



STUDIO TECNICO RIMONDI

Architettura - Urbanistica
BOLOGNA - Via Fioravanti 57
tel. 051.355772
mail str@studiorimondi.it
www.studiotecnicorimondi.com

COMUNE

SALA BOLOGNESE

OGGETTO

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN
NUOVO COMPARTO RESIDENZIALE
(Ambito ARS.SB_VIII) NELLA FRAZIONE SALA, A
FREGIO DELLA VIA DON G. BOTTI**

VARIANTE AL POC CON VALENZA DI PUA

PROPRIETA'

FUTURA COSTRUZIONI SRL

COMMITTENTE

FUTURA COSTRUZIONI SRL

PROGETTISTA

RIMONDI ARCH. GIACOMO

RIMONDI ARCH. MARCO

MAGLIONICO ING. MARCO

DIR. LAVORI

RIMONDI GEOM. GIAN PAOLO

OGGETTO

RELAZIONE IDRAULICA

ALLEGATO

IMP.URB.RML

DATA

01/04/2021

PROTOCOLLO

A TERMINI DI LEGGE SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO DISEGNO

COMUNE DI SALA BOLOGNESE (BO)

Progetto per la realizzazione di un nuovo comparto residenziale (Ambito ARS.SB_VIII) a fregio della Via Don G. Botti a Sala Bolognese (BO)

RELAZIONE IDRAULICA

Aprile, 2011



Ing. Marco Maglionico

Via della Beverara 224/7

40131 – Bologna

Tel. 3482629797

e-mail: marco.maglionico@gmail.com

C.F. MGLMRC68R24A944W

P.IVA 02565201205

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
2. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA ESISTENTE	6
3. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO.....	10
4. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI ORIGINE METEORICA.....	12
5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE.....	20
6. CALCOLO DELLE PORTATE DOVUTE ALLE ACQUE REFLUE.....	23
7. CONFORMITA' DELL'INTERVENTO RISPETTO AL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA	25
ALLEGATO 1 – CARTOGRAFIA	37
ALLEGATO 2 – PARTICOLARI COSTRUTTIVI RETE FOGNARIA.....	40

1. INTRODUZIONE

La presente relazione affronta gli aspetti idraulici connessi con l'intervento per la realizzazione di un nuovo comparto residenziale (Ambito ARS.SB_VIII) a fregio della Via Don G. Botti a Sala Bolognese (BO).

L'area, allo stato attuale, è prevalentemente verde ad uso agricolo, ma vicina ad altri edifici già dotati di reti fognarie e pertanto si cercherà di sfruttare tali reti come recapito dell'intervento in progetto.

Il progetto prevede la costruzione di un sistema fognario separato per la raccolta delle acque meteoriche rispetto alle tubazioni per la raccolta delle acque reflue. Le acque reflue avranno come recapito una rete fognaria esistente che corre nella strada esistente e che serve gli altri edifici presenti. Le acque meteoriche avranno invece come recapito una tubazione gestita dal consorzio della Bonifica Renana che rappresenta il tombamento dello Scolo Fossadone in sinistra Reno. Prima dell'immissione di tali acque nel collettore verranno laminate all'interno di un vaso ricavato nell'area verde adiacente gli edifici.



Figura 2 – Immagine di Via Don G. Botti che verrà prolungata.

Per quanto riguarda la raccolta delle acque dell'esistente strada Via Don G. Botti, che verrà prolungata, essa è in parte esistente sul lato est, attraverso delle caditoie distanziate circa 10-

15 metri, mentre è assente sul lato opposto. Il progetto prevede quindi di dotare anche il lato ovest della strada esistente delle necessarie caditoie per la raccolta delle acque meteoriche.



Figura 2 – Immagine aerea e delimitazione dell'area di interesse.

Nel seguito della relazione si evidenzieranno i calcoli che hanno portato al dimensionamento del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche e reflue.

2. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA ESISTENTE

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche e reflue attualmente presente nell'area non è noto in dettaglio in tutti i suoi aspetti. Il rilievo topografico ha evidenziato la presenza di tombini e caditoie, e alcune botole è stato possibile aprirle al fine di individuare diametri e profondità di posa delle tubazioni esistenti.

Nella figura seguente si è riportata la mappa del sistema fognario esistente fornita dal Gestore HERA SpA.

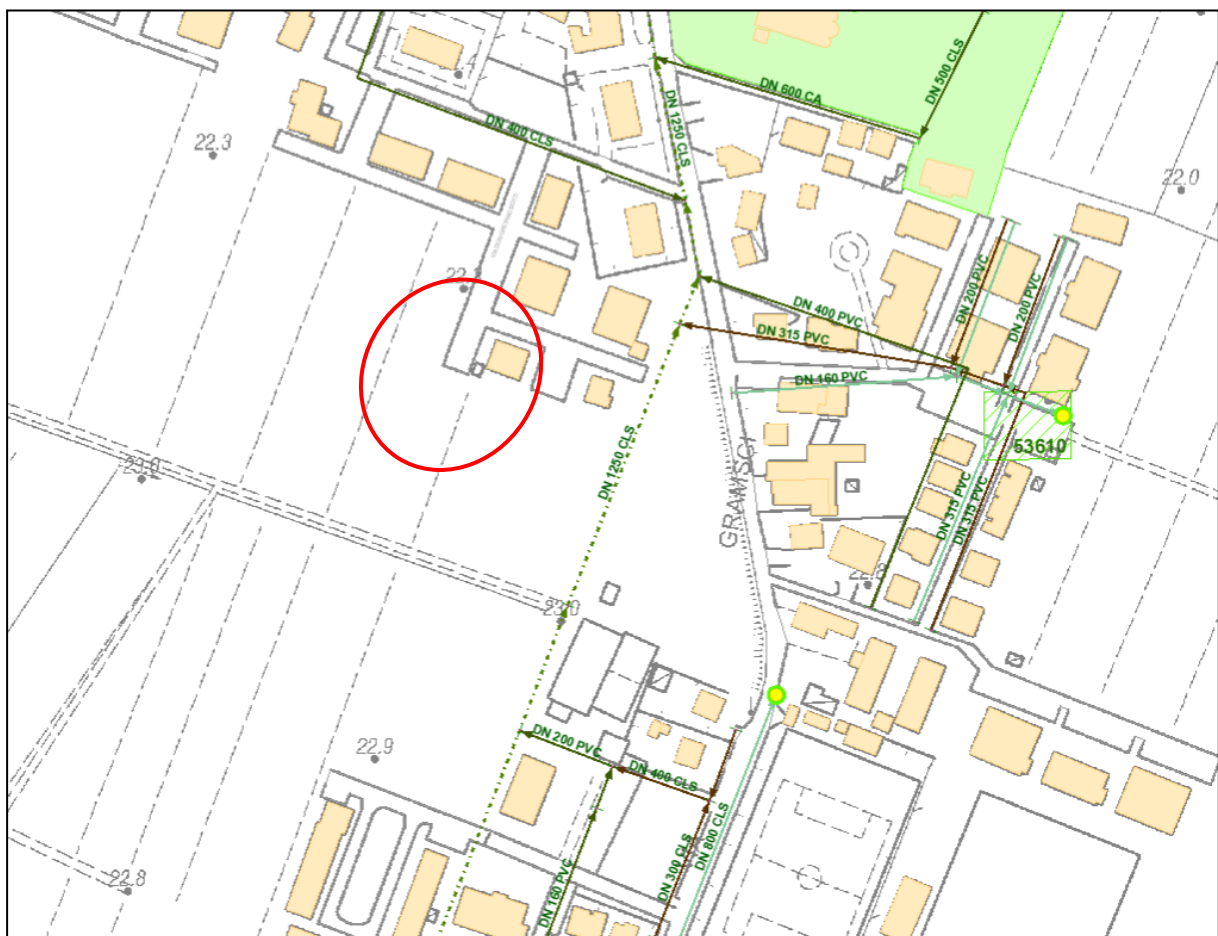


Figura 3 – Mappa della rete fognaria esistente fornita da HERA con evidenziata l'area oggetto di intervento.

La mappa delle fognature fornite da HERA evidenzia un collettore fognario di diametro 400 mm lungo Via Don G. Botti, perpendicolare alla strada oggetto di intervento e a cui probabilmente si collega la rete fognaria rilevata lungo la strada oggetto di prolungamento. Analogamente più a est si trova un collettore di 1200 mm che rappresenta il tombamento del

canale di bonifica lo Scolo Fossadone in sinistra Reno, il cui tracciato completo è rappresentato nella figura seguente.

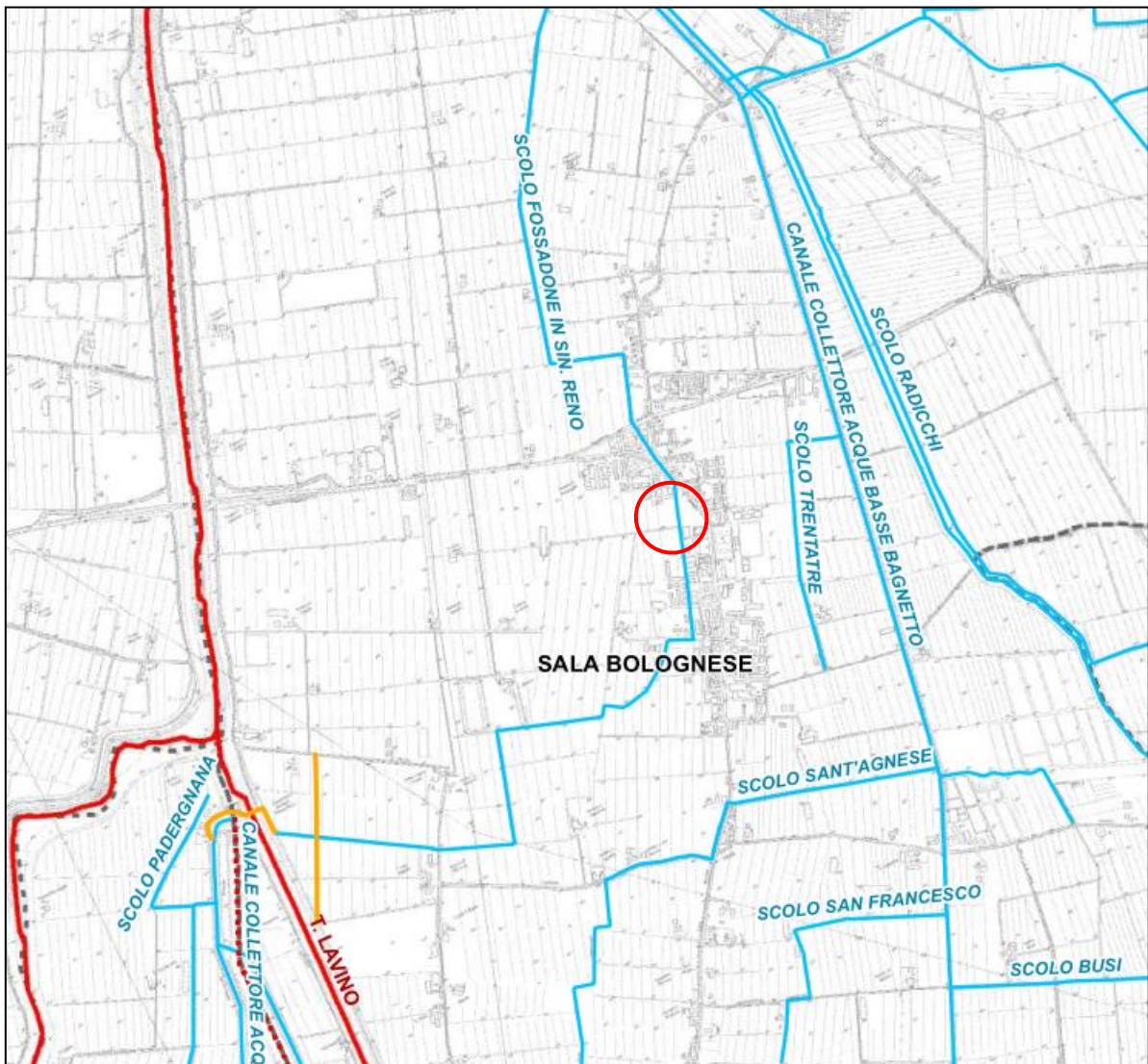


Figura 4 – Mappa della rete di scolo dei canali di bonifica con evidenziata l'area oggetto di intervento.

Nelle immagini che seguono si sono riportate le foto di alcune di queste botole. Le quote di scorrimento dei pozzetti che è stato possibile aprire sono riportate nella planimetria di progetto della rete fognaria. Ovviamente ulteriori approfondimenti potranno essere eseguiti nelle fasi successive della progettazione.

Nelle immagini seguenti si sono riportate alcune foto dei pozzetti che è stato possibile visionare.



Pozzetto lungo via Botti che sarà il recapito della fognatura nera.



Pozzetto lungo la via Botti dove arriva il collegamento con il pozzetto della foto precedente.



