



Tipo Documento: RELAZIONE TECNICA

Codice documento: SFP-RTC-800002-CCGT

Rev. n. 0

Pagina 1 di 27

**CENTRALE DI SAN FILIPPO DEL MELA  
NUOVO IMPIANTO CCGT-ITER AUTORIZZATIVO  
NUOVA RELAZIONE RETI IDRICHE**

**APPLICA**

A2A/DGE/BGT/GEN/ING

**LISTA DI DISTRIBUZIONE**

A2A/DGE/BGT/GEN/ING  
AEF/AMD/ISF



**LOGO E CODIFICA DEL FORNITORE**



**comm. 3409**

| EMISSIONE |            |             |            |           |              |
|-----------|------------|-------------|------------|-----------|--------------|
|           |            |             |            |           |              |
|           |            |             |            |           |              |
|           |            |             |            |           |              |
|           |            |             |            |           |              |
| 00        | 30/06/2021 | EMISSIONE   | S. Vandoni | C.De Masi | L. Fresia    |
| REV       | DATA       | DESCRIZIONE | REDAZIONE  | VERIFICA  | APPROVAZIONE |

- Il documento approvato e firmato in originale è depositato presso l'archivio tecnico della S.O. -

Questo documento è proprietà del Gruppo A2A: non può essere utilizzato, trasmesso a terzi o riprodotto senza autorizzazione della stessa. Il Gruppo A2A tutela i propri diritti a norma di legge

**INDICE**

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUZIONE .....</b>  | <b>3</b>  |
| <b>2</b> | <b>INQUADRAMENTO GENERALE.....</b>   | <b>4</b>  |
| <b>3</b> | <b>TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI CENTRALE .....</b>   | <b>7</b>  |
| 3.1      | ATTIVITÀ PROPEDEUTICHE .....   | 10        |
| <b>4</b> | <b>IDROLOGIA .....</b>   | <b>11</b> |
| 4.1      | GENERALITÀ .....   | 11        |
| 4.2      | DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITÀ CLIMATICA.....   | 11        |
| 4.2.1    | <i>Analisi con le distribuzioni probabilistiche Log-normale, Gamma e Gumbel .....</i>                      | <i>11</i> |
| 4.2.2    | <i>Modello di trasformazione afflussi-deflussi e di verifica idraulica .....</i>                           | <i>14</i> |
| 4.2.3    | <i>Calcolo dell'altezza ed intensità di pioggia di riferimento. ....</i>                                   | <i>16</i> |
| <b>5</b> | <b>STATO DI FATTO DELLE RETE DI DRENAGGIO .....</b>  | <b>17</b> |
| <b>6</b> | <b>VERIFICHE IDROLOGICHE ED INTERVENTI IN PROGETTO.....</b>  | <b>18</b> |
| 6.1      | SCENARIO 1 - STIMA DELLE PORTATE NELLA RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE NELLO STATO ATTUALE..... | 18        |
| 6.2      | SCENARIO 2 - STIMA DELLE PORTATE METEORICHE GENERATE NELLO STATO DI PROGETTO .....                         | 22        |
| 6.3      | VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE IN PROGETTO.....   | 23        |
| <b>7</b> | <b>CONCLUSIONI .....</b>   | <b>25</b> |

## **1 INTRODUZIONE**

La presente relazione sulle reti idriche costituisce un aggiornamento e ed un approfondimento del documento *SFP-RTC-100004-CCGT-00-00\_Relazione Idraulica* del novembre 2019 e descrive le modalità di studio ed i risultati delle verifiche idrologiche svolte sulla rete di drenaggio esistente, individuando e dimensionando gli interventi in progetto previsti sulla stessa nell'ambito della realizzazione del nuovo impianto ciclo combinato.

La presente relazione ha altresì lo scopo di fornire elementi per dare risposta alle richieste di chiarimenti ed integrazioni formulate dal Ministero della Transizione Ecologica con MATTM\_REGISTRO\_UFFICIALE\_I\_0035405\_07-04-2021, nell'ambito della procedura di VIA.

Si allega inoltre alla presente relazione l'elaborato grafico "*SFP-CTC-800003-00-00\_CCGT - Nuova tavola delle reti*", che riporta la rete di drenaggio in progetto per il ciclo combinato, aggiornata alla presente revisione

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

L'analisi condotta attraverso gli strumenti cartografici consultabili grazie al webgis della regione Sicilia ha evidenziato che, dal punto di vista idrografico, non è presente una rete idrografica superficiale entro il perimetro della Centrale, come appresentato dalla Figura 1 in cui si riporta uno stralcio di ortofoto con l'individuazione dei corsi d'acqua più prossimi all'area della Centrale: il torrente Corriolo e il rio Cucugliata. Nello stralcio è riportato sia il perimetro della centrale sia l'area dell'impianto in progetto.



### LEGENDA

 CTE A2A Energiefuture

 Punti di scarico finale

#### Interventi in progetto

 Impianto OCGT/CCGT

 Reticolo idrografico

 Nuove pompe AC

 Linea gas - tratto interrato

 Linea gas - tratto fuori terra su rack esistente

 Stazione gas naturale e Area SNAM

**Figura 1**

Anche il Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) redatto dall'A.R.T.A. (Servizio 4 "Assetto del Territorio e Difesa del suolo") nel 2006 evidenzia l'assenza di corsi d'acqua nel territorio della Centrale ed esclude inoltre per tale area qualunque fenomenologia di pericolosità e di rischio idraulico.





**Figura 2**

Si può stabilire così che l'area dell'intervento in progetto, ed in particolare la relativa rete di smaltimento delle acque, risulta distante e assolutamente non interferente con i corsi d'acqua naturali sopracitati, non ci sono punti di immissione delle acque di precipitazione meteorica provenienti dall'area di Centrale che potrebbero alterare lo stato dei corsi d'acqua.

Per meglio comprendere quanto appena descritto ed approfondire gli aspetti legati alle acque meteoriche, si riportano nel paragrafo seguente le modalità di gestione dei reflui.

### 3 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI CENTRALE

La gestione delle acque che, a vario titolo e per vari scopi, defluiscono entro il perimetro della Centrale di San Filippo del Mela è subordinata a quanto autorizzato dall'Autorizzazione Integrata Ambientale di cui al Decreto Ministeriale n.183 del 19/05/2021.

Sulla base delle modalità di gestione dei flussi idrici riportate nell'AIA, degli schemi planimetrici disponibili e di quanto emerso in seguito all'esecuzione del rilievo speditivo e del sopralluogo in sito, è stato possibile definire e caratterizzare preliminarmente, nei suoi aspetti fondamentali, la rete di drenaggio esistente. Se ne evidenziano di seguito alcuni aspetti.

L'attuale schema funzionale prevede che tutte le acque di precipitazione meteorica ricadenti all'interno del perimetro della Centrale vengano raccolte dalla rete di drenaggio esistente e convogliate verso una delle 4 vasche esistenti sul lato Nord della stessa (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) dalle quali vengono sollevate mediante pompaggio e inviate alla sezione dell'Impianto Trattamento Acque Reflue (ITAR) denominata ITAO (Impianto di Trattamento della Acque Oleose – sezione oleosa dell'ITAR) per la depurazione.

La sezione ha un serbatoio (BL801) per lo stoccaggio delle acque oleose da sottoporre a trattamento realizzato mediante filtrazione con pacchi lamellari, filtri a sabbia e filtri a carboni attivi.

In caso di apporti superiori al normale, al raggiungimento della massima capacità di stoccaggio del serbatoio BL801, l'eccesso è trasferito alla cosiddetta vasca Polifemo per essere rinviate all'ITAO non appena si verificano le condizioni per poterle trattare.

A fine trattamento tutte queste acque vengono recuperate per essere utilizzate nei prelavatori del DeSOX e per il trattamento nell'impianto IREO (Impianto di Riciclo degli Effluenti Oleosi) che consente di produrre acqua permeata da riutilizzare nei processi di Centrale.

Le modalità di gestione appena descritte evidenziano dunque un orientamento al ricircolo e al riutilizzo dei flussi idrici per diversi scopi produttivi.

L'area oggetto di intervento ricade all'interno del bacino di competenza della vasca 45B in cui sono alloggiare pompe in grado di sollevare fino a 150 m<sup>3</sup>/h.

