

ARCHEA ASSOCIATI
Lungarno Benvenuto Cellini, 13
50125 Firenze (FI)
+39 055 6580127
archea.associati.srl@pec.it

ARCHITETTO
Arch. Giovanni Polazzi



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



GPA Partners
via Leone X, 3
52129, Firenze (FI)
+39 055 468291
info@gpapartners.com

INGEGNERE
Ing. Giovanni Cardinale

MISSIONE 1: Digitalizzazione,
innovazione, competitività e cultura

COMPONENTE 3: Cultura 4.0

MISURA 2: "Rigenerazione di piccoli siti
culturali, patrimonio culturale,
religioso e rurale"

INVESTIMENTO 2.1: " Attrattività dei
borghi storici"

Linea d'intervento A Progetti pilota per
la rigenerazione culturale, sociale ed
economica dei borghi a rischio
abbandono e abbandonati



Valentini Ventura
Restauro Opere D'arte srl
Via Camillo Benso Conte di Cavour, 169
50019 Sesto Fiorentino (FI)

DOTT.
Dott.ssa Daniela Valentini



Chiarini Associati
Ingegneria Civile Ambientale
Via Galileo Ferraris, 63
52100 Arezzo

INGEGNERE
Ing. Remo Chiarini

Sacha Slim Bouhageb
Via Pian d'Albero, 4
50012 Bagno a Ripoli (FI)
+39 055 5392104
ssb@2sb.it

INGEGNERE
Ing. Sacha Slim Bouhageb



STUDIO MATTIOLI
Via Santo Stefano, 30
40125 Bologna (BO)
+39 051 6449001
studio.mattioli@studiomattioli.com

DOTT.
Dott. Gonzalez Muro

PROGETTO
Rigenerazione culturale, sociale ed economica dell'antico Borgo di Castelnuovo in Avane
ACDC-AVANE CENTRALE CREATIVA (CUP: G37B22000180006)
PFTE art 23 comma 5 bis, 6 D.Lgs 50/2016
INDIRIZZO
Castelnuovo dei Sabbioni
Comune di Cavriglia 52022 (AR), Italia

COMMITTENTE
Comune di Cavriglia

INDIRIZZO
Viale Principe di Piemonte, 9
52022 Cavriglia AR

CODICE ELABORATO
PFTE-RS-G-3.2-R_1

ELABORATO
RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA

FASE DI PROGETTO - DISCIPLINA	REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
	1	20-03-2024	Prima emissione
	2	23-05-2024	Seconda emissione
SCALA			
DATA			

SPAZIO RISERVATO
ALL'AMMINISTRAZIONE



Indice

1. Premessa	3
2. Fognatura acque meteoriche	4
2.1 Definizione dei bacini di competenza.....	4
2.2 Valutazione delle portate di riferimento e verifiche idrauliche.....	6
2.2.1 Durate critiche di pioggia, tempi di ritorno e criteri di dimensionamento.....	6
2.3 Verifiche in moto uniforme delle condotte	7
3. Fognatura acque reflue	13
3.1 Descrizione delle opere in progetto	14
3.1.1 Tracciati di progetto dei collettori fognari	14
3.1.2 Tubazioni adottate.....	15
3.2 Impianto di sollevamento.....	17
3.2.1 Dimensionamento dei collettori in pressione	18
3.2.2 Dimensionamento dell'impianto di sollevamento.....	19
4. Rete di Acquedotto.....	22
4.1.1 Tracciati di progetto della nuova rete di acquedotto.....	22
5. Posa delle condotte della fognatura di acque meteorica, della fognature di acque reflue e della rete di acquedotto nel borgo di Castello d'Avane	25



1.PREMESSA

La presente relazione Idrologico-Idraulica concerne ed illustra il progetto del sistema di sottoservizi di natura idraulica (fognatura acque meteoriche, fognatura acque reflue e rete di acquedotto), nell'ambito del progetto di recupero e riqualificazione urbana dell'antico borgo di borgo di Castelnuovo d'Avane, situato nel comune di Caviglia, a nord della provincia di Arezzo.



2. FOGNATURA ACQUE METEORICHE

Nel seguente paragrafo si descrivono le procedure utilizzate per la progettazione della rete di smaltimento delle acque meteoriche dalle coperture e dal corpo stradale.

2.1 Definizione dei bacini di competenza

La valutazione della portata di progetto per una data sezione idraulica implica in primo luogo la determinazione dell'area del bacino idrografico ad essa afferente. Risulta quindi necessario perimetrare la porzione di territorio da cui, per deflusso superficiale, l'acqua meteorica che non infiltra nel terreno raggiunge la sezione considerata.

Per l'individuazione dei bacini imbriferi relativi alla rete di progetto si è fatto riferimento al progetto delle coperture e delle viabilità del Borgo di Avane, al progetto della nuova strada di accesso a detto borgo, alla Carta Tecnica Regionale in scala 1:2000 e ai sopralluoghi effettuati.

Sulla scorta di tali elementi sono stati tracciati i limiti di ogni sottobacino, individuati come linee di spartiacque.

In Figura 2-1 sono indicate le condotte della fognatura delle acque meteoriche (linea di colore verde con codice identificativo dei nodi) e i bacini afferenti alla rete di smaltimento delle acque meteoriche di progetto (linea di colore rosso con codice identificativo del bacino).

Le condotte della fognatura meteorica saranno posate sulla viabilità del Borgo e sulla nuova strada di accesso allo stesso.

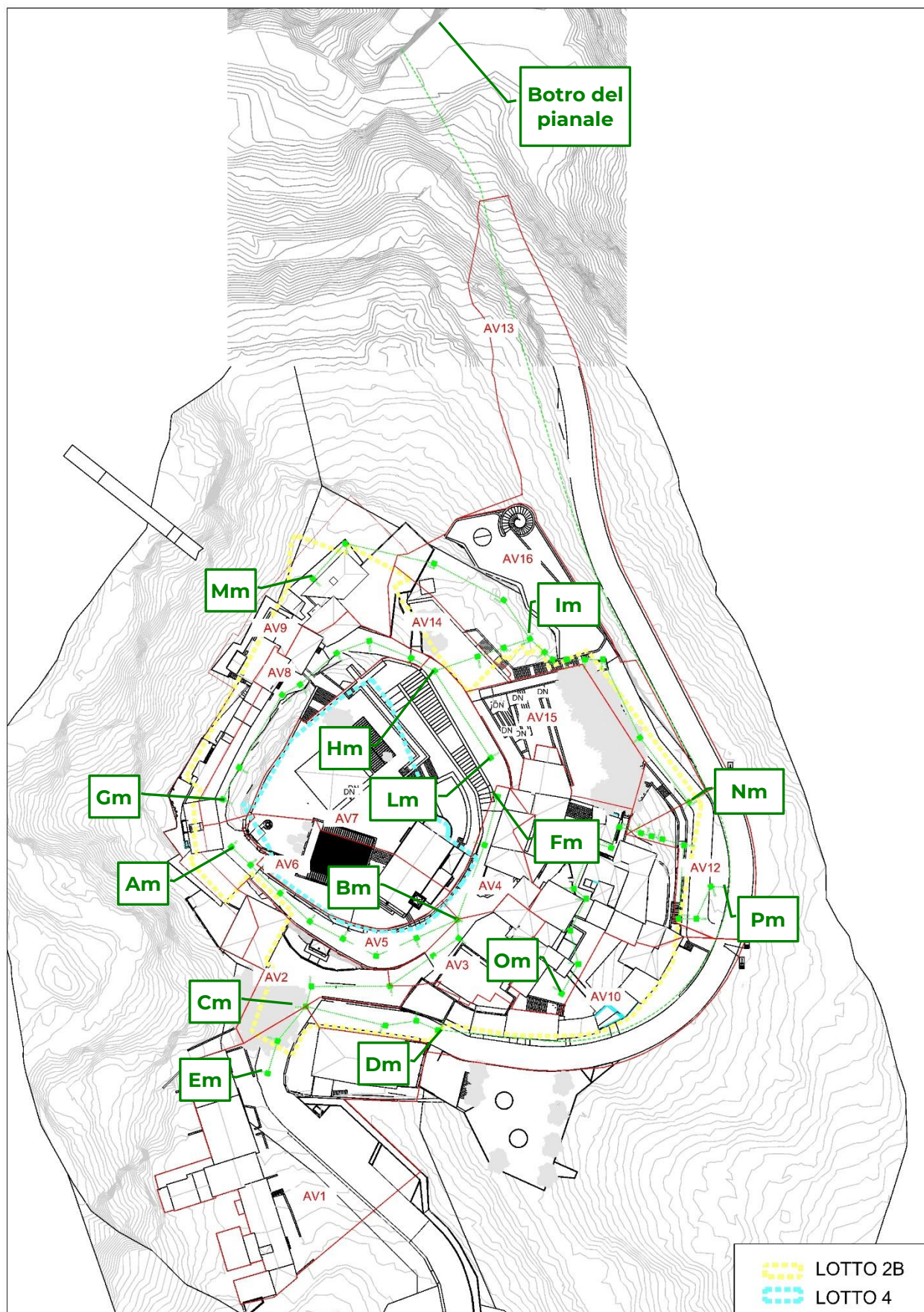


Figura 2-1: condotte della fognatura acque meteoriche di progetto (linee di color verde), bacini afferenti (poligoni di color rosso).



