

Comune di San Pietro in Casale (BO)

Piano Urbanistico Attuativo in variante al POC, ambito per nuovi insediamenti su area libera (ANS-C n.9) sub comparto 9-B.

RELAZIONE IDRAULICA DELLE RETI FOGNARIE ESTERNE AI LOTTI

Bologna, Luglio 2023



Ing. Marco Maglionico
Via della Beverara, 224/7
40131 – Bologna
Tel. 3482629797
e-mail: marco.maglionico@gmail.com

Ing. Margherita Altobelli
Via Panerazzi, 210
40014 – Crevalcore (BO)
Tel. 3408592783
e-mail: margherita.altobelli.bo@gmail.com

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. STATO DI FATTO.....	5
3. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO	14
4. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA METEORICA E VERIFICA DEI COLLETTORI FOGNARI	16
5. DIMENSIONAMENTO DEGLI INVASI PER LA LAMINAZIONE DELLE PORTATE	22
6. RETE FOGNARIA PER LA RACCOLTA DELLE ACQUE REFLUE	29
7. IRRIGAZIONE DELLE AREE VERDI.....	32
8. ALLEGATO	34

1. INTRODUZIONE

La presente relazione affronta le problematiche idrauliche connesse all'attestazione di assenza di incremento del rischio idraulico per l'intervento di nuova costruzione di 15 lotti a destinazione residenziale nell'ambito per nuovi insediamenti su area libera (ANS-C n.9) sub comparto 9.B del PUA in variante al POC nel Comune di San Pietro in Casale, in provincia di Bologna, nei pressi di via Stangolini.

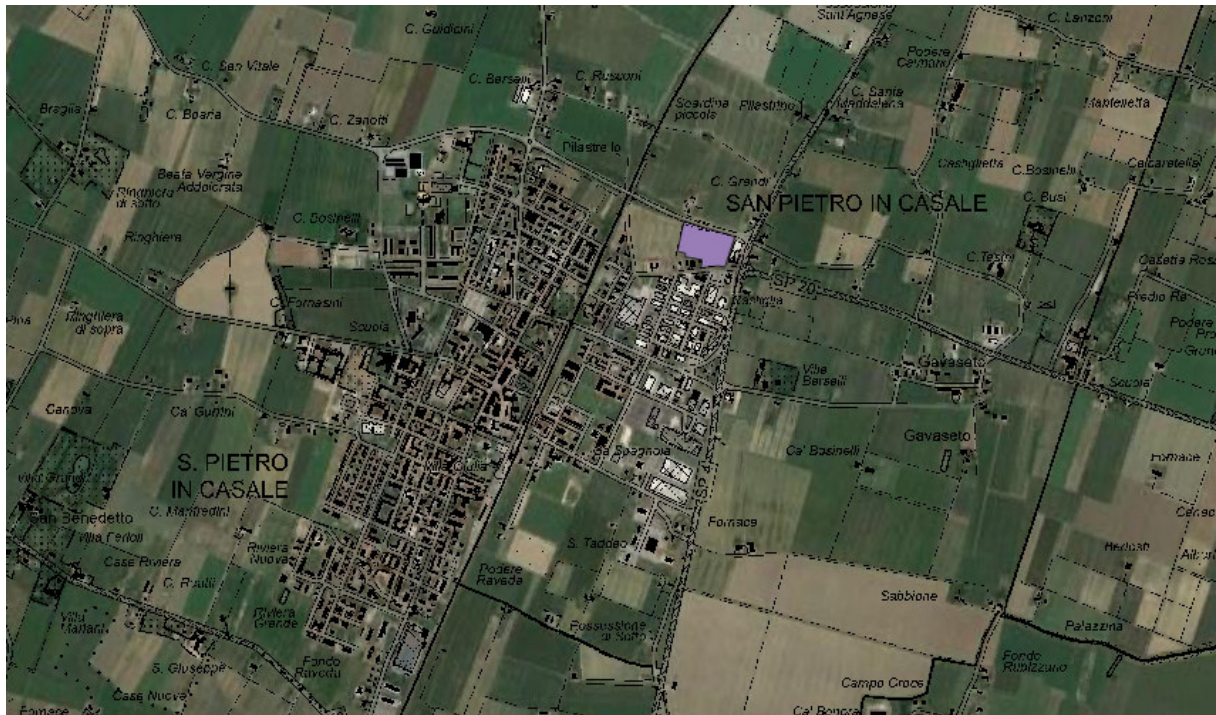


Figura 1 - Immagine aerea dell'area oggetto di intervento.

Il progetto della rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche e reflue sarà realizzato con tubazioni distinte e separate; inoltre, è prevista una rete distinta per la raccolta delle acque in arrivo dai pluviali al fine di invasare le acque provenienti dalle coperture dei singoli edifici per riutilizzarle per irrigare le aree verdi. In particolare, la rete delle acque reflue si immetterà in un collettore di acque miste esistente lungo via Stangolini di diametro nominale pari a 250 mm, con quota di scorrimento relativa a circa -1.82 m rispetto al piano stradale di via Stangolini; le acque meteoriche saranno limitate nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica, nello specifico ogni lotto sarà dotato di una vasca di laminazione che immetterà la portata massima ammissibile allo scarico mediante sistema di sollevamento nella rete pubblica mentre per le acque meteoriche delle aree pubbliche sarà predisposto un invaso nell'area a verde presente a nord del comparto al fine di scaricare le portate laminate, con portata pari al massimo ammissibile, nella rete bianca con diametro nominale pari a 1000 mm

presente su via Stangolini con quota di scorrimento relativa pari a -1.30 m rispetto al piano stradale della medesima via.

Nel seguito sono descritti i calcoli eseguiti per dimensionare le opere sopra citate.

2. STATO DI FATTO

L'area oggetto del presente intervento allo stato attuale è destinata a zona agricola.



Figura 2 – Foto aerea dell'area oggetto di intervento.

Analizzando il rilievo fornito dalla Committenza, si osserva che il terreno è pressoché pianeggiante; in corrispondenza del comparto il terreno si trova ad una quota di circa +50 cm rispetto al centro strada di via Stangolini fissato come zero relativo del progetto.

Nell'immagine a seguire si riportano i pozzetti rilevati dall'Ente Gestore; le quote sono riferite al piano stradale.

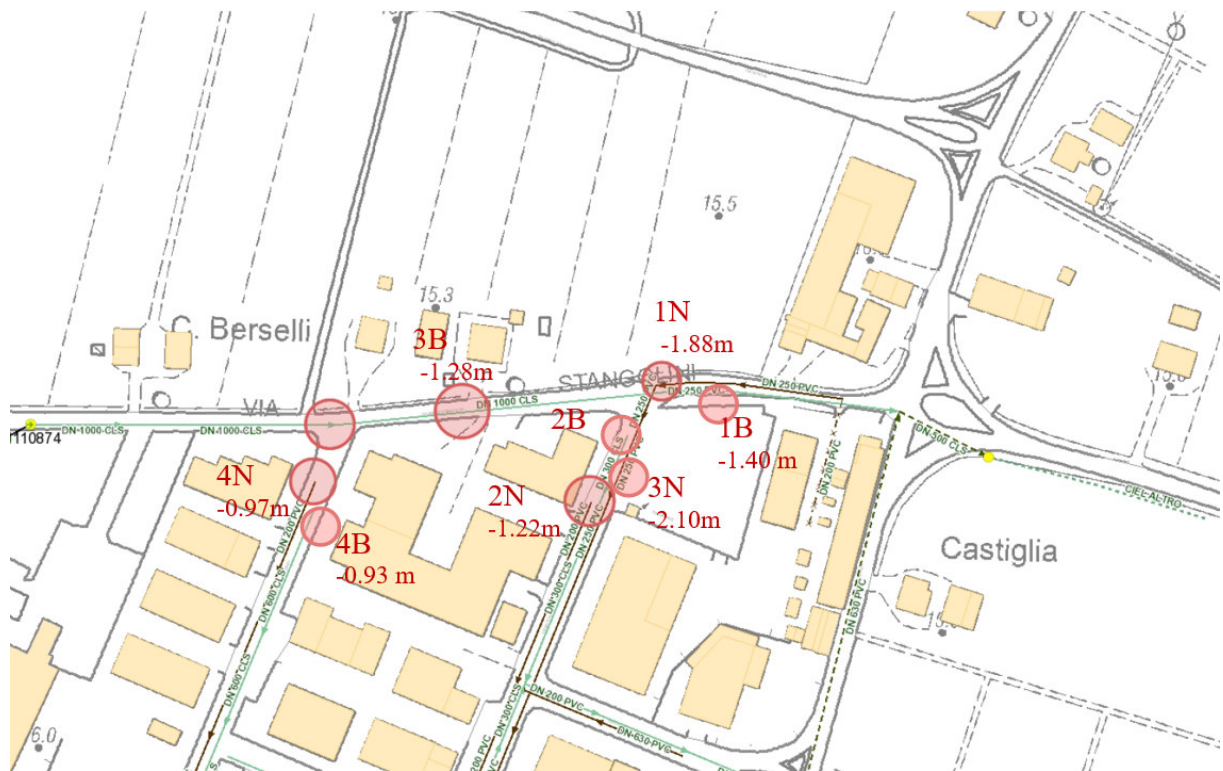


Figura 3 – Cartografia Hera con evidenziati i pozzetti ispezionati e le quote dal piano campagna rilevate.

Si riporta nell'immagine sottostante la posizione dello zero relativo legato al progetto e i principali punti di scarico nelle reti fognarie esistenti con evidenziate le quote relative dello scorrimento di tali tubazioni.



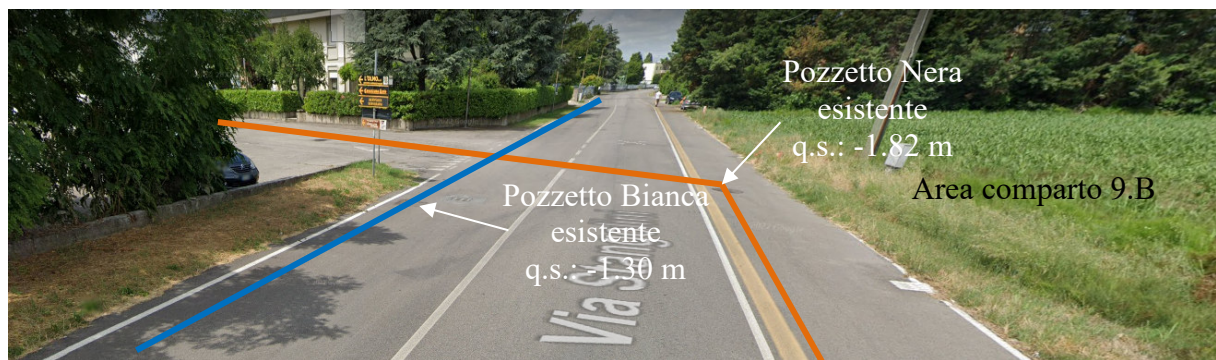


Figura 4 – Foto della via Stangolini e di via Gramsci con evidenziati i principali recapiti delle acque meteoriche e nere.

