

VARIANTE

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

Ambito 43 del PRG di Napoli

Polo Urbano Integrato di Via Botteghelle



COMUNE DI NAPOLI

Art. 26 della Legge Urbanistica Regionale "Norme sul Governo del Territorio" n. 16 del 22/12/2004 e smi; art. 7 (Riqualificazione aree urbane degradate) della Legge Regionale n.19 del 28/12/2009 e smi

Committente:

Fingestim s.r.l.

sede legale: Via A. Diaz 102 - 80026 Casoria (NA) - P.IVA 04928120965

Progetto:

Urbanistica e coordinamento

UAP Studio Srl

Via Posillipo 272 | 80122 | Napoli | tel./fax 0815751682 | www.uap.it | uapstudio@uap.it

Infrastrutture e mobilità

In.Co.Se.T. s.r.l.

Via E. Di Marino, 11 | 84013 | Cava de' Tirreni (SA) | tel. 0898420196 | fax 0898420197 | info@incoset.it | www.incoset.it

Paesaggio e agronomia

Progetto Verde coop.r.l

Via Solitaria, 39 | 80132 | Napoli | tel. 081 7642169 | fax. 0812400596 | info@progettoverde.eu

Infrastrutture idrauliche e sottoservizi

Prof. Ing. Rudy Gargano

via A.Falcone, 260/B1 | 80127 | Napoli | tel. 081 578 5790 | gargano@unicas.it

Geologia

Dott. Roberto Landolfi

Via Marc'Antonio, 23 | 80125 | Napoli | tel/fax 0815935235 | geolan@libero.it

Indagini strutturali e sulla consistenza del patrimonio architettonico

Studio associato di ingegneria Russo&Verde

via S.D'acquisto, 5 | 81031 | Aversa (Ce) | tel.0815039283 | studioruvs@gmail.com

Fattibilità economica e costi

Ing. Lucia Rossi

via Popilia, 21 | 84025 | Eboli (Sa) | tel. 08280620133 | ing.luciarossi@libero.it

Aspetti giuridico amministrativi

Avv. Marcello Fortunato

via Santi Martiri Salernitani, 31 | 84123 | Salerno | tel. 089250770 | fax0892574070 | marcello.fortunato@studiolegalefortunato.it

PROGETTO PRELIMINARE OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA

I Progettisti

In.Co.Se.T. s.r.l. - ing. Claudio Troisi

Via E. Di Marino, 11 | 84013 | Cava de' Tirreni (SA) | tel. 0898420196
fax 0898420197 | info@incoset.it | www.incoset.it

Prof. Ing. Rudy Gargano

via A.Falcone, 260/B1 | 80127 | Napoli | tel. 081 578 5790 | gargano@unicas.it



**RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA:
OPERE IDRAULICHE E RETI DI SERVIZIO**

IMP

R02

RIF. SETTORE

NUM. ELABORATO

SCALA: -

FORMATO: A4

COD. FILE: R02

DATA: luglio 2014

AGGIORN.: Aprile 2016

Indice

| | |
|--|-------|
| 1. Premessa | pag.2 |
| 2. Relazione Idrologica - Stime degli apporti pluviali | " 5 |
| 2.1. Fattore di crescita, K_T | " 6 |
| 2.2. Curva dei valori medi delle massime altezze di pioggia, μ_t | " 7 |
| 2.3. Curve di Probabilità Pluviometrica | " 8 |
| 2.4. Trasformazione afflussi-deflussi | " 8 |
| 3. Relazione Idraulica - Sistemi di: adduzione, distribuzione, drenaggio e invasi | " 10 |
| 3.1 Stima dei fabbisogni idrici | " 10 |
| 3.2 Sistema idrico di adduzione e distribuzione | " 12 |
| <u>3.2.1 Sistema idropotabile</u> | " 12 |
| <u>3.2.2 Sistema idrico di servizio</u> | " 16 |
| <u>3.2.3 Impianto booster</u> | " 19 |
| 3.3 Sistema di drenaggio | " 19 |
| <u>3.3.1 Fognatura bianca</u> | " 20 |
| <u>3.3.2 Fognatura nera</u> | " 23 |
| 3.4 Sistema di invasi | " 25 |
| <u>3.4.1 Vasche di prima pioggia</u> | " 25 |
| <u>3.4.2 Vasca volano</u> | " 26 |
| 4. Relazione elettrica - Rete di Energia Elettrica | " 30 |
| 4.1 Stima dei fabbisogni elettrici | " 31 |
| 5. Rete di telecomunicazioni | " 34 |
| 5.1 Calcoli Preliminari Rete di Telecomunicazioni | " 34 |
| 6. Rete gas | " 35 |
| Allegato 1 Verifiche idrauliche della rete di drenaggio acque bianche e nere | |
| Allegato 2 Analisi acque di falda | |

1. Premessa

Nella presente relazione sono riassunte le valutazioni che hanno condotto alle scelte progettuali in merito alle opere idrauliche e alle reti di servizio, di cui necessitano le *Utilities* per garantire adeguati standard di servizio per i futuri insediamenti dell'area ex Magazzini approvvigionamento ferroviari in via Botteghele -ambito 43.1 della Variante Generale al PRG di Napoli.

Più precisamente, scopo della relazione è quello di sintetizzare: le finalità perseguite dalla progettazione; le modalità di analisi adottate; le stime effettuate; il predimensionamento dei diversi sistemi.

Grande attenzione nello studio delle infrastrutture per l'urbanizzazione è stata riposta nelle opere idrauliche. Ciò è dipeso dalle peculiarità dell'area in esame (estremamente pianeggiante per buona parte con falda prossima al piano campagna), e dall'esigenza di prevedere un articolato sistema idrico dalla duplice finalità:

- uso razionale e sostenibile delle risorse idriche;
- protezione idraulica dell'area in oggetto.

Pertanto, tale sistema idrico è stato definito nell'ambito della proposta di variante al PUA: "Sistema per il riutilizzo delle risorse idriche e per la protezione idraulica del bacino urbano" (più sinteticamente indicato anche come Sistema idrico per il riutilizzo/protezione).

In effetti, il Sistema idrico, il cui schema è riportato nella Tav.109, consente, inoltre, di riqualificare le naturalità del sito mediante la realizzazione di un laghetto, dove si riprodurrà l'habitat favorevole per gli ecosistemi lacustri tipici della Piana di Napoli e Volla, che popolavano l'area prima ancora dell'antropizzazione operata dall'insediamento delle Ferrovie dello Stato.

Pertanto, i singoli manufatti idraulici fanno parte del più complesso sistema idrico a servizio per l'intera area, dove la rete di drenaggio, oltre ad allontanare rapidamente e in sicurezza le acque meteoriche, conferisce le stesse al laghetto. Quest'ultimo, consente di stoccare i volumi d'acqua pluviali per destinarli a utenze non idropotabili, e di laminare le portate di piena altrimenti non compatibili con il corretto e sicuro esercizio idraulico dei canali di bonifica, cui sono conferite le portate meteoriche.

In vero, le acque meteoriche sono addotte al laghetto da un apposito sistema di drenaggio che si compone di due fognature bianche: una a servizio delle aree residenziali, la seconda a servizio esclusivo delle aree produttive e degli assi viari. Quest'ultimo sistema fognante -maggiormente

esposto al rischio di inquinamento- è dotato di vasche di prima pioggia, per cui gli iniziali volumi pluviali sono pretrattati prima di essere sversati nel laghetto.

Lo scaricatore di piena posto a monte di ciascuna vasca di prima pioggia permette alle acque pluviali drenate di bypassare i pretrattamenti solo quando l'effetto di dilavamento del bacino urbano si è esaurito, per cui i reflui bianchi con il maggior carico inquinante sono intercettati nelle vasche per il pretrattamento, e le acque di seconda pioggia -prive di materiale in sospensione e contraddistinte da concentrazioni di sostanze inquinanti assolutamente tollerabili- sono scaricate nel laghetto.

Nel laghetto sono, quindi, invasati i volumi d'acqua meteorici che, ulteriormente trattati (aerazione meccanica e biologica), sono recuperati per finalità di servizio (alimentazione delle fontane, irrigazione dei giardini pubblici e pulizia delle superfici lastricate pubbliche) e per la sicurezza (fabbisogni antincendio).

A seguito di eventuali interventi manutentivi delle fontane che comportano il svuotamento delle vasche, lo scarico dei volumi idrici invasati dalle stesse fontane avviene per gravità, conferendo le acque nuovamente al laghetto.

Il laghetto è alimentato anche dalle acque della falda superficiale, che consentono un'alimentazione idrica pressoché costante, anche in assenza di apporti meteorici.

L'invaso ha, quindi, l'ulteriore funzione di fissare -abbassandola- la superficie piezometrica della falda, con evidenti vantaggi per i manufatti realizzati nell'area rispetto al rischio danni indotti dalla venuta a giorno delle acque profonde, o dalla risalita delle stesse per capillarità.

Un apposito sistema di prese e scarichi di troppo pieno conferisce estrema versatilità al sistema per il riuso delle risorse idriche, il quale può adattarsi agli scenari di funzionamento più disparati. Infatti, esso permette di regolare il livello idrico nel laghetto smaltendo i volumi d'acqua eccedenti verso il corpo ricettore -costituito da un canale del sistema di bonifica della Piana di Napoli e Volla- quando si ha abbondanza di risorsa rispetto ai fabbisogni (presumibilmente nel periodo autunno-inverno). Di contro, nelle condizioni di magra (che coincidono solitamente con la massima richiesta), il sistema può stoccare le risorse idriche al limite della capacità di vaso.

Maggiori dettagli sulle considerazioni che hanno indotto a prevedere la presenza del laghetto sono riportate nello studio per la variante al PUA, con cui il presente progetto è significativamente interrelato.

L'esigenza di inserire tali infrastrutture in un contesto di articolate e sviluppate reti di servizio cittadine ha imposto di consultare i diversi soggetti gestori.

Ciò ha comportato una serie di incontri e sopralluoghi con i tecnici degli Enti gestori cittadini al fine di vagliare la compatibilità dei sistemi di servizio specificatamente dedicati all'area in esame con le

più ampie reti cittadine. Nella fattispecie, sono stati esaminati: i potenziali punti di connessione tra le reti; la capacità dei sistemi cittadini di supportare gli ulteriori carichi dell'area in esame; le eventuali esigenze delle *Utilities* per collegare l'area ai *networks* cittadini.

Partendo dalle indagini già sviluppate per la stesura del primo PUA inerente l'area in oggetto, le verifiche recentemente condotte con le diverse *Utilities* hanno, ovviamente, portato in conto i nuovi assetti proposti dalla Variante al PUA.

Affinchè le opere di urbanizzazione si possano inserire in modo funzionale e coerente nell'articolato sistema infrastrutturale cittadino, gli Enti gestori delle *Utilities* della città di Napoli sono stati interpellati. Infatti, si sono tenute riunioni con i tecnici dei differenti Enti gestori (Ufficio Fognature di Napoli, Arin SpA, Consorzio di Bonifica delle Paludi di Napoli e Volla, Enel SpA, Terna, Napoltenagas SpA, Snam SpA) cui sono seguite in taluni casi sopralluoghi.

Il confronto con i differenti soggetti gestori è stato sostanzialmente volto al conseguimento di due tipologie di informazioni:

- Individuazione del punto di allaccio alla rete cittadina;
- censimento delle interferenze con le reti preesistenti.

Gli esiti delle indagini in merito al secondo obiettivo sono stati sintetizzati nell'elaborato grafico Tav. EP.27.

Le risultanze degli incontri che si sono tenuti con i diversi soggetti gestori hanno indotto quest'ultimi a trasmettere in alcuni casi note di sintesi, come elencato di seguito:

- nota Ufficio Fognature - Direzione Centrale Ambientale, Tutela del Territorio e del Mare - Comune di Napoli - prot. n.767542/12 del 09.10.12 a firma dell'ing. Serena Riccio (Dirigente);
- nota Consorzio di Bonifica delle Paludi di Napoli e Volla - prot.3466 del 09.11.12 a firma del geom. Patrizio ONOFRIO (Direttore Area Tecnica Ambientale del Consorzio);
- nota ARIN spa - prot. n.1046/13- a firma dell'ing. Gianluca SORGENTI.

Infine, si evidenzia che la presente relazione è strettamente correlata alla *Relazione per il riuso delle risorse idriche (R.9)*, nella quale sono riportati maggiori dettagli sui criteri e le finalità a fondamento delle scelte progettuali qui operate.

2. Relazione Idrologica - Stime degli apporti pluviali

La stima delle portate pluviali richiede in primis la definizione della Curva di Probabilità Pluviometrica (CPP), che fornisce l'altezza massima complessiva di pioggia caduta in un intervallo di tempo di pioggia t , e per un definito periodo di ritorno T ($h_{t,T} = f(t,T)$).

La spiccata natura aleatoria delle precipitazioni meteoriche, e delle conseguenti portate pluviali, rende opportuno l'utilizzo di un approccio probabilistico, il cui obiettivo è la stima delle portate di progetto con predefinito "tempo di ritorno" T .

Quest'ultimo indica il tempo – solitamente espresso in anni – che mediamente intercorre tra due eventi di insuccesso. Più precisamente, T rappresenta l'intervallo temporale medio durante il quale le altezze di pioggia risulteranno minori o al più uguali a $\overline{h_{t,T}}$.

Il periodo di ritorno dipende dalla probabilità di insuccesso (probabilità che si verifichi un evento di pioggia sovrabbondante rispetto alle previsioni di progetto = $1-F(h)$).

$$(1) \quad T = \frac{I}{1 - F(h)}$$

dove $F(h)$ rappresenta la probabilità che l'altezza di pioggia di progetto $\overline{h_{t,T}}$ non sia superata.

Definito il valore di T di progetto, la probabilità che verifichi in un intervallo di tempo di N anni (R_N) un apporto meteorico maggiore di quello di progetto è pari a:

$$(2) \quad R_N = 1 - \left(\frac{T - I}{T} \right)^N$$

La CPP $h_{t,T} = f(t,T)$ può essere espressa come prodotto:

$$(3) \quad h_{t,T} = K_T \mu_h$$

Il termine K_T , definito *fattore di crescita*, è stimato, in ragione di quanto detto prima, mediante un approccio di tipo probabilistico.