Tombamento dello scolo Fossandone



Pozzetto presente sullo scolo Fossandone

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 85 anni di dati, dal 1934 al 2018, 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 forte intensità 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 fino all'ora:

$$h = 49.78 \cdot t^{0.611} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [1]$$

Per durate da 1 ora e fino a 24 ore:

$$h = 44.31 \cdot t^{0.276} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [2]$$

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

Per durate fino all'ora:

$$h = 56.22 \cdot t^{0.640} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [3]$$

Per durate da 1 ora e fino a 24 ore:

$$h = 49.68 \cdot t^{0.272} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [4]$$

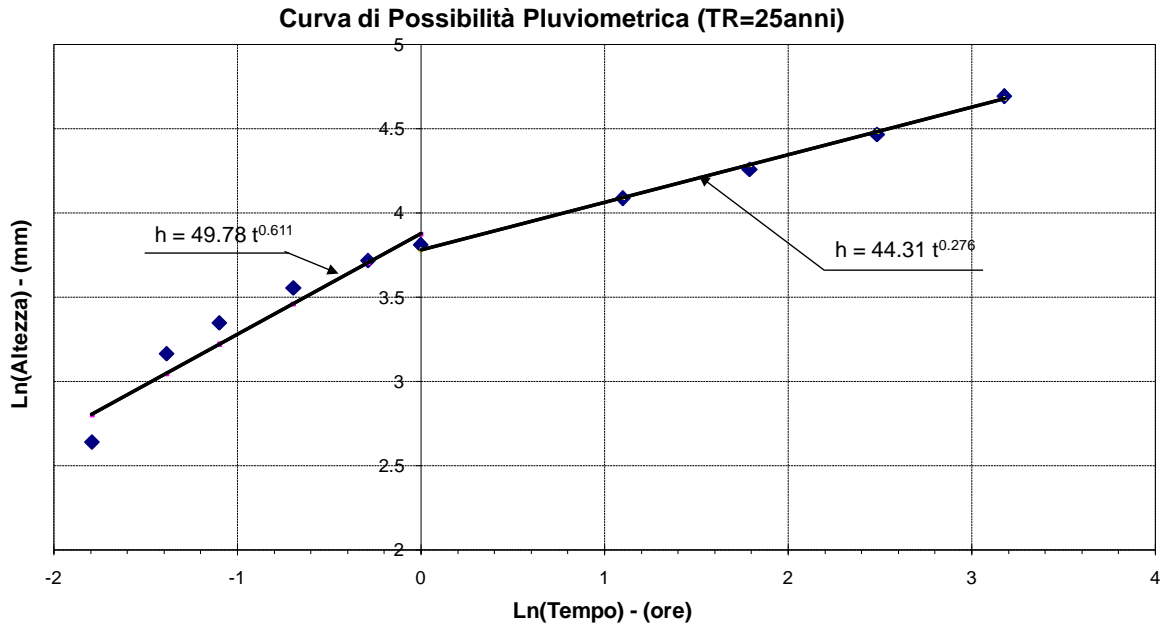


Figura 5 – Rappresentazione grafica delle curve di possibilità pluviometrica per la città di Bologna con Tempo di Ritorno di 25 anni su grafico bi-logaritmico.

4. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI ORIGINE METEORICA

Il sistema drenante prevede un insieme di tubazioni che, raccogliendo le acque di caditoie e pluviali, le inviano al sistema di scolo esistente.

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 è proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura è 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:

- Tetti	$\varphi = 0.90$
- Pavimentazioni impermeabili	$\varphi = 0.85$
- Pavimentazioni con autobloccanti	$\varphi = 0.70$
- Superfici verdi drenate	$\varphi = 0.20$

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 (m^2);
- a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
- t_c tempo di corrivazione del bacino (ore).

La verifica delle sezioni idrauliche, una volta determinata la portata di progetto 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 (m^3/s);
- K_s coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($m^{1/3}/s$);
- Ω sezione idraulica del condotto (m^2);
- 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:

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

$K_{Spvc} = 90 m^{1/3}/s$ per tubazioni in materiale plastico.

Nella Figura seguente è stato rappresentato lo schema del sistema fognario nella sua parte terminale, a monte della vasca di laminazione. Per la rappresentazione di dettaglio si rimanda all'elaborato progettuale.

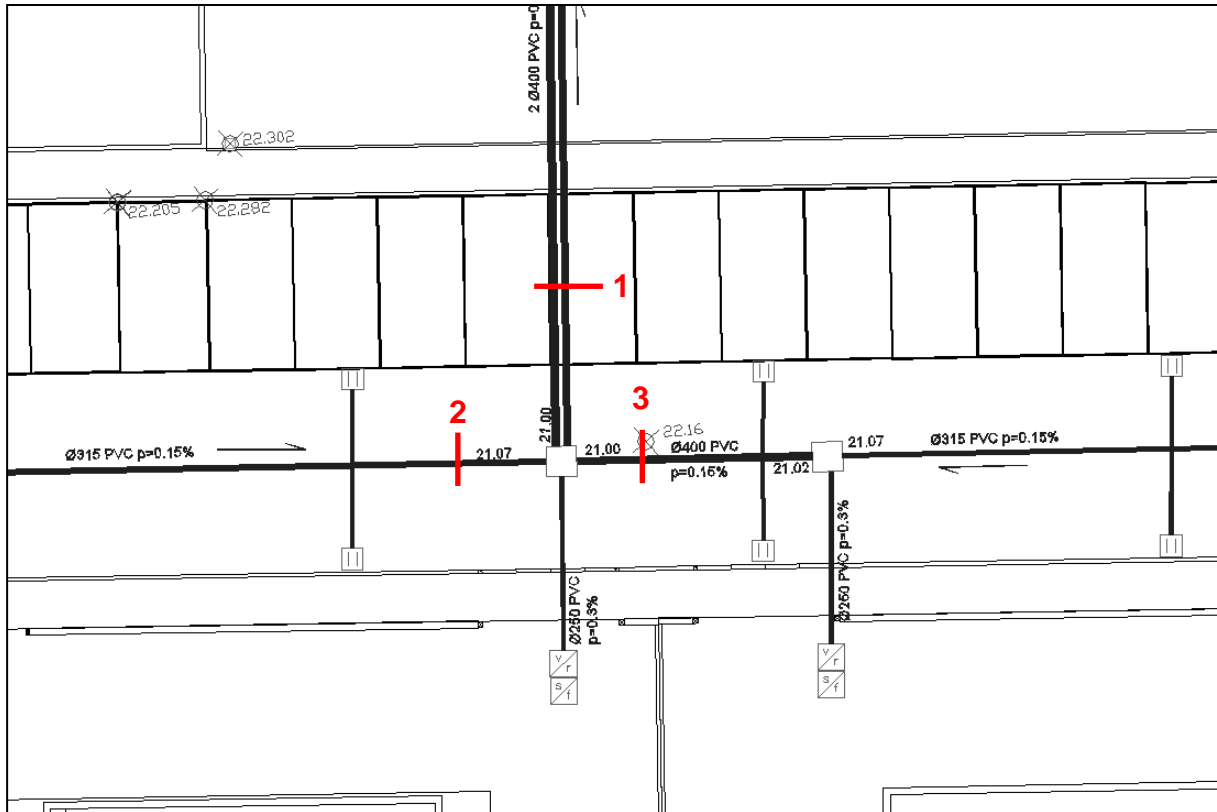


Figura 6– Rappresentazione schematica del sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche e reflue con indicazione delle sezioni principali oggetto di verifica.

Occorre inoltre precisare che la dimensione minima delle tubazioni principali è assunta pari a 315 mm, secondo le Linee Guida di HERA. I collegamenti tra le singole caditoie e la linea fognaria principale viene realizzata con tubazioni di dimensione minima di 160 mm.

Sezione 1

Complessivamente la superficie drenata dal sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche risulta pari a circa 4960 m². Tale superficie è suddivisa in circa 2530 m² di superficie pavimentata impermeabile, circa 1280 m² di superficie verde e circa 1150 m² di tetti.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 7,35 minuti, considerando una lunghezza massima del percorso compiuto dall'acqua di circa 130 metri, con velocità dell'acqua in rete valutata in modo iterativo, con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo, pesato tra le varie superfici, risulta pari a 0,69.

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

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,108 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore esistente finale che drena tale portata è rappresentato da due tubazioni parallele diametro di 400 mm in PVC SN4, con pendenza minima dello 0,15%, in cui attraverso la scala delle portate, di seguito riportata, si può valutare il grado di riempimento massimo della tubazione. Si considera una scabrezza della tubazione pari a $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Altezza acqua (mm)	Portata (l/s)	Velocità (m/s)
0.0	0.00	0.00
19.0	0.46	0.22
38.0	1.99	0.34
57.1	4.63	0.43
76.1	8.35	0.52
95.1	13.06	0.59
114.1	18.66	0.65
133.1	25.06	0.71
152.2	32.12	0.76
171.2	39.70	0.80
190.2	47.65	0.84
209.2	55.82	0.87
228.2	64.03	0.90
247.3	72.09	0.92
266.3	79.79	0.94
285.3	86.91	0.95
304.3	93.16	0.96
323.3	98.21	0.95
342.4	101.58	0.94
361.4	102.41	0.92
380.4	95.30	0.84

Pertanto i condotti fanno transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 54% e sono quindi idonee a smaltire le portate generate sull'area.

Sezione 2

Complessivamente la superficie drenata alla Sezione 2 dal sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche risulta pari a circa 1455 m^2 . Tale superficie è suddivisa in circa 170 m^2

di superficie pavimentata impermeabile, circa 620 m² di superficie verde e circa 665 m² di tetti.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 7,04 minuti, considerando una lunghezza massima del percorso compiuto dall'acqua di circa 110 metri, con velocità dell'acqua in rete valutata in modo iterativo, con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo, pesato tra le varie superfici, risulta pari a 0,60.

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

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,028 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore esistente finale che drena tale portata ha diametro di 315 mm in PVC SN4, con pendenza minima dello 0,15%, in cui attraverso la scala delle portate, di seguito riportata, si può valutare il grado di riempimento massimo della tubazione. Si considera una scabrezza della tubazione pari a 90 m^{1/3}/s.

Altezza acqua (mm)	Portata (l/s)	Velocità (m/s)
0.0	0.0	0.00
15.0	0.2	0.16
30.0	0.9	0.25
44.9	2.1	0.32
59.9	3.8	0.38
74.9	6.0	0.43
89.9	8.6	0.48
104.9	11.5	0.52
119.8	14.7	0.56
134.8	18.2	0.59
149.8	21.8	0.62
164.8	25.6	0.64
179.8	29.3	0.66
194.7	33.0	0.68
209.7	36.6	0.69
224.7	39.8	0.70
239.7	42.7	0.71
254.7	45.0	0.70
269.6	46.5	0.70
284.6	46.9	0.68
299.6	43.7	0.62

Pertanto il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 58% ed è quindi idoneo a smaltire le portate generate sull'area.

Sezione 3

Complessivamente la superficie drenata alla Sezione 3 dal sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche risulta pari a circa 2550 m². Tale superficie è suddivisa in circa 2045 m² di superficie pavimentata impermeabile, circa 350 m² di superficie verde e circa 155 m² di tetti.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 6,20 minuti, considerando una lunghezza massima del percorso compiuto dall'acqua di circa 65 metri, con velocità dell'acqua in rete valutata in modo iterativo, con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo, pesato tra le varie superfici, risulta pari a 0,76.

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

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore esistente finale che drena tale portata ha diametro di 400 mm in PVC SN4, con pendenza minima dello 0,2%, in cui attraverso la scala delle portate, di seguito riportata, si può valutare il grado di riempimento massimo della tubazione. Si considera una scabrezza della tubazione pari a 90 m^{1/3}/s.

Altezza acqua (mm)	Portata (l/s)	Velocità (m/s)
0.0	0.00	0.00
19.0	0.46	0.22
38.0	1.99	0.34
57.1	4.63	0.43
76.1	8.35	0.52
95.1	13.06	0.59
114.1	18.66	0.65
133.1	25.06	0.71
152.2	32.12	0.76
171.2	39.70	0.80
190.2	47.65	0.84
209.2	55.82	0.87
228.2	64.03	0.90
247.3	72.09	0.92
266.3	79.79	0.94
285.3	86.91	0.95
304.3	93.16	0.96
323.3	98.21	0.95
342.4	101.58	0.94
361.4	102.41	0.92
380.4	95.30	0.84

Pertanto il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 61% ed è quindi idoneo a smaltire le portate generate sull'area.

Tubazione di uscita dai lotti privati

Si considera il Lotto privato più critico in termini di area drenata e pertanto si ha complessivamente una superficie drenata pari a circa 955 m². Tale superficie è suddivisa in circa 315 m² di superficie pavimentata impermeabile, circa 310 m² di superficie verde e circa 330 m² di tetti.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 5,86 minuti, considerando una lunghezza massima del percorso compiuto dall'acqua di circa 40 metri, con velocità dell'acqua in rete valutata in modo iterativo, con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo, pesato tra le varie superfici, risulta pari a 0,66.

