

COMUNE DI SANTARCANGELO

PROGETTO DI P.U.A.

AREA AN.C.11 - Frazione di San Vito, Comune di Santarcangelo di Romagna - Via Emilia vecchia

RELAZIONE FOGNATURE E INVARIANZA IDRAULICA -INTEGRAZIONE 1-

Proprietà:	INIZIATIVE ROMAGNA SRL , con sede in Santarcangelo di Romagna (RN) Via del Carpino n. 8, iscritta al Registro delle Imprese di Rimini al n. 02710450400, iscritta al R.E.A. di Rimini al n. 277816, C.F. e P.IVA: 02710450400, in persona del Dott. Manlio Maggioli C.F. MGGMNL31E11I304U, 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 e progettista pista ciclabile secondo stralcio:	Geom. MAURO BENVENUTI
Relazione geologica:	Dott. Geol. MASSIMILIANO FLAMIGNI
Progettista collaboratore verde pubblico:	Dott. For. GIOVANNI GRAPEGGIA
Progettista collaboratore invarianza idraulica, reti fognature, acqua e gas:	Ing. MASSIMO PLAZZI
Progettista collaboratore reti E- distribuzione, Pubblica Illuminazione, Telecom e Fibra ottica:	P.I. ANDREA PADOVANI
Documentazione impatto acustico:	Dott. PAOLO GALEFFI
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.....	5
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	14
3.4 Reperimento dei volumi per l'invarianza idraulica.....	24
4. VERIFICA IDRAULICA DELLE DIMENSIONI DELLA STROZZATURA FINALE	27
5. VALUTAZIONE DELL'OFFICIOSITÀ IDRAULICA DELLA FOGNA BIANCA PUBBLICA.....	31
6. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA	41
ALLEGATO A: CONTEGGIO VOLUMI DI INVARIANZA IDRAULICA DA REGOLAMENTO DEL CONSORZIO DI BONIFICA ROMAGNA.....	45

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 Vito (RN), 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.



In particolare, l'area di intervento, adiacente alla via Emilia Vecchia, confina a Nord-Est con quest'ultima via e con un'area già attualmente edificata di altra proprietà non facente parte dell'intervento in oggetto, a Sud-Est e Sud-Ovest con delle aree verdi anch'esse di altra proprietà e con via Francesco Brici, mentre a Nord-Ovest con una fascia verde pubblica adiacente a sua volta ai fabbricati esistenti frontisti su via Giacomo Brodolini e via Don Sturzo. Attualmente, l'area in esame risulta per la sua totalità destinata a verde agricolo e quindi priva di superfici impermeabili.

Il progetto prevede la realizzazione, in corrispondenza della porzione Ovest del comparto, sia di un lotto terziario commerciale sia di lotti residenziali, unitamente alle rispettive aree di pertinenza. La quota parte rimanente (porzione Est), al netto delle future superfici pubbliche da cedere al Comune, risulta classificata come superficie ERS, la cui sistemazione verrà definita con successive fasi di progettazione.

L'intervento prevede inoltre una modifica della viabilità esistente della via Emilia Vecchia mediante la realizzazione di una rotatoria, la quale funge anche da accesso all'area di PUA; si individua inoltre un secondo accesso sempre sulla via Emilia Vecchia (al lotto commerciale), unitamente ad altri due accessi da strada pubblica da via Giacomo Brodolini, di cui uno in corrispondenza dell'incrocio con via Don Luigi Sturzo e l'altro con via Francesco Brici.

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 riporterà un estratto.

Fognatura bianca

Attualmente il lotto in esame, totalmente permeabile in quanto dedicato a verde, risulta ovviamente 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 attraverso un reticolo di fossi agricoli di scolo verso i capofossi privati ed infine nello Scolo Consortile Fontanaccia, presente in contiguità al confine Sud-Est della proprietà.

Lo Scolo Consortile prosegue poi per un breve tratto con sedime lungo il lato Sud-Ovest della via Emilia Vecchia, fungendo quindi da fosso stradale, invertendo poi il suo tracciato con sviluppo verso Nord-Est con l'attraversamento della sede stradale mediante un grande manufatto in opera.

Unica alternativa allo scarico delle acque meteoriche del comparto poteva configurarsi nel pozzetto di testa della fogna bianca di via Don Sturzo, abbastanza profondo; il sedime della futura fogna, però, trova un'interferenza altimetrica non eludibile con l'importante tubazione SNAM che corre nel verde pubblico adiacente al confine ovest del comparto, circostanza che rende tale opzione progettuale non praticabile.

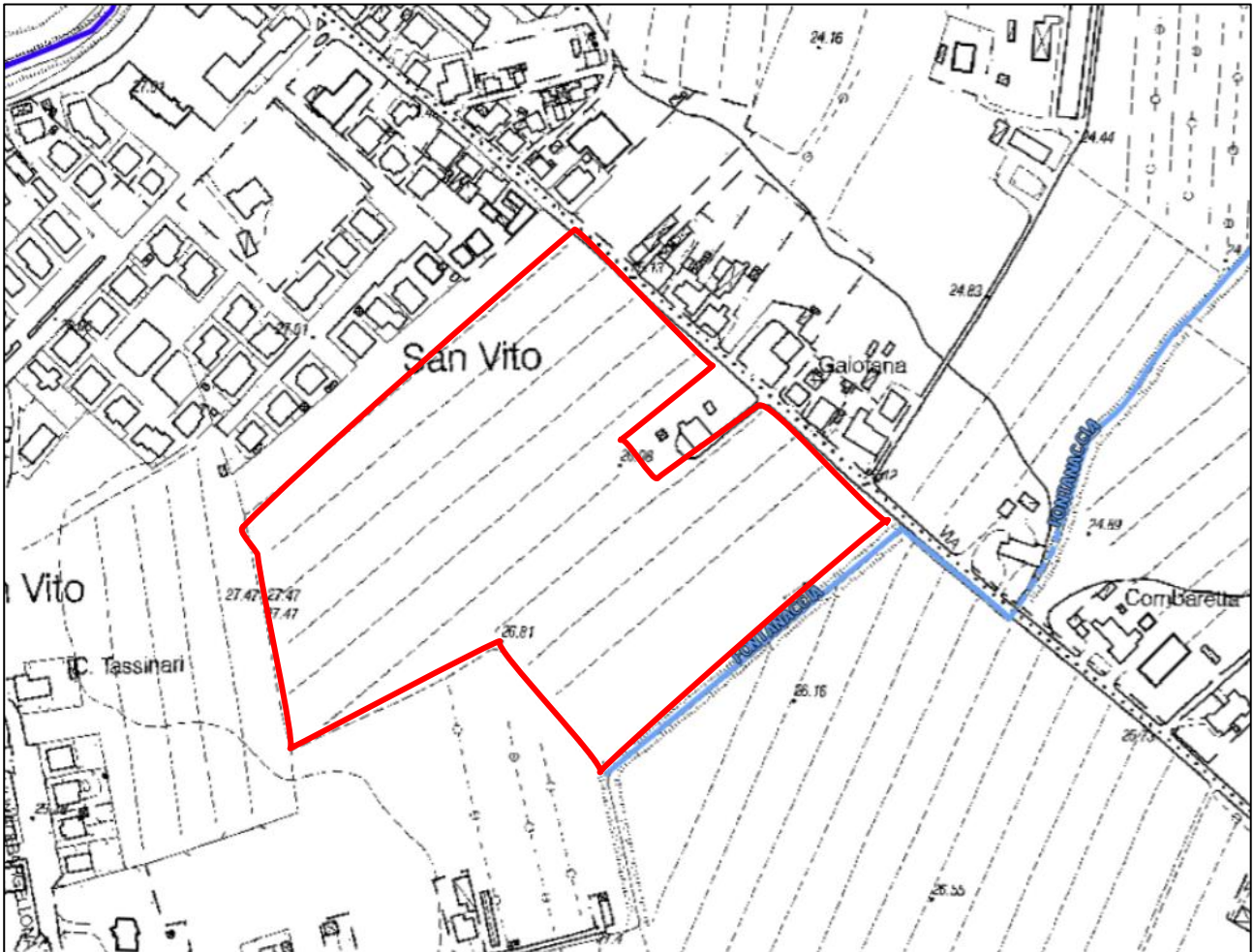
Lo scarico della fogna bianca di comparto, opportunamente laminata e strozzata, avverrà dunque sullo Scolo Fontanaccia, già oggi ricevente le acque dei campi oggetto di urbanizzazione.

Lo Scolo Fontanaccia sarà quindi recettore, oltre che delle acque meteoriche ad esso direttamente affluenti (dai fossi di gronda a sud) e dello scolmatore di fognatura mista coincidente con il fosso tombinato DN600 CEM esistente lungo la banchina Sud della via Emilia Vecchia (il quale scarica sullo scolo Fontanaccia proprio in corrispondenza dell'angolo a 90° che l'alveo fa sulla via Emilia Vecchia), anche della strozzatura finale della fogna bianca a servizio del comparto 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 PVC DN315, con funzionamento a gravità, che si sviluppa nella corsia stradale sud lungo la via Emilia Vecchia, a profondità di scorrimento pressoché costante pari a circa 133 cm.

Nell'immagine di seguito sono rappresentate le opere di bonifica del Consorzio della Romagna su base CTR: con colore azzurro è indicato il tracciato dello Scolo Fontanaccia.



2. STATO DI PROGETTO DEL SISTEMA FOGNARIO

Fognatura bianca

Prendendo a riferimento gli interventi in progetto si è ritenuto adeguato, come visto in precedenza, adottare la soluzione a seguito della quale le acque meteoriche defluenti dall'area di intervento siano scaricate, attraverso una rete fognaria bianca pubblica di progetto, nello Scolo Consorziale Fontanaccia (adeguatamente laminate).

La rete fognaria bianca pubblica di progetto verrà realizzata con condotte in PVC e CLS. In particolare sarà costituita da un tratto principale in CLS DN1000 con pendenza variabile (tratto B1-B8); specificatamente il tratto principale succitato sarà costituito da un primo tratto con pendenza 0.15% (tratto B1-B4) su cui gravitano le portate meteoriche convogliate dalla rete fognaria di monte, tale da raccogliere e smaltire le acque dell'area di intervento urbanizzata con il presente progetto. Il secondo tratto (tratto B4-B7) sarà caratterizzato da pendenza crescente da 0.16% a 0.20%: tale scelta è legata al fatto che tale tratto vedrà una portata man mano leggermente crescente, in quanto alla portata convogliata dal tratto precedente di monte si andrà a sommare il deflusso, colettato progressivamente dei singoli lotti, generato dall'area ERS (superficie 23020 mq). Il tratto finale sarà invece caratterizzato da una pendenza pari al 0.10%, quindi inferiore rispetto ai tratti di monte (tratto B7-B8): tale scelta progettuale, nonostante induca un comportamento "semi-strozzante" della dorsale, risulta voluta ed avvalorata dalla presenza nelle immediate vicinanze sia della depressione morfologica di invarianza idraulica sia dalla strozzatura vera e propria della rete fognaria complessiva, con quest'ultima ubicata immediatamente a valle (tratto B8-B9). Quest'ultimo tratto, ovvero il tratto terminale della rete fognaria bianca pubblica di progetto, verrà realizzato – da calcoli di seguito illustrati - con una tubazione in PVC DN200 e pendenza 0.30%, rappresentando la strozzatura limitatrice di portata richiesta ai fini dell'invarianza idraulica a seguito degli interventi di progetto.

In corrispondenza del pozzetto B1, cioè in testa alla rete principale in CLS DN1000 e pendenza 0.15%, convoglieranno le acque meteoriche dalla rete secondaria a servizio delle varie porzioni (nord, ovest e sud) dell'area di intervento urbanizzata dal presente progetto. Tale rete sarà caratterizzata da dorsali con diametro variabile DN500/630 in PVC e pendenza costante pari allo 0.20%.

La portata meteorica convogliata dalla rete fognaria di progetto verrà smaltita nello Scolo Consortile Fontanaccia, scelto come recettore finale, attraverso la strozzatura in PVC DN200. In corrispondenza del punto di scarico della nuova dorsale fognaria nello Scolo Fontanaccia verrà previsto un manufatto di scarico costituito da una chiavica prefabbricata in C.A.

Da sottolineare il fatto che l'intera rete fognaria di progetto risulta totalmente compresa all'interno dell'area di PUA, con sedime sempre al di sotto della sede stradale per quanto riguarda l'area di intervento urbanizzata dal presente progetto.

Lungo lo sviluppo della dorsale fognaria pubblica di progetto verranno posizionati dei pozzetti di ispezione in CLS, di dimensione variabile in funzione dei diametri delle condotte ad essi collegate, e interdistanza compresa tra 20.00 e 55.00 m circa, affinché sia possibile effettuare le normali operazioni di ispezione, manutenzione e pulizia in condizioni ottimali.

In particolare, si prevedono pozzetti di dimensione interna 150 x 150 cm lungo il tratto caratterizzato da condotte in CLS DN1000, mentre pozzetti 100 x 100 cm per i rami costituiti da tubazioni in PVC DN500/630.

Le strade interne al comparto costituenti la viabilità di progetto verranno inoltre dotate di caditoie stradali posizionate con un'interdistanza di circa 15.00 – 18.00 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.