La rete delle acque reflue si immetterà nella tubazione evidenziata in figura dal punto “1N” ossia un collettore in cls di acque nere esistente lungo via Stangolini di diametro nominale pari a 250 mm, con quota di scorrimento relativa a circa -1.82 m rispetto al piano stradale di via Stangolini; le acque meteoriche, limitate nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica, scaricheranno le portate laminate, con portata pari al massimo ammissibile, nella rete bianca presente su via Stangolini nella tubazione DN 1000 in cls evidenziata dal punto “1B” in figura, con quota di scorrimento relativa pari a -1.30 m rispetto al piano stradale della medesima via.

L'area ricade all'interno dell'ambito di controllo degli apporti d'acqua in pianura, secondo quanto riportato nella Tavola 3 – *Carta di area vasta del rischio idraulico, rischio da frana e dell'assetto dei versanti*, del PTM; le acque meteoriche saranno quindi gestite nel rispetto del principio di invarianza idraulica attraverso il dimensionamento di idonei invasi di laminazione.

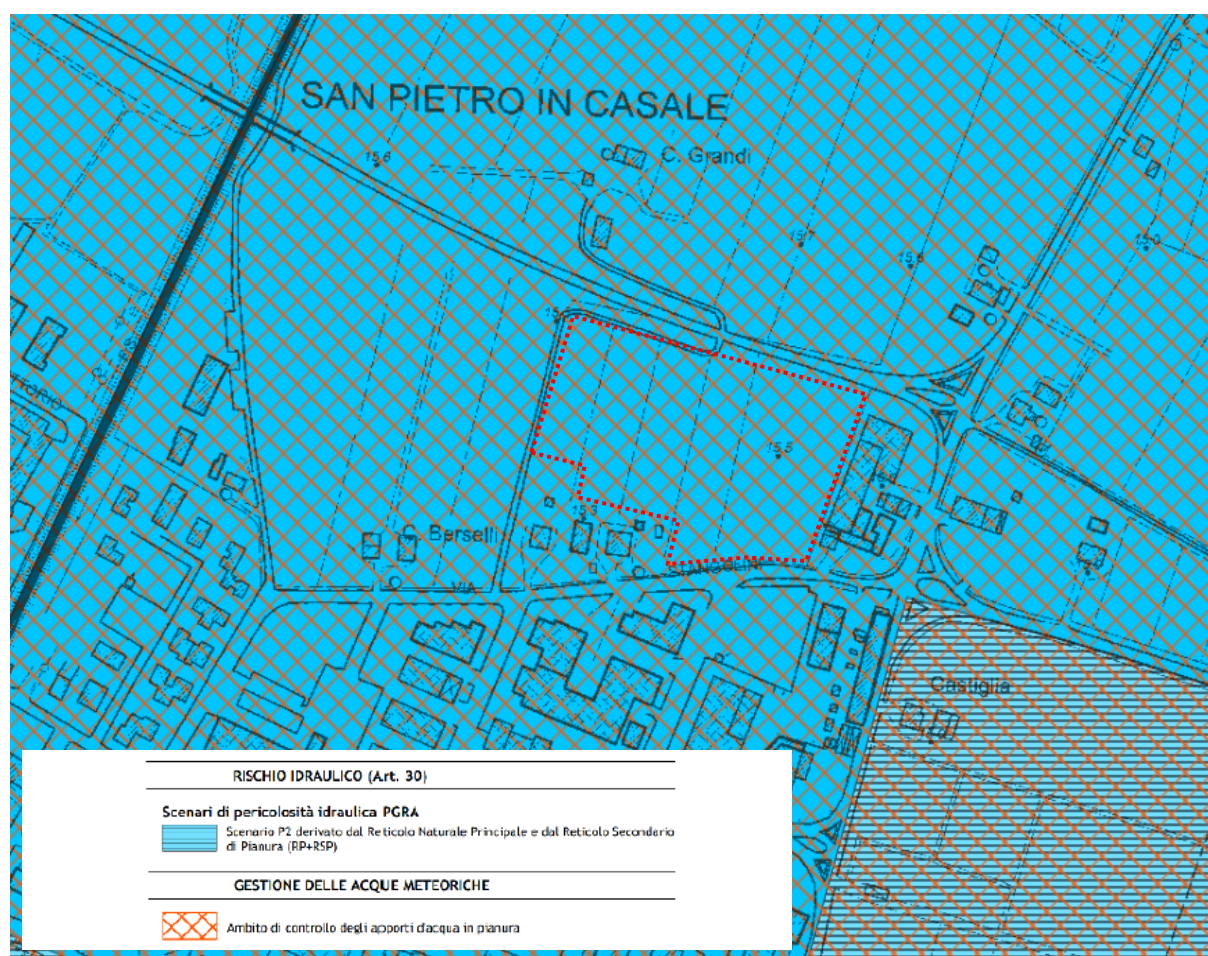


Figura 5 – Stralcio della Tavola 3 del PTM “Carta di area vasta del rischio idraulico, rischio da frana e dell'assetto dei versanti”.

Secondo quanto riportato nella relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Raffaele Brunaldi, nell'area dell'areale 9, a seguito delle prove C.P.T. risulta che la falda freatica si trova ad una quota di circa -1.70/-2.20 metri dall'attuale piano di campagna e che la direzione del deflusso è diretta verso NE.



Figura 6 – immagine relativa alla carta delle isobate della falda dell'areale 9, con riportate le soggiacenze della falda superficiale in metri dal p.d.c., tratta dalla relazione geologica del Dott. Geol. Brunaldi.

L'assetto riportato evidenzia un gradiente verso Est pari a 50 cm su 220 metri circa, pari al 2 per mille ossia molto ridotto.

La relazione geologica evidenzia una variazione di livello della falda per l'area in esame comprese tra -1.00 e -4.00 metri circa dal piano di campagna.

Si riportano le risultanze delle prove C.P.T. eseguite per l'areale 9 riportate nella relazione geologica.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax .0532852858 cell. 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

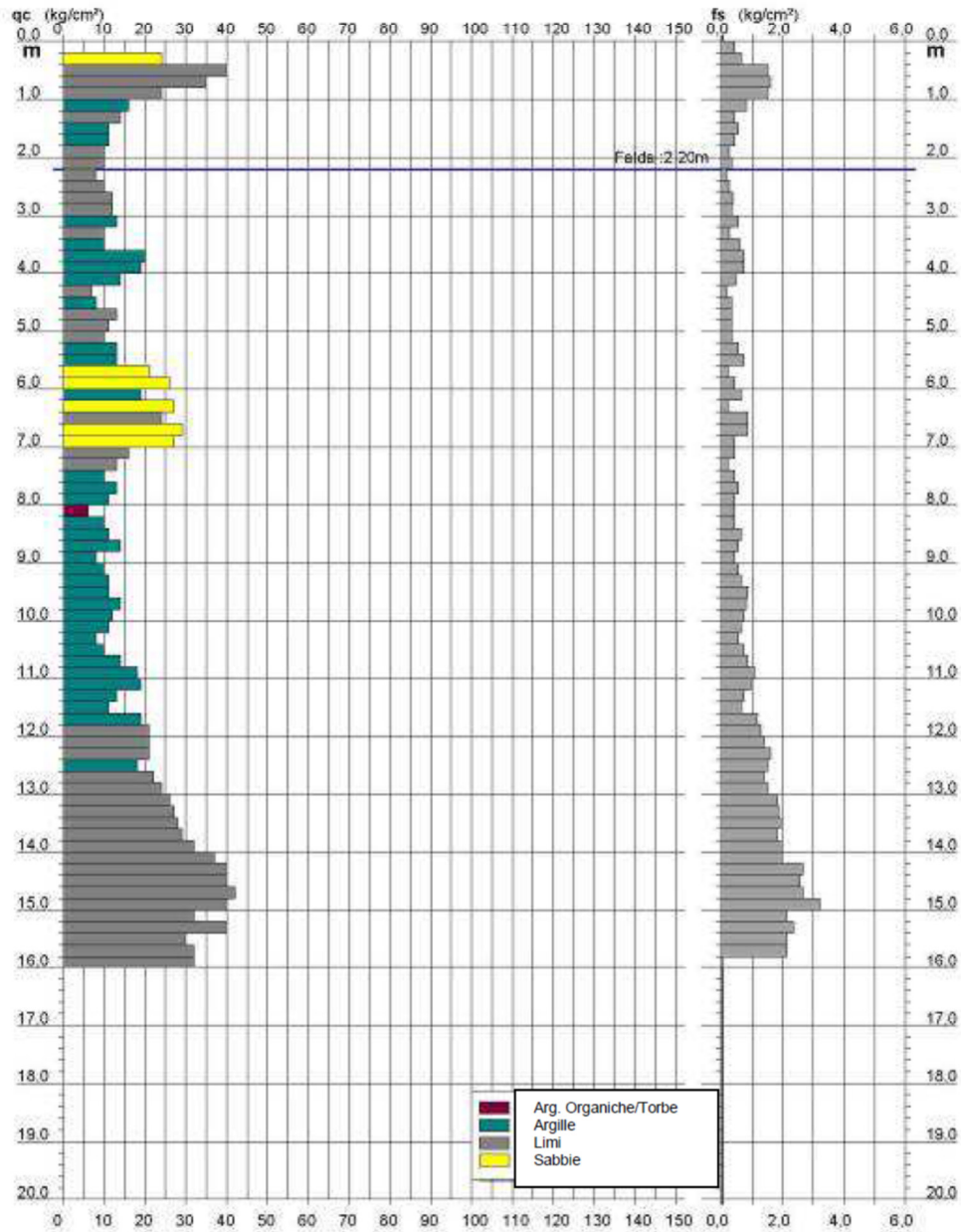
Riferimento: 416-17

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

2.0105-001

- committente :	Areale 9	- data :	04/07/2017
- lavoro :	Piano urbanistico	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	S. Pietro in Casale	- falda :	2,20 da quota inizio
- assist. cantiere :			



Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax :0532852858 cell. 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