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

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore esistente finale che drena tale portata ha diametro di 250 mm in PVC SN4, con pendenza minima dello 0,3%, in cui attraverso la scala delle portate, di seguito riportata, si può valutare il grado di riempimento massimo della tubazione. Si considera una scabrezza della tubazione pari a 90 m^{1/3}/s.

Altezza acqua (mm)	Portata (l/s)	Velocità (m/s)
0.0	0.00	0.00
10.8	0.12	0.18
21.6	0.54	0.28
32.4	1.25	0.36
43.2	2.26	0.43
54.0	3.54	0.49
64.8	5.05	0.55
75.6	6.79	0.59
86.4	8.70	0.64
97.2	10.75	0.67
108.0	12.90	0.70
118.8	15.12	0.73
129.6	17.34	0.76
140.4	19.52	0.77

151.2	21.61	0.79
162.0	23.53	0.80
172.8	25.23	0.80
183.6	26.59	0.80
194.4	27.50	0.79
205.2	27.73	0.77
216.0	25.81	0.70

Pertanto il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 69% ed è quindi idoneo a smaltire le portate generate sull'area.

5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

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

Secondo quanto prevede l'Autorità di Bacino, al fine di non incrementare gli apporti di acqua piovana al sistema di smaltimento, è necessaria la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 m^3 per ogni ettaro di superficie territoriale delle suddette zone. Alla superficie territoriale può essere sottratto, ai fini del calcolo del volume, il verde compatto.



Figura 7 – Rappresentazione della superficie complessiva con evidenziata l'area drenata utilizzata per il calcolo del volume di laminazione (in rosso) e il verde compatto escluso dal calcolo (in verde).

Pertanto l'area oggetto di interesse ha una superficie drenata complessiva pari a circa 4960 m^2 , con una superficie di verde compatto pari a circa 0,5 ettari. Alla superficie drenata di 4960 m^2 si somma anche la superficie della vasca di laminazione in quanto la stessa dovrà essere impermeabilizzata. Pertanto la superficie, ai fini del calcolo del volume di laminazione risulta pari a circa 6175 m^2 .

Pertanto il volume minimo di laminazione risulterà pari a circa 309 m^3 . Tale volume viene ottenuto ribassando un'area verde, per una superficie complessiva pari a circa 1215 m^2 . Tale

invaso sarà mediamente alto pari a circa 0.7÷0.8 m; in corrispondenza del volume di progetto l'altezza d'acqua massima sarà di circa 0.6 m. La pendenza delle sponde sarà molto modesta, di circa 5°, per un migliore inserimento del manufatto nell'area verde. La vasca di laminazione avrà poi un dislivello minimo di circa 6 cm per consentire il deflusso dell'acqua al suo interno verso lo scarico.

La portata massima allo scarico, considerando un contributo massimo unitario pari a 8 litri/s/ettaro, sarà pari a circa 4.9 litri/s.

Lo scarico avverrà tramite una bocca tarata la cui dimensione, calcolata secondo le luci a battente, con coefficiente di deflusso pari a 0.65, per una altezza massima di acqua all'interno dell'invaso di circa 0.6 m, corrispondente al massimo volume, sarà equivalente a una tubazione di diametro interno pari a 53 mm al fine di rispettare la portata massima allo scarico.

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

Il metodo di dimensionamento fornisce una valutazione del volume di invasore 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 invasore nell'invasore 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:

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

Nel caso in esame la superficie complessiva è pari a 0,6175 ettari. Il coefficiente di afflusso medio complessivo si assume pari a 0,75.

I risultati del calcolo, con il metodo delle sole piogge, portano a:

$$\theta_w = 5.6 \text{ ore}$$

$$W_m = 268 \text{ m}^3$$

Pertanto il volume previsto con la metodologia dell'Autorità di Bacino risulta superiore e quindi è il valore che verrà adottato.

L'invaso di laminazione avrà quindi un volume minimo di circa **309 m³** e lo svuotamento della vasca di laminazione sarà fatto per gravità attraverso una tubazione di dimensione ridotta di diametro equivalente interno pari a circa **53 mm**.

A valle del restringimento si adotta una tubazione di diametro 160 mm per evitare l'occlusione del tubo e si avrà l'inserimento di una valvola di non ritorno tipo clapet, come rappresentato nei particolari costruttivi.

Il pozzetto al cui interno viene collocato il restringimento dovrà essere periodicamente controllato per evitare occlusioni, così come la vasca di laminazione, inerbita, dovrà essere periodicamente controllata e ripulita oltre che tagliare l'erba e la vegetazione che vi crescerà all'interno. In particolare la Relazione Geologica ha evidenziato che la falda si trova ad una quota di circa -2 m dal piano di campagna (prove eseguite a Dicembre 2019) e pertanto non riuscendo a garantire una distanza di sicurezza adeguata tra il fondo vasca e la falda è necessario provvedere all'impermeabilizzazione della stessa. L'impermeabilizzazione sarà realizzata con un telo in HDPE ricoperto di terreno vegetale inerbito, come da sezione riportata nei particolari costruttivi.

6. CALCOLO DELLE PORTATE DOVUTE ALLE ACQUE REFLUE

Il sistema di raccolta delle acque reflue avviene con tubazioni distinte, rispetto alle acque meteoriche.

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 le Linee Guida di HERA indicano che il calcolo degli Abitanti Equivalenti (A.E.), in assenza di misure più precise, sia fatto considerando 1 A.E. ogni camera da letto di superficie inferiore a 14 m^2 e di 2 abitanti equivalenti per le superfici superiori a 14 m^2 fino a 20 m^2 e 1 A.E. ogni 6 m^2 di superficie eccedenti i 20 m^2 .

Sulla base delle planimetria dell'intervento è possibile individuare complessivamente **29 Abitanti Equivalenti** suddivisi tra i vari edifici sulla base delle planimetrie architettoniche.

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 risulta pari a:

$$Q_n = 0,85 \cdot \frac{250 \cdot 29}{86400} = 0,07 \text{ litri/s}$$

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 10.9. Moltiplicando quindi il coefficiente di punta per la portata media nera, la portata massima reflua risulterà pari a:

$$Q_{n \max} = 10,9 \cdot 0,07 = 0,8 \text{ litri/s}$$

I collettori per la raccolta delle acque reflue hanno diametro minimo di 200 mm in PVC SN16 (diametro interno 184.6 mm), con pendenza minima dello 0.2%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pertanto i condotti sono in grado di far transitare la portata di progetto con grado di riempimento inferiori al 14%.

7. CONFORMITA' DELL'INTERVENTO RISPETTO AL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.) è lo strumento di pianificazione previsto, nella legislazione comunitaria, dalla Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e gestione del rischio di alluvioni, recepita nell'ordinamento italiano con il D.Lgs. n. 49/2010.

I Piani di gestione del rischio di alluvioni (art. 7 Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010), adottati il 17 dicembre 2015, sono stati approvati il 3 marzo 2016 dai Comitati Istituzionali delle Autorità di Bacino Nazionali.

Il territorio della Regione Emilia-Romagna è interessato da tre nuovi Piani: il PGRA del distretto padano, del distretto dell'Appennino Settentrionale e del distretto dell'Appennino Centrale.

Il piano si compone di una parte cartografica, consistente nel quadro conoscitivo di settore costituito dall'insieme delle mappe di pericolosità e di rischio di alluvioni a scala di bacino, da una relazione generale (comprensiva di allegati) con le misure relative alle fasi del ciclo di gestione del rischio di prevenzione e protezione, una parte specifica relativa alle misure di preparazione e ritorno alla normalità ed analisi (Parte B, art. 7, comma b del D.Lgs n. 49/2010) ed il rapporto ambientale.

I Piani di Gestione del Rischio di Alluvioni sono predisposti sulla base delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni, che costituiscono, quindi, il quadro conoscitivo in riferimento al quale il PGRA individua i propri obiettivi di gestione del rischio e le misure per raggiungerli. Sono uno strumento di informazione e la base di conoscenze per definire le priorità di azione per la riduzione del rischio di alluvione.

Le mappe della pericolosità individuano le aree potenzialmente interessate da inondazioni in relazione a tre scenari:

- Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (P1, probabilità bassa);
- Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno di riferimento fra 100 e 200 anni (P2, media probabilità);
- Alluvioni frequenti: tempo di ritorno di riferimento fra 20 e 50 anni (P3, elevata probabilità).

Le mappe del rischio rappresentano le potenziali conseguenze negative delle alluvioni, espresse in relazione agli elementi potenzialmente coinvolti: popolazione, tipo di attività economiche, patrimonio culturale e naturale, impianti che potrebbero provocare inquinamento

accidentale in caso di evento, ecc.. suddividendo il territorio in 4 classi di rischio, ottenute dalle mappe di pericolosità valutando i danni potenziali:

- R4 molto elevato
- R3 elevato
- R2 medio
- R1 moderato o nullo

In riferimento alla definizione di alluvione della Direttiva Alluvioni e del D.Lgs. 49/2010 (“allagamento temporaneo, anche con trasporto ovvero mobilitazione di sedimenti anche ad alta densità, di aree che abitualmente non sono coperte d’acqua. Ciò include le inondazioni causate da laghi, fiumi, torrenti, eventualmente reti di drenaggio artificiale, ogni altro corpo idrico superficiale anche a regime temporaneo, naturale o artificiale, le inondazioni marine delle zone costiere ed esclude allagamenti non direttamente imputabili ad eventi meteorologici”), la Regione Emilia-Romagna ha predisposto le mappe di pericolosità e rischio in riferimento a tre tipologie di fenomeni:

- fenomeno delle inondazioni generate dai corsi d’acqua naturali (denominato nel PGRA “ambito Corsi d’acqua Naturali”)
- fenomeno delle inondazioni generate dal reticolo secondario di pianura (denominato nel PGRA “ambito Reticolo di Bonifica”)
- fenomeno delle inondazioni generate dal mare (denominato nel PGRA “ambito Costa”).

Le mappe del rischio individuate dai PGRA, sono state integrate negli strumenti di pianificazione di bacino vigenti (PAI), attraverso i quali sono stati configurati gli assetti idraulico-territoriali, che assicurano condizioni di equilibrio e compatibilità tra le dinamiche idrogeologiche e le attività di sviluppo sul territorio.

Le autorità di bacino competenti sulle UoM (Unit of Management) hanno infatti individuato nei loro rispettivi strumenti le situazioni a maggiore rischio, adottando criteri simili e paragonabili a quelli indicati nei PGRA, con riferimento alle aree di esondazione del reticolo principale e secondario di ciascun bacino.

La variante ai Piani Stralcio del bacino idrografico del Fiume Reno finalizzata al coordinamento tra i piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni, è stata approvata con deliberazione n. 2111 del 05/12/2016.

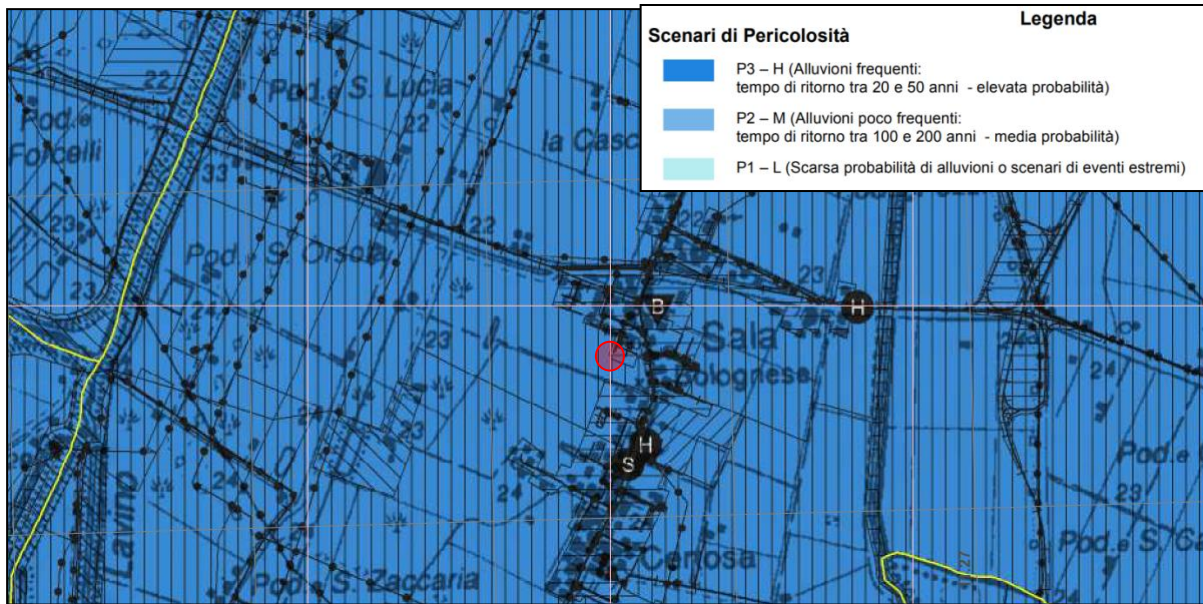


Figura 8 – Stralcio della cartografia “202SE – SAN GIOVANNI IN PERSICETO” relativa alla mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti per l’ambito territoriale relativo al reticolo idrografico naturale principale e secondario con evidenziato la posizione dell’edificio di interesse.