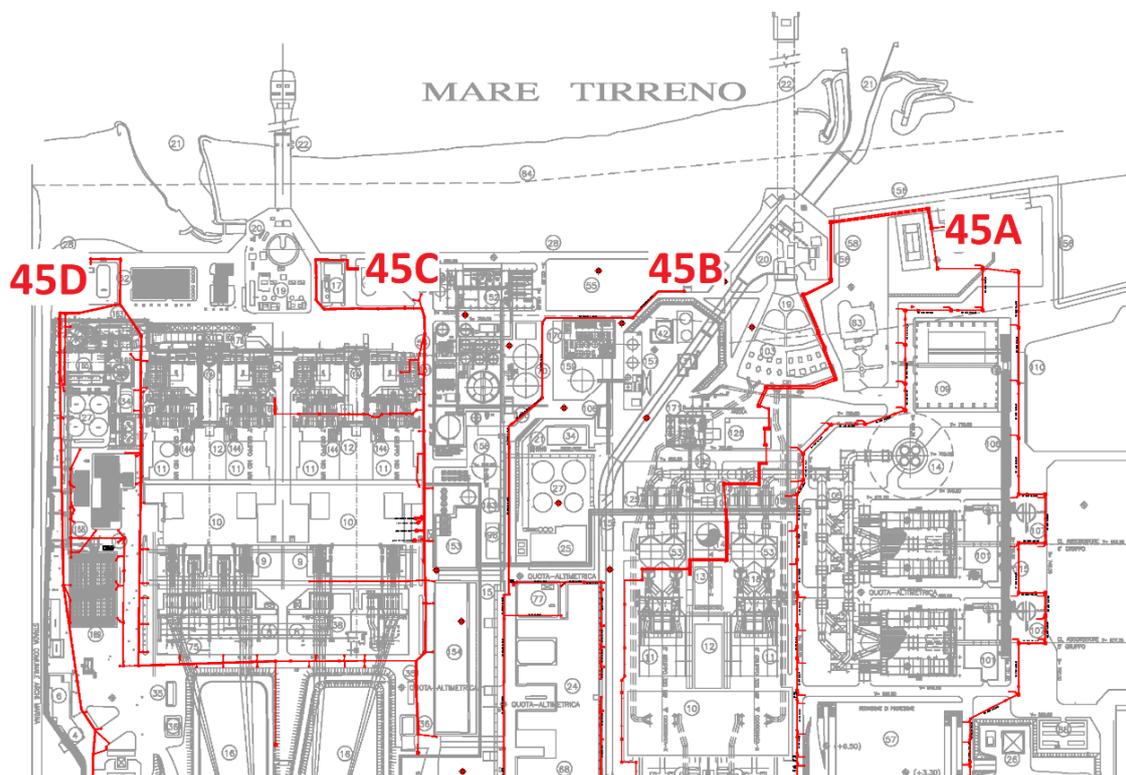


Figura 3

Le modalità di gestione previste contemplano anche situazioni di surplus.

Come riportato nel Parere Istruttorio Conclusivo relativo al riesame complessivo dell'AIA rilasciata alla A2A Energiefuture S.p.A. per la Centrale termoelettrica di San Filippo del Mela (ME) - Procedimento ID 96/9942, *“Nei casi in cui i quantitativi di acque recuperabili siano superiori al fabbisogno degli usi di Centrale e/o in caso di eventi meteorici intensi, la gestione del refluo in uscita dall'ITAO potrebbe essere difficoltosa; in virtù di ciò viene mantenuta la possibilità, in caso di emergenza, di inviare direttamente allo scarico autorizzato I4 l'effluente trattato dall'impianto ITAO, nel pieno rispetto dei limiti previsti dalla Tabella 3, Allegato 5, Parte III del D.Lgs.152/06. [...]”*.

Lo scarico I4 è costituito dallo scarico parziale S4, unico punto di emissione, che raccoglie le acque provenienti dall'impianto di trattamento delle acque chimiche (ITAC), sezione dell'impianto ITAR. Allo scarico I4 è inoltre convogliato il concentrato in uscita dalla sezione osmosi inversa dell'impianto IREO. Lo scarico I4, come gli altri scarichi di Centrale, è sottoposto a monitoraggio, campionamenti ed analisi effettuati presso laboratori certificati e i cui risultati sono riportati nei Report Annuali. Lo scarico I4 è così identificato:

|    |   |      |                       |
|----|---|------|-----------------------|
| I4 | Acque industriali di processo.<br>Scarico parziale denominato S4, costituito da: acque trattate provenienti dall'impianto di trattamento acque chimiche (ITAC), concentrato in uscita dalla sezione di osmosi inversa dell'impianto IREO, acque trattate provenienti dall'impianto di trattamento acque oleose (ITAO) (in caso di emergenza). | Mare | 525.014 E 4.228.713 N |
|----|---|------|-----------------------|

Come prescritto nel già citato Parere Istruttorio Conclusivo (prescrizione n.27):

*Gli eventi di invio allo scarico I4, effettuabile solo in condizioni di emergenza (per superamento della capacità dell'impianto di riutilizzo delle acque o in caso di eventi meteo eccezionali) del refluo dall'impianto ITAO (tratt. acque oleose), devono essere registrati e far parte del Rapporto Annuale.*

Il Gestore deve presentare alla Autorità di controllo, annualmente, il bilancio idrico dello stabilimento, comprendente i quantitativi di acque eventualmente emunte dai pozzi, i flussi di acque inviate a trattamento per riciclo come acque industriali e quelle effettivamente riusate.

Sulla base di quanto riportato, ne discende che il sistema di gestione delle acque meteoriche autorizzato ed attuato nel sito di produzione non prevede alcuna interazione con corpi idrici superficiali più prossimi quali i corsi d'acqua riportati nella Figura 1. L'unico corpo idrico superficiale che, in alcune situazioni comunque previste in AIA, potrebbe ricevere acque pioggia è il mare in corrispondenza dello scarico I4 sottoposto comunque a monitoraggio (Figura 4).

Tabella 12. Monitoraggio dello scarico I4

| Inquinante / Parametro      | Limite / Prescrizione         | Frequenza di monitoraggio | Modalità di campionamento |
|-----------------------------|-------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| portata                     | -                             | continuo                  | -                         |
| temperatura                 | Limite come da autorizzazione | continuo                  | -                         |
| pH                          | Limite come da autorizzazione | continuo                  | -                         |
| BOD5 (come O <sub>2</sub> ) | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| COD (come O <sub>2</sub> )  | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Oli e grassi                | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Solidi sospesi totali       | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Azoto totale                | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Fluoruri (F <sup>-</sup> )  | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Fosforo totale              | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Solfuri                     | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Solfiti                     | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Azoto nitrico               | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Idrocarburi totali          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Cr totale                   | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Fe                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Ni                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Hg                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Cd                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Se                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| As                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Mn                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Sb                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Cu                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Zn                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Pb                          | Limite come da autorizzazione | mensile                   | Registrazione su file     |
| Coliformi totali            | Concentrazione conoscitiva    | mensile                   | Registrazione su file     |

**Figura 4- tabella relativa al monitoraggio allo scarico I4 tratta dal Piano di Monitoraggio e Controllo (PMC) allegato all'AIA**

Oltre al drenaggio delle acque di pioggia sono presenti ulteriori reti di raccolta dedicate ad esempio alla fognatura nera ed alle acque acide. Questi sistemi non sono interferenti con la rete oggetto del presente studio e non verranno pertanto prese in considerazione.

Lo schema idraulico rappresentato in Figura 3 consente di esaminare e studiare il sottobacino in cui ricade il futuro ciclo combinato indipendentemente dagli altri.

La realizzazione del ciclo combinato a gas in progetto non comporta alcuna modifica a riguardo delle modalità di gestione, in quanto, come sarà precisato nei paragrafi seguenti, viene mantenuta sia la parte terminale del collettore esistente, sia lo scarico nella vasca 45B ed anche il successivo sollevamento all'impianto di trattamento; non è pertanto prevista in progetto alcuna vasca di prima o seconda pioggia in quanto le acque di pioggia intercettate saranno convogliate all'impianto ITAR.

### **3.1 ATTIVITÀ PROPEDEUTICHE**

Per lo studio delle portate della rete di drenaggio del ciclo combinato, il personale A2A ha effettuato un rilievo speditivo della fognatura esistente ed insistente sull'area di progetto, che ha consentito di definire preliminarmente la geometria, le dimensioni e le caratteristiche principali delle condotte.

In particolare è stata rilevata:

- *la rete nell'area effettivamente occupata dall'impianto ciclo combinato in progetto;*
- *il collettore 1.00x1.00 m in calcestruzzo esistente fino allo scarico nella vasca 45B, costituente uno dei rami principali dell'intera rete di smaltimento;*
- *i rami di fognatura presenti a monte ed insistenti sul collettore stesso (parcheggio, mensa ed uffici);*

Il rilievo ha permesso di definire la geometria della rete di drenaggio ed individuare l'estensione del bacino afferente; inoltre, ha escluso la presenza di contributi diretti aggiuntivi sulla rete provenienti dalle aree esterne alla centrale (rilevato ferroviario ed aree più a sud).

Nel mese di Maggio 2021, è stato inoltre effettuato dagli scriventi progettisti un sopralluogo in sito per la validazione dello schema funzionale della rete e la valutazione dei diversi parametri da impiegare nelle verifiche riportate nel presente documento.