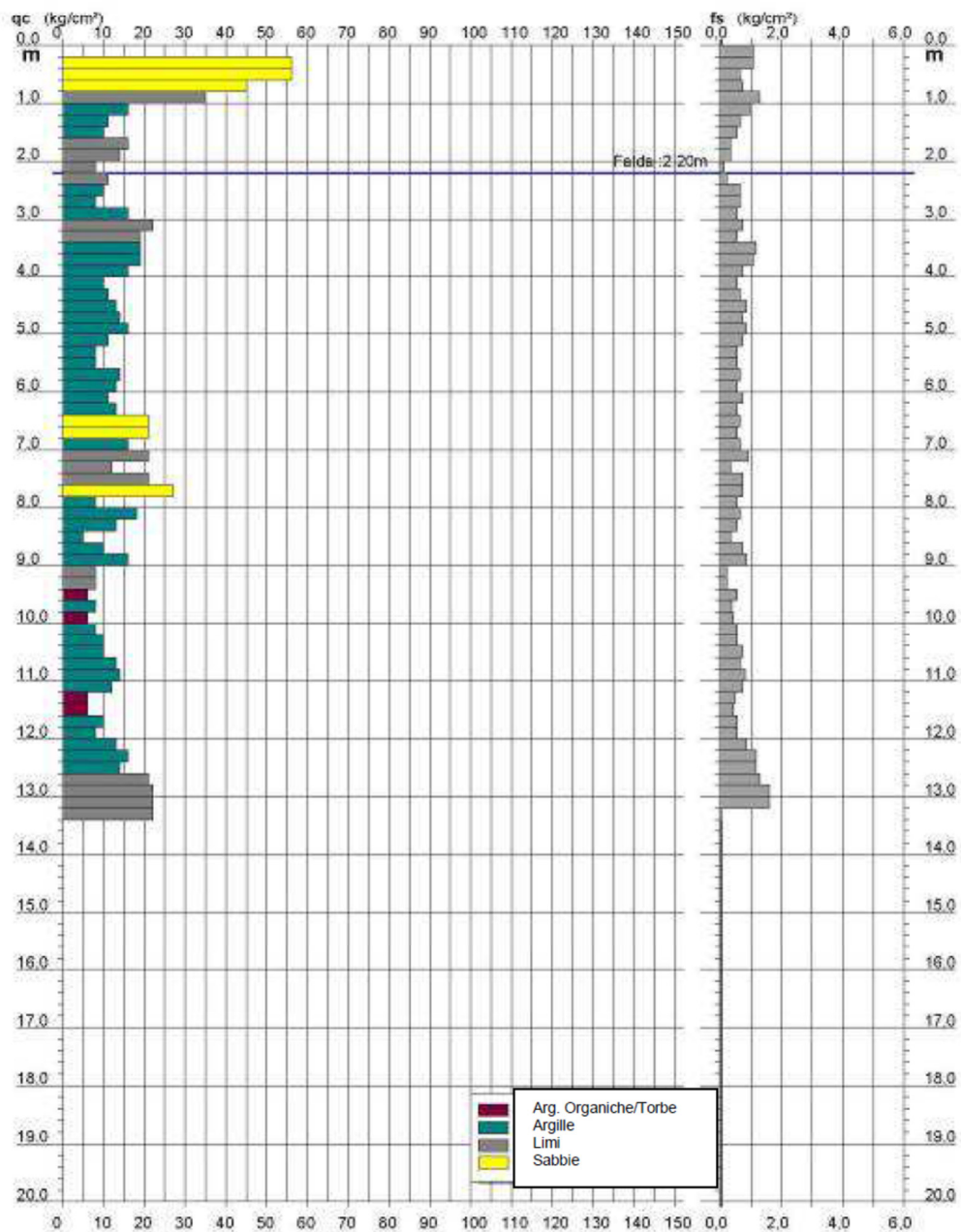
Riferimento: 416-17

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 2

2.0105-001

- committente :	Areale 9	- data :	04/07/2017
- lavoro :	Piano urbanistico	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	S. Pietro in Casale	- falda :	2,20 da quota inizio
- assist. cantiere :			



Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax :0532852858 cell. 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

Riferimento: 416-17

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 3

2.0105-001

- committente :	Areale 9	- data :	04/07/2017
- lavoro :	Piano urbanistico	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	S. Pietro in Casale	- falda :	1,70 da quota inizio
- assist. cantiere :			

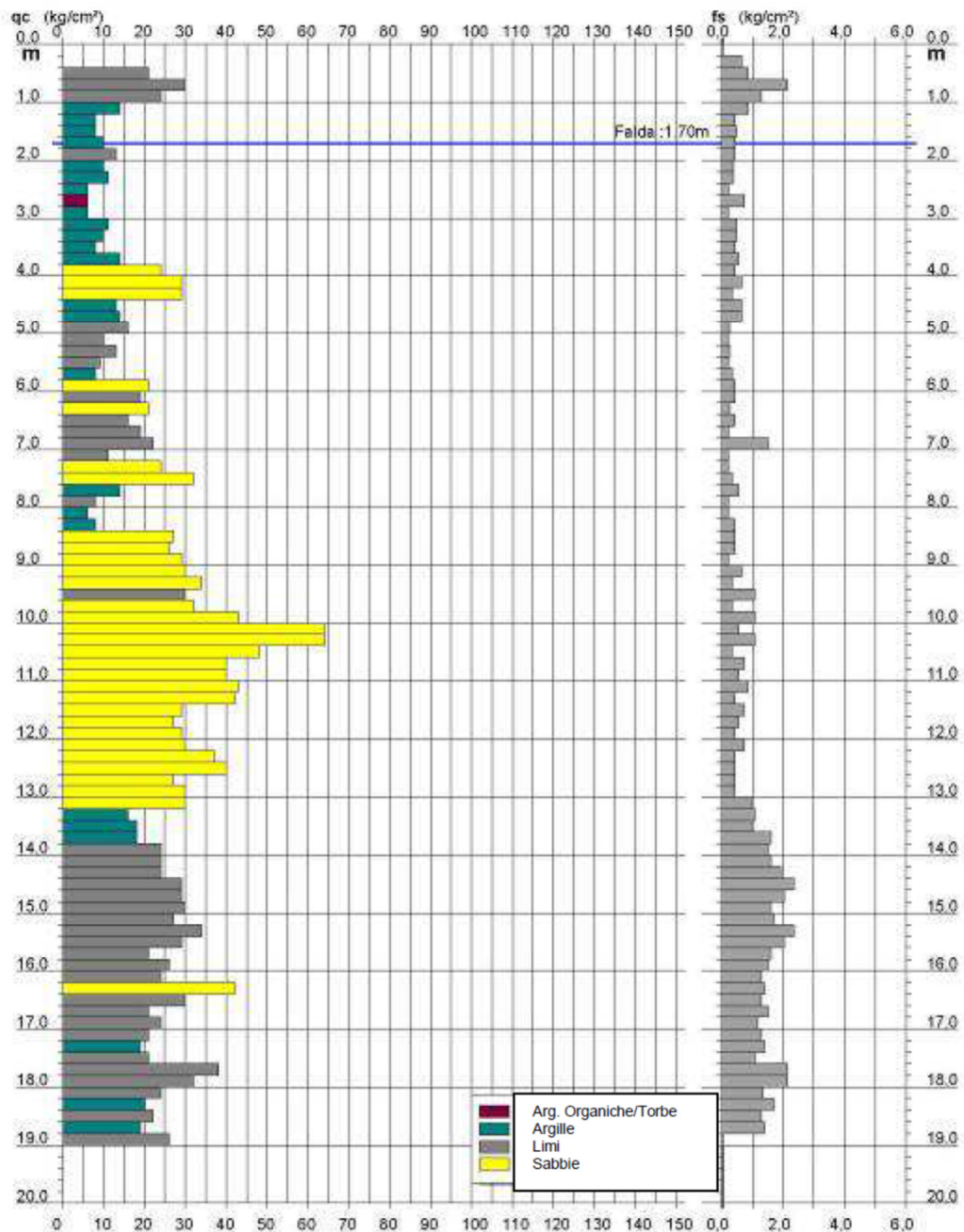


Figura 7 – risultanze delle C.P.T. effettuate per l'areale 9 e riportate nella relazione geologica del Dott. Geol. Brunaldi.

Dalle risultanze stratigrafiche e geotecniche delle prove effettuate dal geologo Brunaldi, l'area risulta caratterizzata da una difformità stratigrafica da terreni prevalentemente argillosi-sabbiosi e argillosi-limosi-sabbiosi. Per tale motivo il Geol. Brunaldi prevede la necessità di indagare ogni lotto da un numero congruo di indagini.

I suoli si presentano quindi scarsamente permeabili e quindi impediscono la possibilità di attuare soluzioni ad infiltrazione per il drenaggio di parte delle acque meteoriche.

Le indicazioni geologiche relative alla falda e quindi le successive indagini saranno da considerare in merito all'impermeabilizzazione dell'invaso di laminazione.

3. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica e approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire la curva di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Bologna.

Complessivamente erano disponibili 88 anni di dati, dal 1934 al 2021, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 10, 15, 20, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\bar{h} - u)}}$$

La Curva di Possibilità Pluviometrica è stata ottenuta suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con tempo di ritorno **25 anni** è la seguente:

Per durate inferiori all'ora:

$$h = 54.445 \cdot t^{0.668} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [1]$$

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$$h = 44.171 \cdot t^{0.277} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [2]$$

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con tempo di ritorno **50 anni** è la seguente:

Per durate inferiori all'ora:

$$h = 61.853 \cdot t^{0.701} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [3]$$

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$$h = 49.495 \cdot t^{0.273} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [4]$$

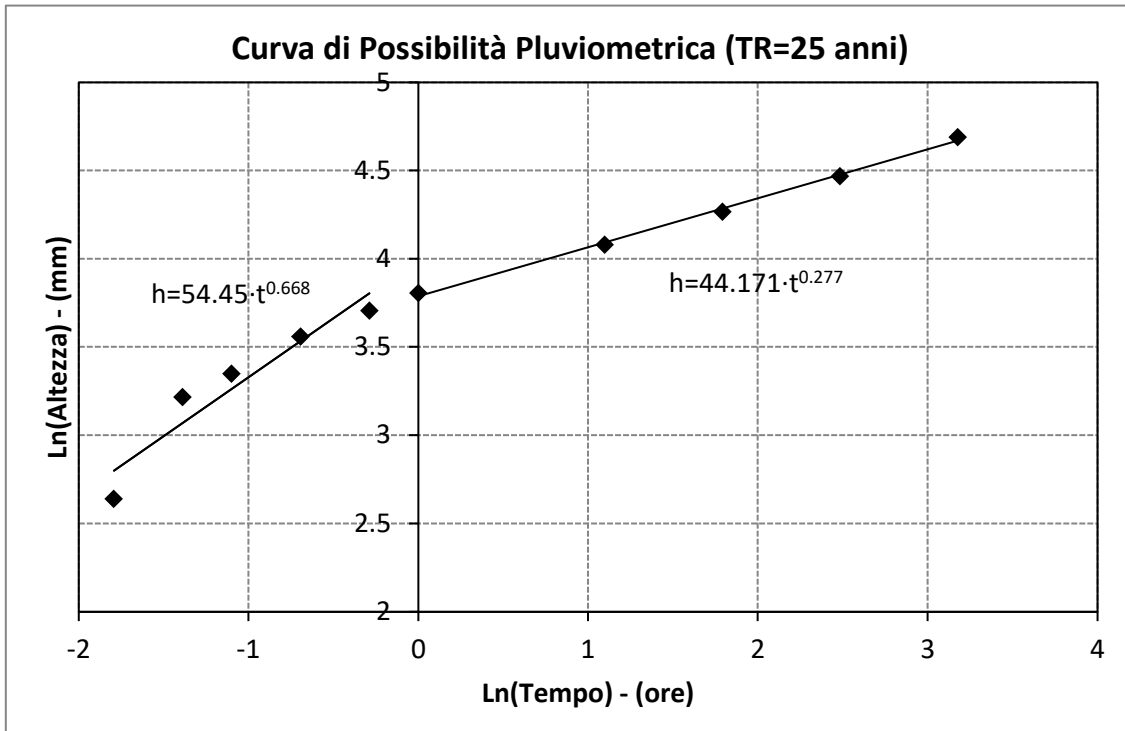


Figura 8 – Rappresentazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto TR25 anni.

