione delle aree individuate

Considerando che, nella configurazione progettuale, tutte le vasche sono collegate tra di loro, si può considerare un unico sistema di accumulo.

I volumi minimi da accumulare nel sistema (considerando un'altezza di pioggia media di 120 mm) saranno:

Superficie bacini affluenti	Volumi minimi da laminare	Volume disponibile
34.452 + 12.771 + 20.060 mq	8.074 mc	Circa 10.000 mc

Avendo previsto l'installazione di n.2 impianti di sollevamento, ciascuno costituito da 1+1R pompe da 20 l/sec (72 mc/h), il sistema si svuoterà in 8.074 mc / 144 mc/h = **56 ore.**

È d'uopo notare che il valore appena calcolato corrisponde ad un evento meteorico eccezionale, per cui risulta essere poco probabile che avvenga un secondo evento delle medesime proporzioni in un arco di tempo paragonabile alla durata di svuotamento.

3.3 TRATTAMENTO E SMALTIMENTO ACQUE

3.3.1 Trattamento delle acque meteoriche

In accordo al Progetto Definitivo autorizzato, è previsto un "*trattamento blando (grigliatura e sedimentazione)*" delle acque meteoriche.

Tale trattamento verrà realizzato in una vasca in c.a. all'interno della quale, mediante setti in c.a., si configurano:

- Pozzetto di arrivo delle acque raccolte dalla sommità dei lotti I e II;
- Comparto di grigliatura con griglia verticale a pulizia manuale e, a monte, zona di accumulo del materiale grigliato;
- Pozzetto di arrivo e di calma delle acque sollevate dagli impianti a servizio del III lotto e delle tre

vasche poste a fondo cava;

- Comparto di dissabbiatura costituito da setti che costringono le acque ad un percorso tale da farle rallentare e, quindi, depositare le sostanze solide sedimentabili. La configurazione dei setti permetterà anche una blanda disoleatura;
- Pozzetto di campionamento

In particolare, le acque provenienti dalle canaline di raccolta delle acque di scorrimento superficiale dei lotti I e II raggiungeranno il **comparto di grigliatura** entro il quale è posta una griglia in acciaio zincato a caldo posta in posizione verticale. Tale griglia è posta su di un setto in calcestruzzo in modo da creare, a monte, un pozzetto per l'accumulo del materiale grigliato. In questo modo si raggiungeranno i seguenti obiettivi:

- facilità di pulizia della griglia con rimozione del materiale grigliato che sarà delimitato in un unico pozzetto;
- ottimizzazione del funzionamento del comparto di grigliatura. Infatti, la posizione della griglia permette di far precipitare il materiale grossolano in un pozzetto, mantenendo quindi, inalterato il grado di intasamento della griglia stessa.

Le acque grigliate raggiungeranno un **comparto di calma** entro il quale giungeranno le acque provenienti dagli impianti di sollevamento. Tali acque non necessitano di una grigliatura in quanto il materiale grossolano è stato trattenuto a monte delle elettropompe.

Tale comparto è configurato in modo che le acque sollevate possano rallentare e dissipare la loro energia grazie al "cuscino d'acqua" che si viene a formare grazie a setti in calcestruzzo appositamente realizzati.

Tutte le acque (quelle provenienti dalla sommità dei lotti I e II e quelle sollevate dal III lotto e dal fondo cava) procederanno all'interno del **comparto di dissabbiatura**.

Tale comparto è definito da appositi setti in calcestruzzo che costringono le acque ad un percorso tale da farle rallentare e, quindi, depositare le sostanze solide sedimentabili. La configurazione dei setti permetterà anche una blanda disoleatura.

Tutte le acque terminano in un **pozzetto di campionamento** ricavato con un semplice abbassamento del fondo della vasca rispetto allo scorrimento della condotta in uscita.

Tutte le acque trattate saranno convogliate verso il bacino di laminazione/smaltimento a mezzo di una condotta interrata, sino al superamento dei tratti di viabilità interna. Da qui proseguiranno, sino al bacino di smaltimento, entro un canale a cielo aperto.

Con riferimento alla portata di deflusso e al dimensionamento della vasca in calcestruzzo armato, si osserva che le portate in arrivo alle vasche poste alla base delle scarpate dei lotti I e II sono soggette di per sé a un trattamento di decantazione e poi riportate nella vasca in calcestruzzo mediante impianti di sollevamento. Pertanto, la portata da considerare per il dimensionamento del sistema di trattamento è pari alla sola portata in ingresso al sistema per gravità, ovvero al bacino corrispondente al lotto I, come individuato al par. 3.2.

A favore di sicurezza, nel calcolo è stata considerata la portata con Tr=10 anni pari a 290 l/s, nonostante per il trattamento in continuo sarebbe sufficiente considerare la portata con Tr=5 anni.

Determinata la portata di acqua meteorica da sottoporre a dissabbiatura Q (290 l/s), occorre stabilire le caratteristiche del dissabbiatore "a canale": superficie A della sezione trasversale, lunghezza L del canale.

La superficie A della sezione viene determinata in modo che nel dissabbiatore si abbiano velocità di transito longitudinale normalmente comprese fra 0,3 e 0,5 m/s, per evitare che particelle già sedimentate siano trascinate di nuovo e messe in movimento.

Nel caso del dissabbiatore di progetto la sezione A risulta pari a 3,15 mq con una velocità di transito longitudinale di 0,092 m/sec.

La lunghezza L del dissabbiatore deve essere tale da consentire ad una particella di sabbia di diametro D (0,2 mm) di raggiungere il fondo del canale dissabbiatore. Fissata per il dissabbiatore una lunghezza L di 10,00 m, il tempo a disposizione per consentire alla particella di sabbia di scendere al fondo sarà uguale al tempo di transito longitudinale, pari a:

10/0,092 = 108,7 sec

Più complesso è determinare il tempo di caduta della particella di sabbia. Questo, infatti, dipende dalla velocità di caduta della particella che è influenzata, oltre che dalla dimensione e dal peso specifico della particella, da altri fattori difficilmente ponderabili.

Nelle condizioni ideali di una sola particella liscia di forma sferica in acqua ferma, la velocità di caduta ν (m/s) è data dalla legge di Stokes:

$$\nu = \frac{2R^2(d_e - d_i)g}{9\eta}$$

in cui: ***R*** = raggio della particella sferica (m/s)

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s^2)

$\boldsymbol{d_e}$ = peso specifico relativo alle particelle (kg/m^3)

$\boldsymbol{d_i}$ = peso specifico relativo del fluido (kg/m^3)

$\boldsymbol{\eta}$ = viscosità cinematica del fluido (kg/m*s)

In un dissabbiatore le condizioni sono diverse da quelle ideali in quanto numerosi fattori influenzano negativamente la velocità di caduta: la forma non sferica della particella, la rugosità della superficie della particella, il moto dell'acqua nel dissabbiatore che, anche con velocità modeste, genera turbolenze, la presenza di altre particelle di sabbia con urti che deviano la traiettoria della particella, contribuendo ad allungare il suo percorso, e sono più o meno continui in funzione della concentrazione delle particelle stesse nell'acqua di prima pioggia.

In considerazione di questi fattori, nel caso di particelle di sabbia con peso specifico intorno a 2,65 kg/dm^3 e dimensioni di circa 0,2 mm, si tende ad assumere una velocità di caduta di circa 1,6÷2,5 cm/s.

Nel nostro caso, assumendo un tempo di caduta pari al tempo di percorrenza longitudinale del canale (108,7 sec), tenuto conto che l'altezza del canale dissabbiatore è pari a 70 cm, si ottiene una velocità di caduta della particella al fondo pari a:

0,70/108,7 = 0,0065 m/s = 0,65 cm/s

Si ottiene, quindi, una velocità pari a meno della metà rispetto a quella di riferimento, ovvero si avrà sicuramente la sedimentazione delle particelle entro la lunghezza del canale.

3.3.2 Dimensionamento del sistema di smaltimento negli strati superficiali del suolo

Come detto in precedenza è stato previsto lo smaltimento negli strati superficiali del suolo delle acque meteoriche.

Tale bacino è stato individuato in un'area depressa posta ad ovest del capannone di trattamenti dei rifiuti provenienti dalla raccolta differenziata.

Al fine di garantire sempre la funzionalità dell'intera opera e, quindi, la sicurezza idraulica della discarica, il sistema di smaltimento delle acque meteoriche è stato dimensionato per poter laminare e garantire l'infiltrazione di portate meteoriche caratterizzate da **tempi di ritorno Tr = 200 anni**. Inoltre, è stato verificato il comportamento e l'affidabilità dell'intero sistema con portate caratterizzate da tempi di ritorno differenti, variabili tra 5 e 200 anni.

È stato quindi previsto un sistema di smaltimento composto da un **bacino di laminazione/dispersione** realizzato in terra e composto da:

- scarpate con pendenza 1:4 (tali da permettere un agevole accesso al fondo vasca) ed altezza massima di 1 m
- fondo di estensione pari a circa 1.500 mq, costituito da un vespaio di altezza 50 cm realizzato con pietrame rinveniente dalle attività di scavo;
- altezza massima di invaso pari a circa 1,30 m, al quale corrisponde un volume massimo di invaso pari a circa 1.950 mc
- n.21 perforazioni disperdenti realizzate mediante trivellazione di diametro 150 mm e profondità 20 m.

