

COMUNE DI SANTARCANGELO

PROGETTO DI P.U.A.

**AREA APC.N2.2 - Frazione di San Bartolo,
Comune di Santarcangelo di Romagna,
Via A. Costa, via Emilia ovest**

RELAZIONE FOGNATURE E INVARIANZA IDRAULICA - INTEGRAZIONE 1 -

Proprietà:	EDIL IMPIANTI 2 SRL con sede in Santarcangelo di Romagna (RN) Via A. Costa n. 139 - P. IVA - Cod. Fiscale: 04 097 670 402 PATRIZIA CAMPIDELLI C.F. CMPPRZ60D54I304Y, nella sua qualità di Amministratore Unico
Progettista incaricato:	Arch. GIOVANNI GAVELLI c.so A. Diaz n°64 - Forlì C.F. GVL GNN 52B15 D704H
Rilievo topografico:	TOPOCAD – Studio associato Geometri Nevio Semprini, Davide Filipucci, Alan Bertozzi
Relazione geologica:	Dott. Geol. FRANCO BATTISTINI
Progettista collaboratore verde pubblico:	Paesaggista FILIPPO PIVA
Progettista collaboratore invarianza idraulica, reti fognature:	Ing. MASSIMO PLAZZI
Progettista collaboratore reti acqua, gas, antincendio:	Ing. MICHELANGELO COSTA
Progettista collaboratore reti E-distribuzione, Pubblica Illuminazione, Telecom e Fibra ottica:	P.I. ANDREA PADOVANI
Documentazione impatto acustico:	MONITORA – Dott. Andrea Nisi
Valutazione di sostenibilità ambientale:	Ing. DANTE NERI

INDICE

0. PREMESSA..... 1

1. STATO ATTUALE DEL SISTEMA FOGNARIO 3

2. STATO DI PROGETTO DEL SISTEMA FOGNARIO..... 4

3. INVARIANZA IDRAULICA 9

 3.1 Metodo di calcolo dei volumi di compensazione idraulica 9

 3.2 Individuazione delle superfici impermeabili e permeabili ante e post operam..... 10

 3.3 Determinazione dei volumi per l’invarianza idraulica 15

 3.4 Reperimento dei volumi per l’invarianza idraulica..... 31

4. VERIFICA IDRAULICA DELLA DIMENSIONE DELLE STROZZATURE FINALI..... 37

5. VALUTAZIONE DELL’OFFICIOSITÀ IDRAULICA DELLE DORSALI DI FOGNA BIANCA..... 46

6. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA 53

ALLEGATO A: CONTEGGIO VOLUMI DI INVARIANZA IDRAULICA DA REGOLAMENTO DEL CONSORZIO DI
BONIFICA ROMAGNA..... 57

0. PREMESSA

Nella presente relazione specialistica vengono espone le scelte metodologiche e progettuali adottate per il dimensionamento della rete di drenaggio pubblica delle acque meteoriche, a servizio dell'intervento urbanistico in oggetto da realizzarsi in Comune di Santarcangelo di Romagna, località San Bartolo, con particolare attenzione al dimensionamento dei dispositivi atti a garantire l'invarianza idraulica (in osservanza all'Art. 11 del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca). Verranno inoltre descritte le scelte adottate per la progettazione e il dimensionamento della rete fognaria pubblica di acque nere (acque reflue).

Di seguito si riporta una veduta su base fotografica aerea dell'area di intervento.



In particolare, l'area di intervento risulta confinante a Nord-Est con via Emilia Est, ad Ovest con via Andrea Costa e a Sud-Ovest/Sud-Est con un'area già attualmente edificata di altra proprietà non facente parte dell'intervento in oggetto. Attualmente l'area in esame risulta permeabile in quanto destinata a verde privato, ad eccezione di una porzione già attualmente impermeabilizzata sulla quale ha sedime un edificio.

Il progetto prevede la realizzazione di due lotti privati: un primo lotto (LOTTO 1) a servizio dell'edificio esistente, ed un secondo lotto (LOTTO 2) nel quale verrà realizzato un nuovo edificio a destinazione terziaria/commerciale.

Lungo il confine Sud-Ovest e Sud-Est di comparto il progetto prevede la realizzazione di una nuova viabilità pubblica di collegamento tra via Andrea Costa e via Emilia Est; verrà inoltre realizzata una fascia destinata a verde pubblico lungo il confine Nord e Nord-Est di comparto, attraversata da un percorso ciclabile che si collegherà con quello esistente lungo via Andrea Costa e con quello previsto verso Est su Comparto adiacente non oggetto del presente progetto.

Per ulteriori dettagli e per una più chiara comprensione di quanto di seguito esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Nei capitoli seguenti vengono riportate le scelte progettuali adottate ed i calcoli per il dimensionamento delle reti fognarie per acque meteoriche e per acque nere a servizio dell'area di intervento.

Si evidenzia che tutte le grandezze in gioco sono state stimate cautelativamente al fine di dimensionare l'intervento con un buon margine di sicurezza idraulica.

Inoltre l'iter progettuale ha sempre tenuto in debita considerazione tutte le indicazioni e/o le regole di buona pratica costruttiva fornite dal Consorzio di Bonifica della Romagna e dall'ente gestore HERA.

1. STATO ATTUALE DEL SISTEMA FOGNARIO

Dai rilievi effettuati in sito e dalle indicazioni dell'ente gestore del sistema fognario HERA S.p.A., vengono ora riportate le principali caratteristiche dell'impianto fognario a servizio dell'area di interesse, al fine di poter avere tutti gli elementi utili necessari per descrivere in modo esaustivo le scelte metodologiche e progettuali adottate per la rete fognaria di progetto.

Per una più chiara comprensione di quanto di seguito esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto, tra i quali quello relativo alle reti fognarie a servizio dell'area in esame, di cui successivamente se ne riporta un estratto.

Fognatura bianca

Attualmente il lotto in esame risulta totalmente sprovvisto di una dorsale fognaria per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, sia pubblica che privata; le acque meteoriche ricadenti sull'area di intervento defluiscono infatti, seguendo la pendenza dell'area, verso il fosso stradale della via Emilia Est e di via Andrea Costa.

Si sottolinea invece che in testa al fosso succitato di via Andrea Costa, all'altezza dell'incrocio con via Morigi, il progetto definitivo di PUA del comparto attiguo (ad est) prevederà il collegamento di una nuova rete fognaria bianca pubblica costituita da tubazioni in PVC DN500, con scarico al fosso stradale orientale della stessa via Costa, proprio in corrispondenza dell'angolo Sud-Est del presente Comparto urbanistico.

Tale (prossima) dorsale fognaria pubblica in PVC DN500 e il fosso succitato di via Andrea Costa, risultano senz'altro essere i migliori recettori possibili per le acque meteoriche tributarie del Comparto qui in progetto

Fognatura nera

Per quanto riguarda la fognatura nera, la dorsale pubblica esistente nelle immediate vicinanze dell'area in esame è costituita da una condotta in CLS DN500 con funzionamento a gravità che si sviluppa lungo la via Andrea Costa; in particolare, sempre all'altezza dell'incrocio con via Morigi, si individua il pozzetto di testata della fognatura stessa, con profondità di scorrimento sufficiente a permettere, con i ricoprimenti minimi necessari, il collettamento in esso di tutta la nuova dorsale di fognatura nera del presente Comparto.

2. STATO DI PROGETTO DEL SISTEMA FOGNARIO

Fognatura bianca

Il progetto prevede la realizzazione di una rete fognaria pubblica, realizzata con condotte in PVC DN500 SN16, con sedime lungo la nuova viabilità pubblica a servizio del comparto, di collegamento tra via Andrea Costa e via Emilia Est.

In particolare, si prevede la realizzazione di una dorsale principale in PVC DN500 SN16 con pendenza di posa costante pari allo 0.12% (tratto B1-B5), con pozzetto di testata in corrispondenza dell'accesso/uscita di PUA da via Emilia Est; tale dorsale avrà sedime lungo la sede stradale pubblica di progetto interna al comparto, fino al pozzetto anch'esso di progetto B5.

Tale dorsale principale riceverà le acque defluenti dalla quasi totalità delle superfici pubbliche di PUA (circa il 90% della superficie pubblica complessiva), unitamente alle portate meteoriche in uscita dal lotto privato LOTTO 1. Infatti, in corrispondenza del pozzetto di progetto B2 si ipotizza il collegamento della rete fognaria bianca privata di progetto a servizio delle superfici private LOTTO 1: tale aspetto verrà comunque affrontato in dettaglio con le successive fasi di progettazione.

Nel pozzetto di progetto B5 verrà collegato un secondo tratto costituente la rete fognaria pubblica di progetto, anch'esso in PVC DN500 SN16 con pendenza di posa pari allo 0.15% (tratto B4-B5); tale tratto fognario avrà sedime sempre lungo la nuova sede stradale pubblica di comparto, con pozzetto di testata in corrispondenza dell'accesso/uscita di PUA da via Andrea Costa.

Tale ramo riceverà la porzione restante della superficie pubblica di PUA non afferente alla dorsale principale, stimata circa nel 10% della superficie totale.

In corrispondenza del pozzetto B5, sul quale si collegano le due dorsali fognarie pubbliche di progetto succitate, verrà previsto il tratto terminale della rete fognaria pubblica di progetto, realizzato in PVC DN125 SN16 e pendenza di posa pari allo 0.50%, rappresentante la strozzatura limitatrice di portata richiesta ai fini dell'invarianza idraulica a seguito degli interventi di progetto (tratto B5-B6).

La strozzatura convoglierà la sua portata nella fognatura bianca pubblica prevista dal progetto definitivo di PUA del comparto attiguo a quello in esame, sfruttando il pozzetto anch'esso di nuova realizzazione B6.

Lungo lo sviluppo della dorsale fognaria pubblica di progetto verranno posizionati dei pozzetti di ispezione in CLS, di dimensione interna 100x100 cm, e interdistanza compresa tra 18.00 e 50.00 m circa, affinché sia possibile effettuare le normali operazioni di ispezione, manutenzione e pulizia in condizioni ottimali.

La viabilità interna al comparto verrà inoltre dotata di caditoie stradali posizionate con un'interdistanza di circa 11.00 – 16.00 m; si precisa che tutti i pozzetti stradali con caditoia sono da prevedersi sifonati e di dimensione interna 0.50 x 0.50 m, dotati di chiusino in ghisa sferoidale conforme alla norma UNI EN 124 e classe D400.

Per permettere la realizzazione del percorso ciclabile previsto lungo il confine del comparto, sarà necessario prevedere il tombinamento di un tratto del fosso stradale esistente su via Andrea Costa, mediante la posa di condotte in PVC DN630 SN16 con pendenza di posa pari allo 0.25%.

Le acque meteoriche defluenti dal lotto privato LOTTO 2 verranno raccolte e smaltite invece, mediante adeguato sistema di drenaggio privato, nel nuovo tratto tombinato del fosso esistente di via Andrea Costa, sfruttando il pozzetto di ispezione di progetto P7.

Il LOTTO 2 verrà infatti servito da una rete fognaria privata, costituita da una dorsale principale caratterizzata da un primo tratto in CLS DN600 e da un secondo tratto in CLS DN800, con pendenza di posa costante pari allo 0.10% (tratto P1-P5); tale dorsale avrà sedime lungo la viabilità privata interna al LOTTO 2, fino al pozzetto di progetto P5 localizzato in corrispondenza dell'accesso/uscita del lotto da via Andrea Costa.

Nel pozzetto P5 verrà collegato un secondo tratto fognario di progetto in CLS DN800 con pendenza di posa pari allo 0.10% (tratto P6-P5), sempre a servizio dell'area privata di LOTTO 2.

In corrispondenza del pozzetto P5, sul quale si collegano le due dorsali fognarie private di progetto succitate, verrà previsto il tratto terminale con funzione di strozzatura limitatrice di portata ai fini dell'invarianza idraulica del LOTTO 2, realizzato in PVC DN125 e pendenza di posa pari allo 0.50% (tratto P5-P7).

La strozzatura convoglierà la sua portata nel nuovo tratto tombinato del fosso esistente di via Andrea Costa, sfruttando il pozzetto anch'esso di nuova realizzazione P7.

Lungo lo sviluppo della dorsale fognaria privata di progetto a servizio del LOTTO 2 verranno posizionati dei pozzetti di ispezione in CLS, di dimensione interna 120x120 cm, e interdistanza compresa tra 20.00 e 35.00 m circa, affinché sia possibile effettuare le normali operazioni di ispezione, manutenzione e pulizia in condizioni ottimali.

Si evidenzia inoltre che nel rispetto dell'Art. 42 "Il progetto di sistemazione a verde" del Regolamento Comunale del Verde Pubblico e Privato del Comune di Santarcangelo di Romagna il progetto prevede l'installazione di cisterne di accumulo dell'acqua piovana per il riutilizzo ai fini irrigui per i lotti privati e le superfici pubbliche. Per il lotto privato LOTTO 1 sarà necessaria una cisterna di 15 mc, mentre per il LOTTO 2 di capacità 25 mc: il posizionamento delle due cisterne verrà definito con precisione nelle fasi di progetto successive, all'interno dei singoli lotti, finalizzate alle relative richieste di Permesso di Costruire.

Per le superfici pubbliche, si prevede fin da ora un'analogha cisterna di capacità pari a 25 mc, che verrà posta al di sotto del percorso ciclabile di progetto poco ad est dell'incrocio tra l'accesso al PUA e via Andrea Costa.

Fognatura nera

Per quanto riguarda la fognatura nera pubblica di progetto si prevede, con schema tipologico ed impianto planimetrico analogo alla fognatura bianca di progetto, una rete con sviluppo lungo la sede stradale interna al comparto, al servizio dei lotti privati di progetto.

La dorsale fognaria verrà realizzata in PVC DN200 SN16 con pendenza di posa costante pari allo 0.15% (tratto N1-N3). All'altezza dell'accesso/uscita di PUA da via Andrea Costa verrà realizzato il tratto terminale della rete fognaria nera pubblica di progetto, di collegamento con la fognatura nera pubblica esistente su via Andrea Costa (tratto N3-N5): in particolare tale tratto terminale si collegherà al pozzetto di testata esistente N5 localizzato in corrispondenza dell'incrocio tra via Andrea Costa e via Morigi.

Lungo lo sviluppo della dorsale fognaria nera di progetto, più precisamente in corrispondenza del pozzetto di testata e nei cambi di direzione, verranno posizionati dei pozzetti di ispezione in CLS con dimensione interna 80 x 80 cm (o, equivalentemente, di diametro interno pari a 100 cm).

Si sottolinea che per permettere il collegamento della rete fognaria nera di progetto con la dorsale esistente si crea un'interferenza altimetrica ineludibile, ma idraulicamente risolvibile, tra la rete di progetto ed il punto di "connessione" tra la dorsale fognaria bianca di progetto prevista dal PUA del comparto attiguo e il tombinamento qui previsto, in PVC DN630 SN16 del fosso stradale di via Andrea Costa, entrambi necessari per la realizzazione del percorso ciclabile.




Per garantire la risoluzione dell'interferenza altimetrica, si prevede la realizzazione di un pozzettone in CLS di dimensione interna 150 x 150 cm, molto ampio, da posizionare in corrispondenza del punto di interferenza (pozzetto N4).

Il pozzettone N4 attraversato, in quanto previsto di grandi dimensioni, assicurerà entrambe le esigenze:









- l'ottimale deflusso delle acque nere di comparto verso la rete esistente DN500, nonostante l'impedimento dato dalla condotta di tombinamento fosso sotto la ciclabile DN500/630. Alzare la nuova fogna nera DN200 PVC oltre l'estradosso del tombino DN500/630 (soluzione obbligata senza la presenza del pozzettone N4) renderebbe di fatto impossibile garantire gli adeguamenti ricoprimenti fognari alla nuova dorsale N1-N5 sia entro il comparto che nel tratto finale sulla via Costa.
- l'ottimale deflusso, verso valle, delle acque all'interno della prevista tombinatura del fosso stradale di via Andrea Costa, in quanto il passaggio "alto" della nuova fognatura nera DN200 PVC – all'interno di una camicia protettiva DN300 in acciaio - occluderà solo teoricamente la sezione utile di passaggio dello stesso DN630 all'interno del pozzettone N4, in quanto all'interno di quest'ultimo la sezione utile di passaggio (larghezza 150 cm, altezza netta maggiore di 33 cm) sotto la camicia avrà area pari a 0,50 mq, cioè circa il triplo della sezione interna della tubazione in ingresso DN500 e circa il doppio della sezione interna della tubazione in uscita DN630.

Per una più chiara comprensione di quanto esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto, ed in particolare a quello relativo alle reti fognarie a servizio dell'area in esame, di cui di seguito se ne riporta un estratto.




RETI FOGNE PUBBLICHE ESISTENTI O DI PROSSIMA REALIZZAZIONE

-  Fognatura bianca pubblica da progetto definitivo di PUA comparto attiguo ("ADRIAUTO") DN500 PVC
-  Fognatura bianca pubblica esistente DN400 PVC
-  Fognatura nera pubblica esistente DN500 CLS





FOGNA BIANCA PUBBLICA DI PROGETTO

-  Pozzetto per passaggio fognatura nera di progetto e risoluzione interferenza altimetrica dim. int. 150x150 cm
-  Fognatura bianca pubblica di progetto DN125/200/315/500 PVC SN16
-  Fognatura bianca pubblica di progetto - fognoli di collegamento caditoie DN160 PVC SN16
-  Pozzetto di ispezione fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 100x100 cm
-  Caditoia fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 50x50 cm
-  Griglia per depressione morfologica di laminazione su fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 100x100 cm
-  Disoleatore a monte di V.A.
-  Vasca raccolta acque meteoriche per irrigazione per aree pubbliche - 25 mc




FOGNA NERA PUBBLICA DI PROGETTO

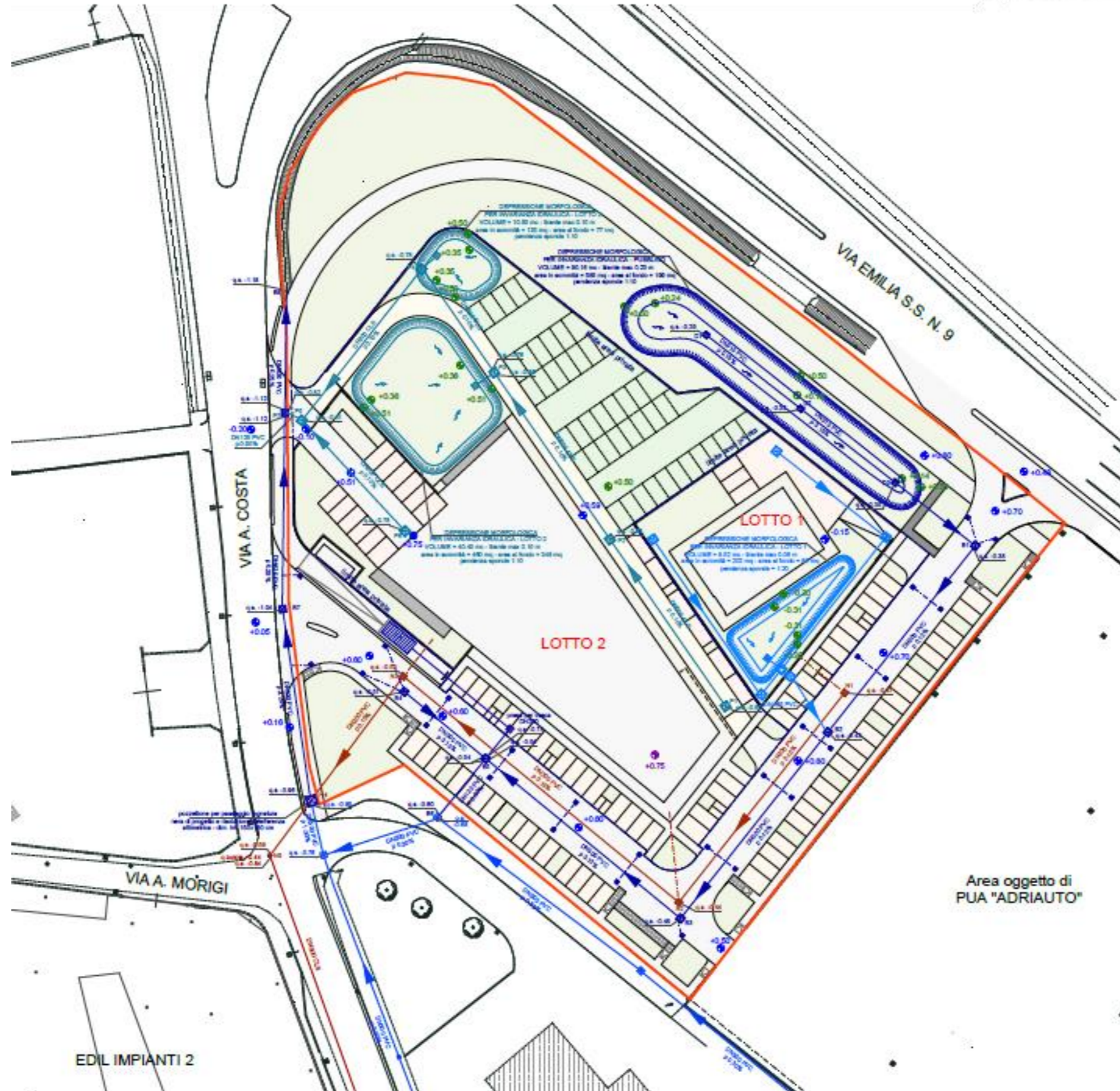
-  Fognatura nera pubblica di progetto DN200 PVC SN16
-  Fognatura nera di progetto - allacci ai lotti privati DN160 PVC SN16
-  Pozzetto di ispezione fognatura nera pubblica di progetto dim. int. 80x80 cm

FOGNA BIANCA PRIVATA DI PROGETTO (LOTTO 1)

-  Fognatura bianca privata di progetto LOTTO 1 - diametro da definire in fase di PDC privato specifico
-  Pozzetto di ispezione fognatura bianca privata di progetto LOTTO 1 - dim. da definire in fase di PDC privato specifico
-  Griglia per depressione morfologica di laminazione su fognatura bianca privata di progetto LOTTO 1 dim. int. 100x100 cm
-  Pozzetto di ispezione con pompaggio fognatura bianca privata di progetto LOTTO 1

FOGNA BIANCA PRIVATA DI PROGETTO (LOTTO 2)

-  Fognatura bianca privata di progetto LOTTO 2 DN600/800 CLS - DN125 PVC SN16
-  Pozzetto di ispezione fognatura bianca privata di progetto LOTTO 2 dim. int. 120x120 cm
-  Griglia per depressione morfologica di laminazione su fognatura bianca privata di progetto LOTTO 2 dim. int. 100x100 cm



EDIL IMPIANTI 2

3. INVARIANZA IDRAULICA

3.1 Metodo di calcolo dei volumi di compensazione idraulica

Lo scopo principale di questo paragrafo è quello di riassumere le valutazioni inerenti le modifiche prodotte dall'intervento di progetto al regime idraulico esistente, al fine di dimensionare i dispositivi atti a garantire l'invarianza idraulica secondo la normativa vigente. La normativa di riferimento è rappresentata dal Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca, unitamente a quanto citato nel Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna e dal Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) della Provincia di Rimini.

