

SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA-ROMAGNA
Azienda Unità Sanitaria Locale di Modena

Servizio Unico Attività Tecniche

ATTIVITÀ SF/10/19- CUP J91B20000980006

Area Operativa Nord – Nuovo Ospedale di Carpi
Accordo di Programma per il settore degli investimenti sanitari, ai
sensi dell'art.20, L. n. 67/88 – VI fase – DGR 127/2023 Intervento APE
09. REALIZZAZIONE DEL NUOVO OSPEDALE DI CARPI

ACCORDO OPERATIVO

RELAZIONE IDRAULICA E DELLE RETI FOGNARIE

Modena, Ottobre 2025

Progettista reti fognarie
Ing. Marco Maglionico



Collaboratore alla progettazione reti fognarie:
Ing. Simone Sanna

INDICE

1 INTRODUZIONE	3
2 STATO DI FATTO.....	4
3 PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO.....	9
4 ANALISI IDRAULICA	10
5 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE.....	26

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha l'obiettivo di descrivere i criteri progettuali utilizzati per la gestione delle acque meteoriche e reflue nel comparto in progetto del nuovo ospedale a servizio del Comune di Carpi. Di seguito verranno stimati i volumi da destinare all'invarianza idraulica, verrà descritto e dimensionato il sistema di drenaggio delle acque meteoriche e sarà descritta la gestione dei reflui provenienti dall'ospedale. L'area oggetto di intervento è attualmente caratterizzata dalla presenza di campi agricoli, per cui, andando a incrementare notevolmente la superficie impermeabile sarà necessario valutare accuratamente il sistema per lo smaltimento delle acque meteoriche in modo da garantire un non incremento delle portate scolanti nella rete consortile.



Figura 1 – Evidenziazione dell'area su foto aerea.

2 STATO DI FATTO

La zona attualmente è attraversata dallo Scolo Ravetta a est, che ha scopo di drenaggio delle acque, e dal Canale Carpigiano Alto, a ovest, che ha scopo irriguo, entrambi a sezione trapezoidale aperta.

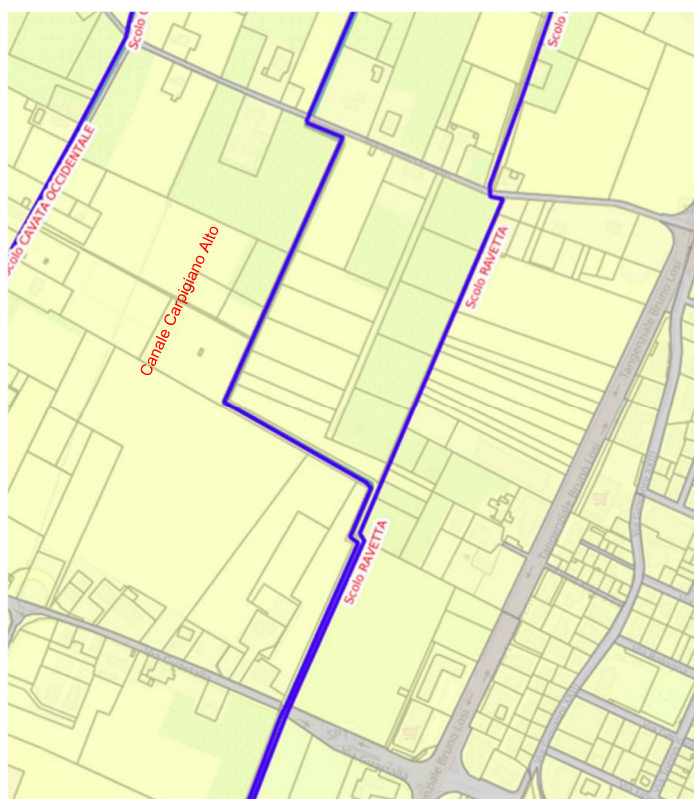


Figura 2 – Rete dei canali del Consorzio della Bonifica dell'Emilia Centrale su cartografia catastale.

Non essendo disponibile un rilievo di dettaglio dell'area e dei canali presenti la progettazione si è basata orientativamente sulla cartografia tecnica regionale e sul Lidar-DTM della Regione Emilia-Romagna. Da essa è stato possibile stabilire la pendenza principale del terreno, il quale tende a diminuire di quota procedendo da sud a nord e da ovest verso est, raggiungendo il punto di minimo nella zona nord-est del sito di interesse.

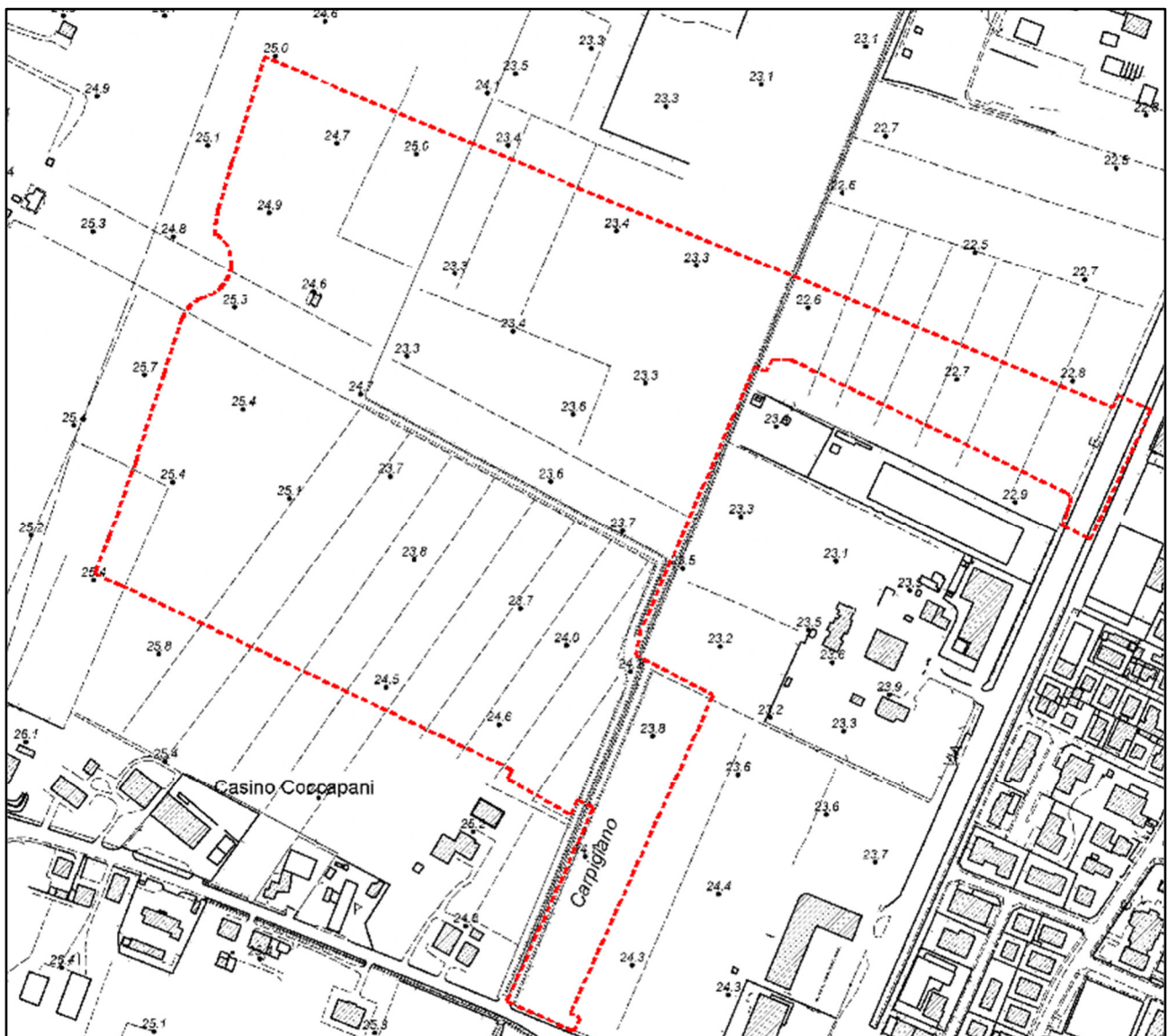


Figura 3 – Indicazione delle quote del terreno su carta tecnica regionale.



Figura 4 - Profilo del terreno ricavato da sezione su Lidar-DTM.

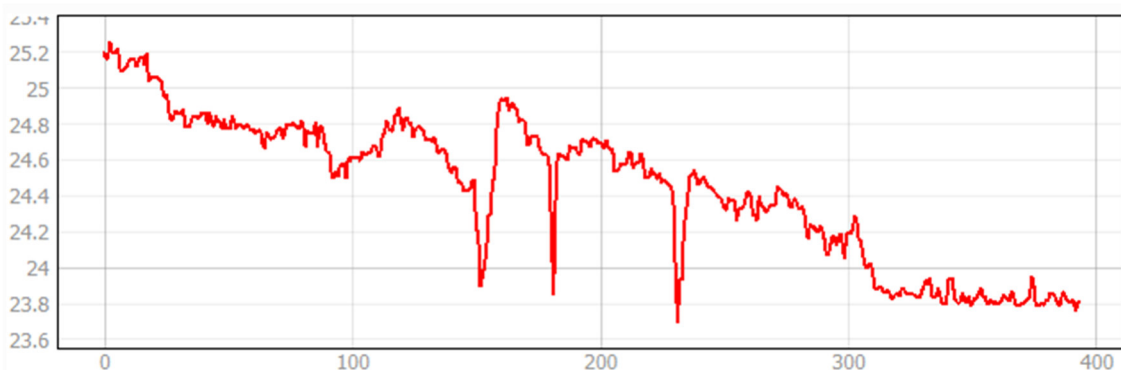
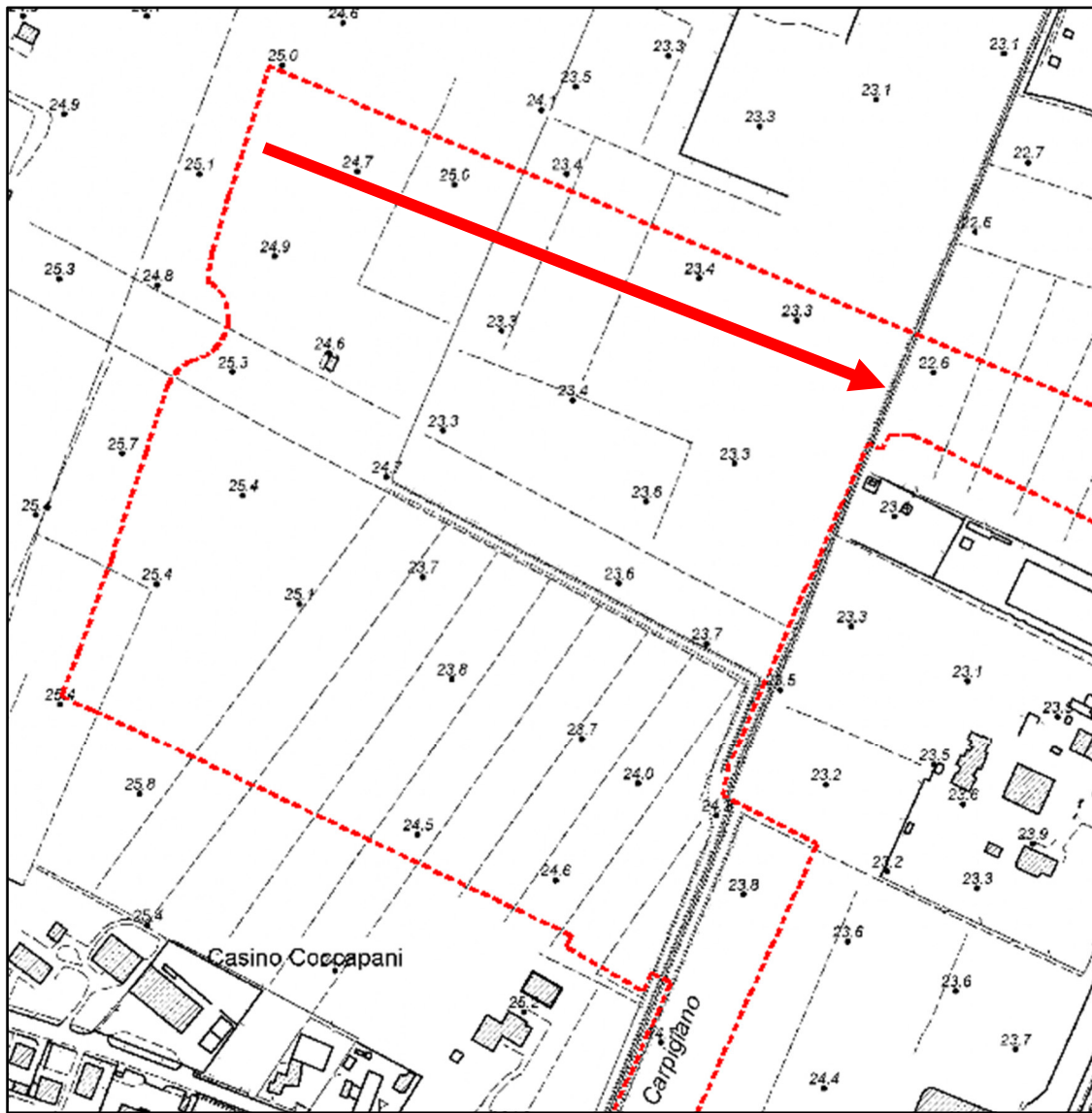