Il dimensionamento / verifica dell'intero sistema si è basato sull'equazione di continuità per cui in ogni istante il volume di laminazione V(t) è pari alla differenza fra il volume di acqua che entra nel vespaio e quello smaltito tramite la permeabilità del terreno sino a quell'istante, ossia:

$$V(t) = V_{affl}(t) - Q_{dispersa} \times t \qquad (1)$$

Dove

V(t) volume di laminazione nell'istante t (mc)

$V_{affl}(t)$ volume che affluisce al sistema disperdente nell'istante t, il quale è funzione del bacino scolante e delle curve di possibilità climatiche relative al Tr=20 anni (mc)

$Q_{dispersa}$ la portata che si disperde attraverso l'intero sistema (mc/sec)

imponendo per $Q_{dispersa}$ la somma della portata smaltibile dalla superficie inferiore del bacino di laminazione/dispersione e della portata smaltibile attraverso i pozzi perdenti.

E ponendo:

$$V_{affl}(t) = \Phi \times A \times h - V_0 + V_{soll}$$

dove

Φ = coefficiente di afflusso relativo all'intero bacino (imposto pari a 0,85)

A = superficie dell'area scolante (ha)

h = altezza di pioggia data da at^n dove a ed n sono relativi alle curve per Tr=20 anni

V_0 = la somma del volume invasato nella rete di fognatura, del volume degli invasi superficiali e del volume invasato nella vasca di accumulo delle acque di pioggia, ovvero la somma di:

- volume invasato nella rete di fognatura posto, in via precauzionale, pari a 0 mc
- volume invasato dagli "invasi superficiali" posto pari a 0 mc in quanto le coperture non presentano avvallamenti che possano determinare degli invasi superficiali;
- volume invasato dal velo idrico superficiale assunto pari a 5 mc/ha, pari ad un velo idrico di 0,5 mm.

V_{soll} = volume dato, all'istante t, dalla portata sollevata dagli impianti di sollevamento relativi alla copertura del III lotto e alle n.2 vasche di accumulo poste a fondo cava.

Per quanto riguarda il volume sollevato, si è ipotizzato (in maniera del tutto precauzionale) che l'impianto possa attivarsi all'istante 0 con la portata massima che, stando a quanto detto in precedenza corrisponde alla portata massima dell'impianto n.2 (o dell'impianto n.3) e dell'impianto di sollevamento posto sulla copertura del III lotto.

La valutazione della portata che si disperde attraverso il fondo della vasca di dispersione è stata effettuata utilizzando la legge di Darcy:

$$Q_{dispersa} = k \times j \times A_f$$

dove:

$Q_{dispersa}$ = la portata d'infiltrazione (mc/sec);

k = il coefficiente di permeabilità (m/s);

J = la cadente piezometrica (m/m). Valutata pari a 1 in quanto il tirante idrico della superficie filtrante è trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda è convenientemente al di sotto del fondo disperdente;

A_f = la superficie netta d'infiltrazione (mq).

Per quanto concerne la definizione del coefficiente di permeabilità k, è d'uopo notare che, anche se ipotizzato omogeneo ed isotropo, il suolo ha caratteristiche che variano (alle volte notevolmente) in base alla profondità.

Dal progetto Definitivo si desume che *"Le prove di permeabilità svolte in loco … hanno riportato i seguenti valori:*

- K = 1,87 x 10^{-4} m/s ad una profondità di 10 metri;

- K = 1,02 x 10^{-3} m/s ad una profondità di 6 metri."

In fase di progetto esecutivo sono state effettuate ulteriori indagini in sito volte ad approfondire il valore di permeabilità dell'area in questione. In particolare, sono state effettuate prove sia a carico variabile che a carico costante in scavi esplorativi ed in sondaggi.

Dall'analisi di tali prove e tenendo un congruo fattore di sicurezza, si è assunto un valore del **coefficiente di permeabilità pari a 1 x 10^{-5} m/sec** (molto più prudente del valore individuato nel progetto definitivo).

Per quanto riguarda invece la capacità di dispersione dei pozzi, sono state eseguite delle prove di immissione fino alla portata di 10 l/s, verificando che tale valore è certamente compatibile per ottenere il completo smaltimento.

3.3.3 Verifica del sistema di smaltimento

Una volta effettuato il dimensionamento del bacino, si è proceduto con la verifica del sistema di smaltimento per portate caratterizzate da tempi di ritorno variabili tra 5 e 200 anni.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dalla quale si evince che **l'intero sistema di dispersione risulta essere valido anche per Tr=200 anni**.

Tempo di ritorno [anni]	Superficie drenante bacino [mq]	Volume utile bacino [mc]	Volume minimo di laminazione [mc]	Tempo di riempimento [min]	Tempo di svuotamento [min]	Altezza velo idrico massimo [m]
5	1.130	1.130	317,46	30	100	0,29
10	1.130	1.130	446,93	30	135	0,40

15	1.130	1.130	523,81	30	150	0,47
20	1.130	1.130	575,27	30	165	0,52
25	1.130	1.130	615,04	30	180	0,55
50	1.130	1.130	736,87	30	210	0,66
200	1.130	1.130	996,87	45	270	0,89

3.3.4 Connessione tra manufatto di trattamento e sistema di smaltimento

La connessione tra l'impianto di trattamento delle acque meteoriche ed il bacino di laminazione / dispersione verrà realizzato mediante una condotta in c.a. del DN800 in uscita dall'impianto di trattamento, posata con pendenza del 2%. L'attraversamento della viabilità attigua al I lotto di discarica sarà effettuato con la medesima condotta.

Di seguito si riportano le scale di deflusso desunte con la formula di Chézy imponendo i seguenti coefficienti di scabrezza di Bazin

γ = 0,23 per condotte in calcestruzzo

γ = 0,85 per il canale a cielo aperto

ed utilizzando come portata di progetto la somma tra la portata con Tr=5 anni che perviene dalla sommità dei lotti I e II ed il massimo valore di portata che può essere sollevato in contemporaneo (**694 l/sec + 4x20 l/sec = 764 l/sec**).

Altezza di riempimento mm.	angolo al centro	Sezione liquida mq.	Contorno bagnato m.	Raggio idraulico m.	Velocità m/sec.	Portata lt/sec.
50	5,27	0,01308	0,404	0,032	0,97	12,70
100	4,84	0,03626	0,578	0,063	1,61	58,25
150	4,49	0,06524	0,717	0,091	2,11	137,46
200	4,19	0,09827	0,838	0,117	2,52	247,73
250	3,91	0,13420	0,949	0,141	2,87	385,25
300	3,65	0,17217	1,054	0,163	3,17	545,46
350	**3,39**	**0,21143**	**1,156**	**0,183**	**3,42**	**723,30**
400	**3,14**	**0,25133**	**1,257**	**0,200**	**3,63**	**913,23**
450	2,89	0,29122	1,357	0,215	3,81	1109,26
500	2,64	0,33049	1,459	0,227	3,95	1304,86
550	2,37	0,36845	1,564	0,236	4,05	1492,80
600	2,09	0,40439	1,676	0,241	4,12	1664,85
650	1,79	0,43741	1,797	0,243	4,14	1811,12
700	1,45	0,46639	1,935	0,241	4,11	1918,38
750	1,01	0,48957	2,109	0,232	4,01	1964,43
800	0,00	0,50265	2,513	0,200	3,63	1826,45

Scala di deflusso condotta circolare DN800 in calcestruzzo con pendenza i=2%

4 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO ACQUE METEORICHE

Dai calcoli idraulici effettuati per definire la portata meteorica ed il volume di pioggia di progetto è emerso che le opere di accumulo temporaneo delle acque meteoriche sono tali da permetterne lo svuotamento al termine dell'evento meteorico.

La scelta della portata da sollevare è stata effettuata definendo, per un determinato volume di pioggia, un tempo di svuotamento compatibile con la normativa e con il recapito finale. In particolare, **si prevede di adottare un valore di portata da sollevare pari a 20 l/sec**.

Al fine di garantire la funzionalità dell'impianto di sollevamento, si è previsto di installare, per ciascun impianto, n.2 elettropompe sommergibili da 20 l/sec (una titolare ed una di riserva). Tali elettropompe verranno attivate in maniera alternata in modo da ridurre i rischi di blocco.

Di seguito verrà effettuata la verifica di ciascun impianto di sollevamento prevedendo il funzionamento di una singola elettropompa (20 l/sec).

4.1 DEFINIZIONE DELLE PERDITE DI CARICO

Per la valutazione delle perdite di carico nelle tubazioni è stato eseguito utilizzando formule comunemente usate in campo idraulico.

