



Comune di Milano

Piano Attuativo PA6

Intervento di trasformazione dell'ex Caserma Mameli

FIV Extra
CDP Investimenti Sgr
via Versilia 2
00187 Roma
tel 06 42045499
fax 06 42045480

CDP Immobiliare
via Versilia 2
00187 Roma
tel 06 42116111
fax 06 42116227

PROGETTO

PROJECT MANAGER

Verifica della Progettazione Preliminare

arch. Anselmo Comito
CDP Immobiliare
via Versilia 2 - 00187 Roma
tel 06 42116111
fax 06 42116227

PROGETTISTI

CONSULENTI

PROGETTO ARCHITETTONICO

CONSULENZA E VALUTAZIONI STRUTTURALI

onsitestudio

arch. ANGELO LUNATI
angelo.lunati@onsitestudio.it

MILAN INGEGNERIA

ing. MAURIZIO MILAN
mameli@buromilan.com

onsitestudio s.r.l.
via Cesare Cesariano, 14 - 20154 milano
t +39.02.36754805 - f +39.02.36754804

arch. GIANCARLO FLORIDI
giancarlo.floridi@onsitestudio.it

via Thaon di Revel 21, 20159 - Milano
T: +39 02 36 79 88.90 - F: +39 02 36 79 88.92

STUDIO DEL TRAFFICO E VIABILITA'

CONSULENZA PROGETTO DI RESTAURO

MIC mobility in chain
SERVIZI INTEGRATI DI
INGEGNERIA PER LA MOBILITA'
via Pietro Custodi 16 - 201236 Milano
t +39.02.49530504 - f +39.02.49530509

arch. FEDERICO CASSANI
cassani@michain.com

ARCH. ROSSELLA MOIOLI

arch. ROSSELLA MOIOLI
rossellamoioi@libero.it

via Vittorio Emanuele 27 - 20871 Vimercate (MB)
t +39.039.2913205

PROGETTO DEL PARCO

CONSULENZA GEOLOGIA

STUDIO GIORGETTA
Architetti Paesaggisti

arch. FRANCO GIORGETTA
fgarch@fastwebnet.it

STUDIO IDROGEOTECNICO

geom. EFREM GHEZZI
stid@fastwebnet.it

Via Fiori Chiari, 8 - 20121 Milano
t +39 02 86 32 88 - f +39 02 99 98 78 53

Bastioni di Porta Volta, 7 - 20121 Milano
t. +39.02.6597857 - f.+39.02.6551040

PROGETTO OPERE DI URBANIZZAZIONE E VAS E CONSULENZA ACUSTICA

CONSULENZA AGRONOMICA

DEERNS ITALIA S.p.A.

ing. GIOVANNI CONSONNI
giovanni.consonni@deerns.com

dott. agronomo NICOLA NOÈ, PhD

via Guglielmo Silva, 36 - 20149 Milano
t/f +39 02 36 16 78.88

dott. WALTER TIANO
walter.tiano@deerns.com

Via Medardo Rosso, 19 - 20159 Milano
t/f +39 02 606100
c 333 3936425

TITOLO ELABORATO

ELABORATO N.

RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA RETI TECNOLOGICHE

P03a

AGG.	DATA	DESCRIZIONE AGG.	AUTORE	SCALA
00	04/04/2016	EMISSIONE PER APPROVAZIONE		
01	30/09/2016	EMISSIONE PER APPROVAZIONE		
02				
03				
04				

Documento firmato digitalmente da
Giancarlo Floridi (Onsitestudio)
Marco Sangiorgio (CDP Investimenti Sgr)

NOME FILE

DATA

30/09/2016

Comune di Milano - Prot. 07/07/2020.0245109.E. - Si attesta che la presente copia informatica è conforme all'originale digitale conservato negli archivi del Comune di Milano





Indice

1	PREMESSA	2
2	RETI SMALTIMENTO ACQUE MISTE	6
2.1	Analisi idrologico - idraulica.....	6
2.2	Rete smaltimento viabilità e piazze pubbliche	14
2.3	Rete smaltimento parcheggi pubblici	17
2.4	Volume vasche di riuso	18
2.5	Rete acque nere.....	20
3	VERIFICA RETE COLLETTORI PRINCIPALI ACQUE MISTE CON MODELLO SWMM	22
3.1	Generalità modello SWMM	22
3.2	Costruzione modello.....	23
3.3	Parametri pluviometrici di input	28
3.4	Verifica tubazioni – Evento di pioggia intenso di breve durata (15 min).....	29
3.5	Verifica tubazioni – Evento di pioggia di lunga durata (8 ore)	40
4	RETE IDROPOTABILE	47
4.1	Calcolo dotazioni	49
5	RETE GAS	50
6	RETE TELEFONICA	53
7	RETE ELETTRICA	55
8	RETE ILLUMINAZIONE PUBBLICA	58



1 PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Preliminare del Piano Attuativo denominato "Intervento di trasformazione dell'ex Caserma Mameli" in Comune di Milano, la presente relazione descrive e definisce le soluzioni progettuali previste per le linee dei sottoservizi interessanti il sito in progetto, con particolare riferimento ai seguenti temi:

- definizione delle modalità di alimentazione a servizio del sito stesso per le seguenti linee:

- o rete idrica
- o rete gas
- o rete elettrica
- o rete illuminazione
- o rete telefonica

- definizione delle modalità di scarico delle acque meteoriche e acque nere, nel caso specifico confluenti nella rete di progetto di acque miste, come concordato con Metropolitana Milanese, in ragione della natura 'mista' della rete fognaria esistente a perimetro del sito in esame.

Si evidenzia che gli elaborati progettuali a corredo della presente relazione riportano le opere pubbliche di urbanizzazione primaria soggette a scomuto degli oneri.

Prima di procedere con la descrizione dettagliata di ogni rete, si riportano le immagini di 4 sezioni trasversali significative della viabilità di progetto, con la disposizione plano-altimetrica dei sottoservizi di progetto.

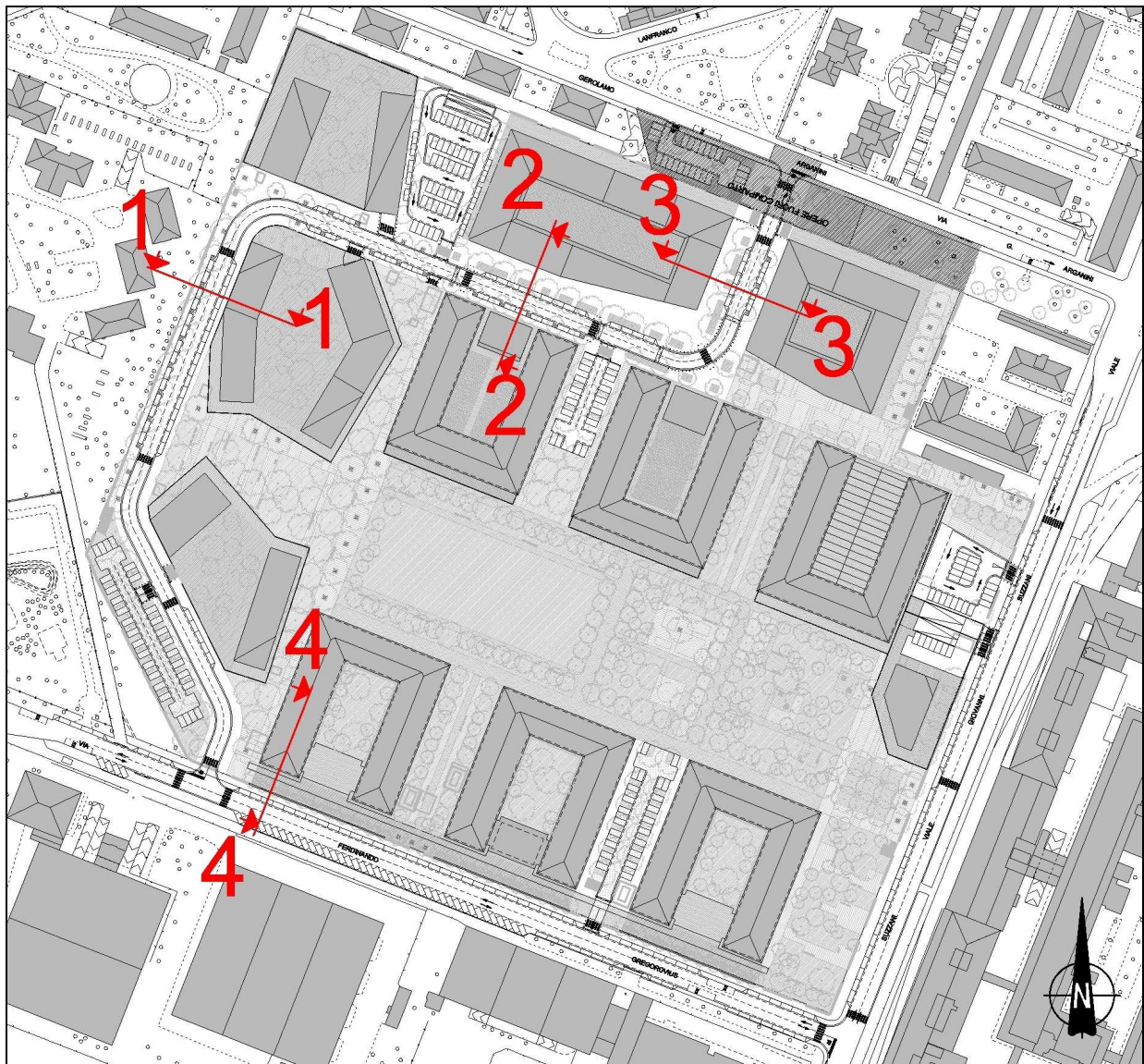


Figura 1: Planimetria di inquadratura sezioni trasversali

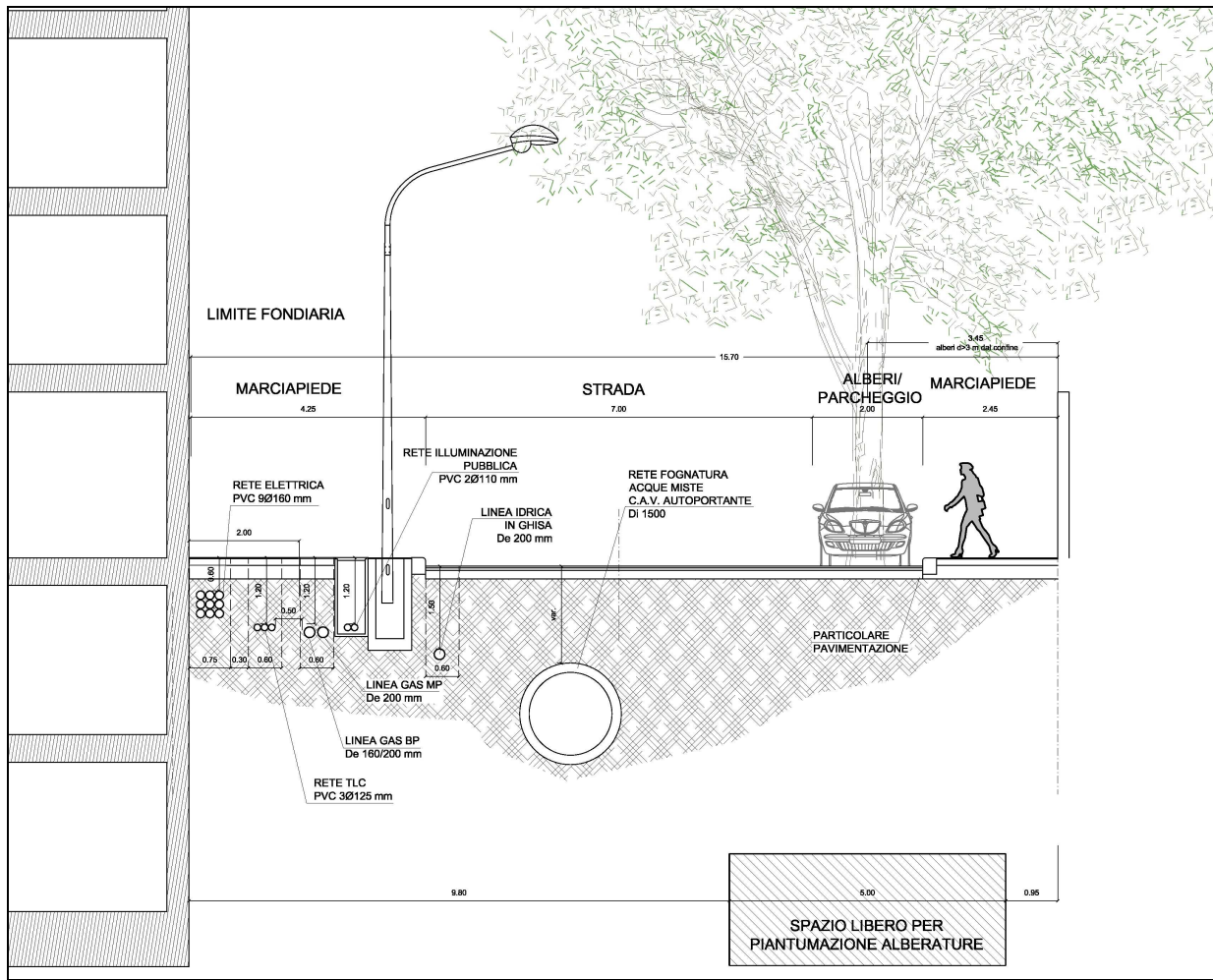


Figura 2: Sezioni trasversali – sez 1-1

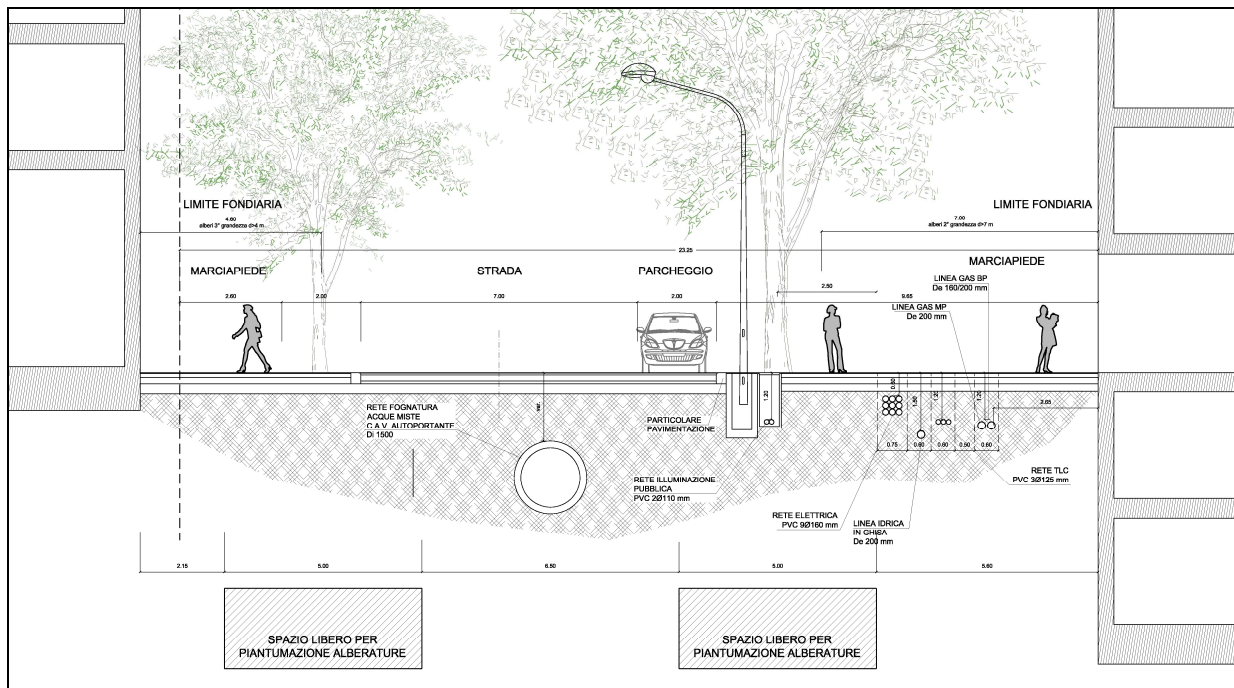


Figura 3: Sezioni trasversali – sez 2-2

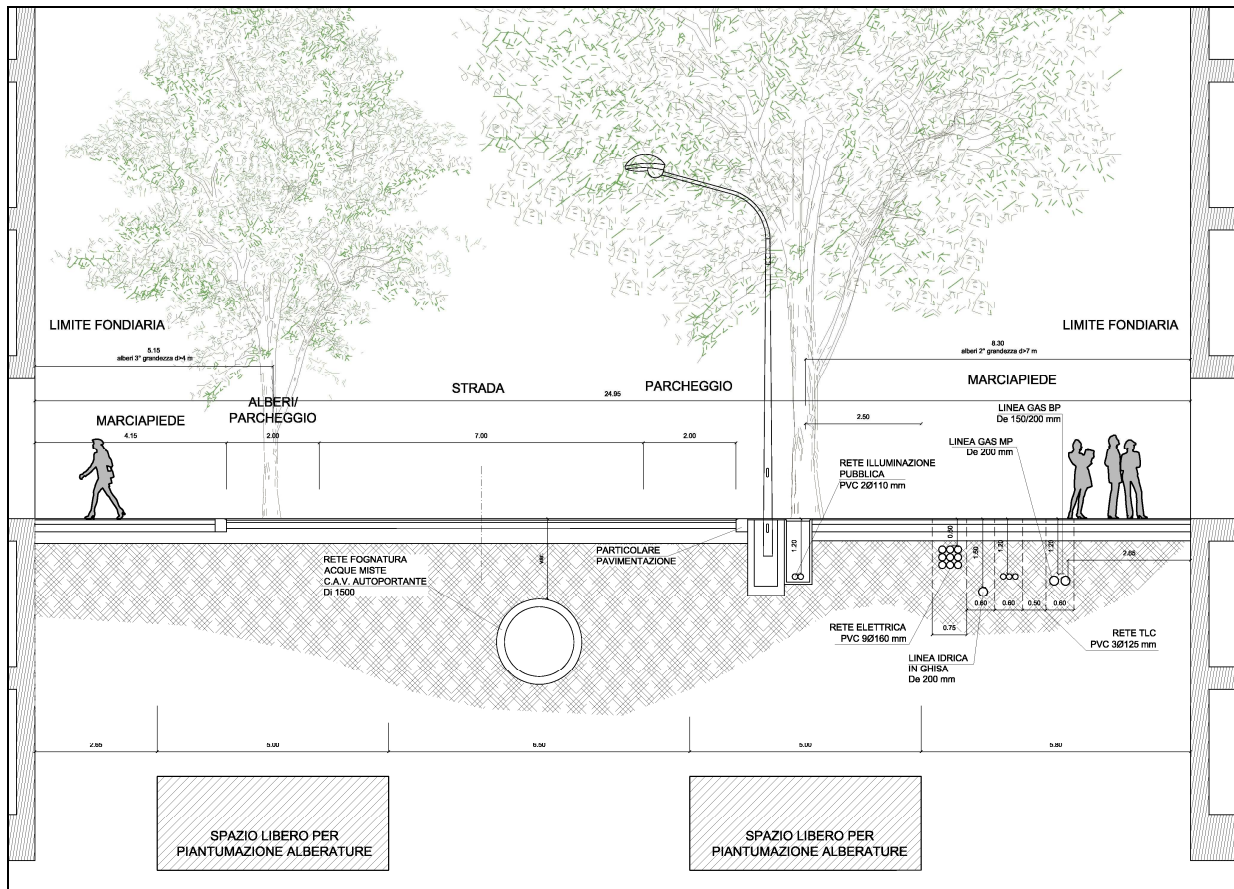


Figura 4: Sezioni trasversali – sez 3-3

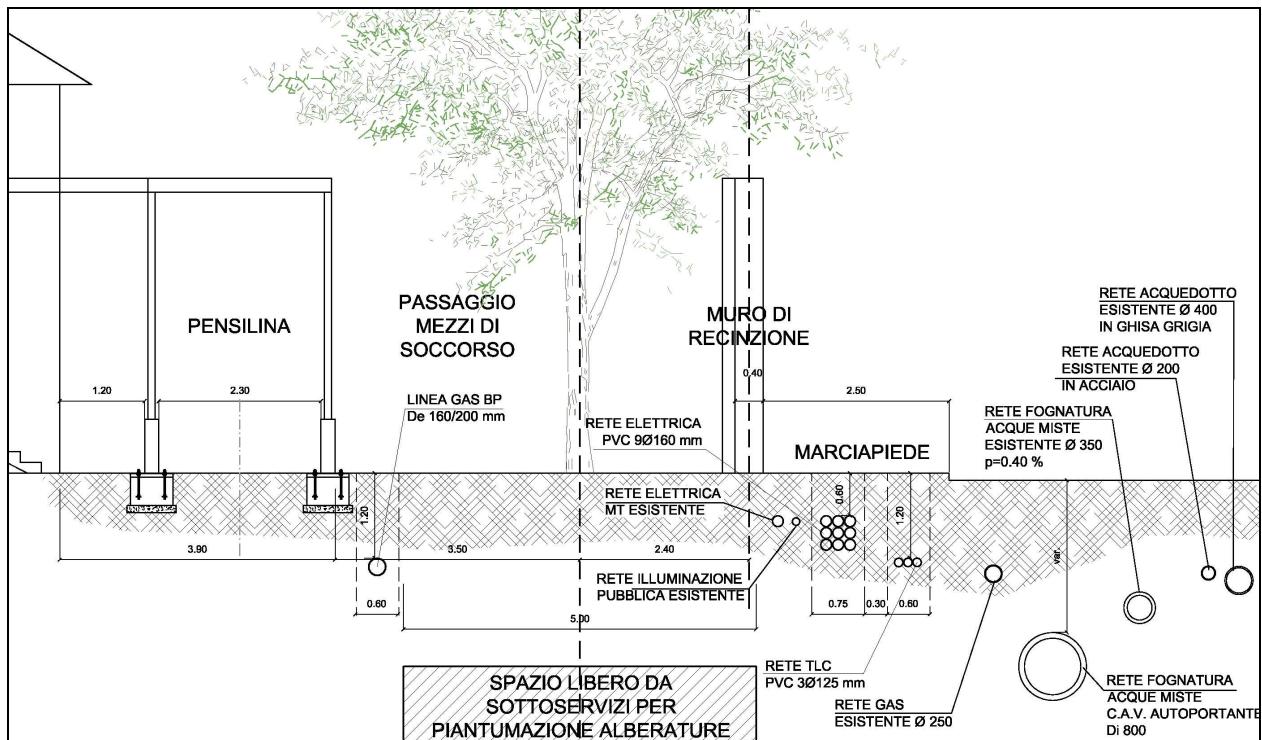


Figura 5: Sezioni trasversali – sez 4-4



2 RETI SMALTIMENTO ACQUE MISTE

Le reti di smaltimento delle acque miste in progetto sono distinte in:

- Reti di smaltimento viabilità pubblica, non soggette a trattamenti di prima pioggia;
- Reti acque grigie dei parcheggi pubblici, soggette a trattamenti di prima pioggia.

Si elencano nel seguito le tubazioni di fognatura mista esistenti e perimetrali all'area oggetto di intervento:

- lungo via Arganini, a nord del sito in esame, è presente una tubazione ovoidale 80/120 cm, posata con pendenza media del 0.10 % ad una profondità media di scorrimento dal piano campagna di 3.50 m;
- lungo viale Suzzani, ad est del sito, è posta una tubazione ovoidale 80/120 cm, posata con pendenza media del 0.175 % ad una profondità media di scorrimento dal piano campagna di 3.50 m;
- lungo la viabilità che costeggia il lato ovest del sito, è presente una tubazione ovoidale 80/120 cm, posata con pendenza media del 0.15 % ad una profondità media di scorrimento dal piano campagna di 3.50 m;
- lungo via Gregorovius, a sud del sito, è posta una tubazione Φ 350 mm avente pendenza di 0.40%;
- lungo via Monte Rotondo, a sud-ovest del sito, è posta una tubazione ovoidale 100/150 cm, posata con pendenza media del 0.13%, ad una profondità media di scorrimento dal piano campagna di 4.40 m.

Sulla base delle indicazioni del Gestore, sono state individuate, come tubazioni recettrici dei contributi di acque meteoriche e nere provenienti dal sito, le più capienti poste sotto la viabilità pubblica, ovvero quelle lungo via Arganini, lungo viale Suzzani e lungo via Monte Rotondo.

2.1 Analisi idrologico - idraulica

Il tempo di ritorno utilizzato nelle valutazioni idrologiche-idrauliche è pari a 10 anni, come da indicazioni dei tecnici MM Metropolitana Milanese.

Per affrontare un'analisi idrologica mirata alla stima delle portate meteoriche è necessario definire preliminarmente il regime pluviometrico intenso che caratterizza il territorio, operando un'attenta valutazione della disponibilità delle serie storiche dei dati di pioggia sul bacino in esame e nelle zone limitrofe.