Il secondo termine del prodotto μ_h rappresenta il valore medio delle massime altezze di pioggia al variare della durata t .

2.1 Fattore di crescita, K_T

Come documentato ampiamente dalla letteratura tecnica del settore, uno dei più efficaci modelli per lo studio dei massimi eventi meteorici risulta quello della doppia componente (componente base – eventi ordinari e più frequenti – più la componente straordinaria – eventi meno frequenti), più sinteticamente definito TCEV (Two Component Extreme Value).

$$(4) \quad T = \frac{I}{1 - \exp\left(-\Lambda e^{-\eta/k_T} - \Lambda_* \Lambda_1^{I/\theta^*} e^{-\eta k_T / \theta^*}\right)}$$

dove:

$$(4') \quad \Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{I/\theta^*}} \quad \theta^* = \frac{\theta_1}{\theta_2}$$

Λ_1, Λ_2 = numero medio di apporti pluviometrici indipendenti relativi rispettivamente alla componente base e alla componente straordinaria;

θ_1, θ_2 = altezza media di pioggia di durata t relativi rispettivamente alla componente base e alla componente straordinaria.

Il parametro η è funzione dei tre parametri Λ_*, Λ_1 e θ^* .

Al fine di ridurre gli scarti di campionatura e conseguire, pertanto, una stima più attendibile del fattore di crescita, nell'ambito del progetto di ricerca "Valutazione delle Piene in Campania (VAPI) – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI)", K_T è stato studiato tramite un'analisi di tipo regionale che ha richiesto l'analisi statistica di numerose serie di dati storicamente osservati dalle stazioni pluviografiche situate in un ampio comprensorio pressoché coincidente con la Campania.

In Tab.1 sono riportate le stime dei 4 parametri della TCEV effettuate sulla base dei dati pluviografici della Campania,

| θ^* | Λ_* | Λ_1 | η |
|------------|-------------|-------------|--------|
| 2.536 | 0.224 | 37 | 4.909 |

Tab.1 Parametri del modello TCEV relativi alla Campania (Rossi e Villani, 1994)¹

¹ F. Rossi e P. Villani, "Valutazione delle Piene in Campania (VAPI)", Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI), CNR, Salerno 1994.

I parametri della Tab.1 posti nella (4) consentono di esplicitare il valore del fattore di crescita K_T , una volta definito T . In Tab. 2 sono riportati i K_T per differenti periodi di ritorno.

| | | | | |
|------------|------|------|------|------|
| T [anni] | 5 | 10 | 20 | 100 |
| K_T | 1.16 | 1.38 | 1.64 | 2.36 |

Tab. 2 Fattore di Crescita K_T relativo al comprensorio campano (Rossi e Villani, 1994)²

2.2 Curva dei valori medi delle massime altezze di pioggia, μ_h

Per esplicitare il secondo fattore della (3) – valore medio delle massime altezze di pioggia al variare della durata t – è stata assunta la relazione triparametrica:

$$(5) \quad \mu_h = \frac{\alpha \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{\beta}\right)^\gamma} \quad [\text{mm}]$$

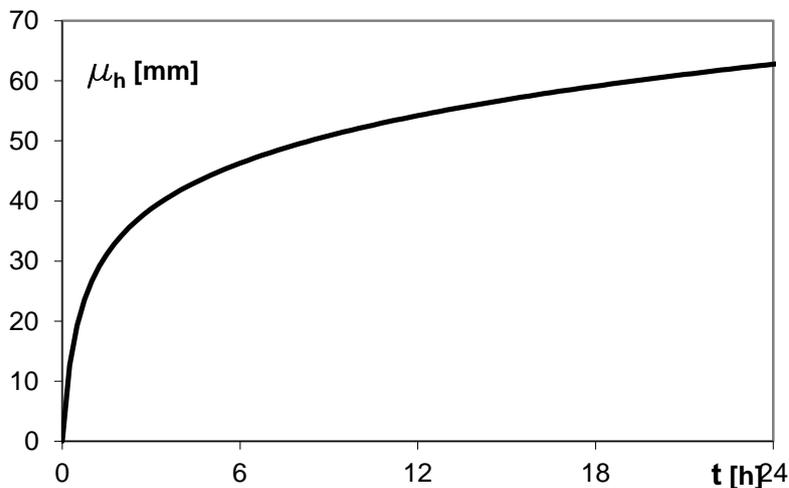


Fig.1 Curva durate-altezze di pioggia (altezze medie relative alle massime precipitazioni)

Secondo l'analisi regionale delle precipitazioni meteoriche sviluppata nell'ambito dello studio VAPI sopra richiamato, l'area dell'ex magazzino delle Ferrovie dello Stato ricade nella sotto-regione idrologica "A1" per la quale la legge di pioggia (valor medio dell'altezza massima della precipitazione - durata) è data dalla seguente relazione:

² Ibidem (1)

$$(5') \quad \mu_h = \frac{77.08t}{\left(1 + \frac{t}{0.3661}\right)^{0.806}} \quad [\text{mm}]$$

dove t è espresso in ore e il trend è riportato in Fig.1.

2.3 Curve di Probabilità Pluviometrica

Per i differenti valori del periodo di ritorno varieranno i rispettivi fattori di crescita, come indicato in Tab.2 per predefiniti T , per cui dalla (3) si ottengono le specifiche CPP.

In Fig.2 sono riportate le CPP per $T = 5, 10, 20$ e 100 anni.

Pertanto, le curve di Fig.2 forniscono le altezze complessive di pioggia al variare di T e della durata dell'apporto meteorico.

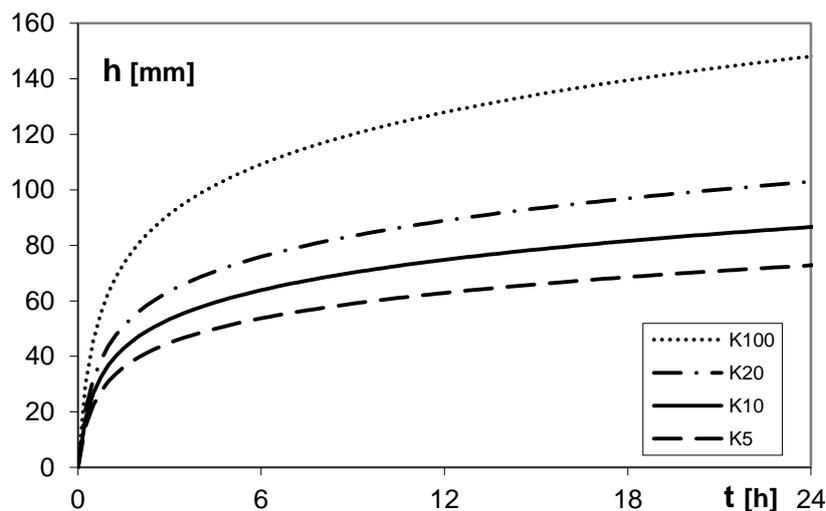


Fig. 2 Curve di probabilità pluviometrica relative a differenti periodi di ritorno T

2.4 Trasformazione afflussi-deflussi

Gli apporti meteorici definiti dalla CPP sono stati trasformati in portate defluenti nella rete di drenaggio della acque bianche mediante un modello afflussi-deflussi.

Un modello ampiamente collaudato per i bacini urbani è il metodo della corrivazione che si fonda sulla formula razionale:

$$(6) \quad Q = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{360} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

dove: φ = coefficiente di afflusso;

$i = h/t$ intensità della pioggia, misurata in [mm/ora];

A = superficie dell'area colante, misurata in [ha].

Per stimare le portate tramite la (6) è occorso, pertanto, definire per ciascun canale fognario la rispettiva area colante (porzione del bacino urbano le cui acque piovane ruscellanti partecipano alla formazione dei deflussi che si realizzano nella sezione di chiusura della stessa area colante), nonché il coefficiente di afflusso della stessa area colante (indice del grado di impermeabilizzazione dell'area colante).

Assunto per i canali fognari il periodo di ritorno $T = 10$ anni ($K_{10} = 1.38$), la stima dell'intensità di pioggia è stata effettuata tramite:

$$(7) \quad i(t) = 1.38 \frac{77.08}{\left(1 + \frac{t}{0.3661}\right)^{0.806}} \quad [\text{mm/ora}]$$

Secondo il metodo semplificato della corrivazione, il massimo valore di portata si realizza quando il tempo di pioggia è pari proprio al tempo di corrivazione. Pertanto, l'intensità della pioggia è stimata mediante la (7) assumendo t pari al tempo di corrivazione.

La stima delle portate di piena per le relative sezioni di calcolo sono riportate in Allegato 1 alla presente Relazione Tecnica nella "Tabella di calcolo - Verifiche idrauliche della rete di drenaggio acque bianche".

3. Relazione Idraulica - Sistemi di: adduzione, distribuzione e invasi

Mediante un preliminare studio idraulico sono state dimensionate le opere per l'adduzione e la distribuzione delle acque idropotabili, nonché i sistemi di drenaggio delle acque reflue.

Ciò ha richiesto, in primis, la stima dei fabbisogni idrici.

3.1 Stima dei fabbisogni idrici

Nel seguente paragrafo sono stati stimati -differenziati per tipologia di utenza- i fabbisogni idrici.

La variante al PUA prevede, in aggiunta rispetto all'originario studio di pianificazione, utenze di tipo residenziale, per cui la portata idrica conferita all'area dovrà fare fronte ai variegati fabbisogni di tipo:

- Residenziale
- Commerciale/terziaria
- Industriale
- Irrigua
- Antincendio

Di seguito sono dettagliate le richieste idriche in base alle sopraelencate utenze.

Utenza Residenziale

In base al numero e all'entità delle unità abitative previste, il numero dei residenti nell'area in esame è stimato pari a 1670. Assumendo una dotazione idrica di 250 l/(ab·g), i fabbisogni idrici saranno:

$$Q_r = 1.670 \times 250 \text{ l/(ab}\cdot\text{g)} = 417,5 \text{ m}^3/\text{g} \approx 4,8 \text{ l/s}$$

Utenza Commerciale/terziaria

L'attività commerciale che si sviluppa su una superficie di circa 3,2 ha implica fabbisogni idrici pari a circa 1.000 abitanti equivalenti (a.e.):

$$Q_c = 1.000 \times 250 \text{ l/(ab}\cdot\text{g)} = 250 \text{ m}^3/\text{g} \approx 2,9 \text{ l/s}$$

I fabbisogni delle attività terziarie che si sviluppano su una superficie complessiva di 1,05 ha possono essere ricondotti alla domanda idrica residenziale prodotta da 170 a.e.

$$Q_c = 170 \times 250 \text{ l/(ab}\cdot\text{g)} = 42,5 \text{ m}^3/\text{g} \approx 0,5 \text{ l/s}$$

Utenza industriale

Il fabbisogno idrico per le aree destinate alla produzione di beni e servizi è ricondotto a 800 a.e., per cui:

$$Q_i = 800 \times 250 \text{ l/(ab}\cdot\text{g)} = 200 \text{ m}^3/\text{g} \approx 2,3 \text{ l/s}$$

La contemporaneità delle richieste, nelle manifestazioni più estreme, genera la domanda idrica di punta, che è solitamente espressa tramite il coefficiente adimensionale di punta C_p (rapporto della massima richiesta e la richiesta media giornaliera). Per $C_p = 2,3$ il fenomeno della domanda di punta generato dalle future utenze dell'area in esame è stimato in modo cautelativo, (Indicativamente si può ritenere che il livello di affidabilità di tale stima sia pari a 99,9% (Gargano³, 2012).

Quindi, la portata richiesta alla punta è circa pari a:

$$Q_p = 24,2 \text{ l/s}$$

Utenza irrigua

Per l'innaffiamento dei parchi pertinenziali ($S = 4 \text{ ha}$) è stato stimato un fabbisogno annuo di circa 21.600 m^3 .

Se cautelativamente si assume che il contributo diretto efficace delle acque meteoriche ammonta a circa 9.600 m^3 , il volume d'acqua annuale per l'irrigazione di soccorso ammonta a circa 12.000 m^3 . Prevedendo che l'irrigazione avvenga nei giorni più caldi e in assenza di apporti meteorici (150 gg.), per una durata giornaliera di circa 6h, la portata globale irrigua è circa 3 l/s.

Per eventuali fenomeni di punta, e operando sempre cautelativamente, si stima che la portata per l'innaffiamento del verde pubblico possa raggiungere valori di punta pari a **5 l/s**.

Portata antincendio

Si stima la portata antincendio pari a **$Q_{ai} = 15 \text{ l/s}$** , valore cautelativo anche rispetto alla collaudata e ridondante relazione del Conti:

$$(8) \quad Q_{ai} = 6\sqrt{N_M^{a.e.}} = 11,3 \text{ l/s}$$

³ Gargano, R. (2012). *La conoscenza della richiesta idropotabile: presupposto irrinunciabile per mirate politiche gestionali*. Atti del 5° Seminario - La diagnosi e la gestione dei sistemi idrici, L'Acqua, All, Suppl. al n. 4, ISSN 11251255.

Dove $N_M^{a.e.}$ numero complessivo degli abitanti equivalenti espressi in migliaia gravanti sull'area in esame.

3.2 Sistema idrico di adduzione e distribuzione

La variegata natura della futura utenza impone la realizzazione di un sistema idrico di adduzione e distribuzione estremamente versatile e pronto a soddisfare gli eterogenei e mutevoli fabbisogni. A tal fine risulta efficace prevedere due distinti sistemi idrici:

- Sistema idropotabile
- Sistema idrico di servizio

Il primo è specificatamente deputato al soddisfacimento della domanda idrica residenziale, o per utenze che necessitano comunque di elevati standard di qualità delle risorse idriche, compatibili con il consumo umano.

Il secondo sistema, alimentato dalle risorse idriche recuperate (falda e acque pluviali raccolte dalla rete di drenaggio) soddisfa, invece, i soli fabbisogni di servizio.

È, comunque, sottinteso che la finalità prevalentemente perseguita con la realizzazione del doppio sistema acquedottistico è quella di tutelare le risorse idriche tramite il loro uso razionale.

Infatti, il doppio sistema di adduzione ed erogazione idrico consente di gestire in modo ottimizzato le risorse idriche, secondo gli indirizzi di Legge in materia di tutela delle risorse naturali e di riuso delle stesse (ex D.Lgs. 152/06; DPCM del 04.03.96).

