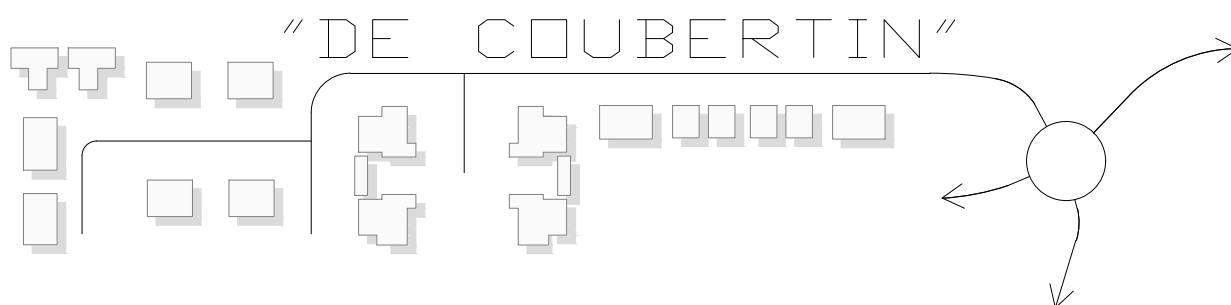




COMUNE DI CASTENASO

PROVINCIA DI BOLOGNA

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DI INIZIATIVA PRIVATA COMPARTO:



SOGGETTO ATTUATORE:
Castenaso Immobiliare s.r.l.

PROGETTO RETI IDRAULICHE:
Ing. Andrea Bolognesi



BLUEWORKS srls
Società di Ingegneria
Via Pasubio 4 - 40131 BOLOGNA
c.f. / p.iva 03593141207

PROGETTO ARCHITETTONICO:
Ing. Luca Magri Arch. William Berti

DATA:
05 luglio 2021

ELABORATO:

C.12

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA E CALCOLO
IDRAULICO

SCALA:



Via Nasica, 7 40055 Castenaso (BO) tel./fax + 39 051 787828
email: info@architstudio.it www.architstudio.it

Sommario

1.	Premessa.....	4
2.	Inquadramento normativo.....	6
3.	Rete smaltimento acque meteoriche.....	7
3.1	Struttura della rete.....	7
3.2	Modellazione e verifica.....	9
3.2.1	Il codice di calcolo SWMM 5.1.....	9
3.2.2	Modellazione dell'evento meteorico.....	9
3.2.3	Modelli per il deflusso superficiale.....	9
3.2.4	Modello idraulico per il deflusso in rete.....	11
3.2.5	Schematizzazione della rete.....	11
3.2.6	Le equazioni del modello.....	12
3.2.7	Parametri scelti per le simulazioni.....	14
3.3	Risultati.....	16
3.4	Vasca di laminazione ed invarianza idraulica.....	21
4.	Rete smaltimento acque reflue.....	23
5.	Idraulica stradale via De Coubertin - nuova rotonda.....	25
6.	Specifiche tecniche.....	28
7.	Conclusioni.....	30
Figura 1:	Inquadramento generale dell'area oggetto di intervento (foto estratta da Google Earth).....	4
Figura 2:	Drenaggio acque stato di fatto.....	5
Figura 3:	Schema della rete di smaltimento acque meteoriche.....	7
Figura 4:	Identificazione dei bacini afferenti ai nodi principali della rete.....	8
Figura 5:	Schematizzazione della rete.....	12
Figura 6:	Parametri del modello.....	14
Figura 7:	Parametri nodi e condotti.....	14
Figura 8:	Keyplan profili rami costituenti la rete.....	16
Figura 9:	Andamento profilo principale rosso (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna).....	17
Figura 10:	Andamento profilo rosso (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna).....	17
Figura 11:	Andamento profilo verde (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna).....	18
Figura 12:	Andamento profilo azzurro (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna).....	18
Figura 13:	Andamento del volume nelle vasche di laminazione per evento critico di 3 ore TR10.....	19
Figura 14:	Livello nelle vasche di laminazione con evento critico di 3 ore TR10.....	19
Figura 15:	Livello in vasca di laminazione con evento critico di 3 ore TR25.....	20
Figura 16:	Andamento del volume nelle vasche di laminazione per evento critico di 3 ore TR25.....	20
Figura 17:	Planimetria vasche di laminazione.....	22
Figura 18:	Estratto elaborato C.8 - Schemi reti fognature - Planimetria acque nere.....	24
Figura 19:	Identificazione fosso stradale in via De Coubertin.....	25
Figura 20:	Capacità di smaltimento sezione trapezia corrispondente al fosso esistente in via De Coubertin.....	26
Figura 21:	Capacità di smaltimento condotta circolare in CLS di tombinamento fosso esistente in via De Coubertin.....	27
Figura 23:	Tipologia di griglia UNI EN 124 (water way >700cmq).....	28
Figura 24:	Innesto di fognolo in tubazione centro strada.....	29