Le moderne tecniche di analisi statistica delle grandezze idrologiche consentono di elaborare e di correlare tra loro diversi campioni di dati, provenienti da strumenti di monitoraggio ubicati in zone diverse del territorio, in modo da ottimizzare la densità di informazioni, al fine di una rappresentazione continua ed omogenea del fenomeno indagato all'interno di un territorio. Le tecniche di studio basate su questo approccio metodologico, vengono comunemente indicate come tecniche di regionalizzazione statistica dei dati idrologici.

Una serie di studi orientati a questo obiettivo sono stati realizzati anche con riferimento al territorio interessato dal progetto in esame, nell'intento di fornire una misura dell'intensità con cui si manifestano i fenomeni idrologici. In questo paragrafo si fa riferimento ai metodi proposti:

- dall'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente della Lombardia;
- dalle Norme di Attuazione del PAI.

Dal punto di vista applicativo la differenza fondamentale tra i due approcci consiste esclusivamente nella diversa tecnica di interpolazione dei dati che hanno portato alla mappatura delle curve di possibilità pluviometrica.



Infatti, entrambi gli studi fanno uso delle stesse leggi di distribuzione statistica e della stessa metodologia di elaborazione, a produrre la mappatura della distribuzione GEV e della precipitazione indice per ciascun punto del territorio. Per ogni stazione pluviometrica considerata, i valori delle curve di possibilità sono i medesimi mentre per i restanti punti del territorio gli scostamenti possono risultare contenuti.

In particolare, l'ARPA ha realizzato una parametrizzazione della LSPP (linea segnalatrice di probabilità pluviometrica) per ogni sito stazione e per ogni punto griglia del territorio della Lombardia, aggiornando i dati utilizzati nell'ambito dello "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona - 2002 ÷ 2004" redatto dall'Autorità di Bacino del fiume Po.

Sono state effettuate elaborazioni puntuali, determinando per ciascuna stazione pluviometrica i parametri $a(T)$ ed n della curva di possibilità pluviometrica $h(T)=a(T)^n$, definendo poi la variazione spaziale della stessa attraverso la costruzione delle curve iso- a , per diversi tempi di ritorno, ed iso- n .

L'ARPA procede costantemente all'aggiornamento dei dati sulla base delle registrazioni provenienti dalle stazioni pluviometriche presenti sul territorio della regione.

I risultati sono individuati nel modello sviluppato, che consente la valutazione dell'altezza (o del tasso medio) di precipitazione temibile al variare della durata temporale (compresa tra 1 e 24 ore e tra 1 e 5 giorni), con qualsivoglia periodo di ritorno (compreso indicativamente tra 2 e 200 anni).

La curva di possibilità pluviometrica è esprimibile nella forma:

$$h_T(D) = A_1 * K_T * D^n$$

in cui:

- D rappresenta la durata dell'evento meteorico;
- T il tempo di ritorno;
- A_1 il coefficiente pluviometrico orario;
- K_T è il quantile normalizzato per i diversi tempi di ritorno espressi in anni;
- n è l'esponente di scala.

Tali parametri sono messi a disposizione dall'Agenzia Regionale su mappe in formato raster della regione.

(http://idro.arpalombardia.it/pmapper-3.2/wg_serv_idro.phtml).

Cliccando sull'area oggetto dell'intervento, si desumono i seguenti valori dei coefficienti utilizzati per il calcolo delle altezze di pioggia:

A_1 - Coefficiente pluviometrico orario = 30.57

n - Coefficiente di scala = 0.3037

GEV - parametro alpha = 0.2951

GEV - parametro kappa = -0.030200001

GEV - parametro epsilon = 0.82020003

Si riporta una tabella indicante, al variare del tempo di ritorno T_r , il parametro K_T :

Tr	2	5	10	20	50	100	200
KT	0.92896	1.27301	1.50737	1.73722	2.04225	2.27652	2.51490



Noti i parametri, è possibile calcolare l'altezza di pioggia h in funzione del tempo di ritorno T e della durata dell'evento D .

Si riportano i parametri di possibilità pluviometrica calcolati con il metodo proposto dall'Arpa Lombardia:

<i>Tr</i>	2	5	10	20	25	50	100	200
a	28.40	38.92	46.08	53.11	55.44	62.43	69.59	76.88
n	0.3037	0.3037	0.3037	0.3037	0.3037	0.3037	0.3037	0.3037

Il secondo metodo proposto per il calcolo delle altezze di pioggia è quello contenuto nelle Norme di Attuazione del PAI e precisamente nella "Direttiva sulle piene di progetto da assumere per la progettazione e le verifiche di compatibilità idraulica".

In particolare, gli elaborati PAI dell'Allegato 3 della Direttiva riportano un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base ad un reticolo di 2 km di lato. Grazie a questa elaborazione, è possibile il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

Anche seguendo tale metodo, la previsione quantitativa delle piogge nell'area di interesse è stata realizzata attraverso la determinazione della curva di possibilità pluviometrica individuante la relazione che intercorre tra il tempo di pioggia (t) e l'altezza d'acqua piovuta (h), secondo la seguente formulazione:

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

nella quale i termini a ed n sono parametri dipendenti dal tempo di ritorno specificato.

L'area oggetto di intervento ricade nelle seguenti 4 celle:

<i>DD80</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>DD81</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
<i>Tr 20</i>	55.53	0.247	<i>Tr 20</i>	54.87	0.243
<i>Tr 100</i>	72.33	0.236	<i>Tr 100</i>	71.43	0.232
<i>Tr 200</i>	79.23	0.232	<i>Tr 200</i>	78.22	0.228
<i>Tr 500</i>	88.56	0.229	<i>Tr 500</i>	87.41	0.225
<i>DE80</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>DE81</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
<i>Tr 20</i>	55.27	0.243	<i>Tr 20</i>	56.86	0.243
<i>Tr 100</i>	72.07	0.232	<i>Tr 100</i>	71.50	0.232
<i>Tr 200</i>	78.94	0.228	<i>Tr 200</i>	78.29	0.228
<i>Tr 500</i>	88.27	0.225	<i>Tr 500</i>	87.52	0.225

I parametri di pioggia rappresentativi sono ottenuti mediando i precedenti:

<i>MEDIA</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
<i>Tr 20</i>	55.63	0.244
<i>Tr 100</i>	71.83	0.233
<i>Tr 200</i>	78.67	0.229
<i>Tr 500</i>	87.94	0.226



Applicando una regressione lineare ai parametri del PAI, riportati in precedenza, si ottengono le curve di possibilità pluviometria per Tr 10 anni.

MEDIA	a	n
PAI	48.69	0.247

Calcolando il valore dell'altezza di precipitazione relativa ad una durata massima di 24 ore si può osservare come i valori ottenuti con i due metodi non siano molto diversi tra di loro: in particolare per durate inferiori all'ora il metodo proposto dal PAI porta ad altezze leggermente maggiori, indipendentemente dal tempo di ritorno considerato.

Per tempi di pioggia superiori all'ora, invece, risultano maggiori le altezze di pioggia calcolate con il metodo proposto dall'ARPA Lombardia.

Si riportano, al variare del tempo di ritorno, l'andamento delle altezze di pioggia calcolate con i due metodi.

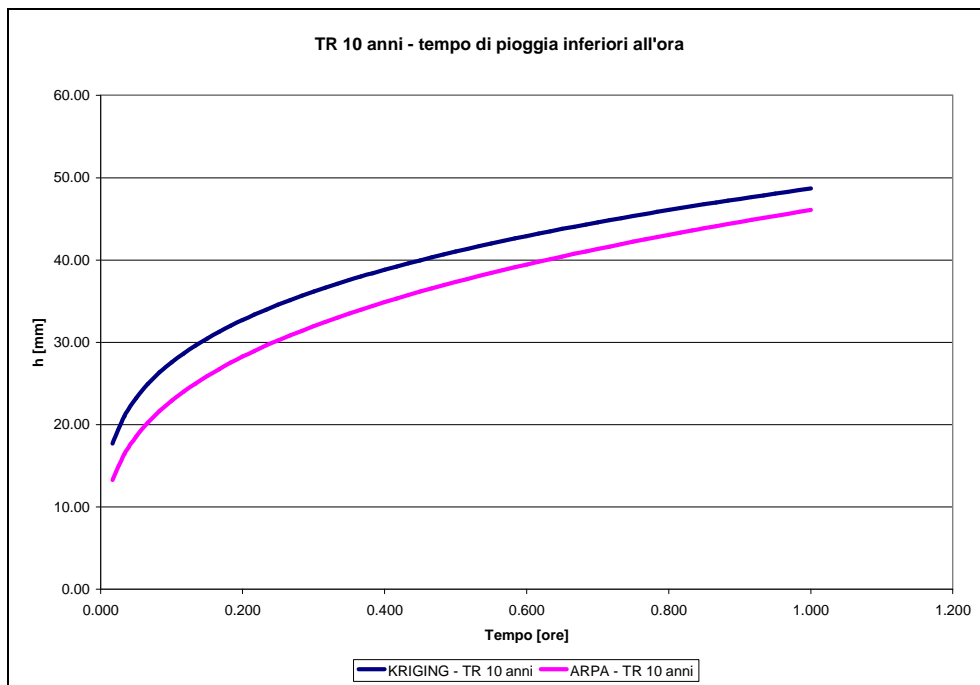


Figura 6: Confronto altezza di pioggia – Tempi di pioggia inferiori all'ora

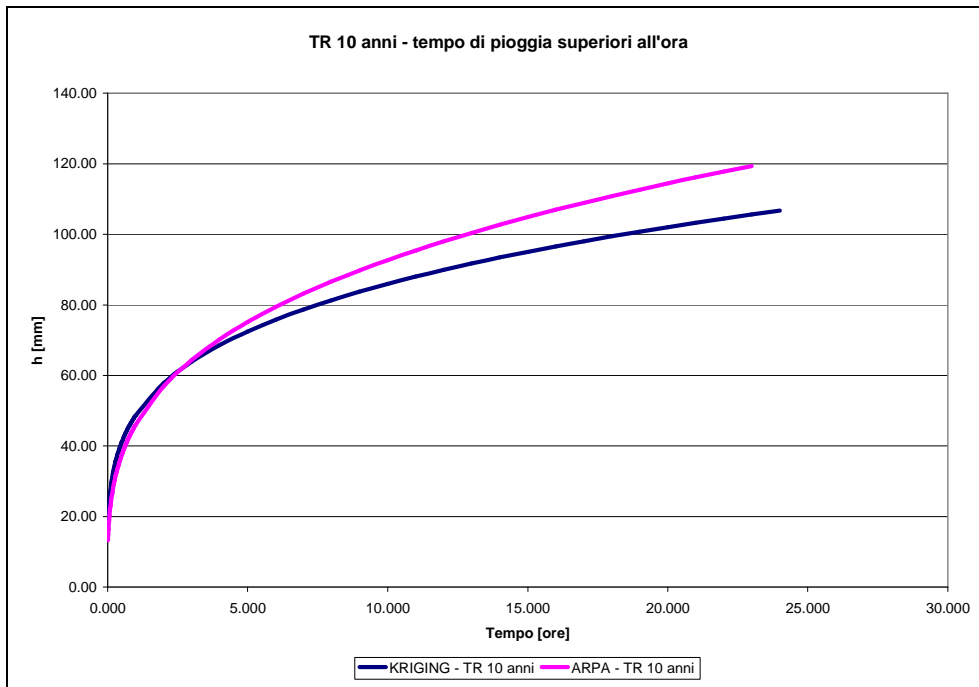


Figura 7: Confronto altezza di pioggia – Tempi di pioggia superiori all'ora

Essendo i tempi di corrvazione della rete sempre inferiori all'ora, i parametri utilizzati sono quelli riportati dal PAI.

Si è provveduto quindi ad effettuare una comparazione tra le altezze di pioggia risultanti dalla curve di possibilità climatica del metodo PAI per eventi di pioggia rispettivamente superiori e inferiori all'ora. Per determinare i parametri "a" ed "n" di eventi inferiori all'ora, si è fatto riferimento a numerosi studi in letteratura 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 lo schema tipico $\rho(t) = h(t)/h(1)$, ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata t e quella per durata di 1 ora. Tali risultati inoltre sono poco dipendenti dalla località considerata per tempi di pioggia $t < 2$ ore (Bell, 1969; Goswami, 1973). Nel grafico seguente si mostra l'andamento di ρ per diverse località.

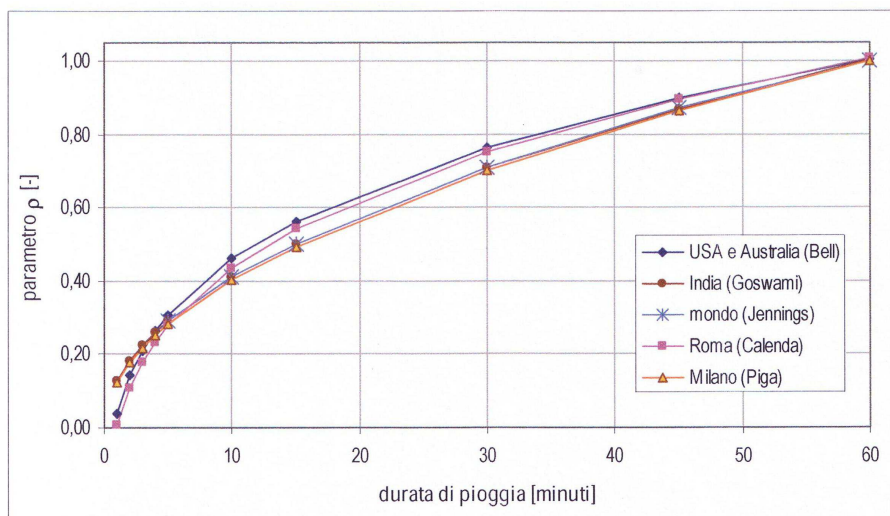


Figura 8: Andamento parametro $\rho(t)$ ottenuto in diversi studi



In questa sede è stato poi considerato l'involuppo superiore di tale grafico per assegnare valori di progetto cautelativi al parametro $\rho(t)$.

Applicando quindi tale coefficiente correttivo al valore di altezza di pioggia oraria ricavato dalla curva di possibilità climatica, per tempi di ritorno decennali, sono state ottenute le altezze di pioggia per tempi inferiori all'ora. Tali informazioni sono state inserite in un grafico bi-logaritmico e successivamente interpolate mediante regressione lineare (metodo dei minimi quadrati); l'equazione di tale retta (legge di potenza) restituisce i valori corretti di "a" ed "n" per fenomeni temporaleschi inferiori all'ora. Si è avuta inoltre l'accortezza di inserire in grafico anche il valore di altezza di pioggia per fenomeno biorario in modo che anche il parametro "n" influenzasse la regressione per una stima più attendibile. Di seguito si riporta il grafico di regressione.

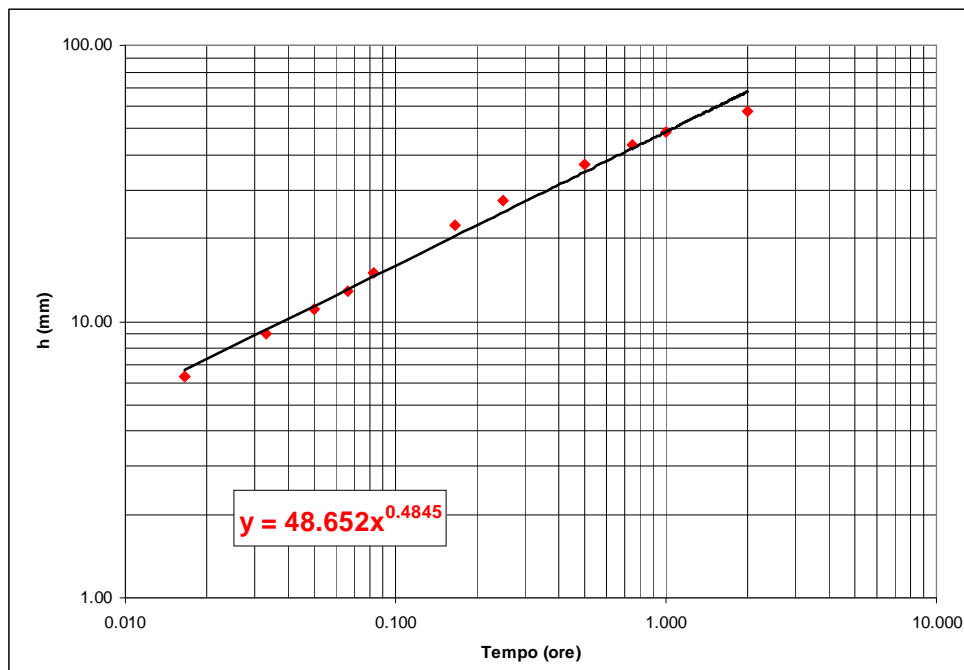


Figura 9: Regressione lineare per ricerca dei parametri "a" ed "n" per piogge brevi ($T_r = 10$ anni)

I parametri di pioggia per fenomeni di breve durata risultano quindi i seguenti ($T_r = 10$ anni):

$$a' = 48.652$$

$$n' = 0.4845.$$

Di seguito il confronto delle altezze di pioggia risultanti mediante applicazione delle curve di possibilità climatica $h = a \cdot t^n$ (piogge superiori all'ora) e $h' = a' \cdot t^{n'}$ (piogge brevi).

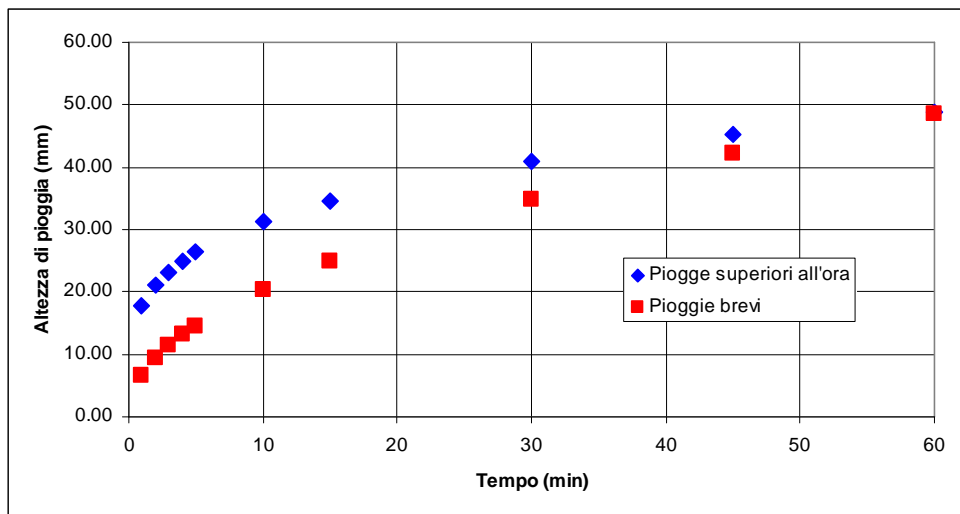


Figura 10: Confronto piogge brevi (h') – piogge superiori all'ora (h)

Come si evince dal grafico, l'utilizzo dei parametri "a" ed "n" relativi a fenomeni di pioggia superiori all'ora risulta più cautelativo nell'ambito dei tempi di rete di progetto utilizzati per il dimensionamento dei drenaggi, sempre inferiori alla mezz'ora.

L'equazione di progetto utilizzata per il calcolo delle altezze di piogge decennali risulta quindi essere:
 $h = 48.69 \cdot t^{0.247}$.

La massima portata meteorica defluente è valutata col metodo razionale, il quale fornisce la seguente espressione:

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h \cdot 106}{3600 \cdot T_c}$$

con:

- S = superficie del sottobacino, in km²;
- h = altezza di pioggia, in m;
- T_c = tempo di corrivazione/concentrazione, in ore;
- φ = coefficiente medio di deflusso, assunto pari a 1.00 per le coperture ed i parcheggi, 0.90 per le viabilità ed i marciapiedi e 0.30 per le aree verdi.

Tale metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- Gocce di pioggia cadute contemporaneamente in luoghi diversi del bacino, arrivano alla sezione di chiusura in tempi diversi;
- Il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale all'intensità di pioggia caduta in quel punto per il tempo necessario al raggiungimento della sezione di chiusura da parte del contributo stesso;
- Tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e rimane costante per tutta la durata del fenomeno pluviometrico;
- Le portate massime si ottengono per tempi di pioggia non inferiori al tempo di corrivazione/concentrazione determinati alla sezione di chiusura in esame.



Per una fognatura urbana il tempo di concentrazione T_c si determina in riferimento al percorso idraulico più lungo della rete stessa fino alla sezione di chiusura (Paoletti et al. – Sistemi di fognatura, 2004). In particolare, una volta individuata la rete e i sottobacini afferenti, il T_c si determina mediante la formulazione:

$$T_c = t_a + t_r$$

dove:

- t_a = tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo. Normalmente assunto pari a 5 minuti;
- t_r = tempo di rete, dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione

seguendo il percorso più lungo della rete fognaria, secondo la relazione $t_r = \sum \frac{L_i}{V_i}$, dove L_i è la lunghezza dei singoli tratti e V_i la velocità della corrente all'interno di essi.

L'analisi idraulica sviluppa un calcolo di predimensionamento del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni previste.

L'approfondimento della valutazione dei diametri da utilizzare per la rete di tubazioni in progetto, è stato eseguito tramite modellazione numerica in moto vario con il software SWMM; in questo modo si è potuto valutare correttamente l'effetto invaso delle tubazioni, anche alla luce dei rigurgiti prodotti dagli scarichi a portata regolata, presenti al termine delle tre linee di drenaggio, per soddisfare il criterio del PRRA (Piano Regionale di Risanamento delle Acque) di Regione Lombardia che prevede uno scarico non superiore a 40 l/s/ha_{imp}.

Si rimanda al § 3 per l'approfondimento del modello realizzato.

La formula utilizzata per il predimensionamento in moto uniforme è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{1/2} = k_s \cdot \Omega^{5/3} \cdot B^{3/2} \cdot i_f^{1/2}$$

con:

- Q = portata liquida all'interno della tubazione;
- k_s = coefficiente di scabrezza assunto pari a 80 m^{1/3} s⁻¹ sia per tubazioni in GRES che per le tubazioni in CLS vibro compresso;
- Ω = area della sezione di deflusso;
- i_f = pendenza tubazione o fosso di scolo;
- R = raggio idraulico;
- B = perimetro bagnato.

Il massimo grado di riempimento assunto nelle tubazioni è pari a 0.50 per $De \leq 400$ mm e 0.80 per tubazioni con diametro $De > 400$ mm, ad esclusione dell'evento di pioggia di lunga durata (paragrafo 3.5) nel quale per gli effetti di rigurgito di valle dovuti alle strozzature agli scarichi, i gradi di riempimento risultano anche superiori ma le tubazioni non sono mai in pressione.