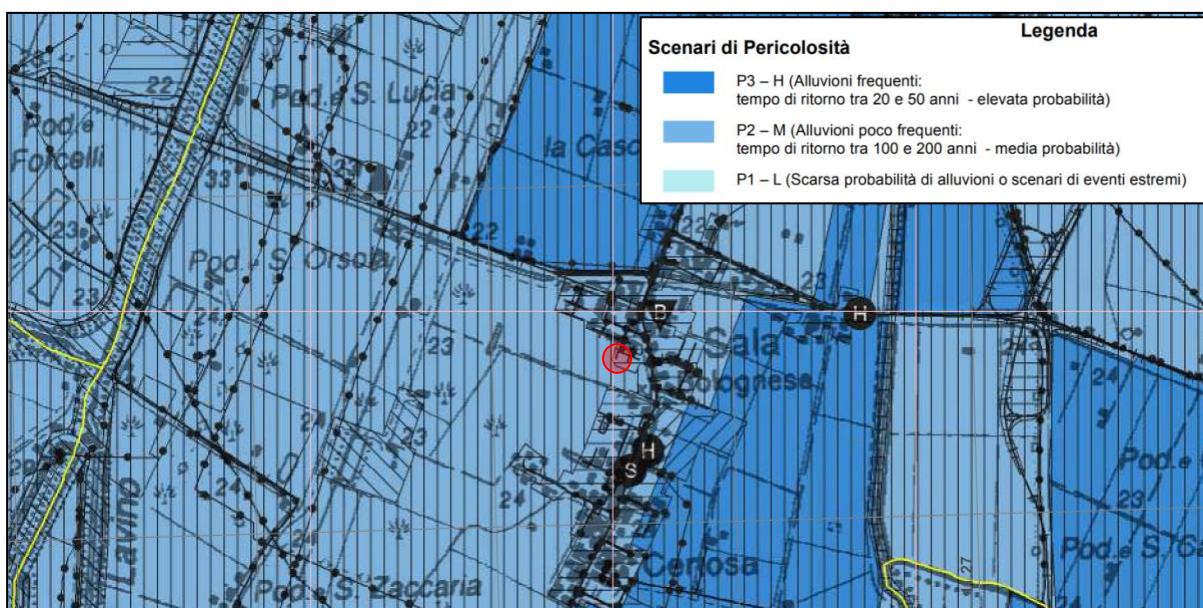


Figura 9 – Stralcio della cartografia “202SE – SAN GIOVANNI IN PERSICETO” relativa alla mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti per l’ambito territoriale relativo al reticolo secondario di pianura artificiale con evidenziato la posizione dell’edificio di interesse.

Si evidenzia pertanto che l'area di interesse nell'ambito degli elaborati relativi alle mappe di pericolosità risulta come area potenzialmente interessata da alluvioni ad elevata probabilità (P3) per il reticolo idrografico naturale principale e di media probabilità (P2) per il reticolo secondario artificiale.

Oltre alle mappe di pericolosità si riporta la cartografia relativa alle mappe del rischio di alluvioni. Tali mappe, indicano le potenziali conseguenze negative derivanti dalle alluvioni e prevedono le 4 classi di rischio già descritte in precedenza. In particolare si evidenzia:

- R4 (rischio molto elevato): per il quale sono possibili perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.
- R3 (rischio elevato): per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni relativi al patrimonio ambientale.
- R2 (rischio medio): per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche.
- R1 (rischio moderato o nullo): per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli.

In particolare la definizione del concetto di rischio si basa sulla seguente formula:

$$R = P \times E \times V = P \times Dp$$

dove:

- **P** (pericolosità): probabilità di accadimento, all'interno di una certa area e in un certo intervallo di tempo, di un fenomeno naturale di assegnata intensità;
- **E** (elementi esposti): persone e/o beni (abitazioni, strutture, infrastrutture, ecc.) e/o attività (economiche, sociali, ecc.) esposte ad un evento naturale;
- **V** (vulnerabilità): grado di capacità (o incapacità) di un sistema/elemento a resistere all'evento naturale;
- **Dp** (danno potenziale): grado di perdita prevedibile a seguito di un fenomeno naturale di data intensità, funzione sia del valore che della vulnerabilità dell'elemento esposto;

- **R** (rischio): numero atteso di vittime, persone ferite, danni a proprietà, beni culturali e ambientali, distruzione o interruzione di attività economiche, in conseguenza di un fenomeno naturale di assegnata intensità.

In particolare la Regione ha svolto l'analisi del rischio sovrapponendo, mediante procedure automatizzate su piattaforma GIS, alle mappe della pericolosità di alluvioni la cartografia degli elementi esposti distinti in 4 classi di danno potenziale (da D4 a D1), utilizzando l'algoritmo definito dagli "Indirizzi operativi" del Ministero dell'Ambiente, in particolare mediante la elaborazione di una matrice generale che associa le classi di pericolosità P1, P2, P3 alle classi di danno D1, D2, D3 e D4, declinata in funzione della specificità e dell'intensità dei processi attesi.

Pertanto, definiti i 3 livelli di pericolosità (P3, P2, P1) e i 4 di danno potenziale (D4, D3, D2, D1) sono stati stabiliti i quattro livelli di Rischio conseguenti R4, R3, R2 ed R1 e quindi redatte le mappe del rischio.

CLASSI DI RISCHIO	CLASSI DI PERICOLOSITA'		
	P3	P2	P1
D4	R4	R3	R2
D3	R3	R3	R1
D2	R2	R2	R1
D1	R1	R1	R1

Figura 10 – Matrice del rischio per i corsi d'acqua principali e secondari e del reticolo secondario collinare-montano.

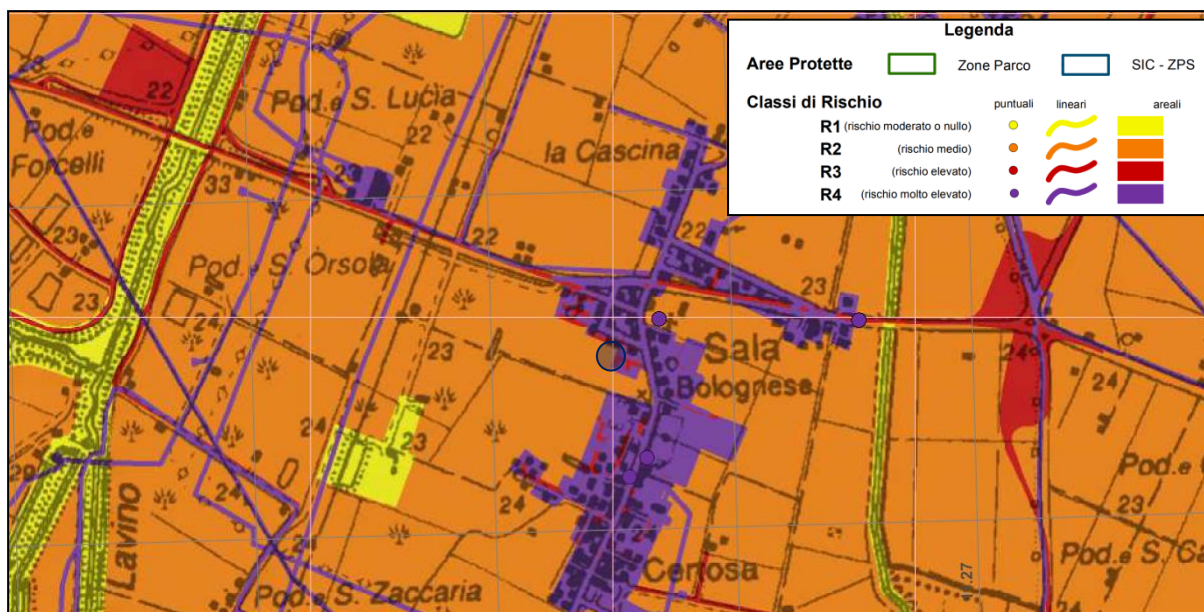


Figura 11 – Stralcio della cartografia “202SE – SAN GIOVANNI IN PERSICETO” relativa alla mappa del rischio potenziale per l’ambito territoriale relativo al reticolo naturale principale e secondario con evidenziato la posizione dell’edificio di interesse.

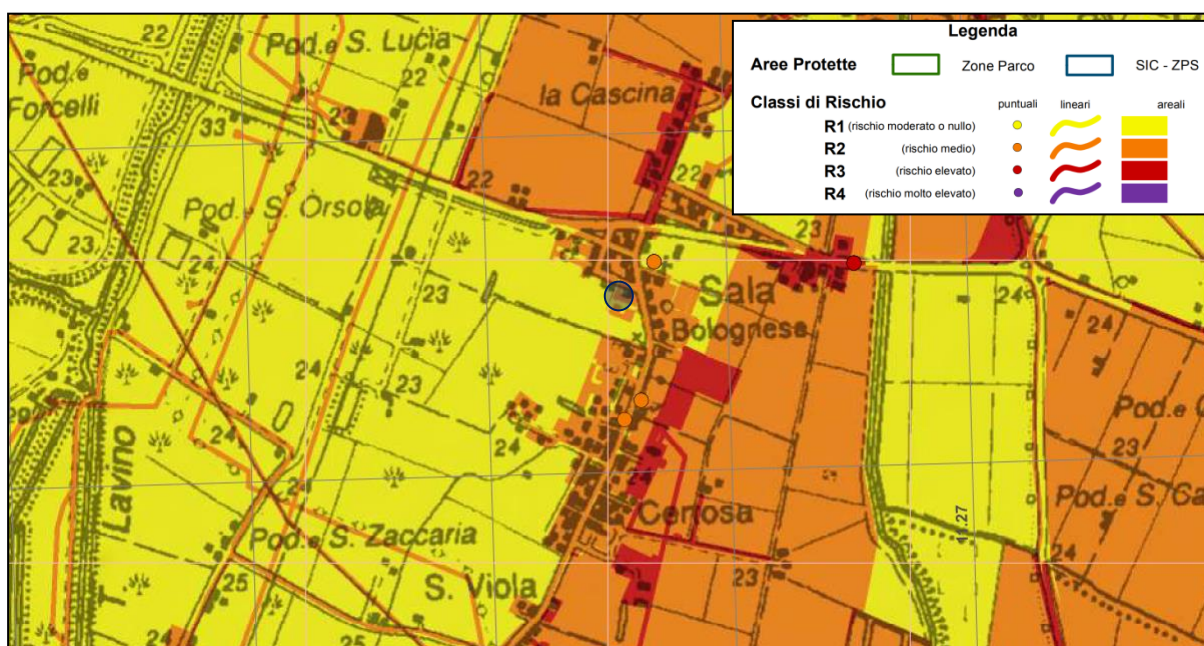


Figura 12 – Stralcio della cartografia “202SE – SAN GIOVANNI IN PERSICETO” relativa alla mappa del rischio potenziale per l’ambito territoriale relativo al reticolo secondario di pianura con evidenziato la posizione dell’edificio di interesse.

Sulla base delle cartografie relative alle mappe del rischio si evidenzia che l’area di interesse ricade nella classe R2 (rischio medio) per quanto riguarda l’ambito del reticolo naturale

principale e secondario collinare montano e nella classe R1 (rischio moderato o nullo) nei riguardi del reticolo secondario di pianura.

Si riportano inoltre l'estratto della mappa relative al Piano stralcio per il bacino del torrente Samoggia redatta dall'Autorità di Bacino del Reno.