Figura 5 – Profilo del terreno ricavato da sezione su Lidar-DTM.

Dai documenti che descrivono l'indagine geologica (Dicembre 2024 e Aprile 2025) è stato possibile individuare la presenza del livello freatico e il battente idrico sotterraneo. Le indagini hanno mostrato una diffusa saturazione del primo sottosuolo, con livelli di falda anche molto superficiali e nell'interezza del sito compresi

tra -2.50 m e -0.90 m. Nell'immagine seguente sono riportati i livelli idrici della falda nelle posizioni in cui sono state effettuate le prove penetrometriche, il tutto tratto dalla relazione Geologica.

La presenza di una falda così alta, che dovrà essere comunque oggetto di approfondimento nelle fasi progettuali successive, condiziona la vasca di laminazione che, non potendo immettere direttamente acqua in falda, secondo il D.Lgs 152/06, e non essendoci almeno 1 metro di distanza tra il fondo vasca e il livello della falda, si è deciso di avere il fondo impermeabilizzato e successivamente ricoperto di terreno e inverdito. Questo approccio generalmente seguito da ARPAE dovrà comunque essere valutato con maggior dettaglio, nelle fasi successive progettuali a seguito di approfondimenti geologici.

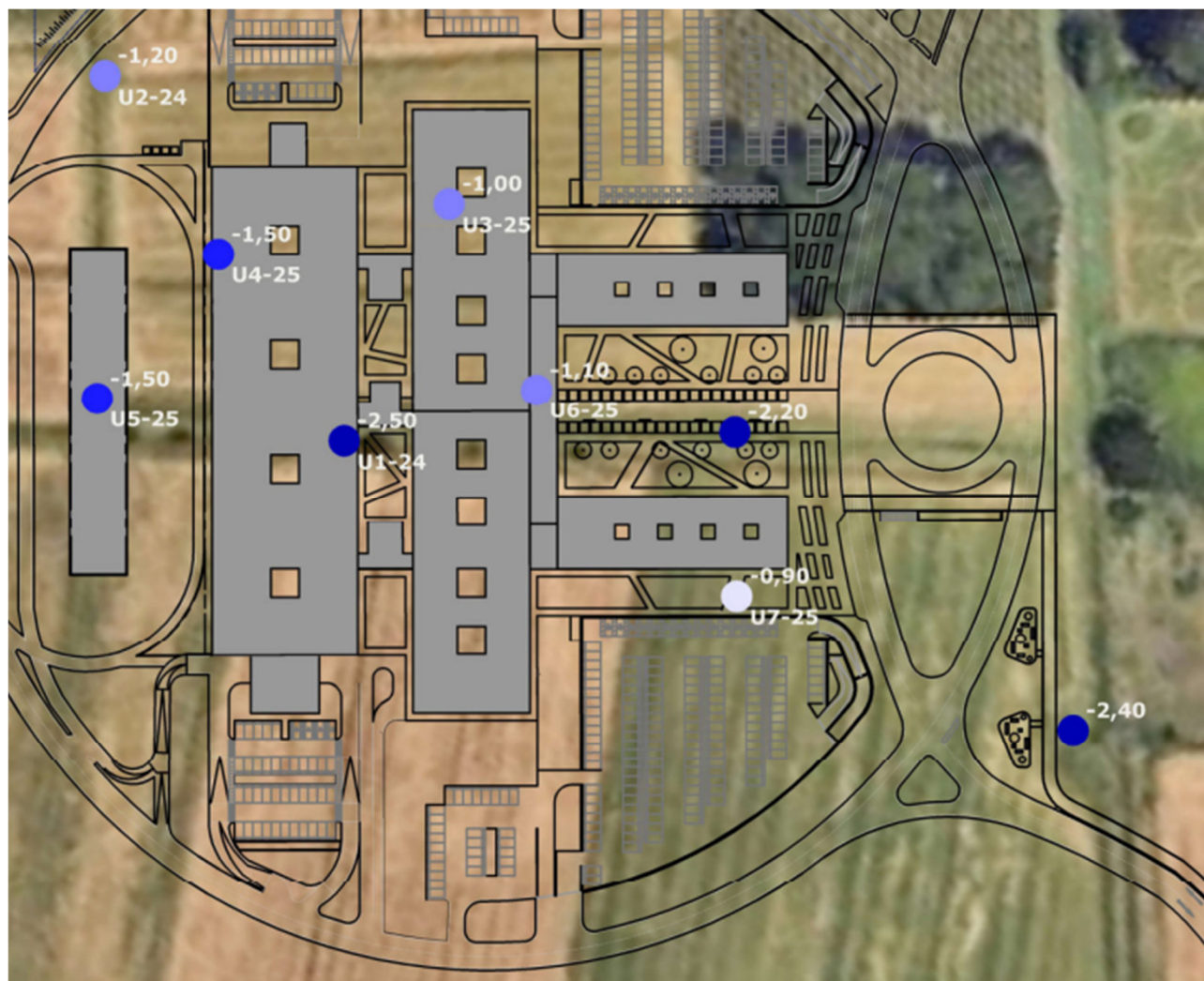


Figura 6 – Stralcio della relazione Geologica con indicata la posizione delle prove penetrometriche e il livello della falda freatica.

Inoltre, la relazione geologica evidenzia che i primi 3,0 ÷ 5,0 metri dal piano campagna sono contraddistinti dalla presenza di orizzonti argilloso limosi e limoso argillosi a medio basso grado di consistenza, ovvero terreni a bassa permeabilità che non consentono di basare il drenaggio delle acque attraverso dispositivi di infiltrazione delle acque meteoriche.

3 PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

Per l'analisi idrologica sono stati utilizzati i parametri pluviometrici indicati dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale. In particolare, si è fatto riferimento alle curve di possibilità pluviometrica tratte da uno studio del Prof. A. Marinelli del 2009 eseguito per i canali consortili.

Tempo di ritorno T	Alta pianura		Media pianura		Bassa pianura	
	a	n	a	n	a	n
25	51.44	0.21	58.93	0.23	69.09	0.17
50	57.50	0.21	66.21	0.23	78.16	0.16
100	63.50	0.21	73.44	0.23	87.16	0.16

Figura 7 – Parametri delle curve di possibilità pluviometrica per interventi compresi tra il Torrente Crostolo ed il Fiume Secchia forniti dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale.

Per l'intervento oggetto di studio, seguendo i criteri definiti dal Consorzio di Bonifica, occorre utilizzare i parametri relativi alla media pianura e con Tempo di Ritorno pari a 100 anni, per via della tipologia di struttura che verrà costruita (ospedale). Pertanto, per il dimensionamento degli invasi per la laminazione è stata utilizzata la seguente curva per durata di pioggia compresa tra 1 e 72 ore:

$$h = a \cdot t^n = 73.44 \cdot t^{0.23} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore})$$

Non essendo presenti informazioni sulle curve di possibilità pluviometrica di durata di pioggia inferiore a un'ora è stata utilizzata la formula di Bell per ricavare i parametri della curva di possibilità pluviometrica. Bell ha osservato che i rapporti tra le altezze di pioggia inferiori all'ora e l'altezza di pioggia oraria sono relativamente poco dipendenti dalla zona geografica. Sulla base di numerose osservazioni ha proposto la seguente relazione:

$$\frac{h_{t,TR}}{h_{60,TR}} = 0.54 \cdot \tau^{0.25} - 0.50$$

Con $h_{t,TR}$ altezza di pioggia di durata τ per dato Tempo di Ritorno e $h_{60,TR}$ altezza di pioggia oraria per Tempo di Ritorno assegnato. Nel caso oggetto di studio è stato utilizzato $TR=100$ anni e $h_{60,TR}$ uguale al parametro a della curva di possibilità pluviometrica fornita dal Consorzio di Bonifica. Noti i valori di durata di pioggia per diverse durate inferiori all'ora, è stata ricavata la curva di possibilità pluviometrica con Tempo di Ritorno pari a 100 anni per durate di pioggia pari o inferiori a un'ora, riportata qui di seguito:

$$h = 76.00 \cdot t^{0.464} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore})$$

4 ANALISI IDRAULICA

Noti i parametri idrologici di progetto si è proceduto al dimensionamento dei vari elementi idraulici destinati alla raccolta delle acque meteoriche.

Innanzitutto, il tracciato del Canale Carpigiano Alto è stato deviato e si è realizzato il tombamento del tratto che scorre all'interno dell'area di progetto come da richiesta del Consorzio di Bonifica. Lo Scolo Ravetta invece viene mantenuto inalterato, ad eccezione dei due tratti nei quali incrocia le strade comunali, dove il suo corso verrà sormontato dalle nuove carreggiate e da idonei manufatti di attraversamento.

Il Consorzio della Bonifica dell'Emilia Centrale ha richiesto che vengano garantite due fasce lateralmente all'area di sedime del canale. Queste fasce servono per garantire la manutenzione, la sorveglianza e l'esecuzione di interventi straordinari o di emergenza sui canali. Queste fasce dovranno, nel caso di canali aperti, avere una larghezza di almeno 10 metri, le quali dovranno essere sgombre da intralci e da qualsiasi opera che ne impedisca la transitabilità e l'accesso con i mezzi. Nella fascia più immediatamente prossima al canale della larghezza di 5 metri non potranno essere piantati nemmeno alberi, siepi o arbusti. Oltre i 5 metri le aree potranno essere eventualmente piantumate ma avendo cura che arbusti o chiome di alberi ad alto fusto a pieno sviluppo non interferiscano con la fascia dei 5 metri più a ridosso del cavo. Nella figura seguente è riportata la planimetria del progetto con indicati i due canali con le rispettive fasce di rispetto.