3.2.1 Sistema idropotabile

Il conferimento delle portate idropotabili per le future utenze dell'area sub ambito 43.1 "Magazzini di Approvvigionamento" avrà luogo mediante un sistema idrico composto da:

- condotta di avvicinamento;
- rete di distribuzione.

Interpellata l'ARIN SpA– Ente gestore idrico della città di Napoli – al fine di definire una soluzione tecnica volta all'alimentazione idrica per scopi civili delle future utenze dell'area in esame, l'Azienda idrica ha rilevato che la rete di distribuzione cittadina prossima all'area degli ex magazzini delle ferrovie non è attualmente adeguata per sostenere gli ulteriori carichi idraulici generati dai nuovi insediamenti, la cui entità è stata stimata nel precedente paragrafo § 3.1.

Pertanto, l'Ente gestore ha ravvisato la necessità di realizzare un'apposita condotta di avvicinamento (di diametro DN300 e lunghezza circa pari a circa 2000 m - Tav. I01) per alimentare

direttamente l'area in esame con le risorse idriche derivate dal nodo ARIN presso il campo pozzi di Lufrano.

La stessa Azienda idrica prevede - in ragione di una convenzione stipulata con il Comune di Napoli - di realizzare essa stessa la condotta di avvicinamento, i cui oneri – stimati da ARIN pari a circa € 700.000,00 – graveranno sui costi dei nuovi insediamenti.

Nella nota dell'ARIN spa -prot. n.1046/13- a firma dell'ing. Gianluca SORGENTI sono dettagliate le caratteristiche della condotta di avvicinamento, il cui andamento planimetrico è riportato nella Tav. I01.

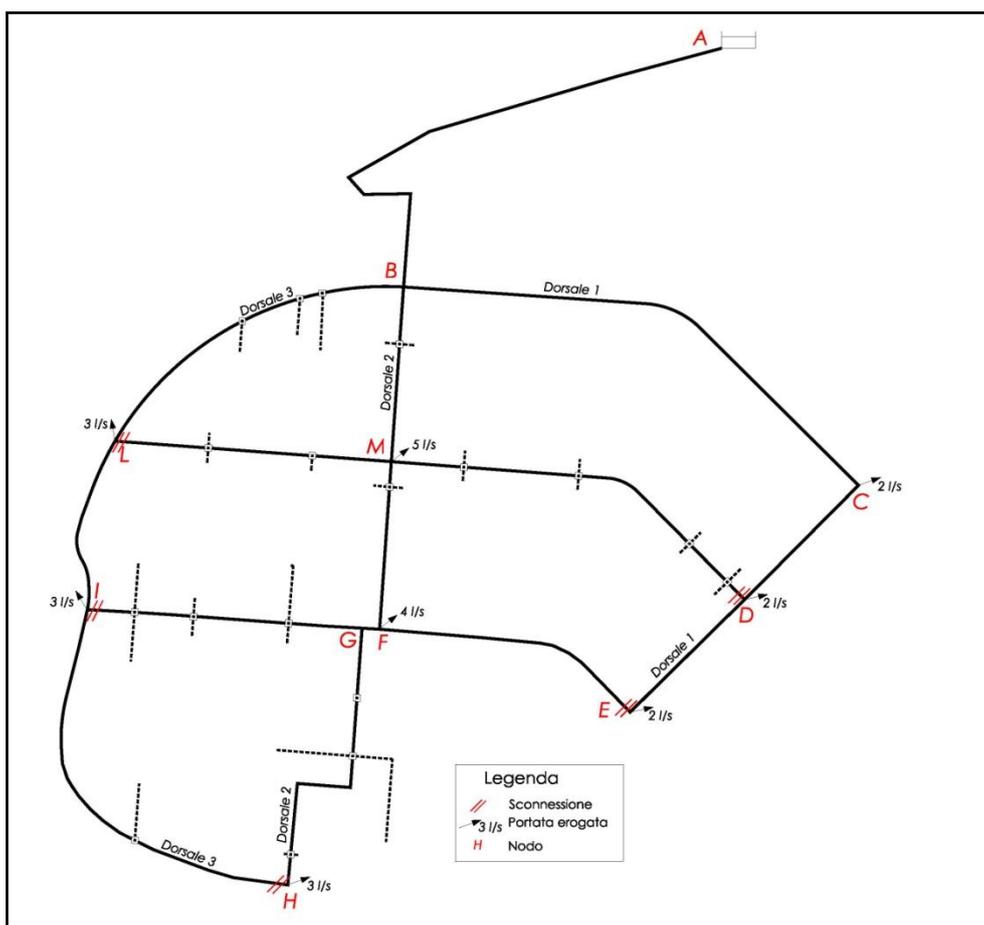


Fig. 3 Schema topologico della rete di distribuzione con erogazioni concentrate alla punta

Per la distribuzione dell'acqua nell'area in esame si prevede una rete magliata -composta da n.5 maglie (Fig.3)- capace di adeguarsi con estrema versatilità alle differenti condizioni di esercizio determinate dalle mutevoli richieste idriche nell'arco del giorno. Infatti, l'eterogeneità delle utenze

servite implicherà condizioni di esercizio estremamente differenti nell'arco della giornata, con differenti domande di punta diversamente dislocate nell'area in esame⁴.

Nell'elaborato grafico Tav.I01 è riportata lo schema planimetrico della rete, mentre la tavola Tav.I02 mostra i profili delle dorsali principali. Infatti, quantunque la rete presenti una struttura magliata, nell'ambito dello schema si possono individuare quelle tubazioni che oltre a distribuire le portate richieste dall'utenza, sono fondamentali per l'adduzione dei volumi d'acqua.

I diametri riportati nella Tab.3, frutto del predimensionamento della rete idrica, sono sufficientemente ridondanti per garantire elevate performance idrauliche al sistema di distribuzione, come dimostrano le simulazioni idrauliche di seguito riportate.

| Tubo | L [m] | DN | Tubo | L [m] | DN |
|-------------|--------------|-----------|-------------|--------------|-----------|
| AB | 368 | 200 | HI | 281 | 80 |
| BC | 347 | 100 | IL | 118 | 100 |
| CD | 106 | 100 | LB | 226 | 100 |
| DE | 106 | 100 | BM | 116 | 150 |
| EF | 182 | 100 | MF | 111 | 100 |
| FG | 12 | 100 | LM | 181 | 150 |
| GH | 208 | 80 | MD | 285 | 150 |

L = lunghezza condotta; DN = diametro nominale condotta.

Tab. 3 Caratteristiche geometriche delle adduttrici/distributrici della rete idropotabile

Infatti, le verifiche idrauliche -riportate in Tab.4- relative alle tre dorsali della rete di distribuzione (Fig.3), mostrano che la rete è sufficientemente ridondante per garantire un accettabile servizio di erogazione anche quando la domanda idrica è pari diffusamente alla richiesta alla punta. Nella fattispecie, le verifiche idrauliche sintetizzate in Tab.4 indicano che le perdite di carico complessive lungo ciascuna dorsale sono circa 5÷6 m, assolutamente compatibile con il corretto esercizio della rete.

Si evidenzia, inoltre, che la richiesta alla punta diffusa sull'intera rete rappresenta una condizione di funzionamento alquanto cautelativa, poichè l'eterogeneità dell'utenza - dettagliata nel paragrafo § 3.1- rende improbabile la simultaneità della massima richiesta.

Le simulazioni idrauliche sono state effettuate sconnettendo la rete in due punti, e descrivendo le resistenze al moto tramite la collaudata relazione di Hazen-Williams, che per il SI assume la seguente espressione:

⁴ La domanda idrica di punta si manifesterà in differenti momenti della giornata in relazione alle utenze servite:

- ore mattutine per le utenze residenziali;
- ore diurne per le utenze produttive;
- ore serali e il fine settimana per le attività commerciali.

$$(9) \quad \Delta H = \frac{10,675Q^{1,852}}{C^{1,852}D^{4,870}}L$$

Al fine di portare in conto il fenomeno del deterioramento nel tempo delle pareti interne delle tubazioni, il coefficiente di scabrezza è stato assunto pari a $C = 100$.

| Dorsale 1 | L [m] | DN | D_i [mm] | Q [l/s] | ΔH [m] |
|-----------|-------|-----|------------|---------|----------------|
| AB | 368 | 200 | 203.4 | 24 | 1.82 |
| BC | 347 | 100 | 100 | 6 | 4.17 |
| CD | 106 | 100 | 100 | 4 | 0.60 |
| DE | 106 | 100 | 100 | 2 | 0.17 |

| Dorsale 2 | L [m] | DN | D_i [mm] | Q [l/s] | ΔH [m] |
|-----------|-------|-----|------------|---------|----------------|
| AB | 368 | 200 | 203.4 | 24 | 1.82 |
| BM | 116 | 150 | 152 | 12 | 0.65 |
| MF | 111 | 100 | 100 | 7 | 1.78 |
| FG | 12 | 100 | 100 | 7 | 0.19 |
| GH | 208 | 80 | 80 | 3 | 2.05 |

| Dorsale 3 | L [m] | DN | D_i [mm] | Q [l/s] | ΔH [m] |
|-----------|-------|-----|------------|---------|----------------|
| AB | 368 | 200 | 203.4 | 24 | 1.82 |
| LB | 226 | 100 | 100 | 6 | 2.72 |
| IL | 118 | 100 | 100 | 3 | 0.39 |

D_i = diametro interno condotta, considerando un rivestimento in malta cementizia dello spessore di 3 mm; Q = portata fluente; ΔH = perdita di carico in colonna d'acqua.

Tab. 4 Verifiche idrauliche della rete idropotabile per la richiesta alla punta

Gli approfondimenti che saranno sviluppati nelle fasi successive della progettazione (in particolare per il progetto definitivo) consentiranno di perfezionare ulteriormente il dimensionamento della rete di distribuzione.

Si prevede che le tubazioni della rete siano costituite da tubazioni in ghisa sferoidale – conformi alle norme UNI EN 545 e UNI ISO 2531 – con giunti a bicchiere, rivestite esternamente con uno strato di zinco verniciato. Siffatte condotte conferiscono durabilità alla rete di distribuzione, attese le sollecitazioni meccaniche e l'aggressività chimica dei terreni di fondazione.

Le tubazioni costituenti la rete di distribuzione idrica sono poste in opera mediamente a 1.0 m dal piano stradale (come riportato dai profili Tav.I02).

Comunque, in prossimità dei canali fognari, per gli ovvi motivi igienico-sanitari, la generatrice inferiore della tubazione idropotabile dovrà essere posta almeno 30 cm al di sopra dell'estradosso del canale di drenaggio, come prescritto dalla Circolare dei LL.PP. n.11633 del 07/01/74.

Al fine di gestire al meglio i futuri interventi manutentivi della rete, nelle intersezioni tutte le condotte saranno dotate di organi di sezionamento e di scarico allocati nei pozzetti di ispezione (Tav.I14). Inoltre, i pozzetti ispezionabili saranno previsti per gli allacci degli impianti di distribuzione interna ai fabbricati. In tali pozzetti, sulla tubazione di allaccio saranno previsti organi di sezionamento e potranno essere, in aggiunta, installati i misuratori volumetrici.

3.2.2 Sistema idrico di servizio

Il sistema idrico di servizio fa parte dell'articolato *Sistema per il riutilizzo delle risorse idriche e per la protezione idraulica del bacino urbano*, descritto in premessa.

Infatti, per il soddisfacimento dei fabbisogni di servizio, che necessitano di rilevanti volumi idrici, ma non di elevati standard di qualità dell'acqua, si prevede di utilizzare le acque meteoriche recuperate mediante la vasca volano appositamente realizzata. Come previsto da Legge (art.3 del DM del 12/06/03), le risorse idriche così recuperate saranno destinate alla:

- irrigazione dei giardini pubblici;
- prevenzione incendio;
- alimentazione delle fontane pubbliche;
- pulizia delle strade e delle superfici lastricate.

In relazione alle utenze servite il servizio di erogazione sarà contraddistinto da significative portate concentrate che impongono anche alla rete in oggetto una spiccata propensione nell'adeguarsi ai differenti scenari di funzionamento idraulico. Pertanto, il sistema di distribuzione si presenta anche per il sistema idrico di servizio magliato, con n.6 maglie (Tav.I03).

In Tab.5 sono riassunte le caratteristiche salienti della rete di servizio.

| Tubo | L [m] | DN | Tubo | L [m] | DN |
|-------------|--------------|-----------|-------------|--------------|-----------|
| I | 226 | 100 | IX | 116 | 150 |
| II | 118 | 100 | X | 182 | 100 |
| III | 282 | 100 | XI | 111 | 150 |
| IV | 275 | 100 | XII | 181 | 150 |
| V | 106 | 100 | XIII | 208 | 150 |
| VI | 106 | 100 | XIV | 182 | 150 |
| VII | 79 | 100 | XV | 265 | 100 |
| VIII | 347 | 100 | XVI | 12 | 150 |

L = lunghezza condotta; DN = diametro nominale condotta.

Tab. 5 Caratteristiche geometriche delle adduttrici/distributrici della rete di servizio

Le verifiche idrauliche della rete sono state sviluppate secondo il medesimo approccio -e le medesime relazioni- già descritto per la rete idropotabile. Ovviamente, differenti sono le richieste idriche cui fa fronte il sistema idrico in esame.

Tra le differenti possibili condizioni di esercizio della rete di servizio, le verifiche idrauliche hanno preso in esame alcune delle possibili condizioni di funzionamento più onerose, che si presentano a seguito delle richieste antincendio. Più precisamente, sono state prese in esame 4 ipotetiche richieste di portata antincendio pari al massimo valore stimato (15 l/s, si veda il paragrafo § 3.1) ubicate nelle condizioni meno favorevoli rispetto all'immissione in rete (Fig. 4). Le verifiche idrauliche, i cui risultati sono riportati in Tab.6, mostrano che le perdite di carico al più sono pari a circa 17 m in colonna d'acqua, assolutamente compatibili con la potenza dell'impianto di pompaggio.