Si evidenzia inoltre che i ricoprimenti fognari della rete bianca pubblica di progetto sono in media superiori a 70-80 cm, dunque con profilo ottimale e ricoprimento minimo (in ragione delle quote del recettore) ma sufficiente.

Per permettere lo smaltimento delle acque meteoriche nello Scolo Fontanaccia l'intervento prevede infine un'attività di riprofilatura e di pulizia al fondo dello scolo stesso: in particolare, il tratto da risagomare avrà una lunghezza pari a 3.00 m circa a monte del punto di scarico di progetto di fognatura bianca e 85.00 m circa verso valle, fin poco oltre l'angolo a 90° verso Est in allineamento alla via Emilia Vecchia.

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 sarà costituita da condotte in PVC SN8 con diametro DN200 e pendenza di posa costante pari allo 0.20% (cioè la massima pendenza possibile, in ragione delle altimetrie del comparto e della rete ricevente).

Lungo lo sviluppo della dorsale fognaria nera di progetto verranno posizionati dei pozzetti di ispezione in CLS con dimensione interna pari a 0.80 x 0.80 m (o, equivalentemente, di diametro interno pari a 100 cm) e interdistanza compresa tra 19.00 e 50.00 m circa.





















La portata convogliata dalla dorsale fognaria di progetto verrà convogliata nella fognatura nera esistente lungo via Emilia Vecchia mediante un tratto di tubazione sempre in PVC DN200, in corrispondenza del pozzetto anch'esso esistente N11 (tratto N9-N11).

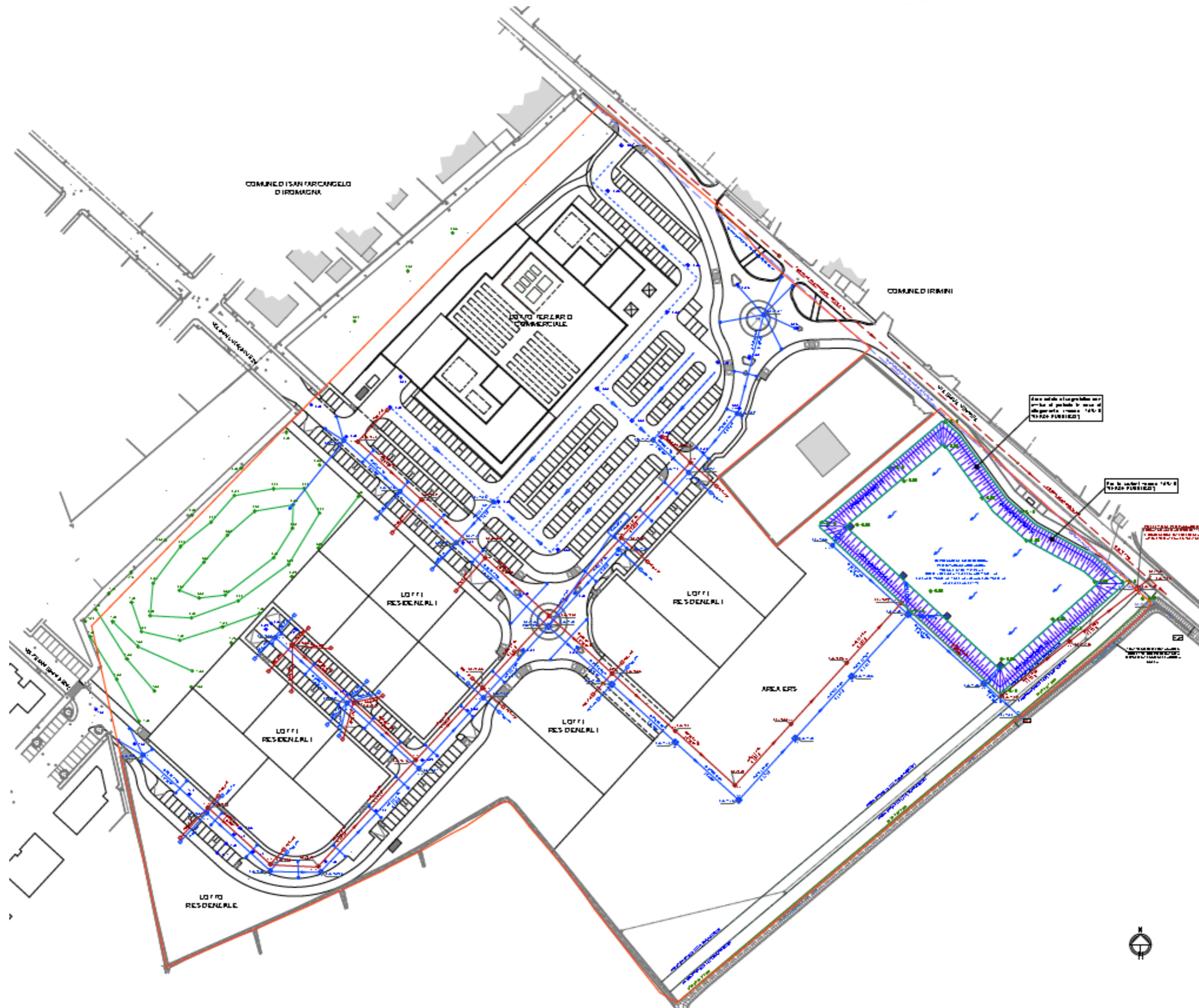
Si sottolinea che per permettere il collegamento della rete fognaria nera di progetto con la dorsale esistente si crea un'interferenza altimetrica ineludibile, ma idraulicamente risolvibile, tra la rete di progetto ed il fosso tombinato (scolmatore di fogna mista) DN600 CEM; per garantire la risoluzione 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 N10).

Il pozzettone N10 attraversato, in quanto previsto di grandi dimensioni, assicurerà entrambe le esigenze:

- l'ottimale deflusso delle acque nere di comparto verso la rete esistente DN315, nonostante l'impedimento dato dalla condotta di rete mista DN600. Alzare la nuova fogna nera DN200 PVC oltre l'estradosso del tombino DN600 CEM (soluzione obbligata senza la presenza del pozzettone N10) renderebbe di fatto impossibile garantire gli adeguamenti ricoprimenti fognari alle nuove dorsali, sia entro il comparto che nel tratto finale sulla via Emilia Vecchia, a causa della quota imposta dal ricevente DN315.
- l'ottimale deflusso, verso lo Scolo Fontanaccia, delle acque all'interno dell'esistente scolmatore di acque miste DN600 CEM, 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 DN600 all'interno del pozzettone N10, in quanto all'interno di quest'ultimo la sezione utile di passaggio (larghezza 150 cm, altezza netta maggiore di 40 cm) sotto la camicia avrà area pari a 0,60 mq, cioè oltre il doppio della sezione interna (0,28 mq) della tubazione in ingresso/uscita DN600.

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

	Perimetro di PUA		Quota altimetrica di progetto (strada)
			Quota altimetrica di progetto (in area verde)
	Fognatura bianca pubblica di progetto DN200/315/500/630 PVC		Fognatura nera pubblica di progetto DN200 PVC
	Fognatura bianca di progetto: allacci ai lotti DN200 PVC - caditoie DN160 PVC		Fognatura nera di progetto: allacci ai lotti DN160 PVC
	Fognatura bianca privata di progetto diametro da definire in fase di PDC privato specifico		Pozzetto di ispezione fognatura nera pubblica di progetto dim. int. 80x80 cm
	Pozzetto di ispezione fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 100x100 cm		Pozzetto per passaggio fognatura nera pubblica di progetto e risoluzione interferenza altimetrica dim. int. 150x150 cm
	Pozzetto di ispezione fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 150x150 cm		Fognatura nera pubblica esistente DN315 PVC
	Caditoia fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 50x50 cm		Fognatura mista pubblica esistente DN600 CEM
	Pozzetto a caditoia di carico/scarico depressione morfologica		Fascia di rispetto 5,00-10,00 m Scolo Consorziale Fontanaccia
	Manufatto di scarico con chiavica della fognatura bianca di progetto su Scolo Consorziale Fontanaccia		Tratto Scolo Consorziale Fontanaccia oggetto di riprofilatura di pulizia - lunghezza circa 88,00 m
	Vasca raccolta acque meteoriche per irrigazione		



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, atemporali, 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 (e della strozzatura per la loro attivazione) per il presente progetto, occorre innanzitutto individuare il recettore ottimale nel quale convogliare le acque meteoriche scaricate dal comparto oggetto di intervento.

Come già precedentemente spiegato, si considera come unico recettore delle acque meteoriche individuabile in prossimità dell'area in esame lo Scolo Consorziale Fontanaccia.

















Successivamente all'individuazione del recettore finale, 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 progetto dell'area di intervento in cui risultano suddivise le superficie impermeabili da quelle permeabili e semipermeabili.

Si sottolinea che nello stato attuale l'area oggetto di intervento risulta per la sua totalità occupata da una superficie permeabile in quanto dedicata a verde.



LEGENDA

	Perimetro di PUA
	Fascia di rispetto SNAM
	Limite area Privata
SUPERFICI PRIVATE	
	Superficie Asfaltata (strada - area carico scarico)
	Superficie Asfaltata (marciapiedi)
	Superficie Stalli auto in betonella drenante
	Superficie Verde privato
AREA ERS	
	Superficie Area ERS
SUPERFICI PUBBLICHE	
	Superficie Verde pubblico a standard
	Superficie Verde pubblico non a standard (compresi cordoli)
	Superficie Asfaltata (strada)
	Superficie Asfaltata (marciapiedi /pista ciclabile)
	Stalli auto in calcestruzzo drenante
	Superfici con pavimentazione in porfido compresi cordoli sormontabili (isole spartitraffico - anelli centrali rotatorie)
	Marciapiedi in betonella accostata compreso cordolo
	Cordolo non sormontabile sp. 50 cm.

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, verrà tenuta in considerazione la superficie complessiva di PUA – Superficie Territoriale di 74003 mq – costituita quindi dalle superfici entro PUA mantenute private, dalle superfici entro PUA ad oggi private da cedere al Comune (opere di urbanizzazione) e dall’area ERS di futura edificazione.

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 pre operam l’area di PUA risulta complessivamente permeabile.

ST area ANC11 (scheda normativa)	74'003			
ST area Ers di progetto	23'020	x	30%	6'906
ST area di intervento	50'983	x	30%	15'295

AREA ERS DI PROGETTO

	Superf. al 100% mq	% di perm.	Superf. conteggiata mq
Verde area Ers di progetto	23'020	30%	6'906
Totale Sup. Permeabile area Ers di progetto			6'906

AREA DI INTERVENTO

	Superf. al 100% mq	% di perm.	Superf. conteggiata mq
Superfici Pubbliche			
Verde pubblico a standard	7'401	100%	7'401
Verde pubblico non a standard	982	100%	982
Marciaiedi in prossimità alla rotonda sulla via Emilia vecchia, con pavim. in betonella accostata (conteggiata al 20%)	39	20%	8
Parcheggi in calcestruzzo drenante (conteggiata al 50%)	1'581	50%	791
TOTALE			9'182

Superfici private

LOTTO 1 Superficie permeabile (verde e pavimentaz. in betonella (min. il 20% della SF)	14'077	20%	2'815
LOTTE 2-18 Verde privato (min. il 30% della SF)	17'407	30%	5'222
TOTALE			8'037

Totale Sup. Permeabile area di intervento	17'219
--	---------------

Totale Sup. Permeabile area ANC11	24'125
--	---------------

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.

Nella tabella sotto allegata è riportata la superficie complessiva di PUA – Superficie Territoriale, pari a 74003 mq – suddivisa in impermeabile, semipermeabile e permeabile con riferimento allo stato post operam. Nello stato pre operam la superficie oggetto di intervento è invece totalmente permeabile in quanto attualmente dedicata a verde.

Tipologia superficie	Area [mq]
Sup. PERMEABILE	24'125
Sup. IMPERMEABILE	49'878
Sup. totale PUA	74'003

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 "[...] *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 [...]*".

Dal confronto tra lo stato di fatto totalmente permeabile di estensione pari a 74003 mq – ovvero coincidente con la Superficie Territoriale di PUA – e lo stato di progetto, caratterizzato da una superficie impermeabile di estensione pari a 49878 mq e da superfici permeabili pari a 24125 mq, l'incremento di superficie impermeabilizzata a seguito dell'intervento in esame risulta pari a 49878 mq:

Sup. IMPERMEABILE ESISTENTE	0 mq
Sup. IMPERMEABILE PROGETTO	49878 mq
INCREMENTO Sup. IMPERMEABILIZZATA	49878 mq - 0 mq = 49878 mq
VOLUME MINIMO DI INVASO	350 mc/ha x 49878 mq / 10000 = 1746 mq

Risulta quindi un volume minimo d'invaso da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica pari a 1746 mc; si sottolinea che il volume minimo di laminazione è stato stimato conteggiando le superfici impermeabili al 100%, mentre le superfici semipermeabili con una percentuale di impermeabilità variabile in funzione delle caratteristiche della superficie stessa.

$$W_{PAI-PTCP} = 1746 \text{ mc}$$

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.

Essendo il comparto totalmente permeabile allo stato pre operam, la portata di deflusso risulta immediatamente determinata moltiplicando la superficie complessiva 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 dall'area di PUA in esame (ovvero la portata di afflusso necessaria per il dimensionamento dei dispositivi di laminazione).