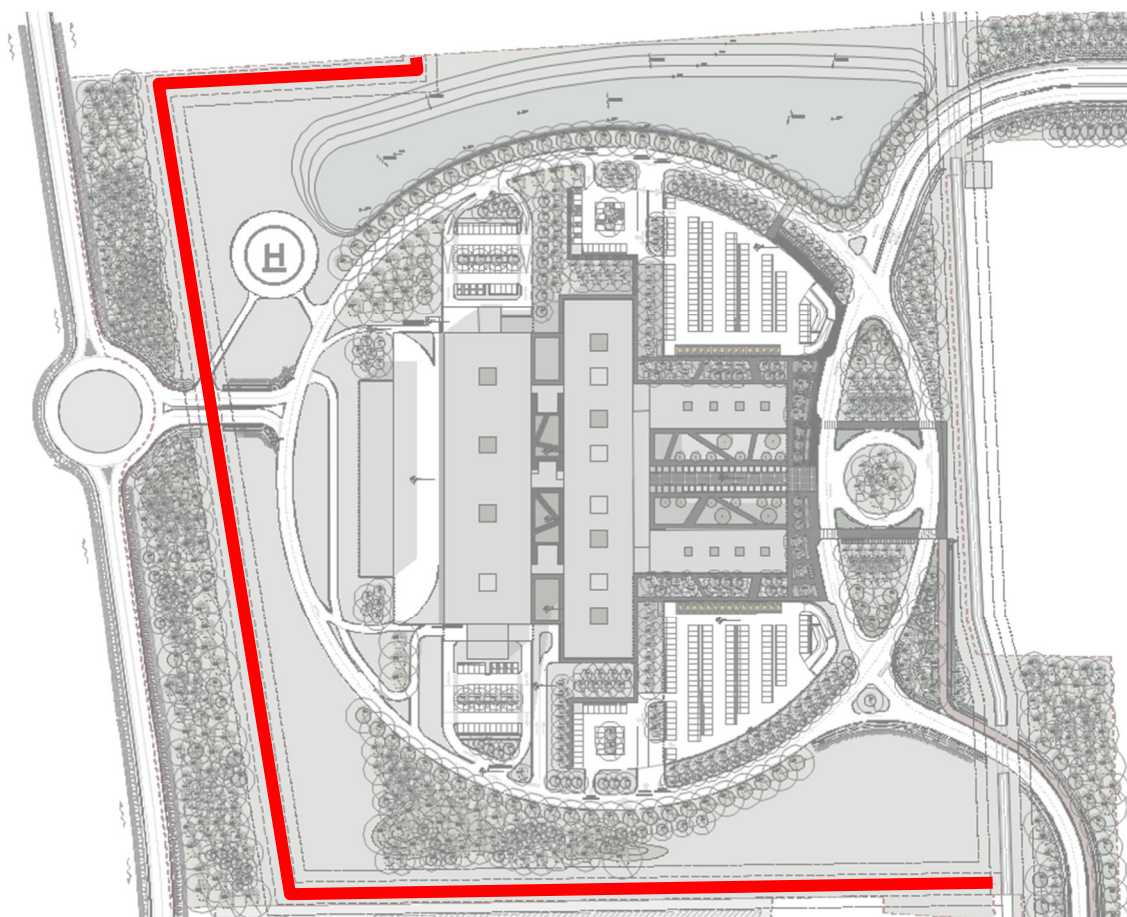


Figura 8 – Planimetria schematica di progetto con deviazione del canale irriguo Carpigiano Alto.

Nel caso di sezione tombinata, lateralmente all'area di sedime dell'opera idraulica dovranno essere previste due fasce di 5,00 m. Eventuali altre infrastrutture a rete potranno essere posate in parallelo al tombamento ma restando sempre a distanza di oltre 5 metri dall'area di sedime.

Il Canale Carpigiano Alto è un canale irriguo e il Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale ha fornito la portata irrigua per la quale il tombamento dovrà essere dimensionato, che risulta pari a 100 l/s. Non avendo ancora un rilievo dettagliato dell'area si è ipotizzata una pendenza prudenziale del collettore pari allo 0.1%. Date queste condizioni è stato calcolato un collettore in PVC SN8 di diametro esterno pari a 500 mm e scabrezza secondo Gauckler-Strickler pari a $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ nel quale la portata di progetto transiterebbe con un grado di riempimento circa del 73%. Di seguito è riportata la scala di deflusso per il collettore ipotizzato.

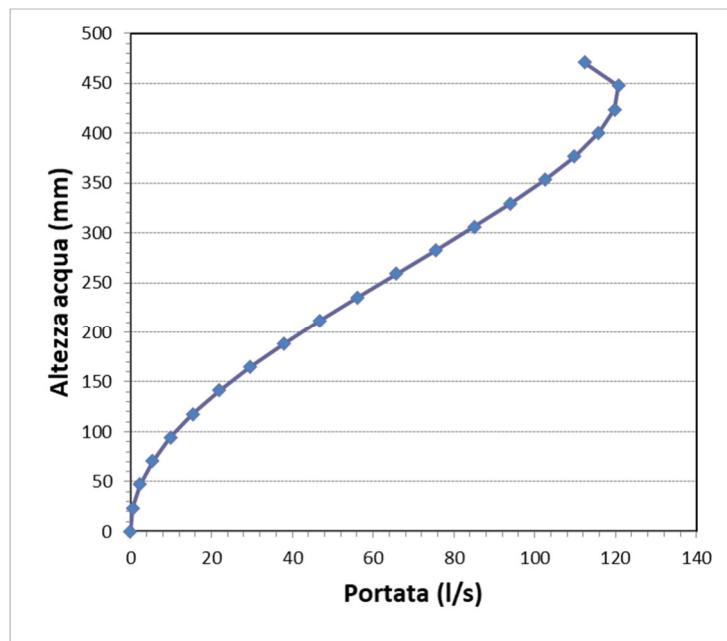


Figura 9 – Scala di deflusso per sezione circolare (DN500, PVC, $i=0.001 \text{ m/m}$).

Altezza acqua (mm)	Portata (l/s)	Velocità (m/s)
0.00	0.0	0.00
23.54	0.5	0.17
47.08	2.3	0.26
70.62	5.5	0.33
94.16	9.8	0.40
117.70	15.4	0.45
141.24	22.0	0.50
164.78	29.5	0.54
188.32	37.9	0.58
211.86	46.8	0.62
235.40	56.2	0.65
258.94	65.8	0.67
282.48	75.5	0.69
306.02	85.0	0.71
329.56	94.1	0.72
353.10	102.5	0.73
376.64	109.9	0.74
400.18	115.8	0.73
423.72	119.8	0.73
447.26	120.8	0.71
470.80	112.4	0.65

Per procedere con il dimensionamento degli invasi per la laminazione delle piene è necessario specificare che la gestione delle aree di progetto è stata suddivisa in una zona di competenza a gestione AUSL, corrispondente con l'area interna all'anello stradale che contiene la struttura ospedaliera alla quale si aggiunge la superficie destinata all'invaso di laminazione a nord e l'eliporto, e l'area rimanente, comprendente i tratti stradali di collegamento all'ospedale e l'anello stradale stesso, a gestione comunale, quindi di competenza del Comune di Carpi. Uno schema della suddivisione delle aree di competenza è riportato nella figura seguente.



Figura 10 – Suddivisione delle aree di competenza, in blu sono evidenziate le aree che verranno realizzate e che risulteranno di proprietà e in gestione ad AUSL, in verde le aree che verranno realizzate da AUSL e che risulteranno di proprietà e in gestione al Comune di Carpi e in rosso le aree che verranno realizzate e che risulteranno di proprietà e in gestione al Comune di Carpi.

Ai fini del dimensionamento degli invasi di laminazione, tutte le aree esterne alle aree urbanizzate, caratterizzate da solo verde non saranno prese in considerazione per il calcolo delle aree drenate.

Il volume di dettaglio degli invasi di laminazione viene stimato attraverso il metodo chiamato "delle sole piogge" con Tempo di Ritorno pari a 100 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 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, S la superficie afferente, a ed n i parametri della curva di possibilità pluviometrica. 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 in uscita dalla vasca dovrà essere pari a 5 l/s per ettaro di superficie territoriale, come indicato dal Consorzio di Bonifica. Questa portata verrà calcolata separatamente per ciascun invasore. Tutte le portate laminate andranno a riversarsi poi all'interno dello Scolo Ravetta ad eccezione della strada ad ovest di accesso all'ospedale, per la quale le acque verranno convogliate nella rete di scolo, costituita da fossi, prevista per la bretella del Comune di Carpi.

Per l'invarianza idraulica dell'area di competenza della AUSL è stata ipotizzata la realizzazione di una vasca, a cielo aperto nella zona più a nord del sito in progetto, nel verde compreso tra il confine settentrionale dell'area di progetto e l'anello stradale che circonda l'area di competenza AUSL. Questa vasca ha la funzione di invasare tutti i volumi di acque meteoriche raccolti all'interno dell'anello stradale, quindi in parte anche acque raccolte su strade di competenza comunale (l'anello stradale). Il recapito finale della vasca sarà posto nella zona nord-est del sito e avverrà tramite bocca tarata. La vasca avrà una pendenza da nord a sud inferiore al 0.5% e i recapiti delle acque meteoriche sverseranno le acque nella zona più a sud della vasca, dimensionata in modo da formare una sorta di canale con pendenza da ovest verso est, in direzione dello Scolo Ravetta. In questo modo le acque meteoriche nel caso di eventi meteorici poco intensi sverseranno solo nella zona più meridionale della vasca, mentre in periodi di maggiore apporto meteorico la vasca si riempirà gradualmente da sud verso nord. Non disponendo di informazioni dettagliate sul livello della falda nell'area sottostante l'invaso, tenendo conto del livello di falda molto superficiale nell'intorno della vasca, e cercando di garantire una distanza minima di un metro tra il fondo della vasca e la falda freatica, si è optato per l'impermeabilizzazione del fondo della stessa tramite geocomposito impermeabile.

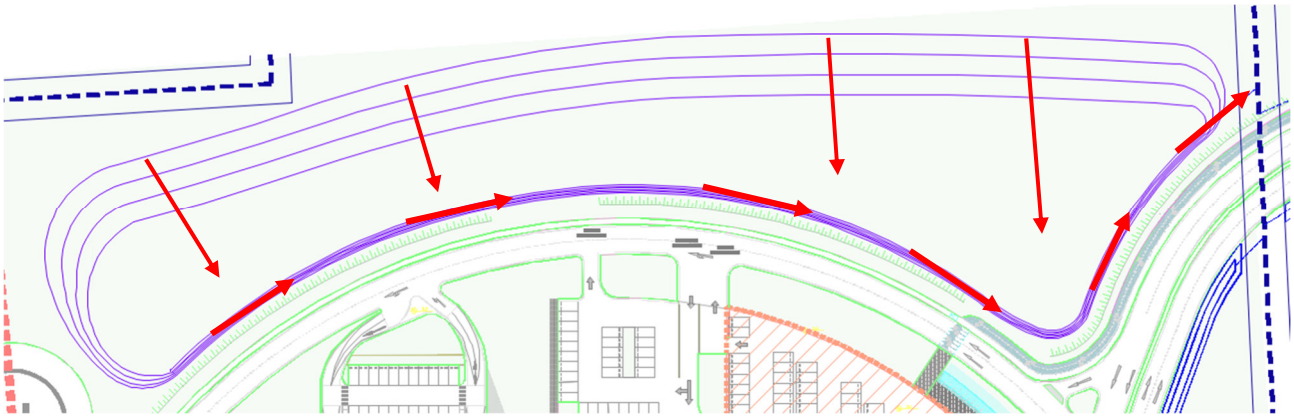


Figura 11 – Schema della vasca di laminazione a servizio delle aree di competenza AUSL con indicate, tramite frecce rosse, le pendenze indicative del terreno interno alla vasca.

I coefficienti di deflusso utilizzati sono stati:

$\phi=0.9$ per le superfici impermeabili

$\phi=0.2$ per le superfici permeabili

$\phi=1.0$ per la superficie occupata dalla vasca di laminazione

Nel caso in esame la superficie complessiva drenata verso la vasca è pari a circa 8.88 ha, di cui 2.16 ha permeabili, 5.35 ha impermeabili e 1.37 ha occupati dalla vasca di laminazione. Il coefficiente di afflusso equivalente per l'intera area vale circa 0.75.