## 4 IDROLOGIA

### 4.1 GENERALITÀ

Per la valutazione delle portate massime attese, in considerazione della indisponibilità di misure dirette dei deflussi, si è fatto riferimento principalmente a schemi di calcolo basati sulla determinazione indiretta delle portate stesse, in funzione delle precipitazioni. In tal caso, alle portate di piena è stato attribuito lo stesso tempo di ritorno delle precipitazioni da cui traggono origine.

I dati oggetto di analisi sono quelli relativi alle massime precipitazioni in ore consecutive e sono stati elaborati statisticamente per definire l'espressione della curva di possibilità climatica dell'area considerata da cui ricavare le portate di progetto.

La stazione pluviometrica del Servizio Idrografico di Stato più prossima alla zona oggetto di studio è quella di Milazzo installata in prossimità del municipio a circa 4,5 km dall'area oggetto della progettazione.

La serie storica di rilevazioni della stazione scelta è composta da 45 anni non consecutivi che partono dal 1959 arrivando al 2014.

### 4.2 DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITÀ CLIMATICA

Lo studio statistico degli eventi eccezionali consiste nell'estrapolare dalle serie di dati registrati alla stazione pluviometrica la legge di distribuzione di probabilità dei valori massimi che tali grandezze idrologiche assumono.

L'analisi per la ricostruzione delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica (LSPP) è basata su set di dati costituiti dai valori massimi delle altezze di precipitazioni cumulata di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore attinenti alla stazione pluviometrica di Milazzo.

#### 4.2.1 Analisi con le distribuzioni probabilistiche Log-normale, Gamma e Gumbel

La serie "storica" della stazione pluviometrica in esame è stata sottoposta a regolarizzazione con l'obiettivo di determinare delle altezze di precipitazione con tempi di ritorno di 2, 5, 10, 20, 50 e 200 anni.

Alla serie storica delle osservazioni sono state adattate 3 diversi tipi di distribuzioni probabilistiche "standard":

*log-normale (Galton), con parametri  $s, m$ :*

$$f(y)dy = \left(\frac{0.3989}{y \cdot s}\right) \cdot e^{\left(-\frac{(\ln y - m)^2}{2s^2}\right)} dy$$

*Pearson Type III (funzione gamma), con parametri  $s, p, a$ :*

$$f(y)dy = \left(\frac{1}{s \cdot \text{gamma}(p)}\right) \cdot \left(\frac{y - a}{s}\right)^{p-1} \cdot e^{-(y-a/s)} ds$$

*Fisher-Tippet Type I (Gumbel), con parametri  $a, z$ :*

$$f(y)dy = \frac{1}{a} \cdot e^{\left(-\frac{y-z}{a} - e^{-\frac{y-z}{a}}\right)} dy$$

Per determinare la distribuzione di probabilità con il miglior adattamento alle serie di dati di misura è stato condotto il test statistico di adattamento di Smirnov-Kolmogorov, i cui risultati sono riportati in Tabella 1, in termini di indice probabilistico compreso tra 0 e 1 (più l'indice è prossimo a 1, maggiore è la probabilità che la curva soggiaccia alla distribuzione campionaria).

| Serie            | Durate (ore) | Milazzo              |                                |                                |
|------------------|--------------|----------------------|--------------------------------|--------------------------------|
|                  |              | log-normale (Galton) | Pearson Type III (funz. gamma) | Fisher-Tippett Type I (Gumbel) |
| 195<br>9-<br>... | 1            | 0,867                | 0,990                          | 0,627                          |
|                  | 3            | 0,847                | 0,995                          | 0,595                          |

| Serie | Durate (ore) | Milazzo              |                                |                                |
|-------|--------------|----------------------|--------------------------------|--------------------------------|
|       |              | log-normale (Galton) | Pearson Type III (funz. gamma) | Fisher-Tippett Type I (Gumbel) |
|       | 6            | 0,631                | 0,515                          | 0,743                          |
|       | 12           | 0,929                | 0,998                          | 0,794                          |
|       | 24           | 0,942                | 0,990                          | 0,869                          |

Tabella 1 – Tabelle dei risultati del test di Kolmogorov-Smirnov per ogni distribuzione.

Le elaborazioni svolte hanno permesso di individuare la distribuzione probabilistica di Pearson - Type III (funzione gamma) come quella caratterizzata dal migliore adattamento e dalla quale è stato possibile ricavare le curve di possibilità climatica per i tempi di ritorno scelti, espresse nella forma monomia  $h=a \cdot t^n$ , i cui parametri sono indicati nelle Tabella 2.

Questa formulazione permette di valutare l'altezza di pioggia per un evento meteorico di durata  $t$ . I coefficienti  $a$  ed  $n$  variano a seconda del tempo di ritorno TR a cui la curva è riferita.

Con il termine tempo di ritorno TR si intende il numero di anni in cui, mediamente, il massimo valore  $h$  è superato una volta sola.

| Serie storica | parametri  | Milazzo |       |       |       |       |        |
|---------------|------------|---------|-------|-------|-------|-------|--------|
|               |            | TR2     | TR5   | TR10  | TR20  | TR50  | TR200  |
| 1959 - 2014   | $n [-]$    | 0,24    | 0,223 | 0,218 | 0,215 | 0,212 | 0,21   |
|               | $a [mm/h]$ | 29,64   | 47,85 | 61,37 | 74,77 | 92,38 | 118,78 |

Tabella 2 – Tabella dei parametri  $a$  e  $n$  delle curve climatiche per la stazione di Milazzo per diversi tempi di ritorno.

L'evento meteorico di progetto considerato per il dimensionamento della rete di drenaggio è quello associato a un tempo di ritorno TR 20 anni, riferimento tipico per la progettazione di sistemi di collettamento e smaltimento di acque meteoriche.

Per quanto riguarda il dimensionamento della rete in esame, come indicato anche dalla normativa, gli eventi idrologici maggiormente critici risultano quelli caratterizzati da precipitazioni intense di breve durata (inferiore all'ora).

Le curve di possibilità pluviometrica di progetto derivano invece da regressioni statistiche condotte su serie storiche di eventi di durata superiore all'ora (in particolare, massimi annuali di pioggia per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore).

L'utilizzo di tali parametri per durate più brevi può portare ad una errata valutazione delle intensità di pioggia e pertanto delle altezze d'acqua considerate. Per il presente progetto si è fatto quindi riferimento ad una metodologia di stima derivante da osservazioni sperimentali.

In letteratura sono infatti disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

Più in dettaglio, definendo il parametro  $\rho(t) = h(t)/h(1)$ , ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata  $t$  e quella per durata di 1 ora, è stato notato (Bell, 1969; Goswami, 1973) come esso risulti poco dipendente dalla località considerata, fintantoché si considerino durate brevi ( $t < 2$  ore).

Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami<sup>1</sup> (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings<sup>2</sup> (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una *curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo*. Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro  $\rho(t)$  è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di

1 Goswami, A. C. (1973). Short duration rainfall depth-duration-frequency map of India – Decision with inadequate hydrologic data, Proceedings of the second Symposium on Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, pp.48-56.

2 Jennings, A. H. (1950). World's greatest observed point rainfall – Monthly Weather Rev., n.78, pp.4-5.

Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico<sup>3</sup>, 1986 e Calenda et al.<sup>4</sup>, 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al.<sup>5</sup>, 1990).

La figura che segue mette a confronto i valori medi del parametro  $\rho(t)$  ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata.

In particolare, tutte le curve presentano all'incirca lo stesso valore per durate di circa 5 minuti, mentre gli scostamenti sono massimi tra i 15 e i 30 minuti. Tutte le curve assumono ovviamente valore unitario per  $t = 1$  ora.

Sulla base di tali osservazioni sperimentali, è stata sviluppata da Hydrodata<sup>6</sup> una metodologia di stima in grado di fornire i parametri di precipitazione necessari ad una valutazione più accurata delle portate di piena su piccoli bacini, per i quali il tempo di pioggia critica è inferiore all'ora. In particolare, l'andamento di  $\rho(t)$  è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'involuppo dei valori riportati in figura, così da introdurre unicamente possibili errori di sovrastima dell'altezza di pioggia.

In funzione dei parametri  $(a, n)$  della curva di possibilità pluviometrica (CPP) di progetto, espressa nella forma monomia  $h=a \cdot t^n$ , si ottengono le altezze di pioggia  $h(t)$  relative a durate di 60 e 120 minuti. Applicando ad  $h(60)$  i valori assunti per il parametro  $\rho(t)$ , si ricavano quindi i valori di  $h(t)$  per durate inferiori.

Diagrammando su un piano bi-logaritmico  $[\ln(t), \ln(h)]$  i punti ottenuti, per durate comprese tra 5 e 120 minuti, la validità della forma monomia (legge di potenza) come curva di adattamento dei dati presuppone che essi giacciono approssimativamente su una retta.