1. Premessa

La presente relazione idraulica intende presentare la progettazione delle opere di urbanizzazione riferite alle reti di smaltimento delle acque di origine antropica e delle acque meteoriche prodotte dall'area riguardante *l'Accordo Operativo AMBITO "ANS_C2.1 - De Coubertin"* nel comune di Castenaso (BO).

In Figura 1, con il riquadro di colore rosso, è indicata l'area oggetto di progettazione; il comparto è delimitato a Nord e ad Ovest da porzioni di terreno adibito a campi coltivati, a Sud dalla porzione del medesimo comparto già in fase di costruzione e ad est da Viale Pierre de Coubertin. L'estensione del lotto è di circa 5.20 ha dei quali circa 3.10 ha verranno resi impermeabili.

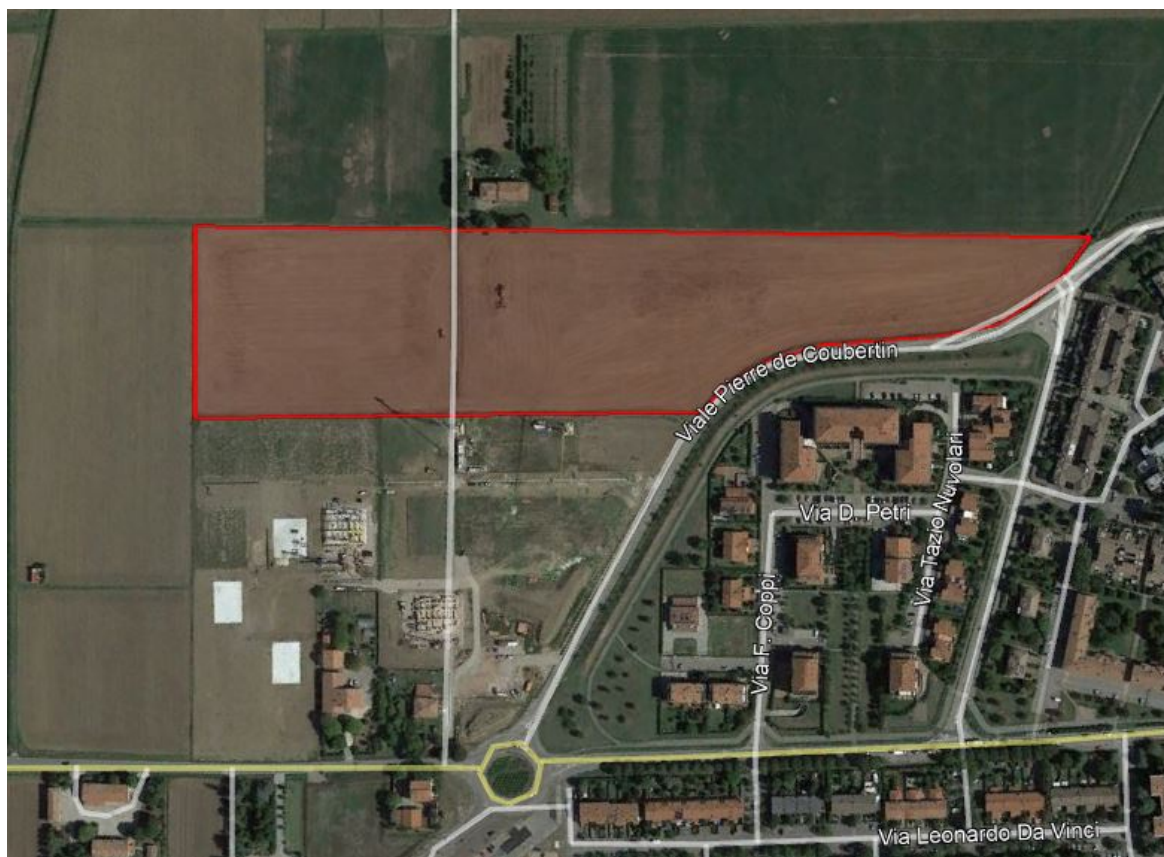


Figura 1: Inquadramento generale dell'area oggetto di intervento (foto estratta da Google Earth)