La portata massima in uscita dalla vasca, considerando il coefficiente udometrico limite di 5 l/(s ha) sarà pari a circa 44 l/s.

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

$$\theta_w = 12.6 \text{ ore}$$

$$W_m = 8035 \text{ m}^3$$

L'invaso di laminazione avrà quindi un volume minimo di circa 8900 m³ con un leggero sovradimensionamento per tenere conto delle ipotesi semplificative alla base del metodo delle sole piogge (singoli eventi pluviometrici e scarico a portata costante). Lo svuotamento della vasca di laminazione sarà fatto per gravità attraverso una tubazione di dimensione ridotta di diametro equivalente interno pari a circa 146 mm, stimato attraverso la formula per le luci a battente:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\alpha \cdot \pi \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}}}$$

Dove Q è la portata in uscita, α è il coefficiente di perdita, posto pari a 0.6, h è la profondità della vasca in corrispondenza della bocca tarata assunto pari 1 m. Il diametro commerciale per garantire lo scarico nel canale di bonifica in PVC SN8 che più si adatta al valore teorico trovato è il DN160 (diametro interno 150.6 mm) che sarà comunque dotato di un setto per ridurne la sezione al valore del diametro teorico calcolato.

La vasca di laminazione, inerbita, dovrà essere periodicamente controllata, in particolare il manufatto di scarico e ripulita oltre che sfalciare l'erba e la vegetazione che vi crescerà all'interno almeno 2-3 volte all'anno. In corrispondenza dello scarico e delle immissioni delle tubazioni della rete fognaria saranno posizionati idonei massi al fine di evitare l'erosione del terreno.

Per la laminazione delle acque meteoriche raccolte dalle strade nelle aree di competenza comunale, ad eccezione della strada circondariale all'area ospedaliera, laminata tramite la vasca dimensionata in precedenza, si è optato per l'installazione di fossi scolanti paralleli alle strade stesse. Inizialmente ai fini della laminazione è stato valutato anche il sovradimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche ma le dimensioni delle condotte sarebbero state troppo grandi, e le quote di fondo avrebbero reso impossibile lo scarico a gravità, per cui si è optato per una soluzione tramite fossi. Per ogni strada è stato dunque opportunamente dimensionato un fosso per ciascun lato utilizzando anche in questo caso il metodo delle sole piogge.

Per il ramo sud-est si avrà un fosso sul lato ovest della strada e uno sul lato est, che costeggia la pista ciclabile. I fossi in questione si interrompono a poca distanza dallo Scolo Ravetta, nel quale versano le portate laminate, per poi riprendere nel tratto successivo, con pendenza inversa, in modo che tutti i tratti scorrano verso lo Scolo. Nell'area ad est di questa strada è presente anche un ulteriore fosso che raccoglie le acque meteoriche della strada in prossimità dell'incrocio e che recapita i volumi invasati all'interno del fosso più a nord-est di questa zona, con portata controllata.

Per il ramo sud-est la superficie complessiva su cui applicare l'invarianza idraulica è pari a circa 6095 m², di cui 4485 m² impermeabili e 1610 m² occupati dalla superficie dei fossi. Il coefficiente di afflusso equivalente per l'intera area vale circa 0.93.

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

$$W_m = 610 \text{ m}^3$$

Gli invasi di laminazione avranno quindi una profondità compresa tra i 45 cm e i 70 cm, lo svuotamento della vasca di laminazione sarà fatto per gravità attraverso una tubazione di dimensione ridotta stimato attraverso la formula per le luci a battente per ciascuno dei fossi in progetto, con diametro minimo 50 mm. Diametri troppo piccoli rischiano infatti di occludersi molto facilmente.

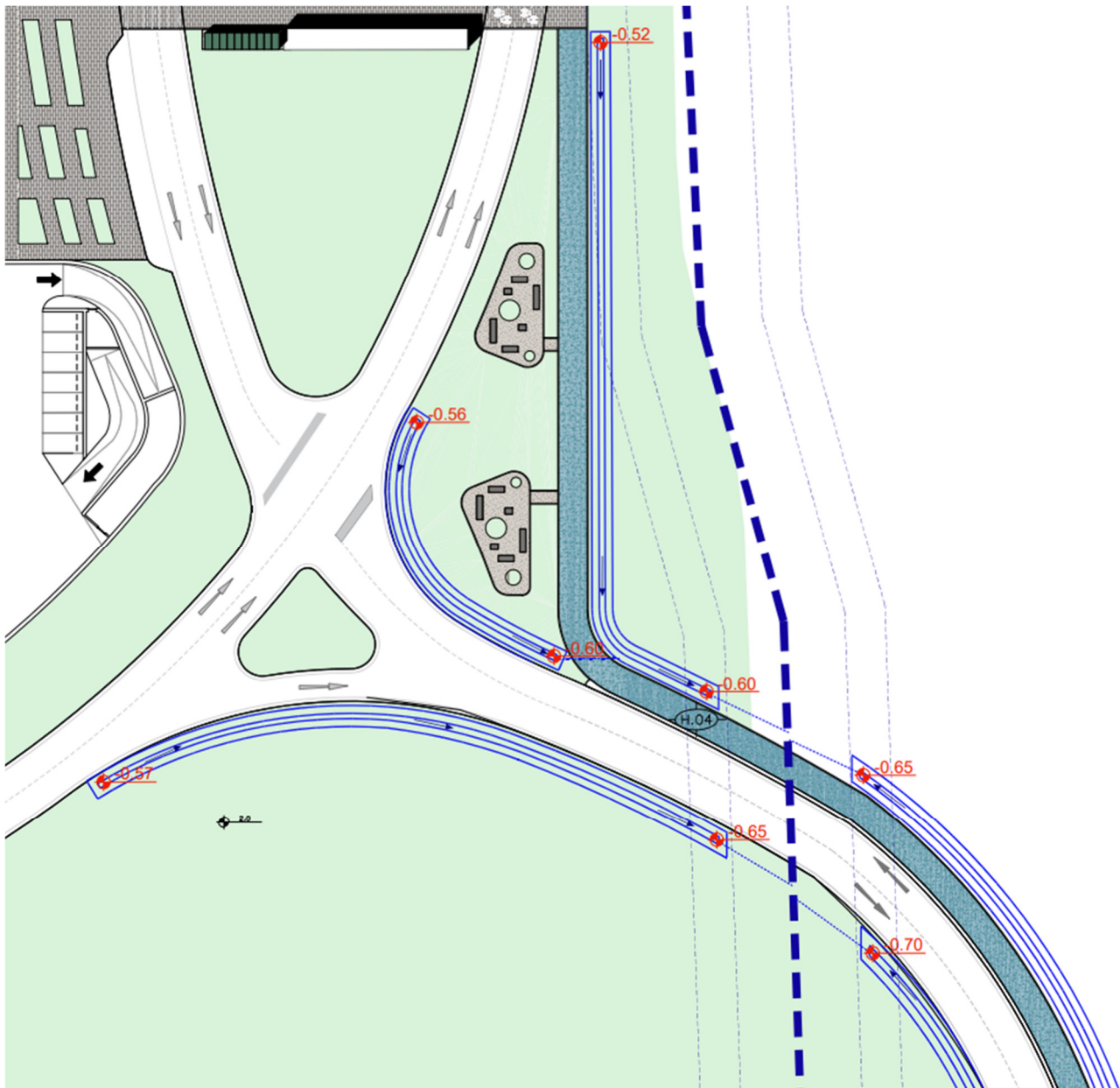


Figura 12 – Schema di laminazione tramite fossi per il ramo sud orientale della viabilità in arrivo all'ospedale in progetto.

Per il ramo nord-est si avrà un fosso sul lato nord della strada e uno sul lato sud, diviso in prossimità dello Scolo Ravetta. Tutti i fossi avranno pendenza rivolta verso lo Scolo, nel quale immetteranno le portate laminate.

Per il ramo nord-est la superficie complessiva su cui applicare l'invarianza idraulica è pari a circa 10100 m², di cui 8140 m² impermeabili e 1960 m² occupati dalla superficie dei fossi. Il coefficiente di afflusso equivalente per l'intera area vale circa 0.92.

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

$$W_m = 1000 \text{ m}^3$$

Gli invasi di laminazione avranno quindi una profondità compresa tra i 60 cm e i 90 cm e lo svuotamento dei fossi di laminazione sarà fatto per gravità attraverso una tubazione di dimensione ridotta stimato attraverso la formula per le luci a battente per ciascuno dei fossi in progetto, con diametro minimo 50 mm.

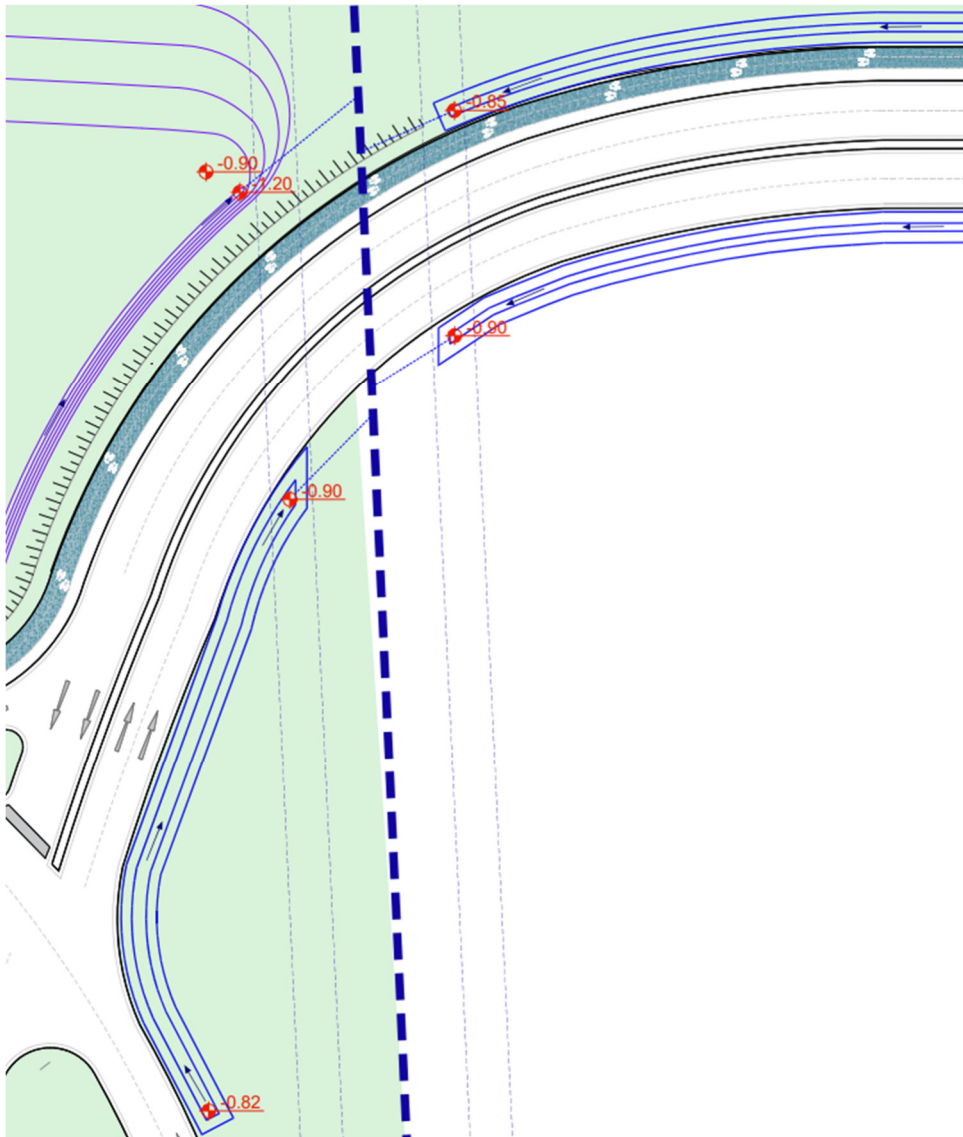


Figura 13 – Schema di laminazione tramite fossi per il ramo nord orientale della viabilità in arrivo all'ospedale in progetto.