Per valutare la portata di afflusso in primo luogo risulta necessario conoscere l'estensione areale del bacino tributario, coincidente in questo caso con la Superficie Territoriale di intervento pari a 74003 mq (7.40 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 il coefficiente medio sarà pari a 0.64, conteggiando la superficie impermeabile (49878 mq) e quella permeabile (24125 mq) con coefficiente 0.9 e 0.1 rispettivamente, coerentemente con le disposizioni delle Linee Guida di HERA.

Tipologia superficie	Area [mq]	Coeff. deflusso
Sup. IMPERMEABILE PROGETTO	49878	0.9
Sup. PERMEABILE PROGETTO	24125	0.1
	Coeff. deflusso medio	0.64

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 10 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 e con L pari a 500 m circa, il tempo di rete risulta 8 minuti circa, approssimabile a 10 minuti.

Dalla somma del tempo di accesso e di rete, entrambi 10 minuti, il tempo di corrivazione caratteristico del bacino considerato – coincidente con la Superficie Territoriale di intervento – risulta 20 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 monomio 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 T_r 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 $T_r = 10$ anni risulta $a = 40.86$ ed $n = 0.28$
- se la durata della pioggia è inferiore all'ora, per $T_r = 10$ anni risulta $a = 43.23$ ed $n = 0.67$

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

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

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 $t_c = 20$ minuti (10 minuti: tempo di accesso alla rete – 10 minuti: tempo di rete) e quindi inferiore all'ora, risulta:

per $T_r = 10$ anni

$$i(t_c) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (20 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{62.12 \text{ mm/h}}$$

$$Q_{\max}(t_c) = 0.64 \times (62.12 \text{ mm/h} / 3600) \times 74003 \text{ mq} = \mathbf{817.26 \text{ l/s}}$$

Come già anticipato la portata di deflusso si determina moltiplicando la superficie complessiva di intervento di 7.40 ha circa per il contributo specifico ammesso da regolamento pari a 10 l/s per ha:

$$Q_{\text{out}} = 7.40 \text{ ha} \times 10 \text{ l/s per ha} = \mathbf{74.00 \text{ l/s}}$$

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 74.00 l/s, il volume eccedente da trattenere è pari a **812 mc circa con $T_r = 10$ 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 74.00 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 – T_r 10 anni – fissata la portata di deflusso pari a 74.00 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).

per Tr = 10 anni

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 **167 minuti**, per il quale risulta:

$$i (d = 167 \text{ min}) = 40.86 \text{ mm/ora} \times (167 \text{ minuti} / 60)^{0.28-1} = \mathbf{19.55 \text{ mm/h}}$$

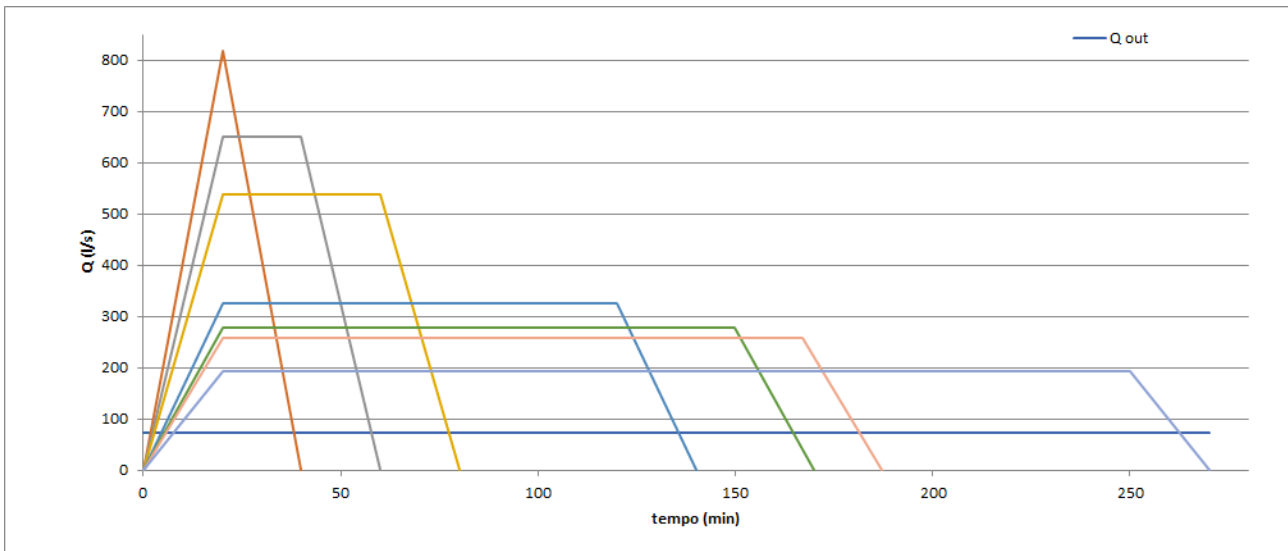
$$Q \text{ max} (d = 167 \text{ min}) = 0.64 \times (19.55 \text{ mm/h} / 3600) \times 74003 \text{ mq} = \mathbf{257.24 \text{ l/s}}$$

Dalla differenza tra il volume di afflusso (Vol_in) pari a 2577.54 mc e di deflusso (Vol_out) di 804.77 mc risulta perciò un volume eccedente di 1773 mc circa:

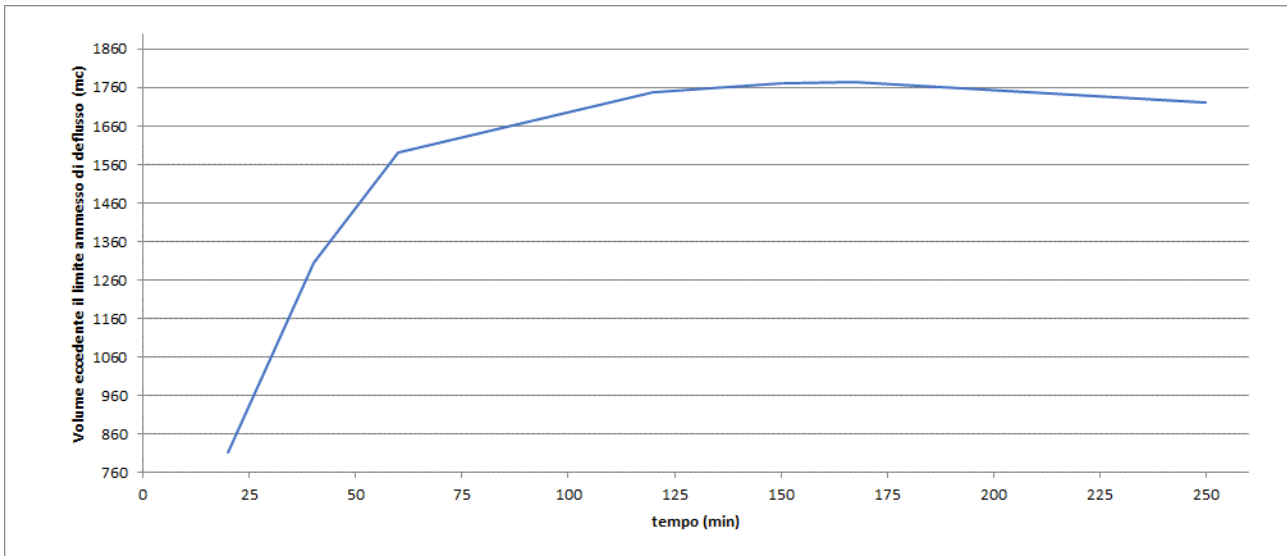
Vol_ecc (Tr = 10) = 1773 mc

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 (10 l/s per ha) Tr = 10 anni



Confrontando il volume eccedente massimo risultante dal metodo di calcolo iterativo richiesto dal Consorzio di Bonifica, pari a 1773 mc in concomitanza di un evento caratterizzato da Tr 10 anni, con il volume di 1746 mc stimato ai sensi di quanto previsto dalle norme del Piano Stralcio e del PTCP della Provincia di Rimini, 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 [...]”.

$$\text{Vol_ecc (Tr = 10)} = 1773 \text{ mc} > W_{\text{PAI-PTCP}} = 1746 \text{ mc}$$

Nell’ambito del rispetto dell’invarianza idraulica, cautelativamente si reputa adeguato espandere il ragionamento sopra esposto anche per eventi di pioggia caratterizzati da Tr = 30 anni, ovvero fenomeni di intensità maggiore ma con una minore frequenza di accadimento. Di seguito, vengono quindi esposte tutte le fasi di calcolo per Tr = 30 anni, già ampiamente descritte per Tr = 10 anni.

Dalla tabella riportata nel Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna, per Tr = 30 anni e per la zona di Rimini, i parametri a ed n caratteristici della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica risultano:

- se la durata della pioggia è superiore all’ora, per Tr = 30 anni risulta $a = 51.09$ ed $n = 0.27$
- se la durata della pioggia è inferiore all’ora, per Tr = 30 anni risulta $a = 54.64$ ed $n = 0.73$

Dall'applicazione del metodo cinematico, l'intensità di pioggia e conseguentemente la portata meteorica caratteristica dell'evento critico, cioè quello con durata di pioggia pari al tempo di corrivazione – 20 minuti per il caso in esame – con $Tr = 30$ anni sono pari a:

per $Tr = 30$ anni

$$i (tc) = 54.64 \text{ mm/ora} \times (20 \text{ minuti} / 60)^{0.73-1} = \mathbf{73.51 \text{ mm/h}}$$

$$Q \text{ max } (tc) = 0.64 \times (73.51 \text{ mm/h} / 3600) \times 74003 \text{ mq} = \mathbf{967.08 \text{ l/s}}$$

Essendo la portata di deflusso pari a 74.00 l/s, con riferimento all'idrogramma di piena triangolare, il volume eccedente da trattenerne è quindi pari a **990 mc circa con $Tr = 30$ anni.**

Considerando poi eventi di pioggia con $Tr = 30$ anni e durata superiore a tc , fissata la portata di deflusso pari a 74.00 l/s – da regolamento 10 l/s per ha – si è tracciata la curva di afflusso per differenti valori di durata di pioggia d , individuando così la durata di pioggia generatrice del massimo volume eccedente quello limite, perciò il volume da laminare ai fini dell'invarianza idraulica.

Dal procedimento iterativo per $Tr = 30$ anni (**vedasi Allegato A, in coda alla presente relazione**), 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 **211 minuti**, per il quale risulta:

$$i (d = 211 \text{ min}) = 51.09 \text{ mm/ora} \times (211 \text{ minuti} / 60)^{0.27-1} = \mathbf{20.40 \text{ mm/h}}$$

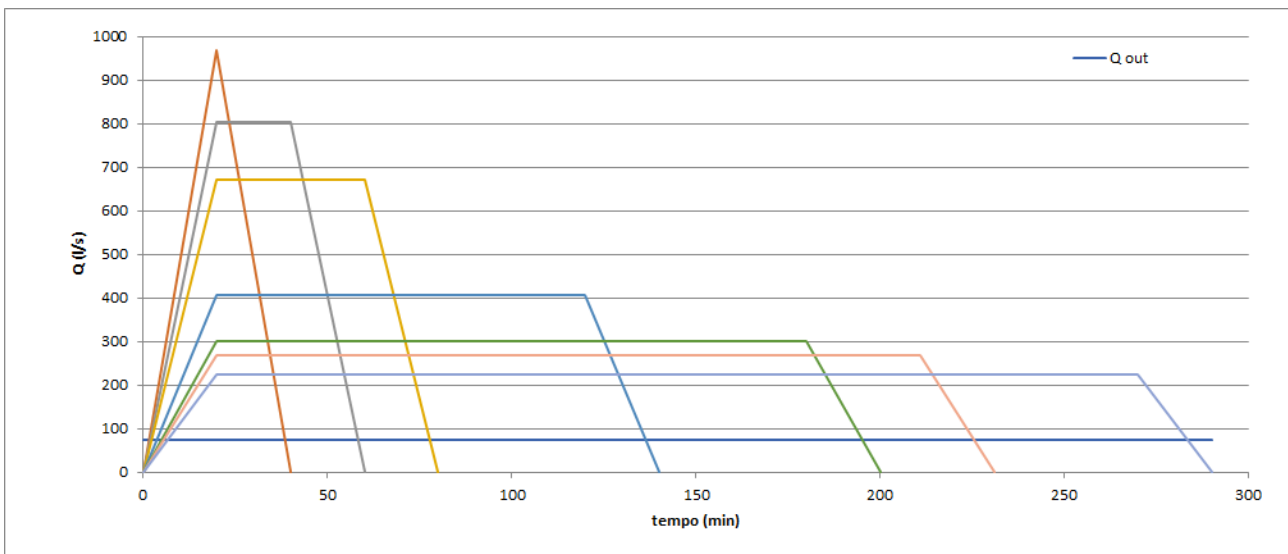
$$Q \text{ max } (d = 211 \text{ min}) = 0.64 \times (20.40 \text{ mm/h} / 3600) \times 74003 \text{ mq} = \mathbf{268.40 \text{ l/s}}$$

Dalla differenza tra il volume di afflusso (Vol_{in}) pari a 3397.98 mc e di deflusso (Vol_{out}) di 1001.20 mc risulta perciò un volume eccedente di 2397 mc circa:

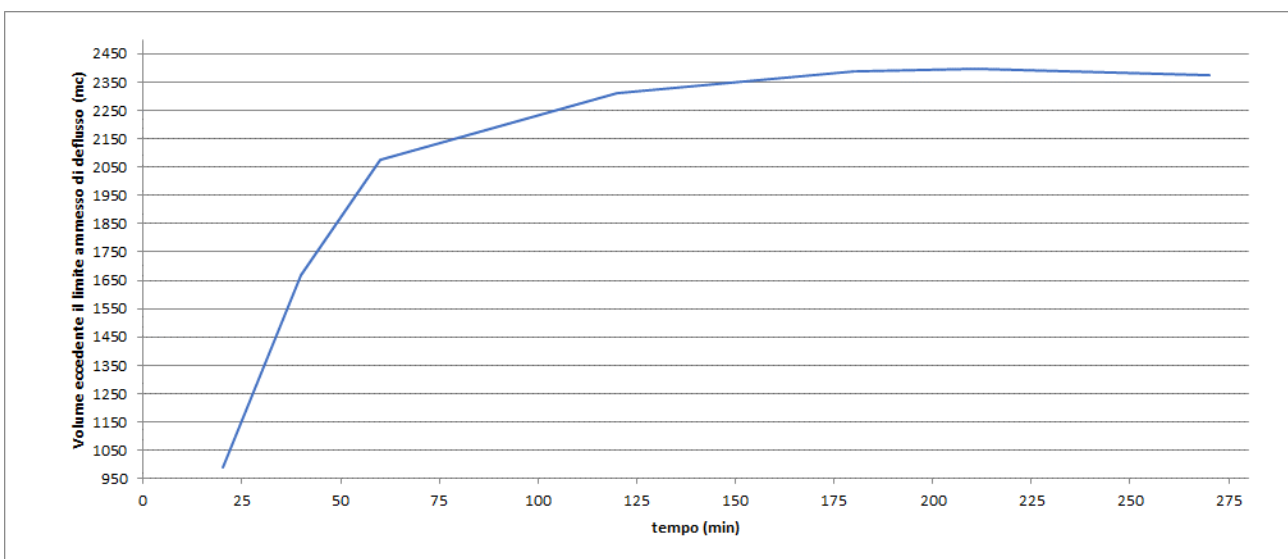
$Vol_{ecc} (Tr = 30) = 2397 \text{ mc}$

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 $Tr = 30$ anni.

Idrogramma di piena e diagramma di deflusso (Q out) Tr = 30 anni



Curva rappresentante il volume eccedente il massimo deflusso ammesso da regolamento (10 l/s per ha) Tr = 30 anni



Come già precedentemente anticipato, per il reperimento dei volumi minimi di laminazione ai fini dell'invarianza idraulica si farà riferimento – indipendentemente dal tempo di ritorno scelto – ai volumi eccedenti stimati con il metodo richiesto dal Consorzio di Bonifica in quanto restituisce valori maggiori se confrontati con quelli risultanti dal metodo previsto dalle norme del Piano Stralcio e del PTCP.

A seguito di quanto detto, **facendo riferimento virtuosamente ad eventi di pioggia con Tr 30 anni, il volume minimo d'invaso da reperire in termini di invarianza idraulica risulta quindi pari a:**

W = 2397 mc

Un aspetto da evidenziare, che sottolinea ulteriormente la scelta virtuosa di considerare $T_r = 30$ anni per il reperimento dei volumi di compensazione idraulica, è legato all'ipotesi fatta di attribuire all'area da cedere al Comune, localizzata nella porzione Sud-Est di PUA di estensione 23020 mq e designata in progetto come superficie ERS, un grado di impermeabilizzazione pari all'indice caratteristico della porzione di PUA – porzione Ovest del comparto – qui progettualmente urbanizzata.

Tale semplificazione stima quindi una percentuale di superficie impermeabile costituente l'area ERS sicuramente superiore rispetto alla frazione che verrà realmente prevista in fase di progettazione, ad oggi non contemplata nell'intervento qui esaminato.

La scelta succitata, seppur cautelativa, risulta quindi più restrittiva in termini di invarianza in quanto porta a dover soppesare una superficie impermeabile complessiva di PUA maggiore, sovrastimando conseguentemente il volume minimo di laminazione da reperire.

3.4 Reperimento dei volumi per l'invarianza idraulica

Come visto nel paragrafo precedente, il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica ipotizzando eventi di precipitazione con T_r pari a 30 anni risulta:

$$W = 2397 \text{ mc}$$

Definito quindi il volume di compensazione 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 in area destinata a verde (interna all'area ERS);
- dispositivi fognari all'interno delle condotte e dei pozzetti, i quali vengono conteggiati all'80% del loro volume complessivo.

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 interna al comparto (in area ERS) mantenuta a verde e localizzata a Nord-Est del comparto (in posizione idraulica ottimale, vicino allo scarico strozzato nello scolo Fontanaccia), 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 3680 mq circa (quota media -0.60 m slrif) ed una superficie in sommità di 5704 mq circa (quota ciglio +0.10 m slrif, con pendenza sponde 1:10), con un tirante idrico massimo di 50 cm (quota acqua massima -0.10 m slrif, mantenendo un franco di sicurezza rispetto al massimo invaso di 20 cm) ed uno speco massimo allagato di circa 5087 mq, il volume utile reperibile al suo interno è pari a:

$$W_{DEP} = (3680 \text{ mq} + 5087 \text{ mq}) \times 0.50 \text{ m} / 2 = 2192 \text{ mc}$$

Il volume utile reperibile all'interno della depressione è quindi pari a 2192 mc, a fronte dei 2397 mc minimi da reperire per il rispetto dell'invarianza idraulica; il volume esuberante rispetto alla capacità della depressione morfologica verrà ricercato all'interno delle dorsali fognarie bianche pubbliche di progetto.

VOLUME INTERNO DI FOGNATURA BIANCA PUBBLICA

Come sopra indicato, il volume minimo ai fini dell'invarianza idraulica è pari a 2397 mc, di cui 2192 mc 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 205 mc, sarà reperito all'interno dei condotti fognari e dei pozzetti costituenti la rete fognaria bianca pubblica di progetto, conteggiati all'80% del loro volume.

All'interno della fognatura pubblica di progetto il volume reperibile, dato dalla somma dei volumi utili stimati nelle condotte e nei pozzetti, è pari a:

$$W_{FOG} = 291.39 \text{ mc}$$

Di seguito si riporta un riassunto in forma tabellare delle condotte adottate ai fini del calcolo del volume reperito, stimato pari all'80% del volume effettivo, con le rispettive lunghezze e dimensioni interne, e dei pozzetti di ispezione previsti lungo la dorsale di progetto, anch'essi computati all'80% del loro volume effettivo.

DN [mm]	A [mq]	L [m]	Vol. [mc]	Vol. 80% [mc]
500 PVC	0.174	255.27	44.44	35.55
630 PVC	0.276	349.41	96.57	77.25
1000 CLS	0.785	224.61	176.41	141.13
tot. condotte			317.42	253.93

POZZETTI	A [mq]	h [m]	n.	Vol. [mc]	Vol. 80% [mc]
150 x 150 cm	2.25	1.54	8	27.70	22.16
100 x 100 cm					
TRATTO B11-B1	1.00	0.92	6	5.52	4.42
TRATTO B17-B15	1.00	0.91	2	1.82	1.46
TRATTO B19-B1	1.00	1.17	3	3.51	2.81
TRATTO B22-B21	1.00	1.07	1	1.07	0.86
TRATTO B23-B1	1.00	1.13	4	4.50	3.60
TRATTO B27-B25	1.00	1.12	1	1.12	0.90
TRATTO B10-B7	1.00	1.58	1	1.58	1.26
tot. 100 x 100 cm				19.12	15.30

Il volume totale reperito nella depressione morfologica e all'interno della dorsale fognaria bianca pubblica di progetto è quindi pari a 2483 mc circa, per cui maggiore dei 2397 mc minimi richiesti per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica, essendo quest'ultimo maggiore del volume minimo stimato.

Si sottolinea, come già precedentemente anticipato, che la stima del volume di compensazione è stata implementata prendendo a riferimento, come aspetto cautelativo ma soprattutto come scelta virtuosa, un evento meteorico con $Tr = 30$ anni.

Si sottolinea inoltre 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 comunque fornirebbero, seppur modesto, ulteriore volume utile.

$W_{TOT} = 2483 \text{ mc} > W = 2397 \text{ mc}$

DEPRESSIONE MORFOLOGICA

Area al fondo	3680 mq
Area in sommità	5087 mq
Altezza utile	0.5 m
Volume DEP	2192 mc

FOGNATURA PRINCIPALE

DN [mm]	A [mq]	L [m]	Vol. [mc]	Vol. 80% [mc]
500 PVC	0.174	255.27	44.44	35.55
630 PVC	0.276	349.41	96.57	77.25
1000 CLS	0.785	224.61	176.41	141.13
tot. condotte			317.42	253.93

POZZETTI	A [mq]	h [m]	n.	Vol. [mc]	Vol. 80% [mc]
150 x 150 cm	2.25	1.54	8	27.70	22.16
100 x 100 cm					
TRATTO B11-B1	1.00	0.92	6	5.52	4.42
TRATTO B17-B15	1.00	0.91	2	1.82	1.46
TRATTO B19-B1	1.00	1.17	3	3.51	2.81
TRATTO B22-B21	1.00	1.07	1	1.07	0.86
TRATTO B23-B1	1.00	1.13	4	4.50	3.60
TRATTO B27-B25	1.00	1.12	1	1.12	0.90
TRATTO B10-B7	1.00	1.58	1	1.58	1.26
tot. 100 x 100 cm				19.12	15.30

4. VERIFICA IDRAULICA DELLE DIMENSIONI DELLA STROZZATURA FINALE

Per il sistema di fognatura bianca di progetto resta solamente da verificare l'efficacia idraulica della tubazione terminale, avente 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, se presenti, si considera invece un coefficiente udometrico cautelativo pari a 90 l/s per ha, come previsto dal Regolamento di Polizia Consorziale locale.

La portata massima in uscita dal comparto risulta pari a 74.00 l/s (allo stato attuale il comparto oggetto di intervento è totalmente permeabile; risulta quindi nulla la porzione impermeabile all'interno dal lotto):

$$Q_{MAX(COMPARTO)} = 10 \text{ l/s per ha} \times 74003 \text{ mq} / 10000 + 90 \text{ l/s per ha} \times 0 \text{ mq} / 10000 = \mathbf{74.00 \text{ l/s}}$$

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.

In particolare, 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.

Considerando un battente di 150 cm circa, dislivello che si realizza tra il livello massimo raggiungibile all'interno della depressione morfologica (-0.10 m) ed il baricentro della strozzatura, la portata massima teoricamente ammessa transita con un diametro interno di 170 mm circa.

DIMENSIONAMENTO STROZZATURA		
Portata amm.le (Qagr.=10 l/sec/ha* Perm _c +90l/sec/ha*Imp _c)	74.00	l/sec
Battente massimo h	1.50	m
DN max condotta di scarico	170.14	mm

Il diametro commerciale immediatamente inferiore a quello succitato è il DN160 PVC (diametro interno pari a 150.6 mm), per il quale si ha una portata inferiore alla massima ammissibile: con un battente di 150 cm il DN160 consente infatti il deflusso di 58.01 l/s. Con il diametro commerciale immediatamente superiore, ovvero il DN200 PVC (diametro interno pari a 188.2 mm), con un battente di 150 cm transita invece una portata di 90.59 l/s e quindi di poco superiore alla massima ammissibile.

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 (m)										
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

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, come nel caso qui esaminato (lunghezza della strozzatura di 18.00 m circa) 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:

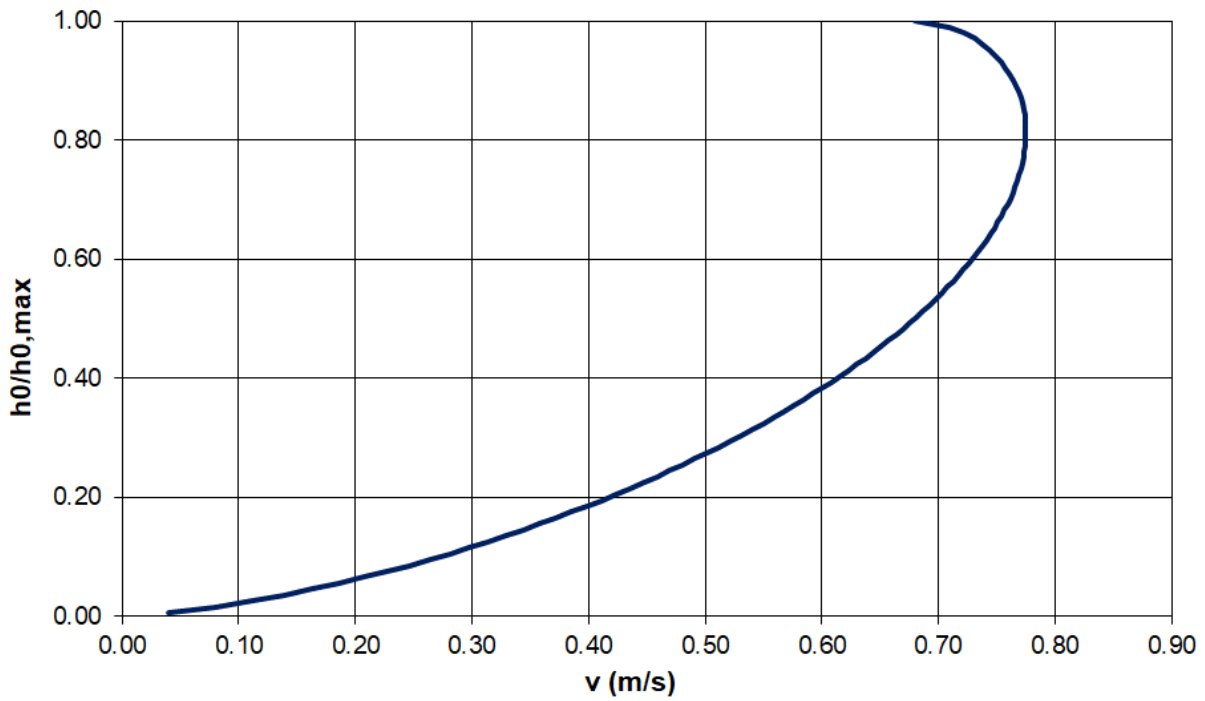
$$Q_{unif} = k_s \times A \times (R \times i)^{0.5}$$

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.