2.2 Rete smaltimento viabilità e piazze pubbliche

La rete di smaltimento della viabilità e delle piazze pubbliche è riportata nella seguente figura (linee rosse); lo smaltimento dei parcheggi pubblici è graficato con linea blu:

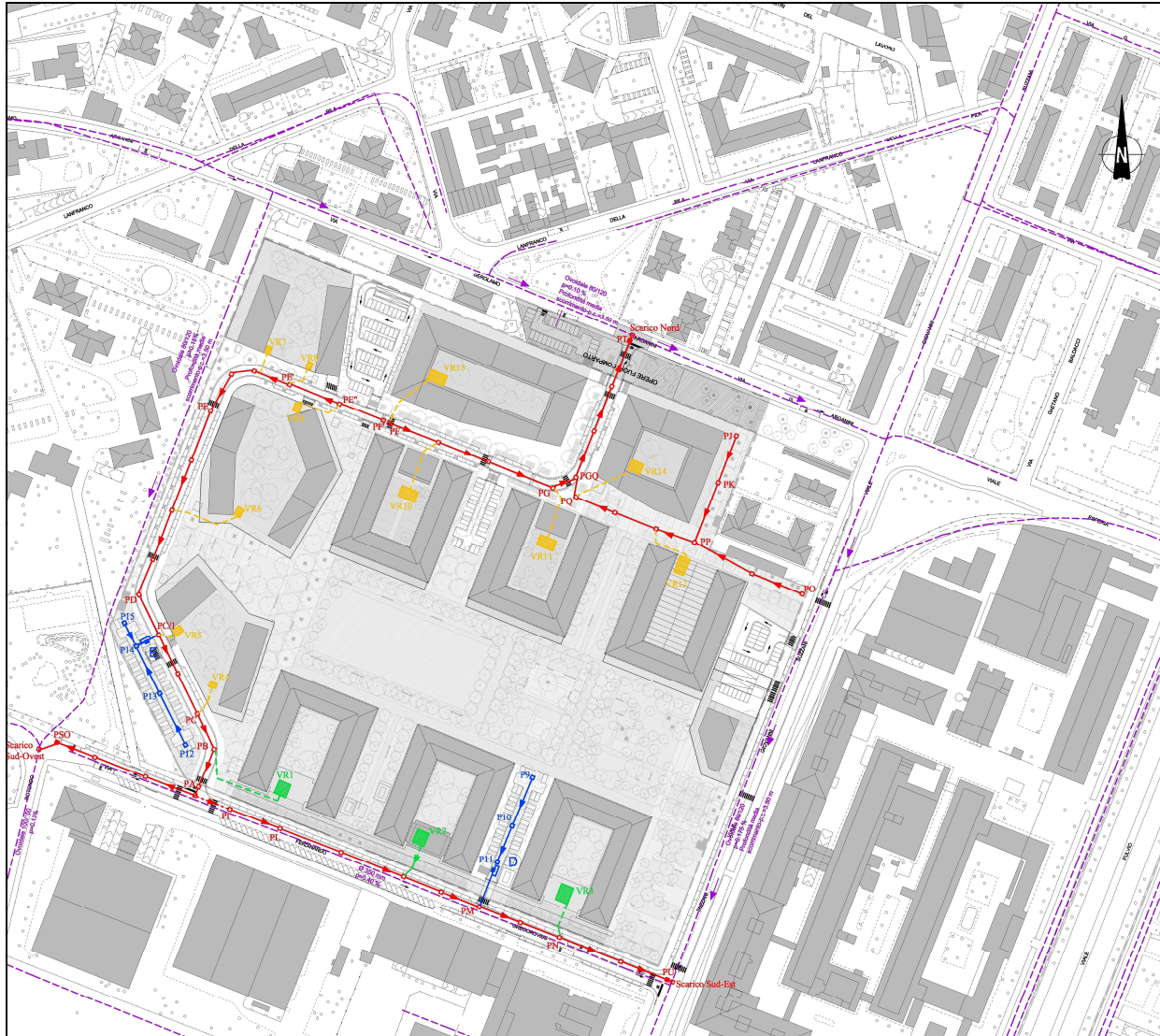


Figura 11 – Rete acque miste– Planimetria rete di progetto

Nel dettaglio, sono previste tre linee di drenaggio principali, una convergente allo scarico Nord nel collettore esistente in via Arganini (ovoidale 80/120) in corrispondenza del pozzetto di progetto PT (linea PF-PT), una convergente allo scarico Sud-Ovest nel collettore esistente in via Monte Rotondo (ovoidale 100/150) in corrispondenza del pozzetto di progetto PSO (linea PF'-PSO), ed una convergente allo scarico Sud – Est nel collettore esistente di via Suzzani (ovoidale 80/120) in corrispondenza del pozzetto di progetto PU (linea PI-PU). Il pozzetto PA inoltre è comune sia alla linea PF'-PSO che alla linea PI-PU: esso ha funzione di troppo pieno e consente, durante eventi eccezionali, lo scolo per stramazzo dei rigurgiti della tubazione esistente in via Monte Rotondo verso la condotta di via Suzzani.

Si riporta una breve descrizione delle tre linee di drenaggio principali:



- la linea PF-PT, realizzata con tubazioni in CLS vibrocompresso DI 1500, si sviluppa al di sotto della porzione nord della viabilità pubblica di urbanizzazione primaria e raccoglie il contributo della viabilità, dei marciapiedi adiacenti, delle coperture di alcuni edifici (C4, C5 e C6, R1 e R3), e di due parcheggi privati. Il sovradimensionamento dei diametri consente lo scarico nella fognatura esistente in via Arganini di una portata pari a 40 l/s*ha, a contenere con adeguato grado di riempimento i rigurgiti prodotti dallo scarico regolato: in uscita dal pozzetto PT si sviluppa un breve tratto di tubazione in GRES DI 400 dotato, in ingresso, di regolatore di portata; tale regolatore consente di scaricare, nella fognatura mista esistente posata lungo via Arganini, la portata di 110 l/s, corrispondente ad un contributo di 40 l/s*ha. Al pozzetto PGQ converge anche la linea PO-PQ come descritto di seguito; la linea PO-PQ, realizzata con tubazioni in CLS vibrocompresso DI 1500 mm, si sviluppa al di sotto dell'area pubblica secondaria adibita a piazza, posta in prossimità dell'edificio C6. Questa linea raccoglie il contributo della stessa area, degli edifici C6 e R3 e del parcheggio privato posto all'estremo nord est dell'area di intervento. La linea PO-PQ converge nel tratto finale PGQ-PT;
- la linea PF'-PSO, realizzata con tubazioni in CLS vibrocompresso DI 1500, si sviluppa al di sotto della porzione sud della viabilità pubblica di urbanizzazione primaria e raccoglie il contributo della viabilità, dei marciapiedi adiacenti, delle coperture di alcuni edifici (S1-S6 e C3), del parcheggio pubblico posto in prossimità di via Gregorovius nella zona sud-ovest del sito, il cui smaltimento è descritto nel paragrafo delle acque grigie, e di un parcheggio privato. Il sovradimensionamento dei diametri consente lo scarico nella fognatura esistente di una portata pari a 40 l/s*ha, a contenere con adeguato grado di riempimento i rigurgiti prodotti dallo scarico regolato. In uscita dal pozzetto PSO si sviluppa un breve tratto di tubazione in GRES DI 400 dotato, in ingresso, di regolatore di portata; tale regolatore consente di scaricare, nella fognatura mista esistente posata lungo via Monte Rotondo, la portata di 92 l/s, corrispondente ad un contributo di 40 l/s*ha;
- la linea PI-PU, realizzata con tubazioni in CLS vibrocompresso DI 800, 1200 e 1500 mm, è posizionata sotto via Gregorovius in affiancamento alla tubazione diametro 350 mm esistente. Questa linea raccoglie il contributo delle coperture degli edifici C1 e C2 e del parcheggio pubblico. Anche per questo parcheggio, la descrizione della rete di smaltimento è riportata nel paragrafo delle acque grigie. Lo scarico avviene all'interno della fognatura esistente posata lungo viale Suzzani. La linea di smaltimento converge al pozzetto PU, dal quale si sviluppa una tubazione in GRES DI 300 mm dotata, in ingresso, di regolatore di portata. Tale regolatore consente di scaricare nella fognatura mista esistente posata lungo viale Suzzani, una portata di 42 l/s, corrispondente ad un contributo di 40 l/s*ha.

Lungo la rete, ad intervalli non superiori a 35 m, sono disposti idonei pozzetti di ispezione in cls gettati in opera, secondo la tipologie in uso da parte di MM, riportata in Figura 12.

Le caditoie, in CLS prefabbricate e di dimensioni interne 40 cm x 40 cm, sono dotate di griglia in ghisa D400. Il passo di progetto delle caditoie è assunto pari a 20 m.

Come descritto in precedenza la portata uscente Q_u considera, nel caso in questione, il solo contributo direzionato verso il recettore finale, nella misura di 40 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile.

Lo scarico Nord, in corrispondenza del pozzetto PT, riceve un contributo pari a:

$$S [mq] * 40 [l / s * ha] * \Phi = 27760/10000 * 40 * 0.99 = 110 \text{ l/s}$$

dove Φ rappresenta il coefficiente di deflusso mediato sulle aree, calcolato considerando come coefficienti parziali i valori 1.00 per le coperture ed i parcheggi, 0.90 per le viabilità ed i marciapiedi e 0.30 per le aree a verde.

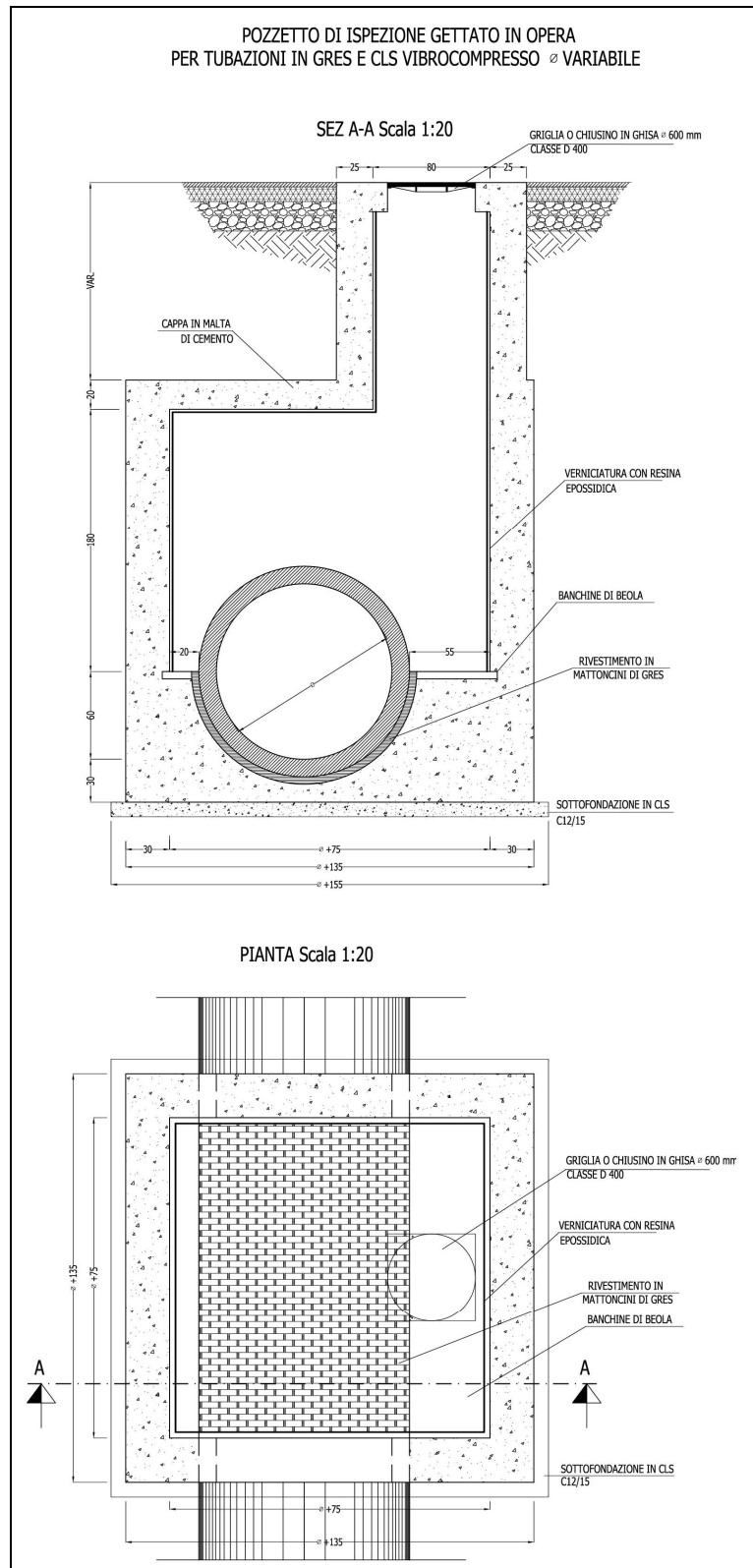
Applicando le stesse valutazioni si ricava la portata rispettivamente:

- per lo scarico Sud-Est, in corrispondenza del pozzetto PU:

$$S [mq] * 40 [l / s * ha] * \Phi = 13130/10000 * 40 * 0.80 = 42 \text{ l/s;}$$

- per lo scarico Sud-Ovest, in corrispondenza del pozzetto PSO:

$$S [mq] * 40 [l / s * ha] * \Phi = 27060/10000 * 40 * 0.85 = 92 \text{ l/s.}$$





Lo scavo avverrà a sezione obbligata mentre la larghezza del fondo della trincea deve essere almeno pari al doppio del diametro.

In termini di posa, il letto non deve essere costituito prima della completa stabilizzazione del fondo della trincea; la tubazione verrà appoggiata su un sottofondo di calcestruzzo. L'appoggio del tubo nel letto di cls deve coprire almeno un angolo di 120°, mentre l'altezza del letto di posa sarà uguale a 15 cm.

Il rifianco delle tubazione deve essere effettuato con sabbia vagliata e costipata, fino alla quota +30 cm al di sopra della generatrice superiore del tubo. Le compattazioni vanno eseguite per steps successivi di 15 cm circa, per una densità Proctor pari al 90%, facendo attenzione che tale compattazione avvenga solo lateralmente al tubo, mai verticalmente.

La parte di riempimento rimanente può essere effettuato con il materiale proveniente dallo scavo, depurato degli elementi con diametro superiore a 10 cm e dai frammenti vegetali e animali. La compattazione andrà eseguita per strati successivi di 30 cm con densità Proctor 85 - 90%.

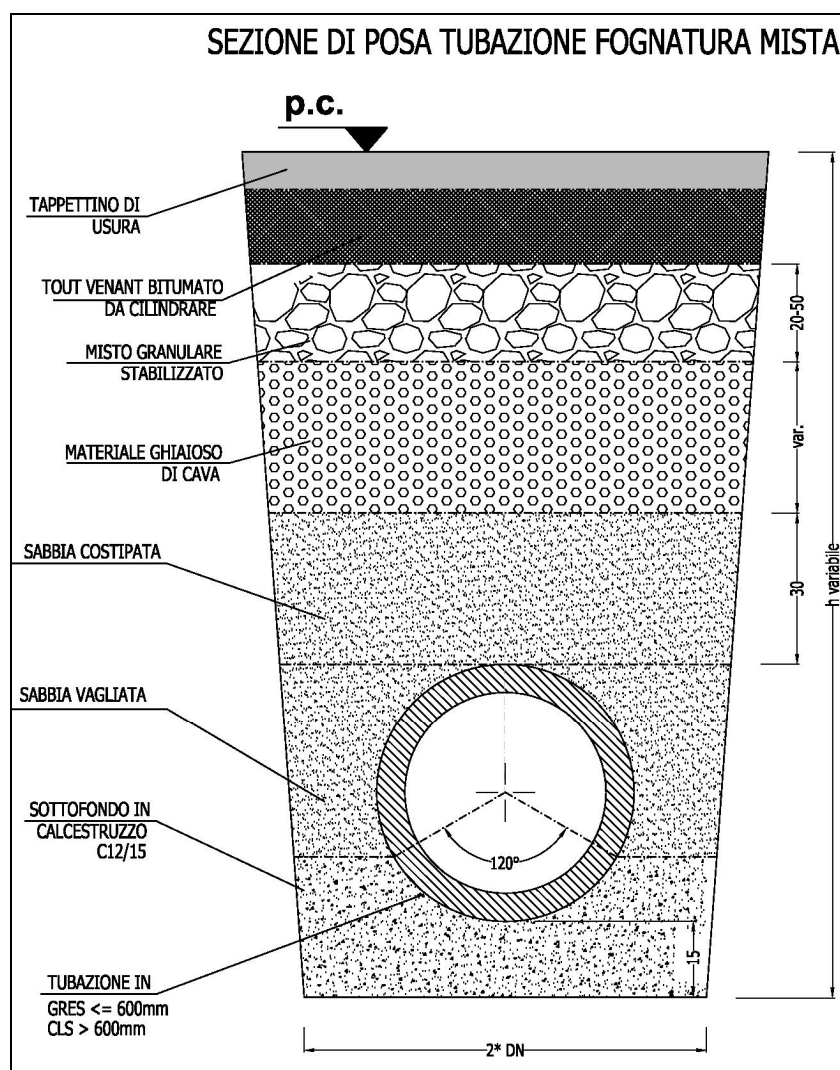


Figura 13 – Rete acque miste – sezione di posa

2.3 Rete smaltimento parcheggi pubblici

Come anticipato, i 2 parcheggi pubblici in progetto sono smaltiti ciascuno da una rete indipendente convergente ad un impianto di prima pioggia in continuo, prima dello scarico nella dorsale principale.



Le due reti di smaltimento sono realizzate con tubazioni in GRES Di 300, 400 e 500 mm.

Sono definite "Acque di prima pioggia" i primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento; per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore si verifichi in un periodo di tempo di 10 minuti.

La superficie complessiva afferente all'impianto sud è pari a 1051 mq. La portata di prima pioggia da trattare in continuo è dunque pari a 9 l/s. Si assume una portata di progetto pari a 10 l/s.

La superficie complessiva afferente all'impianto sud-ovest è pari a 1338 mq. La portata di prima pioggia da trattare in continuo è dunque pari a 11 l/s. Si assume una portata di progetto pari a 15 l/s.

Ciascun impianto di trattamento acque di prima pioggia in continuo è realizzato con vasca monoblocco (Dissabbiatore-Disoleatore) prefabbricata in cemento armato vibrato avente classe di resistenza a compressione C45/55 (RCK 55N/mm), conforme alle prescrizioni previste nella norma UNI EN 206-1:2014 per le classi di esposizione XC4 (resistente alla corrosione indotta da carbonatazione), XS3-XD3 (resistente alla corrosione indotta da cloruri anche di provenienza marina), XF3 (resistente all'attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti), XA2 (resistente ad ambienti chimici aggressivi nel suolo naturale e nell'acqua presente nel terreno) ed armature interne in acciaio ad aderenza migliorata e rete elettrosaldata a maglia quadrata di tipo B450C e fibre di acciaio GREESMIX5.

L'impianto è dotato di filtro a coalescenza con dispositivo di chiusura automatica del tipo otturatore a galleggiante interamente realizzato in acciaio inox AISI 304 e conforme alla norma UNI EN 858-1:2005.

2.4 Volume vasche di riuso

Come descritto in precedenza, in prossimità di ciascun edificio, è posizionata una vasca di riuso delle acque meteoriche insistenti sulle coperture. Le vasche di riuso risultano tutte private ad esclusione di quelle a servizio degli edifici C1, C2 e C3 che risultano pubbliche.

Il volume di ciascuna vasca è stato determinato calcolando l'apporto netto di acqua meteorica captato dalle coperture, secondo la seguente relazione:

$$VMC = S \cdot I \cdot \varphi \text{ [Litri]}$$

dove:

- VMC = Volume Massimo Cumulabile [l/anno];
- S = Sommatoria delle superfici di raccolta delle precipitazioni, misurate orizzontalmente [m²];
- I = Intensità annua di precipitazione, pari a 983.0[mm/anno];
- φ = Coefficiente di deflusso [adimensionale].

Si procede al calcolo del Volume Massimo di Fabbisogno idrico (VMF) ottenuto dalla sommatoria dei fabbisogni relativi al riuso delle acque meteoriche.

Si determina poi il "Tempo Secco Medio" ossia la quantità di giorni durante i quali si può verificare "assenza" di precipitazioni meteoriche. La formula da applicare è la seguente:

$$TSM=(365-F)/12$$

dove:

- TSM = Tempo secco medio;
- F = il numero di giorni piovosi in un anno, assunto per Milano pari a 105.



Il volume del serbatoio di accumulo è dato dalla seguente relazione:

$$VC = TSM \cdot (VMF/365)$$

dove:

- TSM = Tempo secco medio calcolato in precedenza;
- VMF = Fabbisogno massimo di acqua calcolato in precedenza.

Nella formulazione sopra riportata occorre sostituire il valore di VMF con il valore di VMC in quanto la richiesta di acqua di riuso risulta sempre abbondantemente superiore all'apporto meteorico.

Si riportano nella seguente tabella i volumi delle 15 vasche di riuso previste in progetto:

VASCA	S	V_{calcolato}	V_{effettivo}
	[mq]	[mc]	[mc]
VR1	2715	143	150
VR2	3126	164	170
VR3	2715	143	150
VR4	667	35	40
VR5	545	29	30
VR6	930	49	50
VR7	650	34	40
VR8	690	36	40
VR9	1223	64	70
VR10	3061	161	170
VR11	3133	165	170
VR12	2743	144	150
VR13	3447	181	190
VR14	2455	129	130
VR15	481	25	30

Tabella 1 - Rete acque bianche – Vasche di riuso delle acque meteoriche



2.5 Rete acque nere

La fognatura mista in progetto descritta in precedenza riceve anche i contributi delle acque di scarico delle civili abitazioni.

I valori di portata delle acque nere sono desunti a partire dalle dotazioni idriche, alle quali è stato applicato un coefficiente di riduzione pari a 0.80.

La destinazione d'uso e la superficie lorda totale di ciascun edificio sono ricavate dalla tabella "Potenzialità Edificatoria e Distribuzione Funzioni".

Il numero di abitanti equivalenti, di seguito A.E., viene stabilito in base alla destinazione d'uso finale, come distinto nel seguito.

Per gli edifici residenziali e per quelli destinati all'edilizia sociale si considera un volume pari a 150 mc per A.E.

Per gli edifici commerciali si ipotizza una superficie lorda totale di 20 mq ad A.E., mentre per gli edifici destinati al terziario ed ad attrezzature pubbliche si considera una superficie lorda totale di 35 mq ad A.E.

Le dotazioni per A.E. sono assunte pari a 400 l/g per edifici residenziali e per quelli destinati all'edilizia sociale, pari a 50 l/g per gli edifici commerciali e pari a 150 l/g per gli edifici destinati al terziario.

A ciascuna portata si applica un coefficiente di punta complessivo pari a 3 che tiene in conto i picchi orari, giornalieri e mensili.

Alla portata così ottenuta viene applicato un coefficiente di riduzione pari a 0.8, ricavando così le portate di acque nere.

Si riporta la tabella con le portate di picco e le portate nere.

FUNZIONE	EDIFICIO	PORTATE DI PICCO l/s	PORTATE NERE l/s
RESIDENZA	S1	0.59	0.47
	S2	1.30	1.04
		0.35	0.28
	S3	0.80	0.64
	S4	0.89	0.71
	S5	1.08	0.86
	S6	0.12	0.10
		0.55	0.44
	T7	1.29	1.03
TOT	6.97	5.58	
COMMERCIO	C4 (fronte)	0.08	0.06
	C5 (fronte)	0.08	0.06
	C6	0.18	0.15
	T7	0.08	0.07



	TOT	0.43	0.34
TERZIARIO	C6	0.17	0.14
	C7	0.12	0.10
	TOT	0.30	0.24
EDILIZIA SOCIALE	R1		
		4.63	3.70
	R3		
		2.77	2.21
	C4	0.97	0.78
		0.27	0.22
	C5	0.97	0.78
		0.27	0.22
TOT	9.89	7.91	
ATTREZZATURE PUBBLICHE	C1	0.32	0.26
	C2	0.32	0.26
	C3	0.32	0.26
	TOT	0.97	0.78
TOT		20.00	16.00

La portata di picco di scarico delle acque nere risulta complessivamente pari a 16 l/s.

Seppur trascurabili, tali contributi sono stati aggiunti alle portate idrologiche calcolate e descritte in precedenza.



3 VERIFICA RETE COLLETTORI PRINCIPALI ACQUE MISTE CON MODELLO SWMM

3.1 Generalità modello SWMM

La rete in progetto è stata verificata utilizzando il modello SWMM (Storm Water Management Model) dell'EPA (US Environmental Protection Agency); la versione utilizzata è la 5.1.

SWMM è un modello dinamico di simulazione del processo afflussi-deflussi, sia dal punto di vista quantitativo, che qualitativo, che vede la sua principale applicazione in ambito urbano.

In questa sede non si utilizzerà la componente di valutazione della qualità delle acque, ma esclusivamente la componente di trasporto delle acque.

La componente di afflusso opera su un insieme di sotto-bacini, che ricevono l'acqua meteorica generata da una precipitazione e producono un ruscellamento superficiale.

Il modello permette la valutazione del trasporto di quest'acqua attraverso un sistema di tubazioni, canali, sistemi di stoccaggio/trattamento, pompe e regolatori.

SWMM definisce la quantità e la qualità del deflusso generato dai singoli sottobacini, il grado di riempimento e le altezze piezometriche all'interno delle tubazioni e dei canali durante un periodo di tempo discretizzato in istanti temporali.

SWMM include una serie di opportunità di modellazione utilizzate per monitorare il ruscellamento e gli afflussi esterni attraverso una rete di drenaggio costituita da canali, tubi, unità di stoccaggio, strutture di regolazione e gestione delle portate:

- gestisce reti di dimensioni illimitate;
- utilizza una grande varietà di condotte aperte o chiuse, nonché sezioni di canali naturali;
- modella elementi speciali, come unità di stoccaggio/trattamento, separatori di flusso, pompe, stramazzi, luci di fondo di differente tipologia;
- utilizza metodi di calcolo basati su deflusso stazionario, onda cinematica ed onda dinamica;
- modella diversi regimi di flusso, come il rigurgito, sovrafflusso, flusso inverso e ritenzione superficiale delle acque.

In questa sede, esso viene utilizzato come strumento di modellazione e valutazione dell'efficacia di una rete di smaltimento delle acque meteoriche che affluiscono su una porzione di territorio, comprendente: tubazioni; pozzetti, vasca di laminazione, regolatore di portata in uscita dalla vasca.

In una prima fase si definiscono le caratteristiche della pioggia di progetto (*rain gauge*) secondo diverse metodologie (variazione dell'intensità di pioggia nel tempo, cumulata della pioggia, ecc.).

Si procede poi alla definizione dei bacini afferenti alla rete; oltre alle superfici interessate, occorre definire l'entità delle aree impermeabili e di quelle permeabili e le loro caratteristiche, eventuali effetti di ritenzione superficiale delle acque, aree ad alta permeabilità, ecc.

L'infiltrazione viene regolata con i modelli del Curve Number, di Horton o di Green-Ampt.

Vengono poi definiti i nodi (*Junction*) della rete, connessi fra di loro da condotte (*conduit*), che possono assumere diverse tipologie e forme.