4.1.1 Perdite di carico distribuite nelle correnti in pressione

Definita la portata di progetto e la geometria della rete, è stato verificato il tronco valutando le perdite di carico distribuite e concentrate. La verifica della condotta ed il calcolo della perdita di carico (cadente) sono effettuati utilizzando le seguenti formule:

$$\Delta h = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2x9{,}81} \cdot L$$

ove:

V = velocità = $\frac{Q}{3{,}14 \cdot D^2}(m/s)$

Q = portata (mc/s)

D = diametro (m)

λ = fattore di rugosità (Colebrook) = $\left(\frac{1}{2 \cdot \lg \frac{3{,}71 \cdot \mathrm{D}}{\varepsilon}}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{8\mathrm{D}}{\mathrm{Re} \cdot \varepsilon}\right)$

ε = rugosità

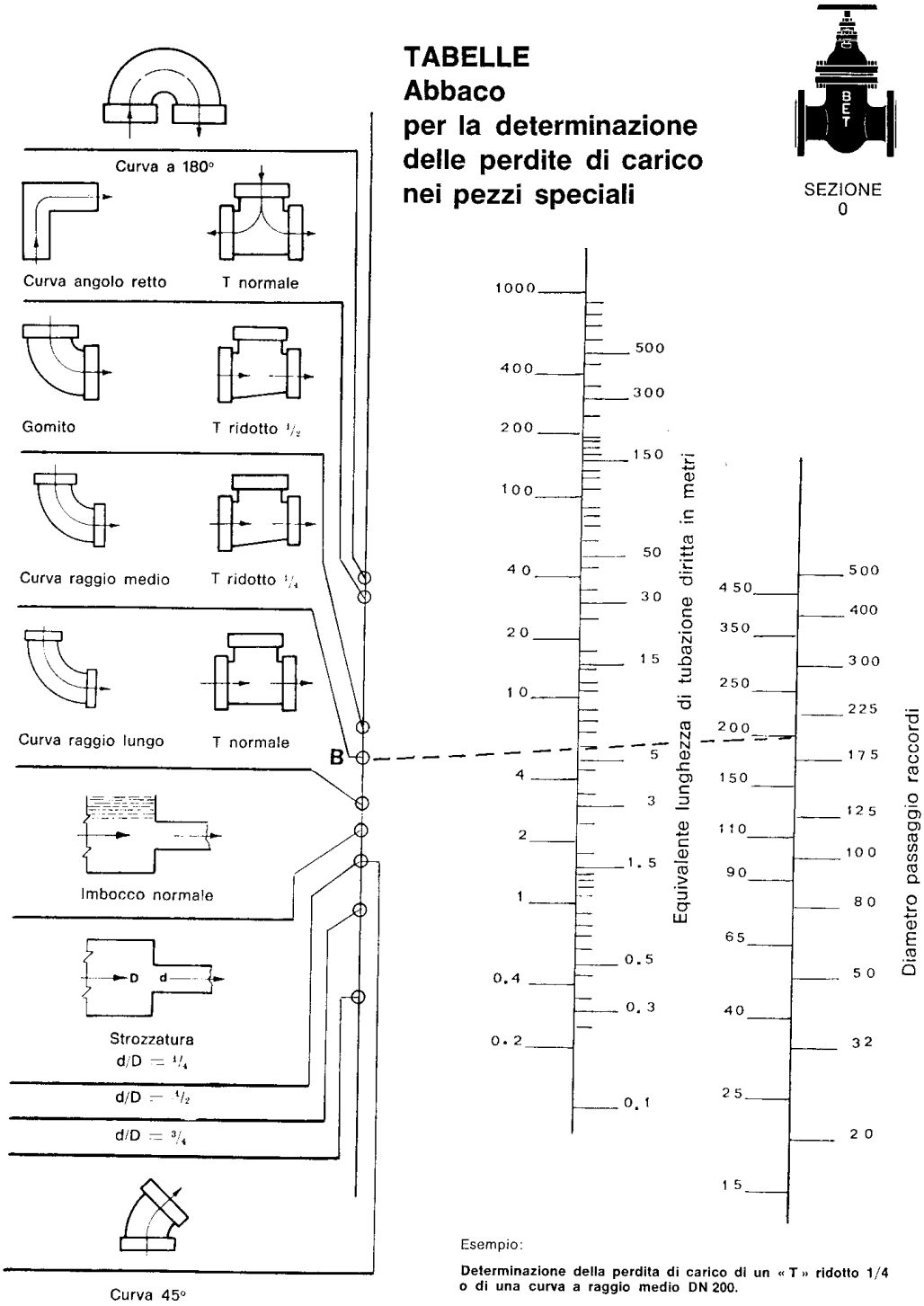
Re = numero di Reynolds = $\frac{\mathrm{V} \cdot \mathrm{D}}{\mathrm{a}}$

a = viscosità cinematica = 1,14 X 10^{-6} m^2/s (per acqua a 15°C)

Δh = perdita di carico (m di H_2O)

4.1.2 Perdite di carico localizzate

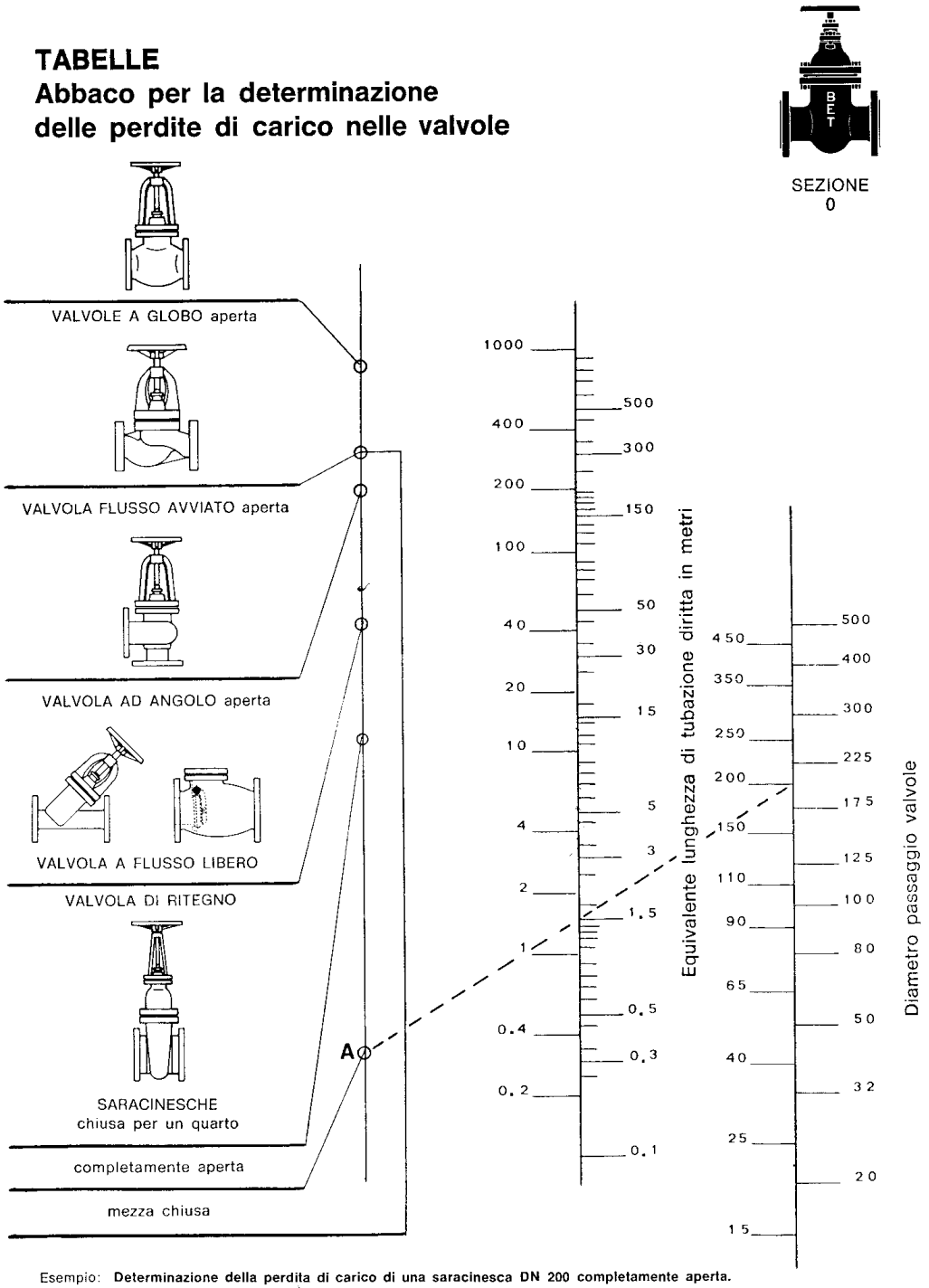
Le perdite di carico localizzate dovute a saracinesche, curve, valvole di ritegno, ecc. sono state assimilate a perdite di carico distribuite calcolando la lunghezza equivalente data dai grafici allegati.



Esempio:

Determinazione della perdita di carico di un « T » ridotto 1/4 o di una curva a raggio medio DN 200.

Tracciare una retta che congiunga il punto « B » corrispondente al « T » ridotto,col diametro 200 indicato nella terza colonna — il punto d'intersezione con la colonna centrale da la perdita di carico, che in questo caso risulta di circa 6 metri di tubazione dal diametro 200 mm.



Esempio: **Determinazione della perdita di carico di una saracinesca DN 200 completamente aperta.**

Tracciare una retta che congiunga il punto « A » corrispondente alla saracinesca aperta col diametro 200 indicato nella terza colonna — il punto di intersezione con la colonna centrale dà la perdita di carico — che in questo caso risulta di metri 1,5 di tubazione dal diametro di 200 mm.

4.2 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE SOMMITALI III LOTTO

Nota la portata da sollevare e la geometria del tracciato, di seguito si riporta il calcolo delle perdite di carico.