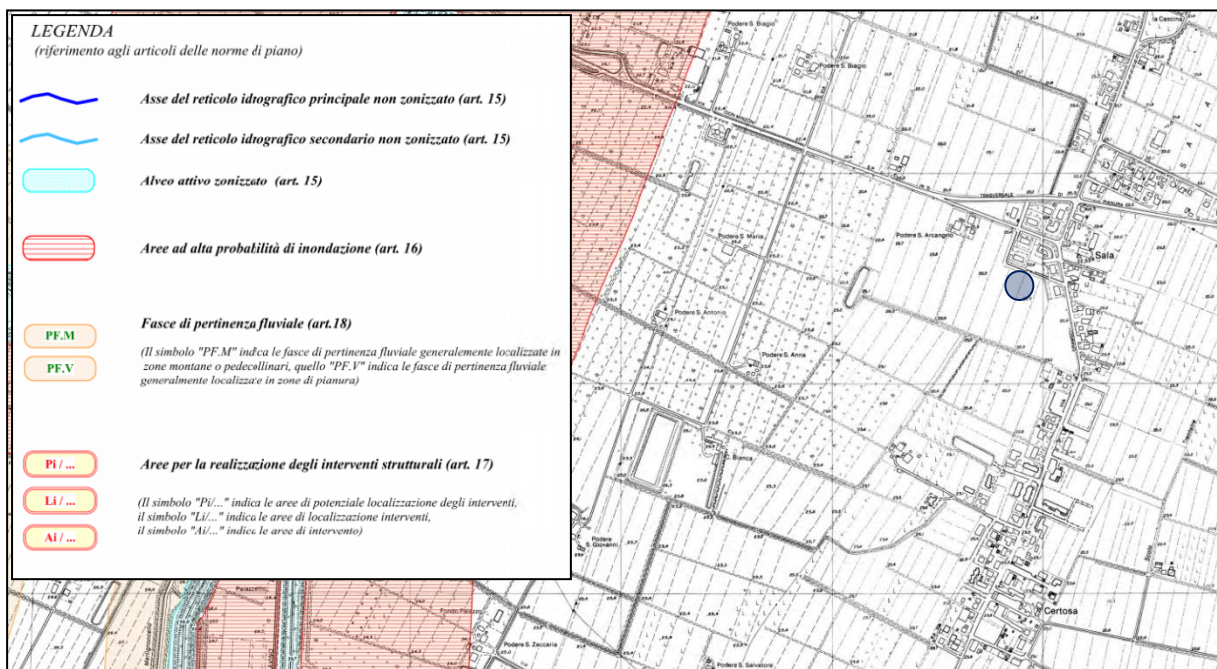


Figura 13 – Stralcio della cartografia “Tavola 2.10/m1” relativa al rischio idraulico nell’ambito del Piano stralcio per il bacino del torrente Samoggia (adottato dal Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino del Reno con Delibera n. 2/2 del 26/05/2016) con evidenziato la posizione dell’edificio di interesse.

Dalla consultazione delle mappe del Piano di Stralcio per il bacino del Torrente Samoggia si evidenzia che l’area in esame non si trova all’interno di aree di localizzazione di interventi, né nell’ambito delle fasce di pertinenza fluviale.

A sintesi della cartografia sopra riportata visto che l’area si trova in area P3, ossia in aree ad elevata probabilità che possono risultare inondabili con Tempi di Ritorno tra 20 e 50 anni a causa del reticolo principale naturale, occorre mettere in atto provvedimenti al fine di non incrementare il rischio idraulico dell’area stessa.

Oltre alle valutazioni riportate nell'ambito del PGRA vengono valutati i possibili tiranti idrici conseguenti ad una rottura arginale durante un evento di piena con Tempo di Ritorno pari a 200 anni. Lo studio idraulico viene realizzato utilizzando in parte gli Studi Idrologici condotti dall'Autorità di Bacino del Reno mentre per il rilievo di dettaglio del territorio si è adottato il rilievo LIDAR fornito dal Ministero dell'Ambiente.

La modellazione del corso d'acqua e dell'erosione sul territorio è stata eseguita tramite il software HEC-RAS 5.07 sviluppato dall'US-Army Corps of Engineering.

Nell'ambito degli studi condotti dall'Autorità di Bacino del Reno per redigere il Piano Stralcio del Torrente Samoggia sono riportate le portate per diversi tempi di ritorno per il sia per lo stesso Torrente Samoggia che per il Torrente Lavino.

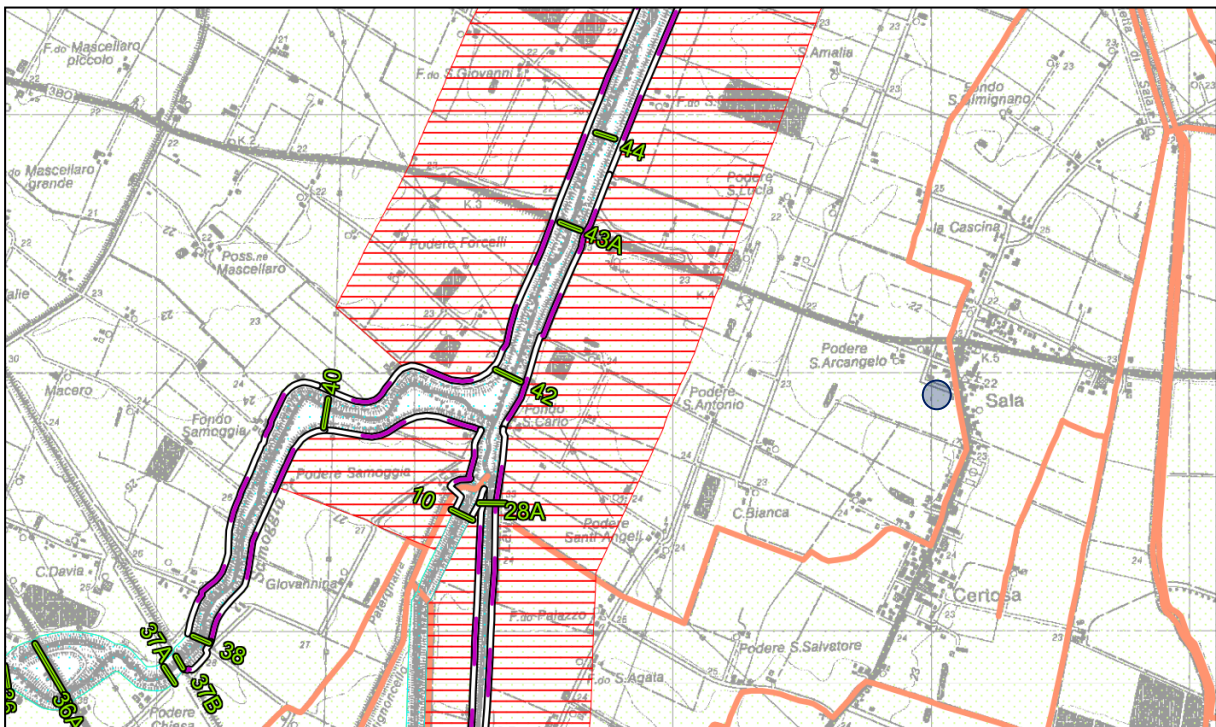


Figura 14 – Stralcio dell'elaborato: “Allegato alla relazione: Tavola B.2 – Aree passibili di inondazione, aree di potenziale allagamento e sezioni trasversali di riferimento” con evidenziata la posizione dell'edificio di interesse.

Dalla figura 13 si evidenzia che le sezioni di interesse sono a valle della confluenza tra il Samoggia ed il Lavino, dove l'alveo si presenta arginato.

Lo studio dell'Autorità di Bacino non riporta gli idrogrammi di piena, ma le portate massime e evidenzia che sono conseguenti a piogge di durata pari a 9 ore, corrispondenti circa al tempo di corrivazione del bacino in esame.

CODICE	Distanza Progressiva [m]	SEZIONI		PORTATE E LIVELLI				MORFOLOGIA DELLA SEZIONE		
		Localizzazione	Descrizione	Lmax25 [m s.l.m.]	Qmax25 [m ³ /s]	Lmax100 [m s.l.m.]	Qmax100 [m ³ /s]	Quota sommità argine sx [m s.l.m.]	Quota del fondo [m s.l.m.]	Quota sommità argine dx [m s.l.m.]
26	13543	Borgata Città		39,9	314	40,7	399	40,9	31,3	40,6
26Am	13703	Borgata Città	briglia - monte	39,6	314	40,4	398	40,8	32,3	40,4
26Av	13713	Borgata Città	valle	39,6	313	40,4	398	40,8	32,3	40,4
28	14567		confluenza T. Martignone	38,6	311	39,5	397	39,8	29,8	39,4
29A	15497	Budrie	Ponte delle Budrie - monte	37,6	310	38,5	395	39,0	28,6	38,7
29Av	15507	Budrie	valle	37,6	310	38,5	395	39,0	28,6	38,7
30	15607	Budrie		37,5	310	38,4	395	38,0	28,4	38,1
32	16520			36,1	309	37,0	394	36,6	26,5	36,9
34	17525	Fondo Samoggia		34,6	307	35,5	392	35,8	25,8	35,4
36	18589	S. Giacomo del Martignone		33,3	254	34,4	391	35,1	23,4	35,3
36A	18839	S. Giacomo del Martignone	Ponte S. Giacomo SP568 - monte	33,1	254	34,2	389	35,2	23,1	35,3
36Av	18849	S. Giacomo del Martignone	valle	33,1	253	34,2	389	35,2	23,1	35,3
37A	19360	S. Giacomo del Martignone	Ponte Ferrovia AV Bo-Vr - monte	32,7	252	33,9	388	35,5	24,2	35,4
37Av	19370	S. Giacomo del Martignone	valle	32,7	252	33,9	387	35,5	24,2	35,4
37B	19420	S. Giacomo del Martignone	Ponte Ferrovia Bo-Vr - monte	32,7	252	33,8	387	34,4	24,1	34,3
37Bv	19430	S. Giacomo del Martignone	valle	32,7	251	33,8	387	34,4	24,1	34,3
38	19550			32,6	248	33,7	387	34,5	20,9	34,1
40	20605		monte confluenza T. Lavino	32,4	234	33,6	385	33,2	21,7	32,8
42	21526		valle confluenza T. Lavino	32,3	378	33,5	369	32,7	20,7	32,7
43A	22237	Podere Forcelli	ponte SP 3 "Trasversale di Pianura" - monte	32,2	376	33,3	489	32,5	20,5	32,5
43Av	22247	Podere Forcelli	valle	32,1	375	33,3	487	32,5	20,5	32,5
44	22586	Fondo S. Giovanni		32,1	372	33,2	486	32,4	20,5	32,4
46	23607	Fondo S. Pietro		31,8	367	33,0	484	32,2	20,1	32,2

Tabella 1 – Tratta dal Piano Stralcio del Torrente Samoggia e relativa alla “Tabella 7-2: Livelli e Portate ottenuti dall’inviluppo dei massimi per eventi di Tempo di Ritorno 25 e 100 anni, in ogni sezione trasversale utilizzata nel modello idraulico, relativamente al tratto di pianura del Torrente Samoggia (al termine del codice sezione m=monte, v=valle, b=briglia)”

Al fine di ottenere un idrogramma di piena con portata massima pari a 200 anni, si sono fatte alcune ipotesi semplificative. Per quanto riguarda portata massima con TR 200 anni, non disponibile nelle tabelle del Piano Stralcio, dove è solo presente la portata con TR=25 e 100 anni, la si può stimare per estrapolazione tra i due valori disponibili. In particolare la portata massima con TR pari a 25 anni a valle della confluenza tra Lavino e Samoggia è pari a circa 378 m³/s, mentre quella con TR pari a 100 anni è pari a 489 m³/s. L’incremento di portata all’aumentare del tempo di ritorno è normalmente un tipo di crescita meno che lineare. Se fosse di tipo lineare la portata massima con TR=200 anni porterebbe ad un valore di 637 m³/s, se fosse di tipo logaritmico si otterrebbe 544 m³/s. Pertanto, in via prudenziale si fissa una portata massima con TR=200 anni di 600 m³/s.

Per quanto riguarda la durata dell’idrogramma di piena si ipotizza una durata pari al tempo che impiega l’acqua a percorrere l’asta fluviale del Samoggia. Considerando una lunghezza di circa 42 km e una velocità di circa 1,5 m/s, si stima tale tempo in circa 8 ore.

L’idrogramma di piena che si assume per tale analisi avrà la forma di tipo triangolare come quello rappresentato nella Figura seguente.

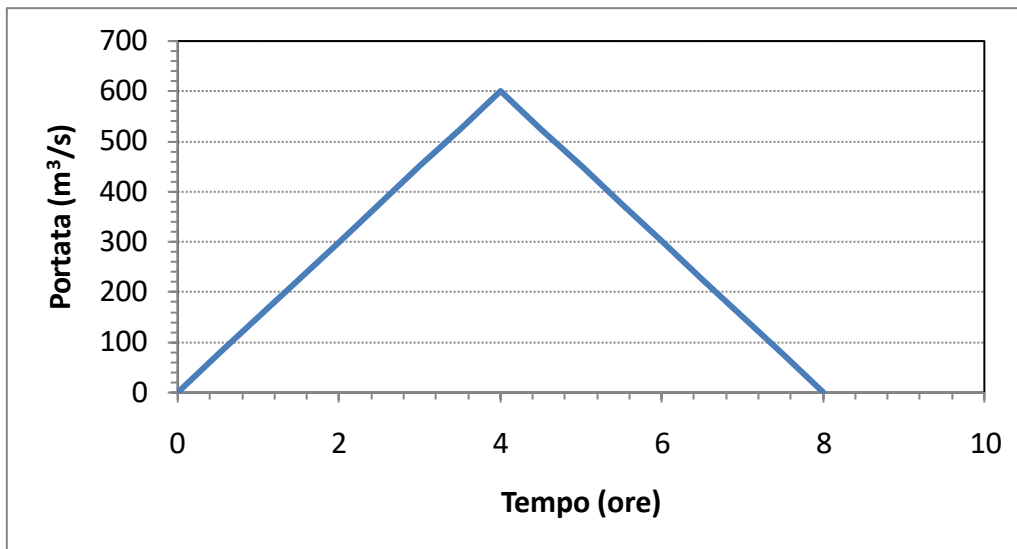


Figura 15 – Rappresentazione dell'idrogramma di piena semplificato assunto per la valutazione dei tiranti idrici.