2.2 Valutazione delle portate di riferimento e verifiche idrauliche

2.2.1 Durate critiche di pioggia, tempi di ritorno e criteri di dimensionamento

Per la stima delle portate di riferimento si è dapprima individuato il regime pluviometrico della zona in esame attraverso l'adozione della curva di possibilità pluviometrica a due parametri (a, n) ¹ dipendenti dal tempo di ritorno del tipo:

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

Circa l'assunzione del tempo di ritorno il D.P.C.M. del 4 marzo 1996 *Disposizioni in materia di risorse idriche* al punto 8.3.5 Drenaggio Urbano sancisce che: *“Ai fini del drenaggio delle acque meteoriche le reti di fognatura bianca o mista debbono essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale o le immissione di scarichi neri con frequenza superiore ad una volta ogni 5 anni per ogni singola rete”* (ovvero con un tempo di ritorno inferiore a 5 anni).

Nel presente progetto al fine di garantire un incremento dei livelli minimi di servizio è stato assunto un tempo di ritorno pari a 30 anni, per detto tempo di ritorno i parametri della curva di possibilità pluviometrica assumono rispettivamente i seguenti valori a uguale 56.837 n uguale 0.45

Il dimensionamento è stato effettuato adottando il “Metodo Cinematico” che si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento dell'onda liquida;
- ogni goccia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che ripresentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Il metodo, supponendo l'intensità di pioggia uniforme e costante, permette di calcolare la portata di progetto nella sezione di chiusura a partire dal tempo di corrivazione, tramite

¹ I parametri a e n sono stati indicati da Enel in conformità alla relazione Idrologico-Idraulica a supporto del “Piano di recupero Ambientale della Miniera di Santa Barbara”.



la formula razionale:

$$Q_{max} = A \cdot \varphi \cdot a \cdot t_c^{(n-1)}$$

in cui:

- A è la superficie del bacino di pertinenza;
- φ è il coefficiente di deflusso;
- a, n sono i coefficienti della L.S.P.P.;
- t_c è il tempo di corrivazione.

Date le ridotte dimensioni dei bacini scolanti, il tempo di corrivazione è stato assunto pari a 0.25 h (15 min).

Per ogni sezione di calcolo, data l'area totale sottesa, si è determinato il coefficiente d'afflusso medio φ come media pesata dei coefficienti di afflusso delle singole aree di estensione Si in cui è stata suddivisa:

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i S_i}{\sum_i S_i}$$

I coefficienti di afflusso adottati per le singole tipologie di superficie drenate sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 2-1 Uso del suolo e valore del coefficiente di deflusso orario φ

CLASSIFICAZIONE SUPERFICI	φ
Bosco/verde	0.30
Strade e piazzali asfaltati	0.90
Tetti	0.90

2.3 Verifiche in moto uniforme delle condotte

Il dimensionamento delle condotte della fognatura meteorica è stato eseguito facendo riferimento alla scala di deflusso di moto uniforme per le correnti a pelo libero. Tale ipotesi di lavoro è sufficientemente attendibile verificandosi per tratti omogenei l'uniformità di portata smaltita, forma della sezione, pendenza del fondo e scabrezza, sempreché, come accade nel caso presente, le condizioni al contorno di valle non siano tali da generare significativi rigurgiti e la portata in ingresso da monte, nel caso dei tombini, non determini la saturazione dell'imbocco.

La formula di moto uniforme impiegata è quella di Chézy:

$$V = \chi \sqrt{R \cdot j} \quad [m/s]$$



Dove:

V = velocità media;

χ = coefficiente di scabrezza di Chezy [$m^{1/2}/s$]

R = raggio idraulico [m]

j = pendenza del fondo [-]

Nel caso presente χ è stato valutato con la formula di Gauckler-Strickler :

$$\chi = K_s \cdot R^{1/6}$$

dove K_s è il parametro di scabrezza [$m^{1/3}s^{-1}$].

Si ottiene così:

$$V = K_s R^{2/3} j^{1/2}$$

che, moltiplicata per l'area Ω [m^2] della sezione trasversale occupata dal liquido, fornisce il valore della portata

$$Q = \Omega \cdot V = \Omega \cdot K_s R^{2/3} j^{1/2} \quad [m^3 / s]$$

Il valore assegnati a K_s per le condotte in PVC è pari a 100 [$m^{1/3}s^{-1}$]

Nella tabella che segue sono esposti i risultati delle verifiche di officiosità idraulica delle condotte.

Tabella 2-2: verifica dell'officiosità idraulica delle condotte

Sigla Ramo	Bacini afferenti	Area afferente	Coeff. di afflusso	Portata Q	Pendenza tombino	Dimensioni condotta	Scabrezza Ks	Altezza pelo libero	Percentuale di riempimento
[-]	[-]	[ha]	[-]	[m³/s]	[%]	[cm]	[m¹/³s⁻¹]	[cm]	[%]
Am-Bm	AV5, AV6	0.12	0.90	0.04	0.0150	PVC 200	100	0.13	0.673
Bm-Cm	AV5, AV6, AV4, AV3, AV2	0.25	0.90	0.08	0.0200	PVC 250	100	0.16	0.689
Em-Cm	AV1	0.23	0.78	0.06	0.0310	PVC 250	100	0.12	0.517
Lm-Hm	AV7	0.18	0.90	0.06	0.0200	PVC 250	100	0.13	0.557
Gm-Hm	AV8	0.08	0.76	0.02	0.0200	PVC 200	100	0.08	0.428
Mm-Im	AV9	0.12	0.90	0.04	0.0100	PVC 250	100	0.12	0.530
Hm-Im	AV7, AV8, AV14	0.29	0.86	0.09	0.1000	PVC 315	100	0.09	0.319
Im-Nm	AV7, AV8, AV9, AV14, AV15, AV16	0.64	0.84	0.18	0.0700	PVC 315	100	0.16	0.534
Fm-Bm	AV4	0.03	0.90	0.01	0.0100	PVC 200	100	0.07	0.365
Om-Pm	AV11	0.13	0.85	0.04	0.0550	PVC 200	100	0.09	0.467
Cm-Dm	AV6, AV5, AV4, AV3, AV2, AV1, AV10'	0.52	0.85	0.15	0.0200	PVC 315	100	0.21	0.713
Dm-Pm	AV6, AV5, AV4, AV3, AV2, AV1, AV10	0.63	0.84	0.18	0.15	PEAD 500	-	-	-
Pm-Nm	AV6, AV5, AV4, AV3, AV2, AV1, AV10, AV11, AV12	1.00	0.86	0.29	0.025	PEAD 630	-	-	-
Nm-PIANALE	AV1, AV2, AV3, AV4, AV5, AV6, AV7, AV8, AV9, AV10, AV11, AV12, AV13, AV14, AV15, AV16	1.64	0.82	0.45	0.18	PEAD 710	-	-	-



Circa il tratto di rete meteorica che va dal nodo Dm al botro di Pianale, esso segue sia planimetricamente che altimetricamente l'andamento della nuova strada di accesso al borgo di Castelnuovo d'Avane, la cui progettazione è a cura di Enel.

La suddetta viabilità, nel tratto di interesse, presenta forti pendenze con valori di punta che arrivano al 18%.

Al fine di limitare la velocità della corrente nelle condotte sono state adottate tubazioni in PEAD a parete piena dotate di corrugamenti interni² che consentono di ridurre significativamente la velocità del flusso così da scongiurare la realizzazione di pozzetti di salto che, nel caso specifico, risulterebbero di non agevole ed onerosa realizzazione in quanto richiederebbero scavo su roccia.

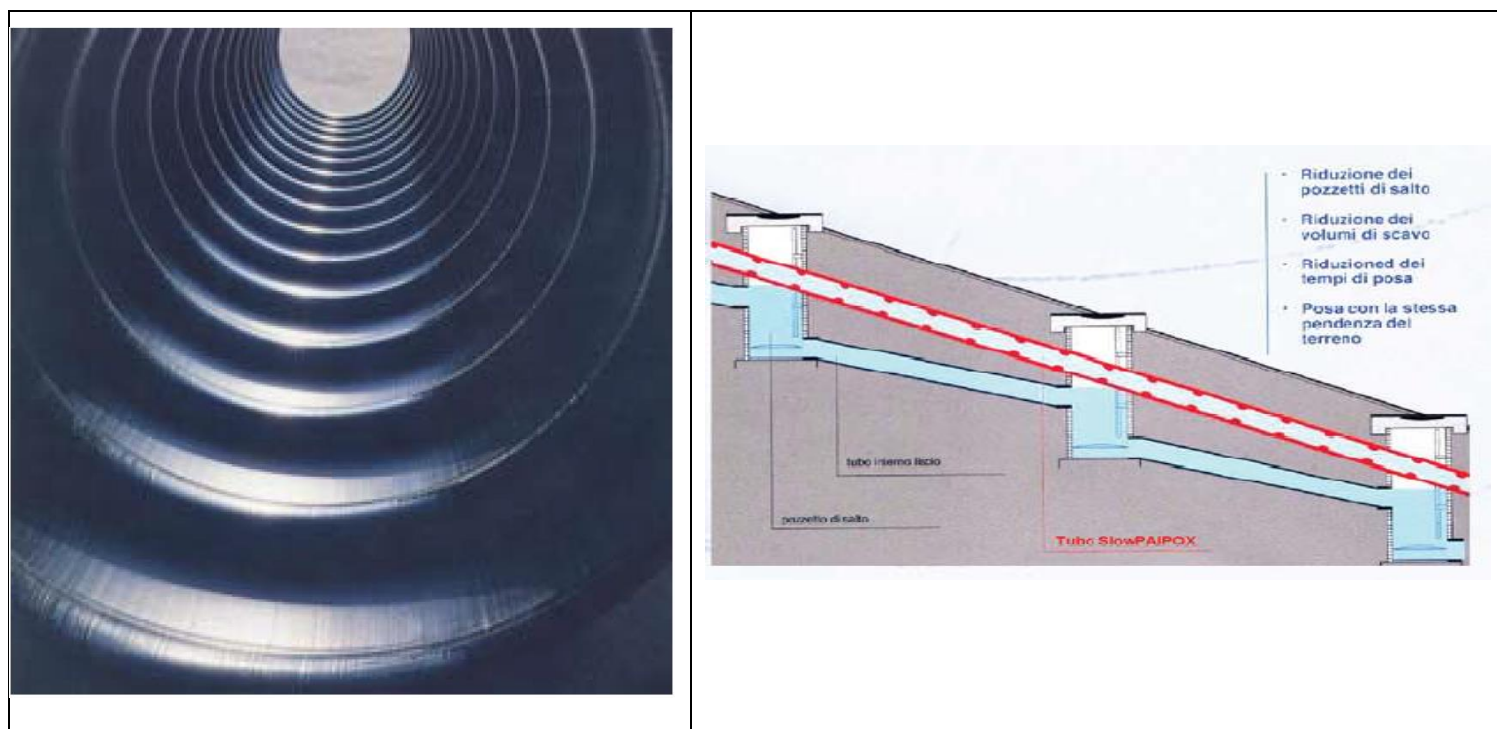


Figura 2-2: tubazione in PE AD per collettori a forte pendenza slow PaiPox.