Effettuando pertanto una regressione lineare (con il metodo dei minimi quadrati) nel campo bi-logaritmico è possibile determinare i parametri della retta interpolante e pertanto ricavare  $(a', n')$ , parametri della curva di possibilità pluviometrica per  $t < 60$  minuti.

I valori di  $h(t)$  stimati mediante  $\rho(t)$ , per  $t < 60$  minuti, dipendono da  $h(60)$ , ovvero unicamente da  $a$  (essendo  $t$  espresso in ore nella formula monomia, per  $t=1$  si ottiene  $h=a$ ). Estendendo la regressione anche all'altezza di pioggia per durate di 2 ore, anche il parametro  $n$  viene preso in conto nella regressione; questo permette di ottenere minori errori qualora la curva  $(a', n')$  sia utilizzata per la stima di portate prossime all'ora.

Per ciascun sito di interesse, in funzione della curva di possibilità pluviometrica (CPP) di progetto, si può ricavare l'altezza di pioggia  $h(1)$  relativa alla durata di 1 ora. Applicando a quest'ultima i valori assunti per il parametro  $\rho(t)$  si ricavano quindi i valori di  $h(t)$  per durate inferiori:

$$h(t) = \rho(t) \cdot h(1).$$

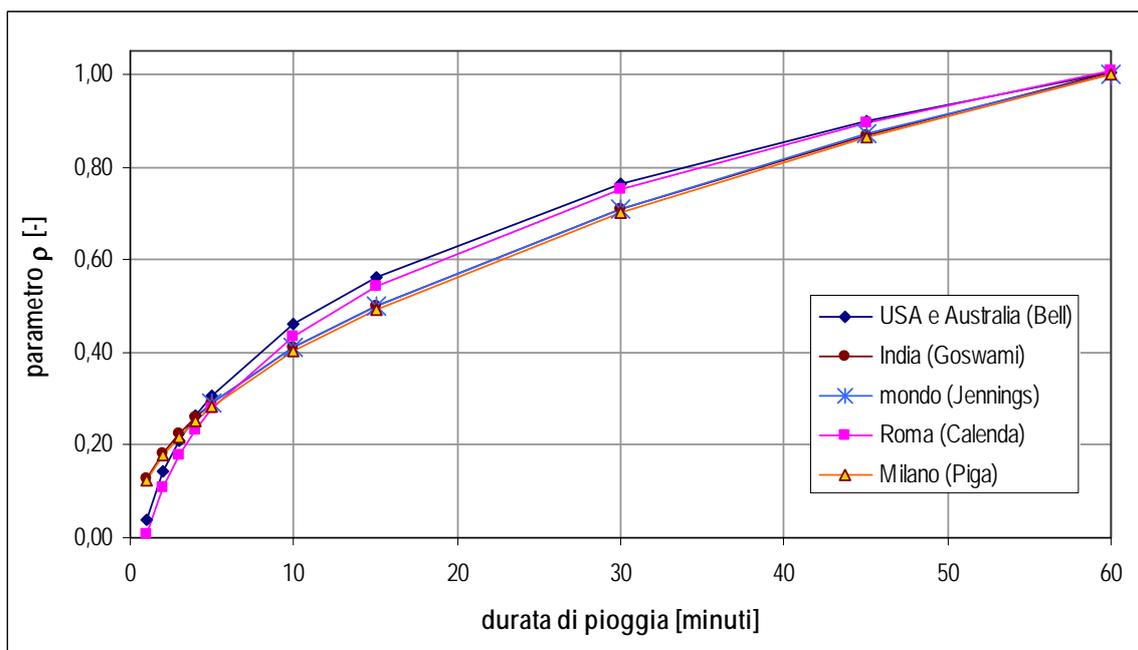
---

3 Domanico, R. (1986). Piogge intense a Roma – Tesi di laurea, Università "La Sapienza", Roma.

4 Calenda, G. et al. (1993). Rainfall assessment with inadequate data – In "Urban storm drainage" (edited by Cao, C. et al.), Water Resources Publication, Hyland Ranch, USA, pp.23-44.

5 Piga, E. et al. (1990). Analisi statistica delle piogge intense di breve e brevissima durata nell'area metropolitana di Milano – Città Studi, Milano.

6 HYDRODATA S.p.A. (2010). Modello sviluppato nell'ambito della progettazione definitiva del Ponte sullo Stretto di Messina [EURO-LINK S.C.p.a. – Collegamenti Calabria; Collegamenti Sicilia – Studi di base – Relazione idrologica generale, 2010-2011] ed applicata in numerosi lavori e studi.



**Figura 5: Andamento del parametro  $\rho(t)$  ottenuto in diversi studi.**

#### 4.2.2 Modello di trasformazione afflussi-deflussi e di verifica idraulica

Il calcolo della portata massima prodotta dalla rete esistente e da quella in progetto (in relazione agli interventi previsti per la realizzazione dell'impianto di "CICLO COMBINATO") al recapito è stato svolto mediante applicazione di un modello concettuale di trasformazione afflussi-deflussi, ovvero il modello della corrivazione. Per l'analisi è stato applicato il software HYDren, sviluppato da Hydrodata S.p.A.

Il modello concettuale di trasformazione afflussi-deflussi della corrivazione, o cinematico, considera come variabile fondamentale del processo di formazione della piena la modalità di scorrimento delle acque di pioggia entro il bacino contribuente, ed in particolare il "tempo di corrivazione" impiegato da una goccia caduta in un determinato punto per raggiungere la sezione di chiusura.

Esso è un modello di tipo lineare, ovvero si basa sull'ipotesi che il sistema idrologico sia lineare ed invariante nel tempo (l'idrogramma che si forma a causa di un dato pluviogramma è solo funzione di caratteristiche del bacino stazionarie ed indipendenti dall'evento in esame o da quelli pregressi): risulta pertanto possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

Sotto questa ipotesi, la portata defluente legata ad un afflusso  $A(t)$  sarà data dall'integrale nel tempo  $t$  di un idrogramma unitario istantaneo (o IUH)  $u(t)$ , generato da un afflusso di altezza unitaria e durata infinitesima, moltiplicato per l'entità della precipitazione, ovvero dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^{t^*} [u(t - \tau) \cdot A(\tau)] \cdot d\tau.$$

Si ipotizza inoltre che l'idrogramma di afflusso sia costante e pari a:

$$A(t) = \varphi \cdot I(t_p) \cdot S,$$

con  $\varphi$  coefficiente di deflusso,  $I(t_p)$  intensità media pioggia di durata  $t_p$ , ed  $S$  superficie contribuente.

Il metodo cinematico definisce un tempo di corrivazione (o di concentrazione)  $t_c$  del bacino, pari al tempo impiegato dalla goccia caduta nel punto idraulicamente "più lontano" per giungere alla sezione di chiusura. Quando il tempo di pioggia  $t_p$  uguaglia  $t_c$ , tutto il bacino contribuisce al deflusso e (nell'ipotesi di afflusso costante) si ha il massimo di portata, il cui valore non aumenta più per  $t_p > t_c$ .

La soluzione dell'integrale di convoluzione porta pertanto a valutare la portata massima defluente come:

$$Q[m^3/s] = \frac{\varphi \cdot I(t_c) \cdot S}{360}, \quad [1]$$

con:

- $\varphi$  [-] coefficiente di deflusso medio del bacino;  
 $I(t_c)$  [mm/h] intensità media della pioggia di durata pari a  $t_c$ ;  
 $S$  [ha] superficie contribuente complessiva.

Per una rete di drenaggio il tempo di corrvazione sarà dato dalla somma  $t_c = t_a + t_r$ , dove:

- $t_a$  è il *tempo di accesso* alla rete (ovvero quello massimo che la goccia d'acqua impiega a percorrere il bacino e raggiungere un punto della rete);
- $t_r$  è il *tempo di rete*, impiegato dalla goccia per percorrere la rete fino alla sezione in esame.

Il tempo di accesso è generalmente di incerta determinazione, dipendendo nella realtà dalle caratteristiche del bacino (pendenza, uso del suolo, sviluppo della rete di drenaggio minore) e dalle condizioni di saturazione del terreno.

Esistono tuttavia in letteratura numerose formule empiriche per la stima di tale parametro, tra le quali in particolare la seguente, sviluppata dal Politecnico di Milano<sup>7</sup> (Mambretti e Paoletti, 1997), utilizza il modello del condotto equivalente, partendo dall'idea che il deflusso superficiale avvenga in realtà in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette, ecc.); poiché si fa riferimento ad una rete secondaria fittizia incognita, è possibile stimare  $l$  in funzione di  $S$ , sulla base di studi statistici sulla struttura topologica delle reti, ottenendo:

$$t_{ai} = \left( \frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0,30}}{S_i^{0,375} \cdot (a \cdot \varphi_i)^{0,25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}, \quad [2]$$

dove il pedice  $i$  indica il sottobacino  $i$ -esimo, mentre (oltre alle grandezze già citate):

- $l$  [m] è la massima lunghezza di deflusso superficiale (nella rete secondaria fittizia);  
 $s$  [m/m] è la pendenza media del bacino;  
 $a$  [mm/h <sup>$n$</sup> ],  $n$  [-] sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica di progetto.