Si possono definire le unità di stoccaggio (*storage unit*), gli organi di regolazione (*orifice, weir outlet*), i pompaggi (*pumps*) ed infine gli elementi di scarico a fine rete (*outfall*), che regolano gli outflow dal modello.



Le definizioni di alcune caratteristiche geometriche, delle curve di pioggia, delle curve di regolazione, avviene attraverso tabelle e curve caratteristiche.

Il modello considera anche eventuali effetti determinati dal clima, come: temperatura, evaporazione, velocità del vento, precipitazioni nevose e differite, tendenza all'accumulo superficiale in determinate aree, depressioni del terreno, infiltrazione, interazione e scambio con le acque sotterranee, acquiferi.

Sono modellabili, inoltre, tutti gli effetti di trasporto, evoluzione e trattamento degli inquinanti.

La procedura computazionale, all'interno di un elemento della rete (condotti), è governata dalle equazioni della conservazione della massa e del momento per un regime di flusso gradualmente vario.

Possono essere scelte tre modalità di risoluzione di tali equazioni, correlati a tre tipologie di *routing*:

Deflusso stazionario (*Steady Flow Routing*);

Onda cinematica (*Kinematic Wave Routing*);

Onda Dinamica (*Dynamic Wave Routing*).

Ognuno di questi metodi utilizza l'equazione di Manning per mettere in relazione l'altezza del flusso con la pendenza e la scabrezza del fondo.

Lo *Steady Flow Routing* rappresenta la più semplice tipologia di calcolo ed assume che in ogni istante temporale il flusso è uniforme e stazionario: gli idrogrammi sono trasferiti dall'estremità iniziale di un condotto alla sua estremità finale, senza applicare alcun ritardo di tempo, smorzamento di picco o cambio di forma.

Viene utilizzata la normale equazione del deflusso per correlare livello di flusso e area di flusso.

Questo tipo di procedura non tiene conto dell'invaso nei canali, effetti di rigurgito, perdite di carico in entrata/uscita, flusso inverso.

Il *Kinematic Wave Routing* risolve l'equazione di continuità secondo una forma semplificata dell'equazione del momento.

Il massimo flusso che può attraversare un condotto è quello a sezione piena; qualsiasi portata in eccesso in entrata al condotto viene fatta fuoriuscire dal sistema, oppure può raccogliersi (se consentito) al nodo di ingresso e re-introdotta nel condotto quando si ripristina la possibilità del deflusso.

Il flusso e l'area possono variare lungo il condotto sia nello spazio che nel tempo. Questo può determinare idrogrammi in uscita smorzati o ritardati, rispetto a quelli in ingresso.

Questo tipo di procedura non tiene conto di effetti di rigurgito, perdite di carico in entrata/uscita, flusso inverso, flusso in pressione.

Il *Dynamic Wave Routing* risolve le equazioni complete monodimensionali di De Saint-Venant e quindi produce i risultati più aderenti al comportamento fisico del sistema.

Queste equazioni sono l'equazione di continuità e del momento, per i condotti, e l'equazione di continuità, ai nodi.

È possibile rappresentare il deflusso in pressione a condotto pieno: si verifica esondazione quando l'altezza piezometrica supera la massima altezza ammissibile e l'eccesso di flusso può uscire dal sistema, oppure può raccogliersi (se consentito) al nodo di ingresso e re-introdotta nel condotto quando si ripristina la possibilità del deflusso.

Questo tipo di procedura permette l'invaso nei canali, effetti di rigurgito, perdite di carico in entrata/uscita, flusso inverso, flusso in pressione.

3.2 Costruzione modello

Il modello SWMM in oggetto è stato realizzato in modo da essere del tutto fedele al sistema di smaltimento della rete in progetto.

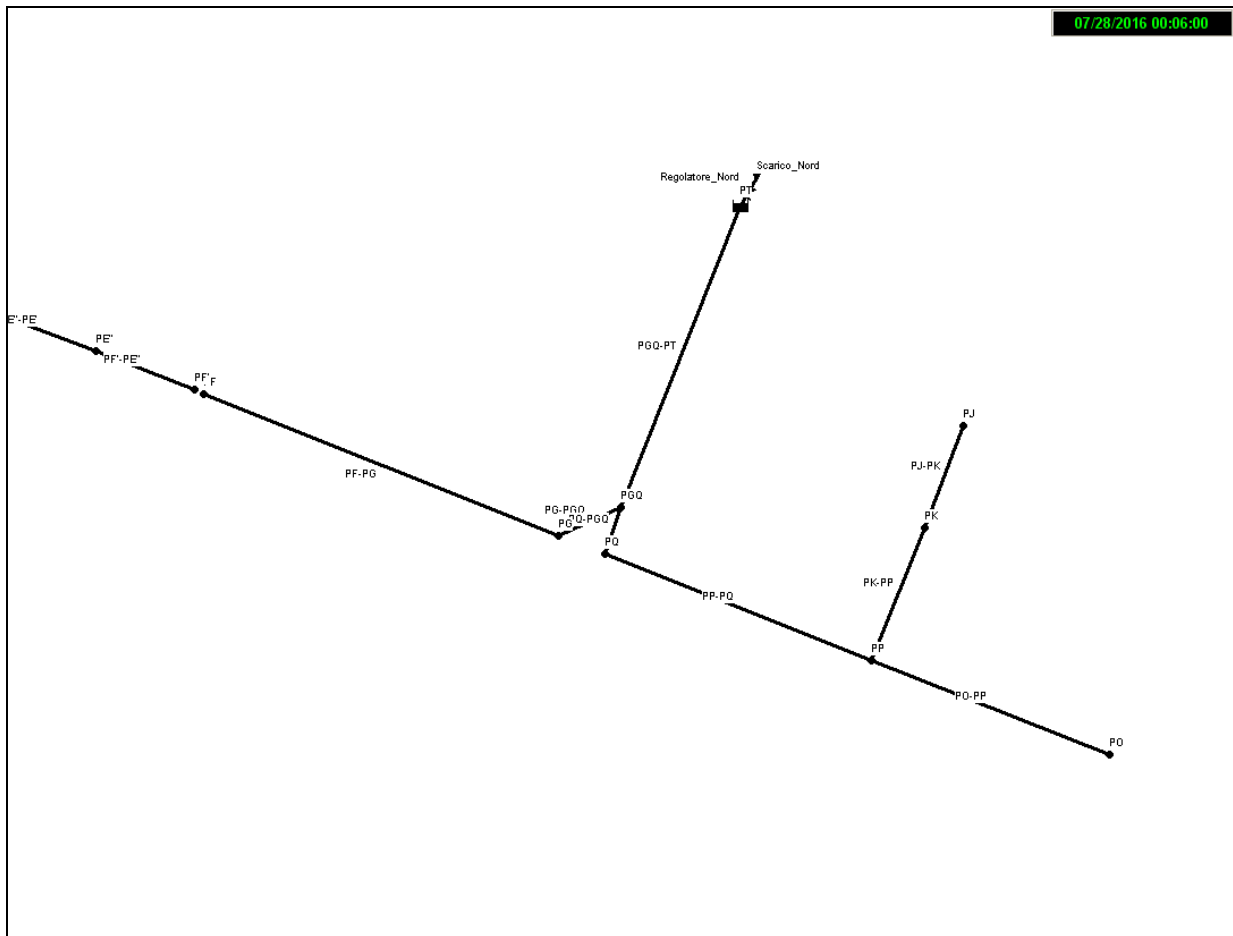


Figura 15 – Modello SWMM - Schema rete Nord

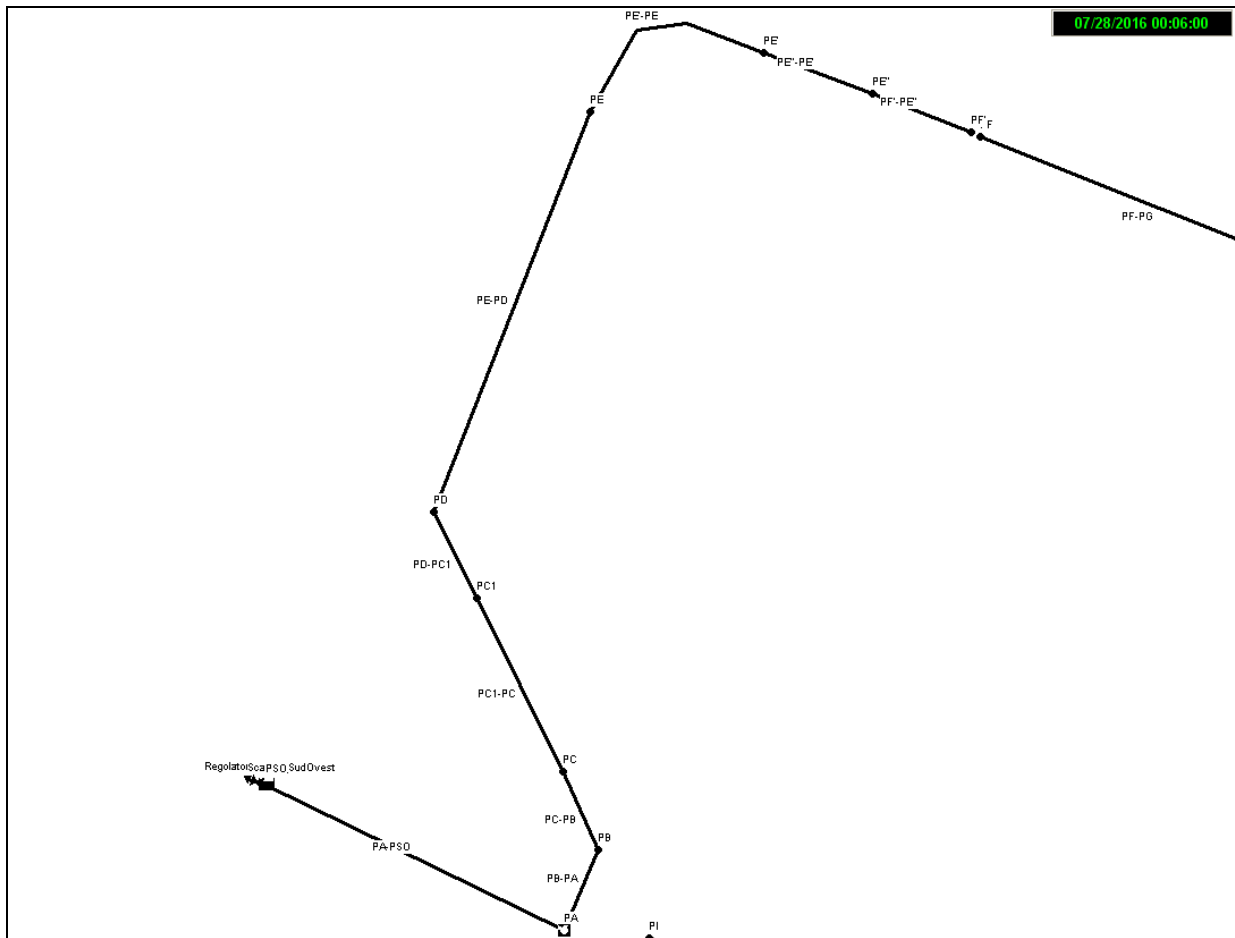


Figura 16 – Modello SWMM - Schema rete Sud-Ovest

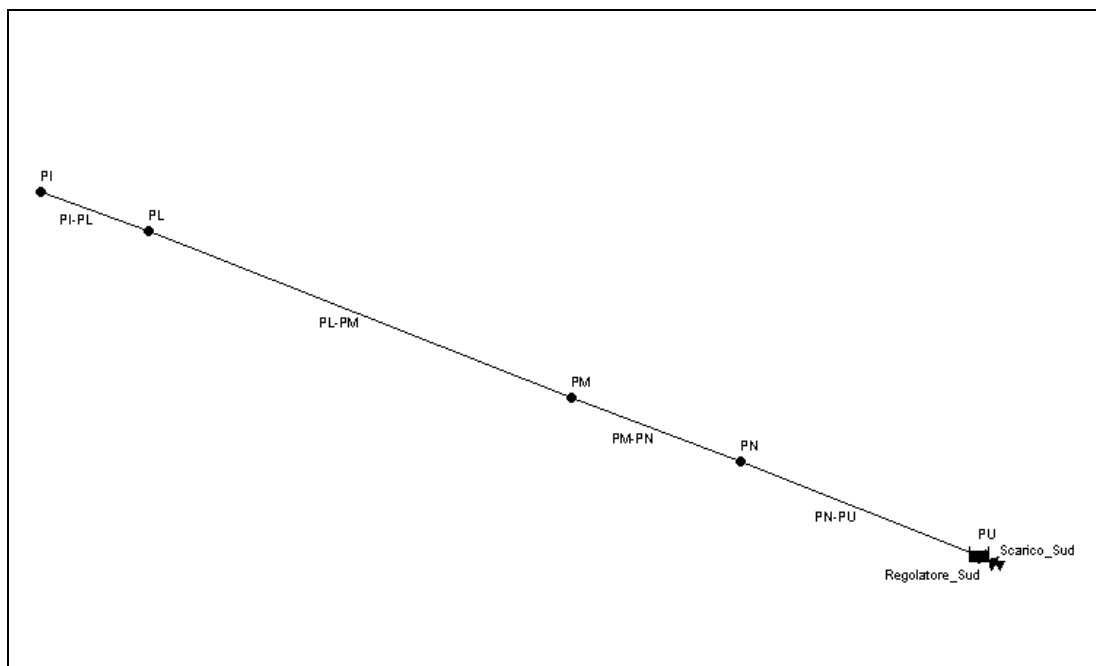


Figura 17 – Modello SWMM - Schema rete Sud-Est



Sono stati definiti i nodi della rete (*node*), corrispondenti ai pozzetti di raccordo; i relativi codici corrispondono a quelli riportati nelle tavole di progetto.

I nodi sono collegati tra loro con *link* costituiti da tubazioni circolari.

Le quote di scorrimento delle tubazioni, e, di conseguenza, quelle di innesto nei pozzetti, sono quelle previste dalle tavole di progetto; i diametri delle tubazioni corrispondono ai diametri interni effettivi.

Al termine delle tre reti di progetto sono stati posizionati i tre recettori finali: l'ovoidale 80/120 lungo via Arganini, l'ovoidale 80/120 lungo via Suzzani e l'ovoidale 100/150 di via Monte Rotondo. Immediatamente a monte di ogni scarico è stato inserito un elemento di regolazione in modo da consentire lo scarico di una portata nella misura di 40 l/(s*ha); pertanto lo scarico della rete Nord risulta 110 l/s (bacino complessivo 27760 m²), quello dello scarico Sud-Ovest è pari a 92 l/s (bacino complessivo 27060 m²) e quello dello scarico Sud-Est è pari a 42 l/s (bacino complessivo 13130 m²).

Tale regolazione è stata modellata tramite un elemento di *flow regulation* tipo *outlet*, vale a dire un condotto in corrispondenza del quale si applica una scala di deflusso, la quale regola, al variare delle condizioni di entrata, quelle di uscita; in questo caso si è imposto un flusso di acqua in uscita costante, pari alla portata di scarico.

L'*outlet* è stato collegato allo scarico in recettore modellato con un *outfall* libero.

I bacini afferenti (*subcatchment*), di competenza dei singoli tratti, sono stati modellati secondo la loro effettiva dimensione.

Ogni bacino è collegato al nodo iniziale del tratto di competenza, in modo da ottenere una valutazione cautelativa delle portate transittanti e del grado di riempimento, relativamente ai vari tratti di tubazione analizzati.

Per ogni bacino, sono state considerate le aree impermeabili, costituite dalle coperture, strade, parcheggi e marciapiedi, modellate come *impervious*, e quelle permeabili, costituite dalla porzione a verde, modellata come *pervious*.

Aree impermeabili e permeabili sono state modellate tarando il modello in modo da prevedere un coefficiente di deflusso pari a 0.3 per le aree permeabili, 0.9 (viabilità e marciapiedi) e 1 (coperture e parcheggi) per quelle impermeabili. Non è stata prevista ritenzione superficiale di acqua.

Ogni bacino è collegato al *rain gauge* generale, il quale vale per tutti i bacini allo stesso modo; esso definisce le caratteristiche di pioggia che incide sul bacino durante l'evento di pioggia considerato, secondo gli ietogrammi di pioggia relativi all'evento, di cui si discuterà nel paragrafo successivo.



3.3 Parametri pluviometrici di input

Il modello SWMM, al fine di valutare le condizioni di pioggia su un bacino, prevede la definizione di un rain gauge, cioè di un elemento che regola come si sviluppa l'evento di pioggia nel tempo, al fine di applicarlo ai vari bacini ad esso correlati.

Nel caso in oggetto, si è previsto di definire l'evoluzione della pioggia tramite una curva cumulata del tipo "tempo – mm di pioggia caduti".

Sono stati analizzati due eventi di pioggia:

- pioggia di durata 15 minuti, utile a valutare le condizioni di deflusso all'interno delle tubazioni in caso di evento di pioggia breve ma intenso;
- pioggia di durata 8 ore, corrispondente ad un evento di lunga durata e minore intensità.

Il primo step per la valutazione delle curve cumulate, corrispondenti ai due eventi di pioggia considerati, è la definizione degli ietogrammi di riferimento.

Sono state utilizzate la curva di intensità di pioggia ($i = a * t^{(n-1)}$) e la curva di possibilità pluviometrica ($h = a * t^n$), considerando i parametri $a = 48.69$ ed $n = 0.247$, relativi all'evento con tempo di ritorno 10 anni.

Si riporta nel seguito la curva di possibilità pluviometrica utilizzata per la produzione degli ietogrammi di pioggia, secondo la metodologia Chicago.

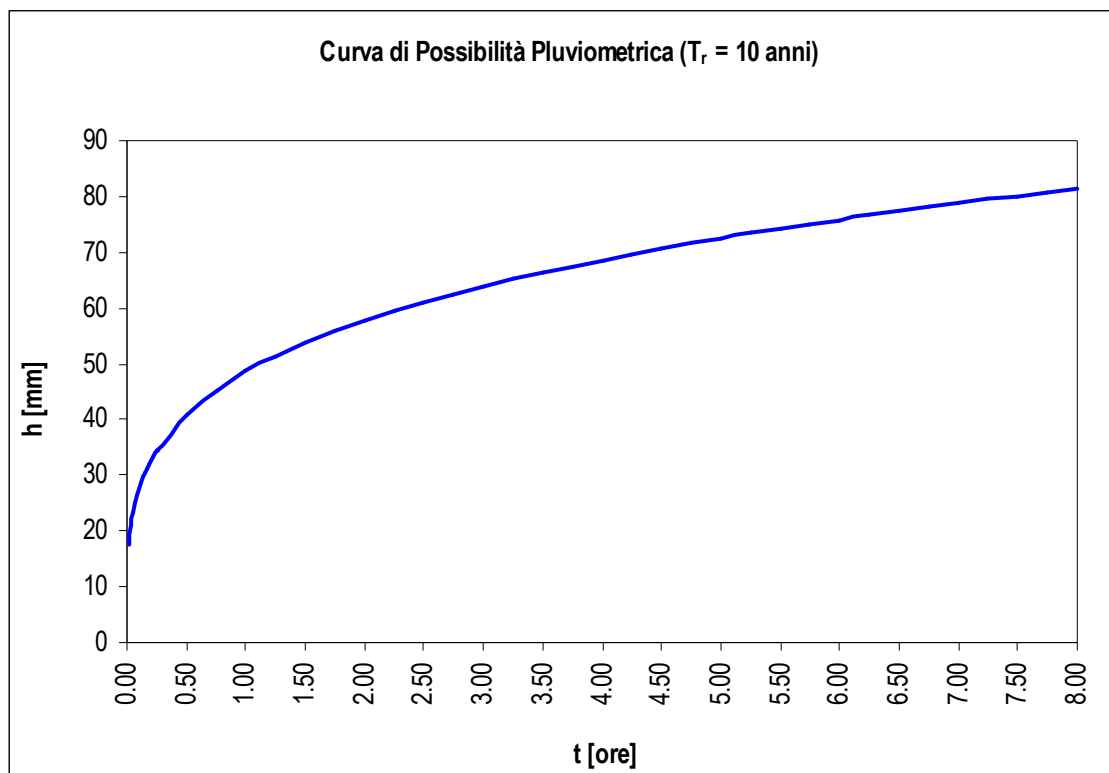


Figura 18 – Curva di possibilità pluviometrica dell'evento con TR = 10 anni



3.4 Verifica tubazioni – Evento di pioggia intenso di breve durata (15 min)

Per valutare l'efficacia del sistema previsto, in termini di portata transitabile e grado di riempimento relativo, si è utilizzata una simulazione correlata ad un evento di pioggia di breve durata ed elevata intensità; si è pertanto utilizzata la curva di altezza di pioggia cumulata relativa all'evento di 15 minuti, secondo quanto indicato nel paragrafo precedente.

È stata utilizzata la procedura computazionale di Dynamic Wave, la quale risolve l'equazione monodimensionale completa di de Saint-Venant e restituisce i risultati più accurati dal punto di vista teorico; in questo caso sono visibili tutti gli eventuali effetti di rigurgito e di richiamo dovuti alla successione dei diversi elementi della rete.

Nelle seguenti figure si riportano lo schema planimetrico delle portate defluenti in tubazione e del relativo grado di riempimento, le tabelle riassuntive dei valori di output ottenuti e i profili dei diversi tratti analizzati, al fine di visualizzare l'evoluzione della piezometrica nei tubi. Negli schemi planimetrici, per ogni tratto, è indicato il valore di riferimento massimo. Si evidenzia che i profili sono stati introdotti con quote relative, considerando a quota 0,00 il piano viabile.

Le tre reti di progetto sono state modellate sovredimensionando alcuni tratti di tubazione in modo da garantire, con l'inserimento di un regolatore di portata, un effetto di laminazione, con adeguato grado di riempimento delle tubazioni, e consentire lo scarico nel recettore in misura di 40 l/(s*ha). Si evidenzia che durante l'evento di pioggia di durata 15 minuti si raggiunge il massimo grado di riempimento delle tubazioni del tratto terminale, allo scarico, dopo 25-27 minuti dall'inizio dell'evento di pioggia, per poi decrescere fino ad esaurirsi a 2 ore 30': al minuto 25 infatti, l'evento di pioggia è ormai terminato e il picco di portata è già passato ma il livello idrico arriva al suo massimo grado di riempimento nelle tubazioni, proprio per l'effetto di rigurgito indotto dai regolatori di portata.