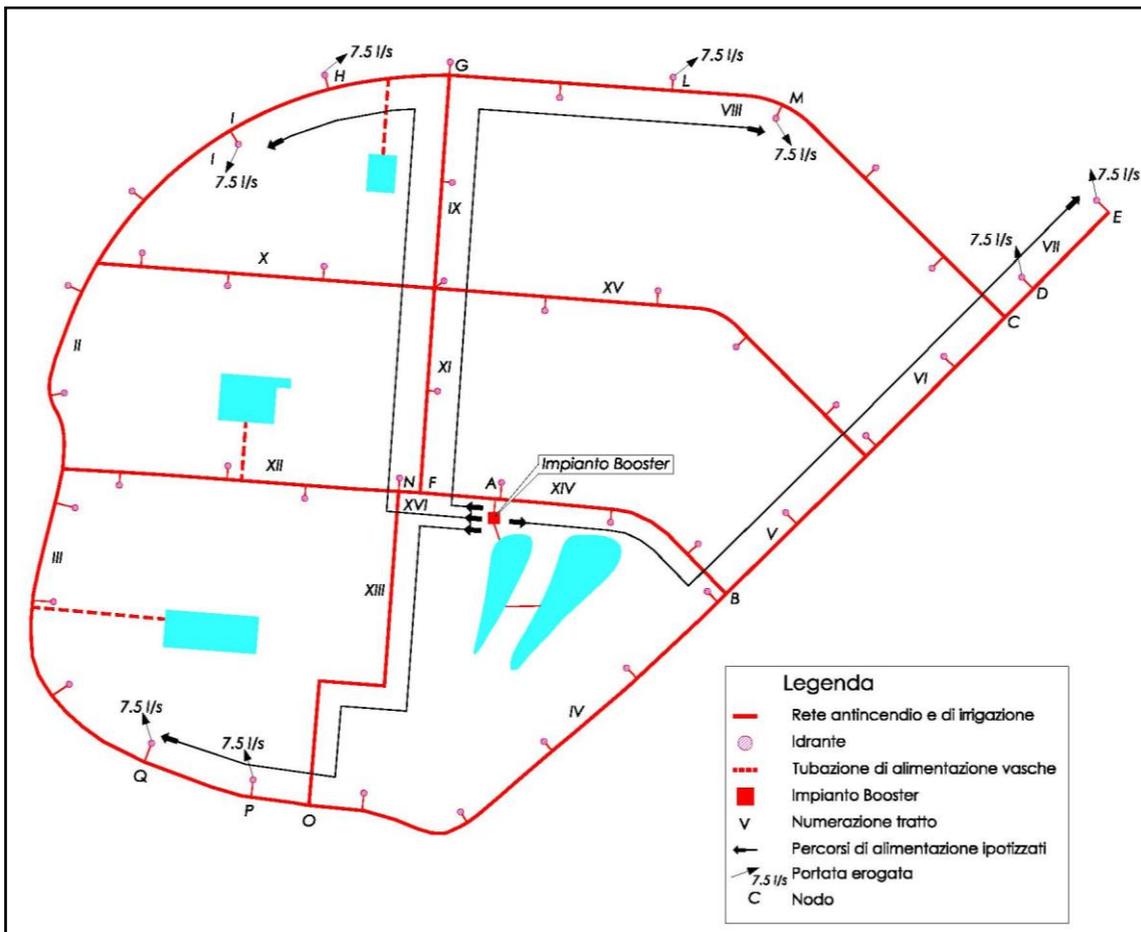


Fig. 4 Schema della rete di distribuzione di servizio con le erogazioni considerate per le verifiche antincendio

Infine, si evidenzia che i valori delle perdite di carico riportati in Tab.6 sovrastimano i fenomeni dissipativi, in quanto non portano in conto la ridondanza del sistema idrico connessa alla struttura magliata della rete. Infatti, gli idranti sono alimentati secondo i percorsi riportati in Fig.4, che considerano cautelativamente la rete ramificata.

Anche per la rete in esame sono previste tubazioni in ghisa sferoidale – conformi alle norme UNI EN 545 e UNI ISO 2531 – con giunti a bicchiere, rivestite esternamente con uno strato di zinco verniciato. Le tubazioni saranno poste in opera con una profondità di scavo di circa 1.0 dal piano stradale.

| AE | L [m] | DN | D_i [mm] | Q [l/s] | ΔH [m] |
|-----------|--------------|-----------|------------------------------|----------------|----------------------------------|
| AB | 142 | 150 | 152 | 15 | 1.21 |
| BC | 212 | 100 | 100 | 15 | 13.91 |
| CD | 22 | 100 | 100 | 15 | 1.44 |
| DE | 58 | 100 | 100 | 7.5 | 1.05 |

| AI | L [m] | DN | D_i [mm] | Q [l/s] | ΔH [m] |
|-----------|--------------|-----------|------------------------------|----------------|----------------------------------|
| AF | 40 | 150 | 152 | 15 | 0.34 |
| FG | 227 | 150 | 152 | 15 | 1.94 |
| GH | 66 | 100 | 100 | 15 | 4.33 |
| HI | 58 | 100 | 100 | 7.5 | 1.05 |

| AM | L [m] | DN | D_i [mm] | Q [l/s] | ΔH [m] |
|-----------|--------------|-----------|------------------------------|----------------|----------------------------------|
| AF | 40 | 150 | 152 | 15 | 0.34 |
| FG | 227 | 150 | 152 | 15 | 1.94 |
| GL | 120 | 100 | 100 | 15 | 7.87 |
| LM | 60 | 100 | 100 | 7.5 | 1.09 |

| AQ | L [m] | DN | D_i [mm] | Q [l/s] | ΔH [m] |
|-----------|--------------|-----------|------------------------------|----------------|----------------------------------|
| AF | 40 | 150 | 152 | 15 | 0.34 |
| FN | 12 | 150 | 152 | 15 | 0.10 |
| NO | 208 | 150 | 152 | 15 | 1.78 |
| OP | 31 | 100 | 100 | 15 | 2.03 |
| PQ | 60 | 100 | 100 | 7.5 | 1.09 |

Tab. 6 Verifiche idrauliche della rete di servizio relative alle condizioni di esercizio onerose (richiesta antincendio)

Lungo gli assi viari sono previsti ai fini della prevenzione incendi idranti a colonna - posti a distanza di sicurezza dagli edifici - DN70 UNI9485 e a distanza reciproca non superiore a 60 m.

L'innaffiamento del verde pubblico è effettuato mediante ali piovane rimovibili che sono allacciate alla rete irrigua unicamente durante le fasi irrigue. Le ali piovane possono, inoltre, essere impiegate per gli interventi di pulizia delle superfici lastricate.

3.2.3 Impianto booster

L'energia di cui necessitano le portate immesse nella rete di servizio sarà fornita da uno specifico impianto di sollevamento che attinge dal laghetto.

Per porre adeguatamente in pressione l'intera rete di distribuzione, l'impianto di pompaggio deve essere dotato di potenza almeno pari a:

$$(10) \quad P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{1000 \cdot \eta} \approx 7,5 \text{ kW}$$

dove η rendimento delle pompe centrifughe.

Al fine di rendere più affidabile la stazione, contenendo al contempo i costi strutturali e gestionali, è opportuno suddividere tale potenza tra più pompe centrifughe poste in parallelo, prevedendo almeno una pompa di riserva. Il funzionamento turnato delle stese consentirà di usurare in modo perequato tutte le pompe.

Un apposito impianto di attenuazione del moto vario (e.g. volano, cassa d'aria) preserverà la stazione di sollevamento da possibili fenomeni di colpo d'ariete conseguenti brusche operazioni di regolazione della portata.

3.3 Sistema di drenaggio

Al fine di preservare il corpo ricettore –reticolo idrografico della Piana orientale di Napoli- dal rischio inquinamento, e secondo quanto indicato dalle recenti disposizioni di legge in materia di tutela dell'ambiente (Dlgs. 152/06), il sistema di drenaggio delle acque reflue è di tipo separato, per cui la *fogna bianca* per il drenaggio delle sole acque meteoriche è distinta dalla *fogna nera* per il drenaggio delle sole acque reflue civili.

Anche il sistema fognante cittadino al quale verranno conferite le portate drenate dell'area in esame è di tipo separato, con due distinti soggetti gestori: *Ufficio Fognature del Comune di Napoli* per la fogna nera; il *Consorzio di Bonifica delle Paludi di Napoli e Volla* per la fognatura bianca.

A seguito di riunioni e sopralluoghi tenuti con i tecnici dei succitati Enti gestori sono state individuate le soluzioni tecniche che consentono, in modo efficace e funzionale, di inserire i sistemi

di drenaggio specificatamente asserviti all'area in oggetto, nel più complesso sistema fognante già esistente per il bacino urbano orientale della città di Napoli.

Nel definire lo schema topologico delle due reti di drenaggio si è cercato, compatibilmente all'intervento di urbanizzazione, di seguire le linee di impluvio naturali dipendenti dalla conformazione orografica del bacino interessato dall'insediamento. Operando in tal modo si è cercato, inoltre, di evitare la presenza di impianti di sollevamento, nonostante l'area oggetto dei futuri insediamenti si sviluppi in un sito alquanto pianeggiante.

Pertanto, le acque reflue defluiscono secondo la direttrice nord-sud confluendo nella zona più depressa del bacino (in prossimità dell'attuale varco principale di accesso), che è posta circa a 13.0 m s.l.m.m.

I punti di recapito sono, quindi, localizzati in prossimità del confine meridionale dell'area, dove le acque nere sono sversate in un collettore DN400 di recente realizzazione posto lungo la strada comunale Galeone (Tav. I07), mentre le acque bianche sono conferite al canale consortile San Severino (Tav. I05). Tali punti di recapito sono stati concordati con i rispettivi Enti Gestori delle reti di drenaggio a seguito di riunioni e sopralluoghi tecnici.

Le reti di drenaggio delle acque bianche e nere presentano schemi topologici simili, per cui i collettori della fogna bianca e nera spesso corrono parallelamente.

Ciò comporta, in corrispondenza delle confluenze, una serie di conflitti tra le due reti drenaggio, che sono stati esaminati e risolti -compatibilmente al grado di approfondimento del progetto preliminare- sfalsando opportunamente la quota dei canali dei due sistemi fognanti (generalmente la fogna nera è stata attestata ad una quota inferiore).

La rete di drenaggio delle acque pluviali fa parte del sistema idraulico più complesso per il riuso delle acque e la laminazione delle portate di piena, che è descritto in Premessa.

Pertanto le acque drenate sono addotte prima alla vasca volano, per cui soltanto i volumi d'acqua eccedenti, o superflui rispetto alle idro-esigenze, sono sversati nel corpo ricettore -canale consortile San Severino- mediante apposito emissario.

Il dimensionamento delle reti di drenaggio -nonché la redazione degli elaborati progettuali- è stato effettuato sulla base della prescrizioni della Circolare del Ministero dei LL.PP. n.11633 del 07.01.74.

3.3.1 Fognatura bianca

La rete di drenaggio si compone sostanzialmente di tre collettori: due perimetrali (Collettore 1 e Collettore 3) che si sviluppano da nord a sud lungo l'anello viario che cinge l'intera area; uno centrale (Collettore 2) che attraversa pressoché in mezzzeria l'area in esame, lungo uno degli assi viari prevalentemente pedonali.

Lo schema topologico della rete è riportato in Fig.5, mentre la Tav.I05 fornisce una descrizione di dettaglio.

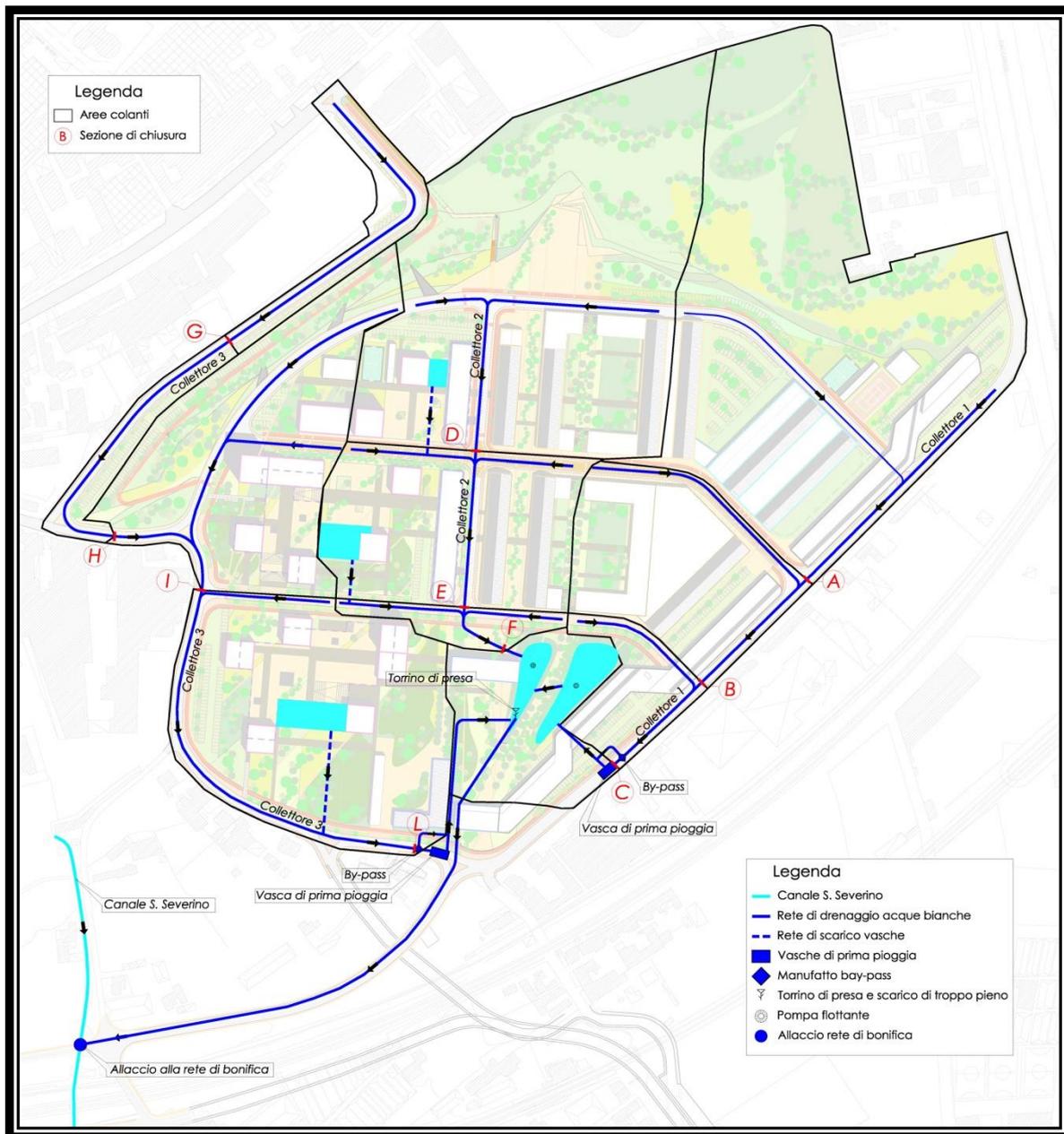


Fig. 5 Sezioni di chiusura e relative aree colanti fognatura bianca

Il punto di recapito per i tre collettori è costituito dal laghetto –vasca volano. Più precisamente, il Collettore 1 e il Collettore 3 conferiscono le acque drenate prima alle vasche di prima pioggia, perché siano sottoposte a pretrattamenti volti ad abbattere le sostanze inquinanti prodotte dal traffico veicolare.