L'art. 11 *“Interventi per la mitigazione del rischio idraulico e per il mantenimento o ripristino della funzionalità idraulica e della qualità ambientale”* delle norme del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca recita che *“Ai fini della mitigazione del rischio idraulico nell'ambito territoriale di riferimento e del mantenimento o ripristino della funzionalità idraulica e della qualità ambientale, il Piano Stralcio prevede interventi puntuali, direttamente correlati alle situazioni in atto, e interventi diffusi, atemporalmente, relativi all'intero bacino”*.

Al comma 3 punto a1 *“in assenza di specifiche disposizioni emanate dalle Regioni e/o di studi generali condotti dagli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica comunali, negli interventi attuabili attraverso piani urbanistici attuativi, venga effettuata la raccolta delle acque meteoriche in invasi di laminazione tali da garantire un rilascio al corpo idrico ricettore non superiore a 10 l/s per ettaro di superficie drenata interessata dall'intervento ed in ogni caso con capacità pari ad almeno 350 mc per ogni ettaro di superficie effettivamente impermeabilizzata. Laddove si accerti la necessità di volumi di laminazione superiori al parametro minimo fissato dal presente comma (350 mc/ha) considerando il rilascio specifico massimo ammissibile (10 l/s per ha), si adotterà tale maggior volume. In caso contrario, ovvero di volumi definiti con riferimento al rilascio massimo stabilito (10 l/s per ha) inferiori a 350 mc/ha di superficie impermeabilizzata, dovrà invece adottarsi il suddetto valore minimo per il dimensionamento del serbatoio di laminazione, riducendo coerentemente il rilascio massimo ammissibile sul ricettore terminale. Gli invasi di laminazione possono avere capacità inferiore rispetto a quanto sopra disciplinato, o, solo per interventi di superficie inferiore a 5000 mq di superficie territoriale, possono non essere previsti, se il loro dimensionamento viene verificato da apposito studio che documenti le modalità di smaltimento delle acque meteoriche in rapporto alle caratteristiche e alla capacità di smaltimento delle portate di piena dei corpi idrici ricettori”*.

L'art.11 del PAI è stato recepito anche dal PTCP della Provincia di Rimini nell'art. 2.5 *“Mitigazione del rischio idraulico e funzionalità idraulica”*: in particolare al comma 2 cita testualmente *“negli interventi attuativi di trasformazione urbana e di nuova urbanizzazione devono essere previsti, quali opere di presidio idraulico, invasi di laminazione tali da garantire un rilascio al corpo idrico ricettore non superiore a 10 l/s per ettaro di superficie drenata interessata dall'intervento ed in ogni caso con capacità pari almeno a 350 mc per ogni ettaro di superficie effettivamente impermeabilizzata [...]”*.

Nel caso in cui dal calcolo del volume di laminazione necessario a garantire il rispetto del rilascio massimo ammissibile di 10 l/sec per ettaro di superficie drenata, risultasse un valore superiore ai 350 mc per ogni ettaro di superficie impermeabilizzata, si procederà al conseguente maggiore dimensionamento delle opere di laminazione. Se viceversa il volume di laminazione necessario risultasse inferiore a 350 mc per ogni ettaro di superficie impermeabilizzata, non potendo derogare alla capacità minima delle opere di laminazione, sarà necessario ridurre di conseguenza il rilascio sul ricettore terminale. Le opere di laminazione possono avere capacità inferiore a 350 mc per ettaro di superficie impermeabilizzata o possono non essere previste (solo per interventi inferiori a 5.000 mq di superficie territoriale), se il loro dimensionamento viene verificato da apposito studio specifico che documenti la modalità di smaltimento delle acque meteoriche in rapporto alle caratteristiche e alla capacità di smaltimento delle portate di piena dei corpi idrici ricettori fino al ricettore finale e alle eventuali criticità connesse al rischio idraulico dell'area urbana afferente ai medesimi ricettori".

Oltre a quanto contenuto negli articoli sopra citati, ulteriori disposizioni vengono introdotte dal Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna in merito al reperimento dei volumi di laminazione: nel territorio dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca (Provincia di Rimini) il Consorzio richiede il dimensionamento dei dispositivi di laminazione tenendo conto dell'effetto d'invaso governato dalla legge di continuità, ovvero in un generico intervallo di tempo t il volume di laminazione (di invaso) è dato dalla differenza tra la portata di afflusso e quella di deflusso, moltiplicata per l'intervallo temporale considerato.

Per procedere quindi con la stima del volume di laminazione dovranno essere note le curve cronologiche delle portate di afflusso e di deflusso caratteristiche di un evento meteorico fissato di riferimento.

3.2 Individuazione delle superfici impermeabili e permeabili ante e post operam

Prima di procedere alla stima dei volumi invarianti per il presente progetto, occorre innanzitutto individuare i recettori ottimali nei quali convogliare le acque meteoriche scaricate dal comparto oggetto di intervento.

Come già precedentemente spiegato, si considera come recettore delle acque meteoriche individuabile in prossimità dell'area in esame il fosso stradale di via Andrea Costa, con sedime compreso tra la stessa via ad Ovest e il comparto ad Est.

Si sottolinea che da progetto definitivo di PUA del comparto attiguo, al fosso succitato verrà collegata una nuova dorsale fognaria pubblica costituita da tubazioni in PVC DN500: sull'ultimo pozzetto di tale dorsale fognaria del comparto attiguo viene individuato (con codice B6) il recettore ottimale della fognatura bianca pubblica di progetto a servizio del presente Comparto, alla quale afferiscono le acque meteoriche defluenti dalle superfici pubbliche di comparto e dal LOTTO 1 privato.

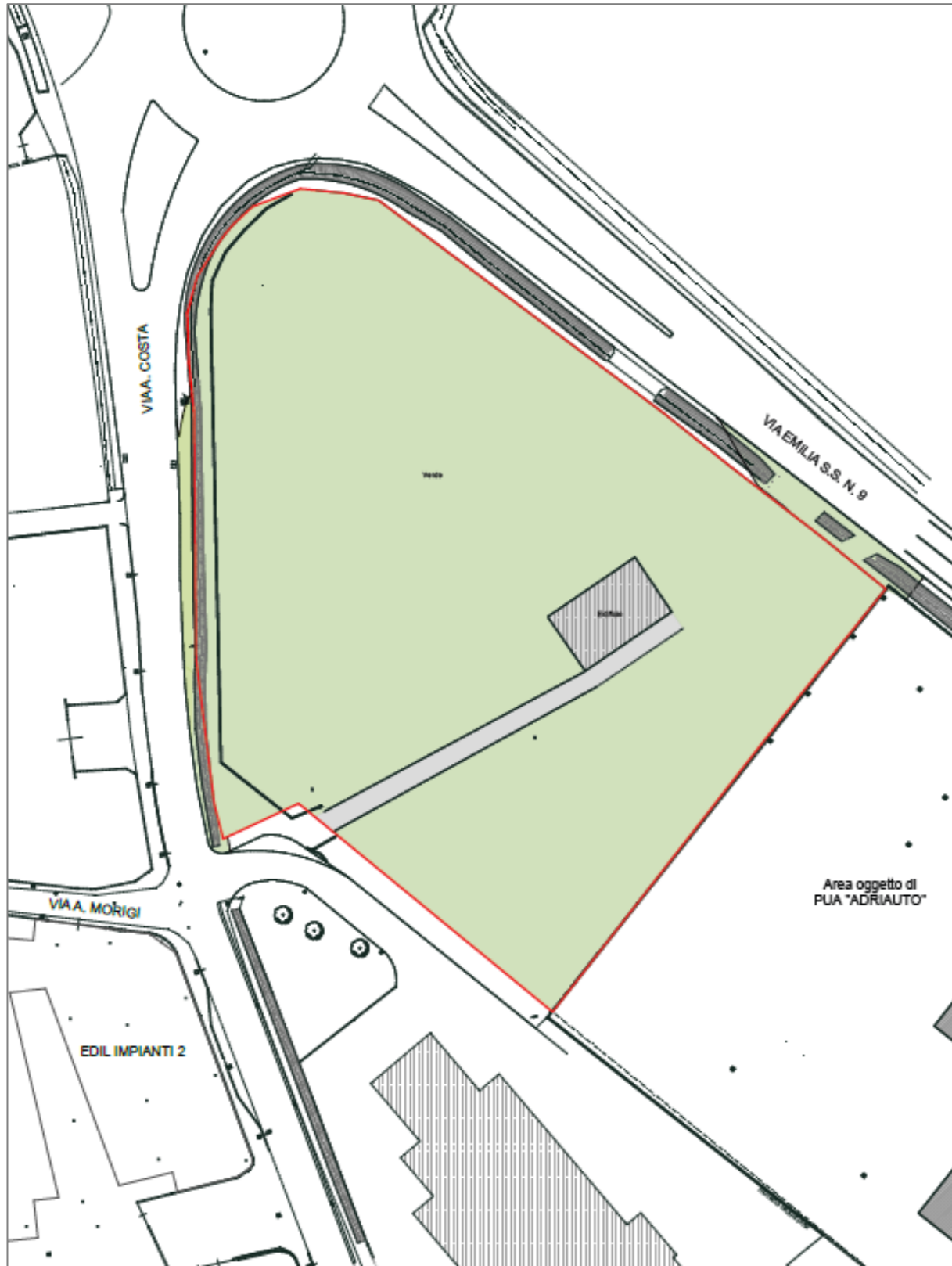
Le acque meteoriche defluenti dal LOTTO 2 privato verranno invece smaltite nel nuovo tratto tombinato di progetto del fosso di via Andrea Costa, sfruttando il pozzetto (con codice P7) anch'esso di nuova realizzazione localizzato lungo la nuova tombinatura, all'altezza dell'accesso/uscita del LOTTO 2 da via Andrea Costa.

Successivamente all'individuazione dei recettori finali, la grandezza fondamentale da valutare per il computo dei volumi minimi di compensazione idraulica da reperire ai fini dell'invarianza idraulica è rappresentata dall'incidenza delle superfici permeabili e impermeabili pre o post intervento.

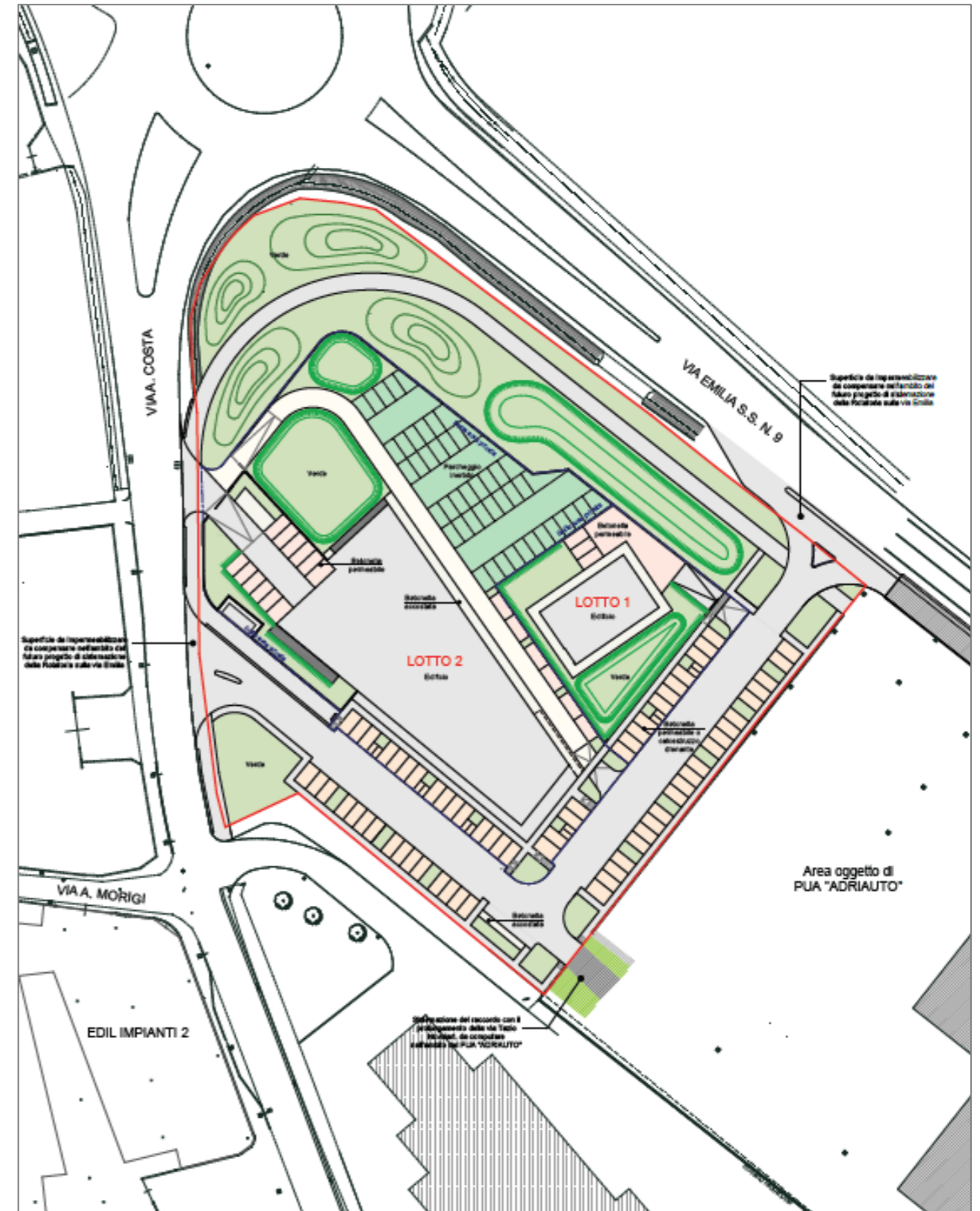
Di seguito si riporta la planimetria dello stato di fatto e dello stato di progetto dell'area di intervento in cui risultano suddivise le superfici impermeabili da quelle permeabili e semipermeabili.

Si sottolinea che nello stato attuale l'area oggetto di intervento risulta per la sua quasi totalità occupata da una superficie permeabile in quanto dedicata a verde, ad esclusione della porzione occupata dall'abitazione esistente (e pavimentazioni storiche attigue).

Planimetria stato attuale



Planimetria stato di progetto



Si sottolinea che alla base dei calcoli per la verifica di invarianza idraulica, e quindi per il dimensionamento dei volumi minimi da laminare, con riferimento allo stato post operam si prevede il reperimento dei volumi di compensazione considerando le porzioni private e la porzione pubblica separatamente. L'invarianza idraulica verrà quindi verificata suddividendola per competenza e cioè distinguendo le aree private da quelle pubbliche.

Nella tabella di seguito vengono riportate le superfici costituenti l'area di PUA nello stato post operam, considerate per il dimensionamento dei volumi minimi da laminare. Questi dati verranno utilizzati nelle pagine seguenti per determinare il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica, ai sensi di quanto previsto dalle norme del Piano Stralcio e del PTCP, e di quanto indicato nel Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica. Come già precedentemente anticipato, si sottolinea nuovamente che allo stato ante operam l'area di PUA risulta quasi totalmente permeabile, a eccezione di una porzione occupata dall'abitazione esistente (e aree attigue pavimentate).

	Superf. al 100% mq	% di perm.	Superf. perm. conteggiata mq
PROGETTO			
AREA PUBBLICA			
Area impermeabile			
Strade + marciapiedi in asfalto + piste ciclabili + isole spartitraffico + cordoli + muretti	2792	0%	0
Totalr Area impermeabile	2792		0
Area semipermeabile			
Stalli auto in calcestruzzo drenante / betonella permeabile	458	50%	229
Marciapiedi in betonella accostata	17	20%	3
Totalr Area semipermeabile	475		232
Area permeabile			
Verde (a standard e non) + fossi	3'510	100%	3'510
Totalr Area permeabile	3'510		3'510
TOTALE AREA PUBBLICA	6'777		3'742
AREA PRIVATA			
LOTTO 1			
Area impermeabile			
Sagoma edifici + strade + marciapiedi in asfalto + piazzali impermeabili + muretti + rampa in asfalto	434	0%	0
Totalr Area impermeabile	434		0
Area semipermeabile			
Piazze e Stalli auto in calcestruzzo drenante / betonella permeabile	327	50%	164
Marciapiedi in betonella accostata	155	20%	31
Totalr Area semipermeabile	482		195
Area permeabile			
Verde	513	100%	513
Totalr Area permeabile	513		513
TOTALE	1'429		708
LOTTO 2			
Area impermeabile			
Sagoma edifici + strade + marciapiedi in asfalto + muretti + piazzale (carico scarico) + cabina e-sidtribuz e relativa piazzola	2'236	0%	0
Totalr Area impermeabile	2'236		0
Area semipermeabile			
Stalli auto in calcestruzzo drenante / betonella permeabile	518	50%	259
Marciapiedi in betonella accostata + piazzola per gestione rifiuti	174	20%	35
Stradello in calcestruzzo drenante	496	50%	248
Totalr Area semipermeabile	1'188		542
Area permeabile			
Verde	1'030	100%	1'030
Parcheggio inerbito	980	100%	980
Totalr Area permeabile	2'010		2'010
TOTALE	5'434		2'552
TOTALE AREA PRIVATA	6'863		3'259
TOTALE AREA PUBBLICA + PRIVATA	13'640		7'002

Alla luce di quanto riportato nell'art. 11 del Piano Stralcio e recepito dal PTCP della Provincia di Rimini nell'art. 2.5, la grandezza più importante da valutare per il computo dei volumi di compensazione idraulica è l'incremento della superficie impermeabilizzata a seguito dell'intervento; al tale proposito si riporta uno stralcio del comma 3 punto a1 "[...] venga effettuata la raccolta delle acque meteoriche in invasi di laminazione tali da garantire un rilascio al corpo idrico ricettore non superiore a 10 l/s per ettaro di superficie drenata interessata dall'intervento ed in ogni caso con capacità pari ad almeno 350 mc per ogni ettaro di superficie effettivamente impermeabilizzata. Laddove si accerti la necessità di volumi di laminazione superiori al parametro minimo fissato dal presente comma (350 mc/ha) considerando il rilascio specifico massimo ammissibile (10 l/s per ha), si adotterà tale maggior volume. In caso contrario, ovvero di volumi definiti con riferimento al rilascio massimo stabilito (10 l/s per ha) inferiori a 350 mc/ha di superficie impermeabilizzata, dovrà invece adottarsi il suddetto valore minimo per il dimensionamento del serbatoio di laminazione, riducendo coerentemente il rilascio massimo ammissibile sul ricettore terminale [...]".

Con riferimento a quanto sopra si sottolinea che il volume minimo di laminazione ai fini del rispetto dell'invarianza idraulica verrà stimato a partire dalle indicazioni del Piano Stralcio e del PTCP, unitamente a quanto integrato dal Consorzio di Bonifica della Romagna per quanto riguarda il territorio di Bacino Marecchia-Conca (Provincia di Rimini).

3.3 Determinazione dei volumi per l'invarianza idraulica

Come anticipato al capitolo precedente, per la determinazione dei volumi da garantire per l'invarianza idraulica verranno condotti i calcoli con riferimento innanzitutto a quanto indicato nell'art. 11 del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca, il quale è stato recepito dal PTCP della Provincia di Rimini nell'art. 2.5.

Nelle tabelle sotto allegate vi sono riportate le superfici pubbliche e private di PUA, suddivise ognuna in impermeabile, semipermeabile e permeabile con riferimento rispettivamente allo stato pre operam e post operam.

Superfici pubbliche

STATO DI FATTO		STATO DI PROGETTO	
Tipologia superficie	Area [mq]	Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	0	Superfici impermeabili	2'792
Superfici permeabili	6'777	Superfici semipermeabili	
		Stalli auto in calcestruzzo drenante/betonella permeabile (da conteggiare al 50%)	458
		Marciaipiedi in betonella accostata (da conteggiare al 20%)	17
		tot.	475
		Superfici permeabili	
		Verde pubblico	3'510
		Superficie totale pubblica	6'777

Superfici private - LOTTO 1

STATO DI FATTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	606
Superfici permeabili	823

STATO DI PROGETTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	434
Superfici semipermeabili	
Piazzale e stalli auto in calcestruzzo drenante/betonella permeabile (da conteggiare al 50%)	327
Marciapiedi in betonella accostata (da conteggiare al 20%)	155
tot.	482
Superfici permeabili	
Verde privato	513
Superficie totale LOTTO 1	1'429

Superfici private - LOTTO 2

STATO DI FATTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	0
Superfici permeabili	5'434

STATO DI PROGETTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	2'236
Superfici semipermeabili	
Stalli auto in calcestruzzo drenante/betonella permeabile (da conteggiare al 50%)	518
Marciapiedi in betonella accostata e piazzola per gestione rifiuti (da conteggiare al 20%)	174
Stradello in calcestruzzo drenante (da conteggiare al 50%)	496
tot.	1'188
Superfici permeabili	
Verde privato	1'030
Parcheggio privato inerbito	980
tot.	2'010
Superficie totale LOTTO 2	5'434

REPERIMENTO VOLUME DI LAMINAZIONE – PAI e PTCP

Vengono ora riportati i calcoli condotti per la stima del volume minimo da reperire al fine dell'invarianza idraulica, ai sensi di quanto previsto dalle norme del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca e recepite dal Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) della Provincia di Rimini. A tal proposito si allega uno stralcio dell'art. 11 comma 3 punto a1 del Piano Stralcio "[...] *venza effettuata la raccolta delle acque meteoriche in invasi di laminazione tali da garantire un rilascio al corpo idrico ricettore non superiore a 10 l/s per ettaro di superficie drenata interessata dall'intervento ed in ogni caso con capacità pari ad almeno 350 mc per ogni ettaro di superficie effettivamente impermeabilizzata [...]*".