Le verifiche idrauliche dei tratti Dm-Pm, Pm-Nm e Nm-borro del Pianale, riportate di seguito, sono state condotte con l'ausilio di specifici abachi relativi alle condotte adottate (DE 500, DE 630, DE 710), in cui sono rappresentate la pendenza i (in ascissa), la portata Q (in ordinata) e due ordini di curve che individuano i gradi di riempimento h/r (dove r è il raggio della condotta) e le velocità medie della corrente V .

² I corrugamenti interni sono stati opportunamente dimensionati attraverso studi effettuati dall'Istituto di Idraulica del Politecnico di Milano.



Il tratto Pm – Dm presenta una pendenza pari al 15% circa e smaltisce una portata di progetto di 180 l/s con una velocità inferiore a 4 m/s e grado di riempimento h/r compreso tra 0.7 ÷ 0.6.

DIAMETRO COMMERCIALE = 500. mm

DIAMETRO INTERNO = 470. mm

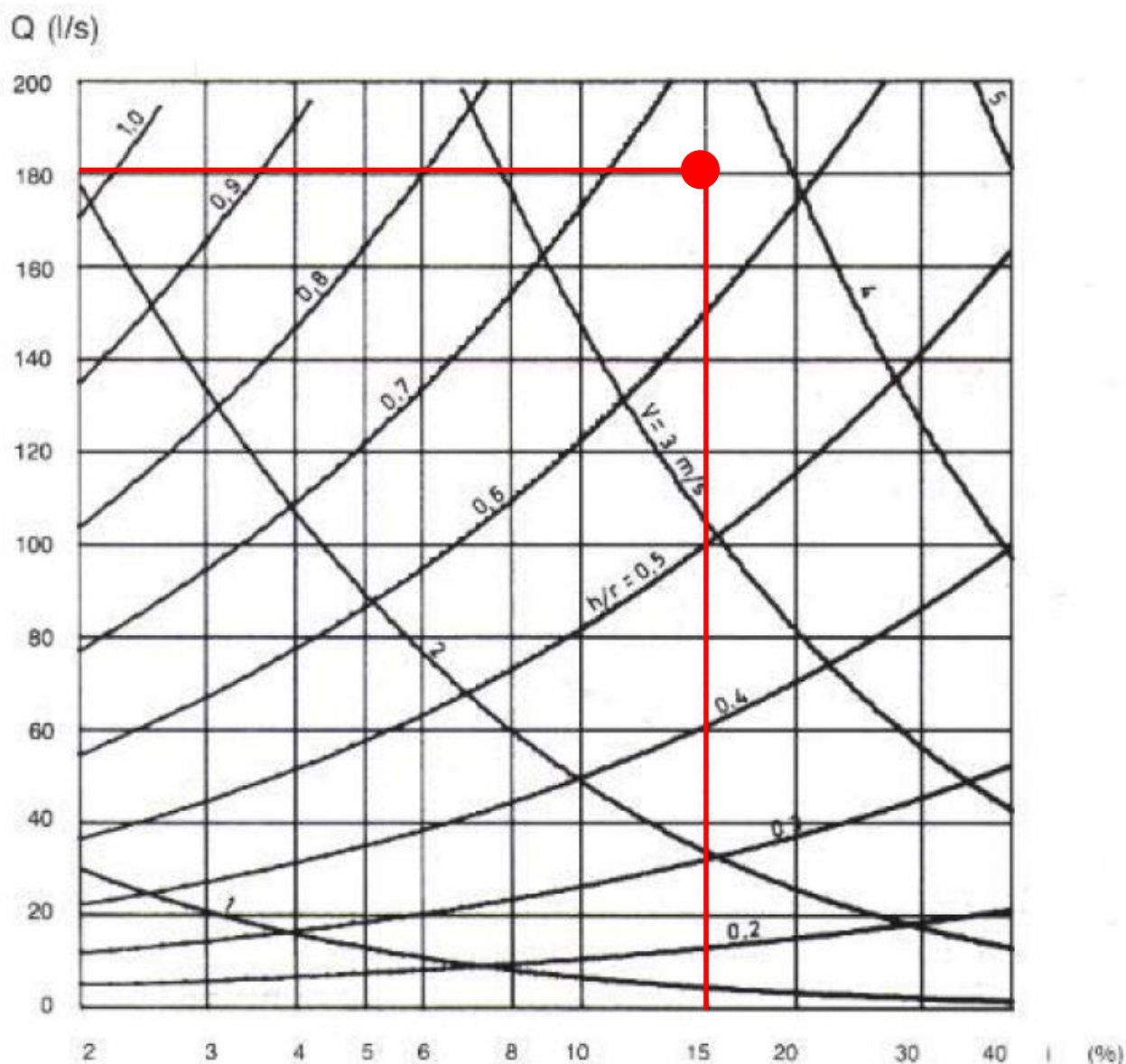


Figura 2-3 verifica idraulica tratto DP - abaco relativo alla condotta DE 500.



Il tratto Pm - Nm presenta una pendenza pari a circa il 2.5% e smaltisce una portata di progetto di circa 290 l/s con una velocità inferiore a 3 m/s e grado di riempimento h/r compreso tra 0.9 ÷ 0.8.

DIAMETRO COMMERCIALE = 630. mm

DIAMETRO INTERNO = 600. mm

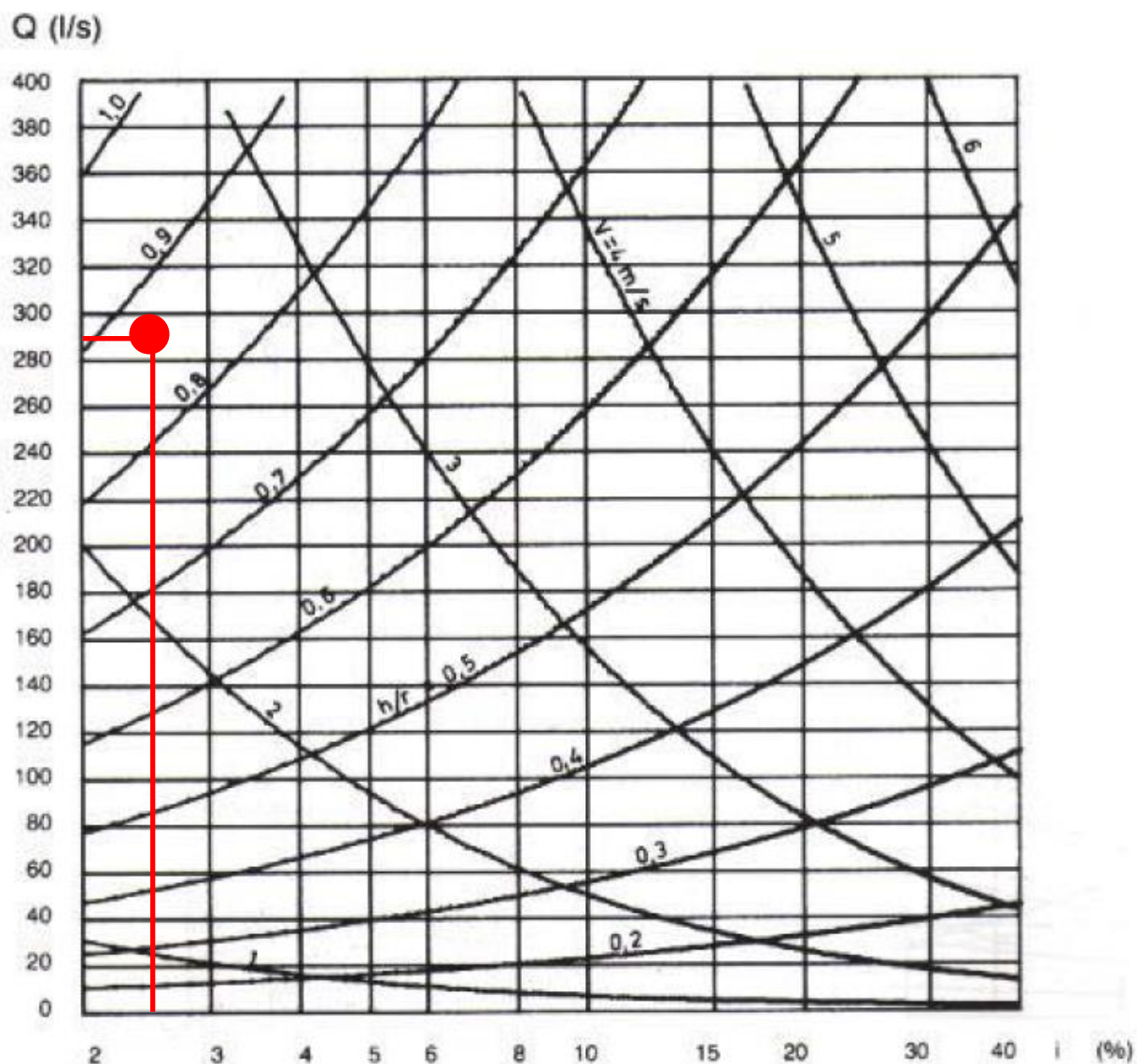


Figura 2-4: verifica idraulica tratto PN - abaco relativo alla condotta DE 630.