Come mostrato dalla Tav.I05, il sistema di drenaggio acque bianche è dotato di due vasche di prima pioggia poste rispettivamente sul Collettore 1 e il Collettore 3 (dettagli sulle vasche di prima pioggia sono forniti di seguito, § 3.4.1.).

Il Collettore 2, invece, sviluppandosi in un'area marginalmente interessata dal traffico veicolare, scarica le acque drenate direttamente nel laghetto.

Conformemente a quanto previsto dalla circolare n.11633/74, il dimensionamento dei canali fognari (forma, dimensione, pendenza e materiale) è stato effettuato garantendo, da un lato, il deflusso in condizioni di correnti a pelo libero, dall'altro, il rispetto delle velocità limite minima (0.5 m/s per le portate nere) e massima (4 m/s per le portate nere, 5 m/s per le portate bianche).

Ciò ha comportato, in primis, la stima delle portate di piena di progetto, per le quali sono state considerate le precipitazioni meteoriche estreme con periodo di ritorno $T=10$ anni (fattore di crescita $K_T=1,38$). Valore cautelativo rispetto al limite inferiore imposto da Legge ($T=5$ anni ex DPCM del 04/03/1996).

L'input meteorico (*Curva di Probabilità Pluviometrica*) è stato stimato mediante il modello idrologico sopra descritto (Cap. 2. -Relazione Idrologica).

In Fig.5 sono riportate le sezioni di chiusura e le rispettive aree colanti in base ai quali sono stati dimensionati i canali della rete di drenaggio.

Il dimensionamento dei canali fognari è avvenuto mediante un approccio euristico, dove gli specchi fognari sono stati verificati considerando sia le condizioni di deflusso di moto uniforme, sia quelle di stato critico (Allegato 2).

Più precisamente, le resistenze al moto in ipotesi di moto uniforme sono state considerate mediante la relazione di Gauckler-Strickler:

$$(11) \quad V_u = K_{GS} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove: V_u = velocità media di trasporto in condizioni di moto uniforme, K_{GS} = coefficiente di scabrezza; R = raggio idraulico; i = pendenza del canale.

Per le verifiche idrauliche è stato assunto cautelativamente il valore del coefficiente di scabrezza $K_{GS} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Mentre la velocità media di portata in condizioni di stato critico V_c è paria a:

$$(12) \quad V_c = \sqrt{gh_m}$$

dove: g = accelerazione di gravità; h_m = tirante idrico medio.

Nella tabella in Allegato 1 “Verifiche idrauliche della rete di drenaggio acque bianche” sono riportati i calcoli idraulici a supporto del dimensionamento/verifica dei canali fognari.

Lo speco della rete di drenaggio delle acque bianche è di tipo circolare con diametri appartenenti all'intervallo DN400=DN1000.

Il profilo dei collettori delle fogne bianche è riportato nella Tav.I06.

Per la realizzazione dei canali della fogna bianca si prevede l'utilizzo di tubazioni in calcestruzzo vibrocompresso armato conformi alle norme DIN 4035.

Affinché sia garantita la tenuta idraulica nelle giunzioni, ove più temuto è la fuoriuscita incontrollata dei reflui, le tubazioni devono essere dotate di giunti a bicchiere con guarnizione incorporata secondo norme DIN 4060.

Al fine di garantire il rapido allontanamento delle acque meteoriche dagli assi viari e pedonali, le acque ruscellanti sono intercettate da una fitta rete di cunette e da frequenti caditoie, che tramite i corsetti di allacciamento scaricano le acque raccolte nel più vicino collettore della fogna bianca.

3.3.2 Fognatura nera

La rete di drenaggio delle acque nere si compone sostanzialmente di due collettori (Collettore I e II) che cingono l'intera area in esame lungo l'anello viario, drenando da Nord verso Sud le acque reflue (si veda Fig.6 e nel dettaglio Tav. I07).

L'entità delle portate reflue dipende dalle acque idropotabili addotte (§ 3.1.), epurate della frazione persa per evaporazione e infiltrazione (20%).

La conformazione alquanto pianeggiante dell'area in esame non consente sempre il deflusso delle acque nere con adeguata velocità (velocità minima 0,5 m/s ex circ. Min. LL.PP. 11633/74), tale da evitare il deposito del materiale depositato, neanche durante le portate di punta. Ciò, nonostante l'approfondimento delle sezioni di scavo (Tav. I08).

Pertanto, si prevedono pozzetti di lavaggio, che nell'arco del giorno garantiscono -innescando un fenomeno di moto vario- la rimozione dell'eventuale materiale depositato sul fondo dei canali fognari (in particolare, la presenza dei pozzetti di lavaggio è indicata il Collettore II).

I canali fognari saranno realizzati con tubazioni ceramiche in gres con giunto a bicchiere (norme UNI EN 295) del diametro DN 300 per l'intero sistema di drenaggio delle acque nere.

Infatti, il materiale ceramico delle tubazioni garantisce, da un lato, una buona resistenza delle tubazioni all'attacco chimico delle acque reflue, dall'altro, minori resistenze al moto e, quindi, – a parità di portata, pendenza e diametro – valori maggiori di velocità di deflusso.

In Allegato 1 sono, inoltre, riportate le verifiche idrauliche, le cui sezioni di calcolo sono evidenziate in Fig.6, e in maggior dettaglio nella Tav.I07.

Il profilo dei collettori delle fogne nere è riportato nella Tav.I08.

Le simulazioni idrauliche hanno posto in evidenza che le condizioni di deflusso della fogna nera saranno di corrente ipocritica, anche in presenza di portate di punta.

Al fine di garantire rapidi ed efficaci interventi manutentivi, che risultano quanto mai necessari a seguito di condizioni di esercizio deficitarie (ad esempio, presenza di materiale ostacolante il libero deflusso delle acque), sono previsti pozzetti di ispezione in tutti i punti critici della rete – e.g. confluenze, cambio pendenza, cambio speco, salto di fondo, curve, etc. Comunque, la massima distanza intercorrente tra due pozzetti successivi è fissata mediamente in 25 m.

Al fine di evitare che possibili corpi ostruenti i canali possano essere immessi nella fogna nera, le reti di raccolta delle acque reflue dei singoli fabbricati si allacceranno al sistema di drenaggio mediante tubazioni al più DN 200.

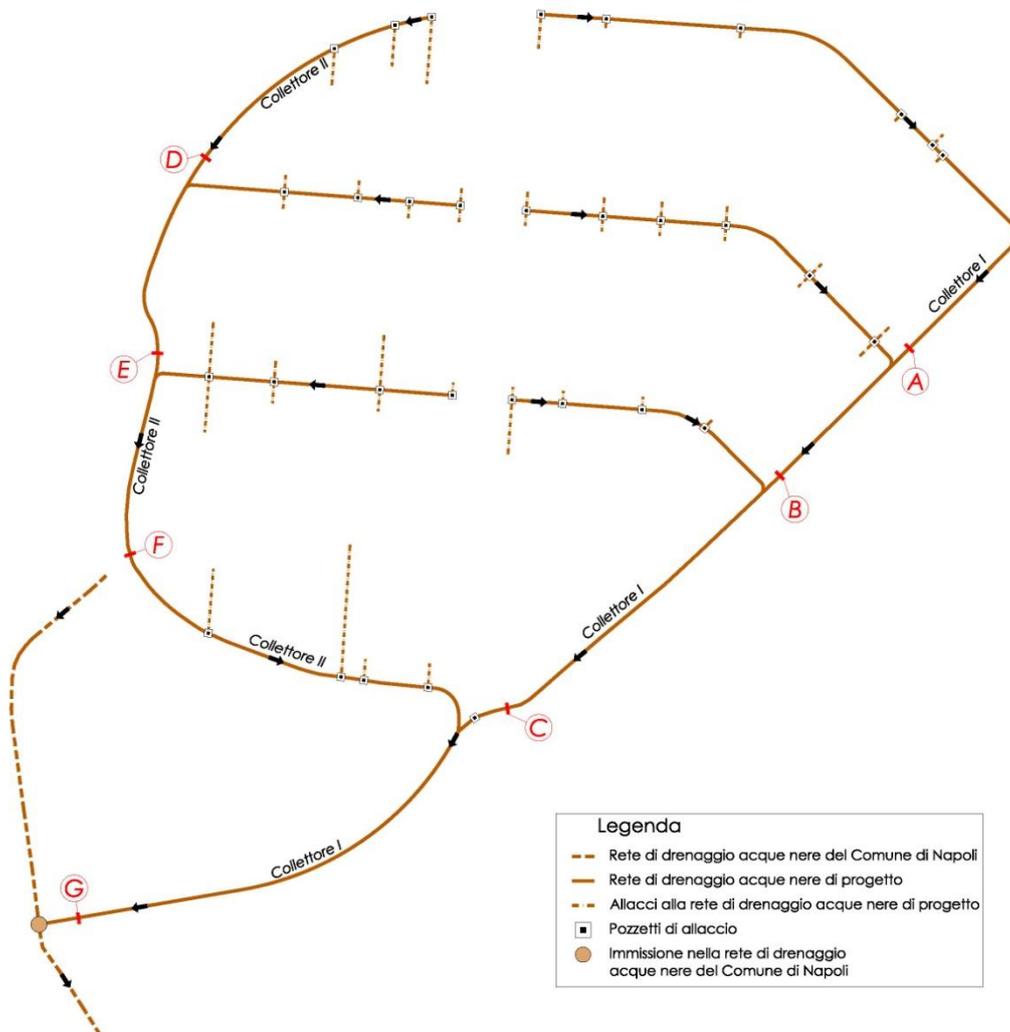


Fig. 6 Sezioni di chiusura e relative aree colanti fognatura nera

3.4 Sistema di invasi

Le portate pluviali drenate dalla fognatura bianca prima di essere conferite al corpo ricettore (Canale San Severino del sistema di bonifica della Piana di Napoli e Volla), sono addotte ad un sistema di invasi posti in cascata secondo lo schema riportato nella Tav.109.

In vero, si prevede che le acque bianche drenate da alcuni collettori siano conferite alle vasche di prima pioggia, affinché i pretrattamenti in esse eseguite consentano la separazione delle sostanze inquinanti prodotte sostanzialmente dal traffico veicolare.

Quindi, le acque trattate sono addotte al laghetto che opera idraulicamente da vasca volano, per cui le portate di piena prodotte dal nuovo insediamento, che costituiscono un ulteriore aggravio per la rete di drenaggio cittadina, sono laminate, divenendo compatibili con la capacità di vettoriamento idraulico del sistema di canali (corpo ricettore) gestito dal Consorzio di Bonifica delle Paludi di Napoli e Volla.

Si osserva che il laghetto consente, inoltre, di stoccare i volumi d'acqua per far fronte ai fabbisogni diversi da quelli idropotabili (irrigazione, lavaggio delle strade, alimentazione delle fontane pubbliche e prevenzione incendi), nonché quello di fissare la falda piezometrica prossima al piano campagna.

Specifiche analisi sviluppate dal Laboratorio di Igiene dell'Università degli Studi di Napoli FEDERICO II (Allegato 2), hanno dimostrato la compatibilità delle caratteristiche di qualità delle acque di falda con gli usi ipotizzati.

3.4.1 Vasche di prima pioggia

Al fine di tutelare la qualità delle acque sversate nel laghetto (vasca volano) sono state previste due vasche di prima pioggia per i collettori fognari (Collettore 1 e 3), che prevalentemente drenano le acque ruscellanti prodotte dagli assi stradali e dai parcheggi.

Il volume delle acque di prima pioggia è stato stimato considerando una lama d'acqua di altezza 5 mm (primo volume d'acqua prodotto dall'input meteorico) sulle superfici impermeabili del bacino urbano, ciò in linea con le indicazioni della Deliberazione del Consiglio Provinciale Napoli n.71 del 17/10/11.

Pertanto, le vasche di prima pioggia poste in linea con i due succitati collettori presentano rispettivamente volumi pari a $W_{VPP1} = 210 \text{ m}^3$ e $W_{VPP3} = 170 \text{ m}^3$. Alcuni particolari tecnici delle vasche sono riportate nella Tav.114.

Il grado di conoscenza più approfondito che sarà acquisito nelle fasi successive della progettazione potrebbe far protendere verso il frazionamento delle vasche di prima pioggia, il cui volume complessivo sarà comunque sostanzialmente pari a quello sopra indicato.

3.4.2 Vasca volano

La funzione della vasca volano è quella di *polmone idrico* che si gonfia a seguito degli apporti idrici più intensi per restituire gradualmente nel tempo i volumi invasati.

Pertanto, la presenza della vasca volano consentirà di sversare nel Canale San Severino un prefissato valore di portata massima, compatibile con la massima capacità di vettoriamento idraulico della rete di bonifica che funge da corpo ricettore.

Infatti, la portata di piena - con periodo di ritorno $T=10$ anni - drenata dalla fognatura bianca per l'area in esame è pari a circa $2,35 \text{ m}^3/\text{s}$ (si veda Allegato 1), e graverebbe otre modo sulla rete di bonifica delle Piana di Volla e Napoli.