Come sopra anticipato, si sottolinea che la stima dei volumi minimi da reperire ai fini dell'invarianza idraulica verrà condotta separatamente per le superfici pubbliche e private.

SUPERFICI PUBBLICHE

Dal confronto tra lo stato di fatto totalmente permeabile di estensione pari a 6777 mq e lo stato di progetto, caratterizzato da una superficie impermeabile di estensione pari a 2792 mq e da superfici permeabili e semipermeabili pari rispettivamente a 3510 mq e 475 mq, l'incremento di superficie impermeabilizzata a seguito dell'intervento in esame risulta pari a 3035 mq.

Superfici pubbliche

SUP. IMPERMEABILE ESISTENTE	0 mq
SUP. IMPERMEABILE PROGETTO	$1 \times 2792 \text{ mq} + 0.5 \times 458 \text{ mq} + 0.8 \times 17 \text{ mq} = 3035 \text{ mq}$
INCREMENTO SUP. IMPERMEABILIZZATA	$3035 \text{ mq} - 0 \text{ mq} = 3035 \text{ mq}$
VOLUME MINIMO DI INVASO	$350 \text{ mc/ha} \times 3035 \text{ mq} / 10000 = 106 \text{ mc}$

Risulta quindi un volume minimo d'invaso da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica per la porzione pubblica di PUA pari a 106 mc circa; si sottolinea che il volume minimo di laminazione è stato stimato conteggiando la superficie impermeabile al 100%, mentre la superficie semipermeabile come permeabile al 50% e impermeabile per il restante 50% per gli stalli auto in calcestruzzo drenante/betonella permeabile, mentre permeabile al 20% e impermeabile per il restante 80% per i marciapiedi in betonella accostata.

$W_{\text{PAI-PTCP}} = 106 \text{ mc}$
--

SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 1

Dal confronto tra lo stato di fatto, caratterizzato da una superficie permeabile pari a 823 mq ed impermeabile di 606 mq, e lo stato di progetto, costituito invece da una superficie impermeabile di estensione pari a 434 mq e da superfici permeabili e semipermeabili pari rispettivamente a 513 mq e 482 mq, l'incremento di superficie impermeabilizzata a seguito dell'intervento in esame risulta pari a 116 mq.

Superfici private - LOTTO 1

SUP. IMPERMEABILE ESISTENTE	606 mq
SUP. IMPERMEABILE PROGETTO	$1 \times 434 \text{ mq} + 0.5 \times 327 \text{ mq} + 0.8 \times 155 \text{ mq} = 722 \text{ mq}$
INCREMENTO SUP. IMPERMEABILIZZATA	$722 \text{ mq} - 606 \text{ mq} = 116 \text{ mq}$
VOLUME MINIMO DI INVASO	$350 \text{ mc/ha} \times 116 \text{ mq} / 10000 = 4 \text{ mc}$

Risulta quindi un volume minimo d'invaso da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica per la porzione privata LOTTO 1 di PUA pari a 4 mc circa; si sottolinea che il volume minimo di laminazione è stato stimato conteggiando la superficie impermeabile al 100%, mentre la superficie semipermeabile come permeabile al 50% e impermeabile per il restante 50% per i piazzali e gli stalli auto in calcestruzzo drenante/betonella permeabile, mentre permeabile al 20% e impermeabile per il restante 80% per i marciapiedi in betonella accostata.

$$W_{\text{PAI-PTCP}} = 4 \text{ mc}$$

SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 2

Dal confronto tra lo stato di fatto totalmente permeabile di estensione pari a 5434 mq e lo stato di progetto, caratterizzato da una superficie impermeabile di estensione pari a 2236 mq e da superfici permeabili e semipermeabili pari rispettivamente a 2010 mq e 1188 mq, l'incremento di superficie impermeabilizzata a seguito dell'intervento in esame risulta pari a 2882 mq.

Superfici private - LOTTO 2

SUP. IMPERMEABILE ESISTENTE	0 mq
SUP. IMPERMEABILE PROGETTO	$1 \times 2236 \text{ mq} + 0.5 \times 1014 \text{ mq} + 0.8 \times 174 \text{ mq} = 2882 \text{ mq}$
INCREMENTO SUP. IMPERMEABILIZZATA	$2882 \text{ mq} - 0 \text{ mq} = 2882 \text{ mq}$
VOLUME MINIMO DI INVASO	$350 \text{ mc/ha} \times 2882 \text{ mq} / 10000 = 101 \text{ mc}$

Risulta quindi un volume minimo d'invaso da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica per la porzione privata LOTTO 2 di PUA pari a 101 mc circa; si sottolinea che il volume minimo di laminazione è stato stimato conteggiando la superficie impermeabile al 100%, mentre la superficie semipermeabile come permeabile al 50% e impermeabile per il restante 50% per gli stalli auto e gli stradelli in calcestruzzo drenante/betonella permeabile, mentre permeabile al 20% e impermeabile per il restante 80% per i marciapiedi in betonella accostata.

$$W_{\text{PAI-PTCP}} = 101 \text{ mc}$$

REPERIMENTO VOLUME DI LAMINAZIONE – REGOLAMENTO DI POLIZIA IDRAULICA (Consorzio di Bonifica della Romagna – Autorità di Bacino Marecchia-Conca)

Oltre a quanto richiesto dal PAI e dal PTCP, nell'ambito dell'invarianza idraulica ulteriori disposizioni vengono introdotte dal Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna: nel territorio dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca (Provincia di Rimini) il Consorzio richiede infatti il dimensionamento dei dispositivi di laminazione a partire dall'effetto d'invaso governato dalla legge di continuità, ovvero in un generico intervallo di tempo t il volume di laminazione (di invaso) è dato dalla differenza tra la portata di afflusso e quella di deflusso, moltiplicata per l'intervallo temporale considerato; per procedere con la stima del volume di laminazione dovranno essere note le curve cronologiche delle portate di afflusso e di deflusso caratteristiche di un evento meteorico fissato di riferimento.

Si sottolinea che, analogamente a quanto sopra, anche in questo caso la stima dei volumi minimi da reperire ai fini dell'invarianza idraulica verrà condotta separatamente per le superfici pubbliche e private.

SUPERFICI PUBBLICHE

Per la stima del volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica, in primo luogo sarà necessario stimare la portata di deflusso: essendo la porzione pubblica di PUA totalmente permeabile allo stato pre operam, la portata di deflusso risulta immediatamente determinata moltiplicando la superficie pubblica di intervento per il contributo specifico ammesso da regolamento pari a 10 l/s per ha; una maggiore complessità è richiesta invece per la stima della portata di afflusso, per la quale sarà necessario uno studio idrologico.

Di seguito verrà descritto il procedimento di calcolo per la stima della portata meteorica massima defluente dalla porzione pubblica di PUA (ovvero la portata di afflusso necessaria per il dimensionamento dei dispositivi di laminazione relativamente alle superfici pubbliche di PUA).

Per valutare la portata di afflusso in primo luogo risulta necessario conoscere l'estensione areale del bacino afferente, coincidente in questo caso con la superficie pubblica di PUA pari a 6777 mq (0.68 ha circa).

Si richiede inoltre di fissare alcuni parametri idrologici/idraulici: innanzitutto si deve determinare il coefficiente di deflusso (medio) che rappresenta la quota parte di precipitazione che si trasforma in deflusso superficiale e raggiunge la rete fognaria; tale parametro dipende dalle percentuali di aree permeabili e impermeabili che insistono sul bacino. Il coefficiente medio viene stimato prendendo come valori di partenza i coefficienti della tabella riportata nelle Linee Guida di HERA e di seguito allegata, pari a 0.10 e 0.90 rispettivamente per le aree permeabili ed impermeabili.

Superficie tipo	Coefficiente di afflusso
Tetti, cortili lastricati, strade	0.9
Misto	0.2- 0.4
Verde, terreno naturale	0.1

Con riferimento allo stato post operam della porzione pubblica di PUA il coefficiente medio sarà pari a 0.46, conteggiando la superficie impermeabile (3035 mq) e quella permeabile (3742 mq) con coefficiente 0.9 e 0.1 rispettivamente, coerentemente con le disposizioni delle Linee Guida di HERA.

Tipologia superficie	Area [mq]	Coeff. Deflusso
Superfici impermeabili	3'035	0.9
Superfici permeabili	3'742	0.1
Coeff. Deflusso medio		0.46

Un ulteriore parametro da definire è il tempo di corrivazione, ossia il tempo impiegato dalla goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura. La portata massima defluente da un bacino, secondo la teoria del metodo cinematico, è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso. Per precipitazione con durata inferiore di t_c solo una porzione di bacino contribuirà alla formazione dei deflussi in corrispondenza della sezione di chiusura (ossia i punti del bacino per i quali t_c è inferiore o uguale alla durata dell'evento meteorico); per precipitazioni con durata superiore a t_c , tutto il bacino contribuirà invece alla formazione dei deflussi in corrispondenza della sezione di chiusura, ma il valore della portata si manterrà costante una volta superato un tempo pari a t_c e l'intensità di pioggia risulterà inferiore a quella corrispondente a t_c .

Il tempo di corrivazione è ottenibile dalla somma del tempo di accesso alla rete (tempo necessario a raggiungere i collettori fognari, solitamente compreso tra i 10 e i 15 minuti) e del tempo di rete (tempo di percorrenza all'interno dei collettori fognari). Il tempo di accesso alla rete è stato assunto pari a 5 minuti, mentre il tempo di rete viene stimato applicando il rapporto L/v , con L la lunghezza dell'asta principale [m] e v la velocità all'interno della rete [m/s]; ipotizzando una velocità di 1 m/s il tempo di rete risulta anch'esso pari a 5 minuti circa. Dalla somma del tempo di accesso e di rete, entrambi 5 minuti, il tempo di corrivazione caratteristico della superficie pubblica di PUA considerata risulta pari a circa 10 minuti.

A questo punto per determinare la portata meteorica massima si farà riferimento alla curva segnalatrice di probabilità pluviometrica, che mette in relazione l'altezza di pioggia h e la durata dell'evento meteorico d per un assegnato tempo di ritorno Tr (tempo medio di attesa tra il verificarsi di due eventi successivi di data altezza di pioggia e durata); la curva viene solitamente descritta da un'equazione di tipo monomia a due parametri, i cui parametri caratteristici a ed n sono funzione di Tr :

$$h_d(Tr) = a \times d^n$$

L'intensità di pioggia è data dal rapporto tra l'altezza di pioggia h e la durata d durante la quale essa è caduta:

$$i_d(Tr) = h_d(Tr) / d = a \times d^{n-1}$$

I parametri a ed n necessari per il calcolo dell'altezza di pioggia di durata d e tempo di ritorno Tr sono sito-specifici e possono essere determinati mediante un'analisi delle serie storiche dei massimi di pioggia (dati desumibili, ad esempio, dagli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano, che per le principali stazioni di misura spesso riportano le serie storiche per le durate temporali significative: $t = 1, 3, 6, 12$ e 24 ore).

Nel caso specifico i parametri a ed n possono essere più speditivamente evinti dal Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna; per il calcolo delle portate generate da comparti edificatori con recapito finale in cavi di bonifica i parametri da assegnare alle curve di possibilità climatica risultano quelli riportati nelle tabelle di seguito, suddivise per eventi di pioggia con durata superiore ed inferiore all'ora:

per $T_p \geq 1h$

TR (anni)	a				n			
	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna
10	40.86	35	35	35	0.28	0.33	0.33	0.33
30	51.09	51	48	51	0.27	0.29	0.30	0.28
50	55.76	58	54	58	0.27	0.29	0.28	0.30
200	76.63	74	72	74	0.26	0.29	0.28	0.30

per $T_p < 1h$

TR (anni)	a				n			
	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna
10	43.23	37	37	37	0.67	0.48	0.48	0.48
30	54.64	47	47	47	0.73	0.48	0.48	0.48
50	59.86	53	53	53	0.75	0.48	0.48	0.48
200	73.95	68	68	68	0.79	0.48	0.48	0.48

Con riferimento al caso in esame, in funzione delle caratteristiche dell'area di intervento e della tipologia di opere di progetto, si ritiene adeguato estendere la stima del volume di laminazione minimo ai fini dell'invarianza idraulica per $Tr = 10$ anni.

Per la zona di Rimini i parametri caratteristici della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica sono:

- se la durata della pioggia è superiore all'ora, per $Tr = 10$ anni risulta $a = 40.86$ ed $n = 0.28$
- se la durata della pioggia è inferiore all'ora, per $Tr = 10$ anni risulta $a = 43.23$ ed $n = 0.67$

La stima delle portate meteoriche da considerare è data dalla formula:

$$Q_{\max} = C \times i_d(Tr) \times A$$

con C il coefficiente di deflusso medio del bacino, A l'estensione areale del bacino e i l'intensità dell'evento di pioggia di riferimento.

L'evento critico, che a parità di tempo di ritorno definisce la portata massima defluente da un bacino, secondo la teoria del metodo cinematico, è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata d pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso; nel nostro caso dunque, con $t_c = 10$ minuti (5 minuti: tempo di accesso alla rete – 5 minuti: tempo di rete) e quindi inferiore all'ora, risulta:

$$i(t_c) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (10 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{78.09 \text{ mm/h}}$$

$$Q_{\max}(t_c) = 0.46 \times (78.09 \text{ mm/h} / 3600) \times 6777 \text{ mq} = \mathbf{67.36 \text{ l/s}}$$

Come già anticipato, essendo la superficie pubblica di PUA considerata totalmente permeabile allo stato attuale, la portata di deflusso si determina moltiplicando la superficie in esame di 0.68 ha circa per il contributo specifico ammesso da regolamento pari a 10 l/s per ha:

$$Q_{\text{out}} = 0.68 \text{ ha} \times 10 \text{ l/s per ha} = \mathbf{6.80 \text{ l/s}}$$

Avremo dunque che il volume minimo di laminazione da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica dovrà essere tale da trattenere tutto il volume esuberante la portata limite di deflusso.

Con riferimento all'idrogramma di piena (diagramma di afflusso) triangolare, con crescita da inizio evento a t_c ed esaurimento di pari durata da t_c a $2t_c$ e portata massima al tempo t_c , considerando la portata limite di deflusso appena stimata pari a 6.80 l/s, il volume eccedente da trattenere relativamente alla superficie pubblica di PUA esaminata è pari a **33 mc circa con $Tr = 10$ anni.**

Per eventi di pioggia con durata superiore a t_c ($d > t_c$) il diagramma di afflusso assume invece una forma trapezoidale, con portata massima costante per tutto l'intervallo di tempo tra t_c e d (naturalmente con picchi di portata via via più bassi rispetto a quello massimo ottenibile per $d = t_c$).

Per un determinato evento di pioggia con durata d , la differenza di aree tra il rispettivo diagramma trapezoidale di afflusso e quello di deflusso caratterizzato da portata fissa e costante pari a 6.80 l/s restituisce il volume eccedente quello limite, ovvero il volume da invasare.

Rappresentando in un grafico, in funzione della durata di pioggia d , i valori risultanti da tale differenza di aree, a partire da $d = t_c$ si ottiene una curva crescente fino ad un massimo e successivamente decrescente fino a raggiungere un valore nullo. Tale curva può essere tracciata per punti, individuando procedendo iterativamente per tentativi e per via grafica il punto di massimo, corrispondente alla durata di pioggia generatrice del massimo volume eccedente quello limite, ovvero il volume da laminare per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica.

Per quanto detto, per l'evento meteorico di riferimento scelto nel presente studio – Tr 10 anni – fissata la portata di deflusso pari a 6.80 l/s – da regolamento 10 l/s per ha – è stata quindi tracciata la curva di afflusso e deflusso per differenti valori di durata di pioggia d ; ne è risultato, procedendo iterativamente, il massimo del valore eccedente quello limite (volume di deflusso).

Dal procedimento iterativo svolto per l'evento meteorico di riferimento Tr = 10 anni (vedasi Allegato A), la durata di pioggia che massimizza il volume eccedente quello di deflusso ammesso da regolamento (Volume di afflusso Vol_in – Volume di deflusso Vol_out) è pari a **104 minuti**, per il quale risulta:

$$i (d = 104 \text{ min}) = 40.86 \text{ mm/ora} \times (104 \text{ minuti} / 60)^{0.28-1} = \mathbf{27.50 \text{ mm/h}}$$

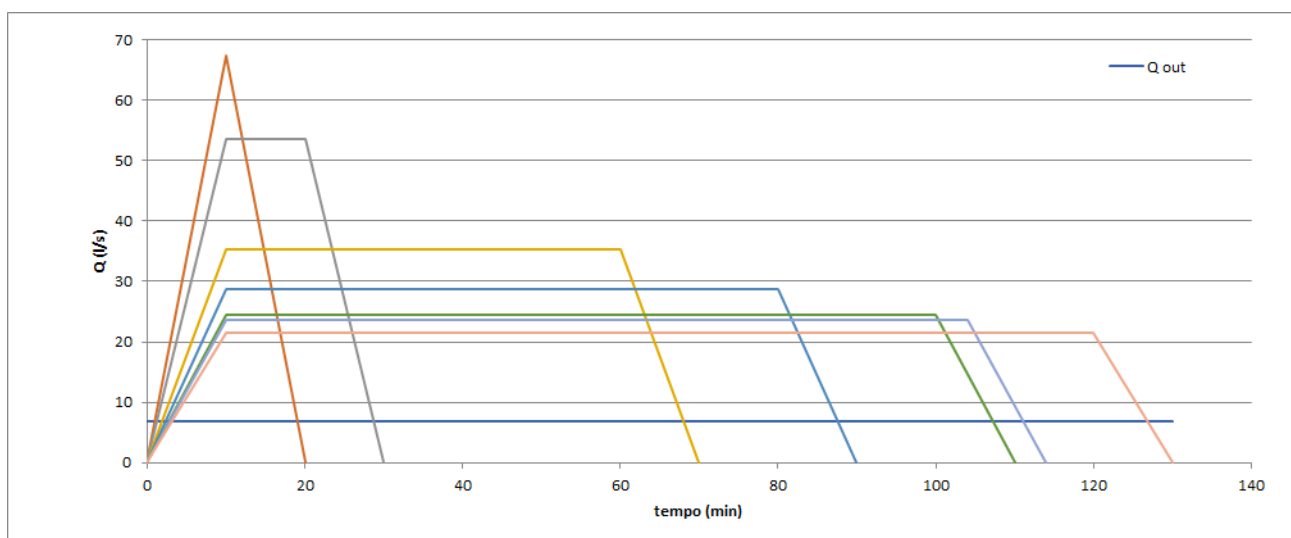
$$Q \text{ max } (d = 104 \text{ min}) = 0.46 \times (27.50 \text{ mm/h} / 3600) \times 6777 \text{ mq} = \mathbf{23.72 \text{ l/s}}$$

Dalla differenza tra il volume di afflusso (Vol_in) pari a 148 mc e di deflusso (Vol_out) di 45 mc risulta perciò un volume eccedente di 103 mc circa:

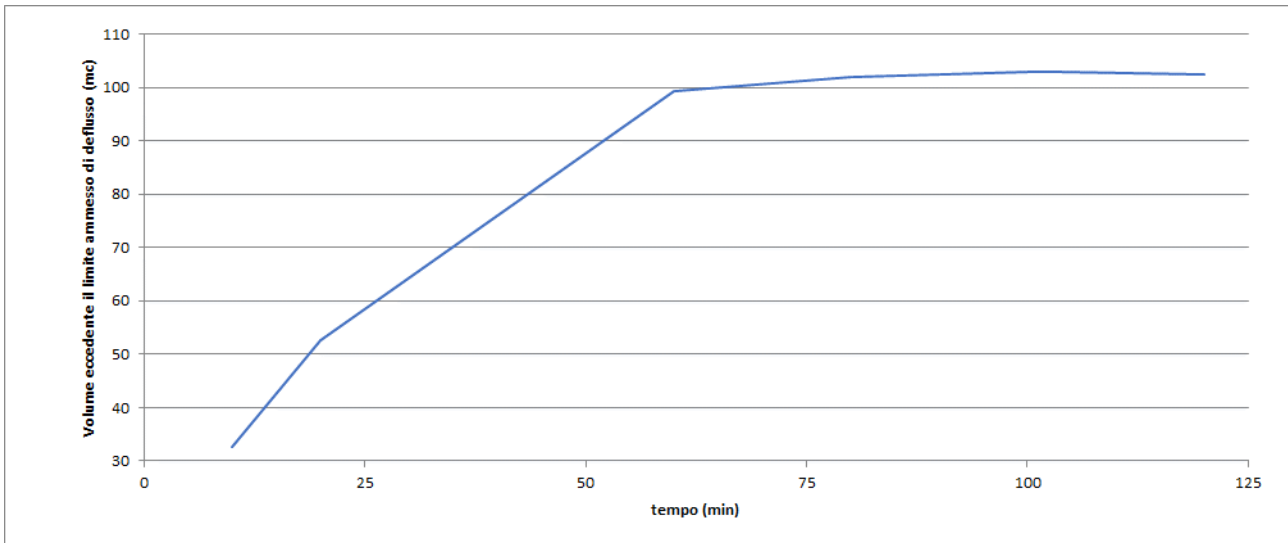
$$\mathbf{Vol_ecc (Tr = 10) = 103 \text{ mc}}$$

Di seguito si riportano gli idrogrammi di piena, unitamente al diagramma di deflusso (con linea blu - Q out), e la curva del volume eccedente il massimo deflusso ammesso da regolamento risultanti dal procedimento iterativo succitato in funzione della durata della pioggia considerata, per l'evento di pioggia di riferimento con Tr = 10 anni.