Il tratto N-borro del Pianale presenta una pendenza pari al 18% circa e smaltisce una portata di progetto di circa 450 l/s con una velocità inferiore a 5 m/s e grado di riempimento h/r compreso tra $0.7 \div 0.6$.

DIAMETRO COMMERCIALE = 710. mm

DIAMETRO INTERNO = 673. mm

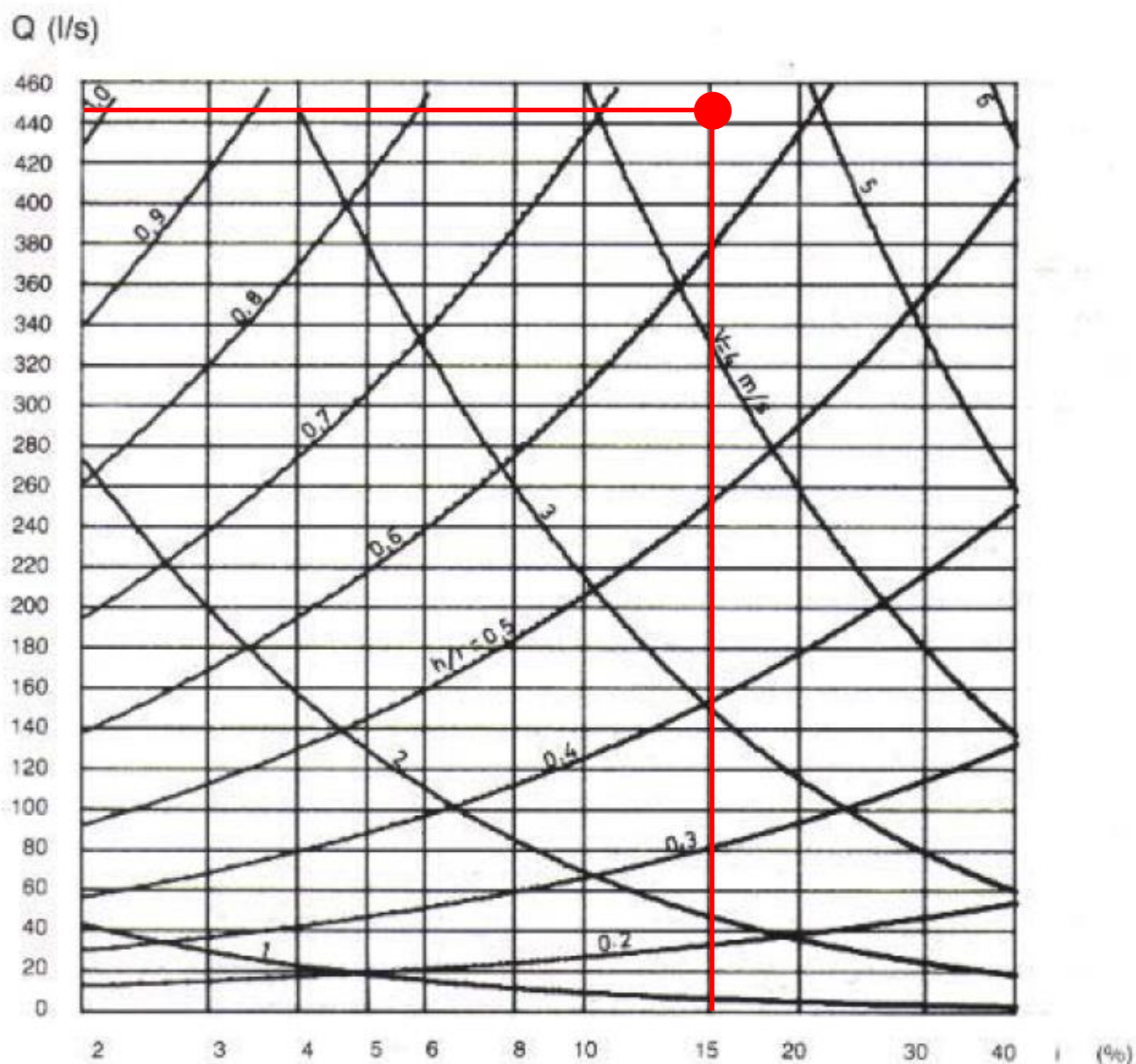


Figura 2-5: verifica idraulica tratto N-borro del pianale - abaco relativo alla condotta DE 710

3. FOGNATURA ACQUE REFLUE

Il seguente paragrafo illustra il progetto dell'allacciamento degli scarichi reflui civili dell'insediamento del nuovo Borgo di Castelnuovo d'Avane alla stazione di sollevamento esistente (indicata come stazione di sollevamento 5 in Figura 3-1) e da questa al collettore fognario pubblico posto sulla S.P. 14.

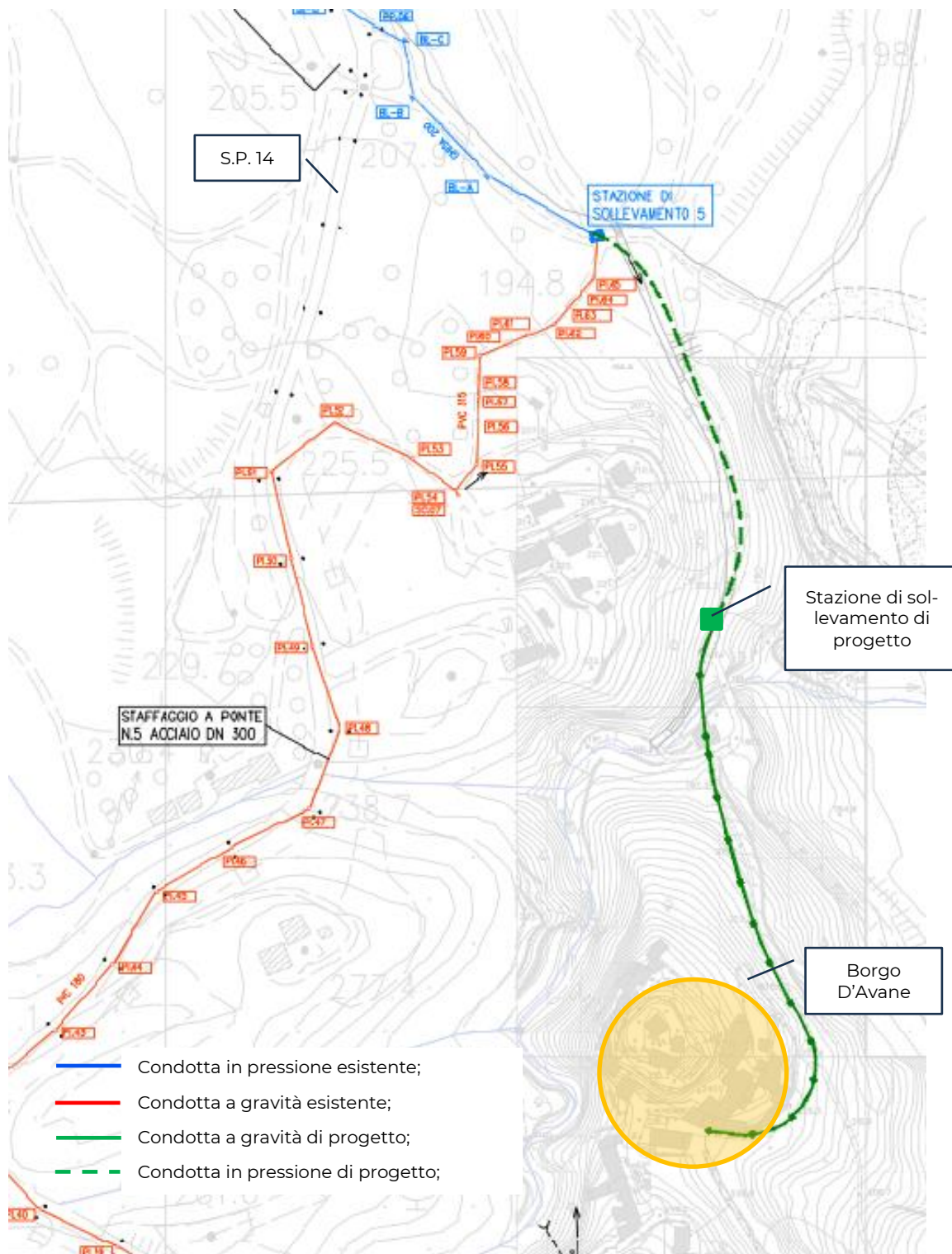


Figura 3-1: planimetria della rete fognaria esistente e di progetto.



La realizzazione delle opere previste nel presente progetto garantirà la captazione degli scarichi reflui prodotti da circa 275 Abitanti Equivalenti (A.E.).