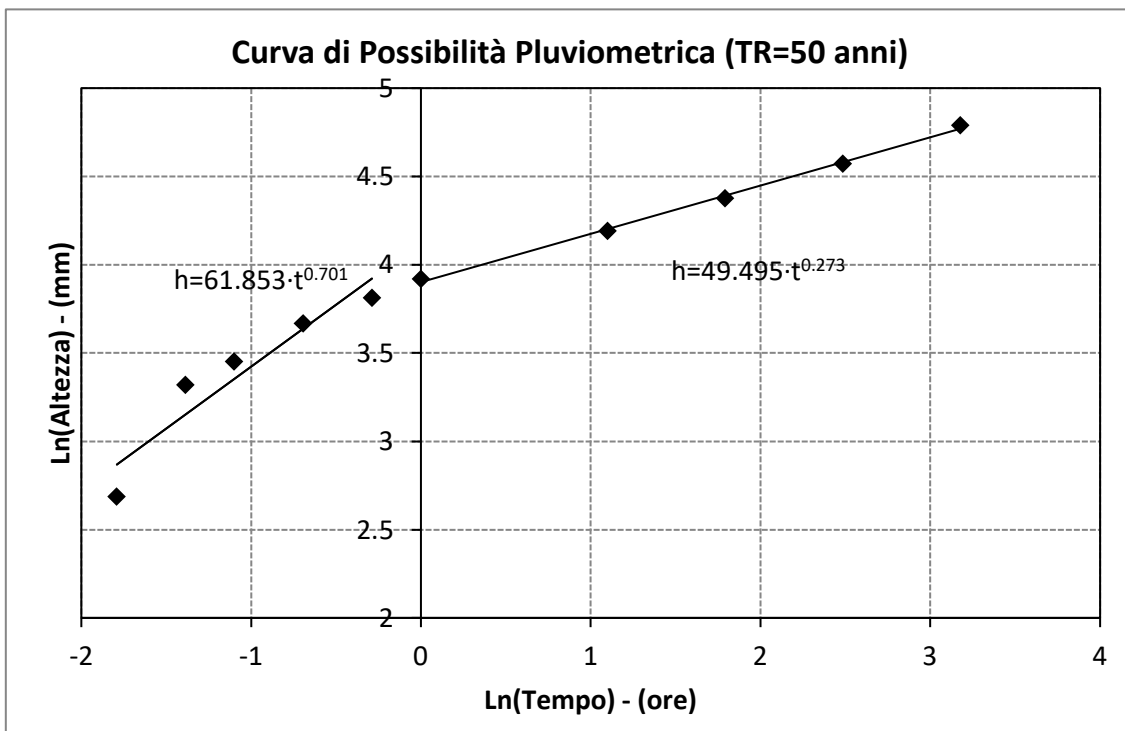


Figura 9 – Rappresentazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto TR50 anni.

4. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA METEORICA E VERIFICA DEI COLLETTORI FOGNARI

Il sistema drenante prevede un insieme di tubazioni posto lungo la strada di servizio ai lotti diretti verso l'invaso di laminazione posto nell'area verde a nord per essere successivamente scaricate nella rete fognaria bianca esistente presente su via Stangolini. I singoli lotti saranno dotati di invasi per la laminazione delle acque meteoriche nel rispetto del principio di invarianza idraulica e immetteranno una portata massima pari a 8 l/s/ha nella rete pubblica diretta verso l'invaso in terra. Date le quote del terreno e del punto di scarico si prevede la posa di tubazioni in materiale lapideo al fine di rinfiancare i collettori con il cls come previsto dalle Linee Guida delle Ente Gestore Hera in caso di ricoprimenti inferiori ad 1 metro.

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendenti dall'evento considerato.

Il metodo cinematico o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione caratteristico del bacino è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per le reti urbane il tempo di corrivazione t_c è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

t_a rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque;

t_r rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con

la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; esso viene assunto di valore pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola tubazione seguendo il percorso più lungo e ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa e la velocità effettiva determinata iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento effettivo.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale.

Il coefficiente di deflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base dei seguenti valori di riferimento:

- coperture e superfici asfaltate	$\varphi = 0.90$
- superfici a verde	$\varphi = 0.30$

Pertanto, con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino vale:

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

dove:

- φ coefficiente di deflusso dell'area;
- A superficie complessiva del bacino (m²);
- a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
- t_c tempo di corrivazione del bacino (ore).

Per la verifica delle sezioni idrauliche una volta determinata la portata di progetto, o udometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q_{\max} = K_S \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- Q_{\max} portata che può transitare nel condotto a sezione piena (m³/s);
- K_S coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler (m^{1/3}/s);
- Ω sezione idraulica del condotto (m²);

R raggio idraulico (m);
 i pendenza del condotto (m/m).

La scabrezza “ K_s ” è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

$K_{Sccls} = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tubazioni e canalette in calcestruzzo;

$K_{Spvc} = 85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tubazioni in PVC;

Il sistema di tubazioni progettato per la raccolta delle acque meteoriche deve tenere in conto dell'approccio generale che prevede il rispetto dell'invarianza idraulica del territorio e quindi la laminazione prima nel recapito finale costituito dalla rete fognaria bianca su via Stangolini. In particolare, si è deciso di adottare un sistema di laminazione diffuso, ossia ogni lotto privato sarà dotato di una vasca di laminazione, che immetterà una portata non superiore a 8 litri/s/ettaro nella rete pubblica, tramite un impianto di sollevamento, che a sua volta immetterà le acque in un sistema di laminazione destinato esclusivamente alle superfici pubbliche; si è deciso di realizzare una vasca di laminazione per le aree pubbliche nell'area verde a nord del comparto, che immetterà una portata non superiore a 8 litri/s/ettaro nella rete pubblica esistente in via Stangolini, tramite una tubazione a gravità.

Per quanto riguarda i collettori sulle strade pubbliche, seguendo le indicazioni delle Linee Guida HERA, si assume una dimensione minima, indipendentemente dalla portata idraulica, di 300 mm in cls. I collettori che collegano i pozzetti delle caditoie ai collettori principali avranno dimensione minima pari a 160 mm in PVC.

I collettori che dai lotti privati si immettono nella fognatura pubblica avranno una dimensione minima di 160 mm.

Prima dell'immissione nella rete pubblica, all'interno dei lotti privati saranno installati il sifone tipo Firenze e la valvola di non ritorno.

Si procede pertanto al calcolo della portata drenata con Tempo di Ritorno pari a 25 anni considerando in questa fase una percentuale di area verde privata nei lotti pari al 30% della superficie fondiaria.

Nel seguito si riporta il dettaglio, tratto dalla planimetria di progetto.

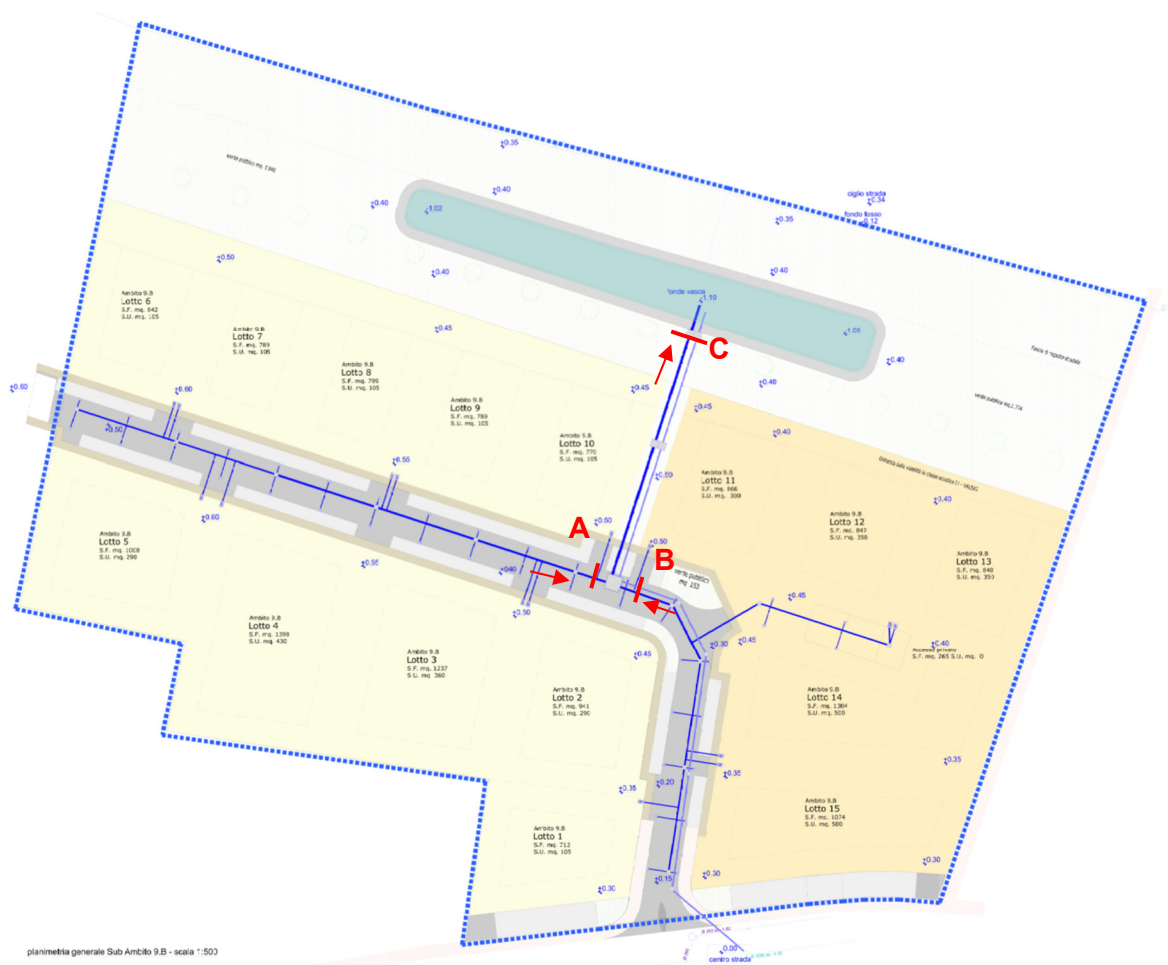


Figura 10 – Schema della rete fognaria per la raccolta delle acque meteoriche con evidenziate le sezioni principali oggetto di verifica nella relazione.

Collettore riferito alla Sez. A

La superficie complessivamente drenata fino alla Sez. A fa riferimento alla parte di strada drenata dalle caditoie per una superficie di circa 1621 m² il cui coefficiente di deflusso è pari a 0.9. La tubazione riceverà inoltre le acque laminate dai singoli lotti privati la cui portata in uscita, regolata da apposito dispositivo, sarà pari a circa 6.85 l/s.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 9 minuti, valutato in modo iterativo, considerando una lunghezza massima di circa 110 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Con il metodo cinematico la portata massima in uscita è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,041 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in corrispondenza della Sez. A, che drena la portata calcolata, ha diametro di 400 mm in CLS, con pendenza dello 0,1%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto adottato è quindi sufficiente a far transitare la portata di progetto 0.048 m³/s, comprensiva della portata laminata, e ciò avviene con un grado di riempimento pari a circa al 64%.