Dati:

Portata da sollevare: 20 l/sec (72 mc/h)

Tratto 1

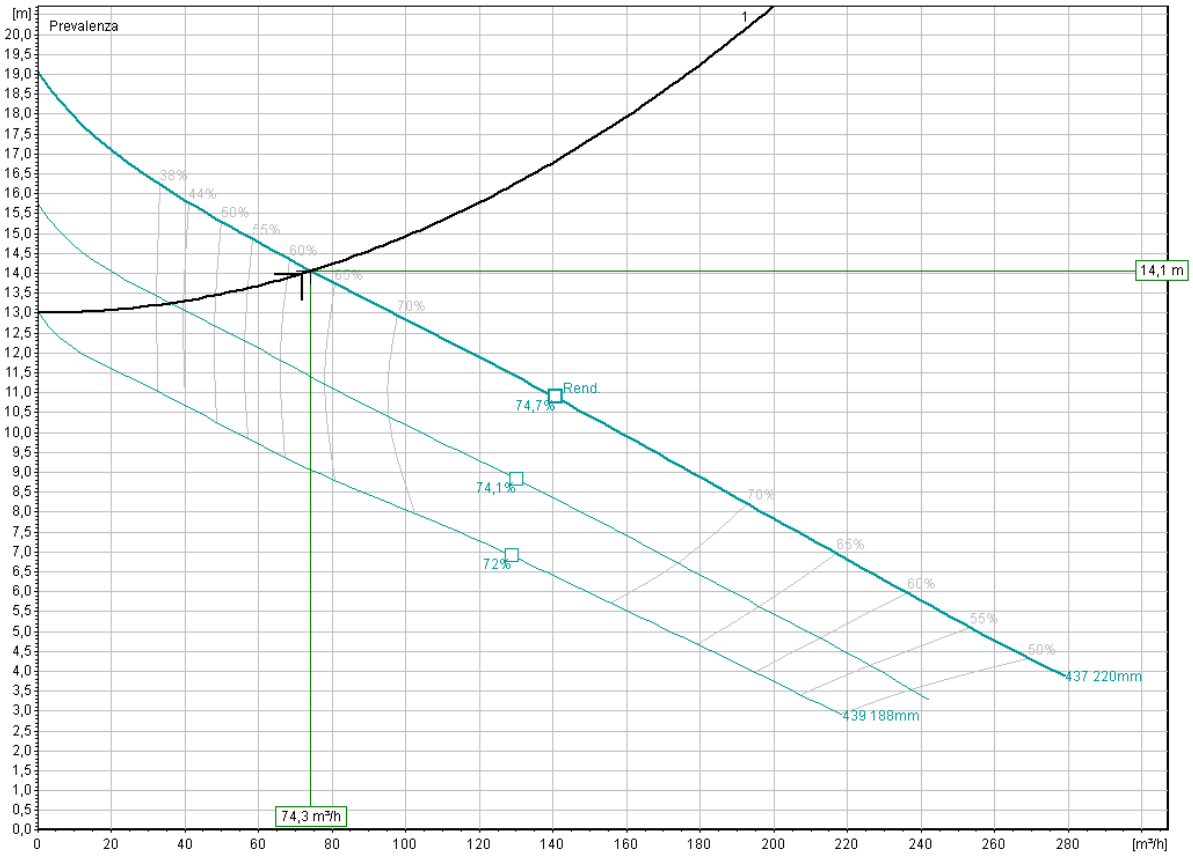
Diametro premente pompa: DN 150

Lunghezza premente: 16 m

Scabrezza	0,10 mm (valutata a tubi usati)
Velocità	1,13m/sec
Numero di Reynolds (RE)	168752,76
Coefficiente resistenza (Colebrook) Lambda:	0,0198942
Perdita di carico distribuita	**0,14 m**
Apparecchiature e pezzi speciali:	
curve a raggio lungo	n.8 (lunghezza equivalente 8x3,5=28 m)
Tee	n.1 (lunghezza equivalente 1x9=9 m)
Saracinesca	n.1 (lunghezza equivalente 1x1=1 m)
Perdita di carico localizzata	**0,26 m**
Tratto 2	
Diametro collettore:	De280 (in Polietilene)
Lunghezza collettore:	240 m
Scabrezza	0,10 mm (valutata a tubi usati)
Velocità	0,63 m/sec
Numero di Reynolds (RE)	126564,56
Coefficiente resistenza (Colebrook) Lambda:	0,01973528
Perdita di carico distribuita	**0,49 m**
Apparecchiature e pezzi speciali:	
curve a raggio lungo	n.8 (lunghezza equivalente 8x7=56 m)
Perdita di carico localizzata	**0,11 m**
Perdita complessiva	**1,00 m**

Considerando una geodetica di 13,00 m, l'impianto di sollevamento avrà una prevalenza, al punto di lavoro di 72 mc/h, di 14 m.

Di seguito si allega la curva delle prestazioni dell'impianto



4.3 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE FONDO CAVA

Dati:

Portata da sollevare:	20 l/sec (72 mc/h)

Tratto 1

Diametro premente pompa:	DN 150
Lunghezza premente:	15 m
Scabrezza	0,10 mm (valutata a tubi usati)
Velocità	1,13m/sec
Numero di Reynolds (RE)	168752,76
Coefficiente resistenza (Colebrook) Lambda:	0,0198942
Perdita di carico distribuita	**0,13 m**
Apparecchiature e pezzi speciali:	
curve a raggio lungo	n.5 (lunghezza equivalente 5x3,5=17,5 m)
Tee	n.1 (lunghezza equivalente 1x9=9 m)
Saracinesca	n.1 (lunghezza equivalente 1x1=1 m)
Perdita di carico localizzata	**0,24 m**

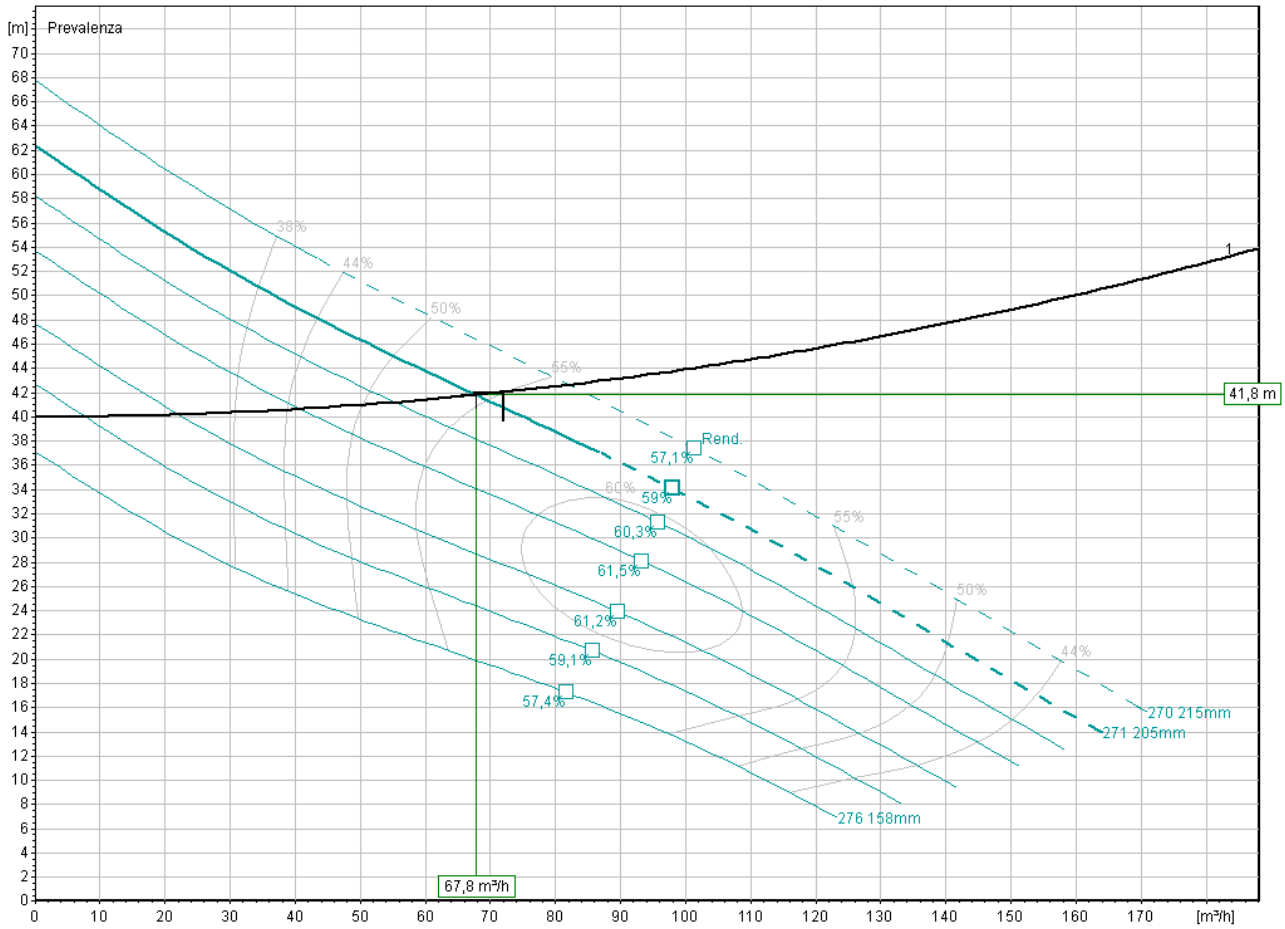
Tratto 2

Diametro collettore:	De240 (in Polietilene)
Lunghezza collettore:	750 m

Scabrezza	0,10 mm (valutata a tubi usati)
Velocità	0,63 m/sec
Numero di Reynolds (RE)	126564,56
Coefficiente resistenza (Colebrook) Lambda:	0,01973528
Perdita di carico distribuita	**1,53 m**
Apparecchiature e pezzi speciali:	
curve a raggio lungo	n.10 (lunghezza equivalente 10x7=70 m)
Perdita di carico localizzata	**0,14 m**
Perdita complessiva	**2,04 m**

Considerando una geodetica di 40 m, l'impianto di sollevamento avrà una prevalenza, al punto di lavoro di 72 mc/h, di 42,04 m.