Il valore della portata della portata media oraria Q_m è stato determinato con la seguente espressione

$$Q_m = PN \cdot D_i \cdot c_f \approx 0.64 \text{ l/s}$$

dove:

PN è la potenzialità nominale dell'impianto espressa in AE pari a 275;

D_i è la dotazione idrica giornaliera pro-capite è stata assunta pari a 200 l/(AE·gg)³;

c_f è il coefficiente di afflusso in fogna assunto pari a 1;

Stabilita la Q_m e assunto un coefficiente di punta (c_{pn}) pari 5, *la portata di punta* delle acque reflue (Q_{pn}) è stata determinata con la seguente espressione

$$Q_{pn} = c_{pn} \cdot Q_m = 5 \cdot Q_m \approx 3.2 \text{ l/s}$$

dove:

Q_m è la portata media;

c_{pn} è il coefficiente di punta a 5;

3.1 Descrizione delle opere in progetto

3.1.1 Tracciati di progetto dei collettori fognari

I collettori fognari a gravità in PVC SN8 DE 200 (linea di color rosso in Figura 3-2), colleteranno gli scarichi reflui civili prodotti dalle abitazioni del Borgo di Castelnuovo d'Avane verso un nuovo collettore fognario a gravità in PEAD corrugato SN 8 DE 250 per posa ad elevata pendenza del tipo "Slow Flow AMR" (linea di color magenta in Figura 3-2) posato sulla nuova strada di accesso al Borgo (v. Figura 3-1).

Quest'ultima condotta recapiterà i reflui in una nuova stazione di rilancio che sarà posta circa 40 m a nord del botro del Pianale, da cui una condotta in pressione in PEAD DE 125 PN 10 li conferirà alla stazione di sollevamento 5 esistente (v. Figura 3-1).

Il superamento del botro del Pianale avverrà ancorando la tubazione al ponte della nuova viabilità di accesso al borgo.

³ Valore individuato di concerto con i tecnici di Publiacqua S.p.a.

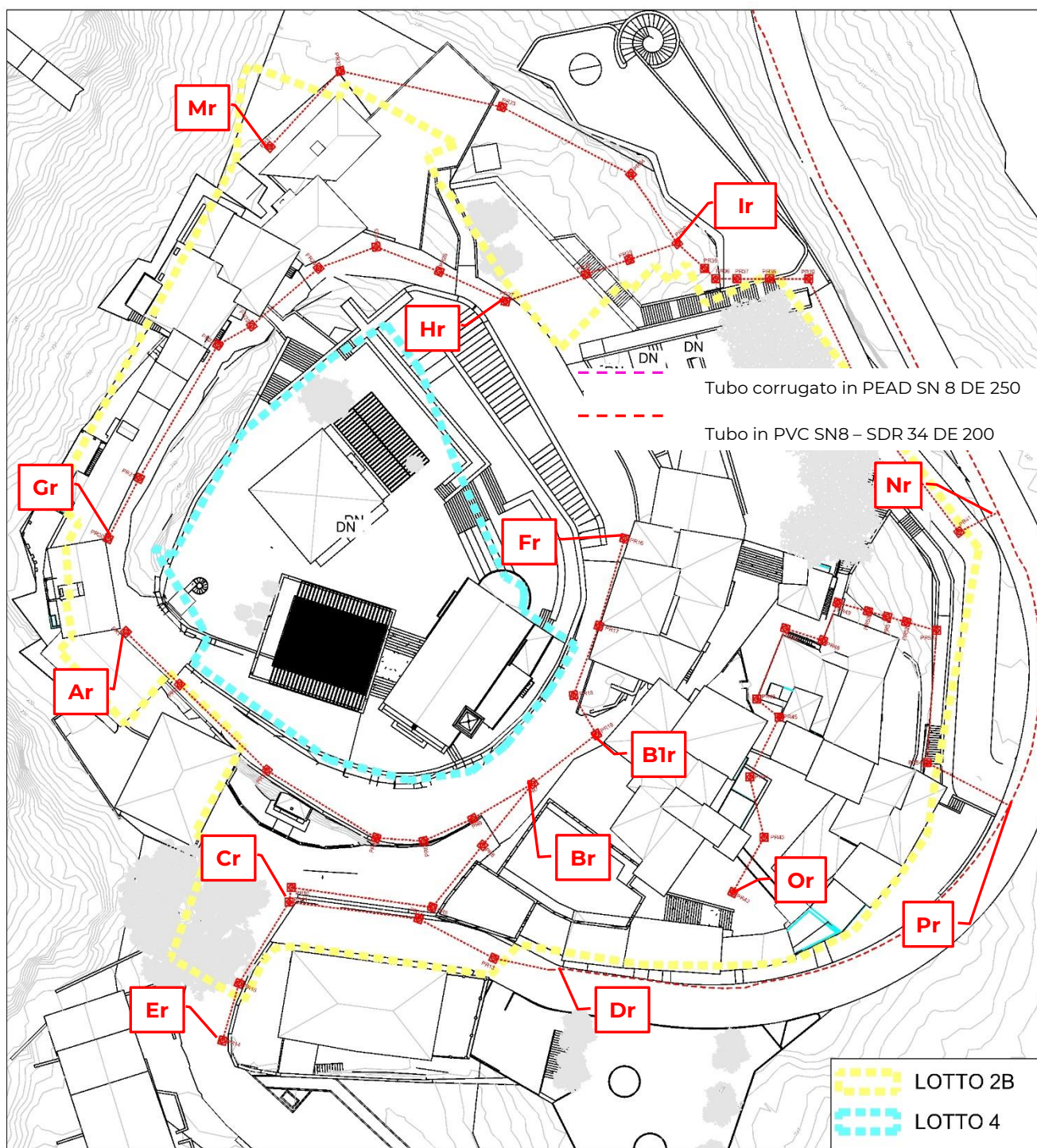


Figura 3-2: planimetria della fognatura di acque reflue

3.1.2 Tubazioni adottate

I nuovi collettori fognari a gravità nel borgo saranno realizzati con tubazioni in PVC SN8 conformi alla UNI EN 1401, con diametro esterno pari a 200 mm.

Per quanto riguarda invece il tratto di fognatura a gravità posta sulla nuova strada di accesso al Borgo, che presenta una pendenza elevata della livelletta (con valori anche del 18%), al fine di limitare la velocità della corrente, sono state adottate tubazioni in PEAD SN8



DE 250 corrugate esternamente e internamente, dotate di macro scabrezze artificiali (tipo AMR) per posa ad elevata pendenza così da ridurre la velocità e previsti, ad interasse pari a circa 25 m, pozzetti in PEAD a vortice con funzione di rallentamento e ispezione.

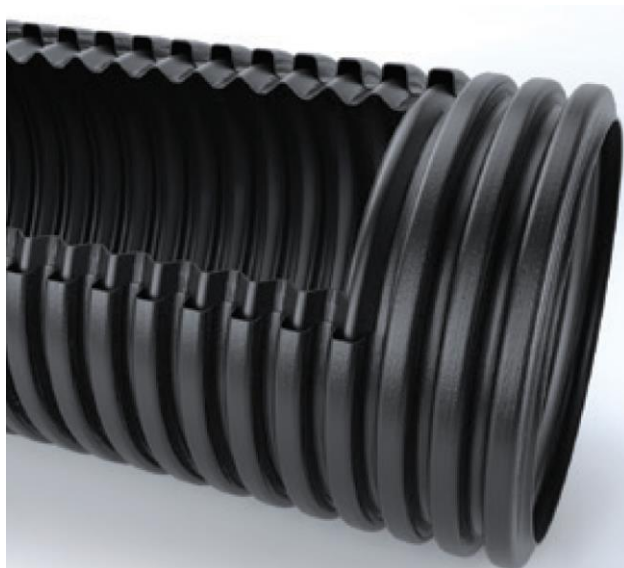


Figura 3-3: tubo in PEAD corrugato per rallentamento della velocità dell'acqua

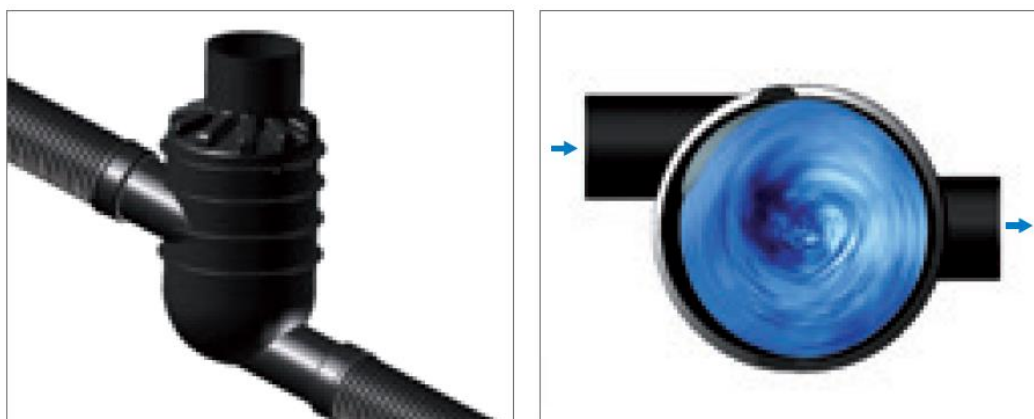


Figura 3-4: pozzetto in PEAD con funzione di rallentamento della velocità.