Collettore riferito alla Sez. B

La superficie complessivamente drenata fino alla Sez. B fa riferimento alla parte di strada drenata dalle caditoie per una superficie di circa 1669 m² il cui coefficiente di deflusso è pari a 0.9. La tubazione riceverà inoltre le acque laminate dai singoli lotti privati la cui portata in uscita, regolata da apposito dispositivo, sarà pari a circa 4.51 l/s.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 7.8 minuti, valutato in modo iterativo, considerando una lunghezza massima di circa 67 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Con il metodo cinematico la portata massima in uscita è quindi la seguente:

$$Q_{max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in corrispondenza della Sez. B, che drena la portata calcolata, ha diametro di 400 mm in CLS, con pendenza dello 0,1%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto adottato è quindi sufficiente a far transitare la portata di progetto 0.049 m³/s, comprensiva della portata laminata, e ciò avviene con un grado di riempimento pari a circa al 65%.

Collettore riferito alla Sez. C

La superficie complessivamente drenata fino alla Sez. C fa riferimento alla superficie complessivamente drenata dalle caditoie stradali pari circa 3290 m² il cui coefficiente di deflusso è pari a 0.9. La tubazione riceverà inoltre la totalità delle acque laminate dai singoli lotti privati la cui portata in uscita, regolata da apposito dispositivo, sarà pari a circa 11.36 l/s. Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 10.5 minuti, valutato in modo iterativo, considerando una lunghezza massima di circa 167.5 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Con il metodo cinematico la portata massima in uscita è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in corrispondenza della Sez. C, che drena la portata calcolata, ha diametro di 500 mm in CLS, con pendenza dello 0,1%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{\max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,116 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto adottato è quindi sufficiente a far transitare la portata di progetto 0.091 m³/s, comprensiva della portata laminata, e ciò avviene con un grado di riempimento pari a circa al 66%.

5. DIMENSIONAMENTO DEGLI INVASI PER LA LAMINAZIONE DELLE PORTATE

Sull'area sede dell'intervento urbanistico è stata prevista la laminazione delle portate di piena prima dell'immissione nel recapito finale.

Secondo quanto prevede l'Autorità di Bacino del Reno al fine di non incrementare gli apporti di acqua piovana al sistema di smaltimento nelle zone di espansione o trasformazione o comunque nelle zone soggette a intervento urbanistico preventivo, è necessaria la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 m³ per ogni ettaro di superficie territoriale delle suddette zone. Alla superficie territoriale può essere sottratto, ai fini del calcolo del volume, il verde compatto.

Si è deciso di adottare un sistema di laminazione diffuso, ossia ogni lotto privato sarà dotato di una vasca di laminazione che immetterà una portata non superiore al valore massimo suggerito dall'Autorità di Bacino e dal Consorzio di Bonifica, ossia circa 8-10 litri/s/ettaro. Tale valore di portata sarà scaricato nella rete pubblica tramite un impianto di sollevamento, considerate le quote superficiali della rete pubblica, a causa dei recapiti particolarmente alti, costituita da un sistema di tubazioni in cls indirizzate ad un invaso in terra per la laminazione delle acque meteoriche drenate dalle superfici pubbliche. La vasca realizzata per le superfici pubbliche scaricherà nella rete fognaria bianca presente su via Stangolini nel rispetto della massima portata ammissibile allo scarico.

Nella figura seguente sono stati individuati i vari lotti privati e la superficie complessiva che viene drenata all'interno delle vasche private.

Nella figura seguente sono state individuate le superfici complessivamente drenate all'interno dalla vasca di laminazione.

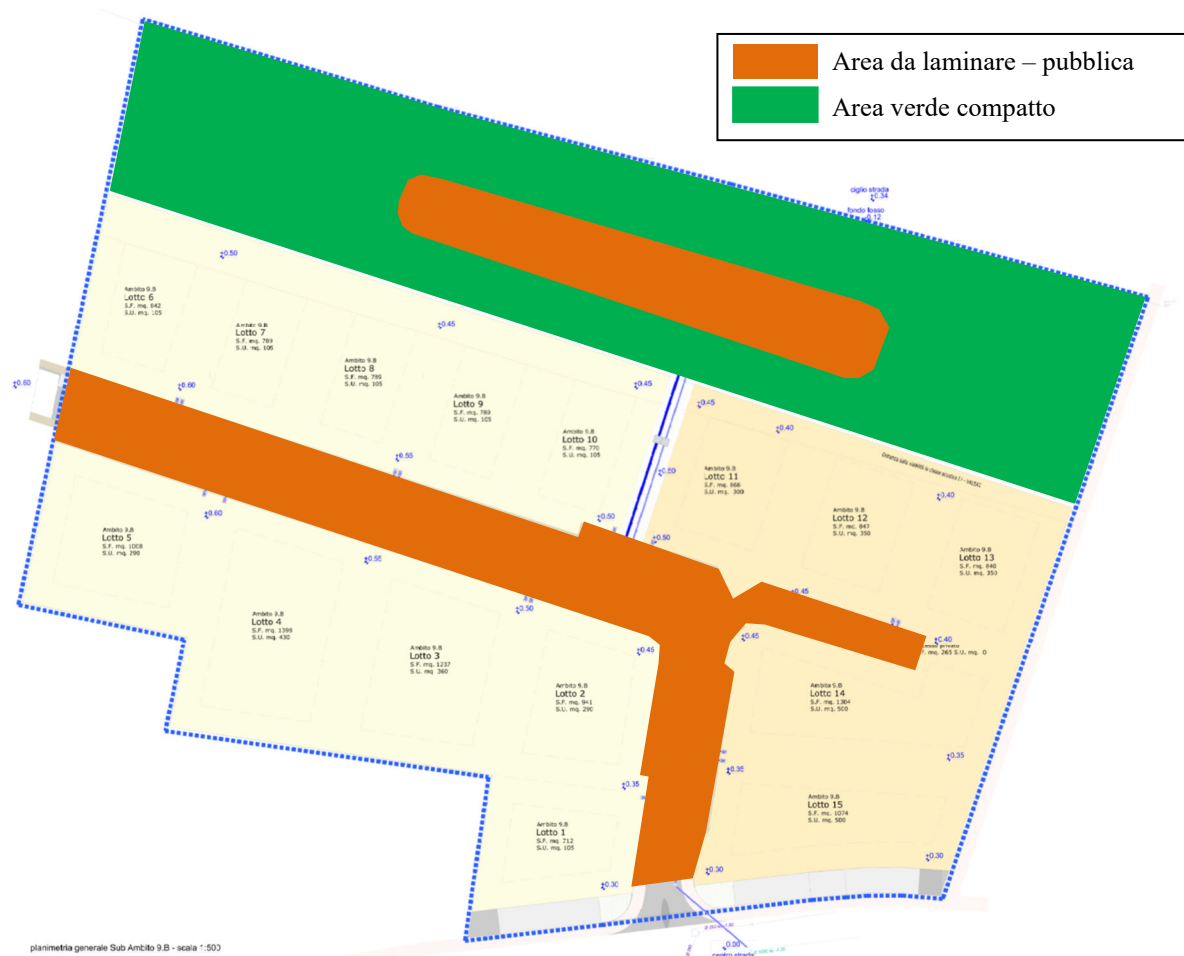


Figura 11 – Rappresentazione dell'area con indicazione delle aree da laminare.

L'area complessiva risulta pari a 2.56 ha, per il calcolo del volume minimo del sistema di laminazione non è stata considerata l'area di verde compatto pari a circa 0.64 ha (evidenziata in verde in figura). Procedendo al calcolo secondo le indicazioni dell'Autorità di Bacino, considerando quindi 1.9 ettari di superficie da laminare, il volume di laminazione risulta essere pari a circa 960 m³ per l'intera area. Considerando che ogni lotto sarà dotato di un proprio invaso di laminazione, l'area da laminare pubblica risulta essere pari a circa 0.4963 ha (comprensiva della superficie destinata alla vasca di laminazione) corrispondente ad un volume pari a circa 248.2 m³.

Tabella 1 - Indicazione del volume di laminazione totale calcolato come prodotto dell'area totale per 500 m³/ha.

Area Totale (ha)	Area verde compatto (ha)	Volume di laminazione teorico (m ³)	Qmax (l/s)
2.56	0.64	959.5	15.35

Tabella 3 - Indicazione dell'area drenata per ciascun lotto privato e indicazione del volume di laminazione calcolato come prodotto dell'area totale per 500 m³/ha.

Lotto privato n.	Area Totale (m²)	Volume di laminazione teorico minimo (m³)	Qmax scaricabile (l/s)
1	712	35.6	0.57
2	941	47.1	0.75
3	1237	61.9	0.99
4	1398	69.9	1.12
5	1008	50.4	0.81
6	842	42.1	0.67
7	789	39.5	0.63
8	789	39.5	0.63
9	789	39.5	0.63
10	770	38.5	0.62
11	866	43.3	0.69
12	847	42.4	0.68
13	840	42.0	0.67
14	1304	65.2	1.04
15	1074	53.7	0.86

Il volume di dettaglio di ciascuna area viene comunque verificato attraverso il metodo chiamato "delle sole piogge" con Tempo di Ritorno pari a 50 anni. Il metodo delle sole piogge adotta delle ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Per la verifica del volume con il metodo delle sole piogge, è stata considerata la totalità dell'area drenata nella rete ossia pari a 1.91 ha suddivisi in: circa 1.42 ha privati e circa 0.49 ha pubblici.

Per l'area privata le aree impermeabili sono pari a circa 1 ha mentre circa 0.42 ha sono stati considerati permeabili (considerando la superficie fondiaria dei i lotti privati permeabile al 30%). Per l'area pubblica sono state considerate permeabili le aiuole per un totale pari a circa 315 m².

Il metodo di dimensionamento "delle sole piogge" fornisce una valutazione del volume di invaso della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca senza fare alcuna considerazione sulla forma dell'idrogramma. Con questa ipotesi il volume entrante nella vasca

per effetto di una pioggia di durata θ risulta:

$$W_a = S \cdot \phi \cdot h(\theta) = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove ϕ è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca. Nello stesso tempo θ il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_e = Q_e \cdot \theta$$

Il volume invasato nell'invaso sarà dunque:

$$W = W_a - W_e = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_e \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo W_m di questo volume che si ottiene per una precipitazione di durata θ_w critica per la vasca. Esprimendo matematicamente tale condizione di massimo si trova:

$$\theta_w = \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e quindi:

$$W_m = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_e \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

La portata massima in uscita dall'invaso viene fissata in 8 l/s/ha, considerando quest'ultimo come il coefficiente udometrico relativo ad un'area agricola.