Di seguito si allega la curva delle prestazioni dell'impianto



5 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI CAPTAZIONE DEL CAPPING DEFINITIVO

Il dimensionamento e la verifica del sistema di captazione delle acque meteoriche di progetto sono stati condotti sulla base dei dati idrologici già studiati in occasione del progetto di MISE e riportati nei capitoli precedenti.

Posto che a seguito della realizzazione del capping definitivo la gestione delle acque piovane incidenti sulla sommità orizzontale del corpo rifiuti resterà sostanzialmente invariata, in quanto attraverso lo strato drenante in pietrame le portate potranno confluire nelle canalizzazioni già esistenti, in questa fase ci si è concentrati sulla definizione delle modalità di gestione lungo le scarpate.

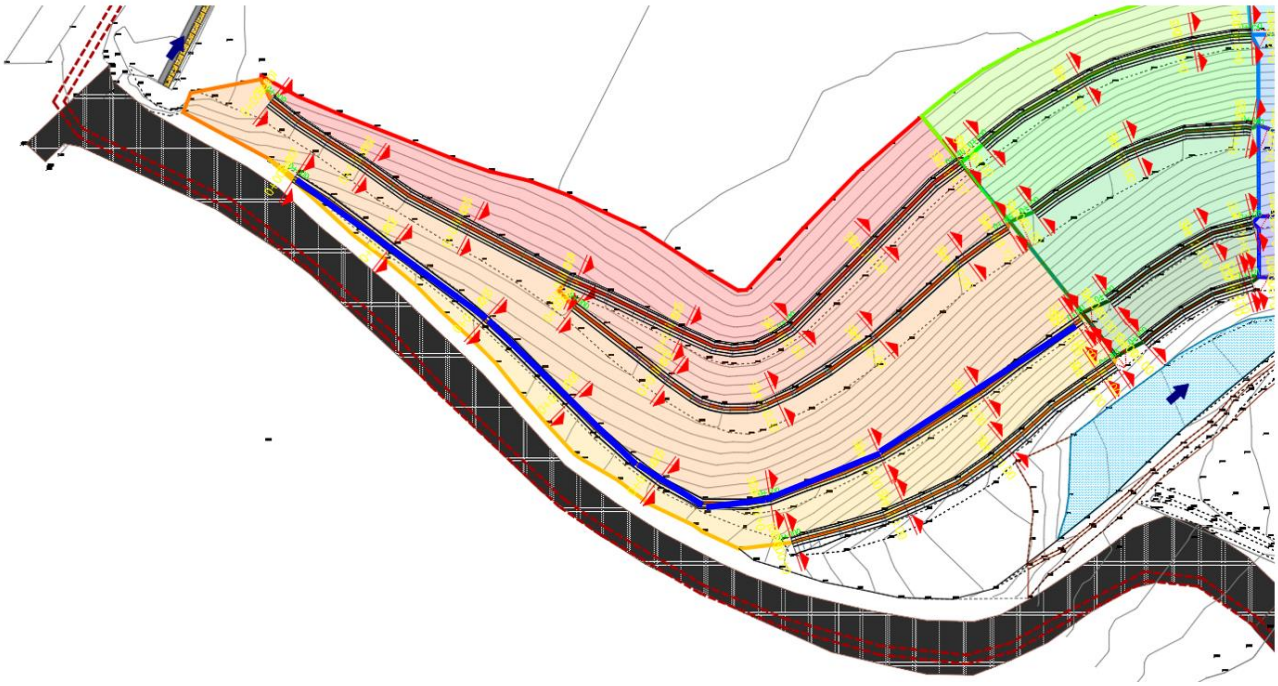
I pendii dei lotti I e II, infatti, si presentano molto estesi e dotati di pendenze alquanto accentuate, condizioni, queste che potrebbero favorire il generarsi di fenomeni erosivi e minare l'efficacia del capping definitivo nel tempo. Per tali motivi è stato pensato un sistema di canalette superficiali disposte lungo le berme del pendio, in modo tale da creare una rete di captazione in grado di discretizzare il bacino scolante delle scarpate in tanti sottobacini minori, riducendo portata e velocità massime del runoff superficiale.

Ciascuna canaletta sarà realizzata tramite l'applicazione di un geocomposito antierosivo costituito dall'accoppiamento di una geostuoia grimpante sul lato superiore, un geotessile non tessuto intermedio e una pellicola impermeabile sul lato inferiore. Tale tipologia di canalette presenta caratteristiche di flessibilità, leggerezza e protezione dall'erosione che si prestano particolarmente bene per essere applicate sui pendii dei capping di chiusura delle discariche. Ognuna di esse avrà sezione trapezoidale di **dimensioni 50 cm base inferiore, 150 cm base superiore e 50 cm di profondità**.

Il sistema sarà in grado di garantire una corretta regimazione ed un rapido allontanamento delle acque superficiali dalle zone esposte a potenziale erosione (scarpate del capping), contribuendo sensibilmente a garantire la stabilità dei versanti, favorendo un controllo efficace dell'erosione superficiale.

Nell'immagine di seguito è riportato lo schema delle canalette con il relativo sottobacino afferente.

Per la verifica del dimensionamento idraulico dei vari tronchi è stata presa in considerazione la canaletta più svantaggiata, ovvero quella il cui bacino di riferimento presenta la maggiore estensione superficiale e la maggior pendenza, individuata con linea blu nello stralcio di seguito riportato.



La verifica è stata condotta utilizzando lo stesso modello matematico descritto al paragrafo 3.2.1 della presente relazione, i cui dati di input sono stati i seguenti:

- Superficie bacino: 0,24 ha
- Lunghezza tronco:161 m
- Pendenza tronco: 0,5 %
- Coefficiente di afflusso: 0,90
- Coefficiente di scabrezza di Bazin: 0,23
- Curva di pioggia 5 min- 1 h: a= 43,77 n=0,543
- Curva di pioggia 1 - 24 h: a=40,31 n=0,272

I risultati della verifica, riassunti nella tabella a fianco, mostrano come le piogge caratterizzate da tempi di ritorno di 10 anni generino all'interno della sezione della canaletta idraulicamente più svantaggiata altezze di riempimento pari a 91 mm. Pertanto, il franco di sicurezza del 25% può ritenersi ampiamente rispettato e, quindi, il sistema verificato.

N. progressivo tronco	1
Codice tronco	1
Tronchi confluenti n.	0
Area bacino proprio (ha)	0,2361
Area bacino tributario (ha)	0,000
Area bacino totale (ha)	0,236
Coeff. di afflusso proprio	0,9
Coeff. di afflusso totale	0,9000
Lunghezza (m.)	161
Pendenza (%)	0,5
Franco di calcolo (%)	80
Gamma (Bazin)	0,23
Diametro teorico (mm)	241
Tipo di sezione di progetto	Rettangolare
Diametro o larghezza sezione di progetto (mm)	500
Portata di progetto (mc/sec)	0,038
Altezza di riempimento (mm)	**91**
Sezione liquida (mq)	0,0457
Velocità (m/sec)	0,84
Tempo di riempimento (hh/mm/ss)	0/ 9/12
Curva di calcolo	1
a'	43,770
n'	0,7240
epsilon	1,12614
Volume invasato a monte (mc)	0,000
Volume invasato nel tronco (mc)	7,356