Per quanto riguarda invece il tempo di rete, nell'ipotesi di moto uniforme esso è valutabile semplicemente come rapporto tra la lunghezza del percorso e la velocità media della corrente. Alcune ricerche eseguite presso il Politecnico di Milano (Mignosa et al., 1995; Becciu et al.8, 1997) mostrano tuttavia come il criterio di moto uniforme possa in realtà portare ad apprezzabili sovrastime del tempo di rete, con conseguente sottostima della portata al colmo. Risultati più soddisfacenti si ottengono invece con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot v_i}, \quad [3]$$

in cui il  $t_r$  [s] per il ramo in esame è dato dalla sommatoria (per il ramo stesso e per tutti quelli a monte lungo il percorso più lungo della rete) del rapporto lunghezza  $L$ [m] / velocità  $v$ [m/s] diviso per il fattore 1,5.

Sommando la [2] e la [3] è dunque possibile ottenere il tempo di concentrazione  $t_c$  per la sezione in esame, e quindi, ponendo  $t_p = t_c$ , determinare la relativa intensità di pioggia  $I(t_p)$ ; dall'applicazione della [1] si ricava la portata massima di progetto  $Q$ , sulla base della quale può essere dimensionata la rete.

Si nota come la velocità della corrente nel tratto in esame dipenda dalla portata defluente, per cui è necessario svolgere un'iterazione andando a sostituire nella [3] il valore di  $v$  ottenuto dalla  $Q$  appena determinata, ricalcolando poi la nuova  $Q$  e ripetendo i medesimi passaggi fino a convergenza.

<sup>7</sup> Mambretti, S. e Paoletti, A. (1997). Il metodo del condotto equivalente nella simulazione del deflusso superficiale in ambiente urbano - Atti del seminario "Modelli di dimensionamento per le fognature urbane" di S.Cassiano (BZ), 28-31/03/95. Modificata considerando una formula empirica per la stima di  $l$  (Rasulo, G. e Gisonni, C., 2001).

<sup>8</sup> Becciu, G. et al. (1997). Risk Design of Urban Drainage Networks on the basis of Experimental Data – Excerpta, n.11.

Il software HYDren permette di definire la portata al colmo di progetto e contestualmente verificare (con schema di moto uniforme) l'adeguatezza della sezione idraulica della canalizzazione.

Quali parametri di input del modello si sono considerati:

*una pendenza trasversale delle superfici scolanti;*

*la geometria dei collettori primari definita in precedenza;*

*un coefficiente di scabrezza espresso secondo Gauckler-Strickler;*

*un coefficiente di deflusso per le superfici.*

#### **4.2.3 Calcolo dell'altezza ed intensità di pioggia di riferimento.**

Sulla base dei coeff. di possibilità climatica (a, n) con tempo di ritorno 20 anni calcolati per durate inferiori all'ora ( $a$  [mm/h<sup>n</sup>] = 72,33 ed  $n$  [-] = 0,424) sono state ricavate le altezze ed intensità di pioggia per le diverse durate analizzate.

|                             | Durata evento di pioggia |        |       |
|-----------------------------|--------------------------|--------|-------|
|                             | 15 min                   | 30 min | 1 h   |
| Altezza di pioggia [mm]     | 40,18                    | 53,91  | 72,33 |
| Intensità di pioggia [mm/h] | 160,7                    | 107,8  | 72,33 |

## 5 STATO DI FATTO DELLE RETE DI DRENAGGIO

Come descritto al §3, partendo dalle informazioni e dagli schemi planimetrici forniti da A2A e da quanto emerso in seguito all'esecuzione del rilievo speditivo e del sopralluogo in sito, è stato possibile definire e caratterizzare preliminarmente nei suoi aspetti fondamentali la rete di fognatura e drenaggio esistente. Se ne evidenziano di seguito alcuni aspetti:

*l'attuale schema funzionale prevede che tutte le acque di pioggia ricadenti all'interno del perimetro della Centrale vengano raccolte dalla rete di drenaggio esistente e convogliate verso una delle 4 vasche esistenti sul lato Nord della stessa. La vasca di recapito di riferimento per il progetto è la 45B;*

*dalla vasca le acque sono sollevate mediante pompaggio fino all'impianto di trattamento centrale esistente ed inviate ora "pulite" ad un secondo invaso, per consentirne il riutilizzo all'interno dei processi produttivi della Centrale stessa;*

*l'impianto di pompaggio esistente in corrispondenza della vasca 45B, è in grado ad oggi di sollevare fino a 150 m<sup>3</sup>/h verso l'impianto di trattamento.;*

*oltre al drenaggio delle acque di pioggia sono presenti ulteriori reti di raccolta dedicati ad esempio alla fognatura nera ed alle acque acide. Questi sistemi non sono interferenti con la rete oggetto del presente studio e non verranno pertanto prese in considerazione.*

Analizzando la rete di fognatura si individua facilmente il collettore principale, che partendo dal parcheggio esterno della Centrale con un diametro Dn500 procede in direzione del mare raccogliendo progressivamente i vari contributi; all'interno della Centrale e fino alla vasca 45B, il collettore ha invece sezione scatolare 1.00x1.00 in c.a. con pendenza media pari allo 0.5%.

In corrispondenza dell'area di intervento, il collettore si mantiene sul lato sinistro della viabilità, senza interferire con i lavori, e pertanto se ne prevede il mantenimento.

Il resto della rete presenta tubazioni di geometria variabile (da Dn150 a Dn800) e differente tipologia costruttiva, a causa probabilmente dei successivi rifacimenti ed estensioni della rete. Tale rete minore non è stata analizzata e verificata idraulicamente in quanto se ne prevede la quasi totale demolizione ma si è tenuto conto del relativo contributo computando nei calcoli le portate provenienti dalle rispettive aree servite.

Il bacino complessivo può essere sinteticamente suddiviso in 3 macro aree, procedendo da Sud verso Nord, insistenti sul collettore sopracitato:

1. area parcheggio – mensa – uffici portineria;
2. area esistente sull'impronta del futuro impianto di ciclo combinato a gas;
3. area a valle dell'impianto in progetto fino alla vasca 45B.

In seguito al rilievo effettuato, si è potuto escludere la presenza di scarichi provenienti dall'esterno e drenanti le aree più a monte, che comporterebbero un aggravio delle portate sulla rete della Centrale.

La prima area (il parcheggio in particolare) presenta superficie quasi completamente asfaltata o impermeabile (coperture). Le altre due aree presentano invece più tipologie di superfici (asfalto, coperture, aree verdi, vasche, etc), ma risultano anche esse in buona parte impermeabili.

Tali caratteristiche generali del bacino comportano quindi una risposta immediata ed intensa dell'area.



## 6 VERIFICHE IDROLOGICHE ED INTERVENTI IN PROGETTO

Le verifiche idrauliche hanno analizzato la rete di drenaggio nelle condizioni di:

- **stato attuale** (denominato Scenario 1) caratterizzato dall'assetto esistente della rete di drenaggio e delle aree scolanti;
- **stato di progetto** (denominato Scenario 2) considerando la rete di drenaggio esistente con l'incremento delle aree pavimentate costituite da un tratto di nuova viabilità posta a Sud dell'impianto a Ciclo Combinato in progetto.

Gli scenari sopra descritti sono stati analizzati per durate di pioggia crescenti a parità di tempo di ritorno, al fine di valutare gli effetti in termini di portate e le volumetrie attese per diverse tipologie di evento; inoltre nello stato di progetto si è tenuto anche conto dell'incremento delle superfici impermeabili rispetto allo stato attuale dovuto alla costruzione stessa dell'impianto.

I parametri utilizzati nei calcoli idrologici e idraulici di tutti gli scenari sono i seguenti:

- *coeff. di possibilità climatica (a, n) con tempo di ritorno 20 anni calcolati per durate inferiori all'ora; a [mm/h<sup>n</sup>] = 72,33, n [-] = 0,424;*
- *tempo di pioggia pari a 15 min, al fine di simulare l'evento critico in termini di massime portate generate nella rete;*
- *tempi di pioggia pari a 30 e 60 min, per definire le volumetrie attese per un evento di pioggia e confrontarle con la capacità di invaso della rete;*
- *coefficiente di deflusso delle aree pavimentate ed impermeabili assunto pari a 0,90;*

### 6.1 SCENARIO 1 - STIMA DELLE PORTATE NELLA RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE NELLO STATO ATTUALE

La verifica delle portate nella porzione di rete nella situazione attuale si è concentrata in particolare sul collettore principale sopracitato. Al fine di approfondire le analisi idrologiche, le 3 macro aree descritte al precedente capitolo sono state ulteriormente suddivise in un numero maggiore di bacini.