Tubo Diam. Est. 250mm	% riempimento	PENDENZA 5%		PENDENZA 10%		PENDENZA 15%		PENDENZA 20%	
		portata	velocità	portata	velocità	portata	velocità	portata	velocità
		l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s
5		0,14	0,20	0,18	0,26	0,21	0,30	0,23	0,33
10		0,64	0,33	0,84	0,43	0,98	0,50	1,09	0,56
15		1,57	0,45	2,04	0,58	2,38	0,68	2,66	0,76
20		2,91	0,55	3,80	0,72	4,43	0,83	4,94	0,93
25		4,67	0,64	6,09	0,83	7,10	0,97	7,91	1,08
30		6,80	0,72	8,86	0,94	10,34	1,10	11,52	1,22
35		9,26	0,80	12,08	1,04	14,09	1,21	15,70	1,35
40		12,02	0,86	15,67	1,12	18,28	1,31	20,37	1,46
45		15,00	0,92	19,56	1,20	22,82	1,40	25,43	1,56
50		18,16	0,97	23,68	1,27	27,63	1,48	30,79	1,65
55		21,43	1,02	27,93	1,33	32,59	1,55	36,31	1,73
60		24,72	1,06	32,22	1,38	37,59	1,61	41,89	1,79
65		27,95	1,09	36,44	1,42	42,51	1,66	47,37	1,84
70		31,04	1,11	40,47	1,45	47,21	1,69	52,61	1,89
75		33,88	1,13	44,17	1,47	51,53	1,72	57,43	1,91
80		36,35	1,14	47,40	1,48	55,29	1,73	61,62	1,92
85		38,31	1,13	49,95	1,48	58,27	1,72	64,93	1,92
90		39,54	1,12	51,55	1,46	60,14	1,70	67,02	1,89

Figura 3-5: Grado di riempimento, portata e velocità al variare della pendenza. Condotta Slow Flow DE 250.

Per quanto riguarda invece i tratti di fognatura in pressione, le condotte adottate saranno in PEAD PE 100 PN 10, conformi alla UNI EN 12201, con DE pari 125 mm.

3.2 Impianto di sollevamento

La stazione di sollevamento sarà costituita da due camere adiacenti a pianta rettangolare prefabbricate in c.a.v. ed aventi profondità variabile: la prima, che costituirà la vasca di carico, conterrà le pompe ed avrà dimensioni esterne in pianta pari a 2.20m x 1.80m ed altezza 2.5 m; la seconda, in cui saranno installati i pezzi speciali in acciaio inox (raccordi PEAD-acciaio, curve e raccordi a tee) e le apparecchiature idrauliche in ghisa (valvole di non ritorno e saracinesche), avrà dimensioni esterne pari a 1.80m x 1.75m e altezza 1.50 m. Entrambe le vasche saranno dotate di lastra di Copertura Carrabile di spessore 20 cm con chiusini (anch'essi carrabili) per l'accesso alle camerette.

L'impianto di sollevamento sarà ubicato sulla nuova strada di accesso al borgo in modo da consentire, da parte gestore, agevoli attività di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Nelle immediate vicinanze dell'impianto saranno inoltre posti in opera due armadi stradali in vetroresina per l'installazione del contatore ENEL e del quadro elettrico di comando e controllo delle pompe.



Il dimensionamento dei collettori in pressione è stato eseguito valutando le perdite di carico ΔH indotte dal sistema di tubazioni (in condizioni di tubi usati⁴) con la seguente espressione:

$$\Delta H = j \cdot L + \sum H_c$$

⁴ La scabrezza ipotizzata nel progetto per le condotte in pressione, in condizioni di tubi usati, è pari a $\epsilon=0.4\text{mm}$ per quelle in acciaio inox AISI034 mentre, per le condotte in PEAD PE100, è stata assunta una scabrezza pari a $\epsilon=0.1\text{ mm}$.



dove:

- H_c sono le perdite concentrate;
- L è la lunghezza delle condotte;
- j è la cadente piezometrica;

Per la stima della cadente piezometrica j si è fatto uso della formula di Darcy—Weisbach

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove:

- V è la velocità media [m/s];
- g è l'accelerazione gravitazionale [m/s²];
- λ è il coefficiente di attrito che, per correnti turbolente ($Re > 4000$), può essere stimato con la formula di Colebrook –White $\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$
- Re è il numero di Reynolds $Re = 4rv/\nu$;
- ε/D è la scabrezza relativa;
- ν è la viscosità cinematica;

mentre le perdite di carico concentrate, dovute alla presenza di singolarità nelle condotte quali allargamenti e restringimenti della sezione, curve, saracinesche ecc., sono state individuate facendo riferimento alla seguente espressione:

$$H_c = K \frac{V^2}{2g}$$

dove:

- K è un coefficiente che dipende dalla singolarità;
- V è la velocità del flusso all'interno del tubo.

3.2.2 Dimensionamento dell'impianto di sollevamento

Il dimensionamento dell'impianto di sollevamento è stato eseguito considerando la prevalenza e le perdite di carico indotte dal sistema di tubazioni costituenti l'impianto stesso, in condizioni di tubi usati. In particolare, il progetto prevede l'impiego di condotte di mandata in PEAD PE100-PN10 DE 125 conformi alla UNI EN 12201 e, per i tratti posti all'interno delle vasche di carico, in acciaio inox AISI 304, con valvole di ritegno a palla e saracinesche in ghisa sferoidale a corpo piatto.

Il volume utile delle vasche, cioè quello compreso fra il più alto livello di avviamento e quello più basso di arresto, deve essere tenuto al valore minimo necessario per garantire



un soddisfacente lavoro delle elettropompe nelle condizioni più sfavorevoli del regime di afflusso, cioè quelle che generano il massimo numero di avviamenti orari delle elettropompe.

L'intervallo di tempo che intercorre tra uno stacco e un attacco è dato dalla seguente espressione:

$$t_{ciclo} = t_{ri} + t_{sv} = \frac{V}{q} + \frac{V}{(Q_p - q)}$$

dove

- t_{ciclo} è la durata del ciclo attacco-stacco;
- t_{ri} è il tempo di riempimento del volume utile a pompa ferma;
- t_{sv} è il tempo di svuotamento con la pompa in funzione;
- V è il volume utile;
- q è la portata in ingresso all'impianto;
- Q_p è la portata sollevata dalla pompa.

Ipotizzando un numero di avviamenti orario massimo pari a n , fissate le dimensioni in pianta delle vasche, stante il fatto che la durata minima del ciclo di pompaggio si verifica quando la portata in afflusso q è la metà di quella in uscita Q_p ($q/Q_p = 0.5$), nel caso di una sola pompa installata il valore del volume utile V è dato dalla seguente espressione:

$$V = \frac{Q_p}{4 \cdot n}$$

dove

- V è il volume utile della vasca;
- Q_p è la portata sollevata dalla singola pompa;
- n è il numero massimo di avviamenti in un'ora.

Giova osservare che, se la stazione è equipaggiata con due elettropompe uguali di cui una con funzione di riserva attiva, effettuando una permutazione automatica delle due elettropompe il volume utile V può essere dimezzato.

Come già detto al § 3.1, la massima portata di progetto in arrivo alla stazione di sollevamento è pari a $Q_{max} = 3.2$ l/s mentre la prevalenza geodetica è pari a circa $z_g = 3.6$ m. Supponendo di adottare 2 elettropompe sommergibili, di cui una di riserva attiva, modello Flygt DX 3069.180 LT 413, si ottiene un punto di funzionamento identificato dai valori di portata e di prevalenza totale riportati in Tabella 3-1 e rappresentato graficamente in Figura 3-7.



Tabella 3-1: punto di funzionamento dell'impianto di sollevamento.

Portata totale sollevata	$Q_{OUT} =$	3.3 l/s
Prevalenza totale	$z_t =$	4.20 m

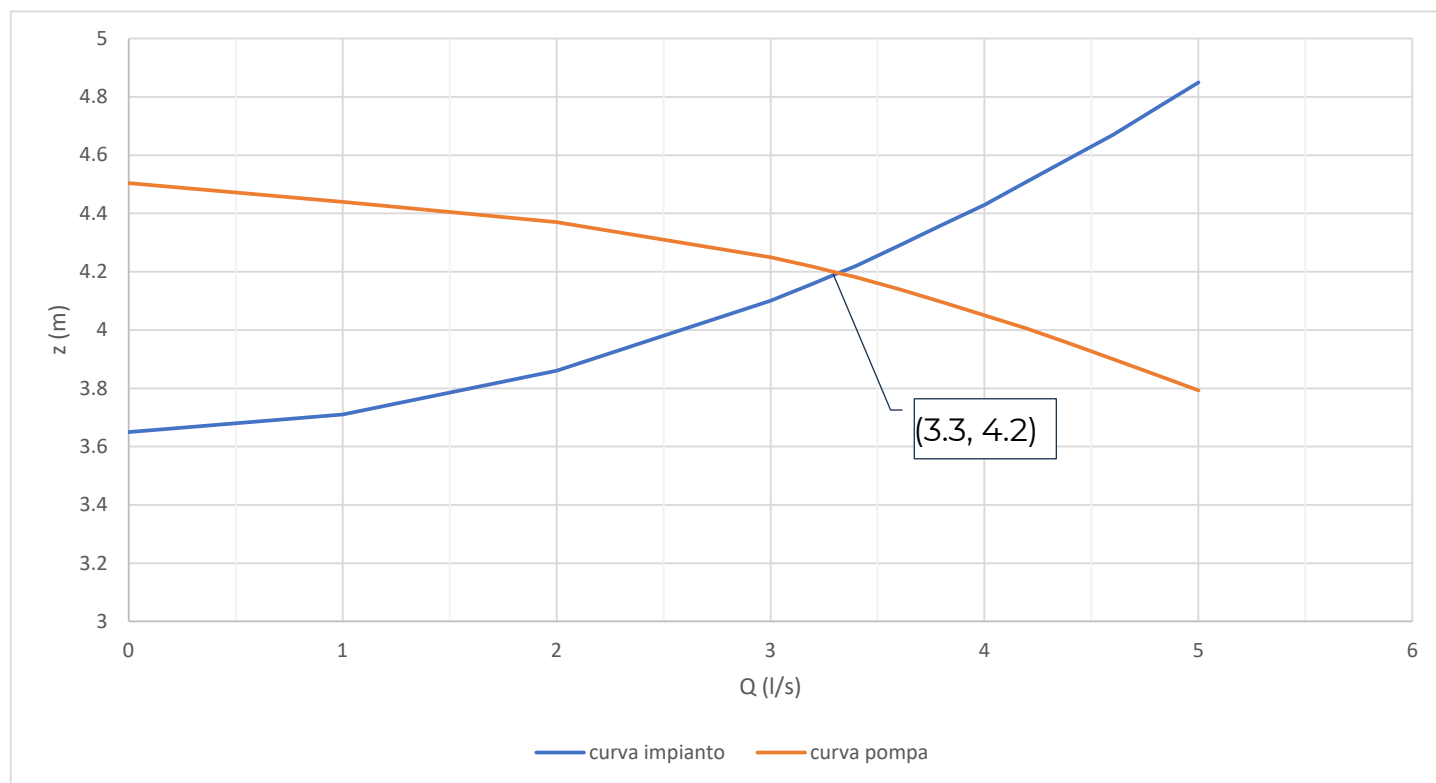


Figura 3-7: punto di funzionamento dell'impianto di sollevamento.