6 ALLEGATI

6.1 DATI PLUVIOMETRICI DELLA STAZIONE DI ANDRIA

REGIONE PUGLIA
SERVIZIO PROTEZIONE CIVILE
Centro Funzionale Regionale
ANDRIA

latitudine 41° 13' 13,71" N — longitudine 16° 17' 39,24" E

ANNO	Max intensità			1 ORA		3 ORE		6 ORE		12 ORE		24 ORE	
50	mm	data	minuti	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data
1959	20,8	1-lug	20	25,6	1-lug	25,8	1-lug	36,2	24-nov	54,0	24-nov	82,8	24-nov
1963	11,0	9-ott	5	30,2	10-ott	34,4	10-ott	34,4	10-ott	35,0	9-ott	50,0	9-ott
1965	13,2	10-ott	15	20,0	10-ott	32,8	10-ott	43,6	10-feb	61,0	9-feb	92,2	9-feb
1966	8,2	20-set	10	16,8	31-mag	21,0	31-ago	21,0	31-ago	25,4	16-set	32,4	12-gen
1967	29,8	12-lug	30	31,8	12-lug	31,8	12-lug	31,8	12-lug	35,2	12-dic	43,8	12-dic
1968	20,8	24-giu	15	21,0	24-giu	25,8	12-giu	27,4	12-giu	29,0	24-giu	38,2	11-giu
1969	8,2	14-giu	10	19,0	5-set	21,4	5-set	30,6	14-giu	32,2	1-dic	38,8	1-dic
1970	26,0	1-ott	20	34,2	18-set	55,0	18-set	72,6	18-set	98,8	17-set	118,4	17-set
1971	>>	>>	>>	33,0	30-set	58,4	30-set	77,0	30-set	81,0	30-set	107,8	24-feb
1972	13,6	15-ott	10	28,0	15-ott	46,6	15-ott	59,2	15-set	79,8	15-ott	91,6	15-ott
1973	19,6	27-ago	20	21,0	2-feb	30,4	18-giu	30,6	18-giu	44,2	18-giu	45,2	2-dic
1974	9,4	7-nov	25	14,0	18-feb	21,4	18-feb	29,4	30-dic	35,4	30-dic	35,4	30-dic
1975	26,2	22-mag	40	26,2	22-mag	26,2	22-mag	39,2	28-nov	55,2	21-mar	74,0	21-mar
1976	13,6	3-ago	15	18,8	3-ago	29,8	24-mag	38,8	24-mag	51,6	23-mag	83,2	23-mag
1977	47,4	2-set	30	49,6	2-set	51,4	2-set	57,8	2-set	66,8	2-set	77,2	2-set
1978	>>	>>	>>	17,2	6-mar	30,6	6-mar	45,8	6-mar	45,8	6-mar	45,8	6-mar
1979	12,0	18-ago	15	12,2	11-ago	20,2	21-ago	22,6	21-ago	30,2	4-nov	47,2	4-nov
1980	20,8	25-set	10	31,2	25-set	31,4	25-set	31,4	25-set	40,0	1-mag	47,6	11-gen
1981	15,6	6-set	15	16,0	6-set	20,0	13-ago	24,8	26-feb	33,2	26-feb	39,4	25-feb
1982	30,0	10-ago	20	58,6	10-ago	66,2	10-ago	66,2	10-ago	66,6	10-ago	68,0	9-ago
1983	12,4	7-giu	20	21,6	30-nov	40,0	25-ott	54,8	25-ott	54,8	25-ott	67,0	24-ott
1984	>>	>>	>>	>>	>>	25,4	20-set	27,4	20-set	>>	>>	40,0	10-gen
1985	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	28,4	16-apr	42,2	16-apr	54,0	16-apr
1986	>>	>>	>>	19,4	14-lug	19,4	14-lug	23,4	22-feb	36,4	22-feb	38,0	22-feb
1987	25,0	11-ott	12	26,6	11-ott	27,0	11-ott	33,2	21-nov	51,6	20-nov	73,0	20-nov
1988	>>	>>	>>	>>	>>	32,6	17-set	46,0	17-set	47,2	16-set	56,8	16-set
1989	>>	>>	>>	>>	>>	19,0	21-mar	25,8	21-mar	27,4	21-mar	28,8	21-mar
1990	8,8	9-apr	10	13,2	9-apr	22,2	9-apr	29,2	9-apr	41,4	15-nov	56,2	15-nov
1991	10,8	24-lug	5	23,2	15-set	23,4	15-set	28,0	15-set	29,6	21-ott	38,2	11-apr
1992	>>	>>	>>	>>	>>	23,8	11-apr	36,0	11-apr	60,4	10-apr	77,0	10-apr
1993	20,0	14-giu	30	32,6	14-giu	42,6	14-giu	45,6	14-giu	45,6	14-giu	49,6	1-gen
1994	14,0	19-set	30	19,4	10-giu	26,6	10-giu	35,4	14-feb	50,0	14-feb	53,4	14-feb
1995	22,6	22-ago	15	25,8	22-ago	26,0	22-ago	26,0	22-ago	28,4	5-gen	37,0	5-gen
	25,4	22-ago	30										
1996	9,8	22-set	15	16,8	5-ott	20,2	1-dic	29,6	1-dic	42,6	1-dic	44,2	1-dic
	13,0	5-ott	30										
1997	16,2	14-ott	15	29,4	14-ott	65,2	14-ott	74,6	14-ott	75,0	14-ott	81,6	14-ott
	18,4	14-ott	30										
1998	10,8	9-set	5	33,0	9-set	48,0	9-set	48,0	9-set	48,0	9-set	50,8	22-nov
	26,6	9-set	15										
	31,8	9-set	30										
1999	8,8	8-nov	5	46,4	8-nov	76,0	8-nov	88,0	8-nov	113,6	8-nov	118,0	8-nov
	23,4	16-giu	15										
	30,0	8-nov	30										
2000	10,0	4-apr	5	24,0	1-ott	24,2	10-feb	30,2	10-feb	33,0	9-feb	35,4	9-feb
	21,2	1-ott	15										
	23,4	1-ott	30										
2001	5,0	17-apr	5	9,6	14-gen	17,4	14-gen	28,6	14-gen	42,8	13-gen	51,8	14-apr
	7,4	17-apr	15										
	8,8	17-apr	30										
2002	10,2	28-ago	5	22,8	26-lug	47,2	1-dic	62,2	1-dic	78,0	1-dic	88,0	1-dic
	17,8	7-set	15										
	20,4	26-lug	30										
2003	4,6	29-giu	5	16,4	24-gen	31,4	24-gen	48,6	24-gen	63,8	24-gen	79,2	24-gen
	8,2	26-ago	15										
	12,0	26-ago	30										
2004	7,0	15-set	5	18,0	14-nov	23,8	8-nov	39,4	14-nov	43,6	13-nov	55,6	7-nov
	11,6	15-set	15										
	15,6	14-nov	30										
2005	8,8	11-lug	5	27,4	6-ott	33,6	6-ott	34,2	6-ott	53,4	22-nov	80,6	22-nov
	17,4	13-set	15										
		6-ott											
	24,2	6-ott	30										
2006	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>

2007	6,0	19-set	5	13,0	26-ott	22,8	25-set	31,6	25-set	40,6	25-set	43,6	25-set
	11,6	19-set	15										
	12,6	19-set	30										
2008	9,0	9-ago	5	19,2	6-nov	22,6	6-nov	31,2	4-dic	38,6	4-dic	48,2	11-dic
	16,4	9-ago	15										
	17,8	9-ago	30										
2009	7,4	4-ago	5	22,4	2-ott	42,8	2-ott	64,8	2-ott	70,8	2-ott	76,8	2-ott
	12,2	4-ago	15										
	14,6	4-ago	30										
2010	8,2	13-ott	5	15,0	13-ott	23,4	2-nov	38,4	2-nov	53,2	19-ott	95,4	18-ott
	13,2	13-ott	15										
	14,4	13-ott	30										
2011	8,2	6-nov	5	54,4	6-nov	94,6	6-nov	103,0	6-nov	103,0	6-nov	103,2	6-nov
	19,0	6-nov	15										
	30,4	6-nov	30										
2012	10,8	1-set	5	27,2	1-set	28,6	1-set	29,0	1-set	34,2	19-nov	45,8	19-nov
	24,0	1-set	15										
	13,5	27-feb	30										
2013	10,4	27-ago	5	31,0	27-ago	31,2	27-ago	54,0	1-dic	94,6	1-dic	131,6	30-nov
	24,6	27-ago	15										
	30,6	27-ago	30										
2014	9,6	2-ott	5	43,4	2-ott	49,8	2-ott	60,6	2-ott	67,0	2-ott	97,2	2-ott
	22,8	2-ott	15										
	35,0	2-ott	30										
2015	5,8	17-giu	5	18,8	17-giu	19,2	17-giu	23,2	6-mar	39,2	6-mar	41,2	5-mar
	13,4	17-giu	15										
	17,4	17-giu	30										
2016	15,2	8-apr	5	38,2	8-apr	39,2	8-apr	39,4	8-apr	45,0	20-mag	62,6	20-mag
	34,4	8-apr	15										
	35,6	8-apr	30										
2017	9,2	3-set	5	16,0	3-set	29,8	16-nov	33,8	16-nov	34,6	16-nov	42,0	18-gen
	15,6	3-set	15										
	15,6	3-set	30										
2018	7,6	29-ott	5	28,8	14-giu	39,4	14-giu	39,4	14-giu	43,6	22-mar	66,6	22-mar
	15,4	29-ott	15										
	24,6	29-ott	30										
2019	7,0	3-set	5	33,4	3-set	36,4	10-lug	46,2	10-lug	55,6	25-gen	82,6	24-gen
	20,0	3-set	15										
	31,0	3-set	30										
2020	9,8	23-set	5	44,4	4-lug	44,6	4-lug	44,6	4-lug	44,6	4-lug	44,6	4-lug
	24,0	4-lug	15										
	35,4	4-lug	30										