I risultati del calcolo, con il metodo delle sole piogge, portano alla seguente tabella:

	Area (m ²)	Area imp. (m ²)	Area verde (m ²)	W500 (m ³)	a (mm/ora^n)	n	φ tot	Qmax (l/s)	Tcv (ore)	W sole piogge (m ³)
Pubblica	4963	4648	315	248.2	49.495	0.273	0.85	3.97	6.86	260.4
Lotto 1	712	498.4	214	35.6	49.495	0.273	0.72	0.57	5.35	29.1
Lotto 2	941	658.7	282	47.1	49.495	0.273	0.72	0.75	5.35	38.5
Lotto 3	1237	865.9	371	61.9	49.495	0.273	0.72	0.99	5.35	50.6
Lotto 4	1398	978.6	419	69.9	49.495	0.273	0.72	1.12	5.35	57.2
Lotto 5	1008	705.6	302	50.4	49.495	0.273	0.72	0.81	5.35	41.2
Lotto 6	842	589.4	253	42.1	49.495	0.273	0.72	0.67	5.35	34.4
Lotto 7	789	552.3	237	39.5	49.495	0.273	0.72	0.63	5.35	32.3
Lotto 8	789	552.3	237	39.5	49.495	0.273	0.72	0.63	5.35	32.3
Lotto 9	789	552.3	237	39.5	49.495	0.273	0.72	0.63	5.35	32.3
Lotto 10	770	539	231	38.5	49.495	0.273	0.72	0.62	5.35	31.5
Lotto 11	866	606.2	260	43.3	49.495	0.273	0.72	0.69	5.35	35.4
Lotto 12	847	592.9	254	42.4	49.495	0.273	0.72	0.68	5.35	34.7
Lotto 13	840	588	252	42.0	49.495	0.273	0.72	0.67	5.35	34.4
Lotto 14	1304	912.8	391	65.2	49.495	0.273	0.72	1.04	5.35	53.3
Lotto 15	1074	751.8	322	53.7	49.495	0.273	0.72	0.86	5.35	43.9

Dai calcoli effettuati e riportati nella tabella precedente si osserva che il volume di laminazione calcolato con il volume specifico di 500 m³/ha risulta superiore al volume calcolato con il Metodo delle sole piogge per tempo di ritorno pari a 50 anni per la determinazione del volume di invaso all'interno dei singoli lotti privati mentre per l'area pubblica il metodo delle sole piogge determina un volume maggiore pari a circa 260.4 m³; pertanto, la vasca di laminazione avrà un volume pari al maggiore tra i valori calcolati.

La vasca sarà realizzata in terra, con superficie pari a circa 1276 m², un'altezza totale di circa 1.50 metri e rapporto delle sponde 2 su 3, per un volume complessivo pari a circa 1547 m³; l'altezza utile al fine di garantire il corretto funzionamento delle tubazioni sarà pari a circa 0.35 metri tale da realizzare un volume di acqua da laminare pari a 300 m³ ossia compatibile con quanto calcolato in precedenza. Data la presenza della falda superficiale a -1.7 metri dal p.d.c. con variabilità tra -1 m e -4 metri dal piano di campagna, data l'impossibilità di garantire un metro tra il fondo e la falda poiché la quota di fondo della vasca si trova a -1.40

metri, si prevede l'impermeabilizzazione del fondo mediante posa di un geocomposito bentonico, o equivalente, ricoperto di terreno vegetale e inerbito.

Il rispetto della portata massima in uscita dall'invaso verrà garantito attraverso una riduzione della sezione del tubo di uscita dal sistema di laminazione, calcolato in funzione di rispettare 8 l/s/ha, ossia pari a 15.35 l/s. La tubazione di scarico, dato il ricoprimento superiore ad un metro, sarà in pvc SN 8 DN 250 mm.

La portata allo scarico di 15.35 l/s sarà gestita mediante bocca tarata con diametro pari a 110 mm, calcolato attraverso la formula delle luci a battente e considerando un tirante massimo all'interno dell'invaso pari a circa 0.35 metri.

Data la struttura della rete e al fine di permettere lo scarico senza interessare la vasca nel caso di portate modeste, è stato inserito un pozzetto partitore dotato di un'ulteriore bocca tarata nel punto di confluenza delle due tratte dirette alla laminazione e nel quale, in posizione ribassata, passa la tubazione di scarico diretta alla pubblica fognatura.

A intervalli di tempo regolari (1 o 2 volte l'anno o dopo eventi pluviometrici particolarmente significativi) sarà necessario ispezionare i pozzetti di scarico per verificare lo stato di manutenzione e di efficienza di entrambi i dispositivi di bocca tarata.

Prima dell'immissione nella rete fognaria bianca su via Stangolini, sarà installata la valvola di non ritorno.

6. RETE FOGNARIA PER LA RACCOLTA DELLE ACQUE REFLUE

Il sistema di raccolta delle acque reflue prevede un punto di scarico lungo la via Stangolini data la presenza di una tubazione DN 250 mm con quota di scorrimento relativa a circa -1.82 m rispetto al piano campagna.

La rete progettata per la raccolta delle acque reflue verrà realizzata con tubazioni in PVC DN 200 SN8.

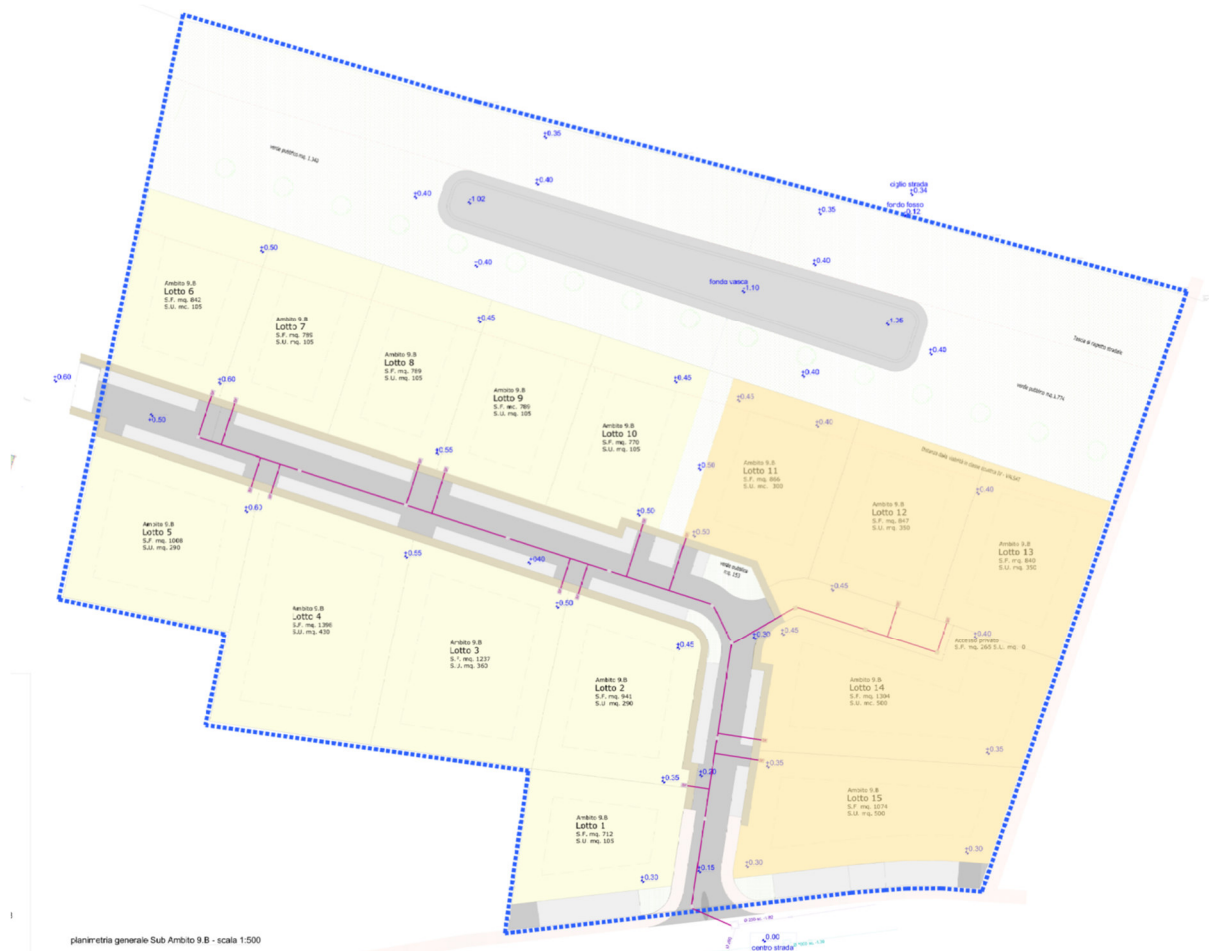


Figura 13 – schema della rete fognaria nera all'interno del comparto.

In questa fase si procede a stimare il massimo numero di A.E. previsti per l'intero comparto. Il calcolo della portata reflua si basa sul calcolo degli Abitanti Equivalenti (AE). Il concetto di Abitante Equivalente consente di stimare il contributo idraulico degli occupanti in relazione al tipo di attività che viene svolta. In dettaglio l'Abitante Equivalente è definito come il carico organico biodegradabile avente una richiesta biochimica di ossigeno a 5 giorni (BOD_5) pari a 60 grammi di ossigeno al giorno.

Nel caso degli edifici in esame la Committenza ha fornito come indicazione 1 A.E. ogni 27 m² di superficie utile. Secondo le indicazioni della Committenza si possono stimare complessivamente **148 Abitanti Equivalenti** per il comparto residenziale.

Il calcolo della portata reflua basato sugli A.E. lo si effettua attraverso la seguente formula:

$$Q_n = \alpha \cdot \frac{Dot \cdot P}{86400}$$

Q_n portata media nera [l/s];

Dot dotazione idrica media annua [250 l/(abitante•giorno)] (valore suggerito dalle Linee Guida HERA);

P Abitanti Equivalenti;

α coefficiente di dispersione che tiene conto che una parte della dotazione idrica non raggiunge la rete fognaria (a causa di usi che non hanno recapito in fognatura come ad esempio l'innaffiamento di giardini, sfiori dai serbatoi dell'acquedotto,); il suo valore è pari a circa $0,80 \div 0,85$.

In questo modo la portata reflua media per il **comparto residenziale**, con scarico su via Gramsci, risulta pari a:

$$Q_n = 0,85 \cdot \frac{250 \cdot 148}{86400} = 0.36 \text{ litri/s}$$

Questo valore rappresenta la portata media e quindi nella progettazione delle reti fognarie occorre valutare la portata massima, calcolabile semplicemente moltiplicando il valore precedente per un coefficiente di punta. Questo coefficiente tiene conto che nell'arco della giornata la portata è variabile (ad esempio alla mattina si hanno valori più elevati rispetto al resto della giornata).