Per il ramo stradale a ovest si avrà un fosso sul lato sud della strada e uno sul lato nord, divisi in prossimità del canale tombinato e della strada di collegamento con l'eliporto. Tutti i fossi avranno pendenza rivolta verso la tangenziale in progetto, nella cui rete di scolo immetteranno le portate laminate.

Per il ramo ovest la superficie complessiva su cui applicare l'invarianza idraulica è pari a circa 1850 m², di cui 1440 m² impermeabili e 410 m² occupati dalla superficie dei fossi. Il coefficiente di afflusso equivalente per l'intera area vale circa 0.92.

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

$$W_m = 185 \text{ m}^3$$

Autore	Attività	Gara	Esecuzione	pag. 18 di 34 del file
Marco Maglionico	SF/10/19			Relazione idraulica e delle reti fognarie.docx

Gli involucri di laminazione avranno quindi una profondità compresa tra i 40 cm e i 45 cm nel tratto più a monte, poi sverseranno le acque laminate all'interno dei fossi più a valle, di profondità compresa tra i 75 cm e gli 85 cm, tramite tubazioni opportunamente dimensionate. Lo svuotamento dei fossi di laminazione sarà fatto per gravità attraverso una tubazione di dimensione ridotta stimato attraverso la formula per le luci a battente per ciascuno dei fossi in progetto con diametro minimo 50 mm.

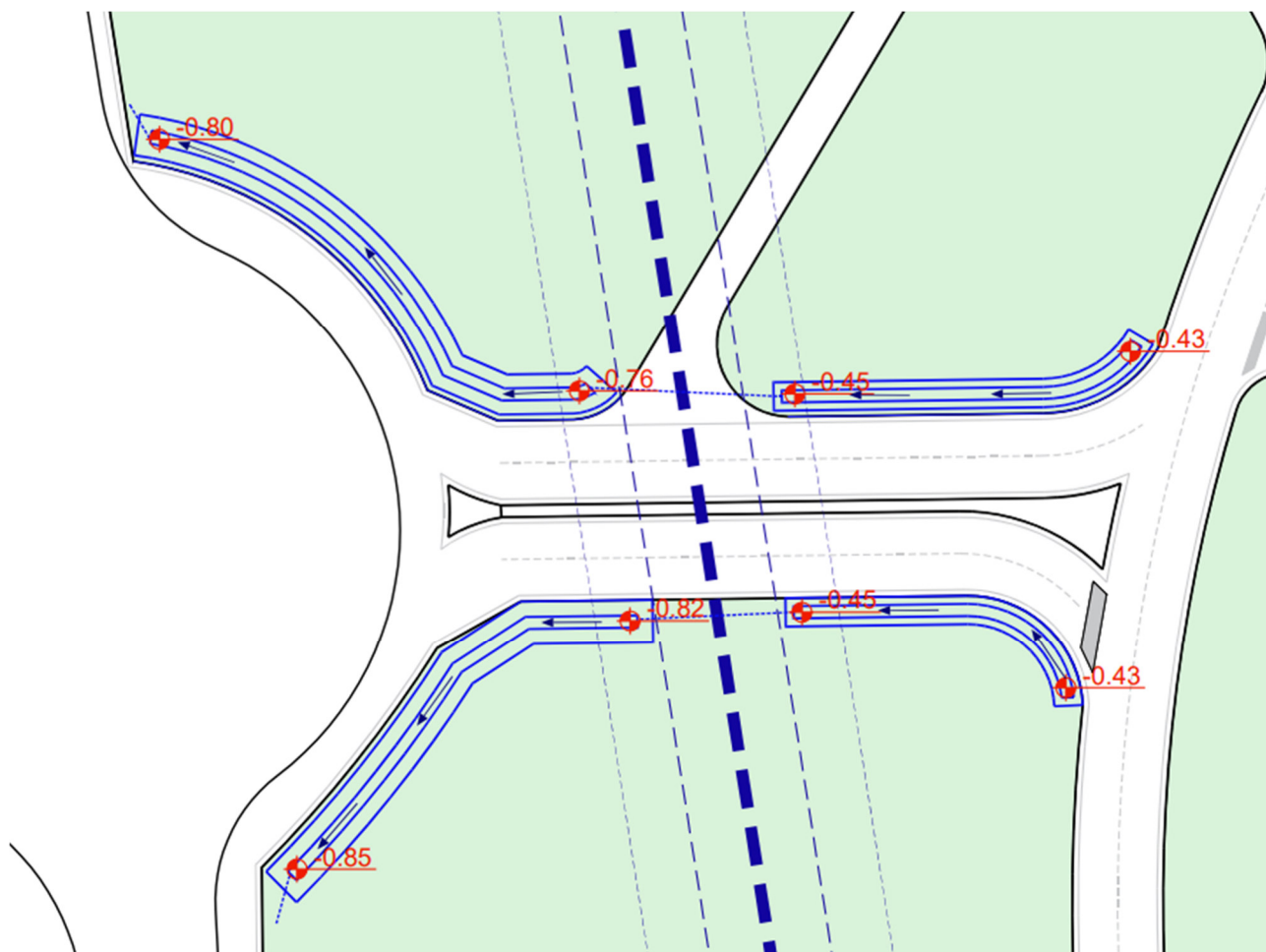


Figura 14 – Schema di laminazione tramite fossi per il ramo nord orientale della viabilità in arrivo all'ospedale in progetto.

Anche i fossi, così come già previsto per l'invaso di laminazione, vista la scarsa profondità della falda, si è deciso di impermeabilizzarli con geocomposito dotato di strato impermeabile, ricoperto di terreno e inerbato.

Una volta effettuato il dimensionamento degli involucri di laminazione si è proceduto con il progetto della rete di drenaggio delle acque meteoriche. Per quanto riguarda invece l'area all'interno dell'anello stradale, sarà necessario predisporre un sistema di drenaggio in modo da raccogliere le acque meteoriche e portarle per gravità all'interno della vasca nella zona nord del lotto.

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

Occorre precisare che il sistema fognario in progetto parte dall'esterno degli edifici e non riguarda la parte di rete di raccolta interna agli edifici che verrà studiato dagli impiantisti nelle fasi progettuali successive.

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 corrvazione 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 corrvazione, 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 corrvazione 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:

- Pavimentazioni e coperture $\varphi = 0.90$
- 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:

Autore	Attività	Gara	Esecuzione	pag. 20 di 34 del file
Marco Maglionico	SF/10/19			Relazione idraulica e delle reti fognarie.docx

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).

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 (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_{Scls} = 70 m^{1/3}/s per tubazioni e canalette in calcestruzzo;
 K_{Spvc} = 85 m^{1/3}/s per tubazioni in materiale plastico.

Il sistema di scolo sarà realizzato attraverso un sistema di caditoie sifonate, con griglia di classe C250 che si immetteranno all'interno di una tubazione in PVC per poi essere convogliate verso la vasca di laminazione.

I collegamenti tra le singole caditoie e la linea fognaria principale vengono realizzati con tubazioni di dimensione minima di 160 mm in PVC.

La superficie afferente all'invaso di laminazione, circa 7.5 ha, è molto grande e non sarebbe possibile convogliare l'intera portata in un unico collettore o comunque in pochi collettori a causa della mancanza di un rilievo che consenta di definire al meglio l'altimetria della rete. Si è quindi deciso di suddividere l'area in zone più piccole, indipendenti tra loro, tutte afferenti alla vasca di laminazione assumendo una dimensione massime dei condotti di 500 mm. Per il completo dimensionamento dei collettori sarebbe necessario uno studio approfondito che richiederebbe un rilievo di dettaglio della zona, in modo da poter stimare con precisione le pendenze e ricoprimenti delle tubazioni. Non disponendo di queste informazioni si è comunque predisposto un reticolo fognario tale da raccogliere ogni area, ma il cui dettaglio dovrà poi essere approfondito nelle fasi progettuali successive.

La quota di sbocco delle condotte risulta molto ridotta e la zona, prevalentemente pianeggiante, non permette molto margine altimetrico nel posizionamento dei collettori, e tenuto conto che non si può scavare troppo la vasca di laminazione a causa della falda molto alta si è optato, come detto, di assumere un diametro massimo delle tubazioni pari a 500 mm in PVC SN8 rinfiacato in calcestruzzo.

Tramite scala di deflusso per le sezioni circolari, ipotizzando una pendenza minima dei 0.002 m/m, tubazione in PVC SN8, è stata ricavata la portata che transitando all'interno del tubo genera un riempimento del 70%, che nel caso in esame risulta pari a circa 135 l/s.

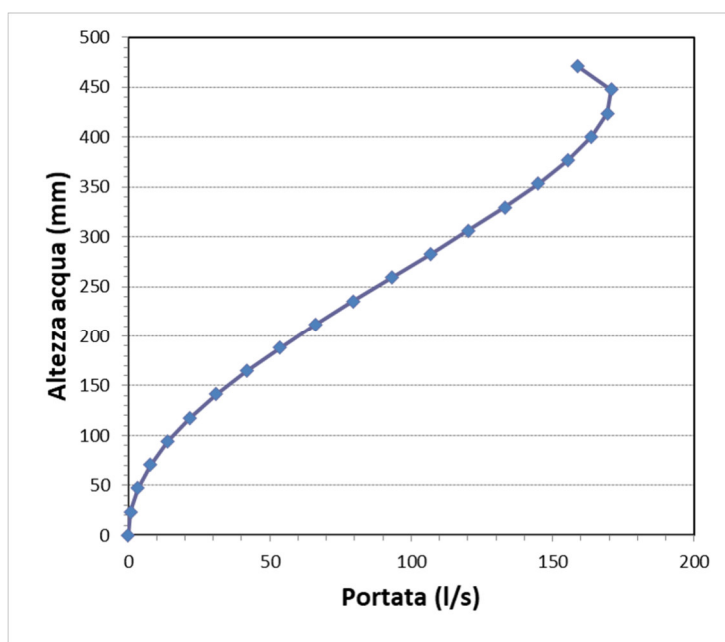


Figura 15 - Scala di deflusso per sezione circolare (DN500, PVC, i=0.002 m/m).

Altezza acqua (mm)	Portata (l/s)	Velocità (m/s)
0.00	0.0	0.00
23.54	0.8	0.23
47.08	3.3	0.37
70.62	7.7	0.47
94.16	13.9	0.56
117.7	21.8	0.64
141.24	31.1	0.71
164.78	41.8	0.77
188.32	53.6	0.82
211.86	66.2	0.87
235.4	79.5	0.91
258.94	93.1	0.95
282.48	106.8	0.98
306.02	120.2	1.00
329.56	133.1	1.02
353.1	144.9	1.03
376.64	155.4	1.04
400.18	163.8	1.04
423.72	169.4	1.03
447.26	170.8	1.00
470.80	158.9	0.91

Nota la portata massima che si vuole far transitare nelle condotte, è stata ricavata, tramite l'equazione del metodo cinematico la superficie afferente che genera tale portata. Per calcolare le superfici è stato ipotizzato

un tempo di corrivazione di 15 minuti, un coefficiente di deflusso pari a 0.8 per le aree con presenza di verde e 0.9 per aree totalmente impermeabili e sono stati utilizzati i parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora e Tempo di Ritorno pari a 100 anni.