Grazie al rilievo LIDAR sono state ricostruite le sezioni del Samoggia e la struttura del territorio circostante. Nella figura seguente è stata riportata l'immagine dell'interfaccia in HEC-RAS con la base LIDAR e le sezioni ricostruite e posizionate lungo l'alveo.

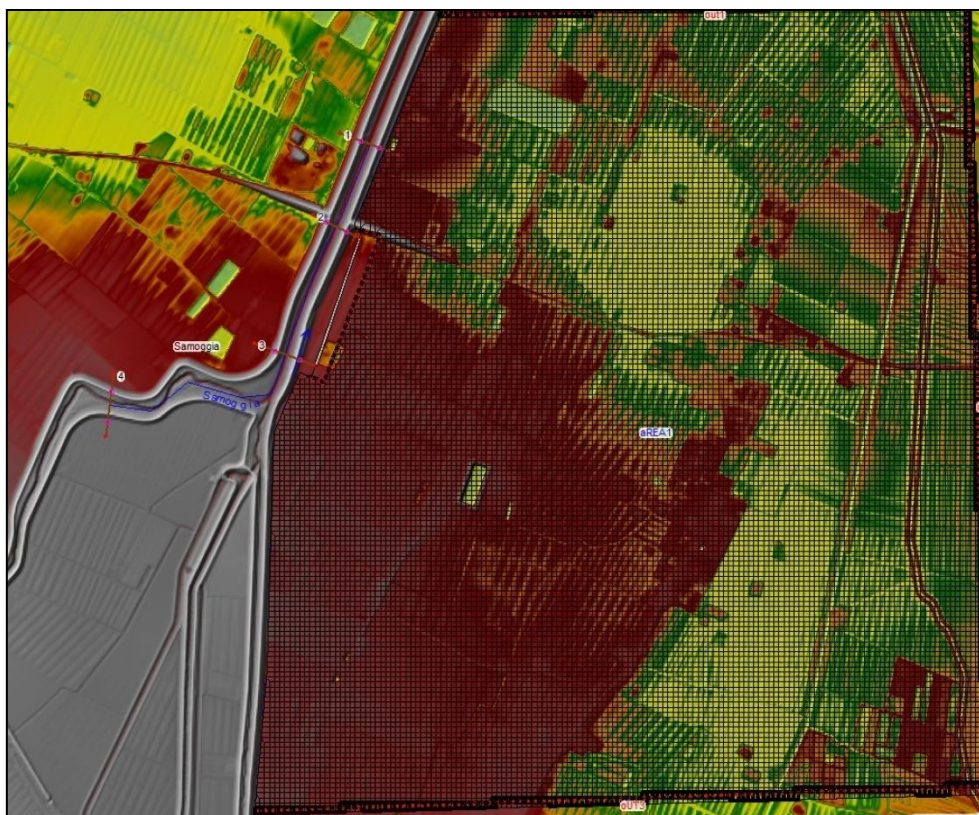


Figura 16 – Rappresentazione della mappa LIDAR con gli elementi idraulici simulati in HEC-RAS.

Per verificare l'area interessata da una potenziale esondazione è stata ipotizzata una rottura arginale in destra idraulica, a valle della confluenza del Lavino, di lunghezza pari a 50 metri e altezza di circa 7 metri, corrispondenti alla quasi totalità dell'elemento arginale.

Il volume esondato è pari a circa 6.3 Mm^3 , corrispondente a più del 70% del volume dell'intera onda di piena simulata pari a 8.6 Mm^3 .

I risultati dell'esondazione sono rappresentati nella figure seguenti.

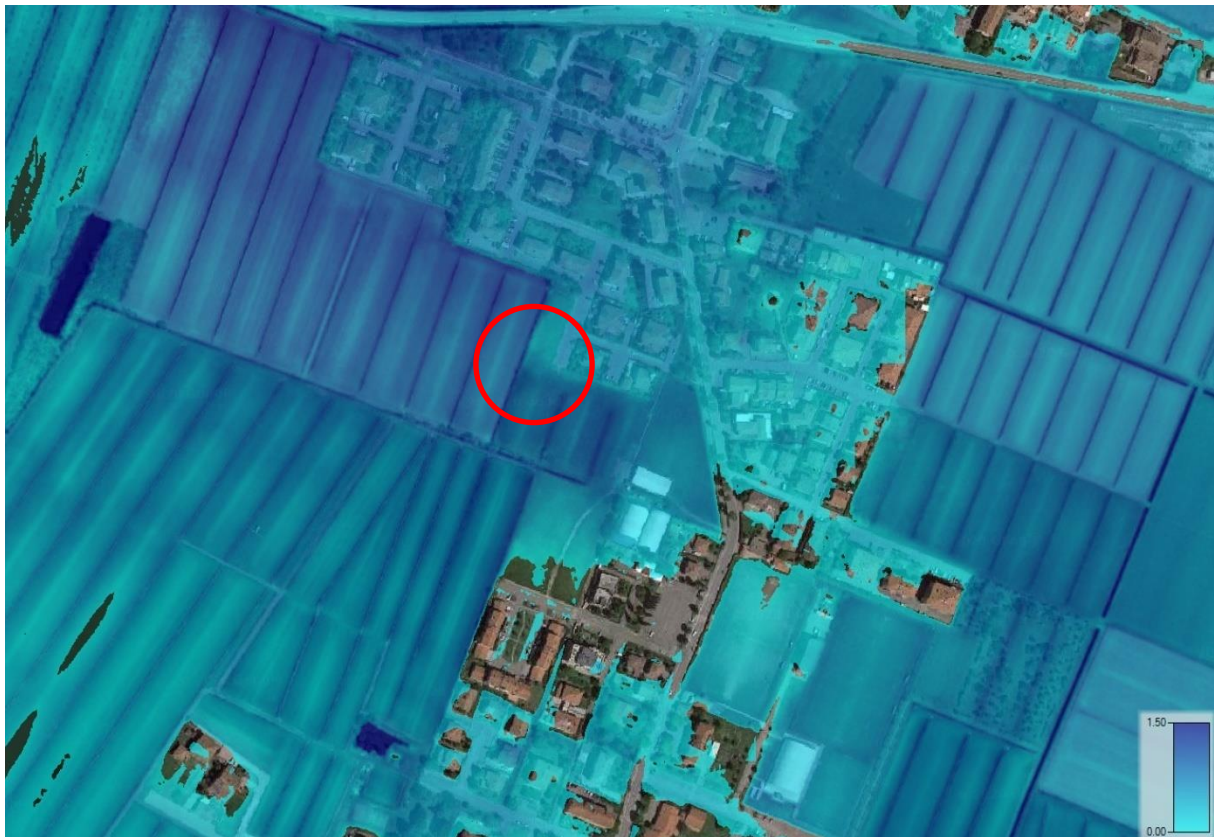


Figura 17 – Rappresentazione dell'esondazione per l'intera area studiata con i tiranti idraulici massimi raggiunti.

Orinetativamente i tiranti idrici variano tra i circa 40 cm fino a circa 90 cm come si può evidenziare nella Figura seguente.

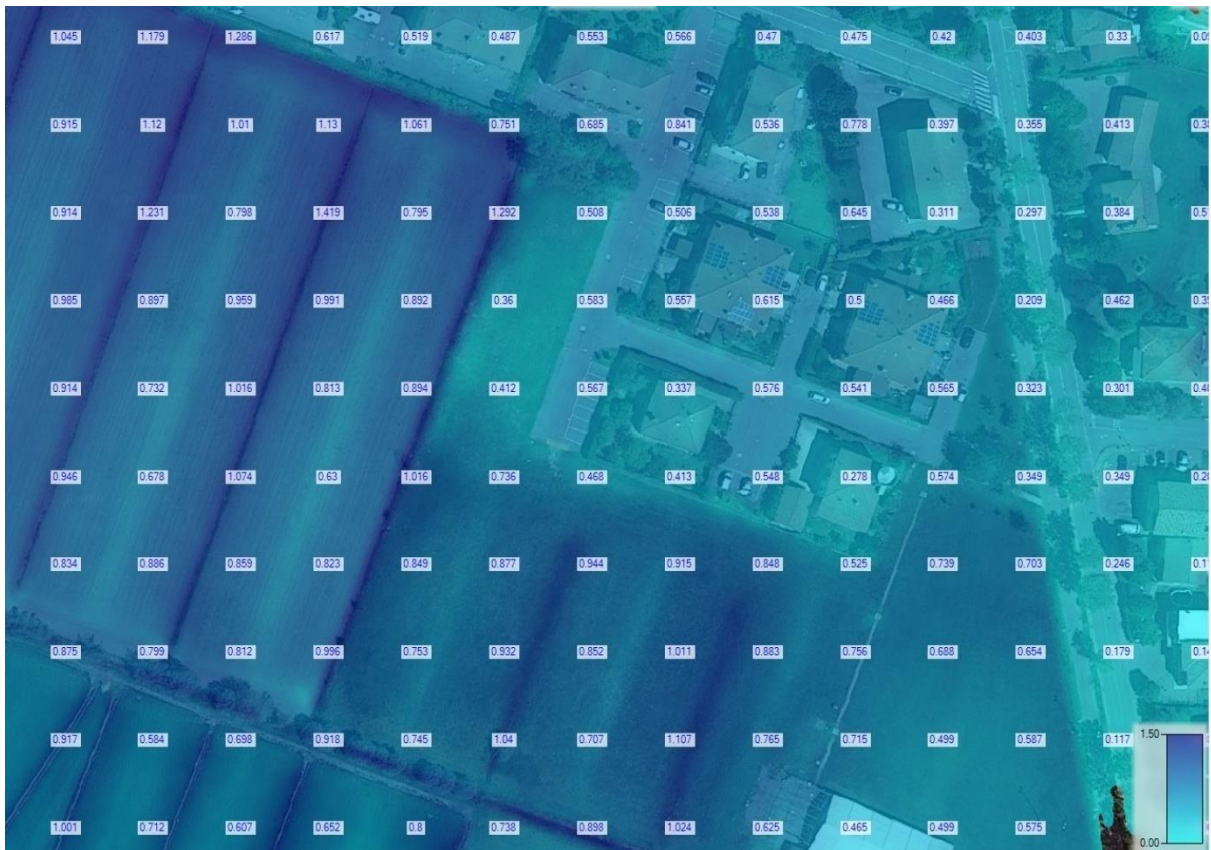
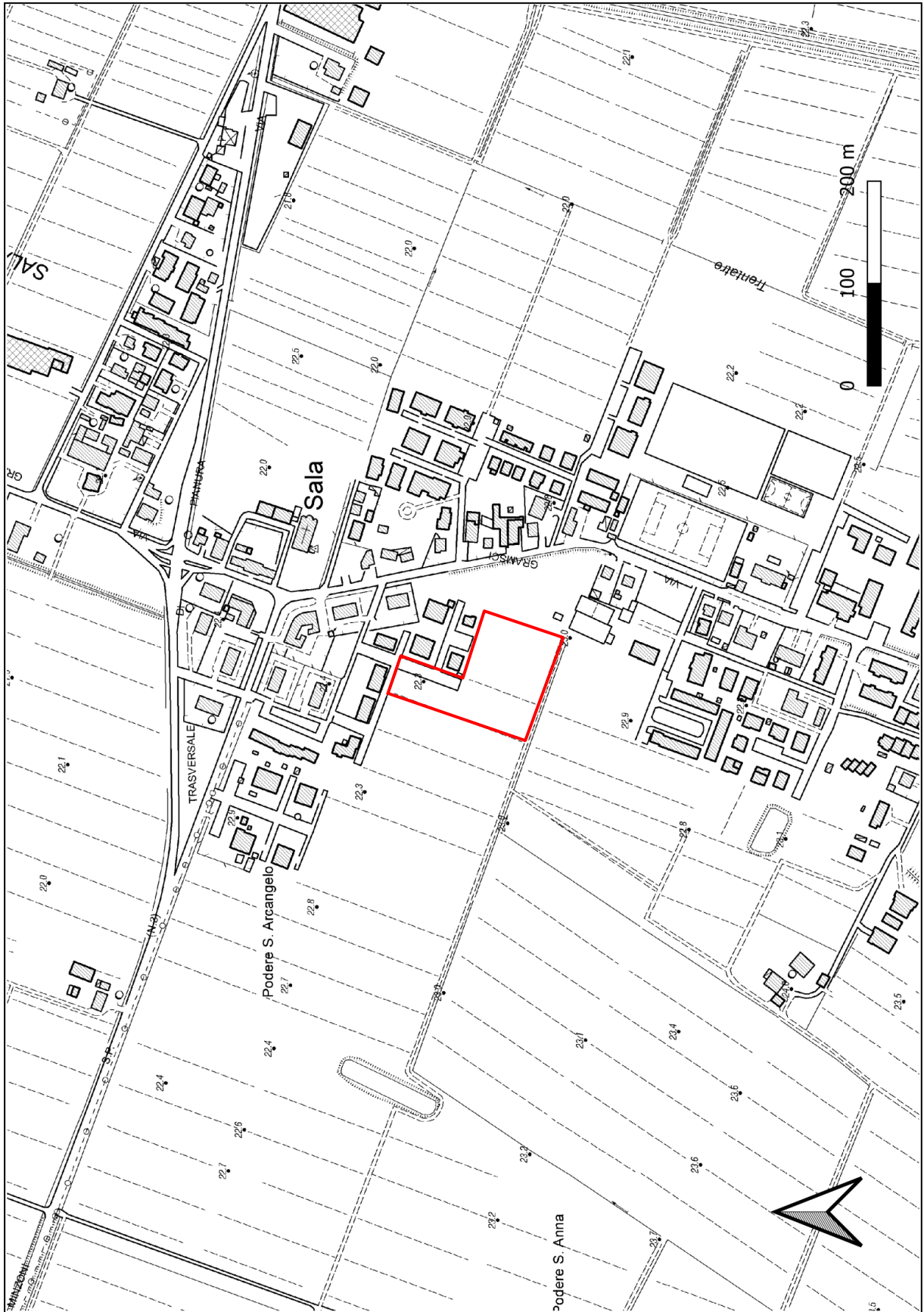