Il coefficiente di punta da adottare non è precisato nelle Linee Guida di HERA e quindi si adotta la formula di Koch presente nella letteratura scientifica del settore:

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_n}}$$

Nel caso in esame il coefficiente di punta risulta pari a 5.64. Moltiplicando quindi il coefficiente di punta per la portata media nera, la portata massima reflua risulterà pari a:

$$Q_{n\ max} = 5.64 \cdot 0.36 = 2.06 \text{ litri/s}$$

I collettori per la raccolta delle acque reflue hanno diametro minimo di 200 mm in pvc (diametro interno 188.2 mm), con pendenza minima dello 0.3%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pertanto, i condotti sono in grado di far transitare la portata massima di progetto con grado di riempimento pari a circa il 23% con velocità di circa 0.49 m/s.

Prima dell'immissione nella rete pubblica, all'interno dei lotti privati saranno installati il sifone tipo Firenze e la valvola di non ritorno.

7. IRRIGAZIONE DELLE AREE VERDI

Secondo quanto previsto dal Regolamento Edilizio (Requisiti E21 e E22) è necessario prevedere il riutilizzo delle acque meteoriche per scopi non potabili, nello specifico si prevede la realizzazione di un invaso dedicato alla raccolta delle acque meteoriche provenienti dalla copertura del fabbricato per irrigare le aree verdi.

Per il calcolo del volume irriguo si fa riferimento alla normativa UNI TS 11445/2012: il calcolo del volume recuperabile dalle aree di copertura viene effettuato considerando che la piovosità media annua registrata a Bologna negli ultimi 30 anni è pari a 763 mm e la richiesta da normativa per irrigare 1 m² di superficie verde è pari a 300 l/m²/anno.

Non conoscendo le planimetrie dei lotti nel dettaglio si procede ad un dimensionamento di massima considerando una percentuale di area verde da irrigare pari al 30% della superficie fondiaria e considerando un'area di copertura pari alla superficie utile indicata dalla Committenza.

Secondo la normativa si calcola la richiesta annua di acqua per usi non potabili R attraverso la formula:

$$R = A \cdot r$$

dove:

- R: richiesta annua per usi non potabili [l];
- A: superficie da irrigare [m²];
- r: richiesta per irrigazione [l/m²/anno].

Altro valore da calcolare e comparare con la richiesta R, riguarda la portata di afflusso meteorico Q:

$$Q = \varphi \cdot \eta \cdot A \cdot P$$

dove:

- Q: Volume di precipitazione annuo depurato dalle perdite [l]
- A: proiezione orizzontale dell'area di captazione [m²];
- P: precipitazione annua [mm];
- η : efficienza dei filtri (0.9);
- φ : coefficiente di afflusso (0.5 per le superfici a verde pensile e 0.7 per le coperture piane impermeabili).

Calcolati R e Q si valuta il Volume utile V_u , espresso in litri, pari a:

$$V_u = \min(Q; R) \cdot 0.06$$

Ultimo passaggio prevede il calcolo del volume ottimale, ossia:

$$V_o = V_u \cdot 1.5$$

In questo caso:

Lotto	Area copertura m^2	Area verde da irrigare m^2	r $l/m^2/anno$	R $m^3/anno$	Q $m^3/anno$	Vu m^3	Vo m^3
1	105	214	300.0	64.1	50.5	3.0	4.5
2	290	282	300.0	84.7	139.4	5.1	7.6
3	360	371	300.0	111.3	173.0	6.7	10.0
4	430	419	300.0	125.8	206.7	7.5	11.3
5	290	302	300.0	90.7	139.4	5.4	8.2
6	105	253	300.0	75.8	50.5	3.0	4.5
7	105	237	300.0	71.0	50.5	3.0	4.5
8	105	237	300.0	71.0	50.5	3.0	4.5
9	105	237	300.0	71.0	50.5	3.0	4.5
10	105	231	300.0	69.3	50.5	3.0	4.5
11	300	260	300.0	77.9	144.2	4.7	7.0
12	350	254	300.0	76.2	168.2	4.6	6.9
13	350	252	300.0	75.6	168.2	4.5	6.8
14	500	391	300.0	117.4	240.3	7.0	10.6
15	500	322	300.0	96.7	240.3	5.8	8.7

In ogni caso gli aspetti progettuali di dettaglio delle aree private saranno trattati in altre fasi progettuali e non fanno parte del presente studio.

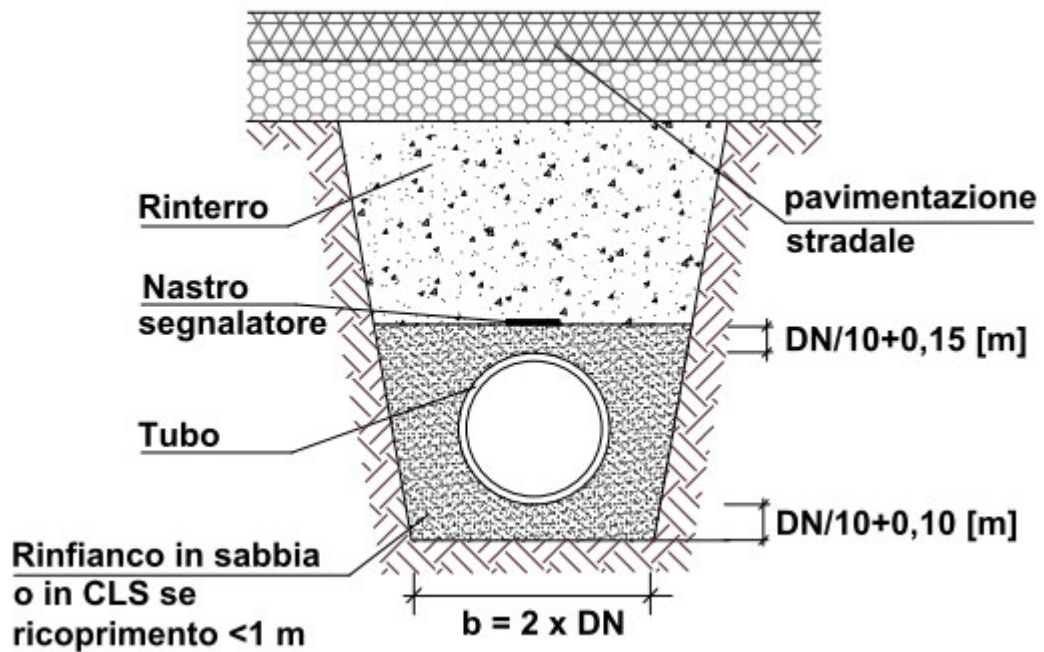
8. ALLEGATO

Particolari costruttivi

N.B.

Tutti i manufatti dovranno essere realizzati nel rispetto delle linee guida e specifiche tecniche di HERA SpA.

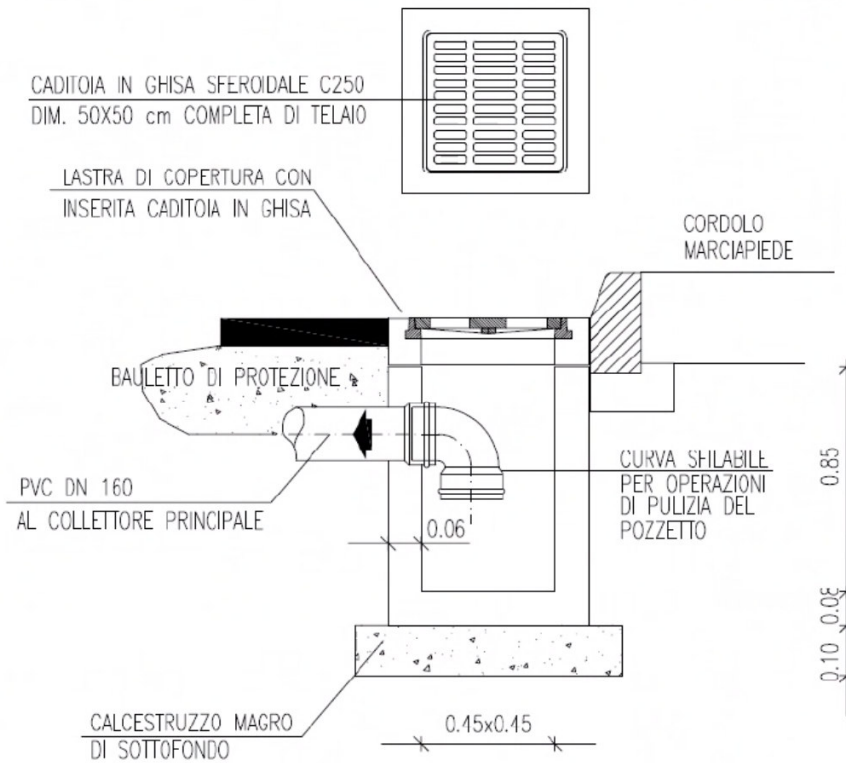
Sezione di posa tubazioni



N.B: il rinfianco in CLS è da prevedersi solo nel caso di tubazioni rigide.

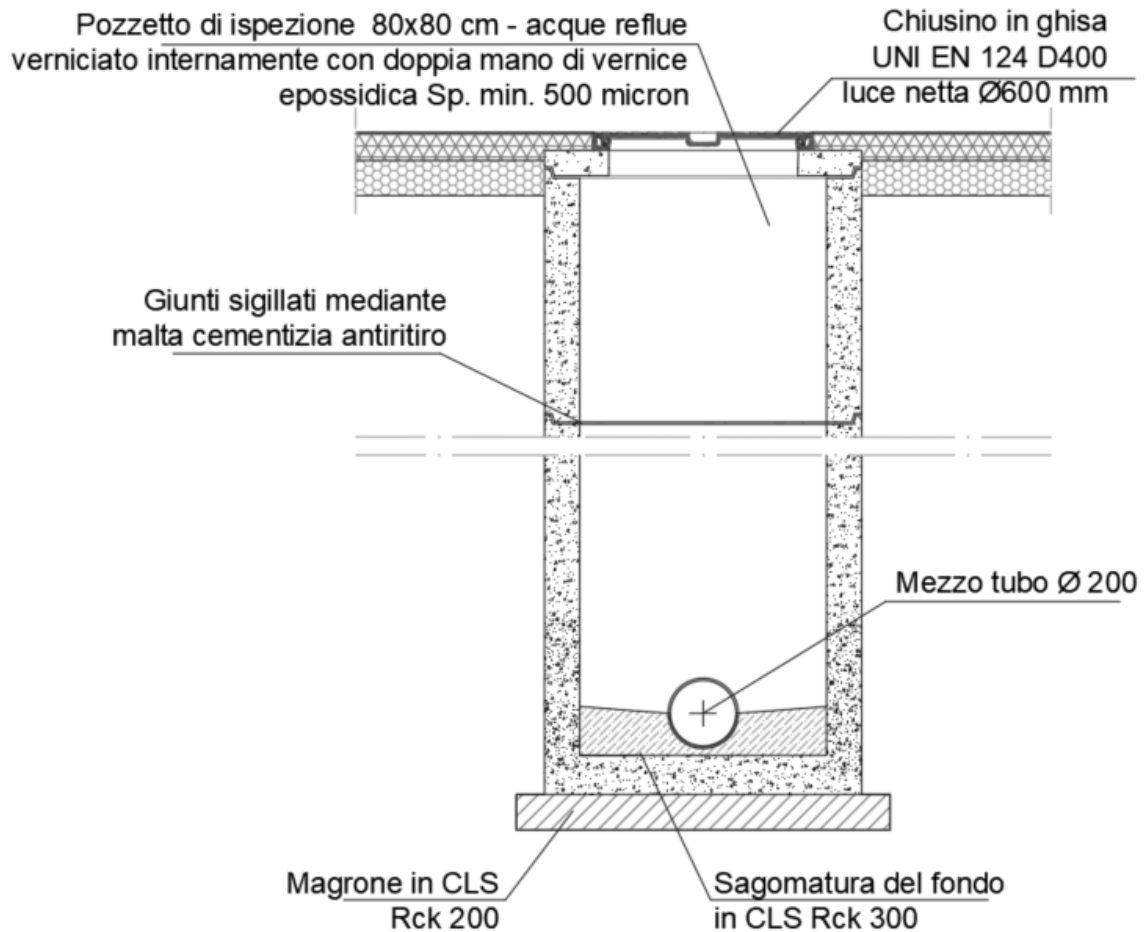
Particolare pozzetto e caditoia a griglia da Linee Guida HERA