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

In questo modo si è ottenuto un valore di area da drenare circa 3400-3800 m² in funzione della presenza di aree verdi o meno. Si è dunque suddiviso l'intero perimetro in aree tali da garantire una superficie massima minore dei valori ottenuti. Per le zone più a nord, più vicine alla vasca, avendo a disposizione una maggiore differenza di quota, è stato possibile creare aree di dimensione leggermente maggiore, verificando di volta in volta, tramite scala di deflusso per sezioni circolari, che non si superasse un riempimento delle condotte del 70-75%.

Per ogni area è stato ipotizzato il percorso del collettore principale fino alla vasca. Sono state ricavate in tutto 19 aree indipendenti e di conseguenza alla vasca arriveranno 19 collettori di diametro 500 mm. Nella figura seguente è riportata la suddivisione in aree indipendenti e il percorso dei collettori principali. L'immagine ha anche l'obiettivo di restituire l'idea della complessità della gestione delle acque, indicando in maniera qualitativa le aree in cui è stato suddiviso il drenaggio delle acque meteoriche senza alcuna finalità progettuale o specifica.

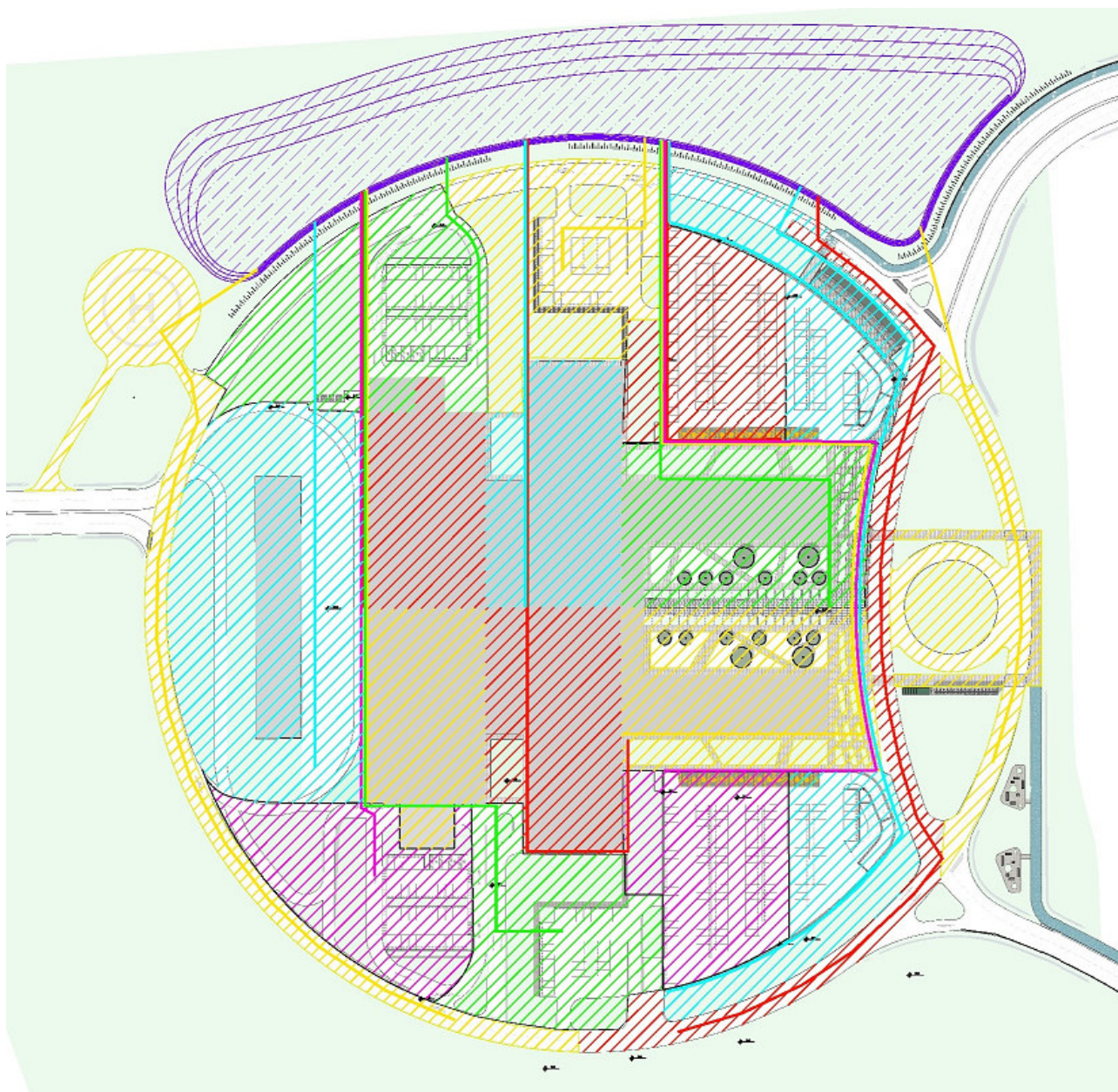


Figura 16 – Suddivisione delle aree per il drenaggio delle acque meteoriche.

Chiaramente nelle fasi progettuali successive con la definizione di dettaglio delle altimetrie sarà possibile affinare al meglio il progetto di tale rete di raccolta delle acque meteoriche, anche in relazione alla posizione dei pluviali degli edifici e delle pendenze delle aree interne all'anello stradale.

In conformità all'art. 29.2 del Regolamento Edilizio del Comune di Carpi, è previsto il recupero delle acque meteoriche provenienti dalle coperture degli edifici, da destinare all'irrigazione delle aree verdi e ad eventuali altri usi esterni non potabili. La progettazione del relativo impianto sarà sviluppata nelle successive fasi progettuali, in coordinamento con l'impiantistica interna, una volta definiti nel dettaglio gli usi previsti e i relativi fabbisogni.

Per quanto riguarda la gestione delle acque di prima pioggia, nel regolamento edilizio del Comune di Carpi non è riportata nessuna indicazione e secondo la DGR 286/05 e DGR 1860/06 non risulta necessaria la loro gestione. Prudenzialmente si prevede comunque l'installazione di disoleatori a servizio dei parcheggi multipiano, in quanto costituiscono le superfici impermeabili di maggiore estensione all'interno del sito oggetto di progetto. Tale misura è finalizzata alla corretta gestione delle acque meteoriche potenzialmente contaminate da idrocarburi. Per i restanti parcheggi non è stata prevista nessun trattamento delle acque meteoriche perché caratterizzati da pavimentazioni drenanti. Per quanto riguarda le zone non adibite a parcheggio, non trattandosi di zone a destinazione produttiva o commerciale non necessitano di vasca di prima pioggia, occorre però valutare la presenza di zone adibite a carico e scarico, zone con presenza di cassonetti dei rifiuti e zone di sosta ambulanze/automezzi. In tal caso la necessità di gestione delle acque meteoriche andrà valutata in funzione dell'utilizzo specifico di tali aree nelle fasi progettuali successive.

5 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE

Per la valutazione delle portate delle acque reflue sono stati stimati gli Abitanti Equivalenti (A.E.) afferenti alla rete fognaria. 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. Il calcolo degli Abitanti Equivalenti (A.E.) per una struttura ospedaliera, in assenza di misure più precise può essere effettuato basandosi sul numero di posti letto, del personale e del numero di utenti. Nel caso in esame si è deciso di assegnare 1 A.E. per posto letto, 1 A.E. ogni 3 unità di personale e 1 A.E. ogni 3 utenti giornalieri. Dalla relazione preliminare sulle esigenze dell'ospedale sono stati ricavati:

- i numeri di posti letto previsti, pari a 300;
- i numeri relativi al personale giornaliero, pari a 1400 unità al giorno;
- il numero di utenti giornalieri, pari a 2374 unità al giorno.

Sommando i tre contributi si ottiene un numero totale di A.E. pari a 1558.

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, perdite idriche,...); il suo valore è pari a circa $0,80 \div 0,85$.

In questo modo la portata reflua media risulta pari a:

$$Q_n = 0,85 \cdot \frac{250 \cdot 1558}{86400} = 3,8 \frac{l}{s}$$

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).

Per calcolare il coefficiente di punta 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 2.78. Moltiplicando quindi il coefficiente di punta per la portata media nera, la portata massima reflua risulterà pari a:

Autore	Attività	Gara	Esecuzione	pag. 26 di 34 del file
Marco Maglionico	SF/10/19			Relazione idraulica e delle reti fognarie.docx

$$Q_{n\max} = 2.78 \cdot 3.8 = 10.6 \text{ l/s}$$

È stato verificato il riempimento massimo e la velocità nella tubazione che nel tratto più a valle raccoglierà tutte le portate reflue in arrivo dall'ospedale. A favore di sicurezza viene utilizzata la portata reflua massima. Si ipotizza un condotto in uscita dalla struttura in PVC SN8 di diametro pari a 250 mm. Calcolando la portata di riempimento tramite l'equazione di Gauckler-Strickler e considerando una pendenza di 0,002 m/m si ottiene un riempimento del 45% e una velocità di circa 0,55 m/s. Di seguito è stata riportata la scala di deflusso per sezione circolare per il condotto in uscita dalla struttura ospedaliera.

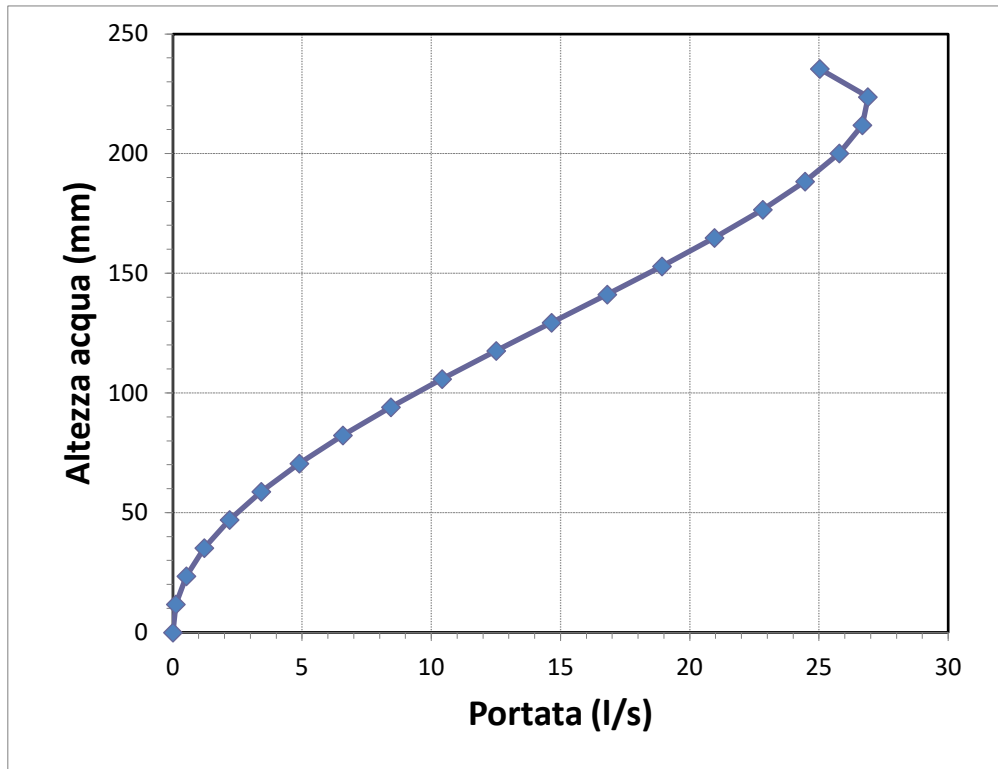


Figura 17 – Scala di deflusso per sezione circolare (DN200, PVC, i=0.002 m/m).