Figura 18 – Rappresentazione del dettaglio dell’esonazione in corrispondenza del sito di interesse con l’indicazione dei valori di altezza d’acqua raggiunta.

In termini assoluti il tirante idrico che si raggiunge è pari a circa 21.77 m s.l.m.. Occorre però precisare che tra le quote fornite dal LIDAR e le quote fornite dal rilievo topografico si ha una differenza di quota media pari a circa 0,96 m in meno per il LIDAR. Pertanto la quota minima assoluta da rispettare, rispetto al rilievo topografico fornito dalla Committenza è pari a circa 22.73 m s.l.m..

Pertanto gli edifici dovranno essere collocati ad una quota superiore a tale valore, che corrisponde ad un tirante idrico di circa 60 cm, rispetto alla strada in progetto, per evitare che la piena duecentennale possa creare danni agli edifici in progetto.

ALLEGATO 1 – CARTOGRAFIA

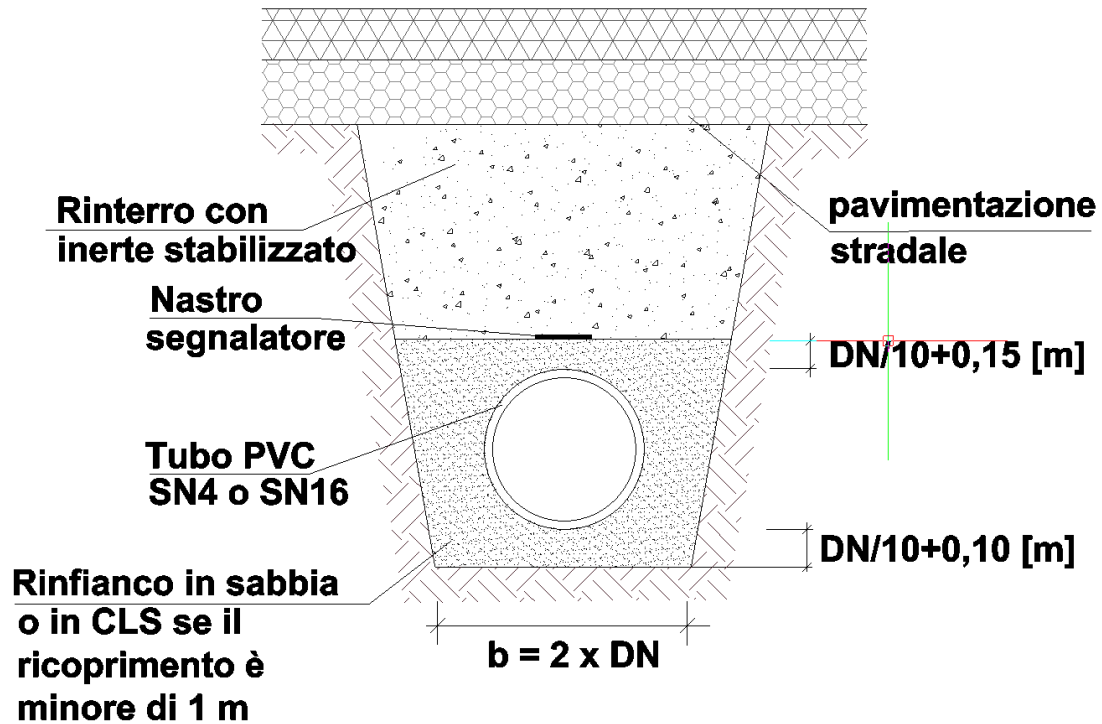