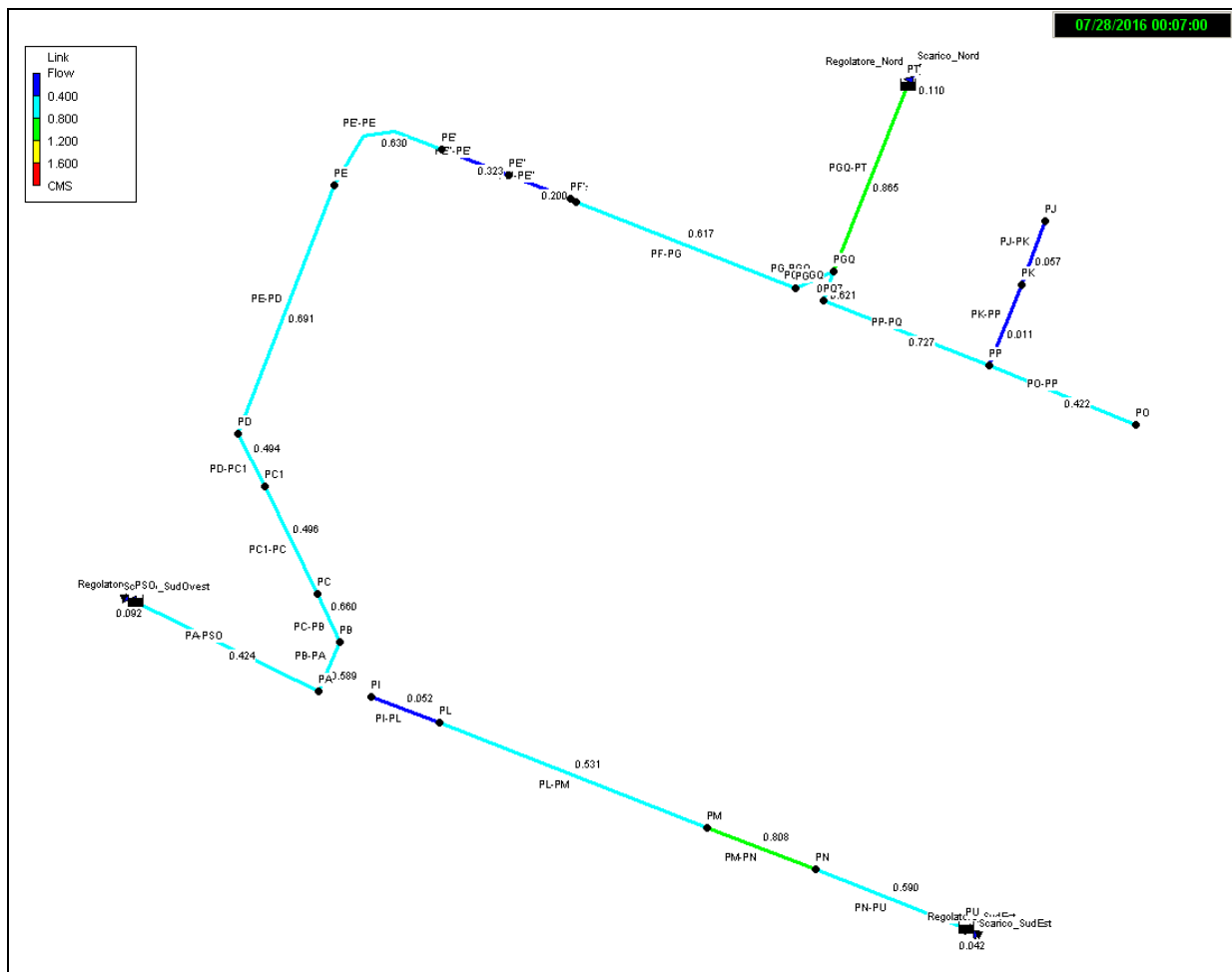


Figura 19 – Evento 15 min - Portata massima defluente nelle tubazioni (istante 7 min)

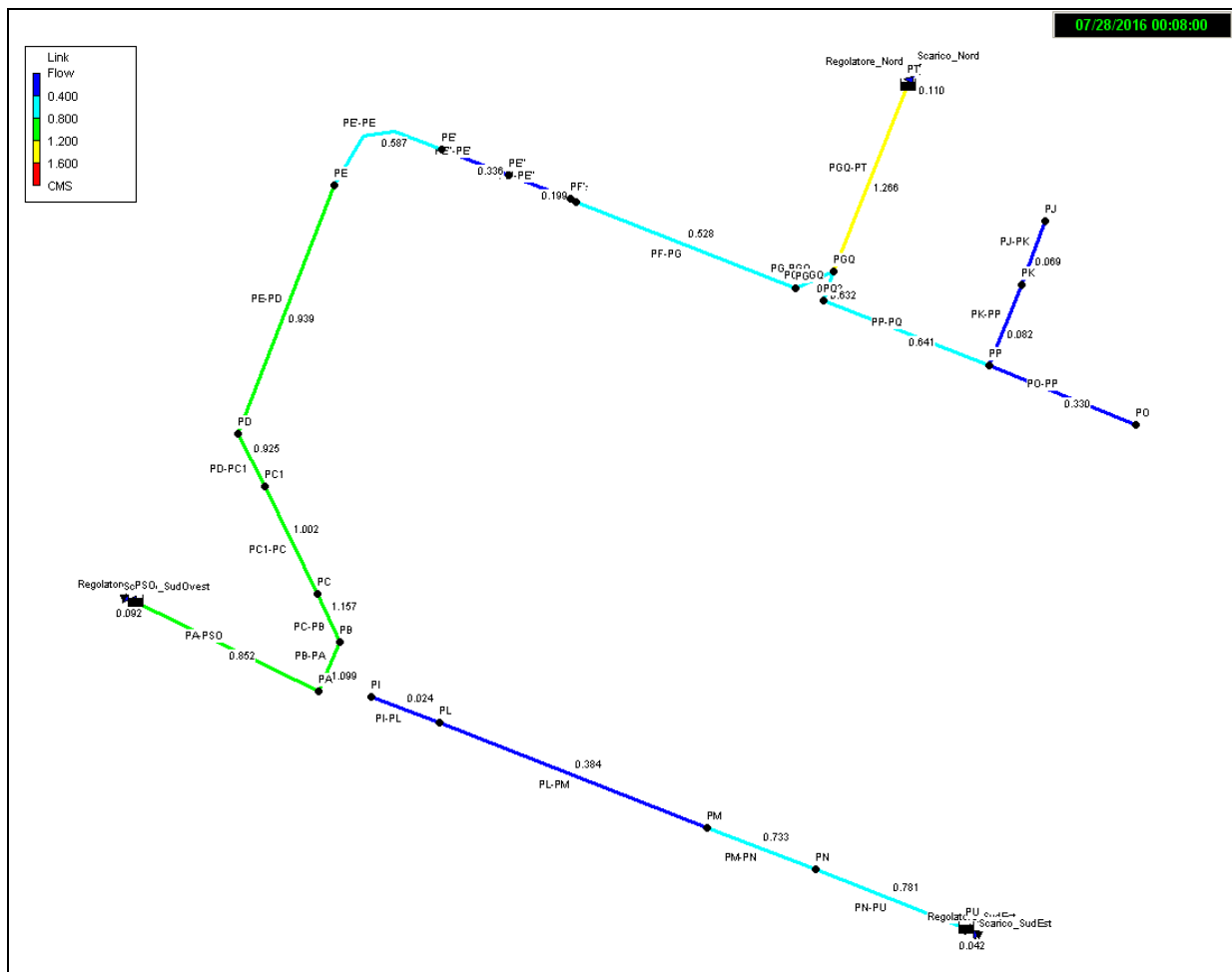


Figura 20 – Evento 15 min - Portata massima defluente nelle tubazioni (istante 8 min)

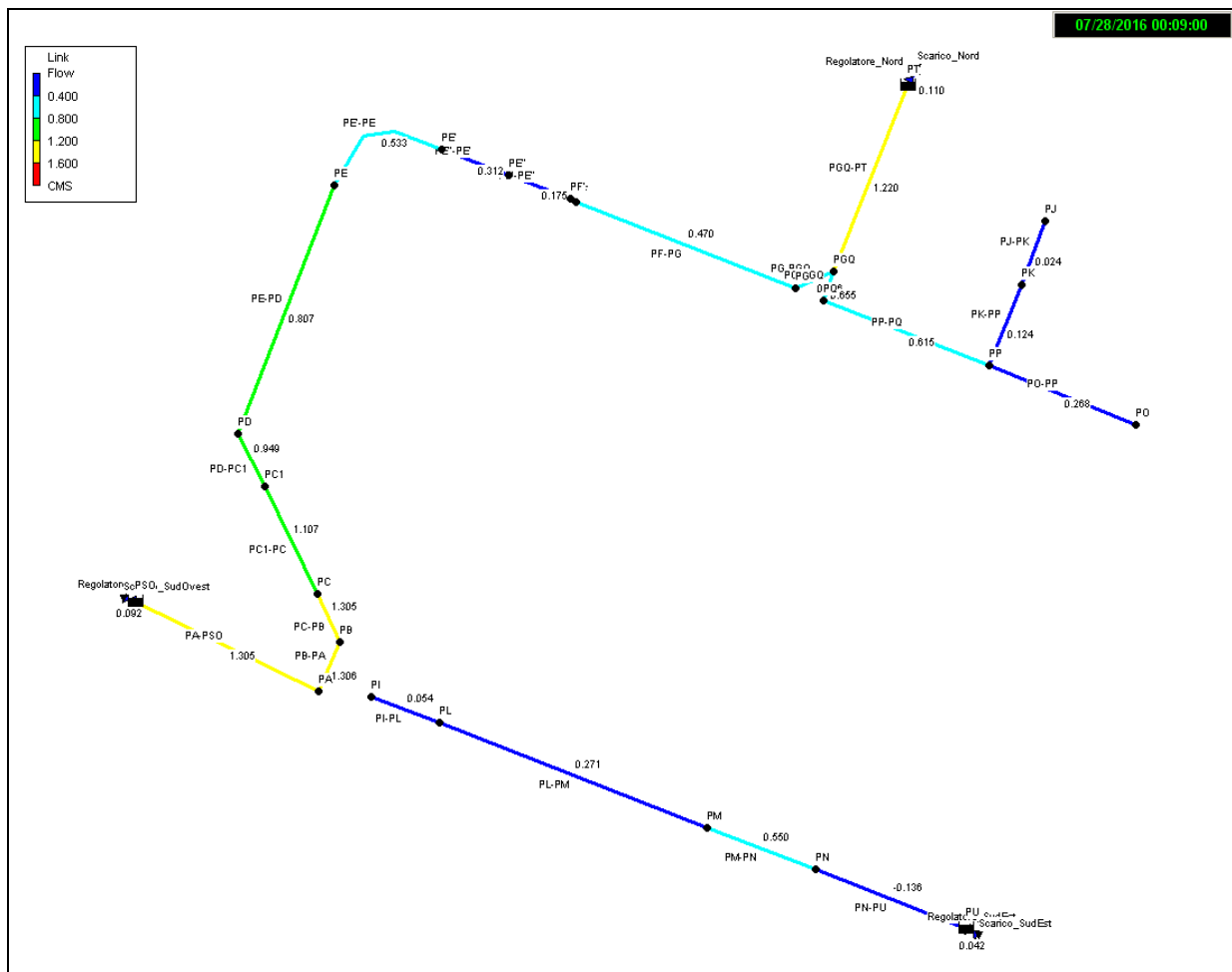


Figura 21 – Evento 15 min - Portata massima defluente nelle tubazioni (istante 9 min)

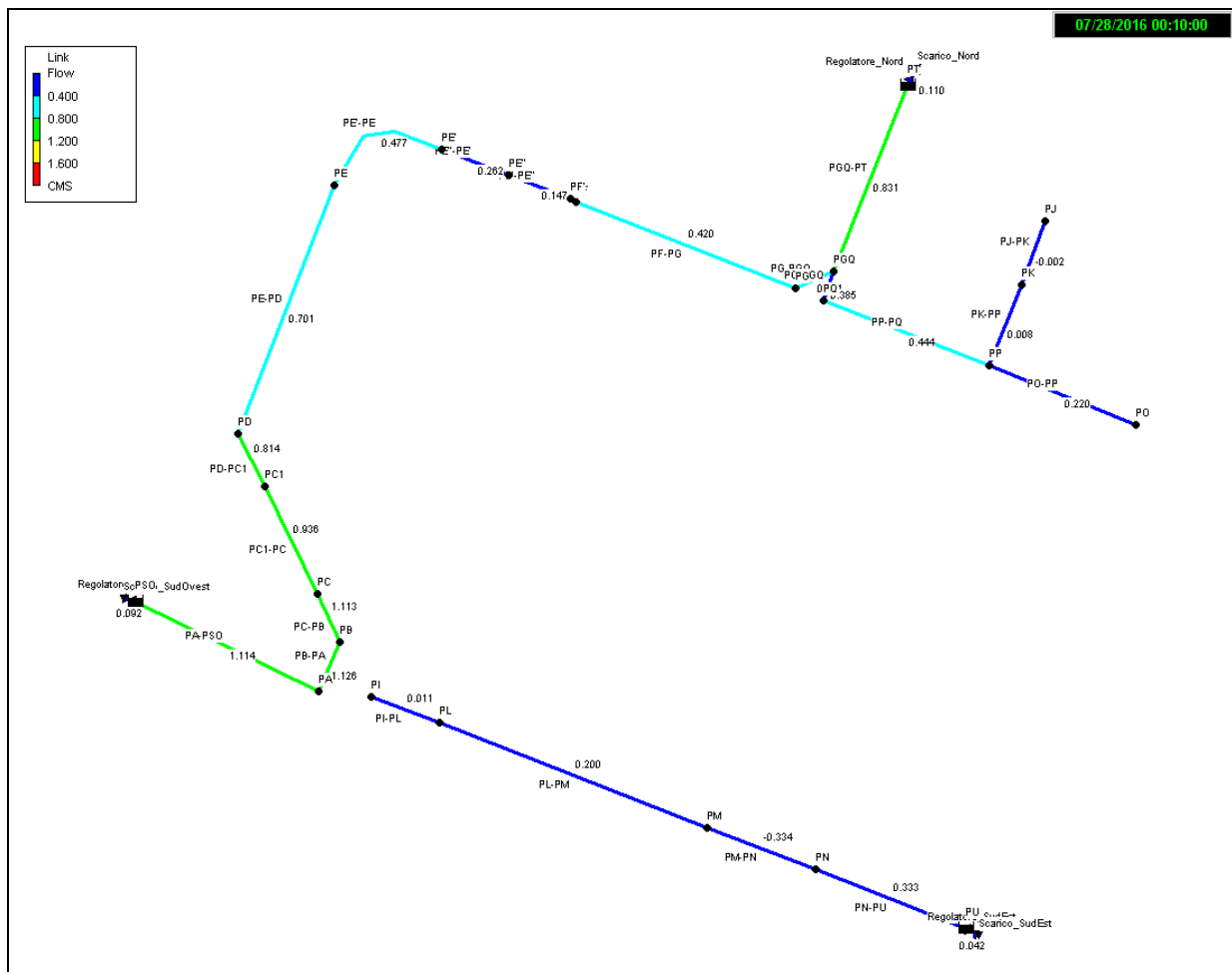


Figura 22 – Evento 15 min - Portata massima defluente nelle tubazioni (istante 10 min)

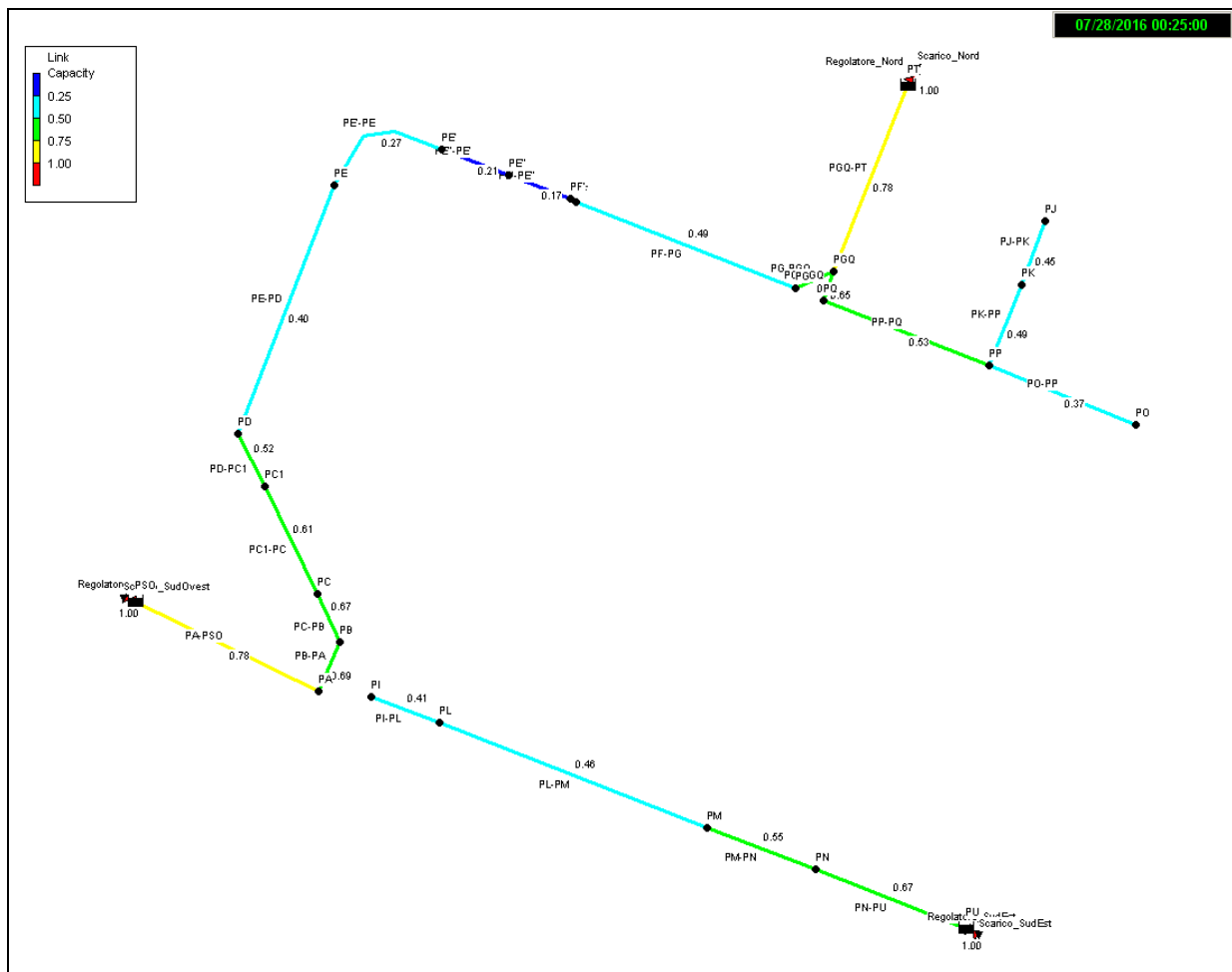


Figura 23 – Evento 15 min - Grado riempimento massimo tubazioni (istante 25 min)



Progetto Preliminare – Relazione tecnico-illustrativa reti tecnologiche

Link	Type	Maximum [Flow] CMS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
PF-PG	CONDUIT	0.624	0	00:07	1.53	0.15	0.51
PG-PGQ	CONDUIT	0.640	0	00:08	1.89	0.15	0.65
PQ-PGQ	CONDUIT	0.754	0	00:07	1.29	0.18	0.67
PO-PP	CONDUIT	0.490	0	00:06	1.29	0.12	0.42
PK-PP	CONDUIT	0.328	0	00:13	0.82	0.14	0.57
PJ-PK	CONDUIT	0.213	0	00:19	0.80	0.17	0.61
PP-PQ	CONDUIT	0.759	0	00:07	1.53	0.19	0.56
PGQ-PT	CONDUIT	1.285	0	00:07	3.52	0.32	0.74
PI-PL	CONDUIT	0.176	0	00:06	0.90	0.22	0.48
PL-PM	CONDUIT	0.566	0	00:06	1.51	0.26	0.49
PM-PN	CONDUIT	0.851	0	00:07	1.87	0.21	0.57
PN-PU	CONDUIT	0.817	0	00:07	2.42	0.20	0.68
PE-PD	CONDUIT	0.940	0	00:07	1.50	0.29	0.45
PD-PC1	CONDUIT	0.975	0	00:08	1.49	0.30	0.56
PC1-PC	CONDUIT	1.131	0	00:08	1.63	0.33	0.60
PC-PB	CONDUIT	1.305	0	00:08	1.88	0.42	0.68
PB-PA	CONDUIT	1.311	0	00:09	1.95	0.42	0.71
PF'-PE''	CONDUIT	0.209	0	00:07	0.72	0.06	0.27
PE''-PE'	CONDUIT	0.382	0	00:07	0.87	0.12	0.30
PE'-PE	CONDUIT	0.630	0	00:07	1.23	0.18	0.35
PA-PSO	CONDUIT	1.308	0	00:09	3.01	0.39	0.75
Regolatore_Nord	DUMMY	0.110	0	00:05			
Regolatore_SudEst	DUMMY	0.042	0	00:05			
Regolatore_SudOvest	DUMMY	0.092	0	00:06			

Figura 24 – Evento 15 min - Tabella riassuntiva condotte

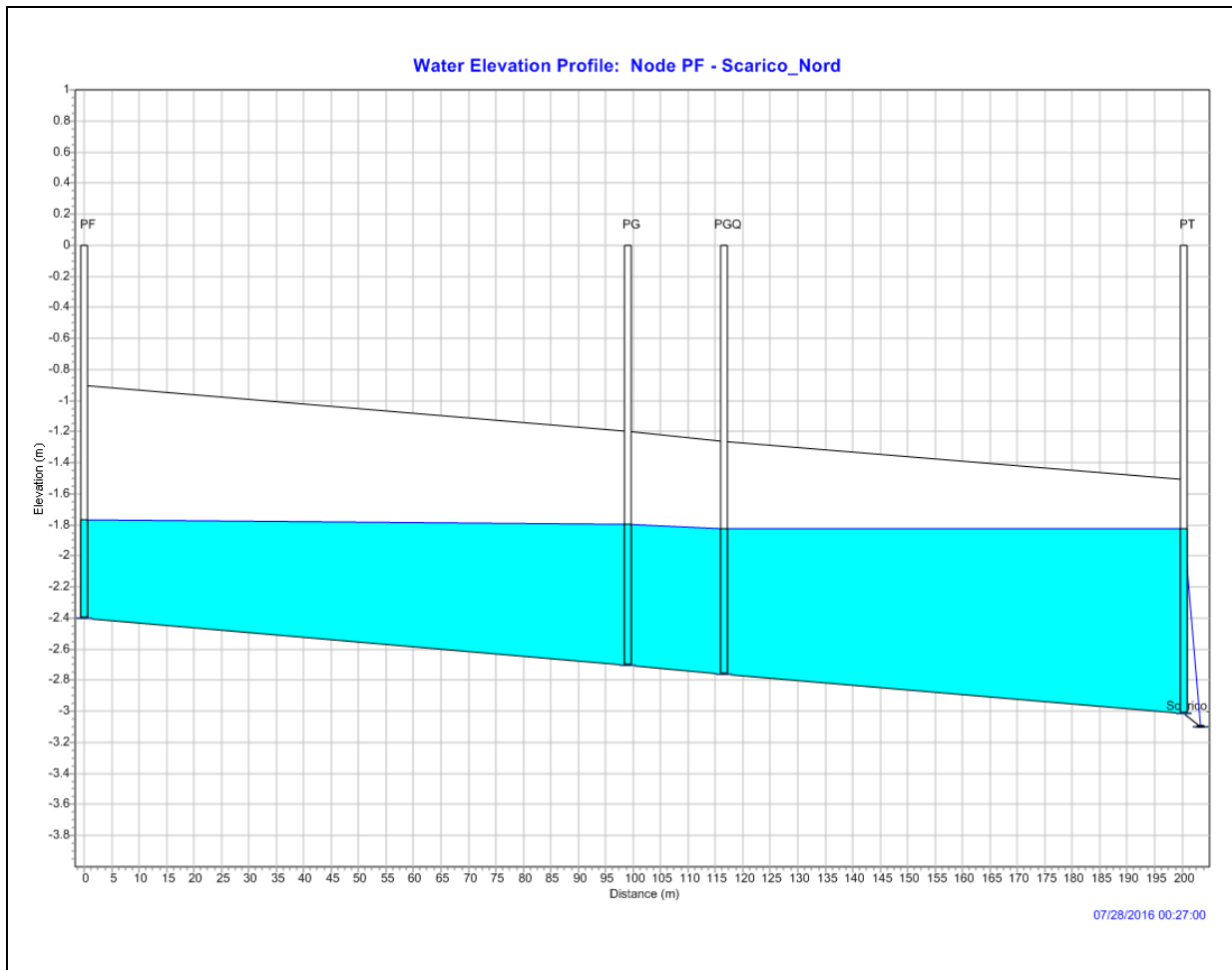


Figura 25 – Evento 15 min - Profilo PF-Scarico Nord (istante 27 min – Riempimento max tubazioni)

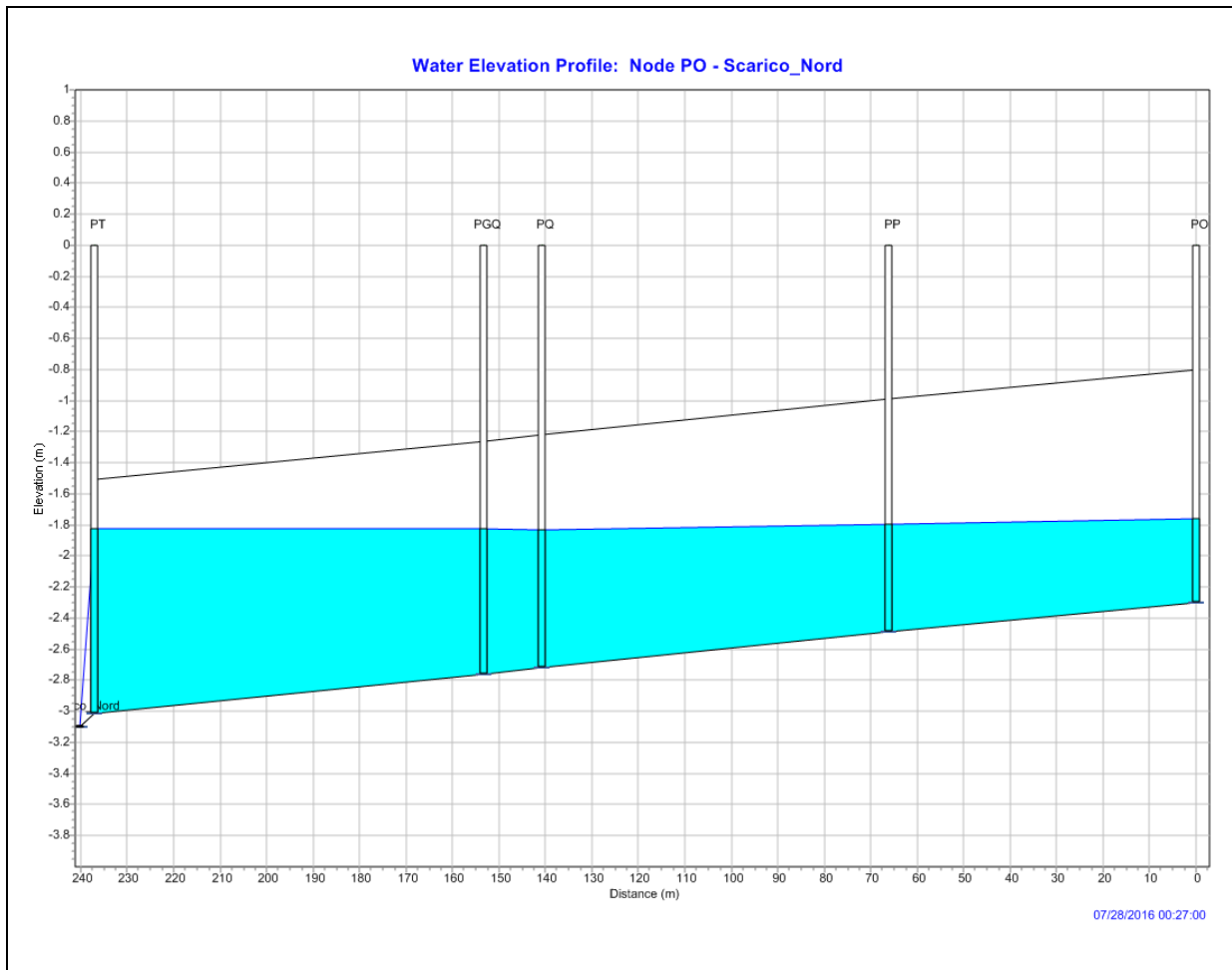


Figura 26 – Evento 15 min - Profilo PO-Scarico Nord (istante 27 min – Riempimento max tubazioni)