Altezza acqua (mm)	Portata (l/s)	Velocità (m/s)
0.00	0.0	0.00
11.77	0.1	0.15
23.54	0.5	0.23
35.31	1.2	0.30
47.08	2.2	0.35
58.85	3.4	0.40
70.62	4.9	0.45
82.39	6.6	0.48
94.16	8.4	0.52
105.93	10.4	0.55
117.70	12.5	0.58
129.47	14.7	0.60
141.24	16.8	0.62
153.01	18.9	0.63
164.78	21.0	0.64
176.55	22.8	0.65
188.32	24.5	0.66
200.09	25.8	0.65
211.86	26.7	0.65
223.63	26.9	0.63
235.40	25.0	0.58

Le acque reflue dell'ospedale, per via della topografia prevalentemente pianeggiante del sito, e la mancanza di quote altimetriche di dettaglio, si ipotizza in modo prudenziale che esse non sono in grado di raggiungere la rete pubblica di smaltimento solo tramite moto per gravità. Questo è anche legato all'attraversamento del canale di bonifica che condiziona l'altimetria della tubazione dovendo transitare nell'impalcato dell'attraversamento stradale. È prudenziale, di conseguenza, prevedere un impianto di sollevamento delle acque reflue che possa convogliare tutte le acque nere provenienti dall'ospedale per poi pompare i reflui nella zona nord-orientale dell'area di progetto, all'interno della zona a gestione AUSL, dalla quale le acque possano confluire nella rete pubblica per gravità. Per via delle condizioni di esercizio particolarmente sfidanti, per la condotta di mandata è necessario utilizzare un materiale particolarmente efficiente dal punto di vista chimico e fisico. Nel caso in esame è stato scelto il polietilene ad alta densità del tipo PE100 RC PN16 che garantisce tenuta stagna permanente, curvabilità, elevata inerzia chimica, elettrica e biologica, resistenza all'abrasione, comportamento plastico in situazioni instabili ed elevata resistenza alla crescita lenta della frattura. L'andamento planimetrico è stato progettato dall'impianto di sollevamento al recapito nella pubblica fognatura.

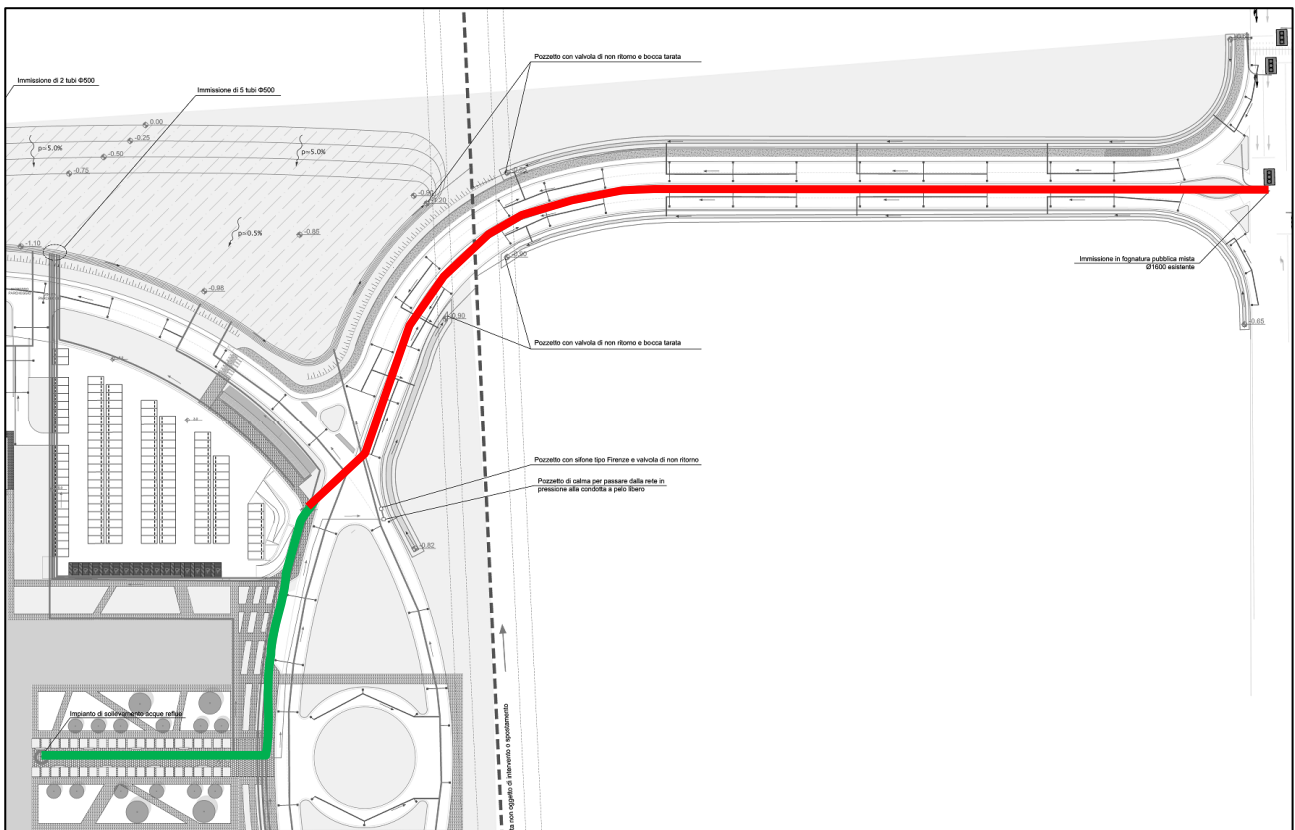


Figura 18 – Schema della rete nera dall'impianto di sollevamento alla fognatura pubblica (in verde il tratto in pressione e in rosso il tratto a pelo libero).

Per la valutazione del diametro commerciale da utilizzare per il tratto in pressione si è proceduto con la stima delle perdite di carico distribuite e concentrate presenti lungo il tracciato. Per la stima delle perdite di carico distribuite è stata utilizzata la formula di Darcy:

$$J = \beta \frac{Q^2}{D^5}$$

Dove J è la perdita di carico per unità di lunghezza della tubazione, Q è la portata transitante, D il diametro della condotta e β un coefficiente che dipende dalla scabrezza del materiale della tubazione. Per il coefficiente β sono state proposte diverse formulazioni. Per il caso in esame è stata utilizzata quella in funzione della scabrezza espressa tramite il coefficiente di Gauckler-Strickler:

$$\beta = \frac{10,3}{k_s^2 \cdot D^{1/3}}$$

Dove k_s è appunto il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler. Per il materiale utilizzato il coefficiente è stato assunto prudenzialmente pari a $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Per la stima delle perdite di carico localizzate è stata usata la formula:

Autore	Attività	Gara	Esecuzione	pag. 29 di 34 del file
Marco Maglionico	SF/10/19			Relazione idraulica e delle reti fognarie.docx

$$\Delta H_i = \zeta_{ai} \cdot \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Dove ΔH_i sono le perdite di carico localizzate, ζ_a sono i coefficienti di resistenza localizzati, V è la velocità del fluido in condotta e g è l'accelerazione di gravità. Per il caso in esame sono state considerate una perdita di ingresso a spigolo vivo in uscita dalla pompa, una perdita per la presenza di una valvola di non ritorno e per una valvola a farfalla completamente aperta, la perdita relativa alle cinque curve a 90° effettuate dalla condotta lungo il tragitto e la perdita di sbocco in uscita.

Le perdite di carico totali (o prevalenza totale) calcolate sono pari a:

$$\Delta H_{tot} = J \cdot L + \sum_{i=1}^5 \zeta_{ai} \cdot \left(\frac{V^2}{2g} \right) + \Delta H_g$$

Dove i termini presenti sono gli stessi descritti in precedenza e ΔH_g è la prevalenza geodetica, ovvero la differenza di quota tra i peli liberi del serbatoio di mandata e di quello di aspirazione, nel caso in esame si ipotizzata pari a circa 2 m.

Per la stima delle perdite di carico si sono dunque applicate le formule esposte facendo variare il diametro in uscita dal sollevamento e la portata transitante all'interno della premente cercando di mantenere la velocità del fluido compresa tra 0.7 m/s e 1.5 m/s e una portata leggermente superiore alla portata massima in ingresso al sollevamento.

In questo modo, prevedendo una portata in uscita dal sollevamento pari a 15 l/s, si è scelto di adottare un DN140 in PEAD PN16, e di conseguenza si avrà una velocità in condotta di circa 1.5 m/s e circa 10 m di prevalenza totale.

Con i dati sopra calcolati è quindi possibile individuare la tipologia di pompa idonea allo smaltimento delle acque reflue. A titolo di esempio la pompa Caprari modello KCW080HE+003741N3, di cui si riportano nella figura seguente le curve caratteristiche, è una tipologia idonea ai calcoli eseguiti.

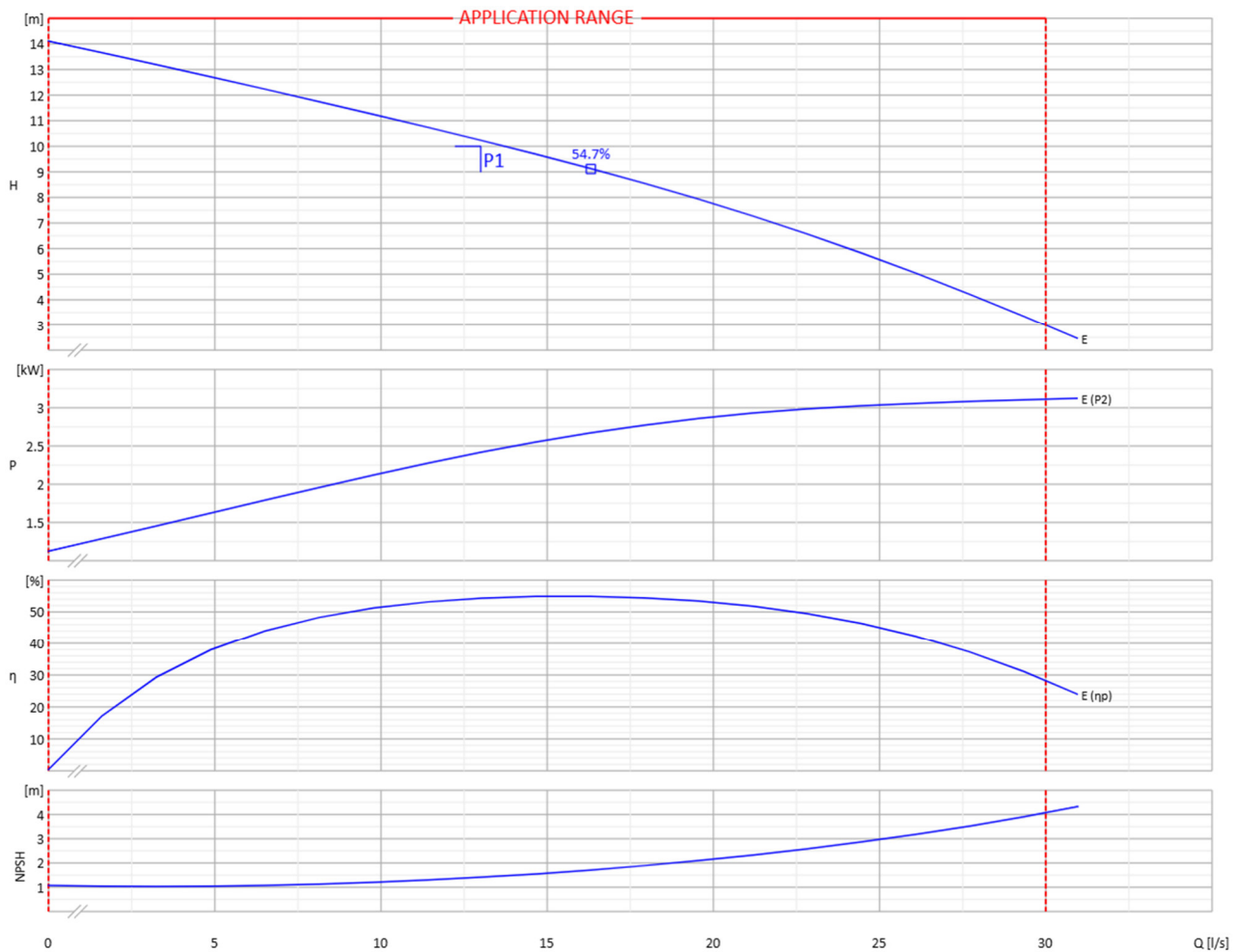


Figura 19 - Curve caratteristiche della pompa tipo Caprari modello KCT040FG+002021N3 con caratteristiche idonee ai parametri idraulici calcolati.