6.2 PIOGGE INFERIORI ALL'ORA: DEFINIZIONE DELLE ALTEZZE

Altezze ragguagliate in base alle piogge di durata 1 ora Formula di Bell						
Anno	**5 min**	**10 min**	**15 min**	**20 min**	**30 min**	**45 min**
1959	5,20	10,40	15,60	20,80	20,80	23,00
1963	11,00	13,90	16,99	19,39	23,07	27,14
1965	4,40	8,80	13,20	13,20	15,28	17,97
1966	4,10	8,20	9,45	10,78	12,83	15,10
1967	4,97	9,93	14,90	19,87	29,80	29,80
1968	6,93	13,87	20,80	20,80	20,80	20,80
1969	4,10	8,20	10,69	12,20	14,51	17,07
1970	6,50	13,00	19,50	26,00	26,12	30,73
1971	10,15	15,19	18,57	21,18	25,20	29,65
1972	6,80	13,60	15,76	17,97	21,39	25,16
1973	4,90	9,80	14,70	19,60	19,60	19,60
1974	1,88	3,76	5,64	7,52	10,69	12,58
1975	3,28	6,55	9,83	13,10	19,65	26,20
1976	4,53	9,07	13,60	13,60	14,36	16,89
1977	7,90	15,80	23,70	31,60	47,40	47,40
1978	5,29	7,92	9,68	11,04	13,14	15,46
1979	4,00	8,00	12,00	12,00	12,00	12,00
1980	10,40	20,80	20,80	20,80	23,83	28,04
1981	5,20	10,40	15,60	15,60	15,60	15,60
1982	7,50	15,00	22,50	30,00	44,76	52,66
1983	3,10	6,20	9,30	12,40	16,50	19,41
1984	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1985	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1986	5,97	8,93	10,92	12,45	14,82	17,43
1987	10,42	20,83	25,00	25,00	25,00	25,00
1988	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1989	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1990	4,40	8,80	8,80	8,80	10,08	11,86
1991	10,80	10,80	13,05	14,89	17,72	20,85
1992	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1993	3,33	6,67	10,00	13,33	20,00	29,29
1994	2,33	4,67	7,00	9,33	14,00	17,43
1995	7,53	15,07	22,60	22,60	22,60	23,18
	4,23	8,47	12,70	16,93	25,40	25,40
1996	3,27	6,53	9,80	10,78	12,83	15,10
	2,17	4,33	6,50	8,67	13,00	13,00
1997	5,40	10,80	16,20	18,87	22,46	26,42
	3,07	6,13	9,20	12,27	18,40	18,40
1998	10,80	15,19	18,57	21,18	25,20	29,65
	8,87	17,73	26,60	26,60	26,60	26,60
	5,30	10,60	15,90	21,20	31,80	31,80
1999	8,80	21,36	26,11	29,79	35,44	41,70
	7,80	15,60	23,40	23,40	23,40	23,40
	5,00	10,00	15,00	20,00	30,00	30,00
2000	10,00	11,05	13,51	15,41	18,33	21,57
	7,07	14,13	21,20	21,20	21,20	21,20
	3,90	7,80	11,70	15,60	23,40	23,40
2001	5,00	5,00	5,40	6,16	7,33	8,63
	2,47	4,93	7,40	7,40	7,40	7,40
	1,47	2,93	4,40	5,87	8,80	8,80
2002	10,20	10,49	12,83	14,64	17,41	20,49
	5,93	11,87	17,80	17,80	17,80	17,80
	3,40	6,80	10,20	13,60	20,40	20,40
2003	4,60	7,55	9,23	10,53	12,53	14,74
	2,73	5,47	8,20	8,20	8,20	8,20
	2,00	4,00	6,00	8,00	12,00	12,00
2004	7,00	8,28	10,13	11,56	13,75	16,17
	3,87	7,73	11,60	11,60	11,60	11,60
	2,60	5,20	7,80	10,40	15,60	15,60
2005	8,80	12,61	15,42	17,59	20,93	24,62

Altezze ragguagliate in base alle piogge di durata 1 ora Formula di Bell						
	5,80	11,60	17,40	17,40	17,40	17,40
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4,03	8,07	12,10	16,13	24,20	24,20
2006	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2007	6,00	6,00	7,32	8,35	9,93	11,68
	3,87	7,73	11,60	11,60	11,60	11,60
	2,10	4,20	6,30	8,40	12,60	12,60
2008	9,00	9,00	10,80	12,33	14,66	17,25
	5,47	10,93	16,40	16,40	16,40	16,40
	2,97	5,93	8,90	11,87	17,80	17,80
2009	7,40	10,31	12,60	14,38	17,11	20,13
	4,07	8,13	12,20	12,20	12,20	12,20
	2,43	4,87	7,30	9,73	14,60	14,60
2010	8,20	8,20	8,44	9,63	11,46	13,48
	4,40	8,80	13,20	13,20	13,20	13,20
	2,40	4,80	7,20	9,60	14,40	14,40
2011	8,20	25,04	30,61	34,92	41,55	48,88
	6,33	12,67	19,00	19,00	19,00	19,00
	5,07	10,13	15,20	20,27	30,40	30,40
2012	10,80	12,52	15,31	17,46	20,78	24,44
	8,00	16,00	24,00	24,00	24,00	24,00
	2,25	4,50	6,75	9,00	13,50	13,50

6.3 ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI ANDRIA (5MIN – 1H)

ANNO	5 min	10 min	15 min	30 min	60 min
1959	5,20	10,40	15,60	20,80	25,60
1963	11,00	13,90	16,99	23,07	30,20
1965	4,40	8,80	13,20	15,28	20,00
1966	4,10	8,20	9,45	12,83	16,80
1967	4,97	9,93	14,90	29,80	31,80
1968	6,93	13,87	20,80	20,80	21,00
1969	4,10	8,20	10,69	14,51	19,00
1970	6,50	13,00	19,50	26,12	34,20
1971	10,15	15,19	18,57	25,20	33,00
1972	6,80	13,60	15,76	21,39	28,00
1973	4,90	9,80	14,70	19,60	21,00
1974	1,88	3,76	5,64	10,69	14,00
1975	3,28	6,55	9,83	19,65	26,20
1976	4,53	9,07	13,60	14,36	18,80
1977	7,90	15,80	23,70	47,40	49,60
1978	5,29	7,92	9,68	13,14	17,20
1979	4,00	8,00	12,00	12,00	12,20
1980	10,40	20,80	20,80	23,83	31,20
1981	5,20	10,40	15,60	15,60	16,00
1982	7,50	15,00	22,50	44,76	58,60
1983	3,10	6,20	9,30	16,50	21,60
1986	5,97	8,93	10,92	14,82	19,40
1987	10,42	20,83	25,00	25,00	26,60
1990	4,40	8,80	8,80	10,08	13,20
1991	10,80	10,80	13,05	17,72	23,20
1993	3,33	6,67	10,00	20,00	32,60
1994	2,33	4,67	7,00	14,00	19,40
1995	7,53	15,07	22,60	25,40	25,80
1996	3,27	6,53	9,80	13,00	16,80
1997	5,40	10,80	16,20	22,46	29,40
1998	10,80	17,73	26,60	31,80	33,00
1999	8,80	21,36	26,11	35,44	46,40
2000	10,00	14,13	21,20	23,40	24,00
2001	5,00	5,00	7,40	8,80	9,60
2002	10,20	11,87	17,80	20,40	22,80
2003	4,60	7,55	9,23	12,53	16,40
2004	7,00	8,28	11,60	15,60	18,00
2005	8,80	12,61	17,40	24,20	27,40
2007	6,00	7,73	11,60	12,60	13,00
2008	9,00	10,93	16,40	17,80	19,20
2009	7,40	10,31	12,60	17,11	22,40
2010	8,20	8,80	13,20	14,40	15,00
2011	8,20	25,04	30,61	41,55	54,40
2012	10,80	16,00	24,00	24,00	27,20

NUMERO OSSERVAZIONI

5 min	10 min	15 min	30 min	60 min
0				0
3	4	5	5	5
8	7	6	6	6
2	3	4	3	3
2	3	2	2	2
3	4	5	7	7
5	7	7	5	4
2	3	2	2	3
5	6	7	7	7
8	7	6	6	7
5	6	5	5	6
3	4	5	5	4
1	1	1	1	1
1	2	2	5	5
2	3	4	2	3
6	7	8	8	8
3	2	2	2	2
2	2	3	2	1
8	8	7	6	7
3	4	5	3	2
6	7	8	8	8
1	1	1	3	4
4	3	2	3	3
8	8	8	6	6
2	3	1	1	1
8	5	4	4	4
1	2	2	5	7
1	1	1	2	3
6	7	8	7	5
1	2	2	2	2
3	5	5	6	6
8	8	8	8	7
7	8	8	8	8
8	7	7	6	5
3	1	1	1	1
8	5	6	5	4
2	2	1	2	2
6	3	3	3	3
7	6	6	6	6
4	2	3	2	1
7	5	6	4	3
6	4	3	4	4
7	3	4	2	2
7	8	8	8	8
8	7	8	6	6

		5 min	10 min	15 min	30 min	60 min
///	m(h)	6,60	11,34	15,50	20,67	25,03
///	s(h)	2,62	4,71	5,95	8,74	10,70
///	a(h)	0,4897	0,2723	0,2155	0,1468	0,1199
///	u(h)	5,42	9,22	12,82	16,74	20,21
	Tr = 5 anni	8,48	14,73	19,78	26,95	32,73
	Tr = 10 anni	10,02	17,48	23,26	32,07	38,99
	Tr = 15 anni	10,88	19,04	25,23	34,95	42,52
	Tr = 20 anni	11,49	20,12	26,60	36,97	44,99
	Tr = 25 anni	11,95	20,96	27,66	38,52	46,90
	Tr = 50 anni	13,39	23,55	30,93	43,31	52,77
	Tr = 200 anni	16,24	28,67	37,39	52,81	64,40

m(h) = media dei valori rispetto alla durata dell'evento
s(h) = scarto quadratico medio
a(h) = variabile della distribuzione di Gumbel
u(h) = variabile della distribuzione di Gumbel

N = Numero di eventi
K = Numero di calssi di appartenenza
Ni = Frequenza dei valori empirici
f = Numero di gradi di libertà

N = 44 K = 8 Npi = 5,5 f = 7

Classi	P(i)	P(hi+1)	U(i+1)	5 min h(i+1)	10 min h(i+1)	15 min h(i+1)	30 min h(i+1)	60 min h(i+1)
1	0,1250	0,13	-0,732	3,93	6,53	9,42	11,75	14,10
2	0,1250	0,25	-0,327	4,75	8,02	11,30	14,51	17,49
3	0,1250	0,38	0,019	5,46	9,29	12,91	16,87	20,37
4	0,1250	0,50	0,367	6,17	10,56	14,52	19,23	23,27
5	0,1250	0,63	0,755	6,96	11,99	16,32	21,88	26,51
6	0,1250	0,75	1,246	7,96	13,79	18,60	25,22	30,61
7	0,1250	0,88	2,013	9,53	16,61	22,16	30,45	37,01
8	0,1250	1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞

====== ====== ====== ====== ====== ====== ====== ====== ======

FREQUENZE

Classi	5 min	10 min	15 min	30 min	60 min
1	6	4	6	3	5
2	7	7	7	10	6
3	7	8	4	5	7
4	2	5	4	3	6
5	3	4	6	7	4
6	5	3	5	8	6
7	5	8	4	3	6
8	9	5	8	5	4
X^2	6,55	4,73	2,91	8,73	1,45
X^{o2}	**14,07**				