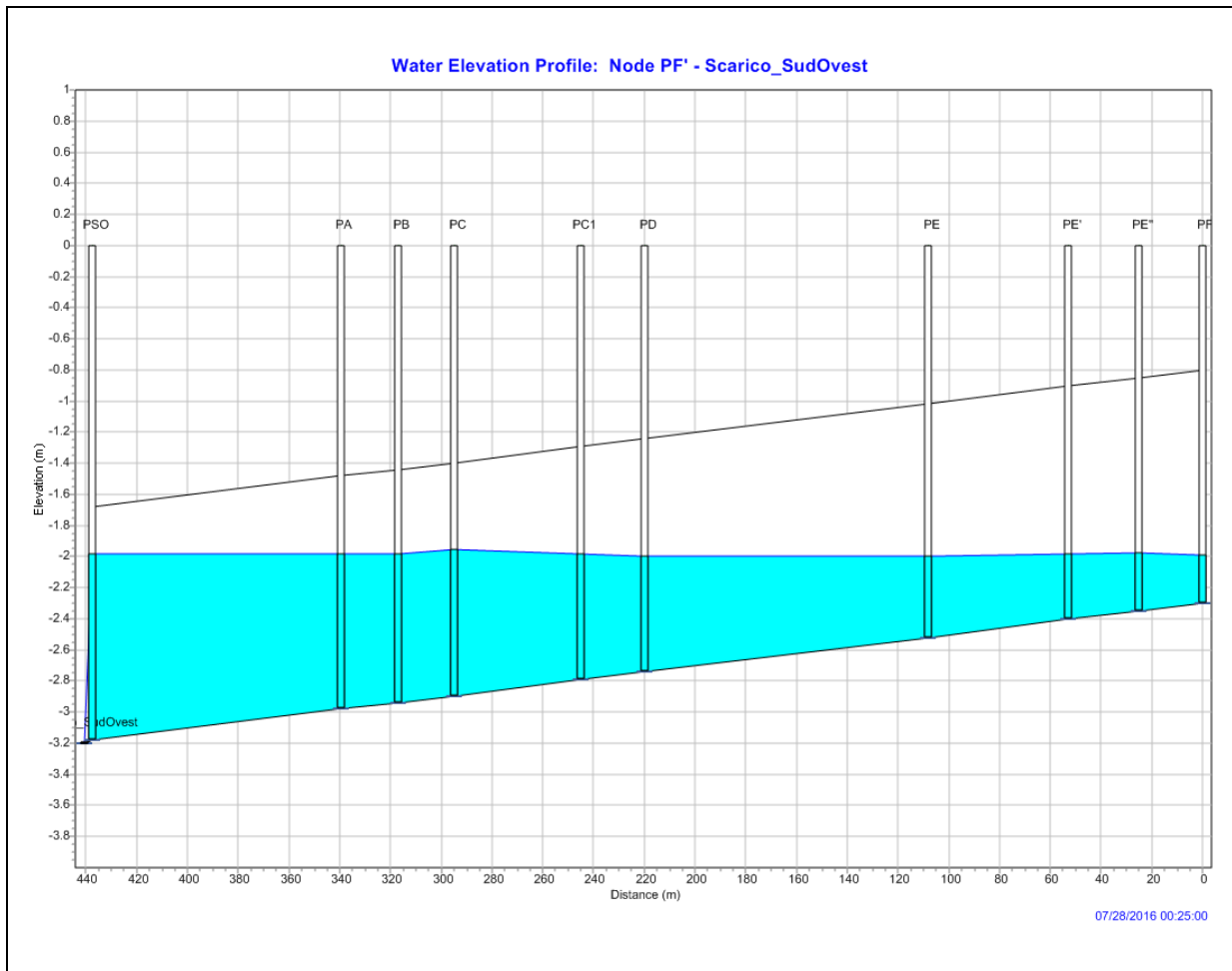


Figura 27 – Evento 15 min - Profilo PF'-Scarico SudOvest (istante 25 min – Riempimento max tubazioni)

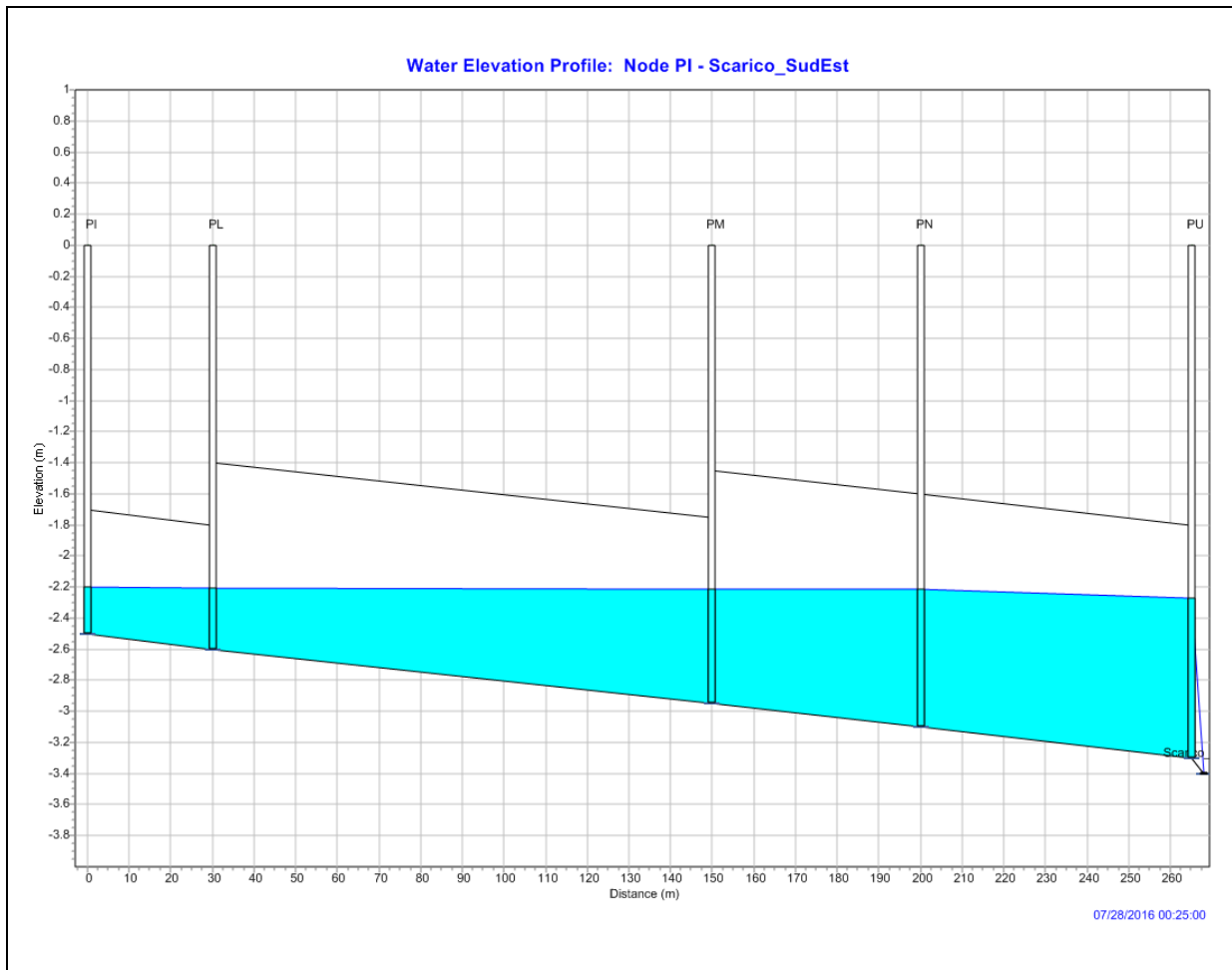


Figura 28 – Evento 15 min - Profilo PI-Scarico SudEst (istante 25 min – Riempimento max tubazioni terminali)



3.5 Verifica tubazioni – Evento di pioggia di lunga durata (8 ore)

Questa simulazione consente di valutare l'effetto di un evento di minore intensità ma di lunga durata; si è pertanto utilizzata la curva di altezza di pioggia cumulata relativa all'evento di 8 ore, secondo quanto indicato nel paragrafo precedente. Anche in questo caso è stata utilizzata la procedura computazionale di Dynamic Wave. Anche per questa simulazione si riportano lo schema planimetrico delle portate defluenti in tubazione e del relativo grado di riempimento, le tabelle riassuntive dei valori di output ottenuti e i profili dei diversi tratti nelle tubazioni al fine di visualizzare l'evoluzione della piezometrica nei tubi. Negli schemi planimetrici, per ogni tratto, è indicato il valore di riferimento massimo.

Oltre a tale evento, sono stati analizzati anche eventi di pioggia di durata 4 e 12 ore, i risultati dei quali sono risultati in linea con l'evento di durata 8 ore; di questi ultimi non è quindi riportato l'output.

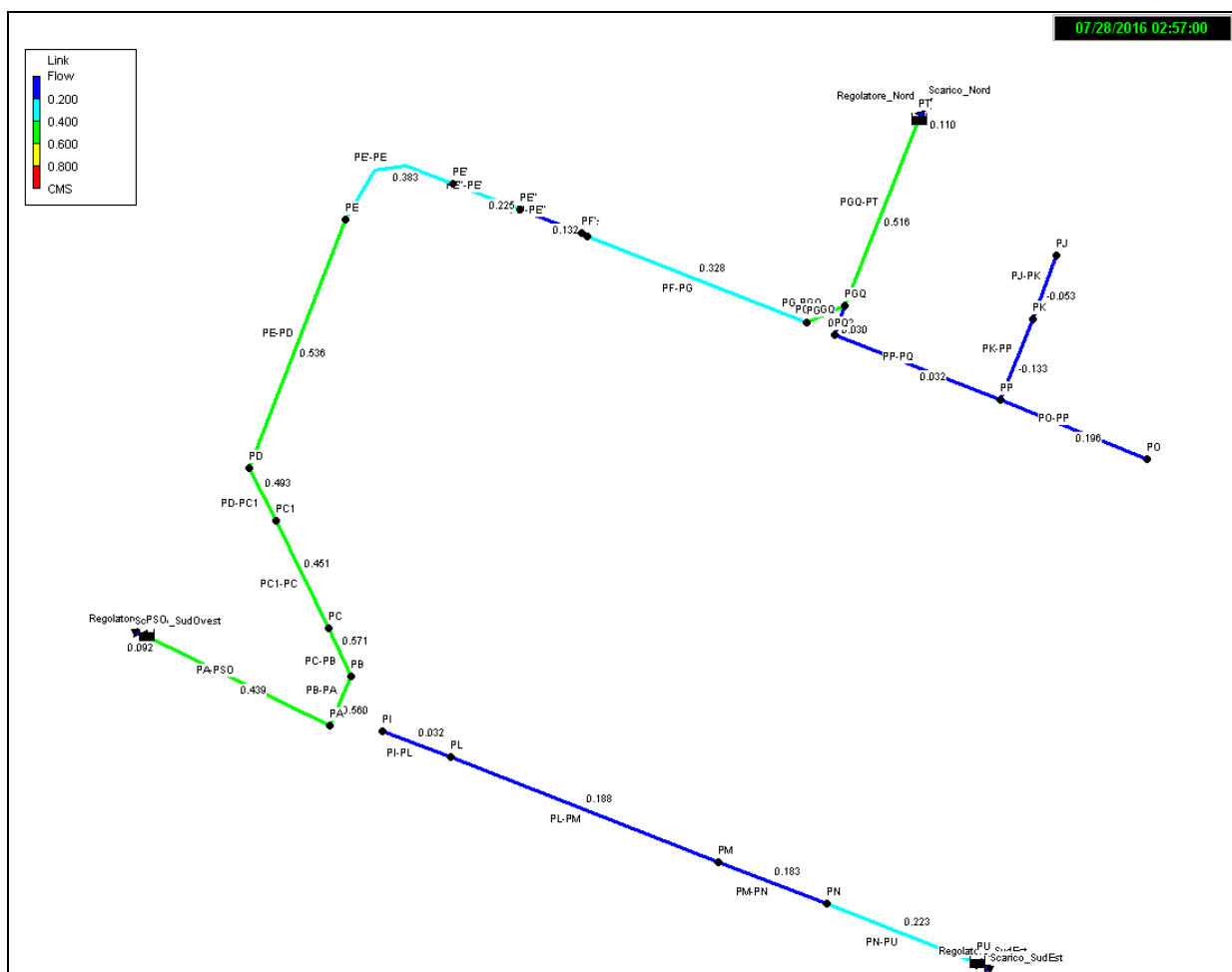


Figura 29 – Evento 8 ore - Portata massima defluente nelle tubazioni (istante 2 ore 57')



Intervento di trasformazione dell'Ex Caserma Mameli



Progetto Preliminare – Relazione tecnico-illustrativa reti tecnologiche

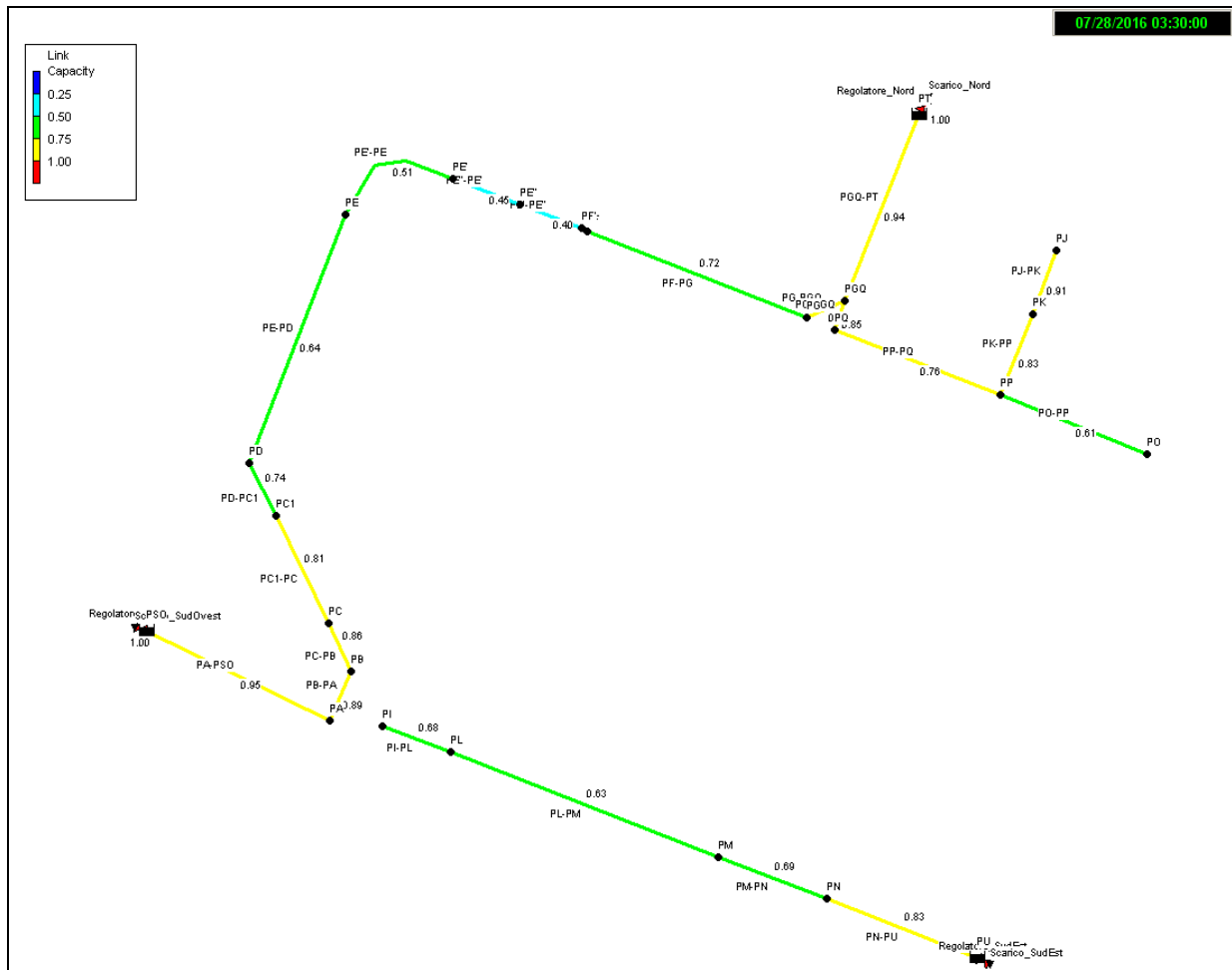


Figura 30 – Evento 8 ore - Grado riempimento massimo tubazioni (istante 3 ore 30 min)



Link	Type	Maximum [Flow] CMS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
PF-PG	CONDUIT	0.570	0	03:00	1.16	0.14	0.70
PG-PGQ	CONDUIT	0.521	0	02:56	1.03	0.12	0.82
PQ-PGQ	CONDUIT	0.312	0	03:23	0.85	0.08	0.83
PO-PP	CONDUIT	0.321	0	03:16	0.94	0.08	0.61
PK-PP	CONDUIT	0.243	0	03:17	0.45	0.11	0.79
PJ-PK	CONDUIT	0.155	0	03:08	0.49	0.13	0.89
PP-PQ	CONDUIT	0.371	0	03:00	1.13	0.09	0.73
PGQ-PT	CONDUIT	0.654	0	02:53	2.36	0.16	0.91
PI-PL	CONDUIT	0.071	0	03:10	0.46	0.09	0.67
PL-PM	CONDUIT	0.189	0	02:57	0.99	0.09	0.63
PM-PN	CONDUIT	0.467	0	02:58	1.33	0.12	0.67
PN-PU	CONDUIT	0.382	0	03:03	1.73	0.09	0.79
PE-PD	CONDUIT	0.545	0	02:58	1.25	0.17	0.62
PD-PC1	CONDUIT	0.556	0	02:56	1.22	0.17	0.72
PC1-PC	CONDUIT	0.626	0	02:55	1.28	0.18	0.77
PC-PB	CONDUIT	0.733	0	02:55	1.47	0.23	0.83
PB-PA	CONDUIT	0.704	0	02:54	1.48	0.23	0.85
PF'-PE''	CONDUIT	0.140	0	03:00	0.55	0.04	0.43
PE''-PE'	CONDUIT	0.237	0	02:59	0.78	0.08	0.46
PE'-PE	CONDUIT	0.401	0	02:59	1.09	0.12	0.51
PA-PSO	CONDUIT	0.649	0	02:53	2.04	0.20	0.93
Regolatore_Nord	DUMMY	0.110	0	02:20			
Regolatore_SudEst	DUMMY	0.042	0	02:17			
Regolatore_SudOvest	DUMMY	0.092	0	02:12			

Figura 31 – Evento 8 ore - Tabella riassuntiva condotte

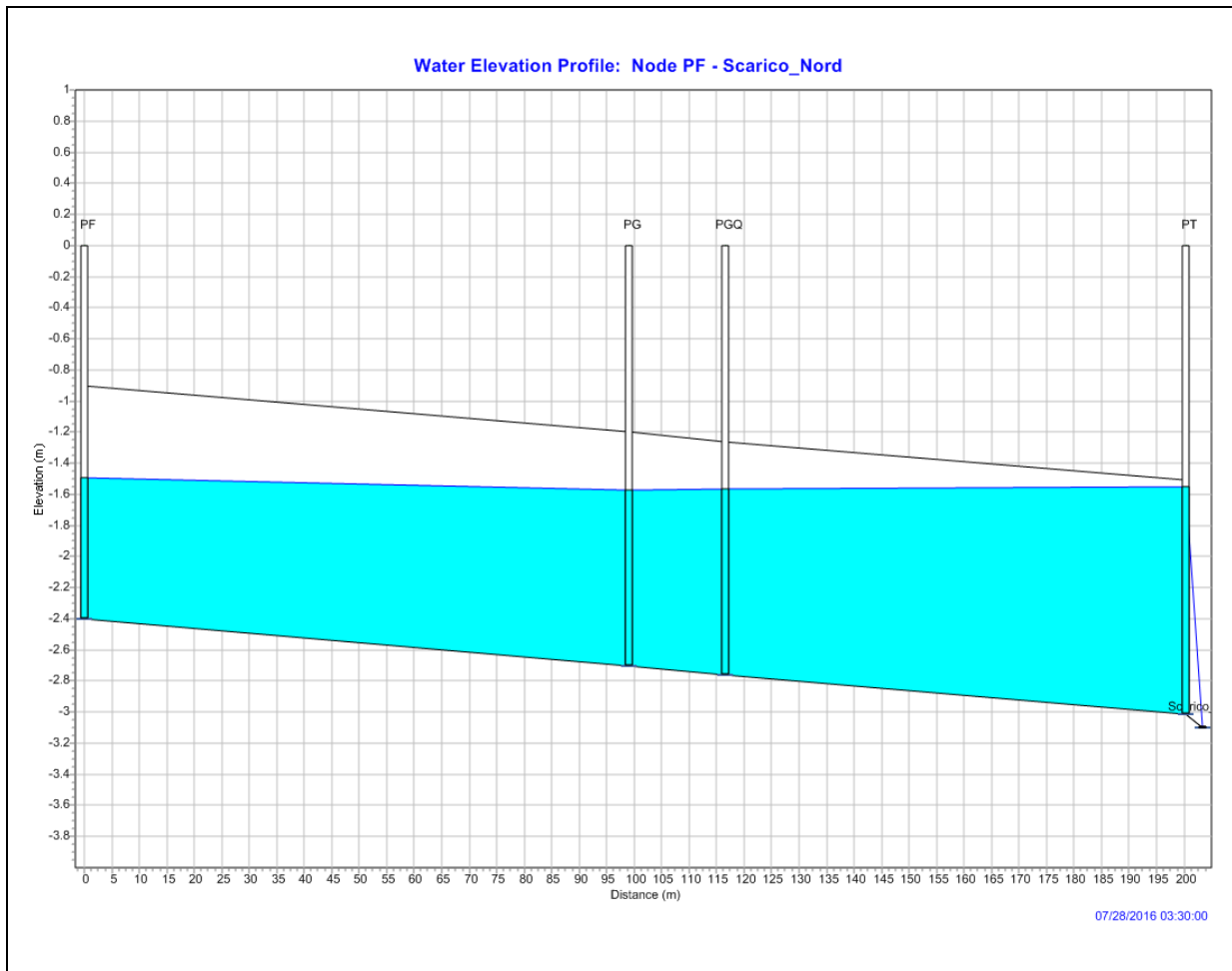


Figura 32 – Evento 8 ore - Profilo PF-Scarico Nord (livello max - istante 3 ore e 30 min)