Ciò, comporta che l'invaso dovrà rendere il sistema di drenaggio/stoccaggio compatibile idraulicamente con il reticolo idrografico della Piana, fornendo al contempo un'apprezzabile contributo estetico al parco urbano.

Si prevedono, pertanto, aree di raccordo tra i giardini circostanti e l'invaso stesso. Nella fattispecie, occorre che gli spazi a verde prossimi all'invaso degradino dolcemente (pendenza $1:10 \div 15$) verso il laghetto, come nello schema in Fig.7 (maggiori dettagli sono riportati nella Tav.114), creando una fascia spondale destinata a prato e fruibile sino al pelo d'acqua.

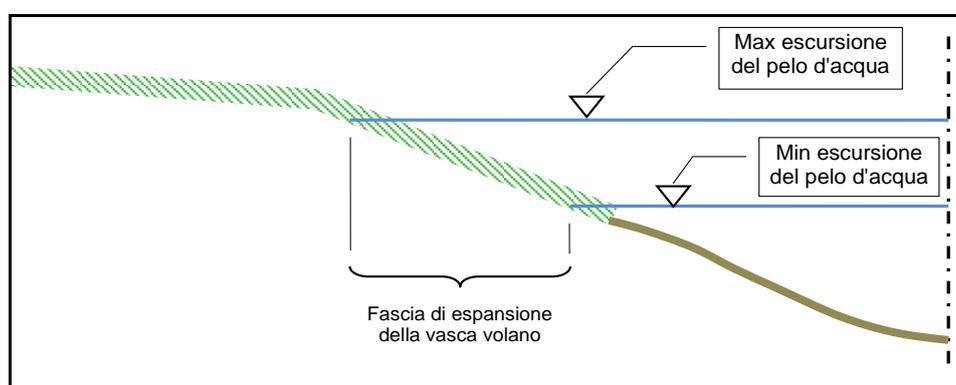


Fig.7 Schema sezione vasca volano

La cubatura della vasca volano è stimata prendendo a riferimento le condizioni di esercizio più onerose per il laghetto, e applicando l'equazione differenziale di continuità

$$(13) \quad Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

dove: $Q_e(t)$ = portate entrante nel laghetto; $Q_u(t)$ = portate uscenti da laghetto, $W(t)$ = volume invasato nel laghetto/vasca volano.

Più precisamente, la portata $Q_e(t)$ rappresenta l'idrogramma di piena che si forma a seguito del drenaggio delle acque ruscellanti sull'area degli ex magazzini delle Ferrovie. Conformemente alle prescrizioni dell'Autorità di Bacino competente l'evento critico considerato per il predimensionamento della vasca volano presente periodo di ritorno almeno pari a 20 anni (Piano stralcio per la Tutela del Suolo e delle Risorse Idriche - Norme di Attuazione).

Invece, il termine $Q_u(t)$ indica l'idrogramma delle portate in uscita dalla vasca volano che deve essere compatibile con la capacità di deflusso del corpo ricettore. Nelle stime di seguito riportate si è assunto che l'invaso lamina le portate in modo *ottimale*, per cui le portate in uscita sono costanti nel tempo.

Il Consorzio di Bonifica delle Paludi di Napoli e Volla - Ente gestore del Canale San Severino e dell'intero reticolo di canali della Piana - in una nota del 09.11.12 (prot. n.0003466) ha evidenziato la presenza di sezioni deficitarie sull'alveo ricettore senza, tuttavia, precisare il valore limite della portate che può defluire senza innescare condizioni di esercizio idraulico critiche. Infatti, il Consorzio rinvia alle successive fasi di approfondimento progettuale le verifiche idrauliche.

In questa fase si assume, pertanto, a titolo esemplificativo la portata di $1 \text{ m}^3/\text{s}$, quale valore massimo del deflusso sversabile nella rete di drenaggio dell'area in esame, che risulta essere compatibile con il corretto esercizio idraulico del corpo ricettore.

Ovviamente, tale valore sarà oggetto di verifica nelle successive e più approfondite analisi progettuali.

Il volume di invaso della vasca è stato stimato mediante il metodo delle sole piogge⁵, applicato all'equazione di continuità (13). Per cui, l'idrogramma di piena entrante è dato dalla formula razionale:

$$(14) \quad W_e(t) = K_T \varphi A \frac{\alpha \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{\beta}\right)^\gamma}$$

dove: $K_T = 1,64$ fattore di crescita per $T=20$ anni; φ = coefficiente di afflusso medio pesato per l'intera superficie del bacino urbano gravante sulla vasca volano; A = superficie del bacino urbano gravante sulla vasca volano. Il quarto fattore della (14) è frutto dell'approccio probabilistico descritto nel capitolo § 2. *Stime degli apporti pluviali*.

Il volume d'acqua uscente dalla vasca, sversato nel corpo ricettore, è stato assunto, come sopra riportato, costante è pari a $Q_{u,\max} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, in accordo all'ipotesi semplificativa di laminazione ottimale. Pertanto, esso è dato dalla:

⁵e.g. AA.VV., Sistemi di Fognature - Manuale di Progettazione - 1996.

(15)

$$W_u(t) = Q_{u,max} t$$

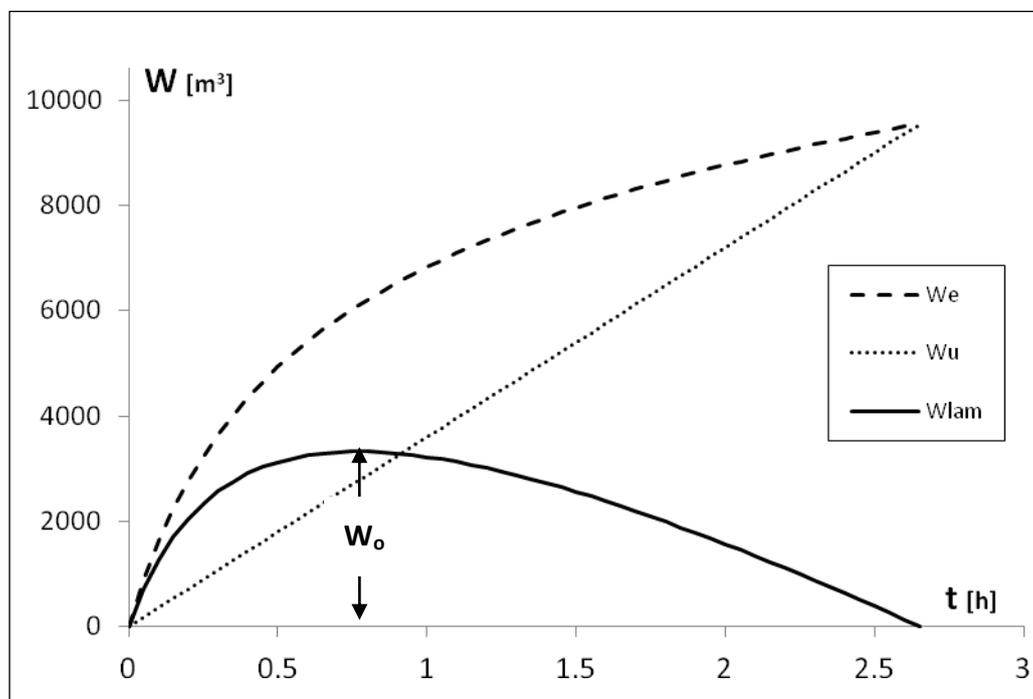


Fig.8 Diagramma dei volumi d'acqua entranti W_e , uscenti W_u e laminati W_{lam} dalla vasca volano per input meteorici con $T=20$ anni

In Fig.8 sono riportati i volumi d'acqua entranti ed uscenti dalla vasca calcolati rispettivamente tramite la (14) e la (15), nonché i volumi d'acqua che dovrebbero essere invasati nella vasca volano stimati tramite la (13).

Dai diagrammi emerge che il volume massimo da invasare secondo il Metodo delle sole piogge si realizza dopo 45' dall'inizio degli apporti meteorici ed è circa $W_0 = 3300 \text{ m}^3$. Al fine di introdurre un franco cautelativo alla stima dell'evento critico si incrementa il volume W_0 del 33%, per cui in questa fase di predimensionamento la cubatura della vasca volano è stimata pari a 4400 m^3 .

Le elaborazioni che saranno sviluppate nelle fasi successive della progettazione consentiranno di affinare la stima di tale volume.

Per rendere più versatile il funzionamento della vasca volano si prevede un sistema di scarichi di troppo pieno con l'incile dei canali posizionati a diverse quote.

Pertanto, nei periodi di magra estivi saranno sfruttate le capacità di invaso, attivando gli scarichi posti a maggiore quota. Di contro, nei periodi di maggiore apporti meteorici e di maggiore ricarica

della falda (periodo idrologico che solitamente corrisponde ai minori fabbisogni irrigui), l'invaso sarà regolato scaricando i volumi eccedenti (scarichi di troppo pieno a quota inferiore aperti).

Nella Tav.114 sono riportati alcuni particolari della vasca volano, tra cui quelli relativi al sistema di scarico e regolazione delle portate fuoriuscenti la vasca.

Al fine di aerare le acque invasate nella vasca volano -mantenendo in tal modo un'elevata concentrazione di DO- si prevede di dotare le vasche volano di turbine flottanti per l'agitazione meccanica dei volumi idrici.

4. Rete di Energia Elettrica

A seguito dei colloqui tecnici avuti con i responsabili tecnici del Settore Distribuzione di Enel e sulla base di calcoli preliminari effettuati per stimare il fabbisogno dell'insediamento, in termini di potenza elettrica e distribuzione delle utenze, si è ipotizzato quanto di seguito descritto relativamente alla realizzazione della rete di distribuzione dell'energia elettrica: struttura e caratteristiche elettriche e costruttive delle reti di media e bassa tensione, numero ed orientativa ubicazione delle cabine di trasformazione e consegna dell'energia. Tali ipotesi andranno verificate e affinate, nelle successive fasi di progetto (e.g. progetto definitivo).

La distribuzione M.T. 9 kV sarà attuata con linee provenienti dalla Cabina Primaria Castelluccia.

L'insediamento sarà servito attraverso una rete ad anello di Media Tensione: le linee di alimentazione principali saranno presumibilmente due, sulla base dei calcoli effettuati relativi alla potenza elettrica richiesta dall'intero insediamento con allaccio su via Botteghelle in due punti, come indicato nei grafici di progetto (Tav.I10).

La rete di media tensione sarà in cavi in alluminio, di sezione unificata a 185 mm², con posa interrata. Ove disponibile una profondità di posa tale da consentire una distanza minima di 1m tra l'estradosso dei tubi e il piano stradale, sarà adottata posa diretta nel terreno in tubi con diametro esterno $\Phi = 160$ mm, flessibili di colore rosso a doppia parete, distanziati tra loro di almeno 10 cm. Ciascuno strato potrà contenere al massimo 4 tubi. Al di sopra dei tubi, lungo l'intero percorso, dovrà essere posto apposito nastro segnalatore. Ove invece non disponibile suddetta profondità di posa, sarà realizzato un cavidotto con tubi in dado di calcestruzzo, appositamente predisposto, con rinfiacco di 10 cm su ciascun lato, distanza di 10 cm tra i tubi.

Saranno realizzati pozzetti rompitratta, distanziati mediamente 25m l'uno dall'altro. Le dimensioni in sezione saranno 1,20 m x 1,20 m sui tratti rettilinei; 1,20 m x 1,40-1,60 m in presenza di curve.

I chiusini saranno in ghisa di dimensioni 0,80mx0,80m.

Dalla rete di media tensione saranno alimentate le cabine di trasformazione MT/BT ENEL, che serviranno gli utenti in bassa tensione, e le cabine di consegna, che serviranno gli utenti di media tensione. Ove possibile, i locali consegna degli utenti di media tensione saranno realizzate adiacenti alle cabine di trasformazione ENEL per le forniture in bassa.

La distribuzione in bassa tensione nell'area di utilizzo sarà realizzata con linee posate in cavidotti interrati. Dove sarà presente il cavidotto di media tensione, potrà essere utilizzato anche per la distribuzione della bassa tensione, con tubi che correranno paralleli a quelli di media.

Le derivazioni agli utenti saranno realizzate a mezzo cassette di derivazione su piedistallo o da incasso.

La distribuzione nel centro commerciale avverrà prevalentemente in bassa tensione, tramite cabine di trasformazione dislocate all'interno della struttura, in locali accessibili dal viale carrabile

retrostante l'edificio; per eventuali le utenze che richiedessero una potenza maggiore di 200 kW l'energia sarà invece fornita in media tensione.

Le cabine di trasformazione ENEL (prefabbricate o in muratura a seconda delle zone e delle esigenze architettoniche) avranno dimensioni 4mx4m, altezza minima 2,5m, con accesso da porta di larghezza minima 1,2m. Per ciascuna cabina sarà realizzato un impianto di terra con corda di 35 mm² interrata ad anello e picchetti ai vertici. E' prevista la realizzazione di reti di emergenza e sicurezza alimentate da sorgenti autonome di energia elettrica.

I singoli utenti saranno dotati di propri gruppi di continuità e/o gruppi elettrogeni per l'alimentazione dell'illuminazione di sicurezza, degli impianti di allarme e di eventuali altre utenze che non debbano essere soggette ad interruzioni dovute alla mancanza di rete.

In sede esecutiva dovrà essere valutata l'opportunità di realizzare gli impianti di pressurizzazione antincendio con motopompe oppure di alimentarli con gruppo elettrogeno.

I fattori determinanti da considerare per valutare i benefici ottenibili e i costi di investimento e per stabilire, in funzione di questi ultimi, il dimensionamento ottimale degli impianti, sono i seguenti:

- modalità di gestione dell'insediamento e delle sue sottoaree;
- fabbisogno di calore nei diversi periodi dell'anno;
- fabbisogno di energia elettrica;
- disponibilità finanziaria degli investitori;
- incentivi ottenibili al momento della realizzazione degli impianti.

In particolare, per l'area industriale, si può ipotizzare la necessità di energia termica (oltre che elettrica) in qualsiasi periodo dell'anno, per la presenza di macchinari industriali e di processi di lavorazione; di conseguenza può ritenersi opportuna la realizzazione di gruppi di cogenerazione. Dovranno dunque essere calcolati sia il fabbisogno di calore e di energia elettrica per ciascuna utenza/gruppo di utenze, sia i costi di realizzazione per le diverse soluzioni possibili, al fine di ottimizzare il rapporto costi/benefici e l'efficienza energetica del complesso degli impianti.