====== ======

CURVE INTERPOLATRICI (5 - 60)

==========

Tr = 5 anni	a = 36,77	n = 0,539
Tr = 10 anni	a = 43,77	n = 0,543
Tr = 15 anni	a = 47,72	n = 0,545
Tr = 20 anni	a = 50,49	n = 0,546
Tr = 25 anni	a = 52,62	n = 0,546
Tr = 50 anni	a = 59,18	n = 0,548
Tr = 200 anni	a = 72,18	n = 0,551

6.4 ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI ANDRIA (1H – 24H)

ANNO	60 min	180 min	360 min	720 min	1.440 min
1959	25,60	25,80	36,20	54,00	82,80
1963	30,20	34,40	34,40	35,00	50,00
1965	20,00	32,80	43,60	61,00	92,20
1966	16,80	21,00	21,00	25,40	32,40
1967	31,80	31,80	31,80	35,20	43,80
1968	21,00	25,80	27,40	29,00	38,20
1969	19,00	21,40	30,60	32,20	38,80
1970	34,20	55,00	72,60	98,80	118,40
1971	33,00	58,40	77,00	81,00	107,80
1972	28,00	46,60	59,20	79,80	91,60
1973	21,00	30,40	30,60	44,20	45,20
1974	14,00	21,40	29,40	35,40	35,40
1975	26,20	26,20	39,20	55,20	74,00
1976	18,80	29,80	38,80	51,60	83,20
1977	49,60	51,40	57,80	66,80	77,20
1978	17,20	30,60	45,80	45,80	45,80
1979	12,20	20,20	22,60	30,20	47,20
1980	31,20	31,40	31,40	40,00	47,60
1981	16,00	20,00	24,80	33,20	39,40
1982	58,60	66,20	66,20	66,60	68,00
1983	21,60	40,00	54,80	54,80	67,00
1986	19,40	19,40	23,40	36,40	38,00
1987	26,60	27,00	33,20	51,60	73,00
1990	13,20	22,20	29,20	41,40	56,20
1991	23,20	23,40	28,00	29,60	38,20
1993	32,60	42,60	45,60	45,60	49,60
1994	19,40	26,60	35,40	50,00	53,40
1995	25,80	26,00	26,00	28,40	37,00
1996	16,80	20,20	29,60	42,60	44,20
1997	29,40	65,20	74,60	75,00	81,60
1998	33,00	48,00	48,00	48,00	50,80
1999	46,40	76,00	88,00	113,60	118,00
2000	24,00	24,20	30,20	33,00	35,40
2001	9,60	17,40	28,60	42,80	51,80
2002	22,80	47,20	62,20	78,00	88,00
2003	16,40	31,40	48,60	63,80	79,20
2004	18,00	23,80	39,40	43,60	55,60
2005	27,40	33,60	34,20	53,40	80,60
2007	13,00	22,80	31,60	40,60	43,60
2008	19,20	22,60	31,20	38,60	48,20
2009	22,40	42,80	64,80	70,80	76,80
2010	15,00	23,40	38,40	53,20	95,40
2011	54,40	94,60	103,00	103,00	103,20
2012	27,20	28,60	29,00	34,20	45,80

NUMERO OSSERVAZIONI

60 min	180 min	360 min	720 min	1.440 min
0				0
5	3	4	5	7
6	5	3	2	3
3	5	5	6	8
2	2	1	1	1
7	4	3	2	2
4	3	2	1	1
3	2	3	2	2
7	8	8	8	8
7	8	8	8	8
6	7	7	8	8
4	4	3	4	2
1	2	2	2	1
5	3	4	6	6
3	4	4	5	7
8	7	7	7	7
2	4	6	4	2
1	2	1	1	3
7	4	3	3	3
2	2	2	2	2
8	8	8	7	6
4	6	7	6	6
3	2	1	2	1
6	3	3	5	6
1	2	2	3	4
4	3	2	1	1
7	6	6	4	3
3	3	4	5	4
5	3	2	1	1
2	2	3	3	2
6	8	8	8	7
7	7	6	4	3
8	8	8	8	8
5	3	3	2	1
1	1	2	4	3
4	7	7	8	7
2	4	6	7	7
3	3	4	4	4
6	5	3	5	7
1	2	3	3	2
3	2	3	3	3
4	6	8	7	7
2	3	4	5	8
8	8	8	8	8
6	4	2	2	2

		60 min	180 min	360 min	720 min	1.440 min
///	m(h)	25,03	34,76	42,67	51,65	62,95
///	s(h)	10,70	16,72	18,75	20,61	23,88
///	a(h)	0,1199	0,0767	0,0684	0,0623	0,0537
///	u(h)	20,21	27,24	34,23	42,37	52,20
	Tr = 5 anni	32,73	46,79	56,16	66,47	80,12
	Tr = 10 anni	38,99	56,57	67,12	78,52	94,09
	Tr = 15 anni	42,52	62,09	73,31	85,32	101,97
	Tr = 20 anni	44,99	65,95	77,65	90,08	107,49
	Tr = 25 anni	46,90	68,93	80,98	93,75	111,74
	Tr = 50 anni	52,77	78,10	91,27	105,05	124,83
	Tr = 200 anni	64,40	96,26	111,64	127,43	150,78

m(h) = media dei valori rispetto alla durata dell'evento
s(h) = scarto quadratico medio
a(h) = variabile della distribuzione di Gumbel
u(h) = variabile della distribuzione di Gumbel

N = Numero di eventi
K = Numero di calssi di appartenenza
Ni = Frequenza dei valori empirici
f = Numero di gradi di libertà

N = 44 K = 8 Npi = 5,5 f = 7

Classi	P(i)	P(hi+1)	U(i+1)	60 min h(i+1)	180 min h(i+1)	360 min h(i+1)	720 min h(i+1)	1.440 min h(i+1)
1	0,1250	0,13	-0,732	14,10	17,70	23,53	30,62	38,57
2	0,1250	0,25	-0,327	17,49	22,98	29,46	37,13	46,12
3	0,1250	0,38	0,019	20,37	27,49	34,51	42,69	52,56
4	0,1250	0,50	0,367	23,27	32,02	39,59	48,26	59,02
5	0,1250	0,63	0,755	26,51	37,08	45,27	54,50	66,26
6	0,1250	0,75	1,246	30,61	43,48	52,44	62,39	75,39
7	0,1250	0,88	2,013	37,01	53,48	63,66	74,71	89,68
8	0,1250	1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞

FREQUENZE

Classi	60 min	180 min	360 min	720 min	1.440 min
1	5	1	3	5	7
2	6	10	8	8	8
3	7	10	11	5	7
4	6	7	6	6	3
5	4	3	1	6	0
6	6	3	4	3	4
7	6	4	4	4	8
8	4	6	7	7	7
X^2	1,45	14,18	12,73	3,27	10,55
X°^2	**14,07**				

6.5 PROGETTO E VERIFICA DEL BACINO DI LAMINAZIONE E DISPERSIONE

Precipitazioni di notevole intensità e breve durata			*Precipitazioni orarie di durata 1÷24 ore*		
	a_1=	72,180		a_2=	67,860
	n_1=	0,551		n_2=	0,260
	T_i=	0,809			
Superficie afferente A (ha)=		2,57			
Coeff. di afflusso φ=		0,85			
volume piccoli invasi (mc/ha)=		5			
volume invasato a monte (mc)=		0,00	perm. terreno (m/sec)		1,00E-05
Portata sollevata (mc/s)=		**0,080**	sup drenante (mq)		1.130
n. pozzi disperdenti (cad)=		20			
Portata dispersa per pozzo (l/sec)=		10,00			
Portata dispersa pozzi (l/sec)=		**200,00**	altezza accumulo (m)		1,00
Portata dispersa bacino (l/sec)=		**11,30**	volume accumulo (mc)		1.130
Portata dispersa (l/sec)=		211,30			
Volume di laminazione (mc) =		**996,87**	volume utile accumulo (mc)		**1.130,00**
stante di massimo riempimento (min)=		45			
Tempo di svuotamento (min)=		270			
(ore)		4,50			
(giorni)		0,19			
Istante minuti	**Altezza di pioggia (mm)**	**Volume di afflusso per runoff (mc)**	**Volume di afflusso sollevato (mc)**	**Volume deflusso (mc)**	**Volume invasato (mc)**
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	33,63	721,72	72,00	190,17	603,55
30	49,27	1063,37	144,00	380,34	827,03
45	61,60	1332,79	216,00	570,51	978,28
60	67,86	1469,55	288,00	760,68	996,87
75	71,91	1558,10	360,00	950,85	967,25
90	75,40	1634,36	432,00	1141,02	925,34
105	78,49	1701,72	504,00	1331,19	874,53
120	81,26	1762,29	576,00	1521,36	816,93
135	83,79	1817,50	648,00	1711,53	753,97
150	86,11	1868,33	720,00	1901,70	686,63
165	88,28	1915,53	792,00	2091,87	615,66
180	90,30	1959,65	864,00	2282,04	541,61
195	92,19	2001,13	936,00	2472,21	464,92
210	93,99	2040,31	1008,00	2662,38	385,93
225	95,69	2077,48	1080,00	2852,55	304,93
240	97,31	2112,85	1152,00	3042,72	222,13
255	98,85	2146,62	1224,00	3232,89	137,73
270	100,33	2178,95	1296,00	3423,06	51,89