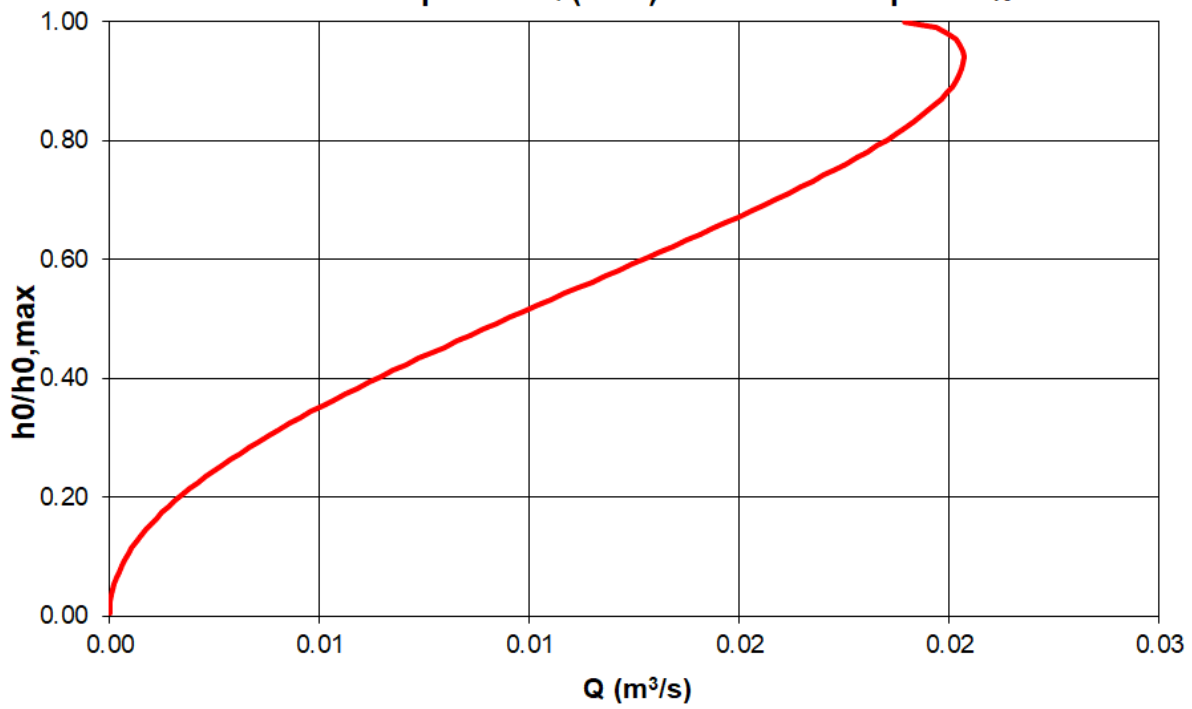
La portata massima a bocca piena smaltibile dalla condotta in PVC DN200 (diametro interno 188.2 mm) avente pendenza di posa pari allo 0.30%, calcolata in condizioni di moto uniforme considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, è pari a 20.00 l/s, quindi una portata 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 DN200 e pendenza 0.30%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN200 - p = 0.3%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN200 - p = 0.3%



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

Considerando perciò la condotta in PVC DN200, la portata massima effettivamente in uscita dal tratto "strozzato" assumerà quindi un valore intermedio tra i 20.00 l/s ed i 90.00 l/s dei due funzionamenti "estremi", e comunque più vicino al moto uniforme data la lunghezza non trascurabile della condotta (quindi più prossimo ai 20 l/s). **Si può quindi affermare che il tratto di rete fognaria terminale con funzione di "strozzatura" risulta adeguatamente dimensionato con una condotta DN200 in PVC, pendenza 0.30%.**

5. VALUTAZIONE DELL'OFFICIOSITÀ IDRAULICA DELLA FOGNA BIANCA PUBBLICA

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

- tratto B1-B4: condotta DN1000 CLS pendenza 0.15%
- tratto B6-B7: condotta DN1000 CLS pendenza 0.20%
- tratto B11-B1: condotta DN630 PVC pendenza 0.20%
- tratto B19-B1: condotta DN630 PVC pendenza 0.20%
- tratto B23-B1: condotta DN500 PVC pendenza 0.20%

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 va 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 Tr 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.

Si sottolinea che per il dimensionamento della rete si seguiranno le stesse scelte metodologiche introdotte con lo studio idrologico precedentemente condotto nell'ambito dell'invarianza idraulica (vedi capitolo 3.3 "Determinazione dei volumi per l'invarianza idraulica").

La verifica idraulica delle condotte costituenti la nuova dorsale fognaria richiede innanzitutto la valutazione dei bacini tributari – in termini di deflussi meteorici – per determinare l'origine delle acque meteoriche che gravano sulle varie tratte fognarie. Oltre all'estensione dei bacini tributari è necessario fissare, come già precedentemente anticipato nel capitolo 3.3, alcuni parametri di natura idrologica/idraulica: 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 pari a 0.64, 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 all'area complessiva di PUA in 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 10 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 $Tp \geq 1h$

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 $Tp < 1h$

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, ovvero a ed n pari rispettivamente a 40.86 e 0.28 per durate di pioggia maggiori di 1 ora, mentre 43.23 e 0.67 per durate inferiori all'ora.

Per il dimensionamento della rete fognaria di progetto si ritiene adeguato mantenere gli stessi valori utilizzati per la stima dei volumi minimi da reperire ai fini dell'invarianza idraulica, perciò i parametri definiti dal Consorzio di Bonifica della Romagna, così da mantenere una 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 idrologica 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'efficienza idraulica delle condotte stesse (portata massima smaltibile dalla condotta).

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

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

$$Q = C \times i_d(\text{Tr}) \times A$$

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 t_c del bacino stesso ($d = t_c$).

TRATTO B1-B4

Il tratto fognario B1-B4 verrà realizzato con una condotta in CLS DN1000 e pendenza 0.15%; sarà tributario delle portate meteoriche defluenti dall'area di intervento urbanizzata da progetto, di estensione pari a 50983 mq.

Fissando il tempo di corrivazione t_c pari a 14 minuti circa (10 minuti: tempo di accesso alla rete – 4 minuti: tempo di rete) e quindi inferiore all'ora, i parametri a ed n caratteristici della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica per $T_r = 10$ anni sono pari a 43.23 e 0.67 rispettivamente (riferimento Consorzio di Bonifica della Romagna); con un coefficiente di deflusso medio $C = 0.64$, la portata massima convogliata al tratto di condotta B1-B4 ipotizzando la condotta tributaria esclusivamente dell'area di intervento risulta:

$$i (t_c=14 \text{ min}) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (14 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{69.88 \text{ mm/h}}$$

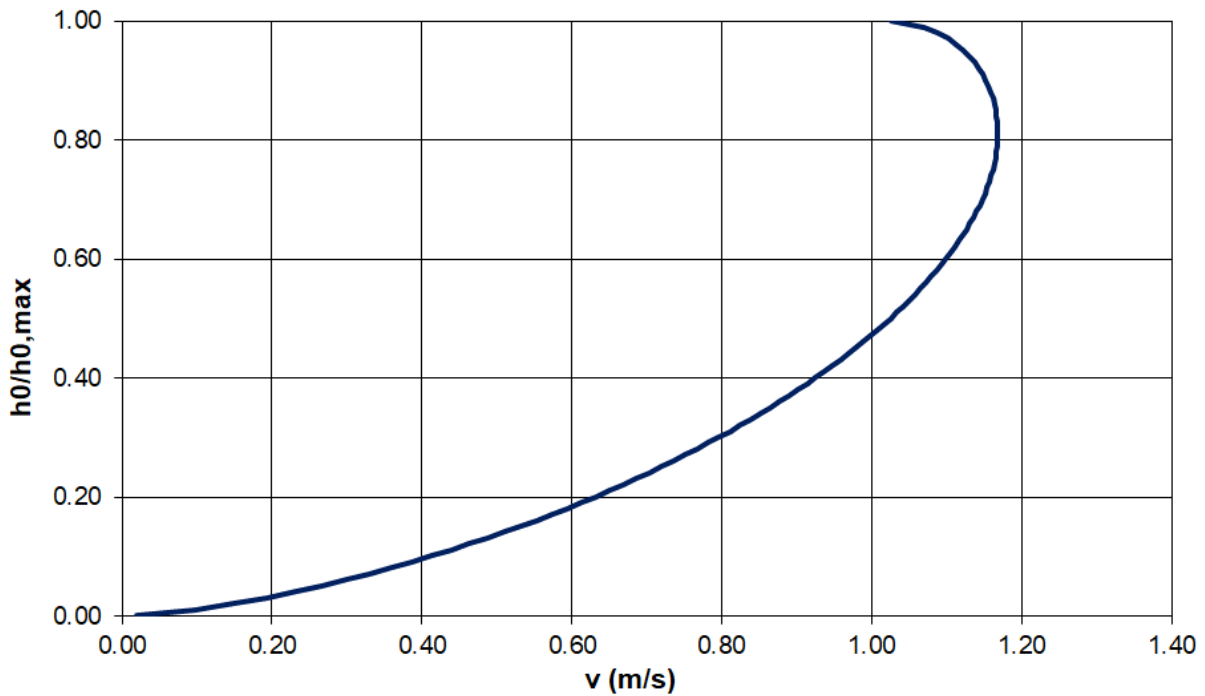
$$Q \text{ max } (t_c) = 0.64 \times (69.88 \text{ mm/h} / 3600) \times 50983 \text{ mq} = \mathbf{633 \text{ l/s}}$$

Dall'applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.015 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile dalla condotta è pari a 866 l/s e quindi superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 633 l/s.

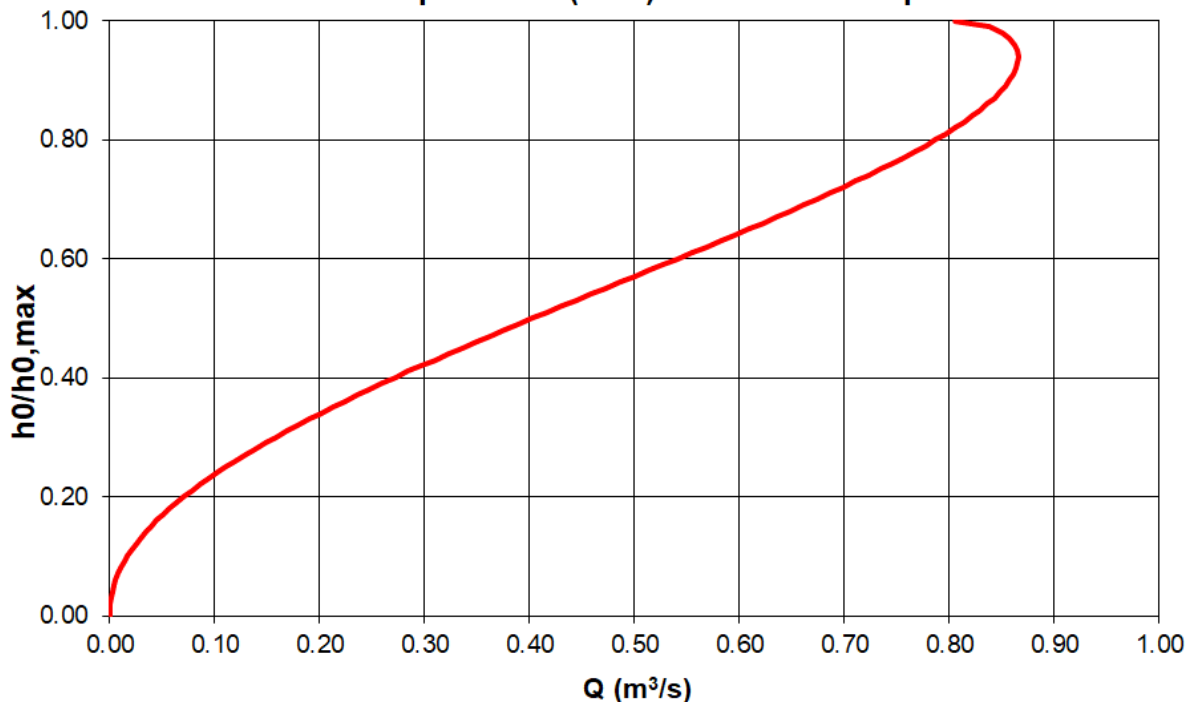
Si dimostra quindi che la condotta di progetto è ampiamente in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 10 anni, con un grado di riempimento pari al 67% circa.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in CLS DN1000 e pendenza 0.15%.