Idrogramma di piena e diagramma di deflusso (Q out) Tr = 10 anni



Curva rappresentante il volume eccedente il massimo deflusso ammesso da regolamento
 $Tr = 10$ anni



Confrontando il volume eccedente massimo risultante dal metodo di calcolo iterativo richiesto dal Consorzio di Bonifica, pari a 103 mc in concomitanza di un evento caratterizzato da Tr 10 anni, con il volume di 106 mc stimato ai sensi di quanto previsto dalle norme del Piano Stralcio e del PTCP della Provincia di Rimini, nel caso specifico si farà riferimento in termini di invarianza idraulica al metodo previsto dal PAI-PTCP, essendo quello che restituisce il volume più alto.

$$\text{Vol}_{\text{ecc}} (Tr = 10) = 103 \text{ mc} < W_{\text{PAI-PTCP}} = 106 \text{ mc}$$

A seguito di quanto detto il volume minimo d'invaso da reperire in termini di invarianza idraulica per le superfici pubbliche di PUA risulta quindi pari a:

$$W = 106 \text{ mc}$$

Il procedimento di calcolo esposto esaurivamente sopra per le superfici pubbliche di PUA verrà di seguito applicato in modo analogo anche per le superfici private, considerando però i due lotti privati separatamente.

SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 1

In primo luogo sarà necessario stimare la portata di deflusso; in questo caso allo stato attuale la superficie privata LOTTO 1 di PUA risulta in parte permeabile pari a 823 mq e in parte impermeabile di entità pari a 606 mq: la portata di deflusso verrà quindi determinata moltiplicando la superficie già impermeabilizzata per 90 l/s per ha e l'area restante per il contributo di 10 l/s per ha.

Di seguito verrà implementato il calcolo per la stima della portata meteorica massima defluente dalla porzione privata LOTTO 1 di PUA, svolta con procedimento analogo a quanto descritto sopra per le superfici pubbliche (ovvero la portata di afflusso necessaria per il dimensionamento dei dispositivi di laminazione relativamente alle superfici private LOTTO 1 di PUA).

Per la stima della portata di afflusso sarà necessario conoscere l'estensione areale del bacino afferente, coincidente con la superficie privata LOTTO 1 di PUA di estensione pari a 1429 mq.

Il coefficiente medio viene stimato considerando sempre come valori di partenza i coefficienti riportati nelle Linee Guida di HERA pari a 0.10 e 0.90 rispettivamente per le aree permeabili ed impermeabili; con riferimento allo stato post operam della porzione privata LOTTO 1 di PUA il coefficiente medio sarà pari a 0.50, conteggiando la superficie impermeabile (722 mq) e quella permeabile (708 mq) con coefficiente 0.9 e 0.1 rispettivamente, coerentemente con le disposizioni delle Linee Guida di HERA.

Tipologia superficie	Area [mq]	Coeff. Deflusso
Superfici impermeabili	722	0.9
Superfici permeabili	708	0.1
Coeff. Deflusso medio		0.50

Considerando il tempo di corrivazione pari a 10 minuti (5 minuti: tempo di accesso alla rete – 5 minuti: tempo di rete), l'evento critico decennale sarà caratterizzato quindi da:

$$i(tc) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (10 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{78.09 \text{ mm/h}}$$

$$Q \text{ max}(tc) = 0.50 \times (78.09 \text{ mm/h} / 3600) \times 1429 \text{ mq} = \mathbf{15.62 \text{ l/s}}$$

Come già anticipato allo stato attuale la superficie privata LOTTO 1 di PUA risulta in parte già impermeabilizzata di estensione pari a 606 mq, mentre la restante superficie pari a 823 mq permeabile; la portata di deflusso si determina quindi moltiplicando la superficie attualmente impermeabilizzata per 90 l/s per ha, mentre quella permeabile per 10 l/s per ha:

$$Q \text{ out} = 0.06 \text{ ha} \times 90 \text{ l/s per ha} + 0.08 \text{ ha} \times 10 \text{ l/s per ha} = \mathbf{6.30 \text{ l/s}}$$

Avremo dunque che il volume minimo di laminazione da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica dovrà essere tale da trattenere tutto il volume esuberante la portata limite di deflusso.

Con riferimento all'idrogramma di piena (diagramma di afflusso) triangolare, con crescita da inizio evento a tc ed esaurimento di pari durata da tc a 2tc e portata massima al tempo tc, considerando la portata limite di deflusso appena stimata pari a 6.30 l/s, il volume eccedente da trattenere relativamente alla superficie pubblica di PUA esaminata è pari a **3 mc circa con Tr = 10 anni.**

Si farà ora riferimento ad eventi di pioggia con durata superiore a t_c ($d > t_c$), caratterizzati quindi da un diagramma di afflusso con forma trapezoidale, con portata massima costante per tutto l'intervallo di tempo *tra* t_c e d (naturalmente con picchi di portata via via più bassi rispetto a quello massimo ottenibile per $d = t_c$): la differenza di aree tra il rispettivo diagramma trapezoidale di afflusso e quello di deflusso caratterizzato da portata fissa e costante pari a 6.30 l/s restituisce il volume eccedente quello limite, ovvero il volume da invasare.

Per l'evento meteorico di riferimento scelto – Tr 10 anni – viene quindi tracciata la curva di afflusso e deflusso per differenti valori di durata di pioggia d ; ne è risultato, procedendo iterativamente, il massimo del valore eccedente quello limite (volume di deflusso).

Dal procedimento iterativo svolto per l'evento meteorico di riferimento Tr = 10 anni (vedasi Allegato A), la durata di pioggia che massimizza il volume eccedente quello di deflusso ammesso da regolamento (Volume di afflusso Vol_in – Volume di deflusso Vol_out) è pari a **54 minuti**, per il quale risulta:

$$i (d = 54 \text{ min}) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (54 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{44.76 \text{ mm/h}}$$

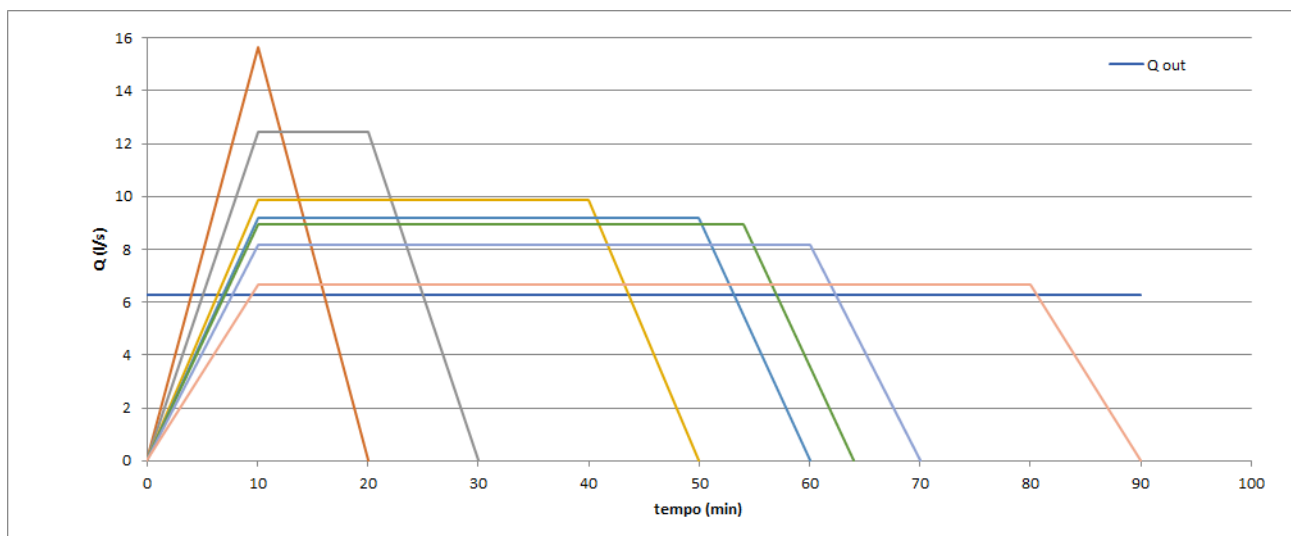
$$Q \text{ max} (d = 54 \text{ min}) = 0.50 \times (44.76 \text{ mm/h} / 3600) \times 1429 \text{ mq} = \mathbf{8.95 \text{ l/s}}$$

Dalla differenza tra il volume di afflusso (Vol_in) pari a 29 mc e di deflusso (Vol_out) di 21 mc risulta perciò un volume eccedente di 8 mc circa:

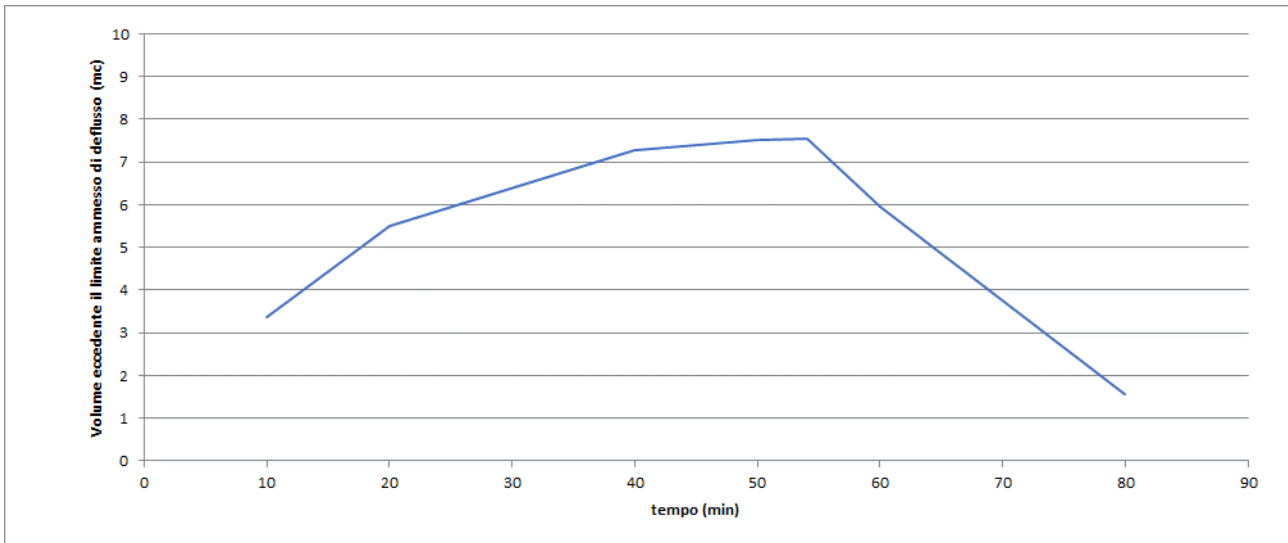
$$\mathbf{Vol_ecc (Tr = 10) = 8 \text{ mc}}$$

Di seguito si riportano gli idrogrammi di piena, unitamente al diagramma di deflusso (con linea blu - Q out), e la curva del volume eccedente il massimo deflusso ammesso da regolamento risultanti dal procedimento iterativo succitato in funzione della durata della pioggia considerata, per l'evento di pioggia di riferimento con Tr = 10 anni.

Idrogramma di piena e diagramma di deflusso (Q out) Tr = 10 anni



Curva rappresentante il volume eccedente il massimo deflusso ammesso da regolamento
 $Tr = 10$ anni



Confrontando il volume eccedente massimo risultante dal metodo di calcolo iterativo richiesto dal Consorzio di Bonifica, pari a 8 mc in concomitanza di un evento caratterizzato da Tr 10 anni, con il volume di 4 mc stimato ai sensi di quanto previsto dalle norme del Piano Stralcio e del PTCP della Provincia di Rimini, nel caso specifico si farà riferimento in termini di invarianza idraulica al metodo proposto dal Consorzio di Bonifica, essendo quello che restituisce il volume più alto. A tal proposito si riporta uno stralcio del comma 3 punto a1 “[...] Laddove si accerti la necessità di volumi di laminazione superiori al parametro minimo fissato dal presente comma (350 mc/ha) considerando il rilascio specifico massimo ammissibile (10 l/s per ha), si adotterà tale maggior volume [...]”.

$$\text{Vol}_{\text{ecc}} (Tr = 10) = 8 \text{ mc} > W_{\text{PAI-PTCP}} = 4 \text{ mc}$$

A seguito di quanto detto, facendo riferimento ad eventi di pioggia con Tr 10 anni, il volume minimo d’invaso da reperire in termini di invarianza idraulica per le superfici private LOTTO 1 di PUA risulta quindi pari a:

$$W = 8 \text{ mc}$$

SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 2

In questo caso la portata di deflusso risulta immediatamente determinata moltiplicando la superficie privata LOTTO 2 di intervento di estensione pari a 5434 mq per il contributo specifico ammesso da regolamento pari a 10 l/s per ha, essendo l’area totalmente permeabile allo stato pre operam.

Di seguito verrà implementato il calcolo per la stima della portata meteorica massima defluente dalla porzione privata LOTTO 2 di PUA, analogamente a quanto fatto per le superfici pubbliche e per le superfici private LOTTO 1 (ovvero la portata di afflusso necessaria per il dimensionamento dei dispositivi di laminazione relativamente alle superfici private LOTTO 2 di PUA).

Per la stima della portata di afflusso sarà necessario conoscere l'estensione areale del bacino afferente, coincidente con la superficie privata LOTTO 2 di PUA di estensione pari a 5434 mq.

Il coefficiente medio viene stimato considerando sempre come valori di partenza i coefficienti riportati nelle Linee Guida di HERA pari a 0.10 e 0.90 rispettivamente per le aree permeabili ed impermeabili; con riferimento allo stato post operam della porzione privata LOTTO 2 di PUA il coefficiente medio sarà pari a 0.52, conteggiando la superficie impermeabile (2882 mq) e quella permeabile (2552 mq) con coefficiente 0.9 e 0.1 rispettivamente, coerentemente con le disposizioni delle Linee Guida di HERA.

Tipologia superficie	Area [mq]	Coeff. Deflusso
Superfici impermeabili	2'882	0.9
Superfici permeabili	2'552	0.1
Coeff. Deflusso medio		0.52

Considerando il tempo di corrivazione pari a 10 minuti (5 minuti: tempo di accesso alla rete – 5 minuti: tempo di rete), l'evento critico trentennale sarà caratterizzato quindi da:

$$i(t_c) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (10 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{78.09 \text{ mm/h}}$$

$$Q_{\max}(t_c) = 0.52 \times (78.09 \text{ mm/h} / 3600) \times 5434 \text{ mq} = \mathbf{61.80 \text{ l/s}}$$

Come già anticipato allo stato attuale la superficie privata LOTTO 2 di PUA risulta totalmente permeabile con estensione di 5434 mq; la portata di deflusso si determina quindi moltiplicando la superficie in esame di 0.54 ha circa per il contributo specifico ammesso da regolamento pari a 10 l/s per ha:

$$Q_{\text{out}} = 0.54 \text{ ha} \times 10 \text{ l/s per ha} = \mathbf{5.40 \text{ l/s}}$$

Avremo dunque che il volume minimo di laminazione da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica dovrà essere tale da trattenere tutto il volume esuberante la portata limite di deflusso.

Con riferimento all'idrogramma di piena (diagramma di afflusso) triangolare, con crescita da inizio evento a t_c ed esaurimento di pari durata da t_c a $2t_c$ e portata massima al tempo t_c , considerando la portata limite di deflusso appena stimata pari a 5.40 l/s, il volume eccedente da trattenere relativamente alla superficie pubblica di PUA esaminata è pari a **31 mc circa con $T_r = 10$ anni.**

Si farà ora riferimento ad eventi di pioggia con durata superiore a t_c ($d > t_c$), caratterizzati quindi da un diagramma di afflusso con forma trapezoidale, con portata massima costante per tutto l'intervallo di tempo *tra* t_c e d (naturalmente con picchi di portata via via più bassi rispetto a quello massimo ottenibile per $d = t_c$): la differenza di aree tra il rispettivo diagramma trapezoidale di afflusso e quello di deflusso caratterizzato da portata fissa e costante pari a 5.40 l/s restituisce il volume eccedente quello limite, ovvero il volume da invasare.

Per l'evento meteorico di riferimento scelto – Tr 10 anni – viene quindi tracciata la curva di afflusso e deflusso per differenti valori di durata di pioggia d ; ne è risultato, procedendo iterativamente, il massimo del valore eccedente quello limite (volume di deflusso).

Dal procedimento iterativo svolto per l'evento meteorico di riferimento Tr = 10 anni (vedasi Allegato A), la durata di pioggia che massimizza il volume eccedente quello di deflusso ammesso da regolamento (Volume di afflusso Vol_in – Volume di deflusso Vol_out) è pari a **125 minuti**, per il quale risulta:

$$i (d = 125 \text{ min}) = 40.86 \text{ mm/ora} \times (125 \text{ minuti} / 60)^{0.28-1} = \mathbf{24.09 \text{ mm/h}}$$

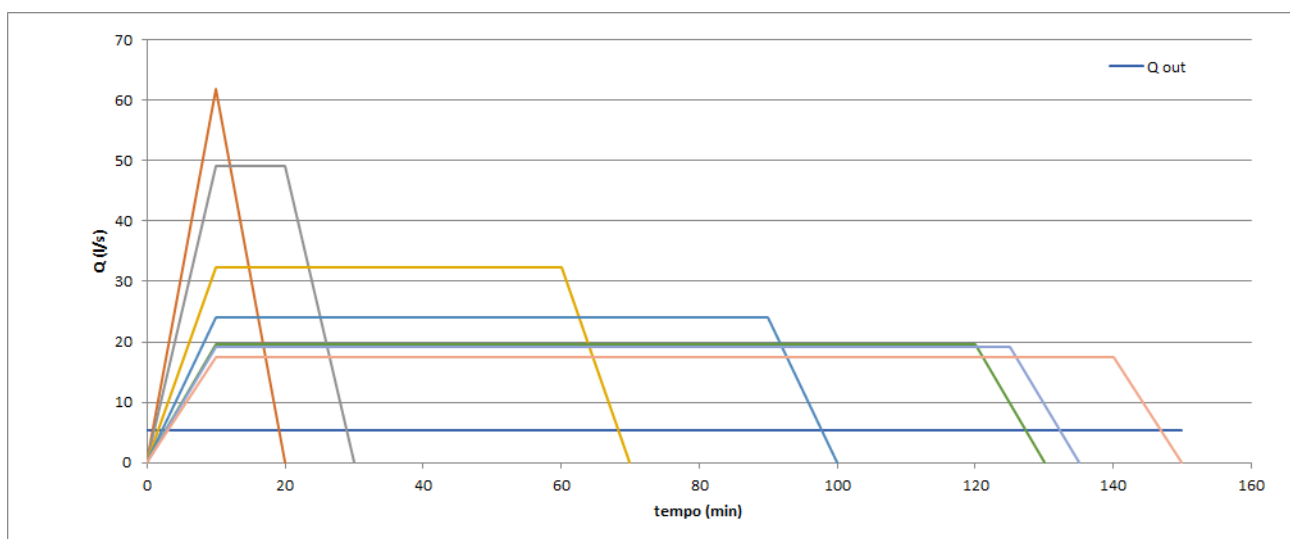
$$Q \text{ max} (d = 125 \text{ min}) = 0.52 \times (24.09 \text{ mm/h} / 3600) \times 5434 \text{ mq} = \mathbf{19.06 \text{ l/s}}$$

Dalla differenza tra il volume di afflusso (Vol_in) pari a 143 mc e di deflusso (Vol_out) di 43 mc risulta perciò un volume eccedente di 100 mc circa:

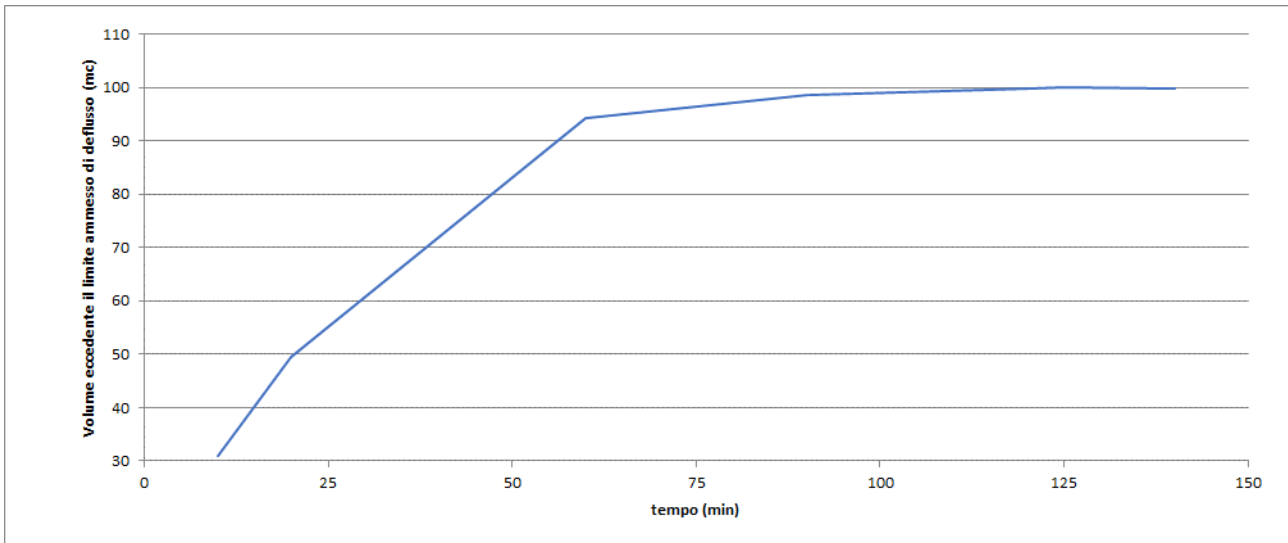
$$\mathbf{Vol_{ecc} (Tr = 10) = 100 \text{ mc}}$$

Di seguito si riportano gli idrogrammi di piena, unitamente al diagramma di deflusso (con linea blu - Q out), e la curva del volume eccedente il massimo deflusso ammesso da regolamento risultanti dal procedimento iterativo succitato in funzione della durata della pioggia considerata, per l'evento di pioggia di riferimento con Tr = 10 anni.