In particolare, sulla base delle informazioni topografiche relative al recente rilievo speditivo eseguito per la stesura del progetto, si sono individuati (Figura 6):

- 4 bacini scolanti nell'area di parcheggio – mensa – uffici portineria;
- 2 macro-bacini localizzati in corrispondenza della futura area di intervento ed a valle di essa.

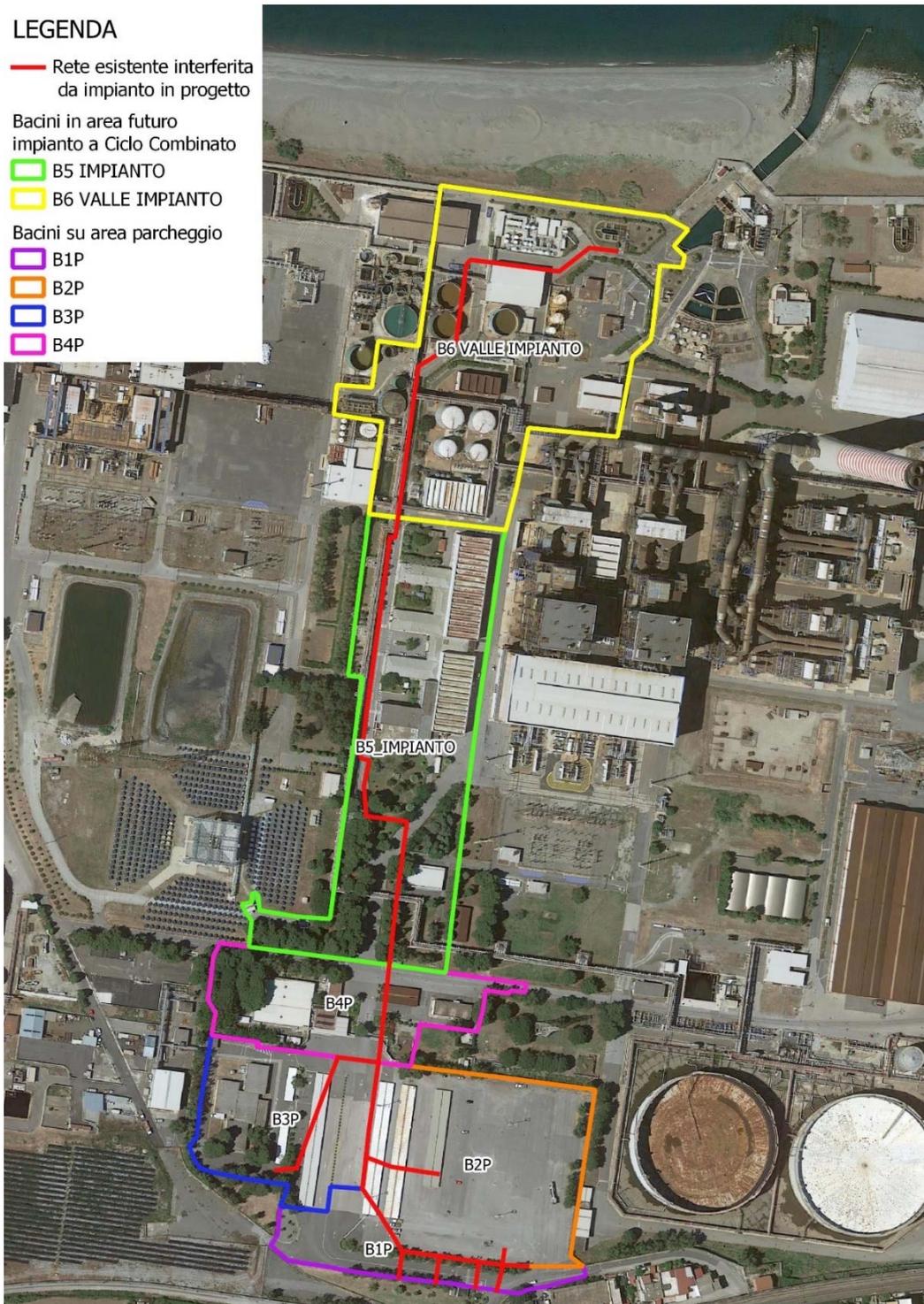
L'area scolante complessiva definita "parcheggio", costituita dai bacini denominati B1P, B2P, B3P e B4P, ha una superficie pari a circa 3,97 ha. I macrobacini individuati all'interno dello stabilimento (denominati B5 impianto e B6 valle impianto) misurano rispettivamente 2,39 e 2,83 ha. Considerando la vasca 45B come sezione di chiusura si ha un bacino complessivo pari a circa 9,20 ha.

Nel seguito si riportano nel dettaglio le caratteristiche geometriche delle aree scolanti e della rete esistente ad essi sottesa.

| rami della rete di drenaggio                      | lunghezza tratto | sezione canaletta o tubazione | dimensione principale | superficie parziale afferente | superficie afferente totale |
|---|------------------|-------------------------------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| descrizione                                       | L [m]            |                               | D [m]                 | S [ha]                        | S <sub>T</sub> [ha]         |
| Collettore parcheggio (bacini B1P, B2P, B3P, B4P) | 63               | quadrata                      | 1.00                  | 3,97                          | 3,97                        |
| Collettore area impianto (B5 impianto)            | 320              | quadrata                      | 1.00                  | 2,39                          | 6,36                        |
| Collettore a valle impianto (B6 valle impianto)   | 280              | quadrata                      | 1.00                  | 2,84                          | 9,20                        |

Tabella 3 – Caratteristiche geometriche e parametri di calcolo assunti delle superfici scolanti e della rete esistente.

Definita l'estensione dei bacini di drenaggio è stato quindi possibile, noti i parametri idrologici, calcolare le portate attese nella configurazione di stato di fatto in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei singoli macro-bacini.



**Figura 6 - Delimitazione delle superfici scolanti nelle aree di parcheggio e dello stabilimento sottese al collettore principale di drenaggio**

I risultati ottenuti, per le diverse durate di pioggia pari a 15, 30 e 60 min, sono esposti nelle tabelle seguenti.

| rami della rete di drenaggio                      | durata pioggia di progetto | portata di progetto   |
|---|----------------------------|-----------------------|
| descrizione                                       | tp [min]                   | Q [m <sup>3</sup> /s] |
| Collettore parcheggio (bacini B1P, B2P, B3P, B4P) | 15,0                       | 1,595                 |
| Collettore area impianto (B5 impianto)            | 15,0                       | 2,554                 |
| Collettore a valle impianto (B6 valle impianto)   | 15,0                       | 3,695                 |

*Tabella 4 – Portate massime nella rete per tempo di ritorno 20 anni e durata pari a 15 minuti.*

| rami della rete di drenaggio                      | durata pioggia di progetto | portata di progetto   |
|---|----------------------------|-----------------------|
| descrizione                                       | tp [min]                   | Q [m <sup>3</sup> /s] |
| Collettore parcheggio (bacini B1P, B2P, B3P, B4P) | 30,0                       | 1,070                 |
| Collettore area impianto (B5 impianto)            | 30,0                       | 1,714                 |
| Collettore a valle impianto (B6 valle impianto)   | 30,0                       | 2,479                 |

*Tabella 5 – Portate massime nella rete per tempo di ritorno 20 anni e durata pari a 30 minuti.*

| rami della rete di drenaggio                      | durata pioggia di progetto | portata di progetto   |
|---|----------------------------|-----------------------|
| descrizione                                       | tp [min]                   | Q [m <sup>3</sup> /s] |
| Collettore parcheggio (bacini B1P, B2P, B3P, B4P) | 60,0                       | 0,718                 |
| Collettore area impianto (B5 impianto)            | 60,0                       | 1,150                 |
| Collettore a valle impianto (B6 valle impianto)   | 60,0                       | 1,663                 |

*Tabella 6 – Portate massime nella rete per tempo di ritorno 20 anni e durata pari a 60 minuti.*

I risultati delle stime con durata della pioggia di 15 minuti (Tabella n.4) rappresentano i valori di portata massima attesa lungo i diversi tratti del collettore esistente; in particolare si osserva una portata massima in corrispondenza della vasca 45B di circa 3.70 m<sup>3</sup>/s.

Analoghe valutazioni sono state ottenute con le durate di pioggia maggiori (Tabella 5 e 6); riducendo l'intensità di pioggia calcolata, le portate diminuiscono.

Definite le portate massime per le diverse durate di pioggia è stata infine calcolata la volumetria di evento per i diversi tempi di pioggia presi in considerazione, calcolata in modo semplificato linearizzando l'andamento delle portate nel tempo. Ogni idrogramma raggiunge il picco della portata dopo 15 minuti dall'inizio della pioggia (tempo di corrivazione del bacino), mantenendo tale valore fino al termine ipotizzato di pioggia.