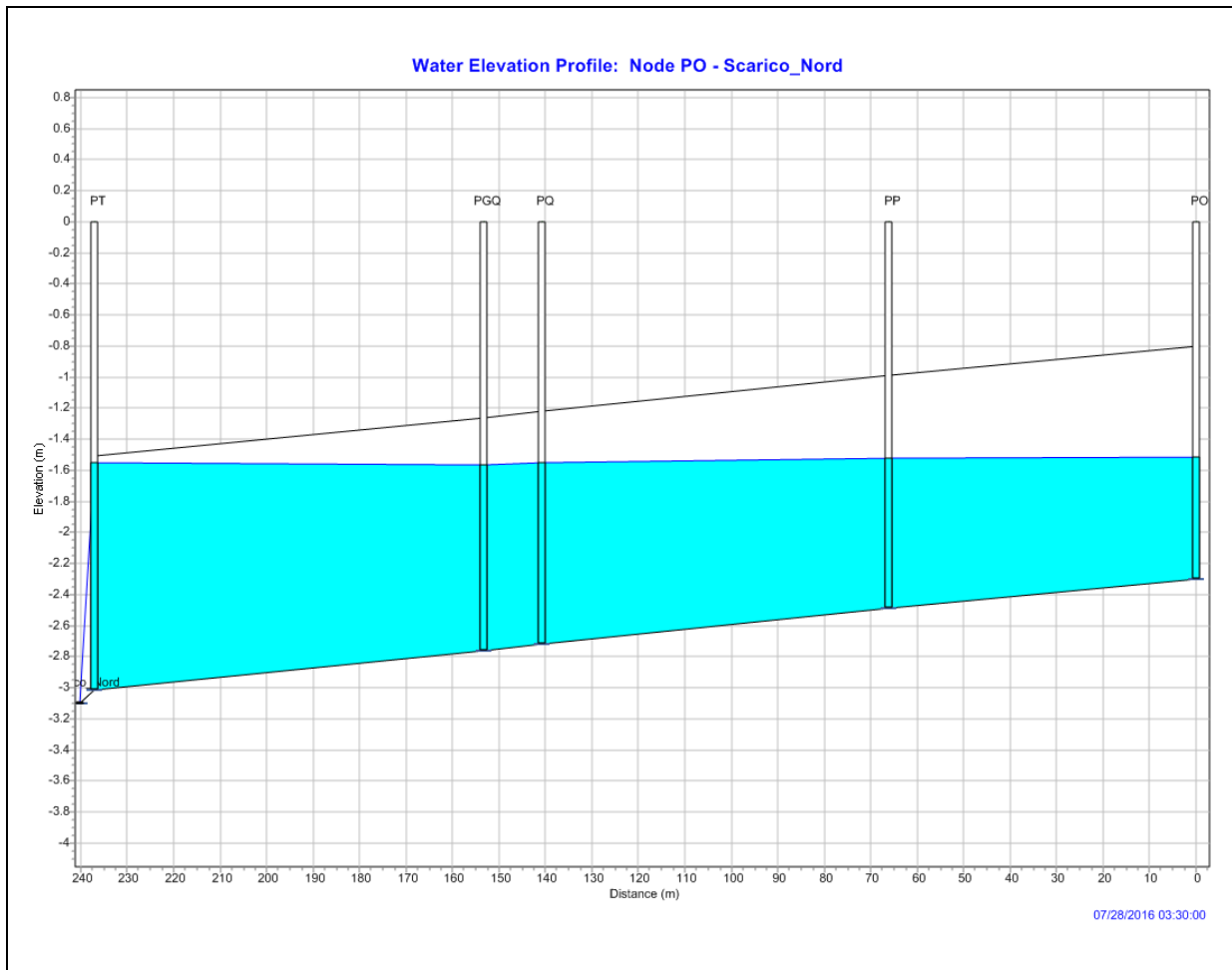


Figura 33 – Evento 8 ore - Profilo PO-Scarico Nord (livello max - istante 3 ore e 30 min)

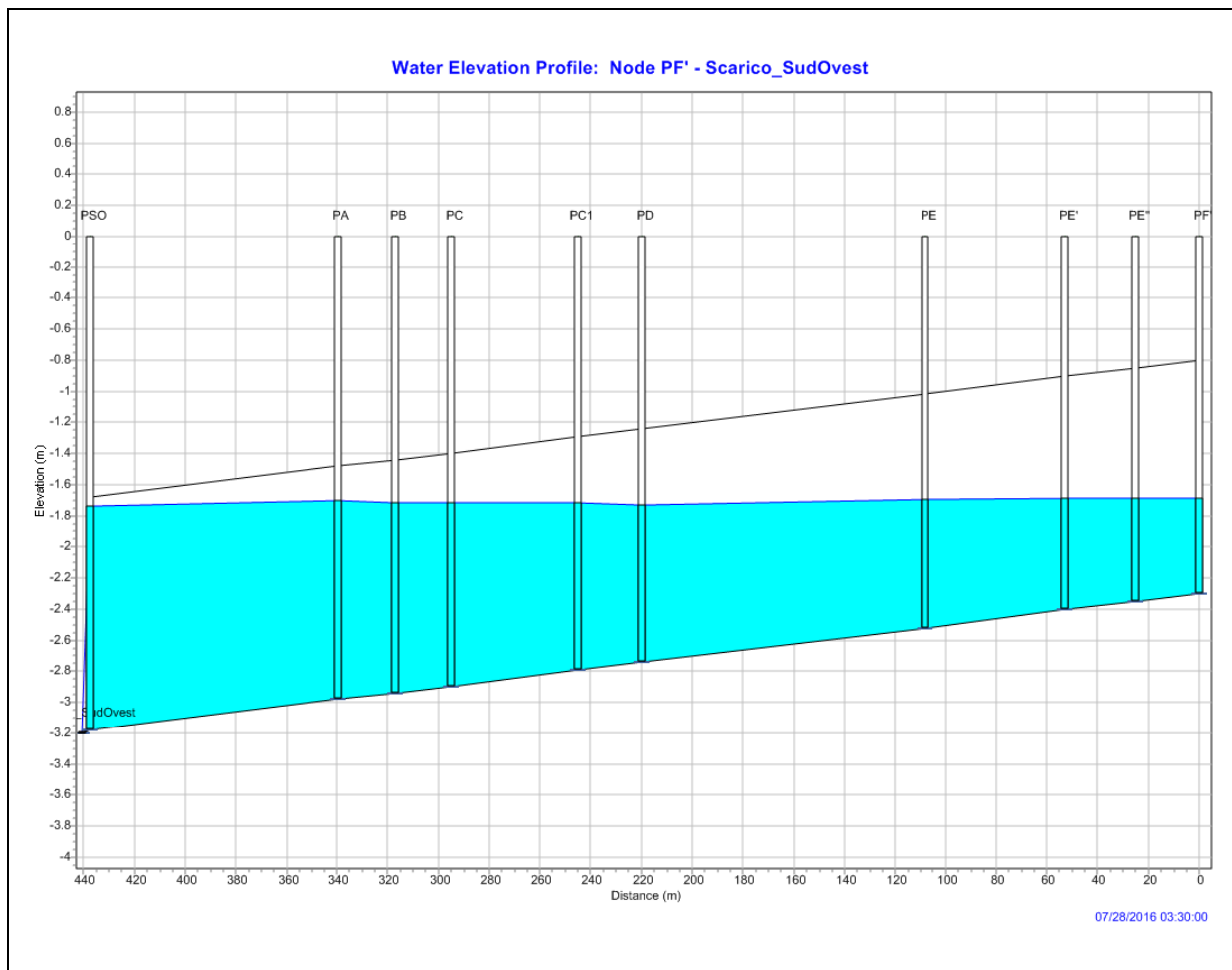


Figura 34 – Evento 8 ore - Profilo PF'-Scarico SudOvest (livello max – istante 3 ore e 30 min)

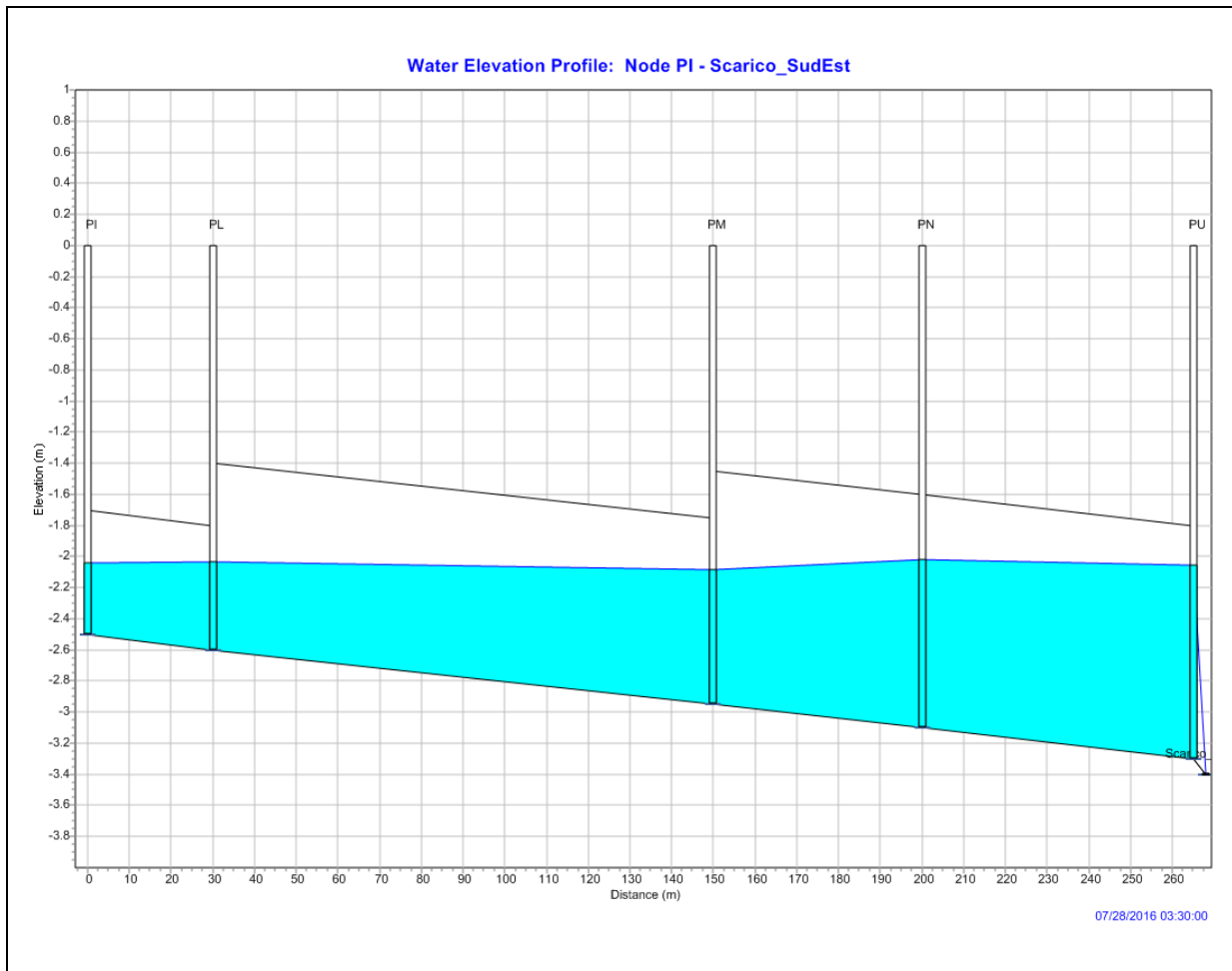


Figura 35 – Evento 8 ore - Profilo PI-Scarico SudEst (livello max – istante 3 ore e 30 min)



4 RETE IDROPOTABILE

Attualmente la viabilità perimetrale all'area ex Caserma Mameli è attrezzata da una rete idrica pubblica esistente, così distinta:

- lungo via Arganini sono presenti due tubazioni: una tubazione $\Phi 800$ mm ed una avente diametro $\Phi 200$ mm, quest'ultima per un tratto in acciaio e per un tratto in ghisa sferoidale;
- lungo viale Suzzani sono poste due tubazioni: una in ghisa grigia $\Phi 250$ mm ed una $\Phi 500$ mm;
- lungo via Gregorovius sono presenti due tubazioni: una in ghisa grigia $\Phi 400$ mm ed una in acciaio $\Phi 200$ mm.

Il progetto prevede la posa di una linea principale al di sotto della viabilità pubblica di progetto, in parte posta sotto marciapiede e in parte sotto la viabilità immediatamente al piede del cordolo marciapiede, realizzata con tubazione in ghisa sferoidale DN 200 mm conforme alla UNI 545.

Questa nuova linea, il cui estradosso si trova a una profondità di 1.50 m dal piano viabile, si allaccia a nord all'esistente rete in ghisa sferoidale $\Phi 200$ lungo via Arganini e a sud all'esistente rete in acciaio $\Phi 200$ m lungo via Gregorovius, a formare un anello con le reti esistenti.

Per gli edifici C1, C2 e C6 si prevedono, invece, allacci diretti alla rete esistente. In particolare i primi due saranno alimentati dalla linea in ghisa grigia $\Phi 400$ mm posata lungo via Gregorovius mentre C6 dalla linea $\Phi 500$ posata lungo via Suzzani.

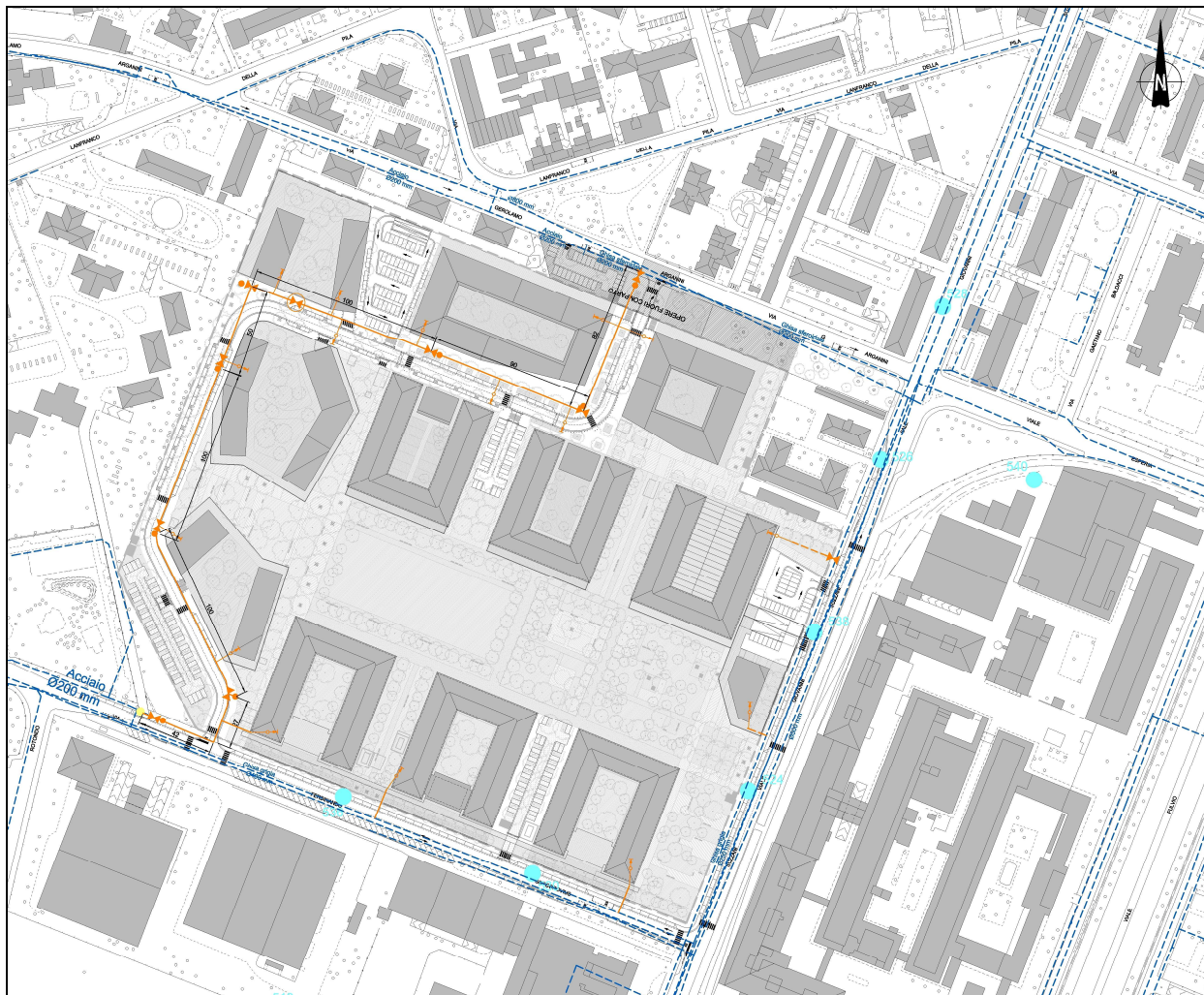


Figura 36 – Rete idropotabile– Planimetria



Lungo la rete idrica in progetto sono posizionate saracinesche di sezionamento in ghisa sferoidale GS400-12, conformi alle norme UNI EN 1563, a corpo piatto con otturatore a cuneo gommato rivestito in elastomero EPDM certificato a norma ISO 9001, con protezione esterna ed interna con resine epossidiche.

È inoltre prevista, in prossimità dell'edificio S3, una valvola rompitratta realizzata con saracinesca in ghisa sferoidale.

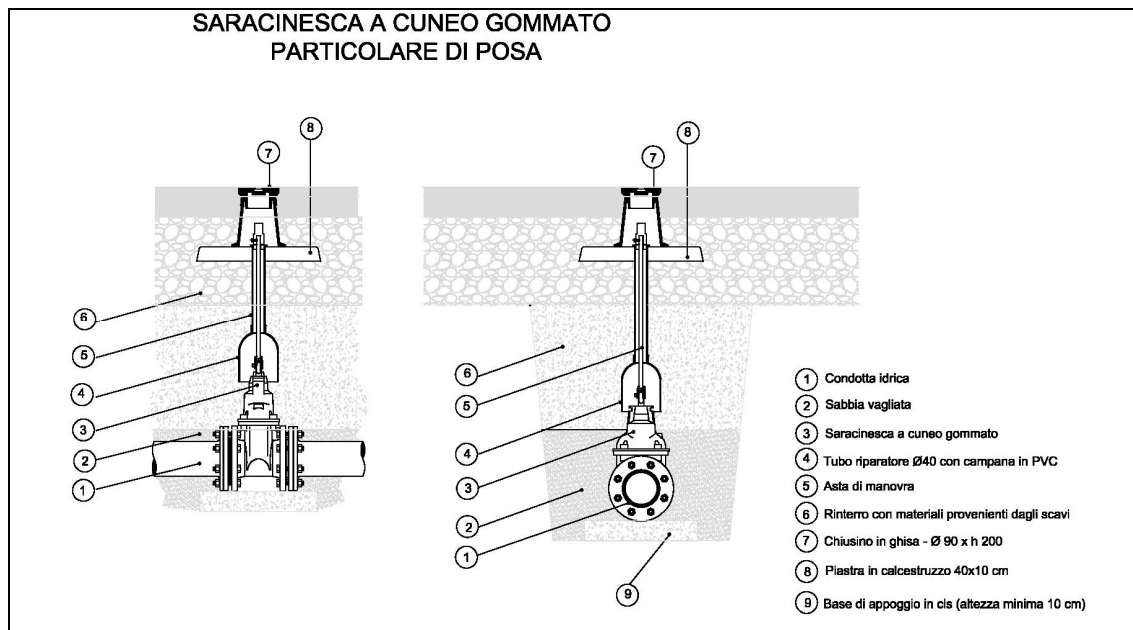


Figura 37 – Rete idropotabile – Saracinesca

Lo scavo delle trincee sarà previsto di larghezza alla base pari 60 cm per assicurare una corretta posa delle tubazioni ed una efficace compattazione dei rinterri. Il letto di posa sarà costituito da sabbia e presenta spessore di 10 cm. Il rinalzo, rinfiacco e ricoprimento delle tubazioni, è previsto sempre con sabbia sino ad una altezza di 10 cm al di sopra della generatrice superiore della tubazione. La trincea verrà poi riempita con materiale di risulta dagli scavi depurato degli elementi aventi diametro maggiore di 10 cm.

Lungo la rete in progetto sono posizionati idranti sottosuolo in ghisa GG25 con attacco a baionetta, pressione di esercizio 10 bar e diametro nominale 65 mm.

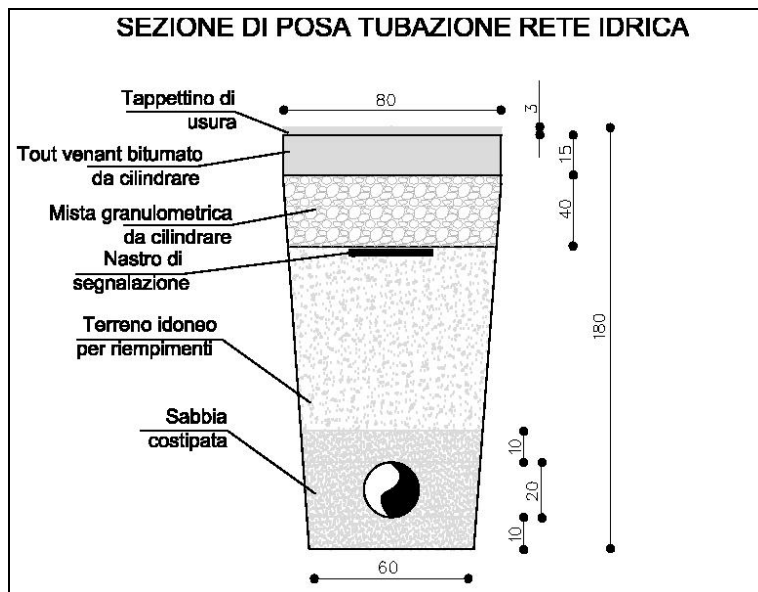


Figura 38 – Rete idropotabile – Sezione posa tubo

4.1 Calcolo dotazioni

Come riportato in precedenza, le dotazioni sono state desunte dalla tabella “Potenzialità Edificatoria e Distribuzione Funzioni”.

Si faccia riferimento alla tabella del capitolo 2.5, la quale evidenzia le portate di picco per ogni edificio, per una portata di picco totale di 20 l/s.



5 RETE GAS

Attualmente la viabilità perimetrale all'area ex Caserma Mameli è attrezzata da linee gas esistenti MP e BP, così distinte:

- lungo via Arganini sono presenti due linee di BT (Φ 150 mm e 250 mm) ed una di MT (Φ 250 mm);
- lungo viale Suzzani sono poste una linea di BT (Φ 250 mm) ed una di MT (Φ 500 mm);
- lungo via Gregorovius è presente una linea di MP (Φ 250 mm).

All'interno del sito è presente un tratto di tubazione di BP che alimentava la Caserma, nella zona ovest dell'area; tale tratto sarà dismesso.

Si riportano nel seguito le dotazioni richieste, in base alle singole destinazioni d'uso.

Destinazione	codice	Potenza Termica					
		dispers.	AE	Tot.Risc.	ACS		Totale
		kW	kW	kW	l	kW	kW
Uffici	C6	38,8	35,7	75	129	6,5	82
Residenze	S1÷S6	373,0	130,6	504	18.650	256,4	760
Residenze sociali	R1+R3	442,9	155,0	598	38.752	553,6	1.152
Commerciale alimentare s<2500 m2	C4+C5+C6	83,7	81,1	165	1.046	15,2	180
Commerciale non alimentare s<1000 m2		334,9	145,7	481	381	19,0	500
Attrezzature Pubbliche	C1+C2+C3	575,4	111,1	687	654	32,7	720
Residenze sociali ristrutturate	C4+C5	392,3	43,9	437	13.337	196,1	633
Residenze+terziario	T7	95,4	33,4	129	4.768	65,6	195

Il progetto prevede la posa, al di sotto dei marciapiedi, di una linea di MP, realizzata con tubazioni in PEAD Φ 200 mm, che collega le due linee di MP Φ 250 mm posate rispettivamente lungo via Arganini e via Gregorovius. In posizione baricentrica, in prossimità dell'edificio S3, è posata una cabina di salto dalla quale si sviluppa una tubazione di BP, sempre in progetto e parallela alla tubazione di MP citata in precedenza. Questa linea, realizzata con tubazioni in PEAD Φ 160 e 200 mm, alimenta tutti gli edifici previsti ad esclusione del T7, per il quale è realizzato un allaccio diretto alla linea di BP esistente lungo viale Suzzani.

La nuova linea di BP prosegue poi frontalmente agli edifici C1, C2 e C3 alimentando gli stessi.

In corrispondenza degli stacchi viene posizionata una valvola di intercettazione.



Figura 39 – Rete gas– Planimetria

Lo scavo delle trincee sarà previsto di larghezza alla base pari 60 cm per assicurare una corretta posa delle tubazioni ed una efficace compattazione dei rinterri.

Il letto di posa sarà costituito da sabbia e presenta spessore di 10 cm. Il ricalzo, rinfianco e ricoprimento delle tubazioni, è previsto sempre con sabbia sino ad una altezza di 10 cm al di sopra della generatrice superiore della tubazione. La trincea verrà poi riempita con materiale di risulta dagli scavi depurato degli elementi aventi diametro maggiore di 10 cm.