CARTOGRAFIA CTR

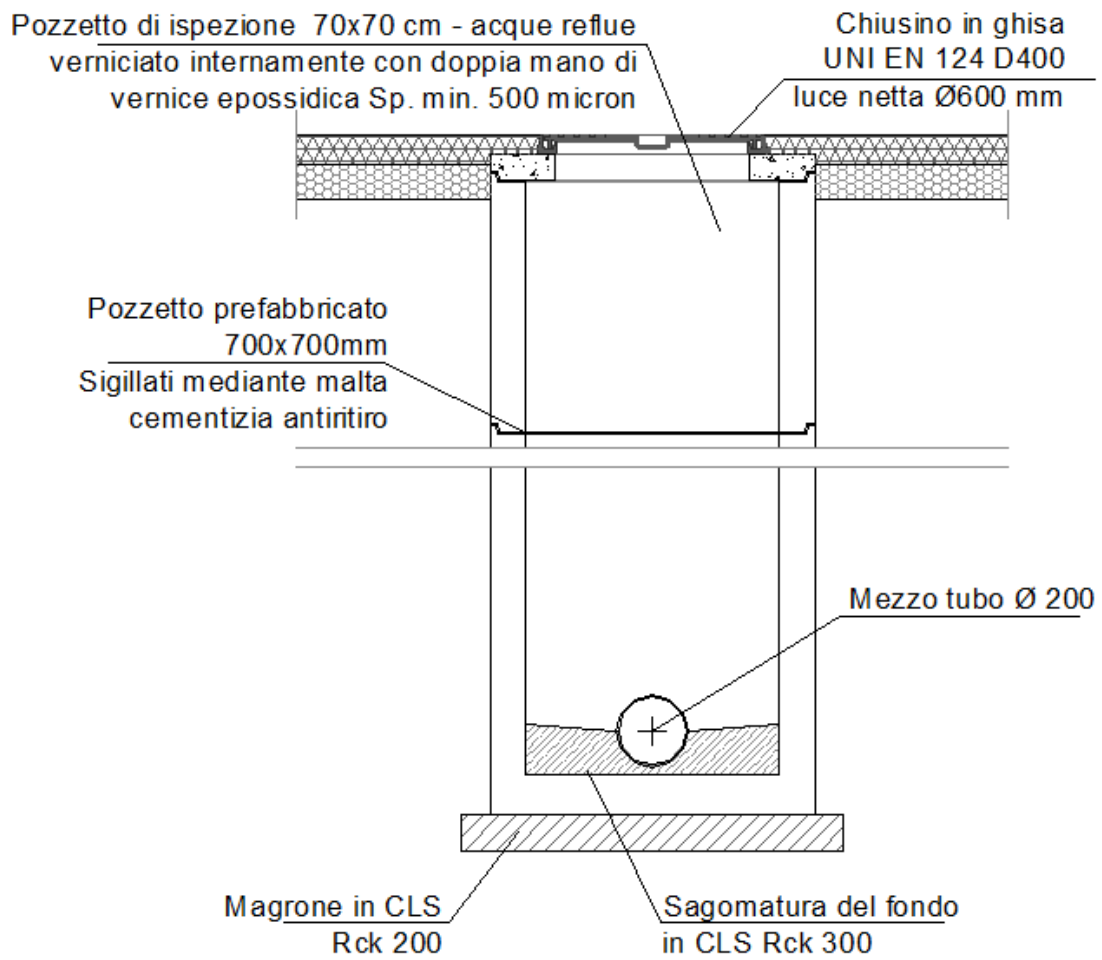


FOTO AEREA AGEA 2011 SOVRAPPOSTA ALLA CARTOGRAFIA CTR

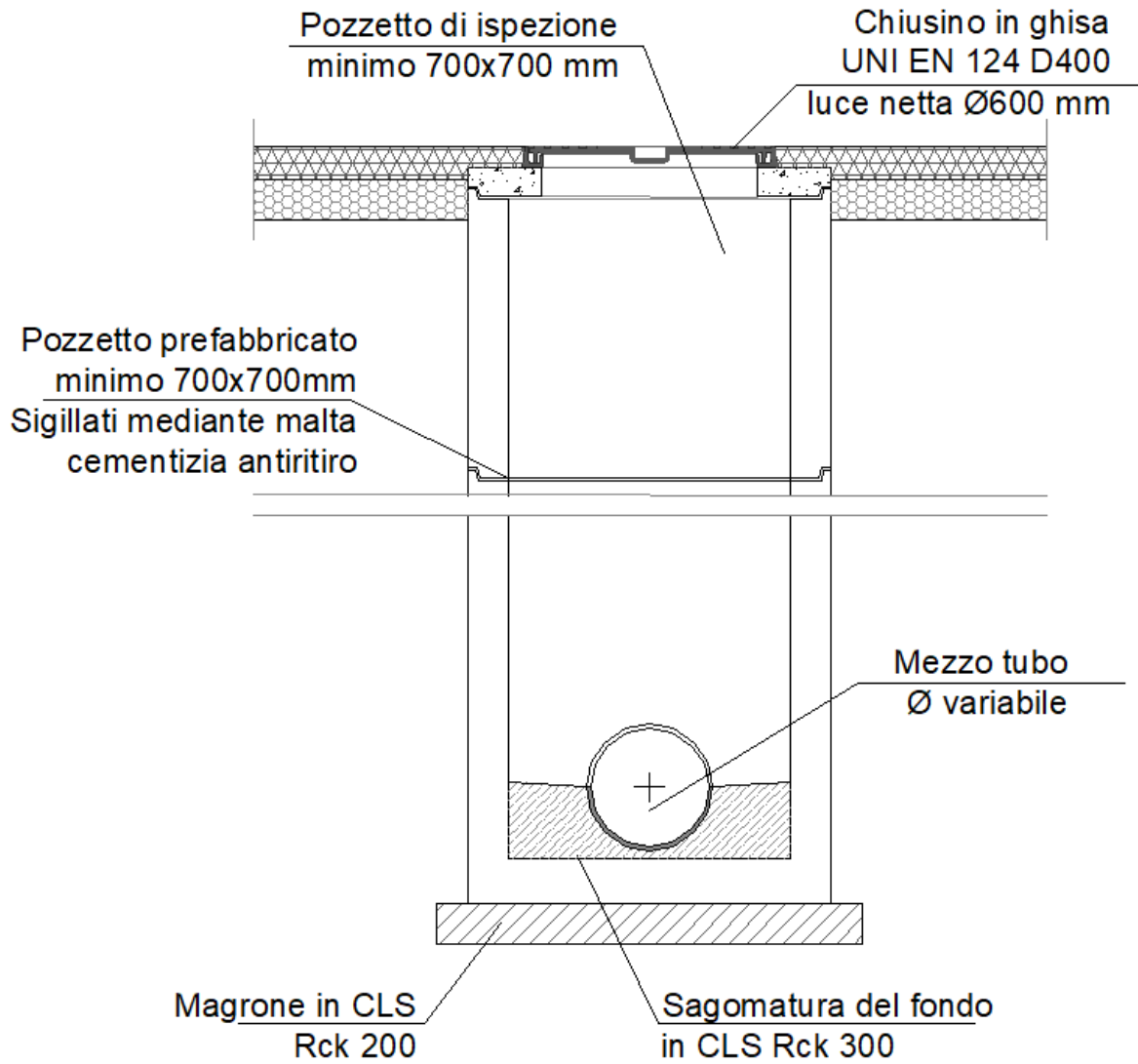
ALLEGATO 2 – PARTICOLARI COSTRUTTIVI RETE FOGNARIA



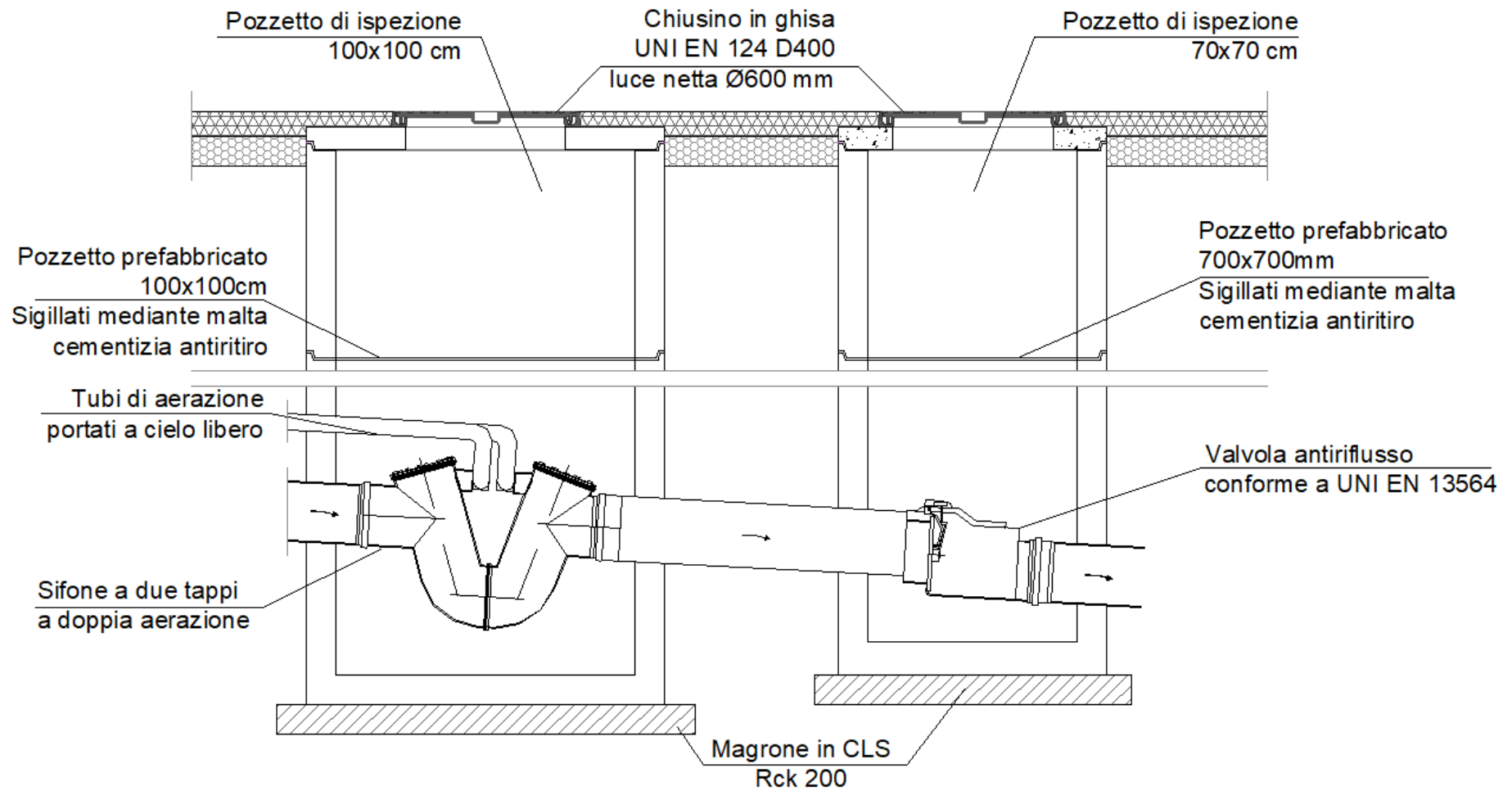
Sezione tipo di posa tubazioni fognarie



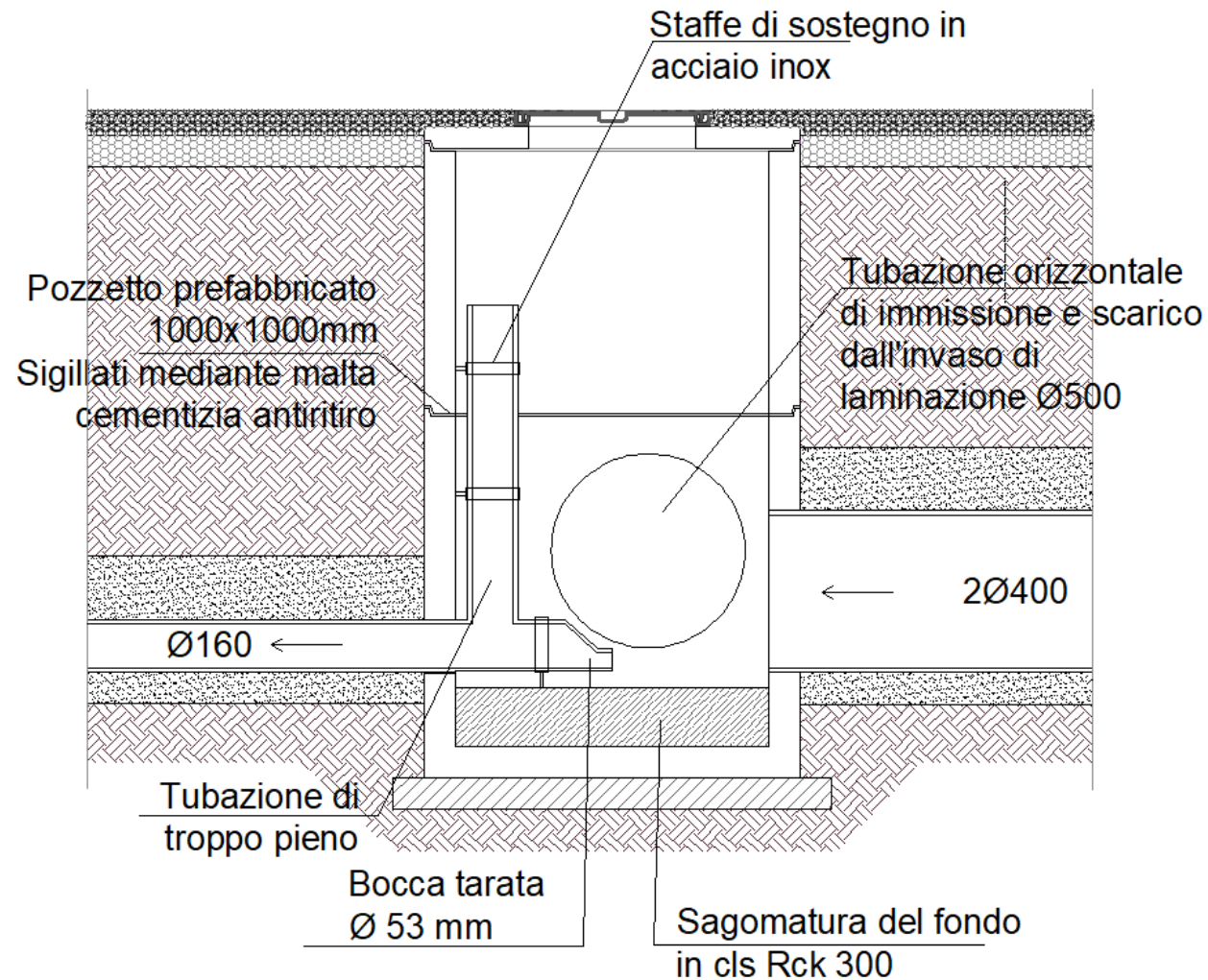
Pozzetto di ispezione acque reflue



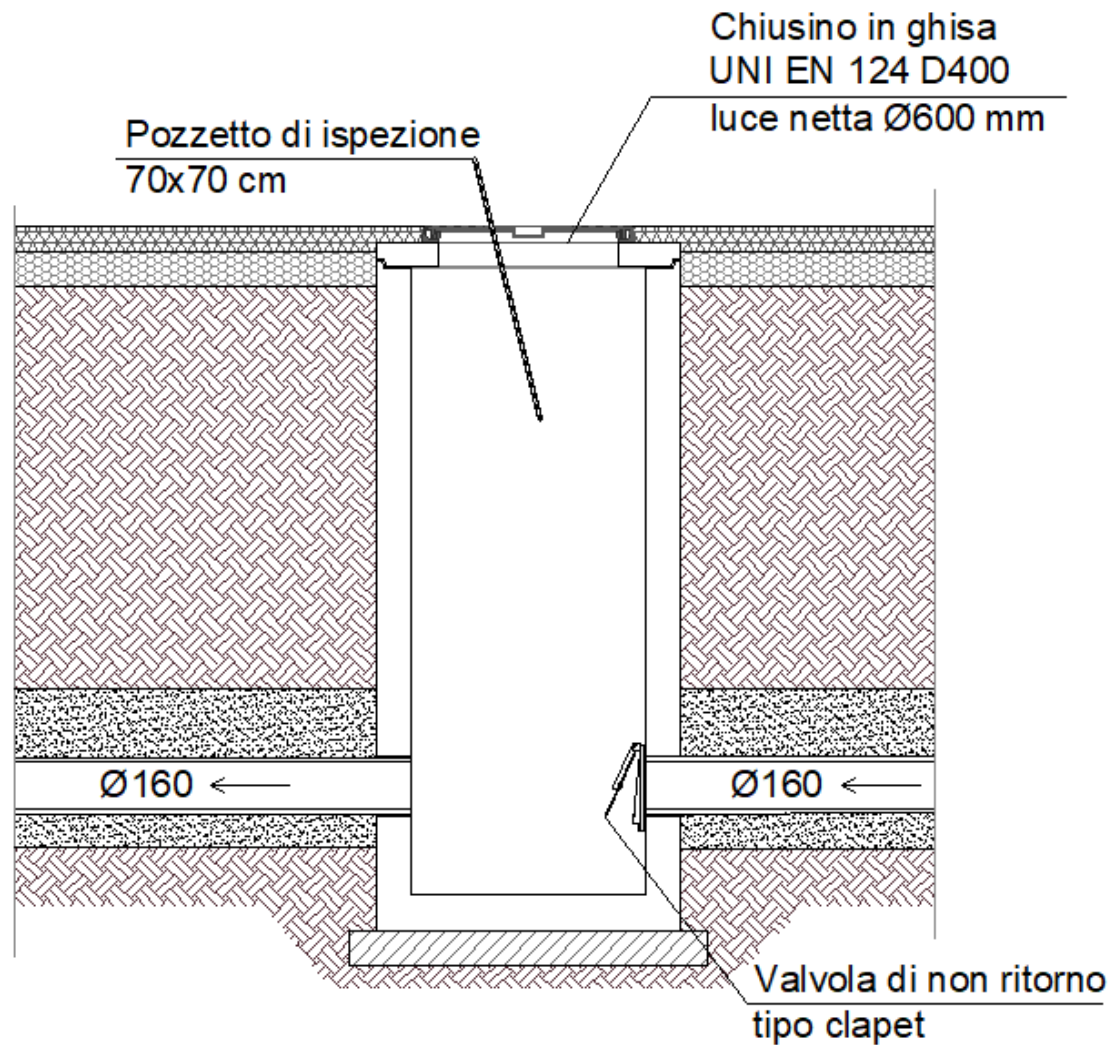
Pozzetto di ispezione acque meteoriche



Tipologia di allaccio fognatura privata alla rete pubblica

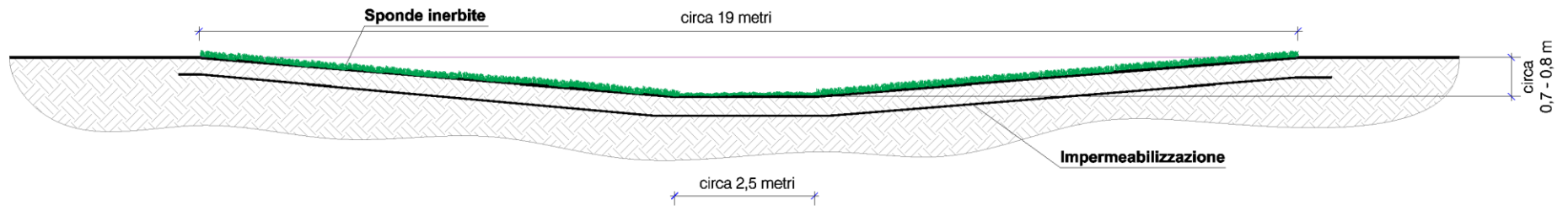


Manufatto di scarico per il controllo delle portate e di riempimento e svuotamento dell'invaso di laminazione



Pozzetto con valvola di non ritorno tipo clapet prima dello scarico nel recapito

Sezione trasversale del fosso di laminazione



Dettaglio dell'impermeabilizzazione del fosso di laminazione