Si riportano di seguito gli idrogrammi di piena semplificati calcolati con sezione di chiusura alla vasca 45B.

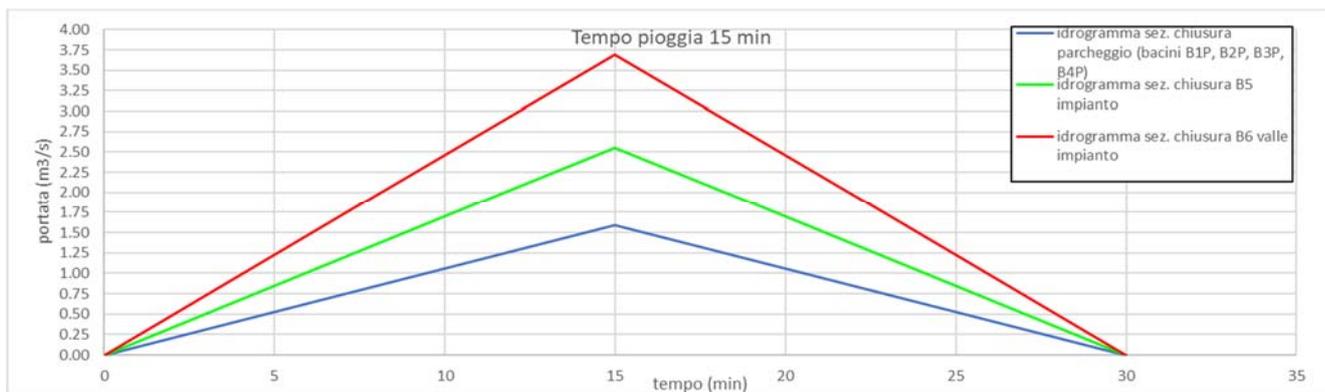


Tabella 6 – Idrogrammi per tempo di ritorno 20 anni e durata pari a 15 minuti nello stato attuale.

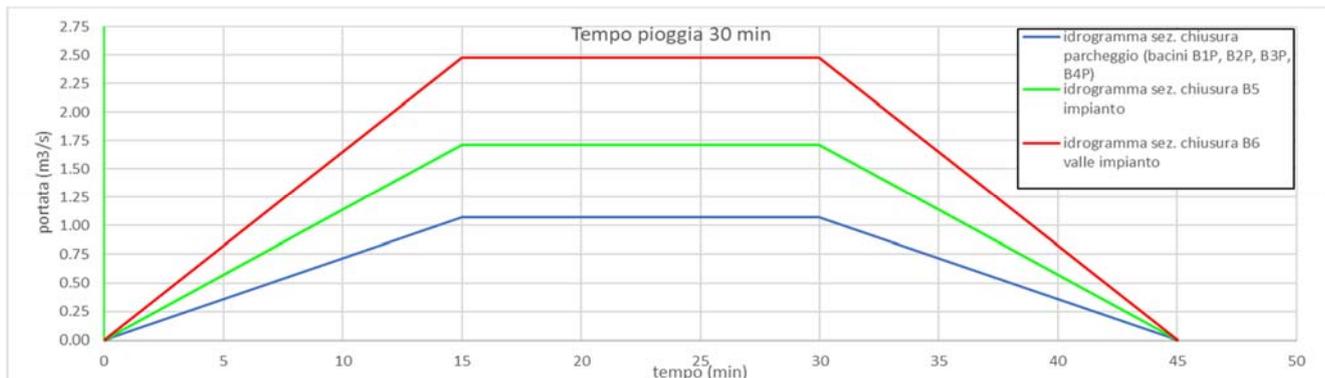


Tabella 7 – Idrogrammi per tempo di ritorno 20 anni e durata pari a 30 minuti nello stato attuale.

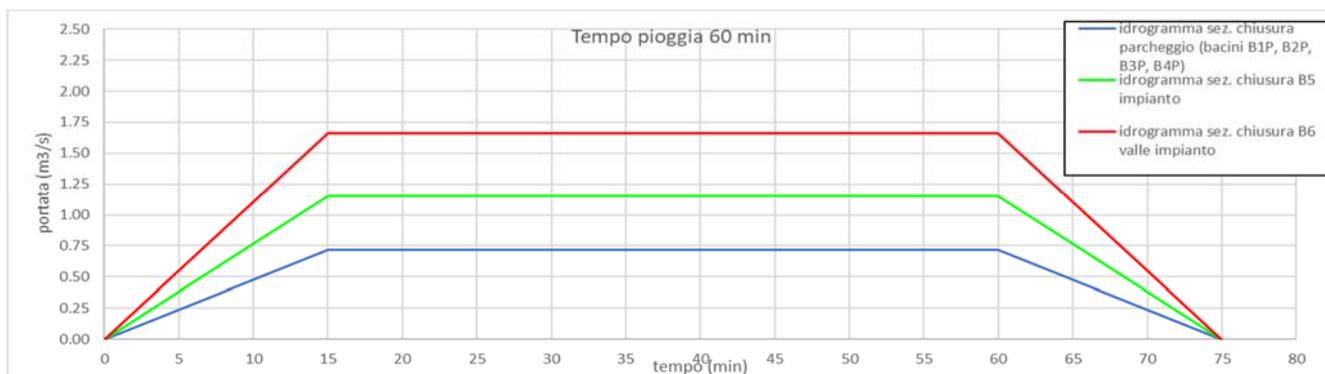


Tabella 9 – Idrogrammi per tempo di ritorno 20 anni e durata pari a 60 minuti nello stato attuale.

Nella seguente tabella si riassumono le volumetrie calcolate nelle sezioni di chiusura delle 3 macro aree, per le diverse durate di pioggia di 15, 30 e 60 minuti.

|   | Volumetria evento V [m <sup>3</sup> ] |                  |               |
|---|---------------------------------------|------------------|---------------|
|   | d pioggia 15 min                      | d pioggia 30 min | d pioggia 1 h |
| Collettore parcheggio (bacini B1P, B2P, B3P, B4P) | 1435                                  | 1925             | 2584          |
| Collettore area impianto (B5 impianto)            | 2300                                  | 3084             | 4138          |
| Collettore a valle impianto (B6 valle impianto)   | 3325                                  | 4461             | 5985          |

Tabella 10 – Volumi di pioggia per un evento con TR20 anni e durata pari a 60 minuti.

## 6.2 SCENARIO 2 - STIMA DELLE PORTATE METEORICHE GENERATE NELLO STATO DI PROGETTO

Lo scenario di progetto analizza gli effetti sulla rete di drenaggio dovuti alla realizzazione del nuovo impianto a ciclo combinato, considerando sia i nuovi edifici, sia le nuove estensioni e tipologie di pavimentazioni previste in progetto.

Poiché l'impianto sorge in un'area attualmente già in buona parte impermeabile (presenza di coperture edifici e pavimentazione asfaltata), si osserva un ridotto aumento della superficie effettiva del bacino, dovuto quasi unicamente alla realizzazione di una nuova viabilità di servizio; complessivamente infatti si ottiene un incremento rispetto allo stato attuale di soli 0,0835 ha (835 m<sup>2</sup>).

I calcoli idraulici eseguiti nel presente Scenario hanno schematizzato la rete di drenaggio con geometria di stato attuale, analizzando l'incremento di portata addotta alla sezione di recapito finale, in modo da valutare l'opportunità di interventi di laminazione atti a garantire l'invarianza idraulica.

| rami della rete di drenaggio                      | Scenario 1<br>Stato di fatto | Scenario 2<br>Progetto impianto |
|---|------------------------------|---------------------------------|
| descrizione                                       | S <sub>r</sub> [ha]          | S <sub>r</sub> [ha]             |
| Collettore parcheggio (bacini B1P, B2P, B3P, B4P) | 3,97                         | 3,97                            |
| Collettore area impianto (B5 impianto)            | 6,36                         | 6,44                            |
| Collettore a valle impianto (B6 valle impianto)   | 9,20                         | 9,28                            |

Tabella 11 – Confronto superfici totali della rete nello stato di fatto e progetto.

Le nuove superfici generano un incremento di portata quasi trascurabile rispetto allo stato attuale. Considerando sempre un evento con tempo di ritorno ventennale, infatti:

- per una durata di pioggia pari a 15 min, si assiste nella sezione di chiusura B6 (in corrispondenza della vasca 45B esistente) ad un incremento di portata al colmo di 40 l/s;
- per una durata pari a 30 min, nella stessa sezione di chiusura l'incremento è di circa 30 l/s;
- infine, per una durata pari a 1 h, nella stessa sezione di chiusura l'incremento è di circa 20 l/s;

Considerando quindi i nuovi valori di portata massima, si riportano di seguito le volumetrie attese di evento per le diverse durate di pioggia, calcolate sempre linearizzando l'andamento delle portate nel tempo.

|   | Volumetria evento V [m <sup>3</sup> ] |                  |               |
|---|---------------------------------------|------------------|---------------|
|   | d pioggia 15 min                      | d pioggia 30 min | d pioggia 1 h |
| Collettore parcheggio (bacini B1P, B2P, B3P, B4P) | 1435                                  | 1925             | 2584          |
| Collettore area impianto (B5 impianto)            | 2329                                  | 3125             | 4193          |
| Collettore a valle impianto (B6 valle impianto)   | 3355                                  | 4502             | 6040          |

Tabella 12 – Volumi di pioggia per un evento con TR20 anni e durata pari a 60 minuti, stato di progetto.