Idrogramma di piena e diagramma di deflusso (Q out) Tr = 10 anni



Curva rappresentante il volume eccedente il massimo deflusso ammesso da regolamento
 $T_r = 10$ anni



Confrontando il volume eccedente massimo risultante dal metodo di calcolo iterativo richiesto dal Consorzio di Bonifica, pari a 100 mc in concomitanza di un evento caratterizzato da T_r 10 anni, con il volume di 101 mc stimato ai sensi di quanto previsto dalle norme del Piano Stralcio e del PTCP della Provincia di Rimini, nel caso specifico si farà riferimento in termini di invarianza idraulica al metodo previsto dal PAI-PTCP, essendo quello che restituisce il volume più alto.

$$\text{Vol}_{\text{ecc}} (T_r = 10) = 100 \text{ mc} < W_{\text{PAI-PTCP}} = 101 \text{ mc}$$

A seguito di quanto detto il volume minimo d'invaso da reperire in termini di invarianza idraulica per le superfici pubbliche di PUA risulta quindi pari a:

$$W = 101 \text{ mc}$$

Per i casi specifici sopra esaminati si vuole comunque sottolineare che i due metodi impiegati per la stima dei volumi minimi di invarianza idraulica restituiscono valori molto simili e quindi pienamente confrontabili.

3.4 Reperimento dei volumi per l'invarianza idraulica

Definito il volume di compensazione idraulica da reperire al fine dell'invarianza idraulica, è necessario determinare in quali dispositivi individuare tali volumetrie.

In particolare il volume minimo da reperire per l'invarianza sarà individuato all'interno dei seguenti dispositivi compartecipi:

- depressione morfologica;
- dispositivi fognari all'interno delle condotte e dei pozzetti.

Di seguito verranno quindi descritti i volumi reperiti di invarianza idraulica, individuati separatamente per le superfici pubbliche e private.

SUPERFICI PUBBLICHE

Il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica per la porzione pubblica di PUA risulta:

$$W = 106 \text{ mc}$$

DEPRESSIONE MORFOLOGICA

Per reperire il volume minimo utile ai fini dell'invarianza idraulica, la scelta progettuale seguita si basa sull'individuazione di un'area verde sfruttabile per la realizzazione di una depressione morfologica.

Si prevede infatti la realizzazione di una depressione morfologica in corrispondenza della porzione di area verde interna alla superficie pubblica di PUA localizzata a Nord-Est della stessa, attualmente di proprietà privata ma che verrà ceduta al Comune come area verde pubblica; la depressione sarà atta ad invasare, in caso di necessità, la quasi totalità del volume minimo da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica.

Prevedendo una depressione caratterizzata da una superficie al fondo di 199 mq circa ed una superficie in sommità di 585 mq circa (pendenza sponde 1:10), con un tirante idrico "medio" massimo di 23 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a 90 mc circa.

$$W_{DEP} = (199 \text{ mq} + 585 \text{ mq})/2 \times 0.23 \text{ m} = 90.16 \text{ mc}$$

Il volume utile reperibile all'interno della depressione è quindi pari a 90 mc circa, a fronte dei 106 mc minimi da reperire per il rispetto dell'invarianza idraulica; il volume esuberante rispetto alla capacità della depressione morfologica verrà ricercato all'interno della dorsale fognaria bianca pubblica di progetto.

VOLUME INTERNO DI FOGNATURA BIANCA

Come sopra indicato, il volume minimo ai fini dell'invarianza idraulica è pari a 106 mc, di cui 90.16 mc circa già reperiti all'interno della depressione morfologica da realizzarsi in corrispondenza dell'area mantenuta a verde da cedere al Comune ubicata nella porzione Nord-Est del comparto.

Il volume mancante, pari a 16 mc circa, sarà reperito all'interno dei condotti fognari e dei pozzetti di ispezione costituenti la rete fognaria bianca pubblica di progetto, adeguatamente sovradimensionata a tal fine.

Considerando l'estensione del bacino afferente alla rete fognaria bianca pubblica di progetto, per garantire un adeguato smaltimento delle acque meteoriche sarebbe adeguato, ai fini puramente idraulici, prevedere la realizzazione della stessa mediante condotte in PVC DN315.

Tuttavia, allo scopo del rispetto del principio di invarianza idraulica a seguito degli interventi di trasformazione, si prevede il sovradimensionamento della rete fognaria bianca pubblica di progetto mediante la posa di condotte in PVC DN500; il volume utile sfruttabile per l'invarianza idraulica sarà dunque pari al volume fognario complessivo, a meno della quota parte di volume strettamente necessario ai fini puramente idraulici.

Più dettagliatamente, la fognatura bianca pubblica di progetto sarà caratterizzata da condotte in PVC DN500 SN16 (visti i ricoprimenti fognari minimi), con sedime lungo la nuova viabilità pubblica a servizio del comparto, di collegamento tra via Andrea Costa e via Emilia Est; lungo i rami fognari si prevedono pozzetti di ispezione in CLS di dimensione interna 100x100 cm.

All'interno della fognatura bianca pubblica di progetto il volume fognario sfruttabile per il reperimento del volume di compensazione idraulica è dunque pari al volume complessivo interno alla rete fognaria sovradimensionata, dal quale viene detratta la quota parte puramente idraulica. Il volume utile reperibile nella fognatura pubblica di progetto, esclusivamente ai fini dell'invarianza idraulica, risulta pari a 19 mc circa.

$W_{FOG} = 19.22 \text{ mc}$
--

Di seguito si riporta un riassunto in forma tabellare delle condotte adottate ai fini del calcolo del volume reperito, con le rispettive lunghezze e dimensioni interne, e dei pozzetti di ispezione previsti lungo la dorsale di progetto.

Tratto	DN [mm]	DNint [mm]	A [mq]	L [m]	Vol. DN500 [mc]	Vol. DN315 [mc]	Vol. utile [mc]
B1-B2	PVC DN500 SN16	0.4638	0.169	41	6.93	2.83	4.09
B2-B3	PVC DN500 SN16	0.4638	0.169	41	6.93	2.83	4.09
B3-B5	PVC DN500 SN16	0.4638	0.169	44	7.43	3.04	4.39
B4-B5	PVC DN500 SN16	0.4638	0.169	18	3.04	1.24	1.80
tot.					24.33	9.95	14.38

Pozzetti	dim. int. [cm]	A [mq]	H [m]	n.	Vol. utile [mc]
da B1 a B5	100 x 100	1,00	0,97	5	4,84

Il volume totale reperito nella depressione morfologica e all'interno della fognatura bianca pubblica di progetto adeguatamente sovradimensionata è quindi pari a 109 mc circa, per cui maggiore dei 106 mc minimi richiesti per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica.

Si sottolinea che nel conteggio del volume minimo reperito è stato trascurato cautelativamente il volume utile all'interno dei pozzetti a caditoia e dei fognoli di collegamento, unitamente al ramo in PVC DN315 SN16 a servizio della depressione morfologica, i quali fornirebbero comunque ulteriore volume utile.

$$W_{TOT} = 109.38 \text{ mc} > W = 106 \text{ mc}$$

Per quanto riguarda le superfici private, dal capitolo precedente risulta la necessità di dover reperire ai fini del rispetto dell'invarianza idraulica un volume minimo di 8 mc circa per il LOTTO 1, mentre 101 mc circa per il LOTTO 2. Come sopra anticipato, il volume minimo di compensazione può essere reperito tramite la realizzazione di depressioni morfologiche e/o all'interno dei dispositivi fognari (condotte e pozzetti).

Per completezza, di seguito vengono descritti, in termini puramente tipologici, degli esempi di reperimento dei volumi minimi per entrambi i lotti privati; tale aspetto verrà comunque affrontato in dettaglio con le successive fasi di progettazione finalizzate alla richiesta dei singoli Permessi di Costruire.

SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 1

Il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica per la porzione privata LOTTO 1 di PUA risulta:

$$W = 8 \text{ mc}$$

DEPRESSIONE MORFOLOGICA

Analogamente alle superfici pubbliche di PUA, anche per la porzione privata LOTTO 1 il volume minimo utile ai fini dell'invarianza idraulica può essere individuato sfruttando le aree verdi a disposizione.

Si prevede ad esempio la realizzazione della depressione morfologica in corrispondenza della porzione di area verde interna alla superficie privata LOTTO 1 di PUA localizzata a Sud-Est della stessa; la depressione sarà atta ad invasare, in caso di necessità, la totalità del volume minimo da reperire al fine del rispetto dell'invarianza idraulica.

Prevedendo una depressione caratterizzata da una superficie al fondo di 82 mq circa ed una superficie in sommità di 202 mq circa (pendenza sponde 1:20), con un tirante idrico "medio" massimo di 6 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a 8 mc circa.

$$W_{DEP} = (82 \text{ mq} + 202 \text{ mq})/2 \times 0.06 \text{ m} = 8.52 \text{ mc}$$

Il volume utile reperibile all'interno della depressione, di 8 mc circa, è quindi pari al volume minimo da reperire per il rispetto dell'invarianza idraulica. Si sottolinea che al volume reperibile all'interno della depressione morfologica si sommerà anche il contributo della rete fognaria privata di progetto, la quale fornirà certamente un ulteriore volume utile non trascurabile.

$$W_{DEP} = 8.52 \text{ mc} > W = 8 \text{ mc}$$

SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 2

Il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica per la porzione privata LOTTO 2 di PUA risulta:

$$W = 101 \text{ mc}$$

DEPRESSIONE MORFOLOGICA

Analogamente al LOTTO 1 sopra esaminato, anche per la porzione privata LOTTO 2 quota parte del volume minimo utile ai fini dell'invarianza idraulica potrà essere individuato nelle aree verdi a disposizione.

In particolare si è ipotizzata ad esempio la realizzazione di due depressioni morfologiche in corrispondenza della porzione di area verde interna alla superficie privata LOTTO 2 di PUA localizzata a Nord-Ovest della stessa; le due depressioni permetteranno l'invaso, in caso di necessità, di quota parte del volume minimo da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica.

Prevedendo una depressione caratterizzata da una superficie al fondo di 82 mq circa ed una superficie in sommità di 202 mq circa (pendenza sponde 1:20), con un tirante idrico "medio" massimo di 6 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a 8 mc circa.

DEPRESSIONE N.1 - Prevedendo una depressione caratterizzata da una superficie al fondo di 348 mq circa ed una superficie in sommità di 460 mq circa (pendenza sponde 1:10), con un tirante idrico "medio" massimo di 10 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a 40 mc circa.

$$W_{DEP} = (348 \text{ mq} + 460 \text{ mq})/2 \times 0.10 \text{ m} = 40.40 \text{ mc}$$

DEPRESSIONE N.2 - Prevedendo una depressione caratterizzata da una superficie al fondo di 77 mq circa ed una superficie in sommità di 133 mq circa (pendenza sponde 1:10), con un tirante idrico "medio" massimo di 10 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a 10 mc circa.

$$W_{DEP} = (77 \text{ mq} + 133 \text{ mq})/2 \times 0.10 \text{ m} = 10.50 \text{ mc}$$

Il volume utile complessivo reperibile all'interno delle due depressioni è quindi pari a 50 mc circa, a fronte dei 101 mc minimi da reperire per il rispetto dell'invarianza idraulica; il volume esuberante rispetto alla capacità delle depressioni morfologiche verrà ricercato all'interno della dorsale fognaria bianca privata di progetto a servizio del LOTTO 2 di PUA.

VOLUME INTERNO DI FOGNATURA BIANCA

Il volume minimo ai fini dell'invarianza idraulica per il lotto privato LOTTO 2 di PUA è pari a 101 mc, di cui 40 mc circa reperibili all'interno di una prima depressione morfologica e 10 mc circa in una seconda depressione di capacità inferiore.

Il volume mancante, pari a 51 mc circa, potrà essere reperito all'interno dei condotti fognari e dei pozzetti di ispezione costituenti la rete fognaria bianca privata di progetto a servizio del LOTTO 2 di PUA, adeguatamente sovradimensionata a tal fine.

Similmente a quanto sostenuto per le superfici pubbliche di PUA, considerando l'estensione del bacino afferente alla rete fognaria bianca privata di progetto del LOTTO 2 di PUA, per garantire un adeguato smaltimento delle acque meteoriche si ritiene adeguato anche in questo caso, ai fini puramente idraulici, prevedere (cautelativamente) la realizzazione della stessa mediante condotte in PVC DN315.

Al fine del reperimento dei volumi minimi di compensazione necessari per garantire l'invarianza idraulica a seguito degli interventi di trasformazione, si prevede il sovradimensionamento della rete fognaria bianca privata di progetto del LOTTO 2 di PUA ipotizzando ad esempio la posa di condotte in CLS DN600/800; il volume utile sfruttabile per l'invarianza idraulica sarà dunque pari al volume fognario complessivo, a meno della quota parte di volume strettamente necessario ai fini puramente idraulici.

Lungo i rami fognari si prevedono ad esempio pozzetti di ispezione in CLS di dimensione interna 120x120 cm.

All'interno della fognatura bianca privata di progetto il volume fognario sfruttabile per il reperimento del volume di compensazione idraulica è dunque pari al volume complessivo interno alla rete fognaria sovradimensionata, dal quale viene detratta la quota parte puramente idraulica. Il volume utile reperibile nella fognatura privata di progetto a servizio del LOTTO 2 di PUA, esclusivamente ai fini dell'invarianza idraulica, risulta pari a 53 mc circa.

$$W_{\text{FOG}} = 53.66 \text{ mc}$$

Di seguito si riporta un riassunto in forma tabellare delle condotte adottate ai fini del calcolo del volume reperito, con le rispettive lunghezze e dimensioni interne, e dei pozzetti di ispezione previsti lungo la dorsale di progetto.

Tratto	DN [mm]	DNint [mm]	A [mq]	L [m]	Vol. DN600/800 [mc]	Vol. DN315 [mc]	Vol. utile [mc]
P1-P2	CLS DN600	0.6000	0.283	35	9.90	2.42	7.48
P2-P3	CLS DN600	0.6000	0.283	35	9.90	2.42	7.48
P3-P4	CLS DN600	0.6000	0.283	21	5.94	1.45	4.49
P4-P5	CLS DN800	0.8000	0.503	33	16.59	2.28	14.31
P6-P5	CLS DN800	0.8000	0.503	26	13.07	1.80	11.27
tot.					55.39	10.36	45.02

Pozzetti	dim. int. [cm]	A [mq]	H [m]	n.	Vol. utile [mc]
da P1 a P6	120 x 120	1,44	1,00	6	8,64

Il volume totale reperito nelle due depressioni morfologiche e all'interno della fognatura bianca privata di progetto del LOTTO 2 di PUA, adeguatamente sovradimensionata, è quindi pari a 104 mc circa, per cui maggiore dei 101 mc minimi richiesti per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica. Si sottolinea che nel conteggio del volume minimo reperito è stato trascurato cautelativamente il volume utile all'interno dei pozzetti a caditoia e dei fognoli di collegamento, i quali fornirebbero comunque ulteriore volume utile.

$$W_{TOT} = 104.56 \text{ mc} > W = 101 \text{ mc}$$

Si sottolinea inoltre che ulteriore volume utile si individua potenzialmente nelle vasche di accumulo dell'acqua piovana previste sia nei lotti privati sia nella porzione pubblica di PUA, nel rispetto dell'Art. 42 "Il progetto di sistemazione a verde" del Regolamento Comunale del Verde Pubblico e Privato del Comune di Santarcangelo di Romagna, poiché vi sarà in esse spesso un volume libero residuo da utilizzare come laminazione ad inizio evento meteorico.

4. VERIFICA IDRAULICA DELLA DIMENSIONE DELLE STROZZATURE FINALI

Per il sistema di fognatura bianca di progetto resta solamente da verificare l'efficacia idraulica delle tubazioni terminali, aventi la funzione di "strozzatura limitatrice di portata" in uscita verso il corpo idrico ricevente. L'obiettivo progettuale è di limitare il coefficiente udometrico post intervento delle aree passate da permeabili ad impermeabili a 10 l/s per ha, pari cioè a quello per aree agricole pre-intervento urbanistico stabilito dal Consorzio di Bonifica della Romagna competente, ed indicato nell'art. 11 al comma 3 punto a1 del Piano Stralcio "[...] venga effettuata la raccolta delle acque meteoriche in invasi di laminazione tali da garantire un rilascio al corpo idrico ricettore non superiore a 10 l/s per ettaro di superficie drenata interessata dall'intervento ed in ogni caso con capacità pari ad almeno 350 mc per ogni ettaro di superficie effettivamente impermeabilizzata [...]". Per le aree già impermeabilizzate si considera invece un coefficiente udometrico cautelativo pari a 90 l/s per ha, come previsto dal Regolamento di Polizia Consorziale locale.

Come già precedentemente descritto, la fognatura bianca pubblica di progetto convoglierà la rispettiva portata meteorica nella fognatura bianca pubblica prevista dal progetto definitivo di PUA del comparto attiguo a quello in esame, mediante un tratto fognario terminale con funzione di strozzatura limitatrice di portata in PVC DN125 SN16 con pendenza di posa pari allo 0.50% (tratto B5-B6). La fognatura bianca pubblica di progetto riceverà le acque meteoriche defluenti dalle superfici pubbliche di PUA, oltre alle portate meteoriche in uscita dal lotto privato LOTTO 1 di PUA. Per quanto riguarda invece la fognatura bianca privata di progetto a servizio del LOTTO 2 di PUA, essa convoglierà la rispettiva portata meteorica nel nuovo tratto tombinato del fosso stradale esistente di via Andrea Costa, mediante un tratto fognario terminale con funzione di strozzatura limitatrice di portata in PVC DN125 SN16 con pendenza di posa pari allo 0.50% (tratto P5-P7).

Per stimare la portata defluente dalla strozzatura, si possono usare diverse formule, dipendenti dalle modalità idrauliche di funzionamento nel condotto e quindi dalle condizioni al contorno.

Ipotizzando cautelativamente un funzionamento a battente con tratto breve e sbocco libero, si è utilizzata la seguente formula:

$$Q = \mu \times A \times (2 \times g \times h)^{0.5}$$

con Q la portata defluente dalla strozzatura (l/s), $\mu = 0.6$ e h il battente.

Si sottolinea che il funzionamento a battente si adatta bene ai tratti brevi per i quali si instaura un funzionamento a battente e a sbocco libero. Nei tratti di lunghezza medio-lunga e con frequente possibilità di essere rigurgitati da valle (no sbocco libero), è più plausibile ipotizzare l'instaurarsi (dopo un transitorio) di un funzionamento in condizioni di moto uniforme o quasi.

La portata massima in moto uniforme può essere calcolata applicando la formula di Chézy:

$$Q_{unif} = k_s \times A \times (R \times i)^{0.5}$$

con k_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, A l'area bagnata della condotta, R il raggio idraulico (pari a $D/4$ per le condotte circolari) e i la pendenza di posa della condotta.

Il reale funzionamento del tratto strozzato è quindi intermedio tra il funzionamento a battente e quello in moto uniforme; il dimensionamento delle strozzature di progetto si baserà quindi su un comportamento intermedio, evidenziando comunque che il funzionamento risulterà più verosimile al moto uniforme.

SUPERFICI PUBBLICHE E SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 1

Il bacino afferente alla fognatura bianca pubblica di progetto è pari alla somma delle superfici pubbliche di 6777 mq e del lotto privato LOTTO 1 di estensione pari a 1429 mq; allo stato attuale il bacino complessivo afferente risulta caratterizzato da una superficie permeabile di 7600 mq e dai restanti 606 mq impermeabili (superfici pubbliche totalmente permeabili, mentre il LOTTO 1 presenta 823 mq permeabili e 606 mq impermeabili).

La portata massima in uscita dal bacino in esame risulta pari a 13.05 l/s:

$$Q_{MAX} = 10 \text{ l/s per ha} \times 7600 \text{ mq} / 10000 + 90 \text{ l/s per ha} \times 606 \text{ mq} / 10000 = \mathbf{13.05 \text{ l/s}}$$

Ipotizzando un funzionamento a battente con tratto breve e sbocco libero, considerando un battente di 90 cm circa, la portata massima teoricamente ammessa transita con un diametro interno di 81 mm circa.

Tuttavia, per garantire il buon funzionamento della fognatura di progetto, si prevede comunque la realizzazione della strozzatura limitatrice di portata mediante la posa di una condotta in PVC DN125 SN16 (diametro interno 115.8 mm circa), ovvero il diametro minimo funzionale previsto dal Regolamento di Polizia Consorziale del Consorzio di Bonifica della Romagna territorialmente competente.

La portata massima defluente dalla condotta in PVC DN125 SN16 sarebbe pari, con la medesima formula di calcolo, a 26.57 l/s con un battente di 90 cm circa, quindi di poco superiore della portata ammissibile.