Ipotizzando un numero di avviamenti massimo pari $n_{max}=2h^{-1}$ ed effettuando una permutazione automatica delle due elettropompe, è possibile calcolare il volume utile della vasca che risulta essere pari a:

$$V = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q_P}{4 \cdot n_{max}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4.40 \text{ l/s}}{4 \cdot 2 \text{ h}^{-1}} \cdot \frac{3600 \text{ s} \cdot \text{h}^{-1}}{1000 \text{ l/m}^3} \approx 0.75 \text{ m}^3$$

fissate pertanto le dimensioni in pianta della vasca, che ha una superficie di circa 3.00 m^2 , si può stimare il dislivello fra attacco e stacco della pompa che risulta essere pari a 0.25 m .

4. RETE DI ACQUEDOTTO

4.1.1 *Tracciati di progetto della nuova rete di acquedotto*

Come si evince dagli elaborati di progetto e da Figura 4-1, la nuova condotta adduttrice in ghisa sferoidale DN 125 C40 che alimenterà il borgo di Avane si svilupperà sulla nuova viabilità di accesso al borgo stesso, a partire dalla condotta esistente in GS DN 100, posta sulla S.P. 14, che alimenta il distretto industriale di Bomba.

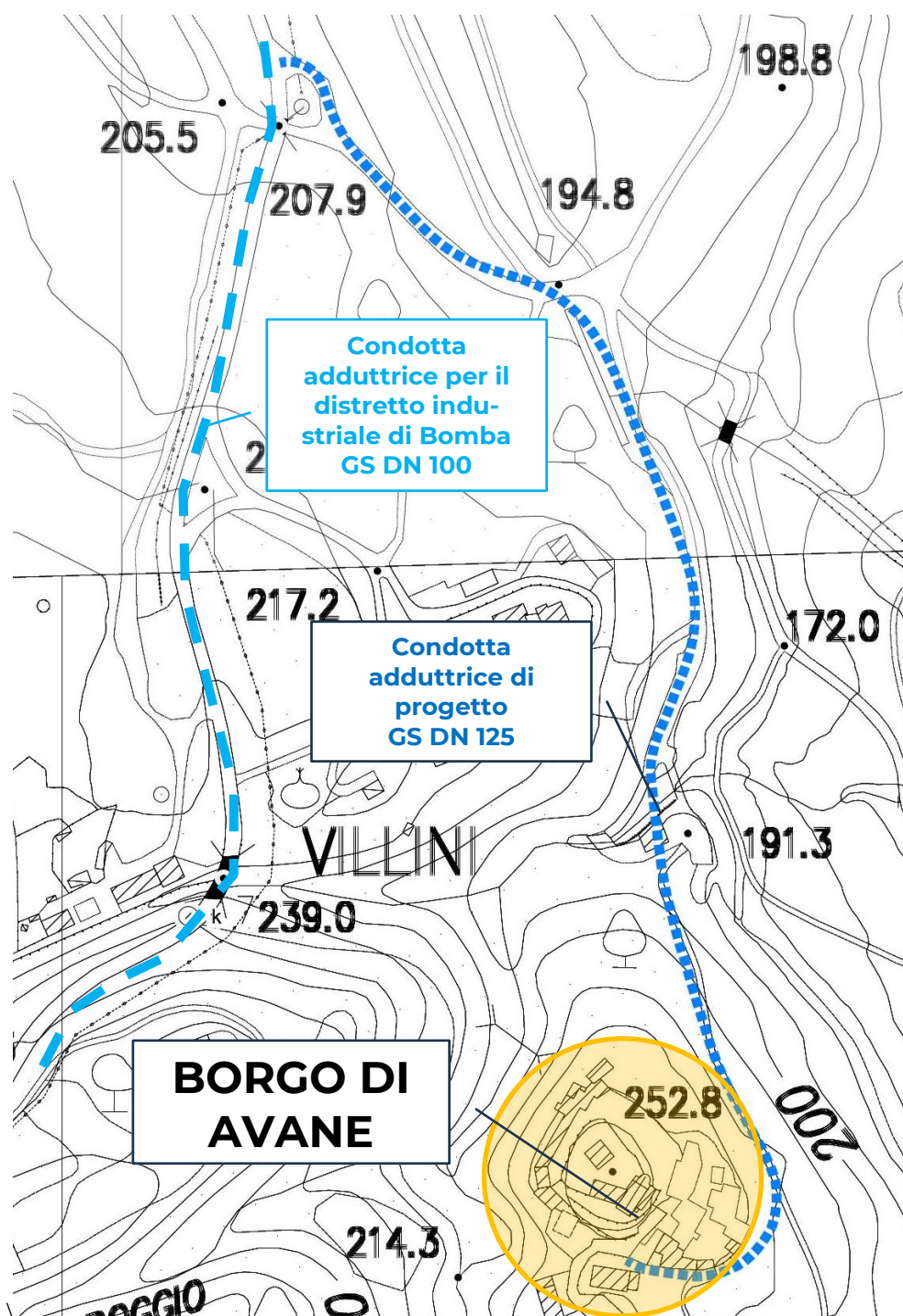


Figura 4-1: condotta adduttrice di progetto al borgo di Avane.



Definita la potenzialità di progetto in abitanti equivalenti pari a 275 (A.E) e la dotazione idrica pari a pari 200 l/(A.E. giorno)⁵, è stato individuato il fabbisogno idropotabile medio pari a 0.64 l/s.

L'ente gestore, assumendo un valore di punta di 5 l/s, ha verificato che la disponibilità di risorsa per il borgo di Avane può essere garantita dalla diga di Allori attraverso il serbatoio di Tregli⁶.

La nuova condotta adduttrice, costituita da tubazioni in ghisa sferoidale DN 125 C40 di lunghezza pari a circa 800 m, si svilupperà sulla nuova viabilità di accesso al borgo di Avane fino al nodo Ca (vedi Figura 4-2.)

In corrispondenza del nodo Ca, il progetto prevede che, dalla linea principale in ghisa sferoidale, si sviluppino due rami secondari, costituiti da una condotta in PEAD PE 100 PN16 DE 110 (ramo Ca-Ba) e da una condotta in PEAD PE 100 PN16 DE 75 (ramo Ca-Ea).

In corrispondenza del nodo Ba è prevista la posa in opera di due diramazioni (entrambe in PEAD PE 100 PN16 DE 75) che si riallacciano all'adduttrice in ghisa DN 125 (rami Ba – Na e Ba – Pa).

Infine, dal ramo Ba - Pa avrà origine il ramo Ba1- Fa1 in PEAD PE 100 PN16 DE 75.

La nuova rete di acquedotto sarà inoltre dotata, lungo il suo sviluppo, di sfiati, scarichi, saracinesche e diramazioni per la predisposizione degli allacciamenti alle utenze private.

⁵ Valore assunto di concerto con l'ente gestore.

⁶ Per quanto riguarda il carico l'ente gestore ha indicato il valore di 2.3 bar assumendo il punto di stacco a 254 m s.l.m.