A parità di altri fattori, la soluzione privilegiata sarà naturalmente quella con minor impianti in funzione delle modalità di gestione.

4.1 Stima dei fabbisogni elettrici

La potenza elettrica richiesta dalle differenti zone del nuovo insediamento è stata calcolata sulla base dei carichi prevedibili e delle specifiche destinazioni d'uso ragionevolmente ipotizzabili. È dunque necessario, in questa fase di studio, contemplare un margine di disponibilità per

fronteggiare eventuali modifiche e richieste di forniture più elevate dei valori medi di seguito riportati.

Le stime sono state articolate per utenze servite

AREA DESTINATA AL RESIDENZIALE

Costituita da una superficie coperta di circa 52.000 mq per un totale di circa 520 alloggi con una potenza complessiva stimata in circa 2.600 kW comprendente anche le utenze comuni e le aree di servizio annesse.

AREA DESTINATA AL TERZIARIO

Costituita da una superficie coperta di circa 10.000 mq con una potenza complessiva stimata in circa 1.000 kW comprendente anche le utenze comuni e le aree di servizio collegate.

AREA DESTINATA AI PARCHEGGI

Costituita da una superficie coperta di circa 27.000 mq con una potenza complessiva stimata in circa 280 kW comprendente anche le utenze comuni e le aree di servizio collegate.

AREA DESTINATA AL COMMERCIO E PRODUZIONE

Costituita da una superficie coperta di circa 43.000 mq con una potenza complessiva stimata in circa 1,700 kW comprendente anche le utenze comuni e le aree di servizio collegate.

AREA DESTINATA ALLA SCUOLA

Costituita da una superficie coperta di circa 8.000 mq con una potenza complessiva stimata in circa 170 kW comprendente anche le utenze comuni e le aree di servizio collegate.

AREA DESTINATA AL VERDE, ALLO SVAGO ED ALLA VIABILITÀ INTERNA

Costituita da una superficie di circa 100.000 mq con una potenza complessiva stimata in circa 300 kW comprendente anche le utenze collegate (antincendio, impianti di innaffiamento, impianti di sollevamento, illuminazione, ecc.).

Nel dettaglio:

- *per i capannoni*: si è ipotizzato un fabbisogno di 50 kW per un capannone di medie dimensioni con superficie pari a 1.200 mq
- *residenze*: si è ipotizzata un assorbimento medio di 4,5 kW per una superficie media di riferimento di 80 mq;
- *uffici e banche*: si è assunto un assorbimento medio di 50W/mq;
- *esercizi commerciali*: si è assunto un assorbimento medio di 35W/mq;

- *bar, ristoranti, palestre, e altre strutture di media distribuzione*: sono stati calcolati gli assorbimenti sulla base delle attrezzature e dei macchinari tipicamente utilizzati secondo standard medi di riferimento. Per queste utenze è tuttavia più critica che negli altri casi una stima precisa poiché in strutture di questo tipo la potenza elettrica richiesta può variare entro ampi intervalli.

Considerando la contemporaneità degli assorbimenti ed un margine di incremento del 20-30% sui valori medi calcolati, il fabbisogno complessivo del nuovo insediamento è stimato tra i 5.500 ed i 6.500 kW.

La zona sarà servita da una rete di distribuzione elettrica principale in M.T., con schema elettrico ad anello in entra/esci, come riportato nei grafici di progetto. Il numero di cabine di trasformazione al servizio dell'area è stato stimato pari a 22, ipotizzando per ciascuna cabina la installazione di un trasformatore da 400kVA, così come richiesto dall'ENEL, e conservando dunque un margine per incrementi futuri (la potenza massima dei trasformatori utilizzati da Enel è pari a 630kVA). Le cabine sono state dislocate, all'interno dell'area, ciascuna in maniera baricentrica rispetto alle utenze da servire (Tav.I10).

Parallelamente ai cavidotti M.T., saranno realizzati i cavidotti in B.T., con derivazioni ai singoli capannoni/utenze da servire, in polifora con tubi di PVC di diametro $\Phi=160$ mm, in numero variabile in funzione delle utenze locali da allacciare.

Il parco sarà servito tramite fornitura in B.T. da cabine poste in posizione quanto più baricentrica possibile rispetto alle utenze da alimentare. Le cabine saranno allacciate al cavidotto di media tensione da realizzare sulla strada interna principale. All'interno del parco saranno predisposti appositi cavidotti di bassa tensione, interrati in tubi di PVC, con posa diretta o in polifora.

La distribuzione nel centro polifunzionale avverrà prevalentemente in bassa tensione, tramite cabine di trasformazione dislocate all'interno della struttura. In prossimità di ciascuna cabina di trasformazione ENEL o in prossimità delle utenze, saranno realizzati appositi locali ove centralizzare i contatori di tutte le utenze servite. Eventuali utenze che necessitino di potenze maggiori di 200kW saranno dotate di propria cabina di trasformazione.

5. Rete di Telecomunicazioni

L'area in oggetto verrà interamente dotata di tutte le canalizzazioni esterne destinate alla successiva installazione delle reti telematiche, che sono previste secondo la stessa tipologia di quelle elettriche, in tubi interrati in posa diretta o in polifora, in funzione delle profondità di posa disponibili, delle distanze di sicurezza con altre reti di sottoservizi e delle possibili interferenze con questi stessi.

Le canalizzazioni prevedono la possibilità di cablaggio con una rete costituita da dorsali principali che collegano i vari utenti attraverso distinti pozzetti di derivazione. Esse saranno predisposte secondo gli standard Telecom con tubi corrugati pesanti, di diametro $\Phi = 125$ mm. Le dorsali principali (Tav.112) saranno costituite da cavi a 100 coppie, mentre le linee di distribuzione secondaria saranno dimensionate sulla base delle reali esigenze delle utenze. Al servizio dei diversi "lotti" saranno installati Armadi di Strada, opportunamente ubicati in prossimità di punti di snodo.

5.1 Calcoli Preliminari Rete di Telecomunicazioni

Il numero di linee richieste dalle differenti zone del nuovo insediamento è stato calcolato sulla base delle destinazioni d'uso ipotizzate. È necessario, in questa fase di pianificazione, assumere un margine di disponibilità per eventuali richieste di forniture più elevate dei valori medi di seguito riportati.

Pertanto, sulla base delle sotto-aree di seguito elencate sono state stimate le linee telefoniche:

- Parco e Campi Sportivi 20
- Area Industriale Capannoni 80
- Area Commerciale 400
- Area Residenziale 600
- Margine di sicurezza (20%) 100

TOTALE 1.200

6. Rete di distribuzione gas

Il sistema di alimentazione del gas metano è costituito da una rete magliata il cui schema è riportato in Tav. I13. Essa è alimentata dal sistema di distribuzione cittadino tramite una condotta di avvicinamento in polietilene 90PE di 4a specie che si sviluppa lungo via Botteghelle per circa 300m.

Tra la condotta di avvicinamento e la rete di distribuzione specificatamente asservita all'area in esame è posto un Gruppo di Riduzione Finale (GRF), che sconnette le pressioni delle distributrici (BP) da quelle delle adduttrici (MPB).

La rete si compone di tre maglie (Tav. I13) che conferiscono estrema versatilità al sistema di distribuzione. Essa è realizzata con tubazioni in polietilene di 6a specie che si sviluppano per una lunghezza complessiva di circa 2200m.

Le tubazioni in polietilene e i pezzi speciali utilizzati dovranno essere rispondenti alla norma UNI 9034 e la loro messa in opera rispondente alle prescrizioni di Legge (DM del 16 aprile 2008).

Nelle fasi successive della progettazione sarà opportuno che le soluzioni tecniche siano concertate con il gestore della rete gas cittadina, conformemente a quanto previsto dalla convenzione inter partes - Comune di Napoli e Napoletanagas SpA (attuale gestore gas).

Preliminari confronti tecnici sono stati sviluppati con il p.i. Alessandro Vignola -Responsabile di zona per i Servizi Tecnici - Napoletanagas S.p.A.

Allegato 1

Verifiche idrauliche della rete di drenaggio acque bianche e nere

TABELLA DI CALCOLO VERIFICHE IDRAULICHE DELLA RETE DI DRENAGGIO ACQUE BIANCHE

Dim. Speco [mm] = Dimensione della grandezza caratterizzante lo speco - il diametro per la sez. circolare

S = Pendenza del canale

Tratti confl. = Canali fognari confluenti nel tratto in esame

L [m] = Lunghezza del canale

A [m²] = Area colante gravante sullo specifico tratto

A_{tot} [m²] = Intera area colante sulla sezione di chiusura

t_r [s] = Tempo di ruscellamento

t_p [s] = Tempo di percorrenza

t_c [s] = Tempo di corrivazione

i = Intensità della pioggia

φ = Coefficiente di afflusso

μ_φ = Media pesata dei coefficienti di afflusso

Q [m³/s] = Portata bianca - riferita al periodo di ritorno T=10 anni

h [m] = Tirante idrico di moto uniforme

h/H = Grado di riempimento - moto uniforme

V [m³/s] = Velocità media di portata

h_c [m] = Tirante idrico di stato critico

h_c/H = Grado di riempimento - stato critico

u [l/(s*ha)] = Coefficiente udometrico

Assunta l'ipotesi di moto uniforme, si è applicata la relazione di Gauckler e Strickler, avendo posto il coefficiente di scabrezza pari a: **K_{GS} [m^{1/3}s]= 50.00**

| Collettore | Tratto | Tipo speco | Dim. Speco | Tratti confl. | S | L | A | A _{tot} | φ | μ_φ | t _r | t _p | t _c | i | Q | h | V | h/D | u | F _o | k | k/D |
|--------------|--------|---------------|------------|---------------|-------|-----|-------|------------------|-----------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------|-------|-------|----------------|-------|-------|
| Collettore 1 | A | Circ. in Cls. | 800 | ----- | 1.00% | 306 | 62300 | 62.300 | 0.40 | 0.40 | 300 | 100 166 | 400 466 | 85.91 83.35 | 0.595 0.577 | 0.489 0.480 | 1.85 1.83 | 0.600 | 92.6 | 0.895 | k<hu | --- |
| | B | Circ. in Cls. | 1000 | A | 0.50% | 106 | 17300 | 79.600 | 0.80 | 0.49 | 466 | 50 68 | 516 534 | 81.51 80.87 | 0.878 0.871 | 0.674 0.670 | 1.56 1.56 | 0.670 | 109.4 | 0.619 | k<hu | --- |
| | C | Circ. in Cls. | 1000 | B | 0.50% | 87 | 6000 | 85.600 | 0.70 | 0.50 | 534 | 60 55 | 594 589 | 78.82 78.98 | 0.941 0.942 | 0.710 0.711 | 1.58 1.58 | 0.711 | 110.1 | 0.595 | k<hu | --- |
| Collettore 2 | D | Circ. in Cls. | 800 | ----- | 0.50% | 234 | 53700 | 53.700 | 0.35 | 0.35 | 300 | 200 179 | 500 479 | 82.08 82.87 | 0.429 0.433 | 0.496 0.499 | 1.31 1.31 | 0.623 | 80.6 | 0.621 | k<hu | --- |
| | E | Circ. in Cls. | 800 | D | 0.50% | 107 | 3300 | 57.000 | 0.70 | 0.37 | 479 | 100 80 | 579 559 | 79.33 80.00 | 0.465 0.469 | 0.524 0.527 | 1.33 1.33 | 0.659 | 82.3 | 0.602 | k<hu | --- |
| | F | Circ. in Cls. | 1000 | E | 0.50% | 65 | 19500 | 76.500 | 0.70 | 0.45 | 559 | 50 43 | 609 602 | 78.32 78.55 | 0.756 0.758 | 0.608 0.610 | 1.51 0.90 | 0.610 | 99.1 | 0.652 | k<hu | --- |
| Collettore 3 | G | Circ. in Cls. | 400 | ----- | 0.80% | 251 | 5300 | 5.300 | 0.80 | 0.80 | 300 | 200 235 | 500 535 | 82.08 80.84 | 0.097 0.095 | 0.270 0.267 | 1.07 1.07 | 0.668 | 179.7 | 0.673 | k<hu | --- |
| | H | Circ. in Cls. | 400 | G | 3.00% | 288 | 5300 | 10.600 | 0.70 | 0.75 | 535 | 200 143 | 735 677 | 74.43 76.15 | 0.164 0.168 | 0.247 0.251 | 2.02 2.03 | 0.627 | 158.7 | 1.351 | 0.291 | 0.728 |
| | I | Circ. in Cls. | 800 | H | 0.50% | 52 | 26000 | 36.600 | 0.50 | 0.57 | 677 | 50 30 | 727 708 | 74.65 75.23 | 0.434 0.438 | 0.403 0.404 | 1.71 1.72 | 0.506 | 119.6 | 0.956 | k<hu | --- |
| | L | Circ. in Cls. | 800 | I | 0.50% | 317 | 31100 | 67.700 | 0.40 | 0.49 | 708 | 300 230 | 1.008 938 | 67.31 68.97 | 0.624 0.640 | 0.677 0.564 | 1.38 1.69 | 0.705 | 94.5 | 0.717 | k<hu | --- |

$$Q_{tot} = 2.341$$

TABELLA VERIFICHE IDRAULICHE DELLA RETE DI DRENAGGIO NERA

| Tratto Picchetto | Tipo speco | Dim. Speco [mm] | Tratti confl. | S [m/m] | NAe _i | NAe _{tot} | Q _{mn} [l/s] | h _{mn} [m] | V _{mn} [m/s] | h _{mn} /D | F _o | k [m] | k/D | Q _{pn} [l/s] | h _{pn} [m] | V _{pn} [m/s] | h _{pn} /D | F _o | k [m] | k/D |
|------------------|---------------|-----------------|---------------|---------|------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|--------------------|----------------|-------|-----|-----------------------|---------------------|-----------------------|--------------------|----------------|-------|-----|
| A | Circ. in gres | 300 | --- | 0.010 | 870 | 870 | 2.01 | 0.04 | <u>0.43</u> | 0.12 | 0.95 | k<hu | --- | 4.63 | 0.05 | 0.56 | 0.18 | 0.98 | k<hu | --- |
| B | Circ. in gres | 300 | A | 0.005 | 850 | 1720 | 3.98 | 0.05 | 0.46 | 0.18 | 0.79 | k<hu | --- | 9.16 | 0.09 | 0.53 | 0.29 | 0.68 | k<hu | --- |
| C | Circ. in gres | 300 | B | 0.010 | 270 | 1990 | 4.61 | 0.06 | 0.51 | 0.18 | 0.88 | k<hu | --- | 10.59 | 0.08 | 0.70 | 0.27 | 0.97 | k<hu | --- |
| D | Circ. in gres | 300 | --- | 0.005 | 350 | 350 | 0.81 | 0.03 | <u>0.26</u> | 0.09 | 0.65 | k<hu | --- | 1.86 | 0.04 | <u>0.33</u> | 0.13 | 0.68 | k<hu | --- |
| E | Circ. in gres | 300 | D | 0.005 | 600 | 950 | 2.20 | 0.04 | <u>0.35</u> | 0.14 | 0.68 | k<hu | --- | 5.06 | 0.07 | <u>0.45</u> | 0.22 | 0.69 | k<hu | --- |
| F | Circ. in gres | 300 | E | 0.005 | 700 | 1650 | 3.82 | 0.06 | <u>0.41</u> | 0.19 | 0.69 | k<hu | --- | 8.78 | 0.09 | 0.52 | 0.29 | 0.69 | k<hu | --- |
| G | Circ. in gres | 300 | B | 0.010 | --- | 3640 | 8.43 | 0.07 | 0.66 | 0.24 | 0.98 | k<hu | --- | 19.38 | 0.11 | 0.84 | 0.36 | 0.96 | k<hu | --- |