Velocità idrica (m/s) - CLS DN1000 - p = 0.15%



Scala delle portate Q (m³/s) - CLS DN1000 - p = 0.15



TRATTO B6-B7

Il tratto fognario B6-B7 verrà realizzato con una condotta in CLS DN1000 e pendenza 0.20%; alla portata meteorica defluente dall'area di intervento urbanizzata da progetto precedentemente stimata (superficie 50983 mq), si sommerà la portata meteorica defluente, man mano, dall'intera area ERS di futuro progetto.

L'area ERS è caratterizzata da una superficie complessiva di 23020 mq; un aspetto da sottolineare per la stima del deflusso da essa generato è legato al fatto che, da progetto, la sistemazione dell'area non risulta definita, per cui si farà l'ipotesi cautelativa di applicare un grado di impermeabilizzazione pari all'indice caratteristico della porzione di PUA già progettualmente urbanizzata, pari a 0.64.

Un ulteriore aspetto da evidenziare è legato al fatto che una porzione dell'area ERS verrà impiegata per la realizzazione della depressione morfologica di invarianza idraulica: tale area non genererà quindi un deflusso superficiale essendo in grado di "auto-contenere" l'apporto meteorico ricadente su di essa. Per tale ragione il deflusso meteorico tributario della rete fognaria non verrà generato dalla totalità dell'area ERS, ma esclusivamente da una sua porzione stimata pari a 15200 mq circa.

Considerando cautelativamente sempre il tempo di corrivazione t_c pari a 14 minuti circa (10 minuti: tempo di accesso alla rete – 4 minuti: tempo di rete), in realtà dell'ordine in quel punto di 16-17 minuti, ed un coefficiente di deflusso medio $C = 0.64$, per eventi con $T_r = 10$ anni la portata meteorica generata dall'area ERS tributaria del tratto B6-B7 risulta pari a:

$$i (t_c=14 \text{ min}) = 43.23 \text{ mm/ora} \times (14 \text{ minuti} / 60)^{0.67-1} = \mathbf{69.88 \text{ mm/h}}$$

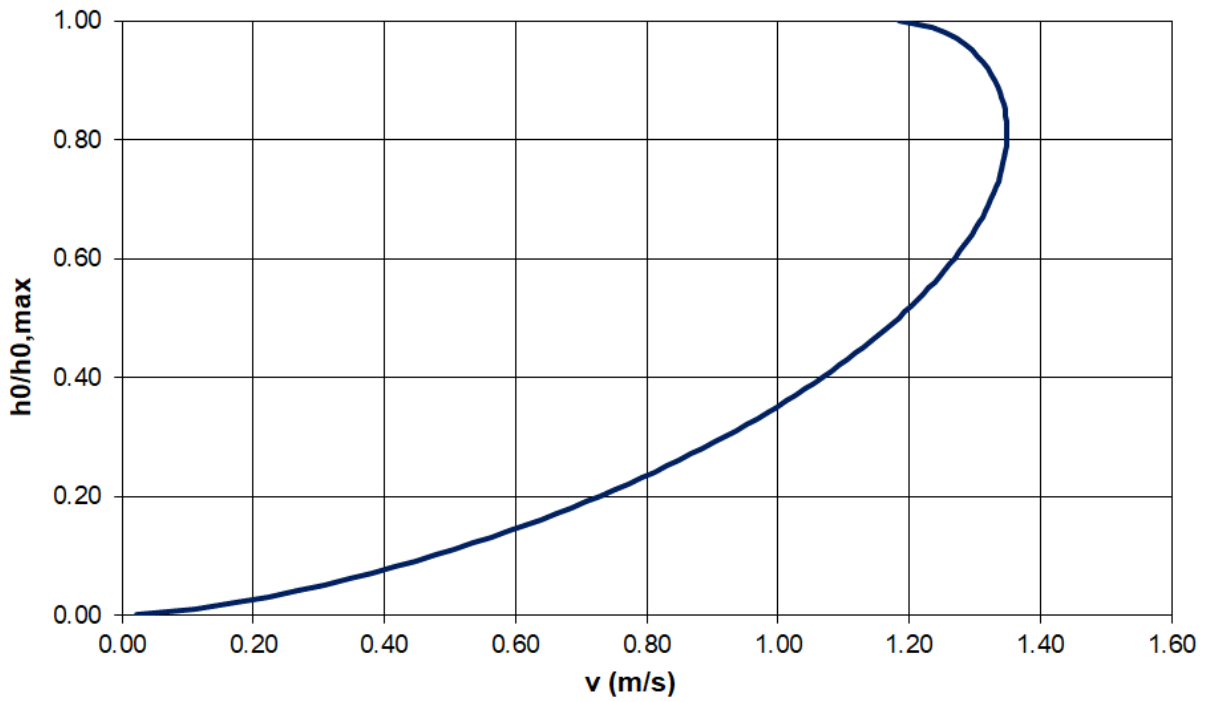
$$Q_{\text{max}} (t_c) = 0.64 \times (69.88 \text{ mm/h} / 3600) \times 15200 \text{ mq} = \mathbf{189 \text{ l/s}}$$

La portata meteorica complessiva tributaria del tratto B6-B7 si ottiene sommando la portata defluente dall'area di intervento precedentemente stimata pari a 633 l/s con la portata defluente dalla porzione di area ERS sopra valutata pari a 189 l/s: **l'apporto totale è quindi pari a 822 l/s.**

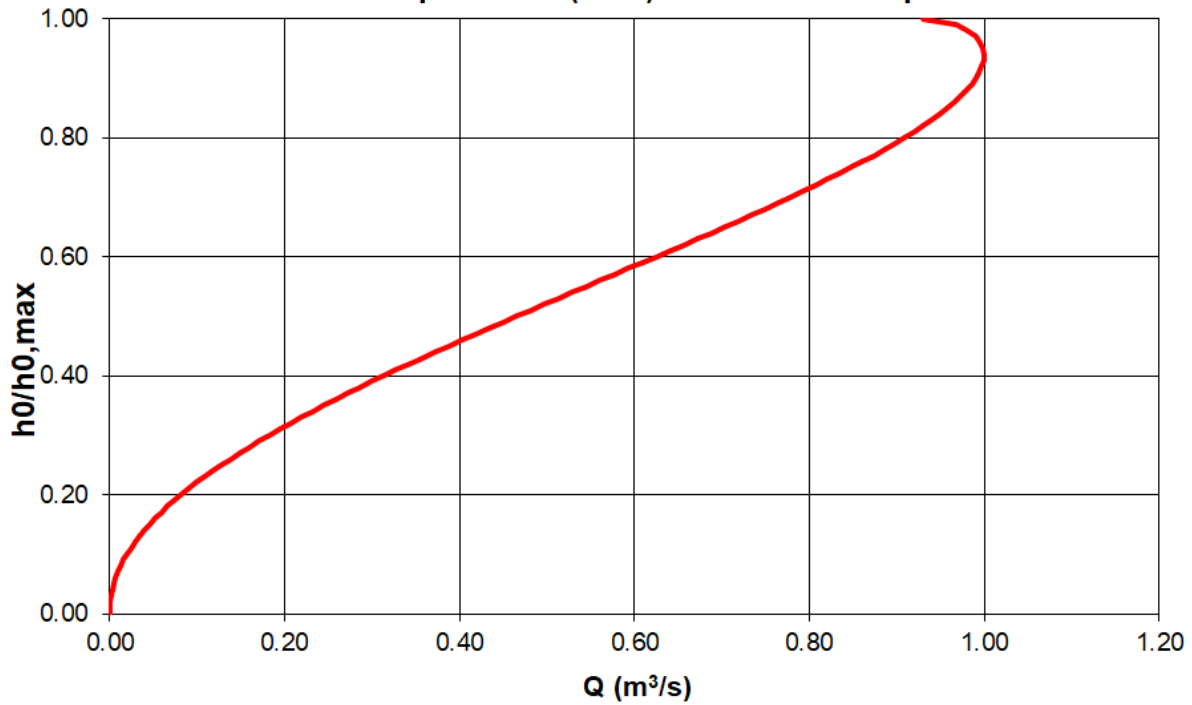
Dall'applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.015 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile dalla condotta B6-B7 è pari a 1000 l/s e quindi superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 822 l/s. Si dimostra quindi che la condotta di progetto è in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 10 anni, ancorché con grado di riempimento dell'ordine del 73% circa.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in CLS DN1000 e pendenza 0.20%.

Velocità idrica (m/s) - CLS DN1000 - p = 0.20%



Scala delle portate Q (m³/s) - CLS DN1000 - p = 0.20



La verifica dell'efficienza dei tratti fognari B11-B1, B19-B1 e B23-B1 verrà di seguito implementata ipotizzando di suddividere il deflusso meteorico precedentemente stimato generato dall'area di intervento urbanizzata da progetto (portata meteorica 633 l/s) – tributario del tratto fognario B1-B4 – nei tre rami fognari succitati, essendo questi ultimi adducenti al pozzetto B1 e conseguentemente alla tubazione in CLS DN1000.

Dall'analisi della sistemazione di progetto dell'area di intervento si ipotizza, con modestissimo margine di errore, di suddividere la superficie servita, e quindi la portata meteorica, nel seguente modo: ai tratti B11-B1 e B19-B1 si associa un contributo meteorico pari al 37.5% della portata complessiva, mentre la restante parte pari al 25.0% verrà associata alla condotta B23-B1.

TRATTO B11-B1

Il tratto fognario B11-B1 verrà realizzato con una condotta in PVC DN630 (diametro interno 593.2 mm) e pendenza 0.20%; a seguito di quanto sopra alla condotta afferisce il 37.5% circa della portata complessiva generata dall'area di intervento progettualmente urbanizzata e quindi pari a **238 l/s** circa.

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 dalla condotta è pari a 355 l/s e quindi superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 238 l/s. Si dimostra quindi che la condotta di progetto 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 63% circa.

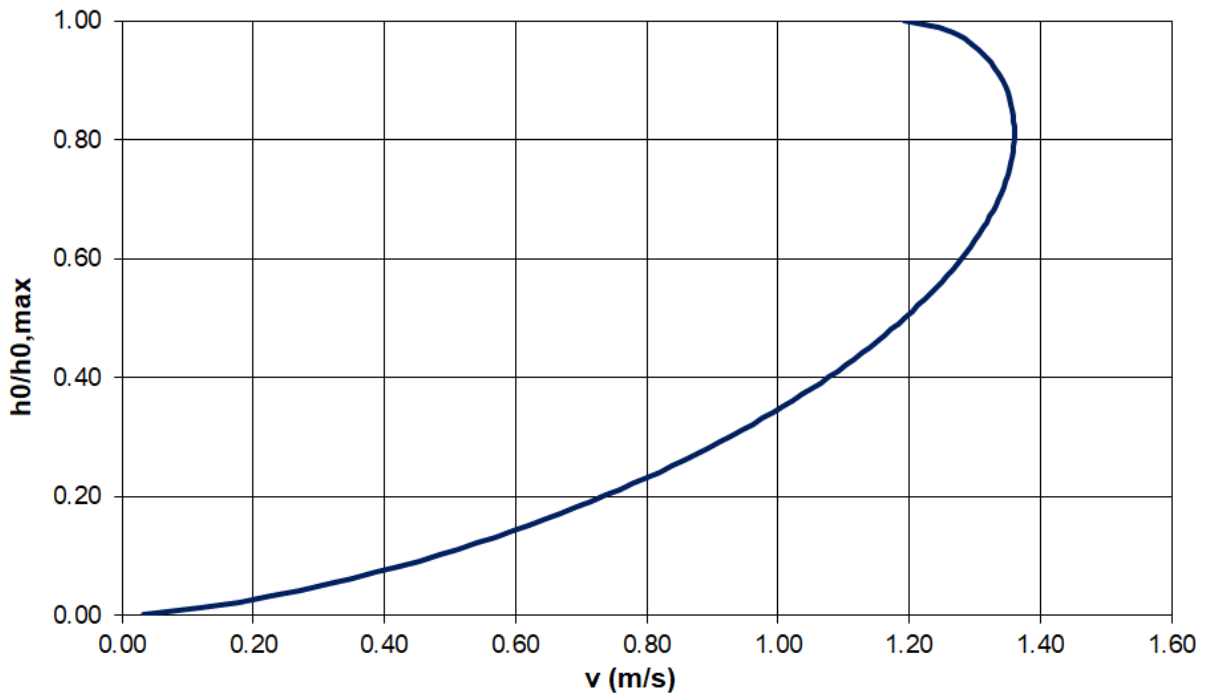
TRATTO B19-B1

Il tratto fognario B19-B1 verrà realizzato con una condotta in PVC DN630 (diametro interno 593.2 mm) e pendenza 0.20%; analogamente al tratto precedentemente verificato B11-B1, alla condotta afferisce una portata pari a **238 l/s** circa, essendo anch'essa sollecitata dal 37.5% circa della portata complessiva generata dall'area di intervento progettualmente urbanizzata.