L'incremento del volume idrico afferente alla vasca 45B rispetto allo stato di fatto, per un evento di durata 1 h è quindi pari a 54,3 m<sup>3</sup> rispetto a complessivi 6040,0 m<sup>3</sup>.

Visti i volumi aggiuntivi in gioco non si prevedono in questa fase progettuale interventi atti a laminare le portate. Eventuali capacità di accumulo, comunque di volume contenuto, potranno essere oggetto della progettazione esecutiva a seguito di uno studio idrologico-idraulico di maggior dettaglio basato su un approfondito rilievo geometrico e topografico, sia del piano campagna sia della rete ricevente.

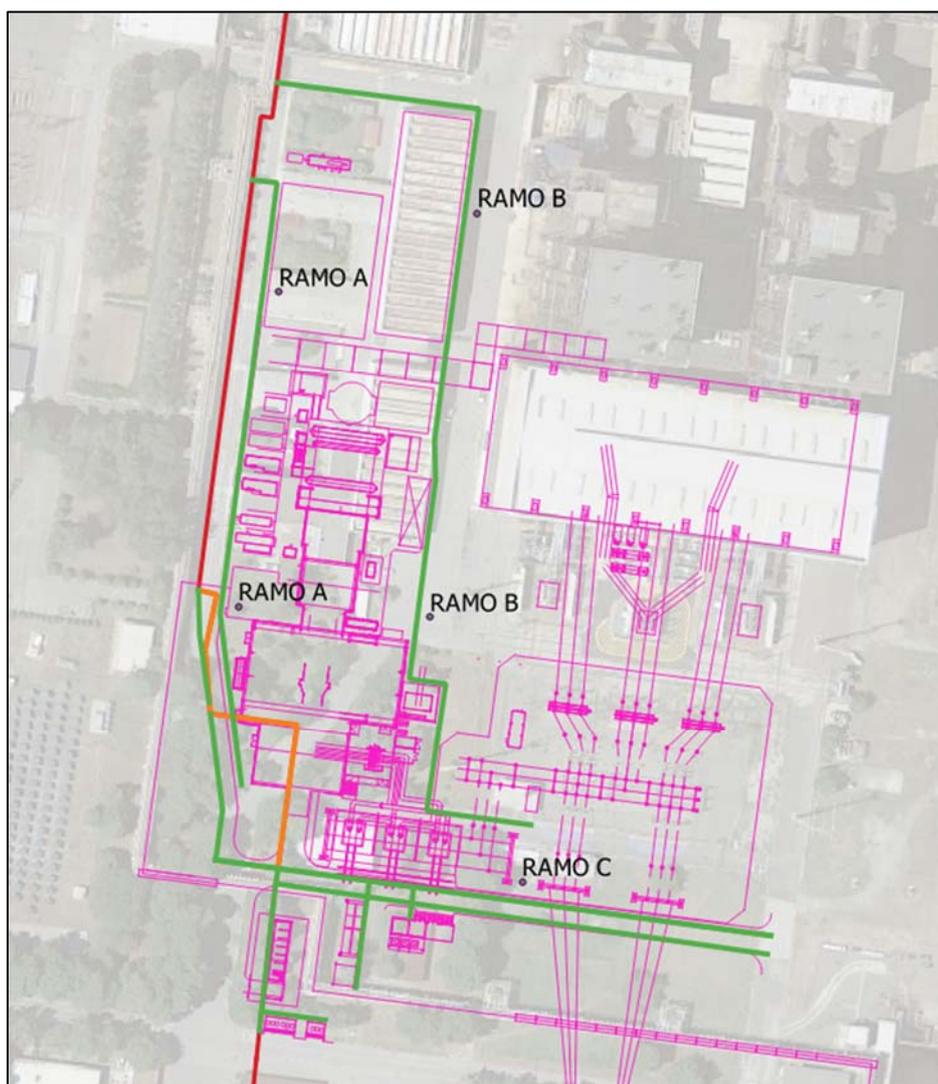
### 6.3 VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE IN PROGETTO

Si riporta di seguito la verifica della rete di drenaggio in progetto per il ciclo combinato, per il quale si prevede l'impiego di tubazioni in Pead di diametro variabile Dn250-600, per i quali si è ipotizzato un coefficiente di scabrezza (secondo la formulazione di Gauckler-Strickler) pari a  $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Si evidenzia che, nel tratto in cui si prevede la demolizione del collettore principale esistente  $1 \times 1 \text{ m}$  in calcestruzzo, il progetto ne prevede il suo rifacimento su un nuovo tracciato ma mantenendone la geometria e materiale, per dare continuità idraulica al ramo del collettore.

Si riportano le verifiche dei tre rami principali della fognatura, rappresentati nella figura seguente:

- Ramo A: nuovo collettore lato ovest ciclo combinato;
- Ramo B: nuovo collettore lato est ciclo combinato;
- Ramo C: nuovo doppio collettore su viabilità in progetto;



**Figura 5**

Di seguito si allegano i calcoli idrologico – idraulici eseguiti, che mostrano l'adeguatezza della rete in progetto rispetto alla portata massima generata dall'evento critico.

| Ramo A | Dimensione | Area drenata        | Portata di progetto | Grado di riempimento | Velocità media |
|--------|------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------|
| Tratto | DN [mm]    | A [m <sup>2</sup> ] | Q [l/s]             | R [%]                | v [m/s]        |
| 1      | 400        | 320                 | 12,9                | 25                   | 0,87           |
| 2      | 400        | 716                 | 28,9                | 35                   | 1,04           |
| 3      | 400        | 1321                | 53,1                | 48                   | 1,22           |

**A2A SpA - Ingegneria**

Centrale di San Filippo del Mela – Nuova Relazione Idraulica – SFP-RTC-800002-00-00-CCGT/00

| Ramo A | Dimensione | Area drenata        | Portata di progetto | Grado di riempimento | Velocità media |
|--------|------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------|
| Tratto | DN [mm]    | A [m <sup>2</sup> ] | Q [l/s]             | R [%]                | v [m/s]        |
| 4      | 600        | 2251                | 90,5                | 34                   | 1,38           |
| 5      | 600        | 3573                | 143,6               | 43                   | 1,56           |
| 6      | 600        | 5547                | 222,9               | 56                   | 1,74           |
| 7      | 600        | 6778                | 272,4               | 64                   | 1,82           |

| Ramo B | Dimensione | Area drenata        | Portata di progetto | Grado di riempimento | Velocità media |
|--------|------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------|
| Tratto | DN [mm]    | A [m <sup>2</sup> ] | Q [l/s]             | R [%]                | v [m/s]        |
| 1      | 400        | 384                 | 15,4                | 28                   | 0,92           |
| 2      | 400        | 848                 | 34,0                | 40                   | 1,12           |
| 3      | 400        | 2094                | 84,1                | 65                   | 1,36           |
| 4      | 400        | 3111                | 125,0               | 40                   | 1,50           |
| 5      | 600        | 3825                | 153,7               | 45                   | 1,59           |
| 6      | 600        | 4874                | 195,8               | 52                   | 1,69           |
| 7      | 600        | 6327                | 254,2               | 61                   | 1,79           |
| 8      | 600        | 7233                | 290,6               | 66                   | 1,84           |
| 9      | 600        | 8349                | 335,4               | 74                   | 1,88           |

| Ramo C<br>VIABILITA' | Dimensione | Area drenata        | Portata di progetto | Grado di riempimento | Velocità media |
|----------------------|------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------|
| Tratto               | DN [mm]    | A [m <sup>2</sup> ] | Q [l/s]             | R [%]                | v [m/s]        |
| 1                    | 400        | 1071                | 43,1                | 43                   | 1,16           |

Le tubazioni risultano quindi idraulicamente verificate.

## **7 CONCLUSIONI**

Lo studio svolto ha consentito di definire il perimetro del bacino afferente alla rete di smaltimento oggetto del presente intervento, che risulta pertanto limitato alle aree interne della Centrale ed al parcheggio esistente. È stata calcolata una superficie complessiva di 9,30 ha ed una portata massima in rete di circa 3,7 m<sup>3</sup>/s. Gli incrementi di portata determinati dalla futura rete a servizio dell'impianto a ciclo combinato sono poco significativi rispetto alle portate al colmo defluenti nel collettore principale.

Non ci sono comunicazioni idrauliche con i più prossimi corsi d'acqua