Portata amm.le (Qagr.=10 l/sec/ha* Perm _o +90l/sec/ha*Imp _o)	13.05	l/sec
Battente massimo h	0.90	m
DN max condotta di scarico	81.19	mm
Si adotta condotta DN	115.80	mm
Portata uscente con la condotta adottata	26.57	l/sec

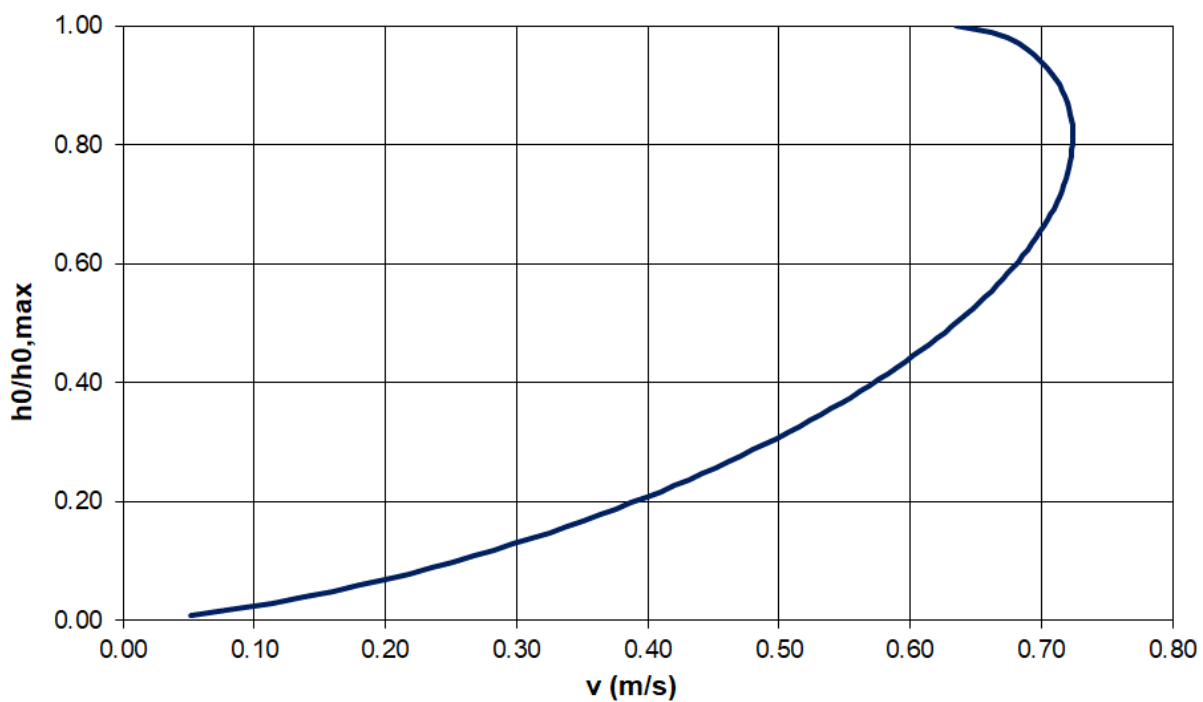
mu = 0,6	Diametro tubo di scarico (mm)									
battente	80	100	120	150	160	180	200	250	296	315
h (ml)	portata defluente in l/sec									
0.2	5.97	9.33	13.44	20.99	23.88	30.23	37.32	58.31	81.75	92.58
0.3	7.31	11.43	16.45	25.71	29.25	37.02	45.71	71.42	100.12	113.38
0.4	8.44	13.19	19.00	29.69	33.78	42.75	52.78	82.47	115.61	130.92
0.5	9.44	14.75	21.24	33.19	37.77	47.80	59.01	92.20	129.25	146.38
0.6	10.34	16.16	23.27	36.36	41.37	52.36	64.64	101.00	141.59	160.35
0.7	11.17	17.45	25.14	39.27	44.68	56.55	69.82	109.09	152.93	173.20
0.8	11.94	18.66	26.87	41.99	47.77	60.46	74.64	116.63	163.49	185.15
0.9	12.67	19.79	28.50	44.53	50.67	64.13	79.17	123.70	173.41	196.39
1.0	13.35	20.86	30.04	46.94	53.41	67.59	83.45	130.39	182.79	207.01
1.1	14.00	21.88	31.51	49.23	56.02	70.89	87.52	136.76	191.71	217.11
1.2	14.63	22.85	32.91	51.42	58.51	74.05	91.42	142.84	200.24	226.77
1.25	14.93	23.33	33.59	52.48	59.71	75.57	93.30	145.78	204.37	231.44
1.3	15.22	23.79	34.25	53.52	60.89	77.07	95.15	148.67	208.41	236.03
1.4	15.80	24.69	35.55	55.54	63.19	79.98	98.74	154.28	216.28	244.94
1.5	16.35	25.55	36.79	57.49	65.41	82.79	102.21	159.70	223.87	253.53
1.6	16.89	26.39	38.00	59.38	67.56	85.50	105.56	164.93	231.21	261.85
1.7	17.41	27.20	39.17	61.20	69.64	88.13	108.81	170.01	238.33	269.91
1.8	17.91	27.99	40.31	62.98	71.65	90.69	111.96	174.94	245.24	277.73
1.9	18.40	28.76	41.41	64.70	73.62	93.17	115.03	179.73	251.96	285.34
2.00	18.88	29.50	42.49	66.38	75.53	95.59	118.02	184.40	258.50	292.76
2.1	19.35	30.23	43.54	68.02	77.40	97.95	120.93	188.96	264.89	299.99
2.2	19.80	30.94	44.56	69.62	79.22	100.26	123.78	193.40	271.12	307.04

Come già anticipato, si evidenzia che il funzionamento a battente si adatta bene ai tratti brevi per i quali si instaura un funzionamento a battente e a sbocco libero. Nei tratti di lunghezza medio-lunga, come nel caso qui esaminato (lunghezza della strozzatura di 12.00 m circa), e con frequente possibilità di essere rigurgitati da valle (no sbocco libero), è più plausibile ipotizzare l'instaurarsi (dopo un transitorio) di un funzionamento in condizioni di moto uniforme o quasi.

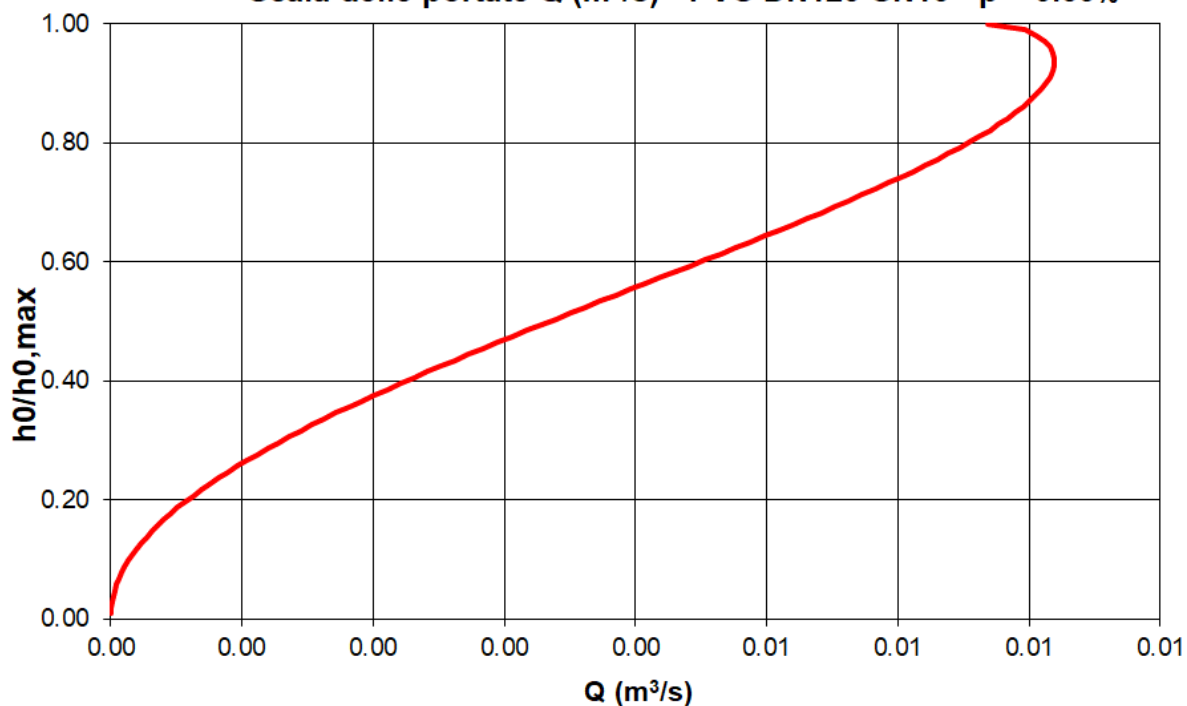
Ipotizzando un funzionamento in condizioni di moto uniforme, la portata massima a bocca piena smaltibile dalla condotta in PVC DN125 SN16 (diametro interno 115.8 mm circa) avente pendenza di posa pari allo 0.50%, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di 0.0105 s/m^{1/3}, è pari a 7.00 l/s, quindi una portata notevolmente inferiore rispetto a quella massima ammissibile.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in PVC DN125 SN16 e pendenza di posa pari allo 0.50%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN125 SN16 - p = 0.50%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN125 SN16 - p = 0.50%



Si sottolinea tuttavia che il reale funzionamento del tratto strozzato lo si può considerare intermedio tra il funzionamento a battente e quello in moto uniforme.

Considerando perciò la condotta in PVC DN125 SN16, la portata massima effettivamente in uscita dal tratto "strozzato" assumerà un valore intermedio tra i 7.00 l/s ed i 26.57 l/s dei due funzionamenti "estremi", e comunque più vicino al moto uniforme data la lunghezza non trascurabile della condotta, quindi più prossimo ai 7 l/s e dunque inferiore alla portata massima ammissibile di 13.05 l/s.

Facendo ora riferimento esclusivamente al lotto privato **LOTTO 1 di PUA**, con estensione di 1429 mq, la portata massima in uscita dal lotto stesso risulta pari a 6.28 l/s, in quanto allo stato attuale risulta caratterizzato da 823 mq permeabili e dai restanti 606 mq impermeabili:

$$Q_{MAX} = 10 \text{ l/s per ha} \times 823 \text{ mq} / 10000 + 90 \text{ l/s per ha} \times 606 \text{ mq} / 10000 = \mathbf{6.28 \text{ l/s}}$$

Come si evince dalla planimetria di progetto, il piano di imposta del LOTTO 1 di PUA assumerà quote inferiori rispetto alle quote caratterizzanti la viabilità pubblica e il LOTTO 2 adiacenti, rimanendo dunque depresso.

Conseguentemente la portata meteorica defluente dal lotto privato, raccolta mediante la rete fognaria bianca privata di progetto a servizio del lotto stesso, verrà prima pompata e solo successivamente convogliata a gravità nella fognatura bianca pubblica di progetto mediante il tratto terminale strozzato.

Considerando un funzionamento a battente con tratto breve e sbocco libero, con un battente di 20 cm circa, la portata massima teoricamente ammessa transita con un diametro interno di 82 mm circa.

Tuttavia, per garantire il buon funzionamento della fognatura privata si prevede comunque la realizzazione della strozzatura limitatrice di portata mediante la posa di una condotta in PVC DN125 SN16 (diametro interno 115.8 mm circa), ovvero il diametro minimo funzionale previsto dal Regolamento di Polizia Consorziale del Consorzio di Bonifica della Romagna territorialmente competente.

La portata massima defluente dalla condotta in PVC DN125 SN16 sarebbe pari, con la medesima formula di calcolo, a 12.52 l/s con un battente di 20 cm circa, quindi superiore alla portata ammissibile. A seguito di quanto sopra si prevede comunque una strozzatura in PVC DN125 SN16, garantendo però l'installazione, in corrispondenza del pozzetto di ispezione immediatamente a monte dello scarico, di una paratoia per la regolazione della luce netta di scarico del tratto strozzante. In particolare dovrà essere assicurato il deflusso di una portata massima al ricettore pari alla portata massima ammissibile di 6.28 l/s precedentemente stimata, in linea con la normativa vigente. Al fine di assicurare il deflusso nel ricettore di una portata massima pari a quella ammissibile, la paratoia mobile dovrà essere abbassata fino alla chiusura del 50% circa della luce netta della strozzatura in PVC DN125.

Portata amm.le (Qagr.=10 l/sec/ha* Perm _o +90l/sec/ha*Imp _o)	6.28	l/sec
Battente massimo h	0.20	m
DN max condotta di scarico	82.00	mm
Si adotta condotta DN	115.80	mm
Portata uscente con la condotta adottata	12.52	l/sec

mu = 0,6	Diametro tubo di scarico (mm)									
	80	100	120	150	160	180	200	250	296	315
battente	portata defluente in l/sec									
h (ml)	5.97	9.33	13.44	20.99	23.88	30.23	37.32	58.31	81.75	92.58
0.2	5.97	9.33	13.44	20.99	23.88	30.23	37.32	58.31	81.75	92.58
0.3	7.31	11.43	16.45	25.71	29.25	37.02	45.71	71.42	100.12	113.38
0.4	8.44	13.19	19.00	29.69	33.78	42.75	52.78	82.47	115.61	130.92
0.5	9.44	14.75	21.24	33.19	37.77	47.80	59.01	92.20	129.25	146.38
0.6	10.34	16.16	23.27	36.36	41.37	52.36	64.64	101.00	141.59	160.35
0.7	11.17	17.45	25.14	39.27	44.68	56.55	69.82	109.09	152.93	173.20
0.8	11.94	18.66	26.87	41.99	47.77	60.46	74.64	116.63	163.49	185.15
0.9	12.67	19.79	28.50	44.53	50.67	64.13	79.17	123.70	173.41	196.39
1.0	13.35	20.86	30.04	46.94	53.41	67.59	83.45	130.39	182.79	207.01
1.1	14.00	21.88	31.51	49.23	56.02	70.89	87.52	136.76	191.71	217.11
1.2	14.63	22.85	32.91	51.42	58.51	74.05	91.42	142.84	200.24	226.77
1.25	14.93	23.33	33.59	52.48	59.71	75.57	93.30	145.78	204.37	231.44
1.3	15.22	23.79	34.25	53.52	60.89	77.07	95.15	148.67	208.41	236.03
1.4	15.80	24.69	35.55	55.54	63.19	79.98	98.74	154.28	216.28	244.94
1.5	16.35	25.55	36.79	57.49	65.41	82.79	102.21	159.70	223.87	253.53
1.6	16.89	26.39	38.00	59.38	67.56	85.50	105.56	164.93	231.21	261.85
1.7	17.41	27.20	39.17	61.20	69.64	88.13	108.81	170.01	238.33	269.91
1.8	17.91	27.99	40.31	62.98	71.65	90.69	111.96	174.94	245.24	277.73
1.9	18.40	28.76	41.41	64.70	73.62	93.17	115.03	179.73	251.96	285.34
2.00	18.88	29.50	42.49	66.38	75.53	95.59	118.02	184.40	258.50	292.76
2.1	19.35	30.23	43.54	68.02	77.40	97.95	120.93	188.96	264.89	299.99
2.2	19.80	30.94	44.56	69.62	79.22	100.26	123.78	193.40	271.12	307.04

SUPERFICI PRIVATE - LOTTO 2

Il bacino afferente alla fognatura bianca privata di progetto a servizio del LOTTO 2 è pari a 5434 mq, ovvero la superficie complessiva del lotto stesso.

La portata massima in uscita dal lotto privato in esame risulta pari a 5.43 l/s, in quanto allo stato attuale l'area di intervento considerata risulta totalmente permeabile:

$$Q_{MAX} = 10 \text{ l/s per ha} \times 5434 \text{ mq} / 10000 + 90 \text{ l/s per ha} \times 0 \text{ mq} / 10000 = 5.43 \text{ l/s}$$

Ipotizzando un funzionamento a battente con tratto breve e sbocco libero, considerando un battente di 120 cm circa, la portata massima teoricamente ammessa transita con un diametro interno di 48 mm circa.

Tuttavia, per garantire il buon funzionamento della fognatura privata si prevede comunque la realizzazione della strozzatura limitatrice di portata mediante la posa di una condotta in PVC DN125 SN16 (diametro interno 115.8 mm circa), ovvero il diametro minimo funzionale previsto dal Regolamento di Polizia Consorziale del Consorzio di Bonifica della Romagna territorialmente competente.

La portata massima defluente dalla condotta in PVC DN125 SN16 sarebbe pari, con la medesima formula di calcolo, a 30.67 l/s con un battente di 120 cm circa, per cui superiore alla portata ammissibile.

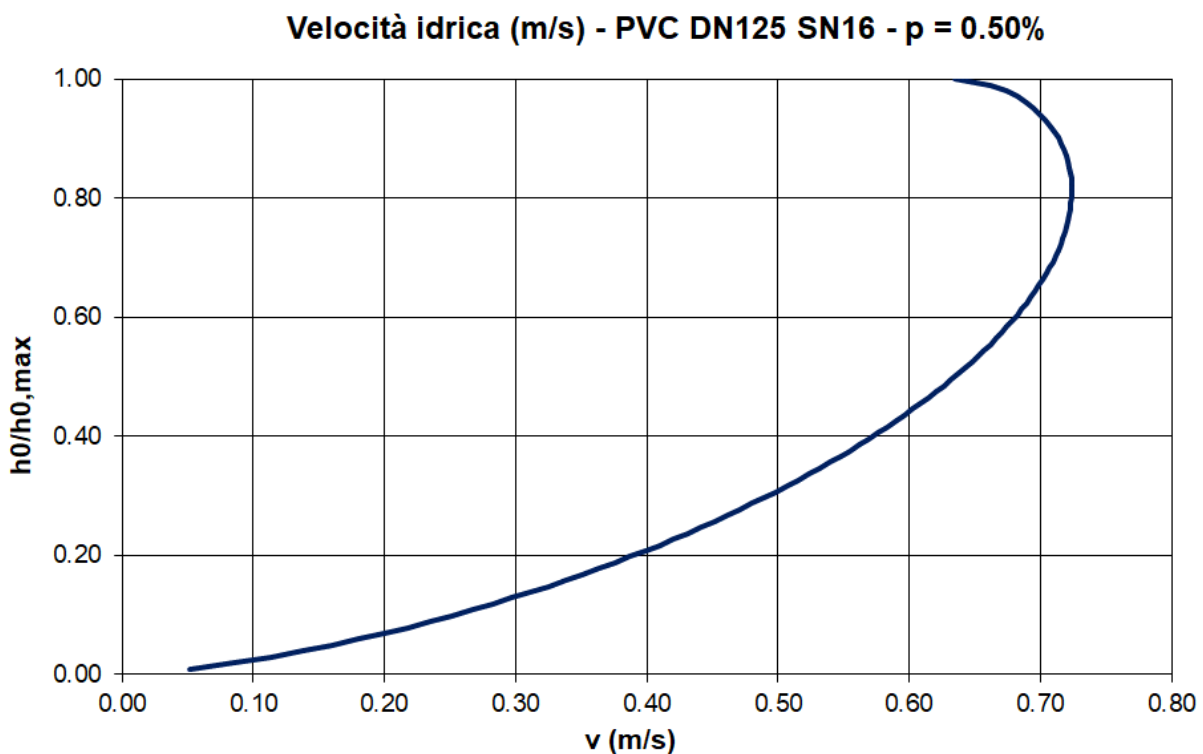
Portata amm.le (Qagr.=10 l/sec/ha* Perm _o +90l/sec/ha*Imp _o)	5,43	l/sec
Battente massimo h	1,20	m
DN max condotta di scarico	48,75	mm
Si adotta condotta DN	115,80	mm
Portata uscente con la condotta adottata	30,67	l/sec

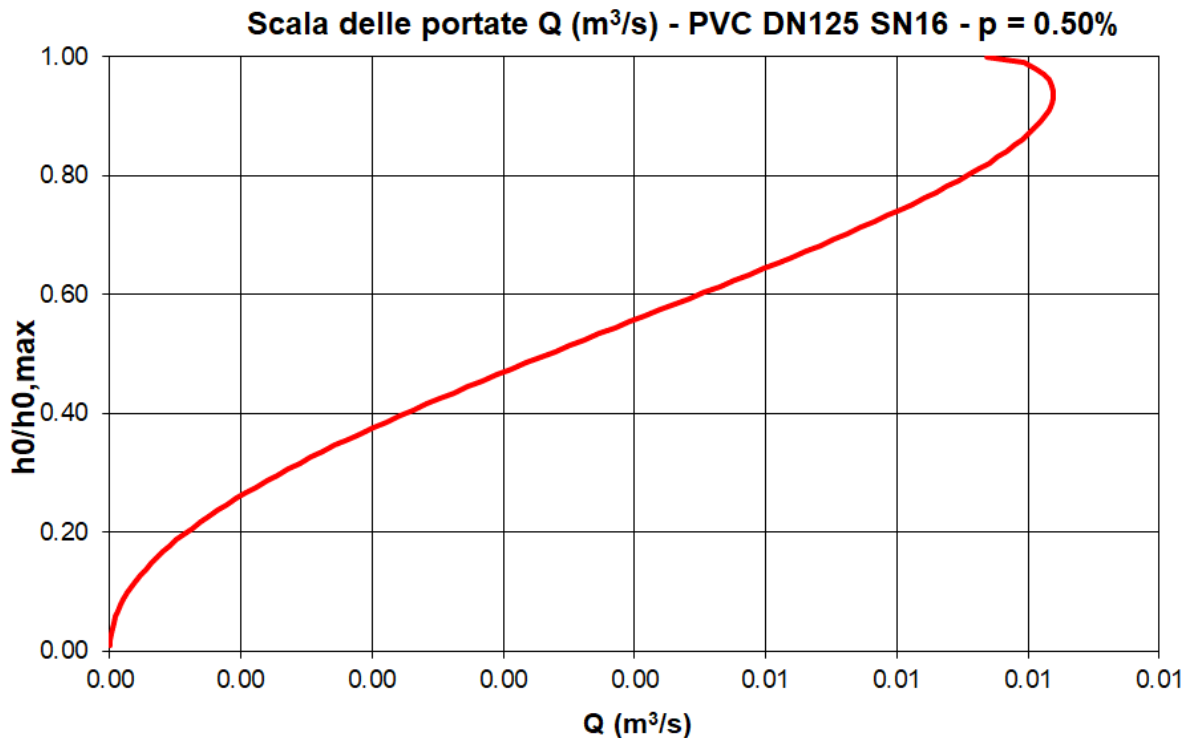
mu = 0,6	Diametro tubo di scarico (mm)									
	battente	80	100	120	150	160	180	200	250	296
h (ml)	portata defluente in l/sec									
0.2	5.97	9.33	13.44	20.99	23.88	30.23	37.32	58.31	81.75	92.58
0.3	7.31	11.43	16.45	25.71	29.25	37.02	45.71	71.42	100.12	113.38
0.4	8.44	13.19	19.00	29.69	33.78	42.75	52.78	82.47	115.61	130.92
0.5	9.44	14.75	21.24	33.19	37.77	47.80	59.01	92.20	129.25	146.38
0.6	10.34	16.16	23.27	36.36	41.37	52.36	64.64	101.00	141.59	160.35
0.7	11.17	17.45	25.14	39.27	44.68	56.55	69.82	109.09	152.93	173.20
0.8	11.94	18.66	26.87	41.99	47.77	60.46	74.64	116.63	163.49	185.15
0.9	12.67	19.79	28.50	44.53	50.67	64.13	79.17	123.70	173.41	196.39
1.0	13.35	20.86	30.04	46.94	53.41	67.59	83.45	130.39	182.79	207.01
1.1	14.00	21.88	31.51	49.23	56.02	70.89	87.52	136.76	191.71	217.11
1.2	14.63	22.85	32.91	51.42	58.51	74.05	91.42	142.84	200.24	226.77
1.25	14.93	23.33	33.59	52.48	59.71	75.57	93.30	145.78	204.37	231.44
1.3	15.22	23.79	34.25	53.52	60.89	77.07	95.15	148.67	208.41	236.03
1.4	15.80	24.69	35.55	55.54	63.19	79.98	98.74	154.28	216.28	244.94
1.5	16.35	25.55	36.79	57.49	65.41	82.79	102.21	159.70	223.87	253.53
1.6	16.89	26.39	38.00	59.38	67.56	85.50	105.56	164.93	231.21	261.85
1.7	17.41	27.20	39.17	61.20	69.64	88.13	108.81	170.01	238.33	269.91
1.8	17.91	27.99	40.31	62.98	71.65	90.69	111.96	174.94	245.24	277.73
1.9	18.40	28.76	41.41	64.70	73.62	93.17	115.03	179.73	251.96	285.34
2.00	18.88	29.50	42.49	66.38	75.53	95.59	118.02	184.40	258.50	292.76
2.1	19.35	30.23	43.54	68.02	77.40	97.95	120.93	188.96	264.89	299.99
2.2	19.80	30.94	44.56	69.62	79.22	100.26	123.78	193.40	271.12	307.04

Il funzionamento a battente si adatta bene ai tratti brevi per i quali si instaura un funzionamento a battente e a sbocco libero. Nei tratti di lunghezza medio-lunga, come nel caso qui esaminato (lunghezza della strozzatura di 2.00 m circa), e con frequente possibilità di essere rigurgitati da valle (no sbocco libero), è più plausibile ipotizzare l'instaurarsi (dopo un transitorio) di un funzionamento in condizioni di moto uniforme o quasi.