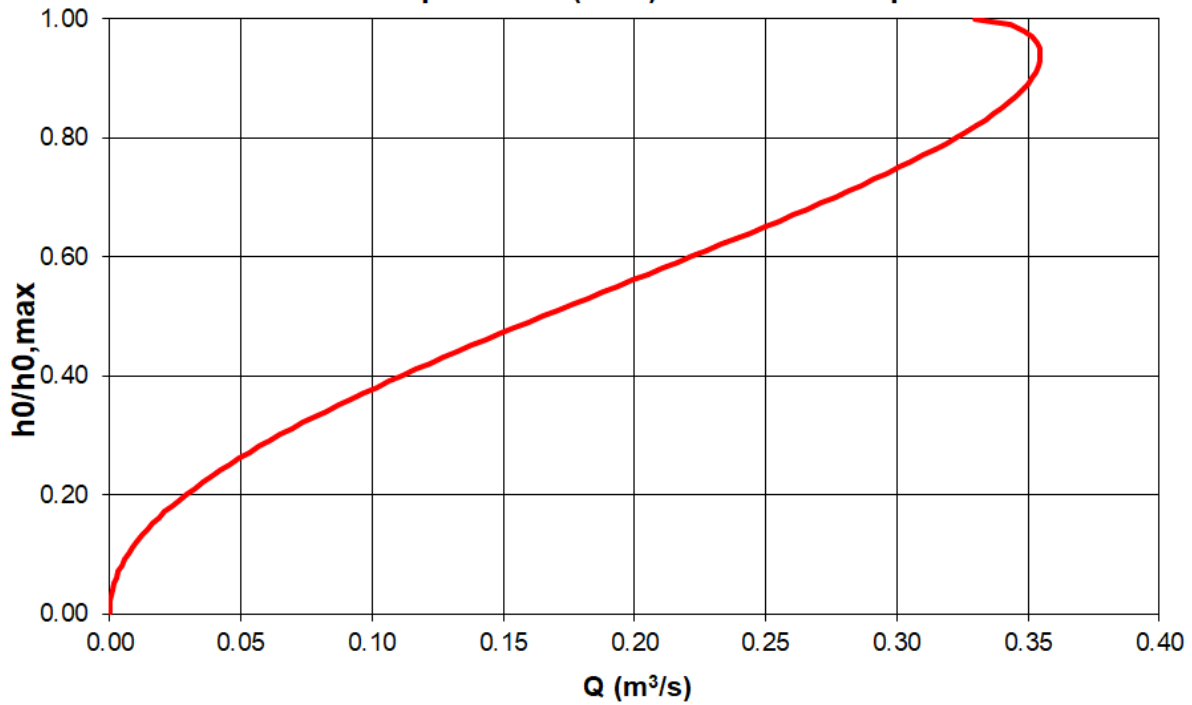
Come visto sopra quindi dall'applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile dalla condotta è pari a 355 l/s e quindi superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 238 l/s. La condotta di progetto risulta in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 10 anni con un grado di riempimento del 63% circa.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per le condotte in PVC DN630 e pendenza 0.20%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN630 - p = 0.2%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN630 - p = 0.2%

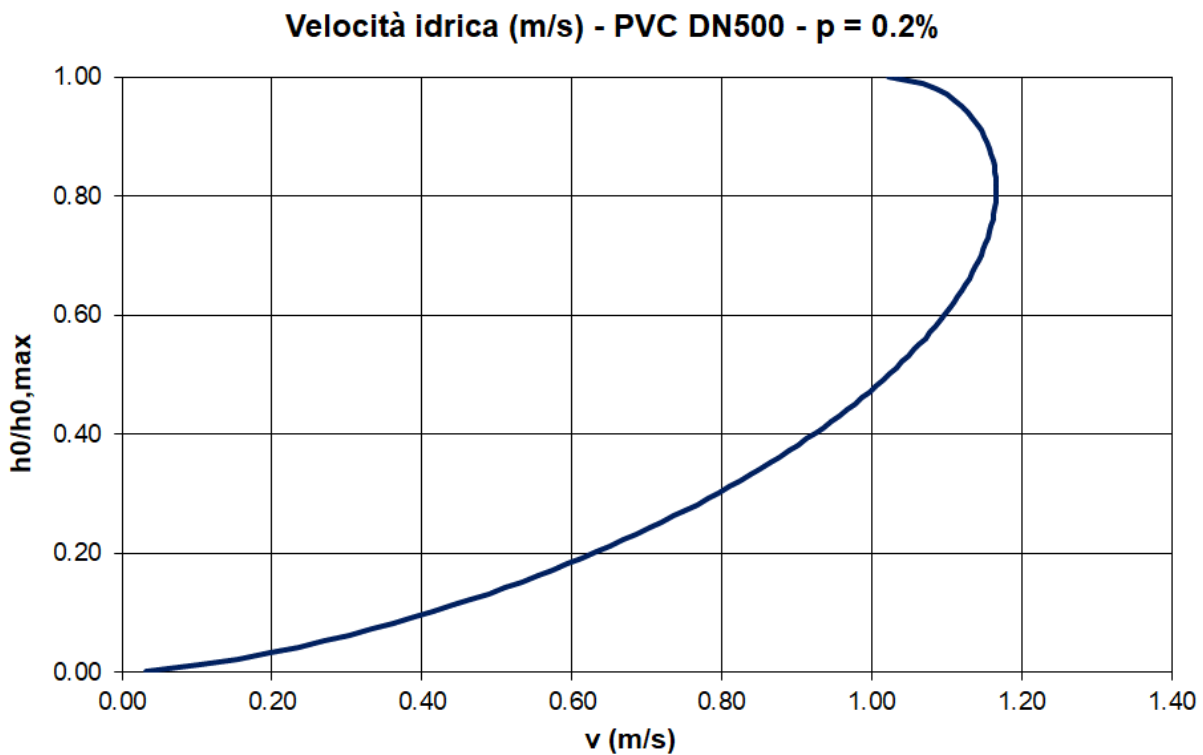


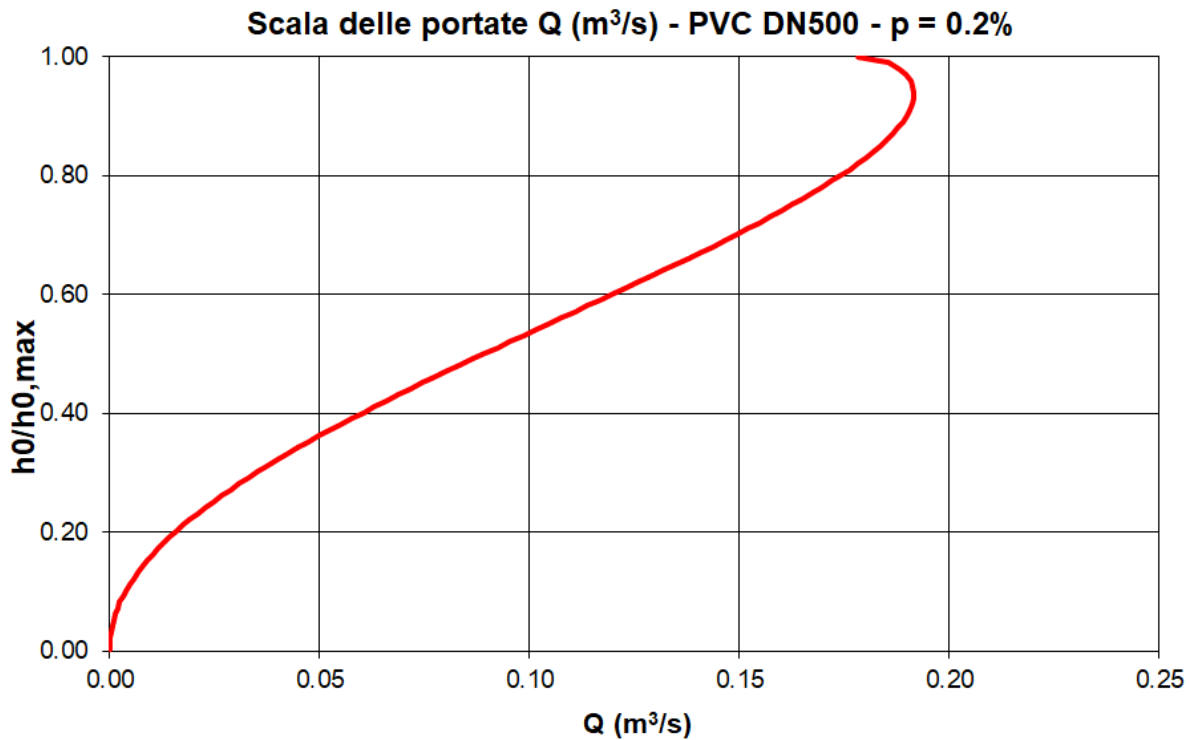
TRATTO B23-B1

Il tratto fognario B23-B1 verrà realizzato con una condotta in PVC DN500 (diametro interno 470.8 mm) e pendenza 0.20%; a seguito di quanto sopra la condotta sarà tributaria del 25.0% circa della portata complessiva generata dall'area di intervento progettualmente urbanizzata e quindi pari a **158 l/s** circa.

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 dalla condotta è pari a 192 l/s e quindi superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 158 l/s. Si dimostra quindi che la condotta di progetto è in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 10 anni, ancorché con grado di riempimento pari al 73% circa.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in PVC DN500 e pendenza 0.20%.





Di seguito si riporta in tabella il confronto tra le portate tributarie dei tratti fognari sopra verificati idraulicamente (valori idrologici da smaltire), in concomitanza di eventi meteorici decennali, e le corrispondenti officiosità della rete stessa.

Tratto dorsale	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	Q (l/s)	DN (mm)	p (%)	Qoff (l/s)
TRATTO B1-B4	area di intervento	50'983	5.10	633	DN1000 CLS	0.15	866
TRATTO B6-B7	area di intervento + area ERS	66'183	6.62	822	DN1000 CLS	0.20	1000
TRATTO B11-B1	37.5% area intervento			238	DN630 PVC	0.20	355
TRATTO B19-B1	37.5% area intervento			238	DN630 PVC	0.20	355
TRATTO B23-B1	25.0% area intervento			158	DN500 PVC	0.20	192

Si osserva che, come già precedentemente illustrato, con il verificarsi di eventi di pioggia con tempo di ritorno pari a 10 anni tutti i tratti fognari risultano verificati.

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 lotto con Superficie Utile pari a 4000 mq a destinazione terziaria/commerciale: in particolare il lotto succitato sarà costituito da 1000 mq per esercizi pubblici/uffici, 2200 mq per attività alimentare e i rimanenti 800 mq ad uso commerciale. Con riferimento all'estensione e alla tipologia delle singole attività definite da progetto, si ipotizza la necessità di personale costituito da 20 addetti sia per il settore alimentare sia per gli esercizi pubblici/uffici, mentre 8 dipendenti per l'attività commerciale.

Per quanto detto si stimano perciò 48 dipendenti complessivi per il lotto terziario/commerciale.

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 considerato, *1 A.E. per ogni 3 dipendenti fissi e stagionali calcoli nel periodo di maggiore attività*: ne derivano conseguentemente 16 A.E.

Unitamente al lotto terziario/commerciale, si prevedono ulteriori 3000 mq di Superficie Utile con destinazione di tipo residenziale, suddivisi in 18 lotti da 2 unità abitative ciascuno.

Relativamente alla destinazione residenziale le Linee Guida di HERA indicano che il calcolo degli Abitanti Equivalenti – stimato sulla superficie delle singole camere da letto – sia fatto considerando *1 A.E. per superfici fino a 14 mq, 2 A.E. per superfici comprese tra 14 e 20 mq, ed 1 A.E. aggiuntivo ogni 6 mq di superficie eccedenti i 14 mq*. Sulla base delle planimetrie di intervento vengono calcolati 4 A.E. per ogni unità abitativa, ovvero 144 A.E. complessivi.

Dalla somma degli abitanti equivalenti stimati per il lotto a destinazione terziario/commerciale e per i lotti residenziali, pari a 16 A.E. e 144 A.E. rispettivamente, risulta una potenzialità di insediamento complessiva di 160 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 160, 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:

$Q_{med} = 0.37 \text{ l/s}$

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):

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

Essendo P la popolazione prevista, ovvero il numero di Abitanti Equivalenti stimato pari a 160, il coefficiente di punta risulta:

$C_{max} = 6.79$

Portata massima giornaliera Q_{max}

Nota la portata media giornaliera Q_{med} di 0.37 l/s e il coefficiente di punta per le portate nere massime C_{max} , la portata massima giornaliera Q_{max} – portata massima di progetto – assume un valore pari a:

$Q_{max} = 2.51 \text{ l/s}$
--

Per trasferire verso valle tale portata risulta senz'altro sufficiente una condotta in PVC SN8 DN200 con pendenza di posa costante pari allo 0.20%, in grado di trasferire verso valle in moto uniforme ed applicando la nota formula di Chézy circa 13 l/s a bocca piena, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di 0.0105 s/m^{1/3}.