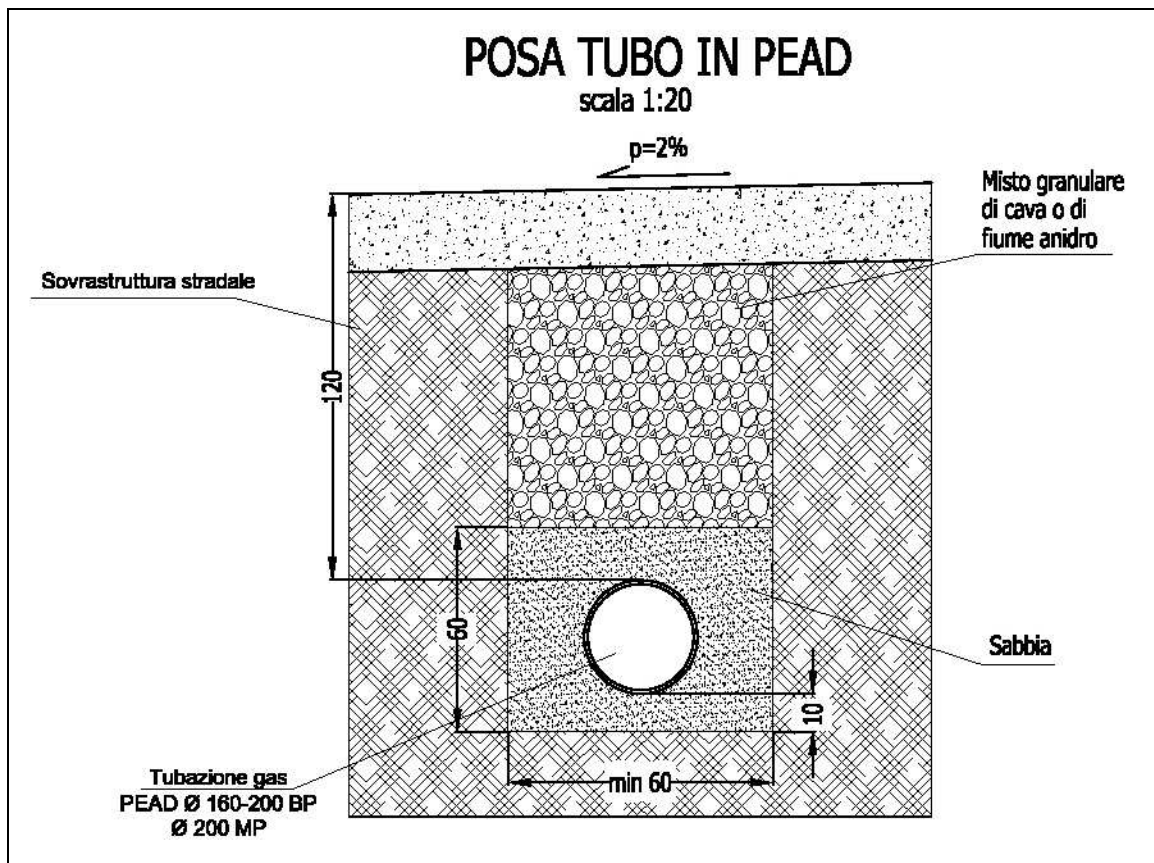


Figura 40 – Rete gas– Sezione posa tubazione



6 RETE TELEFONICA

Attualmente al di sotto della viabilità perimetrale al sito sono poste due linee telefoniche esistenti, una lungo via Arganini e una lungo viale Suzzani.

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova linea a servizio dell'area in progetto, realizzata mediante la posa di cavidotti ubicati all'interno di 3 tubazioni in PVC Φ 125 mm flessibile.

La nuova linea, posata al di sotto dei marciapiedi di progetto in affiancamento alla viabilità pubblica, si allaccia all'esistente in due punti: a sud-est in viale Suzzani in prossimità dell'incrocio con via Gregorovius, e a nord in via Arganini.

La nuova linea alimenta tutti gli edifici ad esclusione dell'edificio T7, per il quale viene realizzato uno stacco "ad hoc" dalla linea lungo viale Suzzani.

Lungo la rete, ad intervalli di 50 m ed in corrispondenza dei punti di allaccio, saranno posizionati idonei pozzetti prefabbricati di ispezione in cls singoli (dimensioni interna 60x60) e doppi (dimensioni interna 120x60).

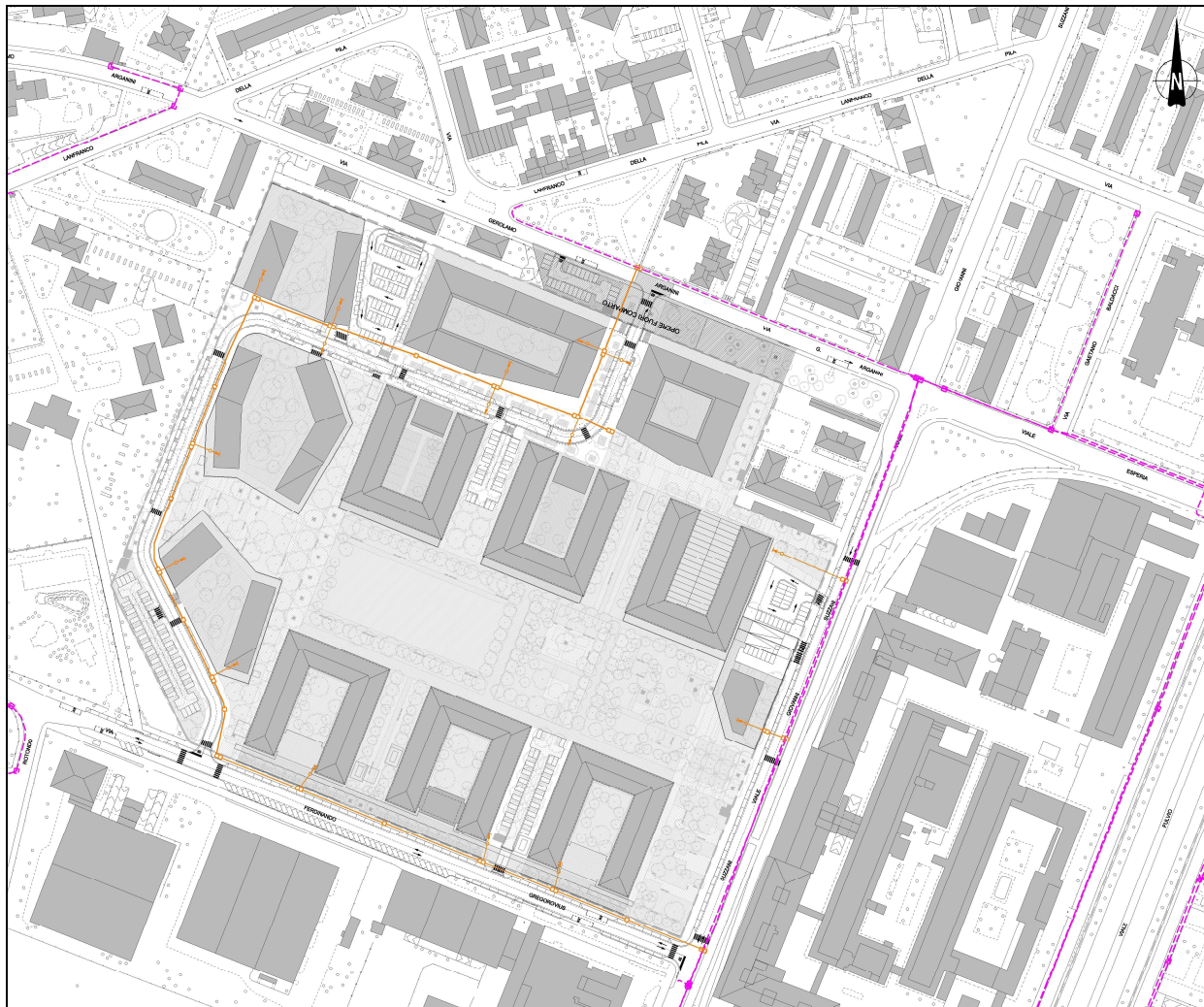


Figura 41 – Rete telefonica– Planimetria



Lo scavo delle trincee sarà previsto di larghezza alla base pari 60 cm per assicurare una corretta posa delle tubazioni ed una efficace compattazione dei riinterri.

Il letto di posa, il rinfiacco e la copertura delle tubazioni in PVC sarà costituito da sabbia e presenta spessore complessivo pari a 25 cm. La trincea verrà poi riempita con materiale di risulta dagli scavi depurato degli elementi aventi diametro maggiore di 10 cm.

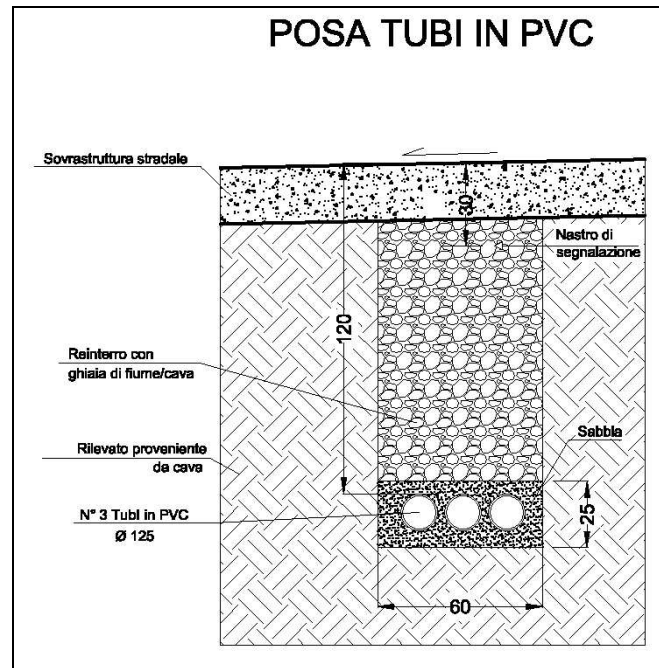


Figura 42 – Rete telefonica – Sezione posa tubo

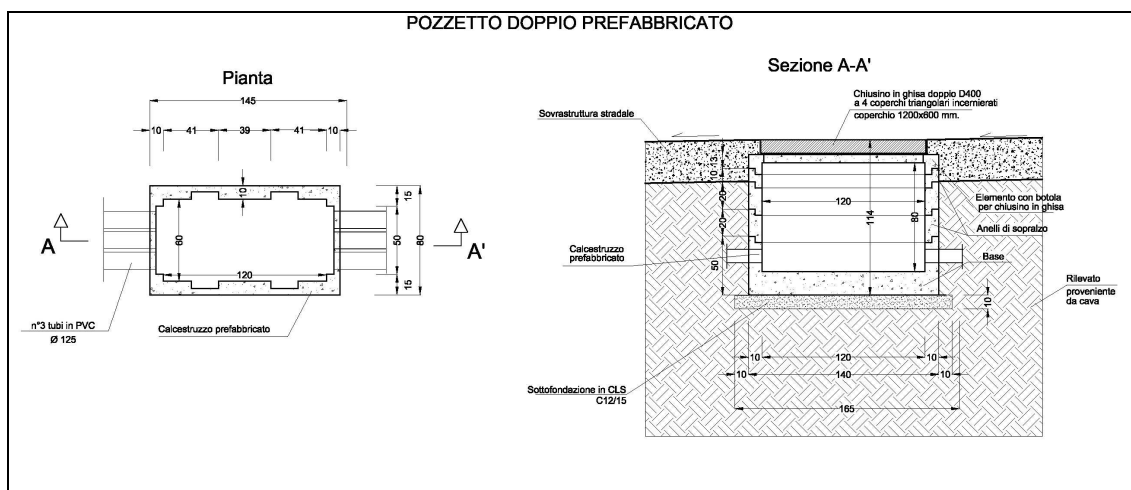


Figura 43 – Rete telefonica – Pozzetti doppi



7 RETE ELETTRICA

Attualmente la viabilità perimetrale all'area ex Caserma Mameli è attrezzata da linee elettriche esistenti MT e BT, così distinte:

- lungo via Arganini sono presenti una linea di media ed una di bassa tensione;
- lungo viale Suzzani sono poste una linea di bassa e due fasci di media tensione costituiti rispettivamente da due e sei cavidotti; lungo viale Suzzani, all'interno dell'area Ex Caserma Mameli, è presente una cabina di trasformazione la quale serve attualmente anche dei fabbricati al di fuori del sito;
- lungo via Gregorovius è presente una linea di media tensione;
- lungo la viabilità che costeggia ad ovest l'area in esame è posta una linea di bassa tensione.

La seguente tabella riporta le potenze elettriche richieste dal sito di progetto.

Destinazione	codice	Carico elettrico specifico	Fabb. elettrico
		W/m ²	kW
Uffici	C6	84	109
Residenze	S1÷S6	44	1.026
Residenze sociali	R1+R3	36	996
Commerciale alimentare s<2500 m2	C4+C5+C6	124	118
Commerciale non alimentare s<1000 m2		124	472
Attrezzature Pubbliche	C1+C2+C3	84	549
Residenze sociali ristrutturate	C4+C5	36	282
Residenze+terziario	T7	44	262
Parco		5	154

Il progetto prevede la posa, in corrispondenza dei marciapiedi in progetto in affiancamento alla viabilità pubblica principale, sempre di progetto, e al di sotto del marciapiede prospiciente agli edifici C1, C2 e C3, di una linea elettrica di media tensione, costituita da un fascio di 2 tubazioni in PVC rigido Φ 160 mm, alimentante 4 cabine trasformazione, anch'esse in progetto ed ubicate in prossimità degli edifici S6, R1, R3 e C2.

La linea elettrica di media tensione di progetto si allaccia alla linea di media tensione esistente lungo via Arganini a nord e lungo viale Suzzani ad est.

Il progetto è completato dalla posa di alcuni rami di bassa tensione, in uscita dalle cabine di trasformazione, che assicurano l'alimentazione elettrica agli edifici in progetto. I rami di bassa tensione sono costituiti da tubazioni in PVC rigido Φ 160 mm.



In corrispondenza della viabilità pubblica principale di progetto, in affiancamento alle due tubazioni in PVC rigido Φ 160 mm della media tensione e di due della bassa tensione, sono posate altre cinque tubazioni, identiche alle precedenti, a disposizione di eventuali ulteriori cavi elettrici o sottoservizi TLC, come richiesto dai tecnici del Gestore della rete elettrica.

Infine è prevista la ristrutturazione della cabina esistente lungo viale Suzzani.

L'edificio T7 è alimentato da una linea di bassa tensione in uscita dalla cabina di trasformazione ristrutturata.



Figura 44 – Rete elettrica – Planimetria

Lo scavo delle trincee sarà previsto di larghezza alla base pari 75 cm per assicurare una corretta posa delle tubazioni ed una efficace compattazione dei rinterri.

Il fascio di tubazione verrà totalmente annegato in un bauletto di CLS dosato a 200 kg al metro cubo. La trincea verrà poi riempita con materiale di risulta dagli scavi depurato degli elementi aventi diametro maggiore di 10 cm.

Saranno predisposti pozzetti di tronco in cls aventi dimensione planimetrica interna 120x160 mm.

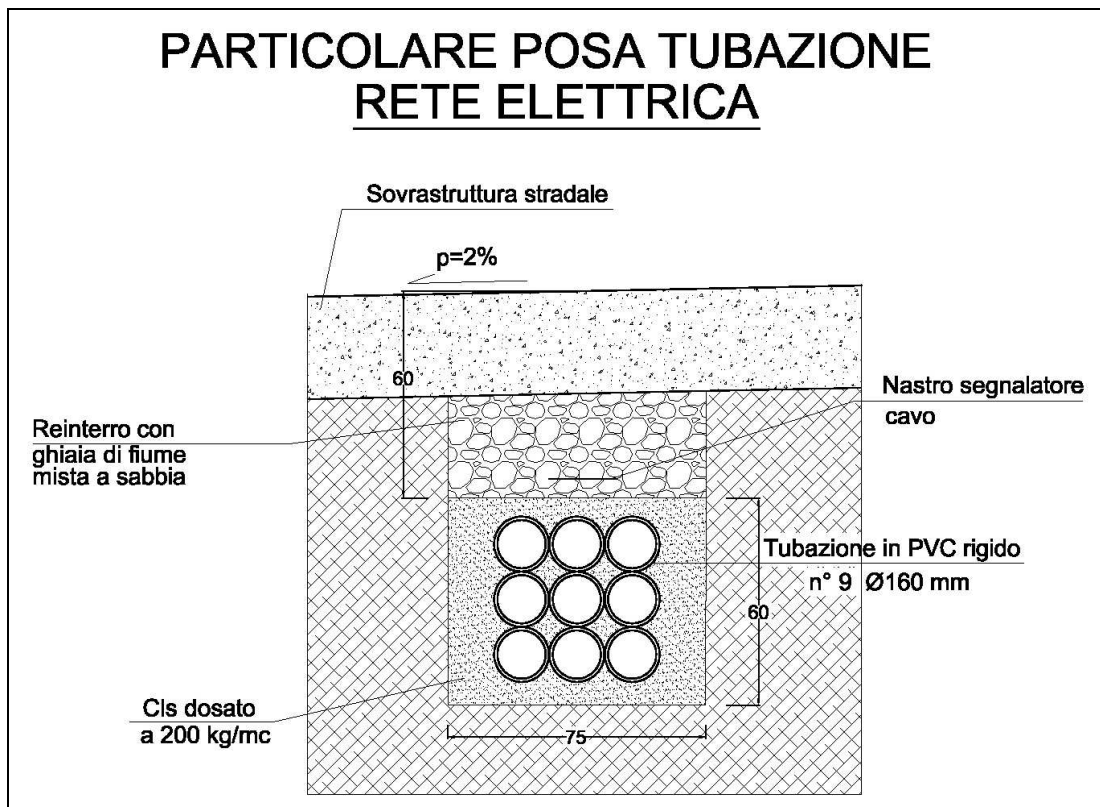


Figura 45 – Rete elettrica– Posa cavidotti

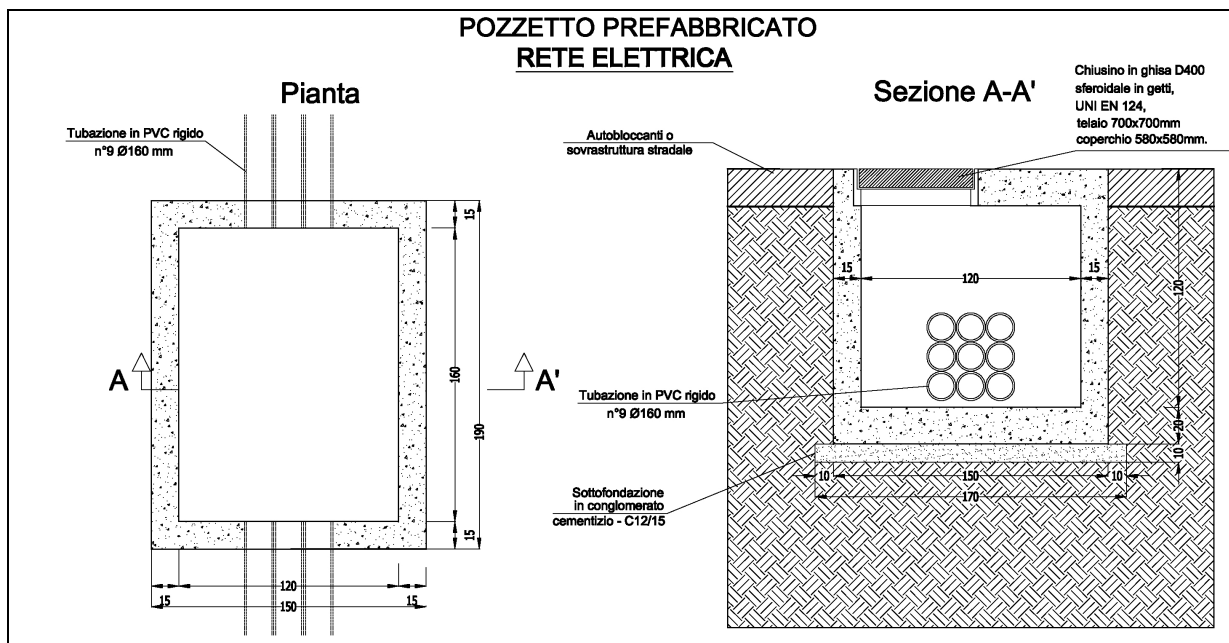


Figura 46 – Rete elettrica– Posa pozzetti



8 RETE ILLUMINAZIONE PUBBLICA

La rete di illuminazione pubblica primaria in progetto, costituita da 2 cavidotti in PVC paralleli diametro 110 mm, si sviluppa in corrispondenza dei marciapiedi in progetto, in affiancamento alla viabilità principale, ed è collegata a un quadro elettrico di illuminazione pubblica (Q.i.p.1), posto in prossimità dell'edificio S6. La rete è a servizio della viabilità principale.

I punti luce sono costituiti da pali aventi altezza complessiva di 11 m ed una altezza fuori terra di 10.20 m e sono completi di un corpo illuminante e pozzetto di ispezione in cls al piede di dimensioni interne 40 cm x 40 cm.



Figura 47 – Rete illuminazione pubblica primaria – Planimetria

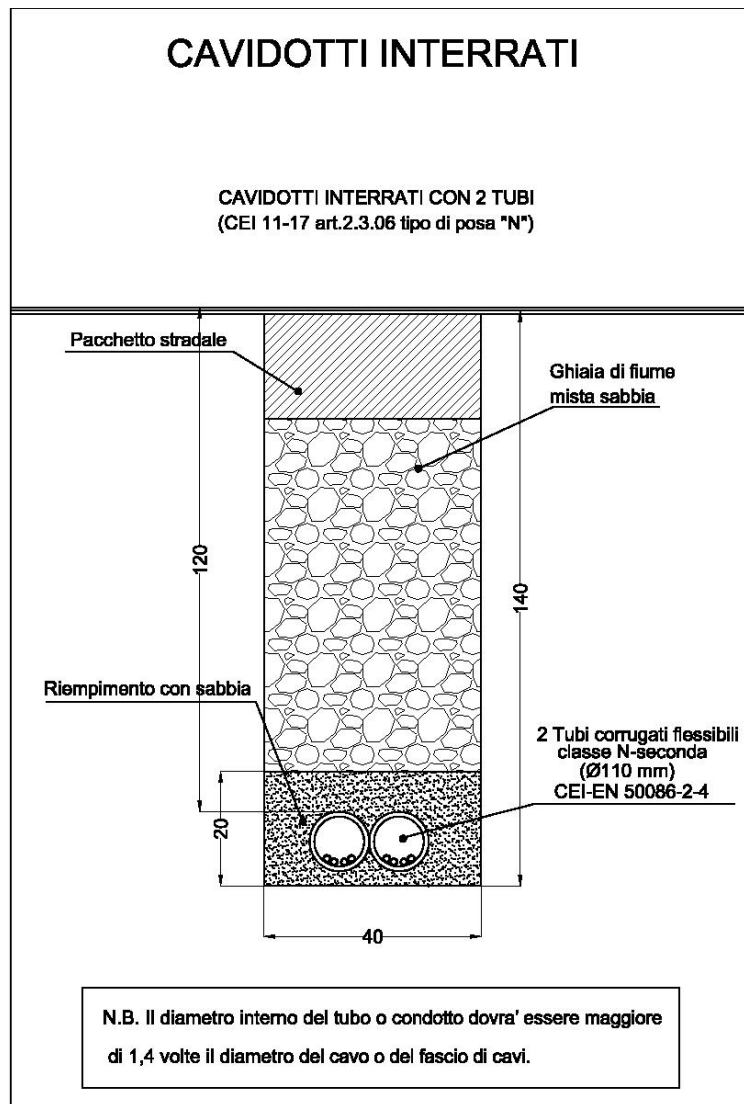


Figura 48 – Rete illuminazione pubblica primaria – Sezione di posa

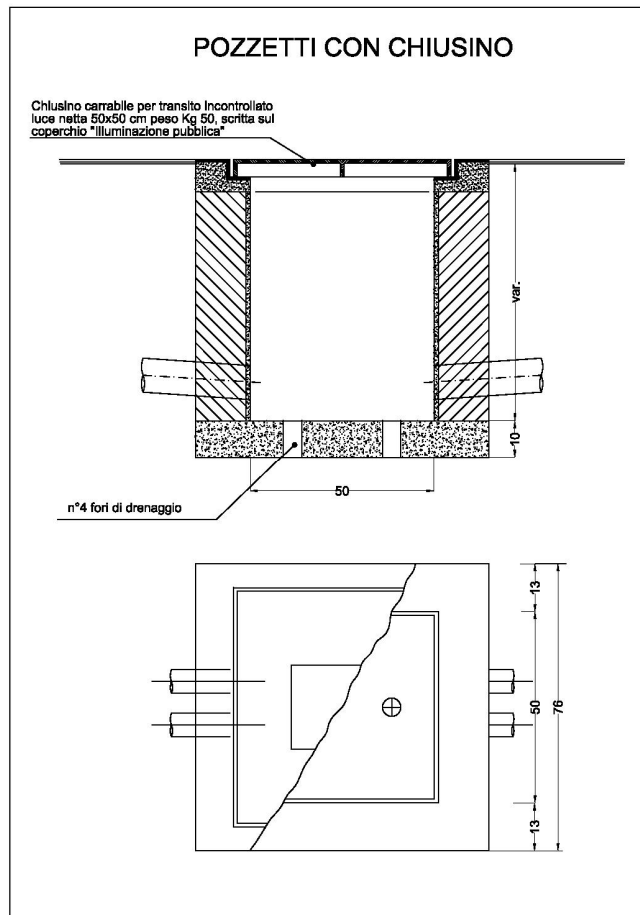


Figura 49 – Rete illuminazione pubblica primaria – Pozzetto