Una volta scelta la tipologia di pompa da utilizzare è necessario verificarne il punto di funzionamento, ovvero la portata e la prevalenza totale alla quale la macchina lavorerà a regime. Per effettuare la verifica sono state messe a confronto la curva caratteristica della pompa con la curva che descrive le perdite di carico del sistema in un piano Q-H. Si esprimono dunque le curve tramite equazioni polinomiali di secondo grado. La curva del sistema si ottiene esprimendo l'equazione con la quale si è calcolata la prevalenza totale in funzione della portata, come illustrato in seguito, mentre per la curva caratteristica della pompa essa può essere ricavata tramite lo strumento linea di tendenza del foglio di calcolo, inserendo nel grafico una serie di punti Q-H ricavati dalla curva caratteristica fornita dal fornitore.

$$\Delta H_{tot} = \beta \frac{Q^2}{D^5} \cdot L + \sum_{i=1}^5 \zeta_{ai} \cdot \left(\frac{Q^2}{2g \cdot A^2} \right) + \Delta H_g = R \cdot Q^2 + \Delta H_g$$

Mettendo a sistema le due curve si ottiene quindi il valore della portata di funzionamento e la prevalenza associata.

$$\begin{cases} \Delta H_{tot} = R \cdot Q^2 + \Delta H_g \\ \Delta H_{tot} = A \cdot Q^2 + B \cdot Q + C \end{cases}$$

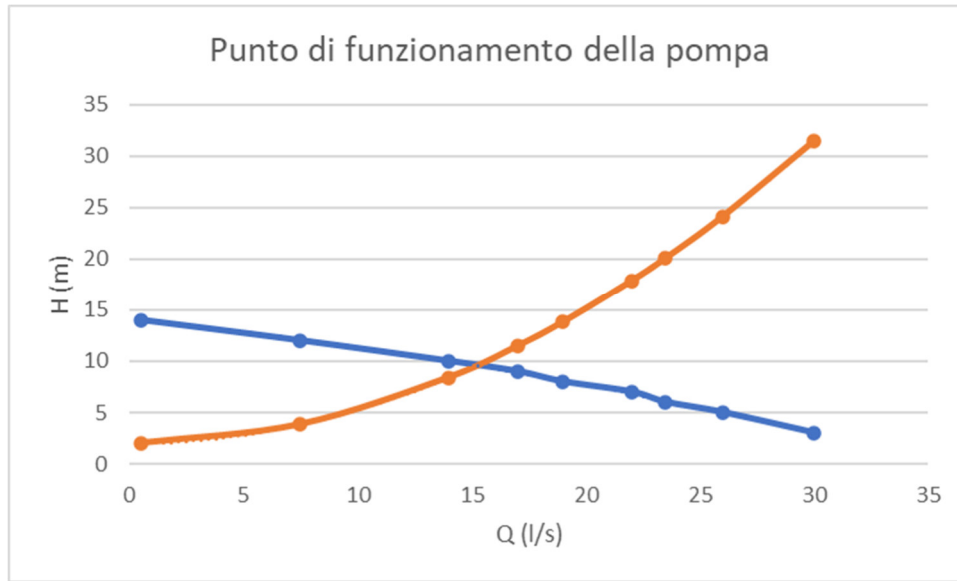


Figura 20 – Equazione caratteristica della pompa (blu) e del sistema (arancione) che messe a sistema forniscono il punto di funzionamento della pompa.

Per il caso in esame la portata di funzionamento è pari a circa 15.2 l/s corrispondente a una velocità di 1.47 m/s e la prevalenza totale è pari a 9.56 m, valori in linea con l'analisi effettuata in precedenza e che non supera i limiti imposti inizialmente.

Per quanto riguarda il volume dell'impianto, dove saranno alloggiate le pompe, si può adottare un volume minimo di circa 3 m³. Si avranno almeno 2 pompe di cui una di riserva a funzionamento alternato.

Per le acque reflue al momento non si sono ipotizzati eventuali trattamenti che potranno poi essere valutati nelle fasi progettuali successive quando saranno note le reti fognarie all'interno degli edifici.

Al termine del tratto di tubazione in pressione sarà inserito un pozzetto di disconnessione che consentirà di passare dal moto in pressione ad un moto a pelo libero. Si poserà successivamente un pozzetto di ispezione con inseriti un sifone e una valvola di non ritorno tipo clapet al confine di proprietà tra AUSL e Comune di Carpi. A valle di tale pozzetto la rete fognaria è considerata pubblica e porterà le acque reflue in un collettore esistente di fognatura mista di diametro 1600 mm lungo la Via Bruno Losi come indicato dal Gestore AIMAG SpA.

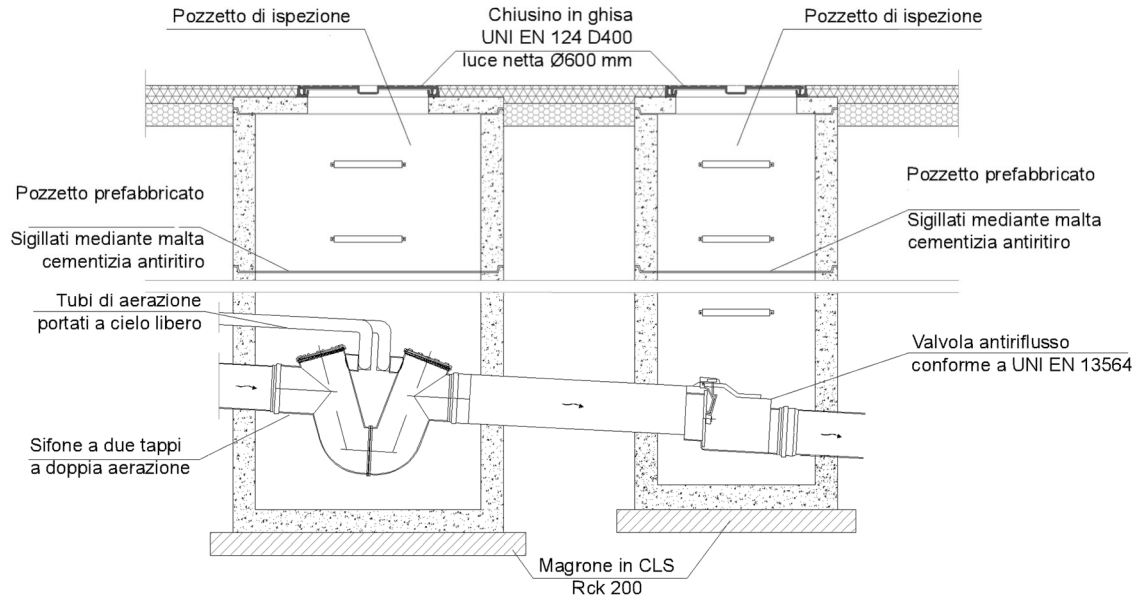


Figura 21 – Esempio di pozzetti con sifone e valvola di non ritorno.

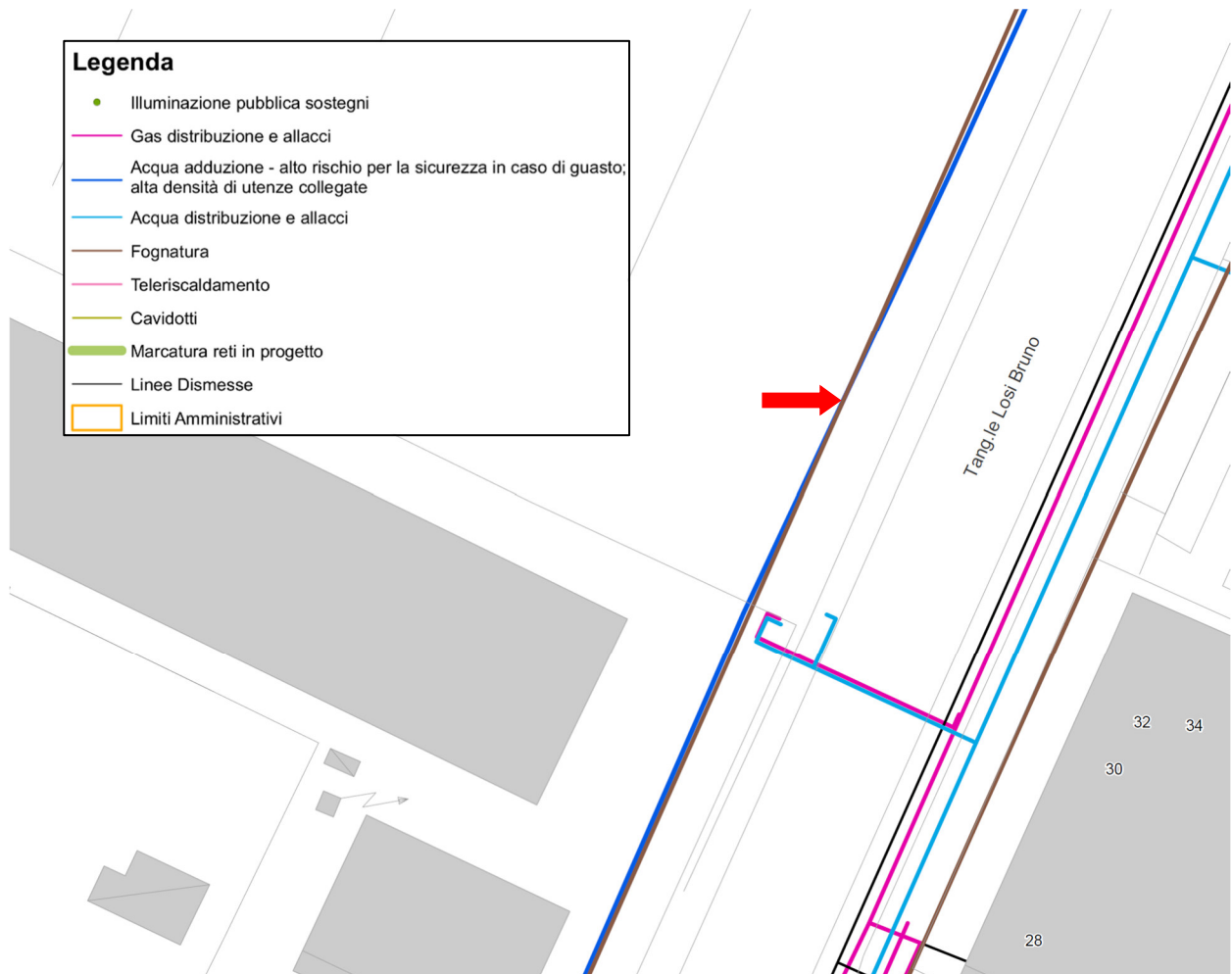


Figura 22 – Cartografia dei sottoservizi esistenti fornita da AIMAG SpA con evidenziato il collettore fognario (freccia rossa) nel quale scaricheranno le acque reflue dell'ospedale.

Al momento non si dispone delle quote di scorrimento del collettore fognario esistente e pertanto questo rappresenta un approfondimento necessario nelle fasi progettuali successive.