Il comparto risulta insediato in un areale che nello stato di fatto appare totalmente permeabile e con quote che decrescono da sud a nord in maniera più o meno costante in tutto il sedime da una quota di circa 38.20 a 37.80 m s.l.m. Da un punto di vista idrologico vi sono due punti di recapito delle acque smaltite dal sistema di fossi presenti:

- lo Scolo Dugliolo (freccia verde in Figura 2) che consiste in un canale a cielo aperto. Questo recapito prende in carico le acque drenate dal fosso interpodereale indicato con la freccia arancione nel quale confluisce l'apporto idrico dell'area indicata con la lettera A.
- lo Scolo Lamette (freccia gialla in Figura 2) anch'esso consistente in un canale a cielo aperto rivestito nel suo tratto iniziale. Le acque meteoriche dell'areale B vengono raccolte dal fosso interpodereale rappresentato dalla freccia azzurra in Figura 2 e recapitate nello scolo.

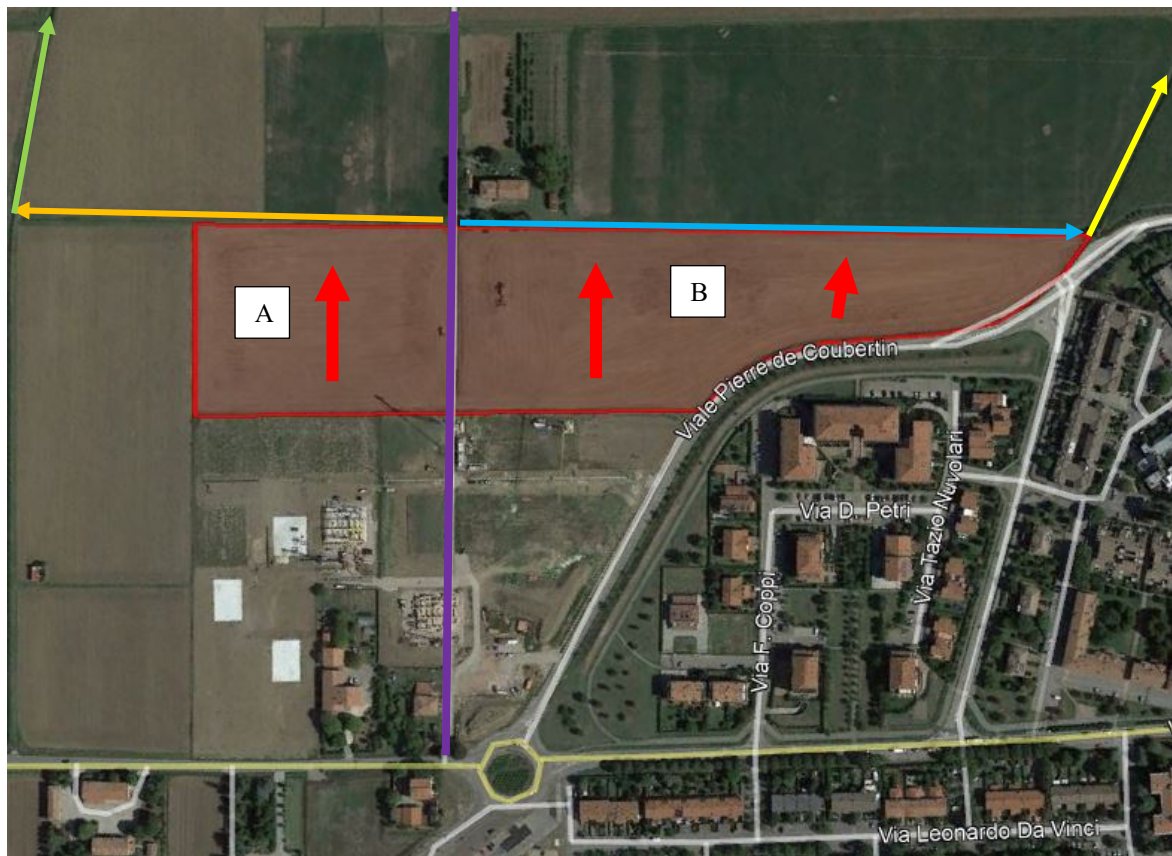


Figura 2: Drenaggio acque stato di fatto

Il comparto verrà in parte impermeabilizzato, come verrà descritto in seguito, ed il contributo meteorico verrà recapitato, previa laminazione, interamente nello Scolo Lamette. Per quanto riguarda la rete di smaltimento acque di origine antropica, il lotto vede un possibile recapito in fognatura mista pubblica collocata in Viale Pierre de Coubertin all'altezza di Viale delle Olimpiadi.

Nei capitoli successivi si presenterà nel dettaglio le scelte progettuali che hanno portato al dimensionamento di entrambe le reti.

2. Inquadramento normativo

- La Regione Emilia Romagna con Atto Deliberativo di Giunta n° 1053 del 9 giugno 2003 ha emanato la direttiva concernente indirizzi per l'applicazione del D.Lgs 11 maggio 1999 n° 152 e ss. mm. e ii. recante disposizioni in materia di tutela delle acque dall'inquinamento.
- In attuazione dell'articolo 39 del D.Lgs 152/99 è stato approvato l'Atto Deliberativo della Giunta della Regione Emilia Romagna n° 286 del 14 febbraio 2005 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne".
- La parte terza del D.Lgs 3 aprile 2006, n° 152 "Norme in materia ambientale" ha abrogato e sostituito il D.Lgs 11 maggio 1999 n° 152.