Ipotizzando un funzionamento in condizioni di moto uniforme, la portata massima a bocca piena smaltibile dalla condotta in PVC DN125 SN16 (diametro interno 115.8 mm circa) avente pendenza di posa pari allo 0.50%, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di 0.0105 s/m^{1/3}, è pari a 7.00 l/s, quindi una portata di poco superiore a quella massima ammissibile.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in PVC DN125 SN16 e pendenza di posa pari allo 0.50%.





Come già precedentemente sottolineato, il reale funzionamento del tratto strozzato lo si può considerare intermedio tra il funzionamento a battente e quello in moto uniforme.

Considerando perciò la condotta in PVC DN125 SN16, **la portata massima effettivamente in uscita dal tratto "strozzato" assumerà un valore intermedio tra i 7.00 l/s ed i 30.67 l/s dei due funzionamenti "estremi", e comunque più vicino al moto uniforme data la lunghezza non trascurabile della condotta, quindi più prossimo ai 7 l/s.**

Come per la strozzatura della fognatura bianca privata di progetto a servizio del LOTTO 1 di PUA, anche per la fognatura bianca privata del LOTTO 2 di PUA verrà installata, in corrispondenza del pozzetto di ispezione immediatamente a monte dello scarico (pozzetto P5), una paratoia per la regolazione della luce netta di scarico del tratto strozzante previsto in PVC DN125 con pendenza 0.50%, così da garantire comunque il deflusso al ricettore della portata massima ammissibile pari a 5.43 l/s, in linea con la normativa vigente.

In particolare, al fine di assicurare il deflusso nel ricettore di una portata massima pari a quella ammissibile, la paratoia mobile dovrà essere abbassata fino alla chiusura del 50% circa della luce netta della strozzatura in PVC DN125.

5. VALUTAZIONE DELL'OFFICIOSITÀ IDRAULICA DELLE DORSALI DI FOGNA BIANCA

Rimane ora da verificare idraulicamente la rete fognaria bianca pubblica di progetto; vengono di seguito verificati i seguenti tratti principali della rete di fognatura bianca pubblica di progetto:

- tratto B3-B5: condotta DN500 PVC SN16, pendenza 0.12%
- tratto B4-B5: condotta DN500 PVC SN16, pendenza 0.15%

I calcoli idraulici per la verifica dell'officiosità dei vari tratti della dorsale fognaria di progetto sono stati condotti con la formula di moto uniforme generalmente usata per le correnti a pelo libero, ossia la formula di Chézy, la quale permette di determinare la portata massima smaltibile dalla rete considerando la condizione di bocca piena della condotta:

$$Q_{unif} = k_s \times A \times (R \times i)^{0.5}$$

con k_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, A l'area bagnata della condotta, R il raggio idraulico (pari a $D/4$ per le condotte circolari) e i la pendenza di posa della condotta. Il valore del parametro di scabrezza è stato assegnato sulla base della natura, dello stato di conservazione e d'impiego del materiale costituente le pareti della condotta: nel caso in esame il coefficiente di scabrezza k_s è stato attribuito sulla base dei valori presenti in letteratura in considerazione del materiale con cui è realizzata la condotta.

Applicando questa formula a ciascuno dei tratti di rete fognaria sopra elencati è stata quindi valutata l'officiosità prendendo a riferimento eventi di precipitazione caratterizzati da tempo di ritorno $T_r = 10$ anni, coerentemente con quanto indicato nelle Linee Guida di HERA. L'officiosità delle condotte verrà poi confrontata con i rispettivi valori di portata idrologica da smaltire ad esse tributaria.

La verifica idraulica delle condotte costituenti la nuova dorsale fognaria pubblica richiede innanzitutto la valutazione dei bacini afferenti – in termini di deflussi meteorici – per determinare l'origine delle acque meteoriche che gravano sulle varie tratte fognarie. In particolare, dall'analisi della sistemazione di progetto dell'area di intervento si ipotizza, con modesto margine di errore, di suddividere la superficie pubblica di PUA, e quindi la rispettiva portata meteorica, nel seguente modo: al tratto B3-B5 si associa un contributo meteorico pari al 90% della portata complessiva pubblica, mentre la restante parte pari al 10% verrà associata alla condotta B4-B5.

Il tratto fognario B3-B5 sarà inoltre tributario anche delle portate meteoriche defluenti dal lotto privato LOTTO 1 di PUA: in particolare alla condotta succitata afferirà perciò la portata meteorica convogliata dalla strozzatura limitatrice di portata a servizio del LOTTO 1, unitamente al 90% del contributo complessivo di superficie pubblica.

Come già precedentemente anticipato nel capitolo 3.3, per la verifica dell'officiosità dei tratti fognari sarà necessario definire, oltre alle portate convogliate dalla strozzatura a servizio del lotto privato LOTTO 1, alcuni parametri di natura idrologico/idraulica caratteristici della superficie pubblica così da poterne stimare il contributo meteorico: il coefficiente di deflusso (medio), il tempo di corrivazione e i parametri caratterizzanti la curva segnalatrice di probabilità pluviometrica a ed n .

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso medio si ritiene adeguato considerare il valore precedentemente stimato nel capitolo 3.3 per la porzione pubblica di PUA pari a 0.46, calcolato a partire dai coefficienti riportati nelle Linee Guida di HERA (coefficienti 0.10 e 0.90 rispettivamente per le aree permeabili ed impermeabili) con riferimento alla fase post operam.

Il secondo parametro da definire, ovvero il tempo di corrivazione, risulta pari alla somma del tempo di accesso alla rete e del tempo di rete: il tempo di accesso alla rete viene assunto pari a 5 minuti, analogamente allo studio idrologico sviluppato nell'ambito dell'invarianza idraulica; il tempo di rete verrà invece stimato dal rapporto L/v , con v pari ad 1 m/s ed L variabile in funzione del tratto di rete fognaria da verificare.

Risulta infine necessario fissare i parametri a ed n della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica necessari per il calcolo dell'altezza di pioggia di durata d e tempo di ritorno Tr ; si sottolinea che per la verifica di officiosità della rete si considera $Tr = 10$ anni come indicato dalle Linee Guida di HERA.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri a ed n si evidenzia il fatto che le Linee Guida di HERA e il Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna forniscono valori differenti per la Provincia di Rimini, per $Tr = 10$ anni: di seguito si allegano le tabelle con i valori succitati.

valori a ed n Consorzio di Bonifica della Romagna

per $T_p \geq 1h$

TR (anni)	a				n			
	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna
10	40.86	35	35	35	0.28	0.33	0.33	0.33
30	51.09	51	48	51	0.27	0.29	0.30	0.28
50	55.76	58	54	58	0.27	0.29	0.28	0.30
200	76.63	74	72	74	0.26	0.29	0.28	0.30

per $T_p < 1h$

TR (anni)	a				n			
	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna	Rimini	Cesena	Forlì	Ravenna
10	43.23	37	37	37	0.67	0.48	0.48	0.48
30	54.64	47	47	47	0.73	0.48	0.48	0.48
50	59.86	53	53	53	0.75	0.48	0.48	0.48
200	73.95	68	68	68	0.79	0.48	0.48	0.48

valori a ed n Linee Guida HERA

TR	Tempo di corrivazione			
	< 1 ora		> 1 ora	
	a	n	a	n
5	40.06	0.704	36.70	0.253
10	49.12	0.764	44.43	0.243
25	60.64	0.820	54.20	0.234

Nell’ambito dell’invarianza idraulica (vedi capitolo 3.3 “Determinazione dei volumi per l’invarianza idraulica”) si è fatto riferimento ai parametri definiti dal Consorzio di Bonifica.

Per il dimensionamento della rete fognaria di progetto si ritiene adeguato far riferimento sempre ai parametri definiti dal Consorzio di Bonifica della Romagna, così da mantenere un’uniformità idrologica tra il dimensionamento della rete e l’invarianza idraulica - aspetti comunque strettamente collegati tra loro -.

Tale scelta è supportata anche dal fatto che i valori dei parametri a ed n forniti dai due enti stimano comunque piccoli discostamenti tra loro, e quindi differenze minime in termini di sollecitazione meteorica risultante.

Una volta fissati i parametri succitati si può procedere alla stima della portata meteorica tributaria dei differenti tratti fognari oggetto di verifica idraulica, la quale verrà poi confrontata con l’officiosità idraulica delle condotte stesse (portata massima smaltibile dalla condotta).

$$h_d(Tr) = a \times d^n$$

$$i_d(Tr) = h_d(Tr) / d = a \times d^{n-1}$$

$$Q = C \times i_d(Tr) \times A$$

Si sottolinea che l’evento critico, che a parità di tempo di ritorno definisce la portata massima defluente da un bacino, secondo la teoria del metodo cinematico, è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata pari al tempo di corrivazione tc del bacino stesso (d = tc).

TRATTO B3-B5

Il tratto fognario B3-B5 verrà realizzato con una condotta in PVC DN500 SN16 (diametro interno 463.8 mm) e pendenza di posa pari allo 0.12%; sarà tributario delle portate meteoriche defluenti dalle superfici pubbliche di PUA, stimate pari al 90% del contributo meteorico complessivo della porzione pubblica, unitamente alla portata convogliata dalla condotta limitatrice di portata da realizzare a servizio della porzione privata LOTTO 1.

Fissando il tempo di corrivazione tc pari a 10 minuti circa (5 minuti: tempo di accesso alla rete – 5 minuti: tempo di rete) e quindi inferiore all’ora, i parametri a ed n caratteristici della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica per Tr = 10 anni sono pari a 43.23 e 0.67 rispettivamente (riferimento Consorzio di Bonifica della Romagna).

Con un coefficiente di deflusso medio pari a 0.46, la portata massima complessiva defluente dalle superfici pubbliche di PUA risulta:

$$i (tc) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (10 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{78.09 \text{ mm/h}}$$

$$Q \text{ max} (tc) = 0.46 \times (78.09 \text{ mm/h} / 3600) \times 6777 \text{ mq} = \mathbf{67.36 \text{ l/s}}$$

A seguito di quanto illustrato precedentemente, il contributo meteorico della superficie pubblica afferente alla condotta in PVC DN500 (tratto B3-B5) è pari a 60.62 l/s circa, ovvero il 90% della portata totale.

Rimane solamente da stimare la portata massima in uscita dalla superficie privata LOTTO 1 di PUA: analogamente al procedimento descritto nel capitolo 4 “Verifica idraulica della dimensione delle strozzature finali”, la portata massima convogliata risulta pari a 6.28 l/s (allo stato attuale l’area definita LOTTO 1 è infatti caratterizzata da una superficie permeabile di 823 mq e dalla restante area impermeabile di 606 mq):

$$Q_{\text{MAX(LOTTO 1)}} = 10 \text{ l/s per ha} \times 823 \text{ mq} / 10000 + 90 \text{ l/s per ha} \times 606 \text{ mq} / 10000 = \mathbf{6.28 \text{ l/s}}$$

La portata meteorica complessiva che afferisce al tratto fognario di progetto B3-B5 è quindi pari a 66.90 l/s circa, ovvero la somma del contributo pubblico di 60.62 l/s e di quello privato del LOTTO 1 di 6.28 l/s.

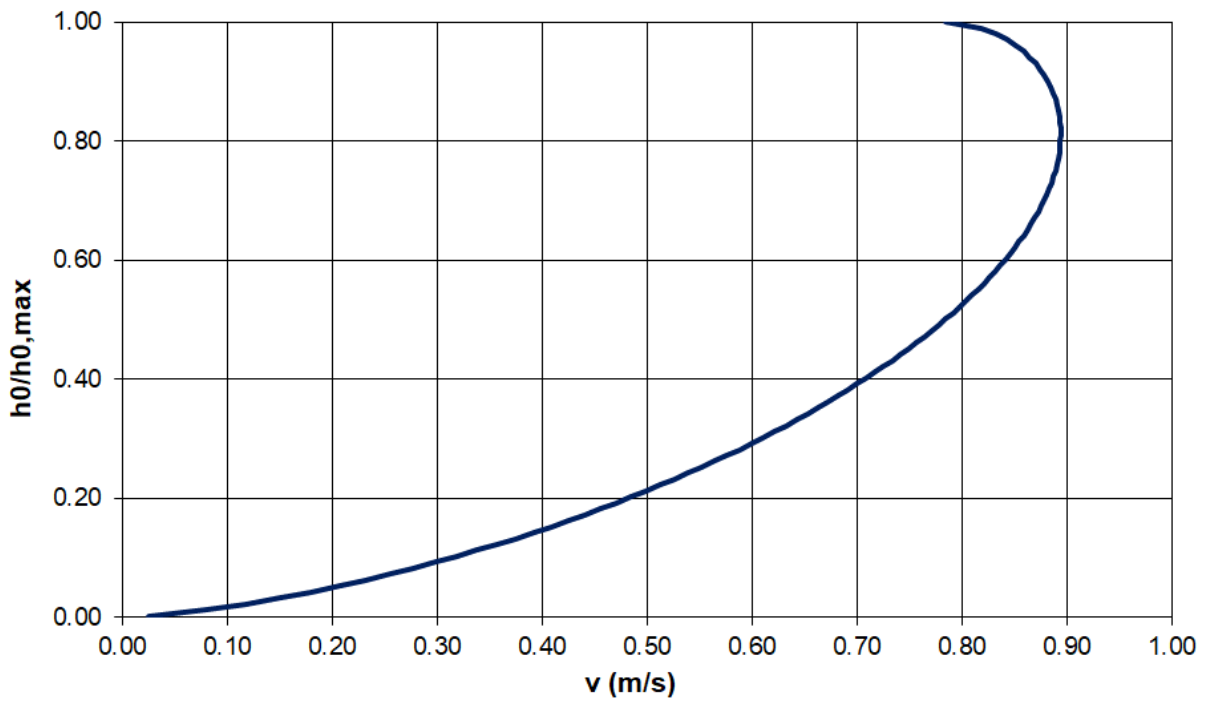
$$Q_{\text{MAX}} = 60.62 \text{ l/s} + 6.28 \text{ l/s} = \mathbf{66.90 \text{ l/s}}$$

Dall’applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile a bocca piena dalla condotta in PVC DN500 SN16 (diametro interno 463.8 mm circa) è pari a 143 l/s e quindi nettamente superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 66.90 l/s.

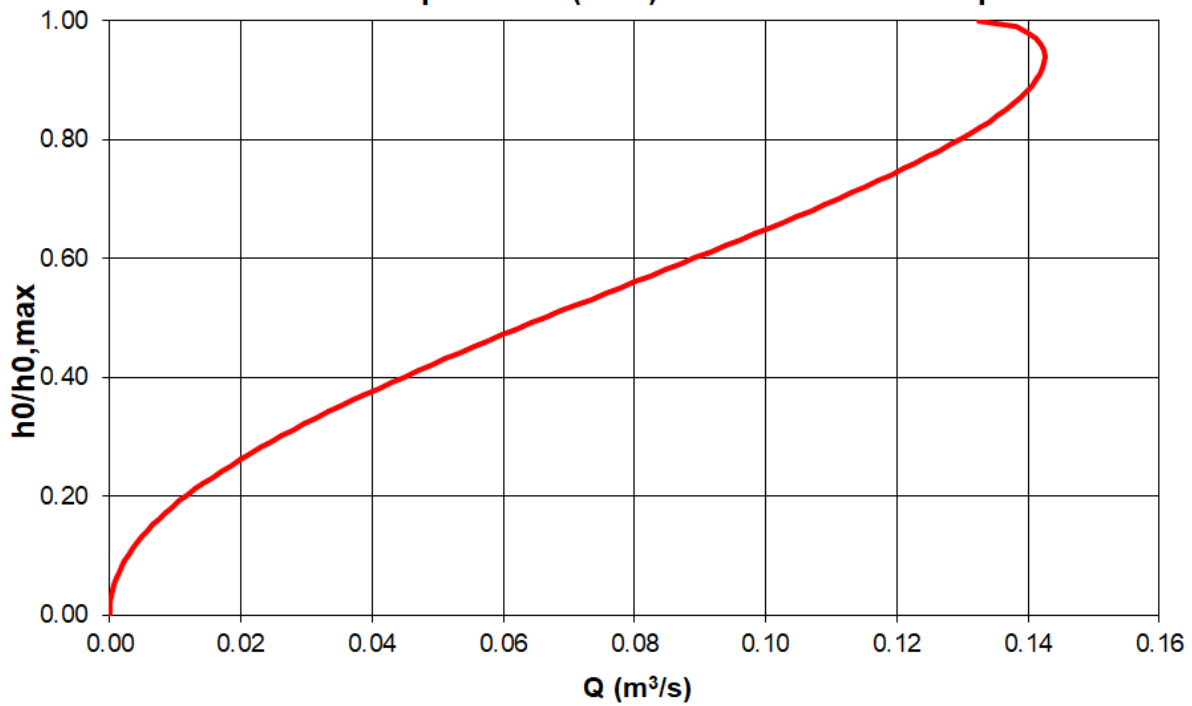
Si dimostra quindi che la condotta di progetto in PVC DN500 SN16 con pendenza di posa dello 0.12% è ampiamente in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 10 anni, con un grado di riempimento del 50% circa.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in PVC DN500 SN16 e pendenza di posa pari allo 0.12%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN500 SN16 - p = 0.12%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN500 SN16 - p = 0.12%



TRATTO B4-B5

Il tratto fognario B4-B5 verrà realizzato con una condotta in PVC DN500 SN16 (diametro interno 463.8 mm) e pendenza di posa pari allo 0.15%; sarà tributario delle portate meteoriche defluenti dalle superfici pubbliche di PUA, stimate pari al 10% del contributo meteorico complessivo della porzione pubblica.

Essendo la portata massima complessiva defluente dalle superfici pubbliche di PUA pari a 67.36 l/s, il contributo meteorico afferente al tratto fognario B4-B5 è pari a 6.74 l/s, cioè il 10% della portata totale.

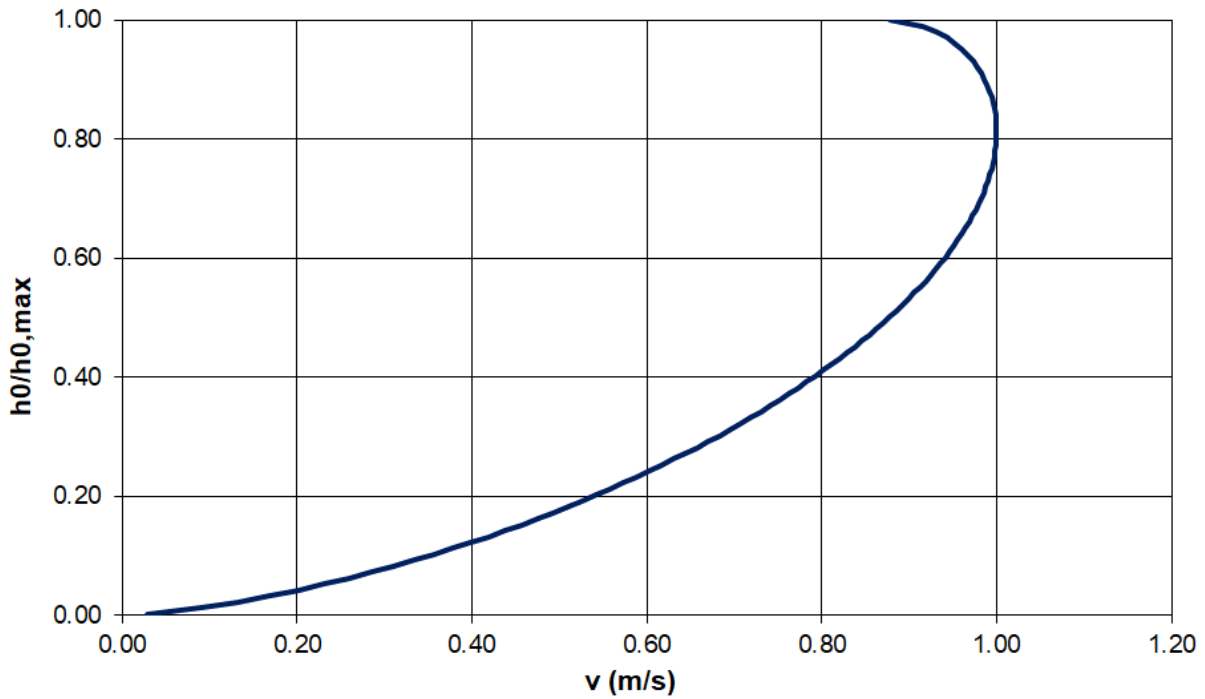
$$Q_{MAX} = 6.74 \text{ l/s}$$

Dall'applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile a bocca piena dalla condotta in PVC DN500 SN16 (diametro interno 463.8 mm circa) è pari a 159 l/s e quindi nettamente superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 6.74 l/s.