PARTICOLARE POZZETTO CADITOIA STRADALE

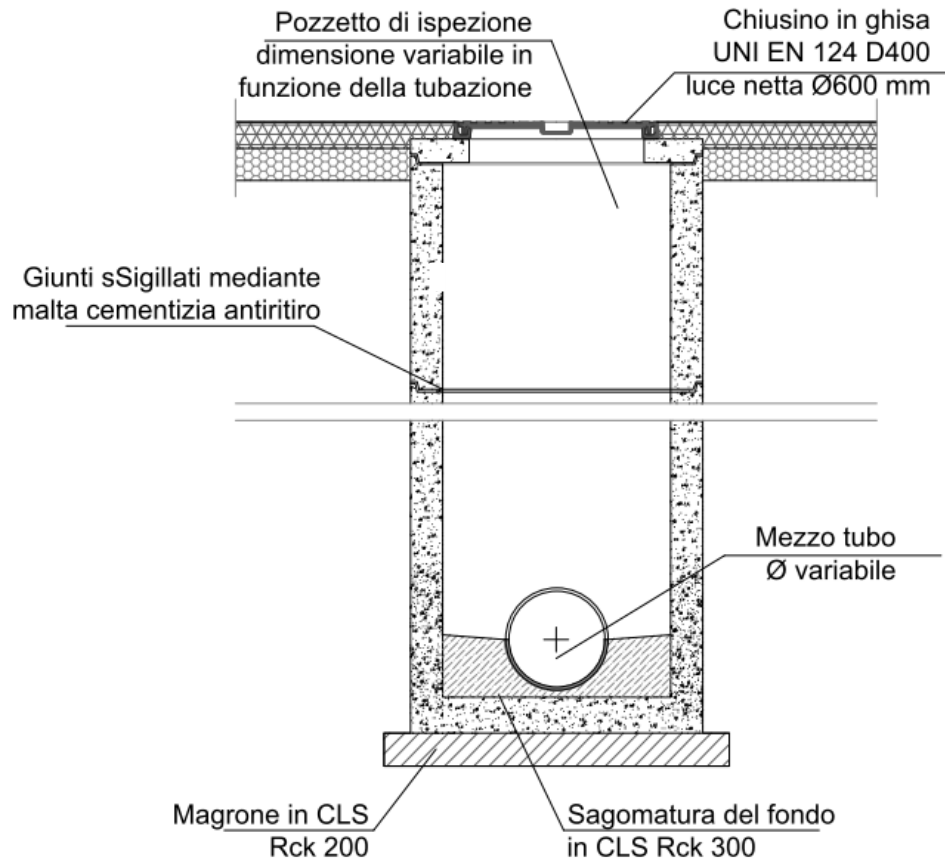


SEZIONE TIPO ALLACCIO CADITOIE STRADALI

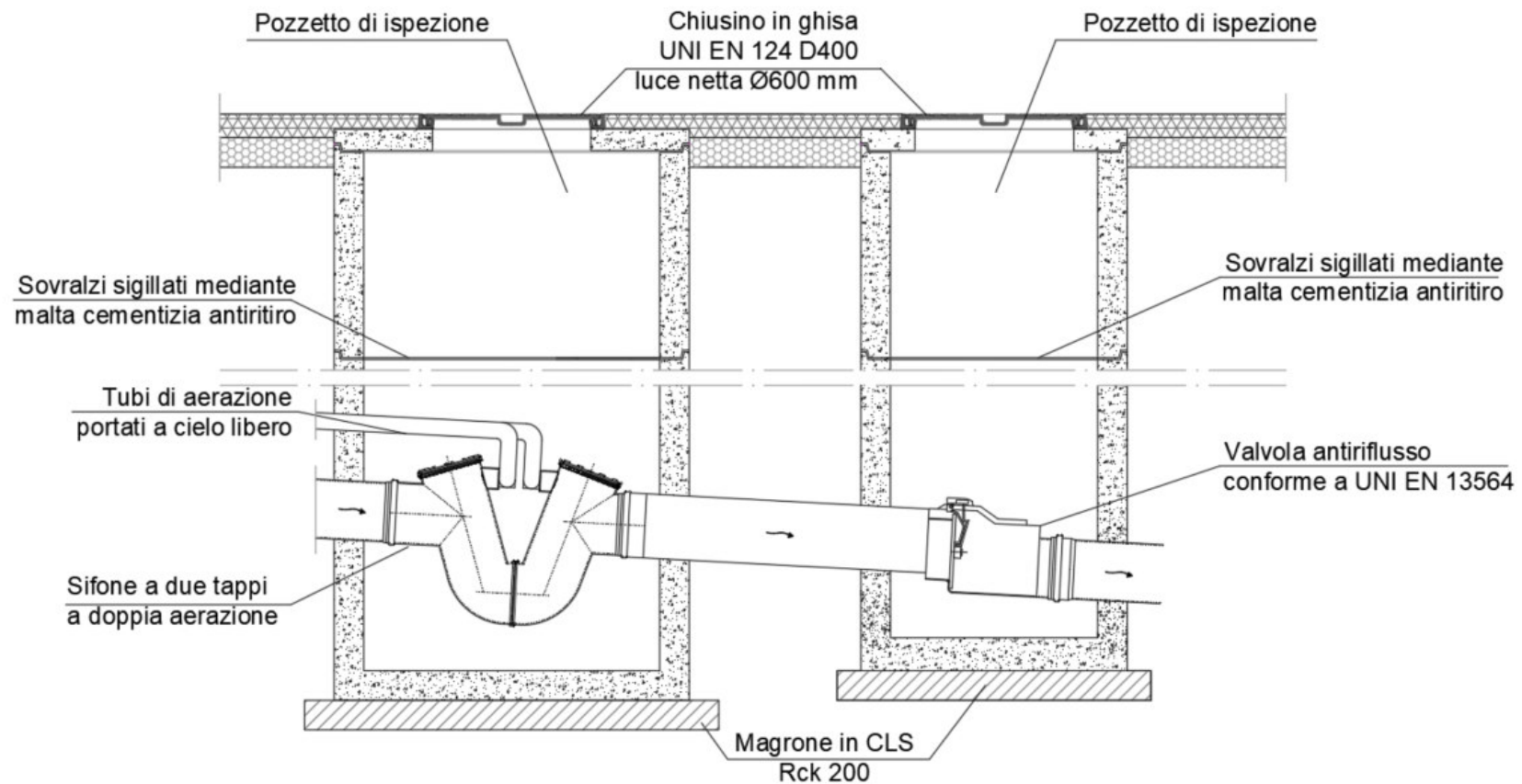
Pozzetto di ispezione acque reflue



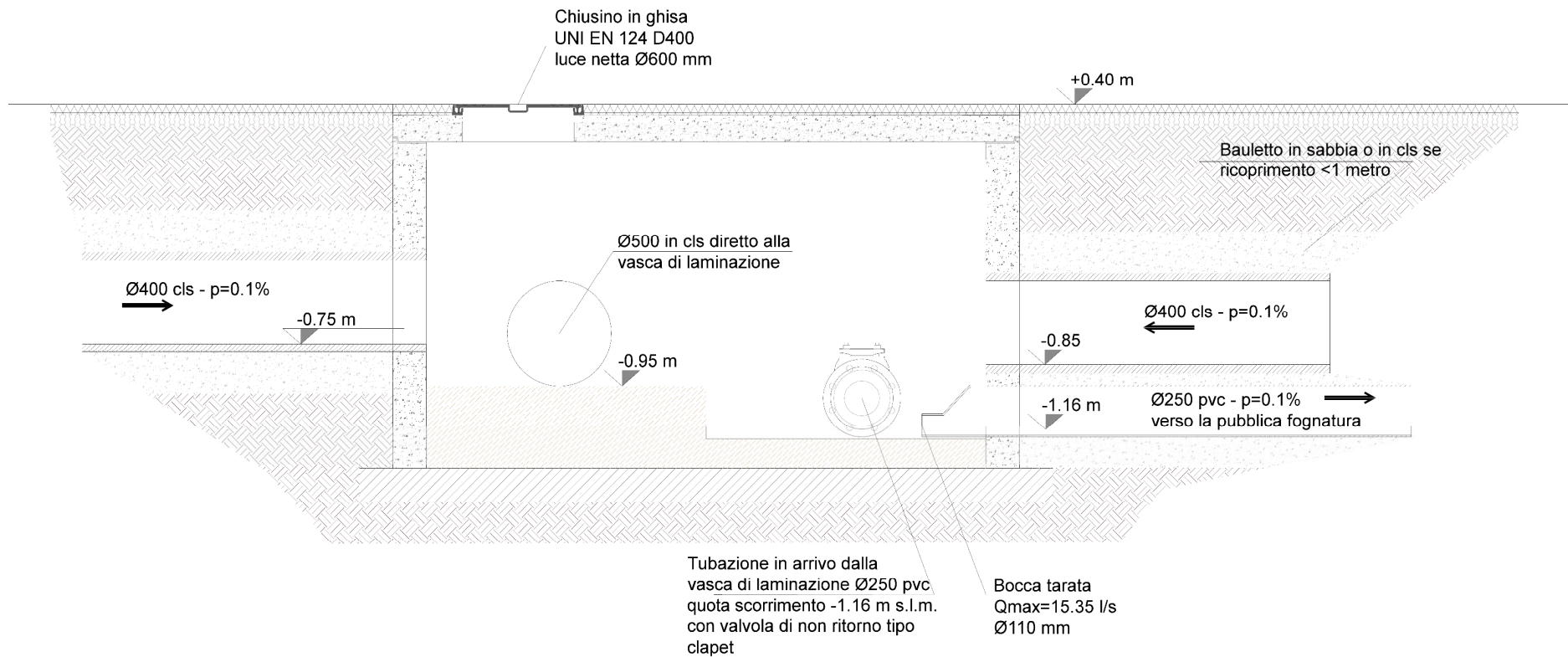
Pozzetto di ispezione acque meteoriche



Pozzetto di ispezione con sifone tipo Firenze a due tappi e valvola di non ritorno



Pozzetto partitore



Particolare immissione in vasca di laminazione