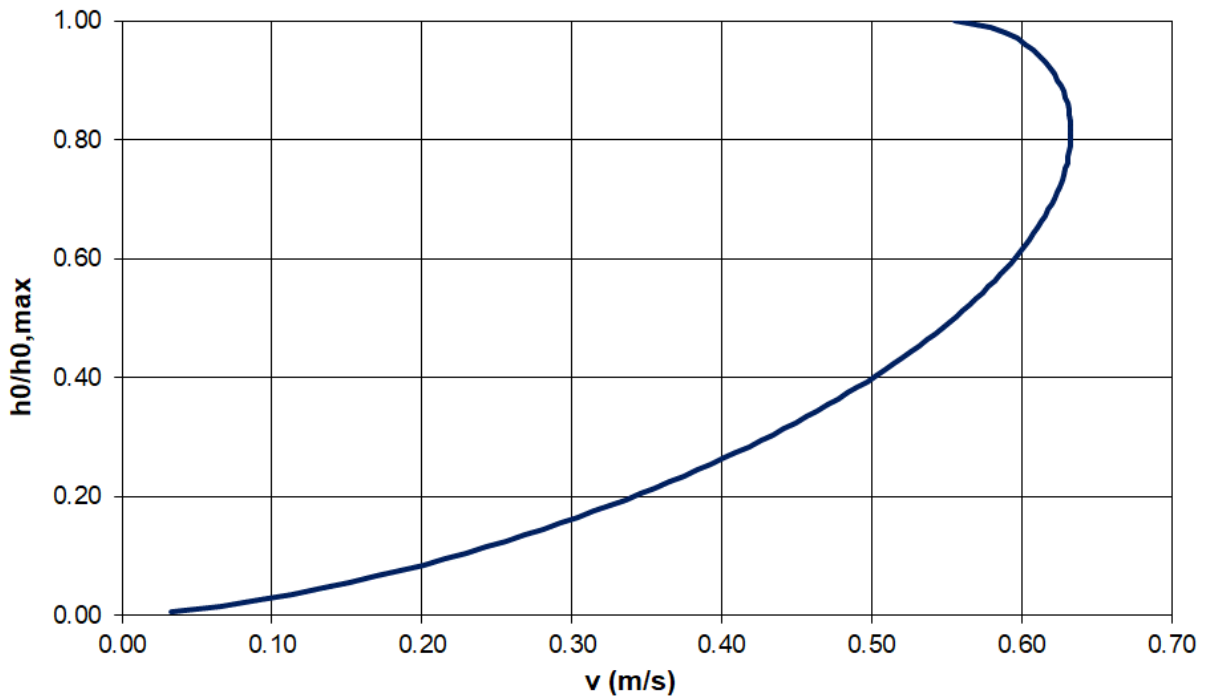
La portata massima giornaliera precedentemente stimata di 2.51 l/s verrà perciò smaltita con un grado di riempimento ottimale pari al 30% circa e una velocità di circa 0.4 m/s, valore ottimale per evitare sollecitazioni dannose alle tubazioni ed ai giunti, nonché ristagni e/o intasamenti della linea.

In particolare, la rete fognaria nera di progetto verrà totalmente realizzata impiegando tubazioni DN200 (diametro interno 188.2 mm) in PVC – pendenza di posa 0.20% - classe di rigidità SN8, per condotte di reflui a pelo libero; si sottolinea che le quote di scorrimento con cui verranno posate le condotte saranno tali da garantire un adeguato ricoprimento del tubo stesso, sempre superiore a 95 cm circa nelle strade di comparto e a 80 cm nell'area a verde vicina alla depressione morfologica, vicino allo scarico nella fogna esistente DN315 di via Emilia Vecchia.

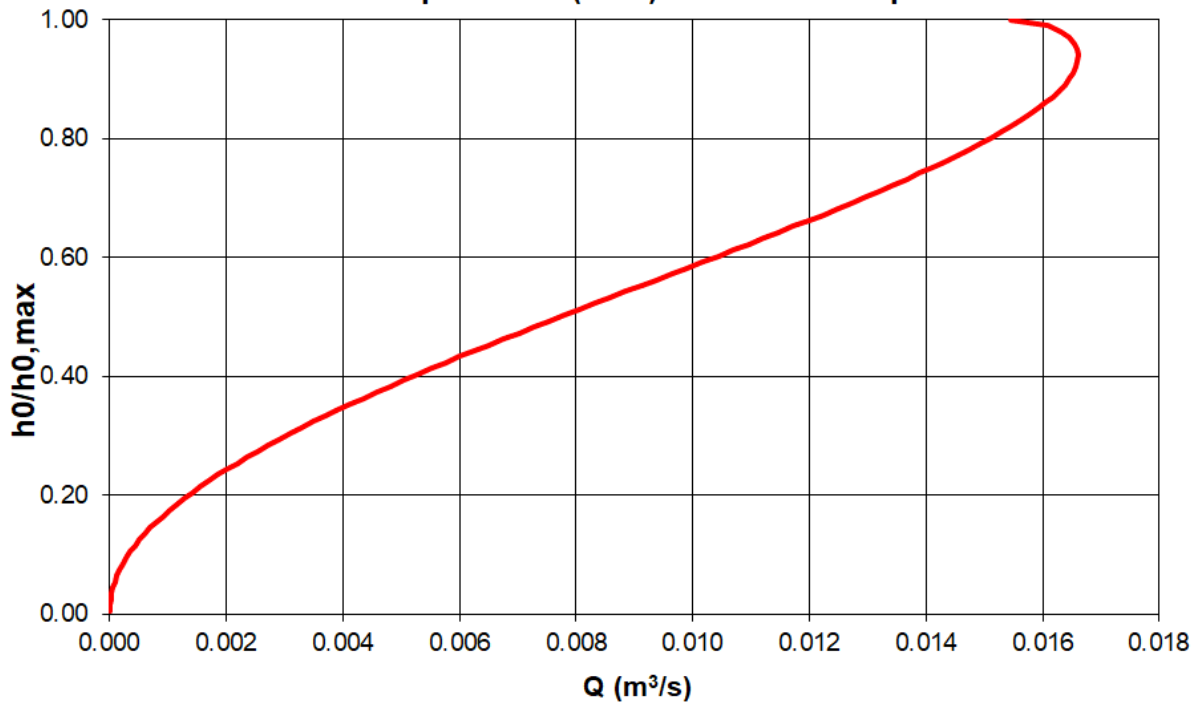
La fognatura nera di comparto verrà realizzata inoltre conformemente alle prescrizioni tecnico-costruttive dettate dal Gestore HERA attraverso le Linee Guida per le urbanizzazioni, fornite ai progettisti e sempre richiamate nei pareri di competenza.

Di seguito si allega la scala della velocità e delle portate per la condotta costituente la rete fognaria nera di progetto, DN200 PVC SN8 – coefficiente di scabrezza di Manning di 0.0105 s/m^{1/3} – e pendenza di posa 0.2%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN200 - p = 0.2%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN200 - p = 0.2%



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

Tr = 10 anni

RIMINI																				
tp < 1 ora																				
Tr	a	n																		
10	43.23	0.67																		
30	54.64	0.73																		
tp >= 1 ora																				
Tr	a	n																		
10	40.86	0.28																		
30	51.09	0.27																		
			t rete			10 minuti														
			t accesso			10 minuti														
			tc			20 minuti														
			approssimo a			20 minuti														
tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione
d	20 min	durata prec.	d	40 min	durata prec.	d	60 min	durata prec.	d	120 min	durata prec.	d	150 min	durata prec.	d	167 min	durata prec.	d	250 min	durata prec.
i (tc)	62.12 mm/h		i (tc)	62.12 mm/h		i (tc)	90.12 mm/h		i (tc)	90.12 mm/h		i (tc)	90.12 mm/h		i (tc)	90.12 mm/h		i (tc)	90.12 mm/h	
i (d)	62.12 mm/h		i (d)	49.42 mm/h		i (d)	40.86 mm/h		i (d)	24.81 mm/h		i (d)	21.12 mm/h		i (d)	19.55 mm/h		i (d)	14.62 mm/h	
A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq	
Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64	
Qmax	817.26 l/s		Qmax	817.26 l/s		Qmax	1185.64 l/s		Qmax	1185.64 l/s		Qmax	1185.64 l/s		Qmax	1185.64 l/s		Qmax	1185.64 l/s	
Qin(max)	817.26 l/s		Qin(max)	650.16 l/s		Qin(max)	537.56 l/s		Qin(max)	326.35 l/s		Qin(max)	277.91 l/s		Qin(max)	257.24 l/s		Qin(max)	192.39 l/s	
Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 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	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00
20.00	817.26	74.00	20.00	650.16	74.00	20.00	537.56	74.00	20.00	326.35	74.00	20.00	277.91	74.00	20.00	257.24	74.00	20.00	192.39	74.00
20.00	817.26	74.00	40.00	650.16	74.00	60.00	537.56	74.00	120.00	326.35	74.00	150.00	277.91	74.00	167.00	257.24	74.00	250.00	192.39	74.00
40.00	0.00	74.00	60.00	0.00	74.00	80.00	0.00	74.00	140.00	0.00	74.00	170.00	0.00	74.00	187.00	0.00	74.00	270.00	0.00	74.00
x	1.81 min		x	2.28 min		x	2.75 min		x	4.54 min		x	5.33 min		x	5.75 min		x	7.69 min	
Vol_out	169.57 mc		Vol_out	256.30 mc		Vol_out	342.99 mc		Vol_out	601.49 mc		Vol_out	731.18 mc		Vol_out	804.77 mc		Vol_out	1164.69 mc	
Vol_in	980.72 mc		Vol_in	1560.39 mc		Vol_in	1935.21 mc		Vol_in	2349.72 mc		Vol_in	2501.21 mc		Vol_in	2577.54 mc		Vol_in	2885.82 mc	
Vol_ecc	811.15 mc		Vol_ecc	1304.09 mc		Vol_ecc	1592.22 mc		Vol_ecc	1748.23 mc		Vol_ecc	1770.03 mc		Vol_ecc	1772.78 mc		Vol_ecc	1721.13 mc	

Tr = 30 anni

RIMINI																				
tp < 1 ora																				
Tr	a	n																		
10	43.23	0.67																		
30	54.64	0.73																		
tp >= 1 ora																				
Tr	a	n																		
10	40.86	0.28																		
30	51.09	0.27																		
			t rete			10 minuti														
			t accesso			10 minuti														
			tc			20 minuti														
			approssimo a			20 minuti														
tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione	tc	20 min	t. corrvazione
d	20 min	durata prec.	d	40 min	durata prec.	d	60 min	durata prec.	d	120 min	durata prec.	d	180 min	durata prec.	d	211 min	durata prec.	d	270 min	durata prec.
i (tc)	73.51 mm/h		i (tc)	73.51 mm/h		i (tc)	113.93 mm/h		i (tc)	113.93 mm/h		i (tc)	113.93 mm/h		i (tc)	113.93 mm/h		i (tc)	113.93 mm/h	
i (d)	73.51 mm/h		i (d)	60.96 mm/h		i (d)	51.09 mm/h		i (d)	30.80 mm/h		i (d)	22.91 mm/h		i (d)	20.40 mm/h		i (d)	17.04 mm/h	
A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq		A	74'003 mq	
Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64		Coff. Defl.	0.64	
Qmax	967.08 l/s		Qmax	967.08 l/s		Qmax	1498.86 l/s		Qmax	1498.86 l/s		Qmax	1498.86 l/s		Qmax	1498.86 l/s		Qmax	1498.86 l/s	
Qin(max)	967.08 l/s		Qin(max)	802.01 l/s		Qin(max)	672.14 l/s		Qin(max)	405.24 l/s		Qin(max)	301.41 l/s		Qin(max)	268.40 l/s		Qin(max)	224.19 l/s	
Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 l/s		Qout	74.00 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	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	74.00
20.00	967.08	74.00	20.00	802.01	74.00	20.00	672.14	74.00	20.00	405.24	74.00	20.00	301.41	74.00	20.00	268.40	74.00	20.00	224.19	74.00
20.00	967.08	74.00	40.00	802.01	74.00	60.00	672.14	74.00	120.00	405.24	74.00	180.00	301.41	74.00	211.00	268.40	74.00	270.00	224.19	74.00
40.00	0.00	74.00	60.00	0.00	74.00	80.00	0.00	74.00	140.00	0.00	74.00	200.00	0.00	74.00	231.00	0.00	74.00	290.00	0.00	74.00
x	1.53 min		x	1.85 min		x	2.20 min		x	3.65 min		x	4.91 min		x	5.51 min		x	6.60 min	
Vol_out	170.81 mc		Vol_out	258.22 mc		Vol_out	345.44 mc		Vol_out	605.41 mc		Vol_out	866.23 mc		Vol_out	1001.20 mc		Vol_out	1258.34 mc	
Vol_in	1160.49 mc		Vol_in	1924.83 mc		Vol_in	2419.72 mc		Vol_in	2917.72 mc		Vol_in	3255.28 mc		Vol_in	3397.98 mc		Vol_in	3631.89 mc	
Vol_ecc	989.68 mc		Vol_ecc	1666.62 mc		Vol_ecc	2074.28 mc		Vol_ecc	2312.31 mc		Vol_ecc	2389.04 mc		Vol_ecc	2396.78 mc		Vol_ecc	2373.55 mc	