In ipotesi di moto uniforme si è applicata la relazione di Gauckler e Strickler con $K_{GS} [m^{1/3}/s] = 55$

Dim. Speco [mm] = Dimensione della grandezza caratterizzante lo speco - il diametro per la sez. circolare

Tratti confl. = Canali fognari confluenti nel tratto in esame

S = Pendenza del canale

NAe = numero abitanti equivalenti

Q [m³/s] = Portata reflua

h [m] = Tirante idrico di moto uniforme

V [m³/s] = Velocità media di portata

h/D = Grado di riempimento - moto uniforme

F_o = numero di Froude

k [m] = Tirante idrico di stato critico

k/D = Grado di riempimento - stato critico

pedici **mn** = per le grandezze riferite alla portata media nera

pedici **pn** = per le grandezze riferite alla portata di punta nera

pedici **i** = relativo all'are colante i-esima

pedici **tot** = relativo all'intero bacino in esame

Allegato 2

Analisi acque di falda



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II
 POLO DELLE SCIENZE E DELLE TECNOLOGIE
 Dipartimento di Biologia Strutturale e Funzionale
 Laboratorio di Igiene



Napoli, 14/11/2012

RAPPORTO DI PROVA n° 7 ACF del 30/10/2012

CODICE CAMPIONE: 7 ACF 30/10/2012
NATURA DEL CAMPIONE PRELEVATO: ACQUA SOTTERANEA
CAMPIONE PRELEVATO IL: 30/10/2012
CAMPIONE PRELEVATO DA: Prof. Marco Guida
PUNTO DI PRELIEVO: POZZO DI MONITORAGGIO S1
PRELEVATO PRESSO: EX DEPOSITO FERROVIARIO IN VIA BOTTEGHELLE (NA)
INIZIO ANALISI: 30/10/2012
ANALISI TERMINATE IL: 12/11/2012
PROCEDURA DI RIFERIMENTO: POP/GesCampLab02.Ed.1.Rev.0
CODICE CONTATTO CLIENTE: 26 del 30/10/2012
COMMISSIONATO DA: FINGESTIM s.r.l.
INDIRIZZO: Piazza della Repubblica 19 (20124)
SITO IN: Milano

ANALISI MICROBIOLOGICHE

| PARAMETRO | RISULTATI | U.M. | Metodo Riferimento |
|--------------------------------|-----------|------------|----------------------------|
| Carica batterica totale a 37°C | 300 | UFC/mL | UNI EN ISO 6222:2001 |
| Carica batterica totale a 22°C | 400 | UFC/mL | UNI EN ISO 6222:2001 |
| <i>Escherichia coli</i> | 600 | UFC/100 mL | UNI EN ISO 9308-1:2002 |
| Coliformi totali | 1700 | UFC/100 mL | UNI EN ISO 9308-1:2002 |
| Coliformi fecali | 1100 | UFC/100 mL | APAT IRSA-CNR 29/03 7020 B |
| Enterococchi | 100 | UFC/100 mL | UNI EN ISO 7899-2:2003 |

ANALISI ECOTOSSICOLOGICHE

| PARAMETRO | RISULTATI | U.M. | Metodo Riferimento |
|---|-----------|----------------------------------|----------------------|
| Saggio di Tossicità acuta su <i>Daphnia magna</i> | 3 | % organismi immobili dopo 24 ore | UNI EN ISO 6341:1999 |
| Indice di germinazione con <i>Lepidium sativum</i> | 96 | I. G. % | UNICHIM 1651 : 2003 |
| Indice di germinazione con <i>Sorghum saccharatum</i> | 82 | I. G. % | UNICHIM 1651 : 2003 |

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II
 DIPARTIMENTO DI BIOLOGIA

Prot. 2013/ 0020451

del 27/02/2013

Pagina 1 di 2



O 9001:2008 Certificato da ITALCERT

Prof. Marco Guida - e-mail: marco.guida@unina.it

Sede laboratorio: Complesso Universitario di Monte Sant'Angelo - Ed.7 - Via Cinthia, 21 - 80126 - NA
 Tel.: 0812534641/29/28/26 - 081679183 - Fax: 0812534623

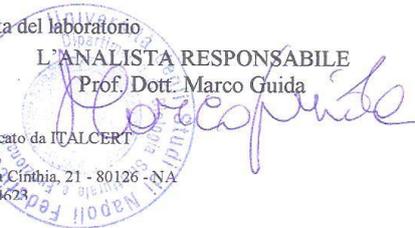




ANALISI CHIMICHE

| PARAMETRO | RISULTATI | U.M. | Metodo Riferimento |
|--------------------------|-----------|---------------------|----------------------|
| Cloruri | 78,3 | mg/L | SMWW 4110-B |
| Solfati | 120 | mg/L | |
| Sodio | 70,8 | mg/L | ISS.CBB.038.REV00 |
| Potassio | 44,9 | mg/L | |
| Calcio | 135 | mg/L | |
| Magnesio | 27,9 | mg/L | |
| Litio | < 0.01 | mg/L | |
| Bromuri | 0,2 | mg/L | |
| Nitrati | 67,9 | mg/L | |
| Fluoruri | 1,5 | mg/L | |
| Ammoniaca | < 0,05 | mg/L | SMWW 4500 NH3+- F |
| Nitriti | < 0,05 | mg/L | SMWW 4500 N02- B |
| Alluminio | < 20 | µg/L | SMWW 3125- B |
| Arsenico | 7 | µg/L | |
| Argento | < 0,1 | µg/L | |
| Antimonio | < 0,5 | µg/L | |
| Bario | 25 | µg/L | |
| Cromo totale | 26 | µg/L | |
| Cadmio | < 0,1 | µg/L | |
| Ferro | 144 | µg/L | |
| Manganese | < 5 | µg/L | |
| Mercurio | < 0,1 | µg/L | |
| Nichel | < 2 | µg/L | |
| Rame | < 10 | µg/L | |
| Piombo | < 1 | µg/L | |
| Selenio | < 1 | µg/L | |
| Zinco | < 10 | µg/L | |
| IPA TOT | < 0.006 | µg/L | EPA Method 550-1 |
| Benzo(a)antracene | < 0.003 | µg/L | |
| Benzo(a)pirene | < 0.006 | µg/L | |
| Benzo(b)fluorantene | < 0.006 | µg/L | |
| Benzo(K)fluorantene | < 0.006 | µg/L | |
| Benzo(g,h,i) pirilene | < 0.006 | µg/L | |
| Crisene | < 0.006 | µg/L | |
| Dibenzo(a,h)antracene | < 0.006 | µg/L | |
| Indeno(1,2,3-c,d) pirene | < 0.006 | µg/L | |
| Pirene | < 0.006 | µg/L | |
| BOD ₅ | 20 | mg/l O ₂ | APAT IRSA CNR 5120B1 |
| COD | 60 | mg/l O ₂ | APAT IRSA CNR 5130 |

Il presente risultato non può essere esteso ad altri campioni
È vietata la riproduzione parziale del documento senza l'approvazione scritta del laboratorio





UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II
 POLO DELLE SCIENZE E DELLE TECNOLOGIE
 Dipartimento di Biologia Strutturale e Funzionale
 Laboratorio di Igiene



Napoli, 14/11/2012

RAPPORTO DI PROVA n° 8 ACF del 30/10/2012

CODICE CAMPIONE: 8 ACF 30/10/2012
NATURA DEL CAMPIONE PRELEVATO: ACQUA SOTTERANEA
CAMPIONE PRELEVATO IL: 30/10/2012
CAMPIONE PRELEVATO DA: Prof. Marco Guida
PUNTO DI PRELIEVO: POZZO DI MONITORAGGIO S3
PRELEVATO PRESSO: EX DEPOSITO FERROVIARIO IN VIA BOTTEGHELLE(NA)
INIZIO ANALISI: 30/10/2012
ANALISI TERMINATE IL: 12/11/2012
PROCEDURA DI RIFERIMENTO: POP/GesCampLab02.Ed.1.Rev.0
CODICE CONTATTO CLIENTE: 26 del 30/10/2012
COMMISSIONATO DA: FINGESTIM s.r.l.
INDIRIZZO: Piazza della Repubblica 19 (20124)
SITO IN: Milano

ANALISI MICROBIOLOGICHE

| PARAMETRO | RISULTATI | U.M. | Metodo Riferimento |
|--------------------------------|-----------|------------|----------------------------|
| Carica batterica totale a 37°C | 2500 | UFC/mL | UNI EN ISO 6222:2001 |
| Carica batterica totale a 22°C | 2600 | UFC/mL | UNI EN ISO 6222:2001 |
| <i>Escherichia coli</i> | 2000 | UFC/100 mL | UNI EN ISO 9308-1:2002 |
| Coliformi totali | 5000 | UFC/100 mL | UNI EN ISO 9308-1:2002 |
| Coliformi fecali | 3200 | UFC/100 mL | APAT IRSA-CNR 29/03 7020 B |
| Enterococchi | 2300 | UFC/100 mL | UNI EN ISO 7899-2:2003 |

ANALISI ECOTOSSICOLOGICHE

| PARAMETRO | RISULTATI | U.M. | Metodo Riferimento |
|---|-----------|----------------------------------|----------------------|
| Saggio di Tossicità acuta su <i>Daphnia magna</i> | 3 | % organismi immobili dopo 24 ore | UNI EN ISO 6341:1999 |
| Indice di germinazione con <i>Lepidium sativum</i> | 100 | I. G. % | UNICHIM 1651 : 2003 |
| Indice di germinazione con <i>Sorghum saccharatum</i> | 93 | I. G. % | UNICHIM 1651 : 2003 |

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II
 DIPARTIMENTO DI BIOLOGIA

Prot. 2013/ 0020451

del 27/02/2013

Pagina 1 di 2



1:2008 Certificato da ITALCERT
 guida@unina.it

Sede laboratorio: Complesso Universitario di Monte Sant'Angelo - Ed.7 - Via Cinthia, 21 - 80126 - NA
 Tel.: 0812534641/29/28/26: 081679183 - Fax: 0812534623





ANALISI CHIMICHE

| PARAMETRO | RISULTATI | U.M. | Metodo Riferimento |
|--------------------------|-----------|---------------------|----------------------|
| Cloruri | 70,5 | mg/L | SMWW 4110-B |
| Solfati | 66,9 | mg/L | |
| Sodio | 78,6 | mg/L | ISS.CBB.038.REV00 |
| Potassio | 47,6 | mg/L | |
| Calcio | 124 | mg/L | |
| Magnesio | 26,4 | mg/L | |
| Litio | < 0,01 | mg/L | |
| Bromuri | 0,2 | mg/L | |
| Nitrati | 41,5 | mg/L | SMWW 4110-B |
| Fluoruri | 1,6 | mg/L | SMWW 4500 NH3+- F |
| Ammoniaca | < 0,05 | mg/L | |
| Nitriti | < 0,05 | mg/L | SMWW 4500 N02- B |
| Alluminio | < 20 | µg/L | SMWW 3125- B |
| Arsenico | 7 | µg/L | |
| Argento | < 0,1 | µg/L | |
| Antimonio | < 0,5 | µg/L | |
| Bario | 19 | µg/L | |
| Cromo totale | 42 | µg/L | |
| Cadmio | < 0,1 | µg/L | |
| Ferro | 147 | µg/L | |
| Manganese | 6 | µg/L | |
| Mercurio | < 0,1 | µg/L | |
| Nichel | < 2 | µg/L | |
| Rame | < 10 | µg/L | |
| Piombo | < 1 | µg/L | |
| Selenio | < 1 | µg/L | |
| Zinco | < 10 | µg/L | |
| IPA TOT | < 0.006 | µg/L | EPA Method 550-1 |
| Benzo(a)antracene | < 0.003 | µg/L | |
| Benzo(a)pirene | < 0.006 | µg/L | |
| Benzo(b)fluorantene | < 0.006 | µg/L | |
| Benzo(K)fluorantene | < 0.006 | µg/L | |
| Benzo(g,h,i) pirlene | < 0.006 | µg/L | |
| Crisene | < 0.006 | µg/L | |
| Dibenzo(a,h)antracene | < 0.006 | µg/L | |
| Indeno(1,2,3-c,d) pirene | < 0.006 | µg/L | |
| Pirene | < 0.006 | µg/L | |
| BOD ₅ | 30 | mg/l O ₂ | APAT IRSA CNR 5120B1 |
| COD | 65 | mg/l O ₂ | APAT IRSA CNR 5130 |

Il presente risultato non può essere esteso ad altri campioni
È vietata la riproduzione parziale del documento senza l'approvazione scritta del laboratorio