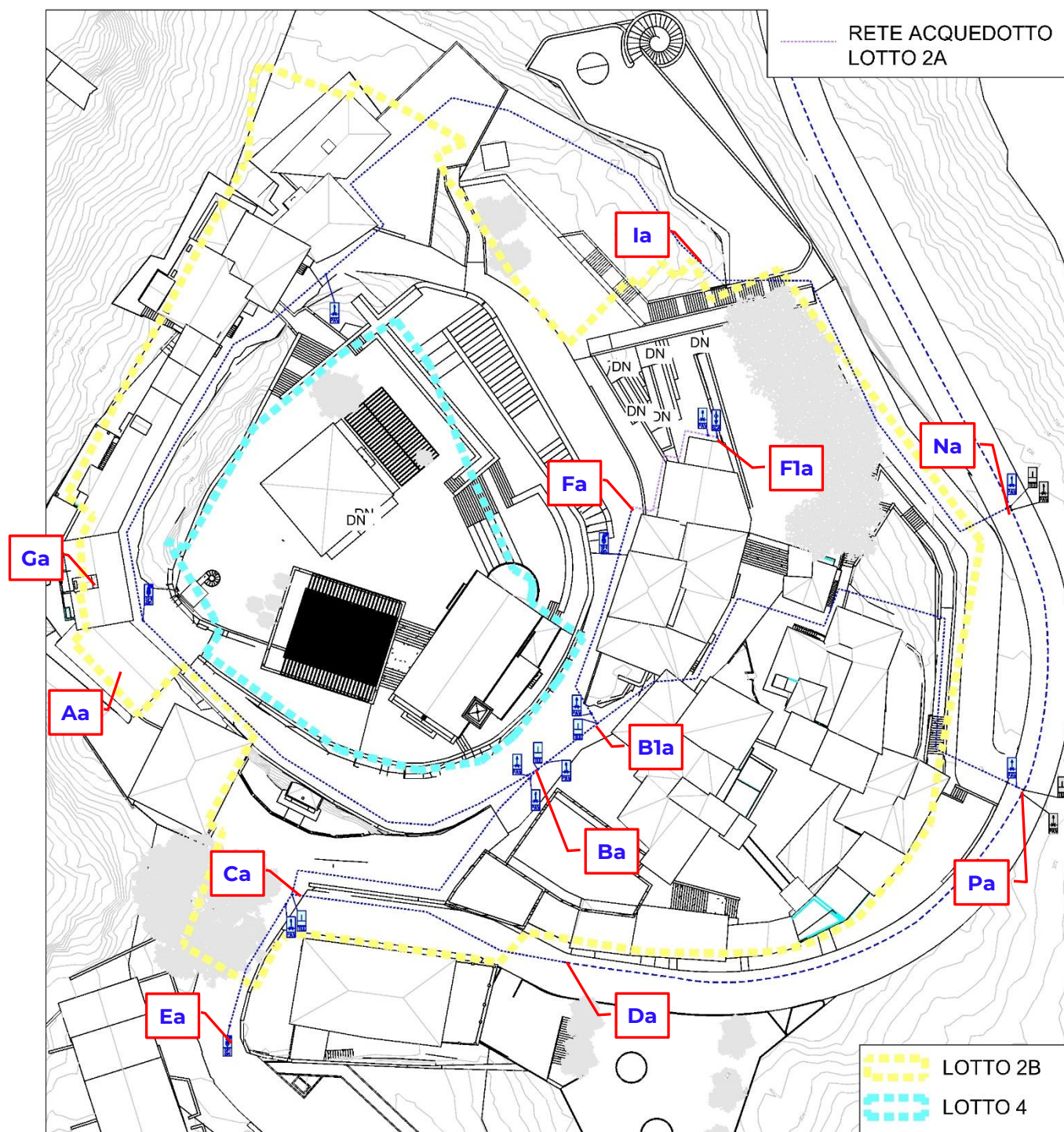


Figura 4-2: planimetria della rete di acquedotto all'interno del borgo.



5. POSA DELLE CONDOTTE DELLA FOGNATURA DI ACQUE METEORICA, DELLA FOGNATURE DI ACQUE REFLUE E DELLA RETE DI ACQUEDOTTO NEL BORGO DI CASTELLO D'AVANE

Come anticipato nei paragrafi precedenti le condotte relative alla fognatura delle acque meteoriche, alla fognatura delle acque reflue e alla rete di acquedotto saranno generalmente posate su sede stradale.

Per motivi igienici, la giacitura della fognatura delle acque reflue è prevista più in basso della condotta di acqua potabile e della condotta della fognatura di acque meteoriche.

In particolare, tra la generatrice superiore della condotta di fognatura delle acque reflue e la generatrice inferiore di quella di acqua potabile e della fognatura di acque meteoriche è stato assunto un dislivello rispettivamente pari a 50 cm e 20 cm circa (v. Figura 5-1).

Per quanto riguarda le modalità di rinterro, si prevede, per ciascuna condotta, un letto di posa in sabbia compattata (di spessore pari a 10 cm) ed un rinfiando laterale, sempre con sabbia compattata, con successivo ricoprimento della tubazione fino ad un'altezza di 10 cm sopra la generatrice superiore. La restante parte di ricoprimento è costituita, in senso verticale dal basso verso l'alto, da misto cementato e dalla pavimentazione stradale (v. Figura 5-1, Figura 5-2).

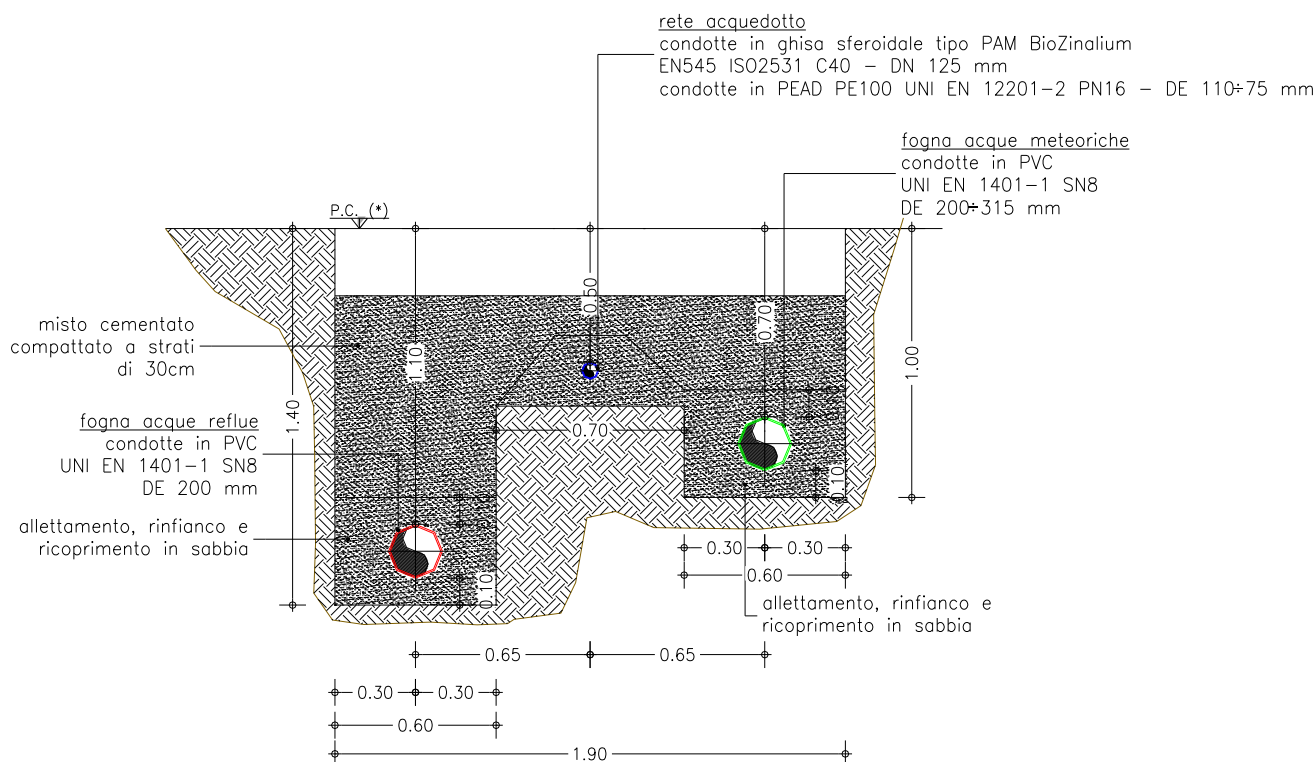


Figura 5-1: sezione tipo di posa delle condotte nel borgo, caso tre condotte affiancate.

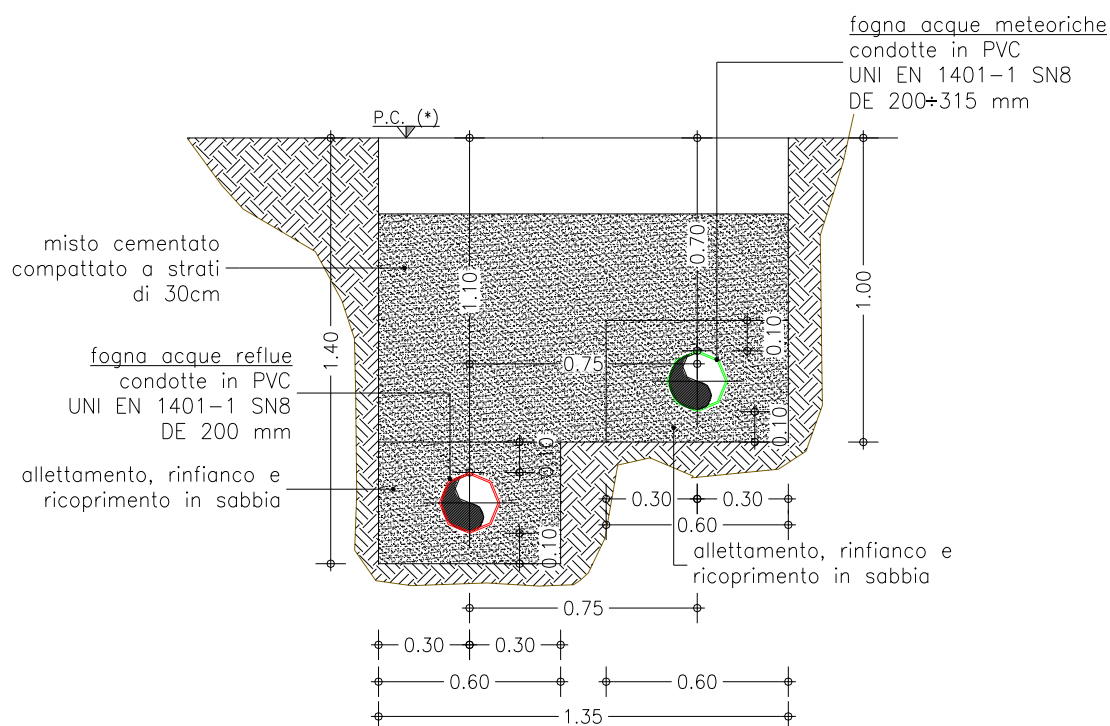


Figura 5-2: sezione tipo di posa delle condotte nel borgo, caso due condotte affiancate.

Infine, dove possibile, le strade del borgo saranno conformate in modo tale da far confluire le acque di pioggia al centro della stessa, dove sarà posata la fognatura delle acque meteoriche e le relative caditoie.



Figura 5-3: esempio di posa della fognature delle acque meteoriche al centro della strada.