- Con l'articolo 124, comma 1, D.Lgs 152/06 viene previsto che tutti gli scarichi devono essere preventivamente autorizzati.
- La Regione Emilia Romagna ha successivamente emanato la Legge Regionale 1° giugno 2006, n° 5 con la quale viene confermata la validità giuridica ed applicativa di entrambe le direttive regionali sopra richiamate in attuazione al D.Lgs 152/06 e ss. mm. e ii.
- Con l'Atto Deliberativo della Giunta della Regione Emilia Romagna n° 1860 del 18 Dicembre 2006 vengono emesse le "Linee guida di indirizzo per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia in attuazione della D.G.R. n° 286/05".
- Il Decreto Presidente della Repubblica 19 ottobre 2011, n° 227 ha introdotto criteri di "Semplificazione di adempimenti amministrativi in materia ambientale – scarichi acque – impatto acustico".
- Dgr 569/2019 – Aggiornamento dell'elenco degli agglomerati esistenti di cui alla delibera di Giunta
- Norma UNI 9182 - Impianti di alimentazione e distribuzione d'acqua fredda e calda - Progettazione, installazione e collaudo.
- UNI EN 12056-2:2001 - Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Impianti per acque reflue, progettazione e calcolo.
- UNI EN 12056-3:2001 - Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo.
- Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni - Secondo Ciclo - Dicembre 2019 - Mappe di Pericolosità e Rischio

3. Rete smaltimento acque meteoriche

3.1 Struttura della rete

La rete di smaltimento acque meteoriche vede un ramo di spina principale che recapita le acque raccolte di tutto il comparto nella vasca di laminazione “VL1”, collegata alla vasca “VL2” tramite una tubazione in CLS DN 800 mm, prima di collettare le acque meteoriche dell’area nello Scolo Lamette (punto arancione in Figura 3). La portata rilasciata è regolata da una valvola di tipo Hydroslide che consente di scaricare una portata massima di 52 l/s (ovvero 10 l/s*ha come indicato dalla Bonifica della Renana) per non recare un carico idraulico eccessivo al recapito. La rete è costituita da tubazioni in PEAD da DE 800 mm a DE 630 mm e tubazioni in PVC SN 8 da DN 500 mm a DN 400 mm. La configurazione sottostante in Figura 3 rappresenta il sistema di laminazione combinato della rete.