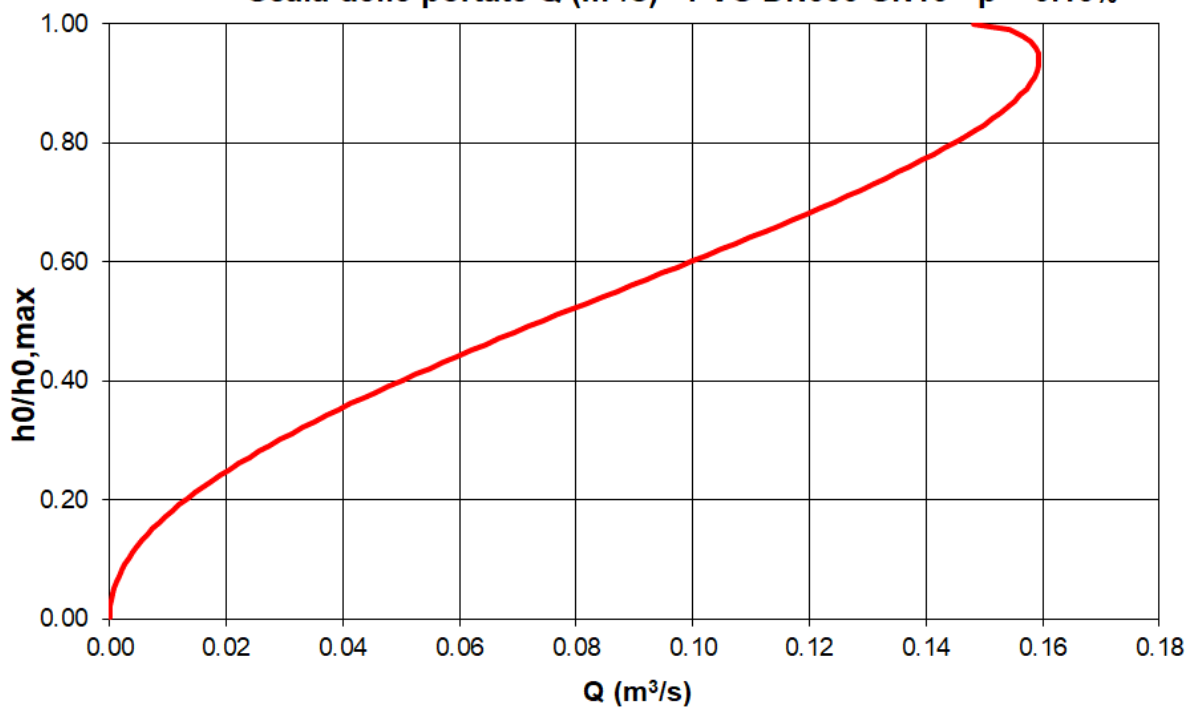
Si dimostra quindi che la condotta di progetto in PVC DN500 SN16 con pendenza di posa dello 0.15% è ampiamente in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 10 anni, con un grado di riempimento del 14% circa.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in PVC DN500 SN16 e pendenza di posa pari allo 0.15%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN500 SN16 - p = 0.15%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN500 SN16 - p = 0.15%



6. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA

Per un corretto dimensionamento della rete fognaria nera è necessario innanzitutto definire la potenzialità dell'insediamento, ovvero la "sollecitazione" massima in termini di portata di acque reflue scaricate dalla lottizzazione di nuova realizzazione.

Il calcolo della portata reflua si basa sulla stima del numero di Abitanti Equivalenti (A.E.): il concetto di Abitante Equivalente consente infatti di stimare il contributo idraulico degli occupanti in relazione al tipo di attività svolta. In particolare la stima del numero di Abitanti Equivalenti fa riferimento alla tabella riportata nelle Linee Guida di HERA e di seguito allegata.

Tipo di comunità	Parametro
Residenziale (stimato sulla superficie delle singole camere da letto)	1 A.E. per superfici fino a 14 m ² 2 A.E. per superfici comprese tra 14 e 20 m ² 1 A.E. aggiuntivo ogni 6 m ² di superficie eccedenti i 14 m ²
Alberghi e complessi ricettivi	1 A.E. per avventore stimato sulla capacità ricettiva complessiva (la potenzialità ricettiva è determinata sulla base degli atti di autorizzazione sanitaria o usando il criterio del conteggio dei posti letto come per le civili abitazioni).
Fabbriche, laboratori artigiani	1 A.E. ogni 2 dipendenti fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.
Ditte e uffici commerciali	1 A.E. ogni 3 dipendenti fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.
Mense	1 A.E. ogni 3 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive delle sale da pranzo per 1 m ²).
Ristoranti e trattorie	1 A.E. ogni 3 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive delle sale da pranzo per 1,2 m ²).
Bar, circoli, club	1 A.E. ogni 7 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive per 1,2 m ²).
Cinema, stadi, teatri	1 A.E. ogni 30 unità di capacità massima ricettiva rilevata dai provvedimenti di agibilità ex TULPS.
Scuole	1 A.E. ogni 10 alunni stimati sulla potenzialità ricettiva complessiva.

Il PUA in esame prevede la realizzazione di un nuovo edificio a destinazione terziaria/commerciale nel LOTTO 2 e l'intervento sull'edificio esistente (ex abitazione) nel LOTTO 1: in particolare l'edificio commerciale avrà una Superficie Utile Lorda pari a 1600 mq circa, mentre l'ex abitazione di 274 mq.

Per quanto riguarda l'edificio terziario/commerciale di LOTTO 2, con riferimento all'estensione e alle possibili tipologie di attività di progetto e sulla base di stime parametriche su casi simili, si ipotizza la necessità di personale costituito da 30 impiegati.

Relativamente invece all'ex abitazione di LOTTO 1, da progetto si ipotizzano differenti destinazioni d'uso possibili: per la stima degli AE si ritiene adeguato considerare cautelativamente la destinazione d'uso più sollecitante in termini idroesigenti e quindi in termini di portata di scarico. Tra le destinazioni d'uso proposte, quella maggiormente sollecitante è rappresentata dall'attività di ristorazione.

Considerando quindi la superficie utile dell'edificio esistente di 270 mq circa al piano terra e ipotizzando circa la metà destinata alla sala da pranzo, ovvero 135 mq, con riferimento alla tabella riportata nelle Linee Guida di HERA e sopra allegata risulta un numero di avventori pari a 112 circa giornalieri (il numero di avventori viene calcolato dividendo la superficie della sala da pranzo, di 135 mq nel caso in esame, per 1.2 mq).

Al numero di avventori si dovrà ovviamente sommare il numero di dipendenti richiesti: in particolare con riferimento all'estensione dell'area e sulla base di stime parametriche su casi simili, si ipotizza la necessità di personale costituito da 8 dipendenti.

Per quanto detto si stimano perciò 30 impiegati per il lotto terziario/commerciale e 120 persone per l'abitazione con l'ipotesi di destinazione d'uso ristorativa, di cui 112 avventori giornalieri e 8 dipendenti.

Le Linee Guida di HERA indicano che il calcolo degli Abitanti Equivalenti sia fatto considerando, per la categoria "Ditte e uffici commerciali" nella quale ricade il lotto terziario/commerciale, *1 A.E. per ogni 3 dipendenti fissi e stagionali calcoli nel periodo di maggiore attività: ne derivano conseguentemente 10 A.E. (ipotizzati 30 impiegati).*

Relativamente all'edificio esistente le Linee Guida di HERA indicano invece per la categoria "Ristoranti e trattorie" nella quale ricade il lotto considerato nell'ipotesi di destinazione d'uso maggiormente sollecitante, *1 A.E. per ogni 3 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori: ne derivano quindi 40 A.E. (stimate 120 persone).*

Dalla somma degli abitanti equivalenti stimati per il lotto a destinazione terziario/commerciale e per l'ex abitazione ad uso ristorativa, pari a 10 A.E. e 40 A.E. rispettivamente, risulta una potenzialità di insediamento complessiva di 50 A.E.

Successivamente al calcolo degli Abitanti Equivalenti si può quindi procedere alla stima della sollecitazione massima in termini di portata di acque reflue che verrà scaricata dalla futura lottizzazione nella rete fognaria nera pubblica esistente.

Il calcolo della portata massima giornaliera Q_{max} , cioè la portata reflua di dimensionamento della rete fognaria nera di progetto a servizio dell'intervento in esame, viene eseguito utilizzando la seguente relazione:

$$Q_{max} = C_{max} \times Q_{med}$$

con C_{max} il coefficiente di punta per le portate nere massime e Q_{med} la portata media giornaliera [l/s].

Portata media giornaliera Q_{med}

Il calcolo della portata media giornaliera Q_m viene eseguito utilizzando il procedimento di seguito illustrato; si evidenzia che per il dimensionamento della fognatura si considera una dotazione idrica pari a 200 l/ab per gg (dimostratasi in questi ultimi anni di attività di telecontrollo già esuberante rispetto ai reali consumi unitari dell'area), ipotizzando inoltre cautelativamente un coefficiente di rientro in fognatura pari all'unità (cioè che tutta l'acqua dell'acquedotto utilizzata venga scaricata in fogna nera).

$$Q_{med} = P \times d \times \phi / 86400$$

con P la popolazione prevista, cioè il numero di Abitanti Equivalenti, D la dotazione idrica giornaliera per abitante [l/ab x gg] e ϕ il coefficiente di afflusso alla rete di fognatura nera.

A seguito di quanto sopra, per un numero di Abitanti Equivalenti stimato pari a 50, fissata la dotazione idrica di 200 l/ab per gg e il coefficiente di afflusso pari all'unità, la portata media giornaliera assume il valore di:

$$Q_{\text{med}} = 0.116 \text{ l/s}$$

Coefficiente di punta massimo C_{max}

Per la determinazione del coefficiente di punta per le portate nere massime C_{max} viene adottata la legge di seguito riportata (vedi *Depurazione delle acque*, pag. 35, Masotti):

$$C_{\text{max}} = 15.84 \times P^{-0.167}$$

Essendo P la popolazione prevista, ovvero il numero di Abitanti Equivalenti stimato pari a 50, il coefficiente di punta risulta:

$$C_{\text{max}} = 8.242$$

Portata massima giornaliera Q_{max}

Nota la portata media giornaliera Q_{med} di 0.12 l/s e il coefficiente di punta per le portate nere massime C_{max} di 8.24, la portata massima giornaliera Q_{max} – portata massima di progetto – assume un valore pari a:

$$Q_{\text{max}} = 0.954 \text{ l/s}$$

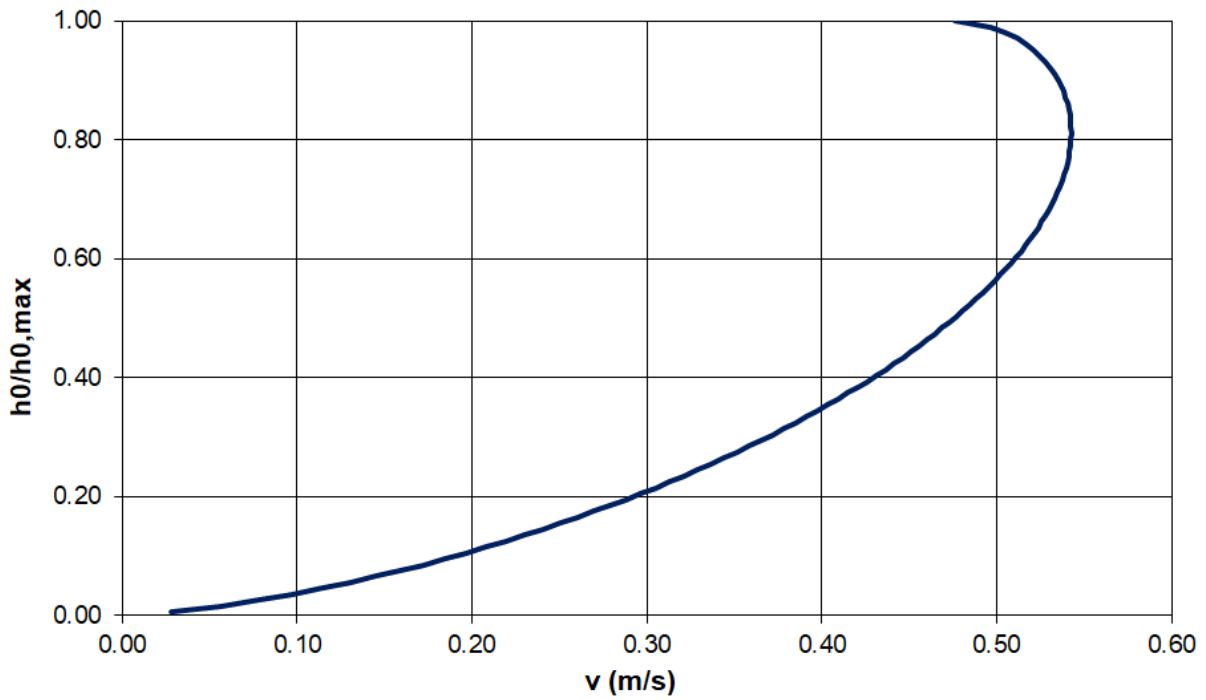
Per trasferire verso valle tale portata risulta senz'altro sufficiente una condotta in PVC DN200 SN16 con pendenza di posa pari allo 0.15%, in grado di trasferire verso valle in moto uniforme ed applicando la nota formula di Chézy circa 14 l/s a bocca piena, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, a fronte dei 0.95 l/s di progetto.

In particolare la rete fognaria nera di progetto verrà totalmente realizzata impiegando tubazioni in PVC DN200 SN16 (diametro interno 185.4 mm circa) con pendenza di posa 0.15%.

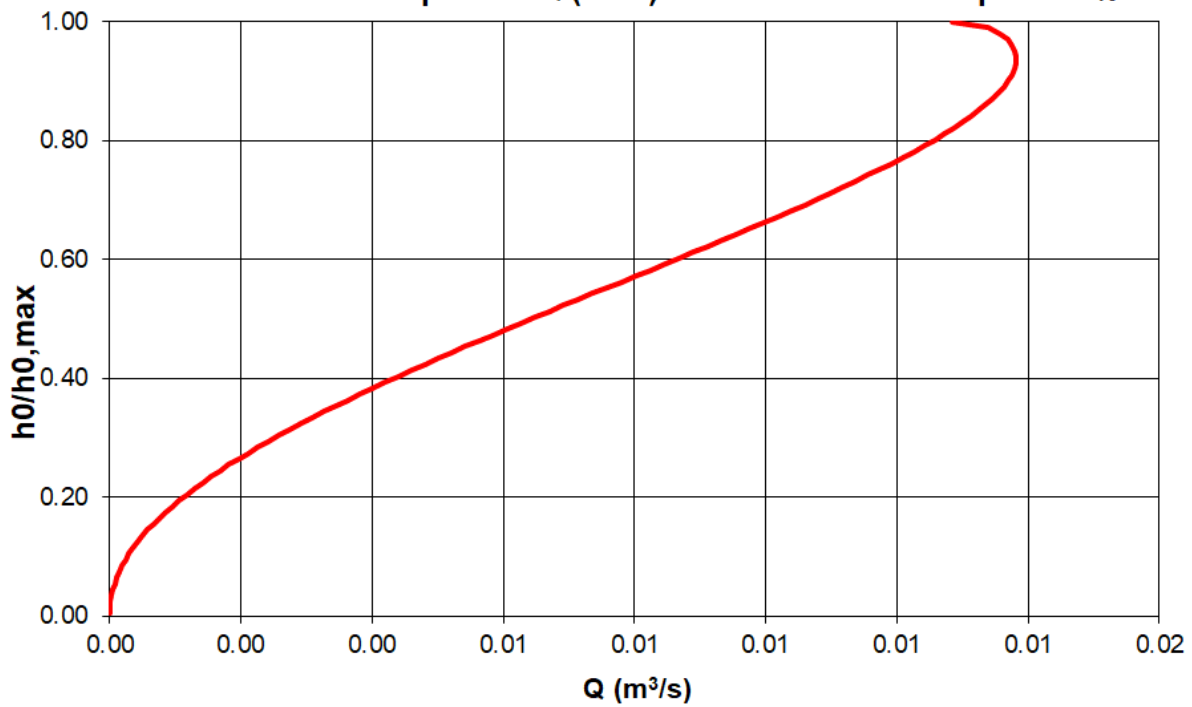
La fognatura nera di comparto verrà realizzata inoltre conformemente alle prescrizioni tecnico-costruttive dettate dal Gestore HERA attraverso le Linee Guida per le urbanizzazioni, fornite ai progettisti e sempre richiamate nei pareri di competenza.

Di seguito si allega la scala della velocità e delle portate per la condotta costituente la rete fognaria nera di progetto, DN200 PVC SN16 con pendenza di posa 0.15%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN200 SN16 - p = 0.15%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN200 SN16 - p = 0.15%



ALLEGATO A: CONTEGGIO VOLUMI DI INVARIANZA IDRAULICA DA REGOLAMENTO DEL CONSORZIO DI BONIFICA ROMAGNA

Table for RIMINI (top) containing hydrological data for various return periods (Tr), time to peak (tp), and hydraulic parameters (tc, i, A, Qmax, Qmin, Qout, x, Vol) across five different scenarios. A red note indicates: 'La pioggia di durata 104 minuti, con Tr 10 anni, dà origine al volume eccedente maggiore'.

Table for RIMINI (bottom) containing hydrological data for various return periods (Tr), time to peak (tp), and hydraulic parameters (tc, i, A, Qmax, Qmin, Qout, x, Vol) across five different scenarios. A red note indicates: 'La pioggia di durata 54 minuti, con Tr 10 anni, dà origine al volume eccedente maggiore'.

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

RIMINI																							
tp < 1 ora																							
Tr	a	n																					
10	43,23	0,67																					
tp >= 1 ora			t rete	5,00 minuti																			
			t accesso	5,00 minuti																			
Tr	a	n	tc	10,00 minuti																			
10	40,86	0,28	approssimo a	10 minuti																			
tc	10 min	t. corrivazione	tc	10 min	t. corrivazione	tc	10 min	t. corrivazione	tc	10 min	t. corrivazione	tc	10 min	t. corrivazione	tc	10 min	t. corrivazione	tc	10 min	t. corrivazione	tc	10 min	t. corrivazione
d	10 min	durata prec.	d	20 min	durata prec.	d	60 min	durata prec.	d	90 min	durata prec.	d	120 min	durata prec.	d	125 min	durata prec.	d	140 min	durata prec.	d	140 min	durata prec.
i (tc)	78,09 mm/h		i (tc)	78,09 mm/h		i (tc)	148,45 mm/h		i (tc)	148,45 mm/h		i (tc)	148,45 mm/h		i (tc)	148,45 mm/h		i (tc)	148,45 mm/h		i (tc)	148,45 mm/h	
i (d)	78,09 mm/h		i (d)	62,12 mm/h		i (d)	40,86 mm/h		i (d)	30,51 mm/h		i (d)	24,81 mm/h		i (d)	24,09 mm/h		i (d)	22,20 mm/h		i (d)	22,20 mm/h	
A	5,434 mq		A	5,434 mq		A	5,434 mq		A	5,434 mq		A	5,434 mq		A	5,434 mq		A	5,434 mq		A	5,434 mq	
Coff. Defl.	0,52		Coff. Defl.	0,52		Coff. Defl.	0,52		Coff. Defl.	0,52		Coff. Defl.	0,52		Coff. Defl.	0,52		Coff. Defl.	0,52		Coff. Defl.	0,52	
Qmax	61,80 l/s		Qmax	61,80 l/s		Qmax	117,48 l/s		Qmax	117,48 l/s		Qmax	117,48 l/s		Qmax	117,48 l/s		Qmax	117,48 l/s		Qmax	117,48 l/s	
Qin(max)	61,80 l/s		Qin(max)	49,16 l/s		Qin(max)	32,34 l/s		Qin(max)	24,15 l/s		Qin(max)	19,63 l/s		Qin(max)	19,06 l/s		Qin(max)	19,06 l/s		Qin(max)	17,57 l/s	
Qout	5,4 l/s		Qout	5,4 l/s		Qout	5,4 l/s		Qout	5,4 l/s		Qout	5,4 l/s		Qout	5,4 l/s		Qout	5,4 l/s		Qout	5,4 l/s	
t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)	t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)	t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)	t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)	t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)	t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)	t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)	t (min)	Qin (l/s)	Qout (l/s)
0,00	0,00	5,43	0,00	0,00	5,43	0,00	0,00	5,43	0,00	0,00	5,43	0,00	0,00	5,43	0,00	0,00	5,43	0,00	0,00	5,43	0,00	0,00	5,43
10,00	61,80	5,43	10,00	49,16	5,43	10,00	32,34	5,43	10,00	24,15	5,43	10,00	19,63	5,43	10,00	19,06	5,43	10,00	19,06	5,43	10,00	17,57	5,43
10,00	61,80	5,43	20,00	49,16	5,43	60,00	32,34	5,43	90,00	24,15	5,43	120,00	19,63	5,43	125,00	19,06	5,43	140,00	19,06	5,43	140,00	17,57	5,43
20,00	0,00	5,43	30,00	0,00	5,43	70,00	0,00	5,43	100,00	0,00	5,43	130,00	0,00	5,43	135,00	0,00	5,43	150,00	0,00	5,43	150,00	0,00	5,43
x	0,88 min		x	1,11 min		x	1,68 min		x	2,25 min		x	2,77 min		x	2,85 min		x	2,85 min		x	3,09 min	
Vol_out	6,23 mc		Vol_out	9,42 mc		Vol_out	22,27 mc		Vol_out	31,87 mc		Vol_out	41,48 mc		Vol_out	43,09 mc		Vol_out	43,09 mc		Vol_out	47,90 mc	
Vol_in	37,08 mc		Vol_in	59,00 mc		Vol_in	116,42 mc		Vol_in	130,41 mc		Vol_in	141,35 mc		Vol_in	142,98 mc		Vol_in	142,98 mc		Vol_in	147,59 mc	
Vol_ecc	30,85 mc		Vol_ecc	49,58 mc		Vol_ecc	94,14 mc		Vol_ecc	98,54 mc		Vol_ecc	99,87 mc		Vol_ecc	99,89 mc		Vol_ecc	99,89 mc		Vol_ecc	99,69 mc	
La pioggia di durata 125 minuti, con Tr 10 anni, dà origine al volume eccedente maggiore																							