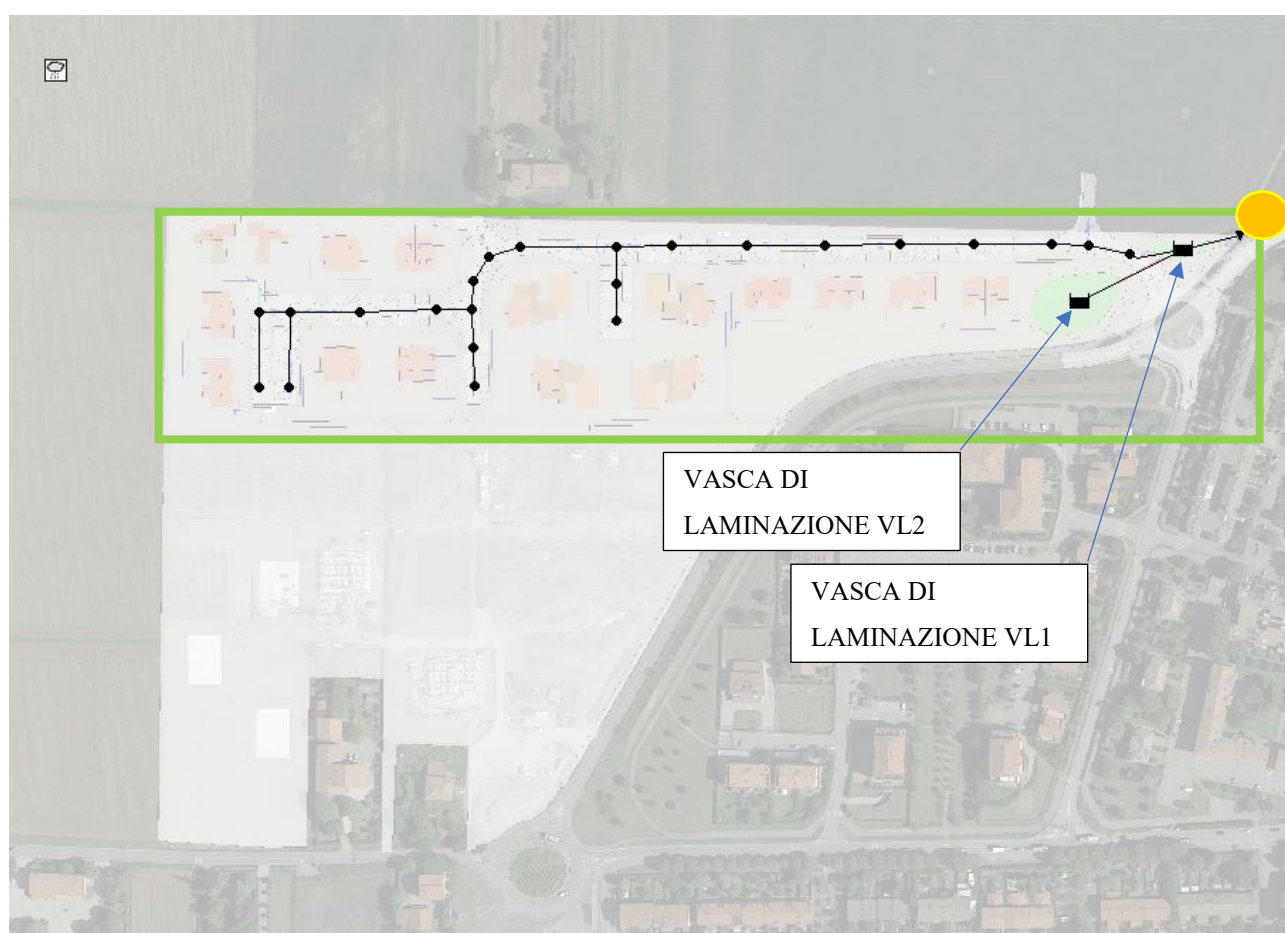


Figura 3: Schema della rete di smaltimento acque meteoriche

Ad ogni nodo della rete sono stati attribuiti dei bacini drenanti (Figura 4) con caratteristiche di deflusso ottemperanti le linee guida di Hera.

Sono stati attribuiti dei coefficienti di afflusso relativi alla conformazione dell’urbanizzazione prevista: le aree gialle (area definita “Misto”) si riferiscono ad aree con un coefficiente di afflusso pari al 65% (preso maggiore alla possibile realtà impermeabilizzata in via cautelativa) corrispondenti ai lotti edificati con presenza di parti verdi e le aree rosse rappresentano i bacini drenanti relativi alle strade e parcheggi assunti, in via cautelativa, con un coefficiente di afflusso pari a 90%.

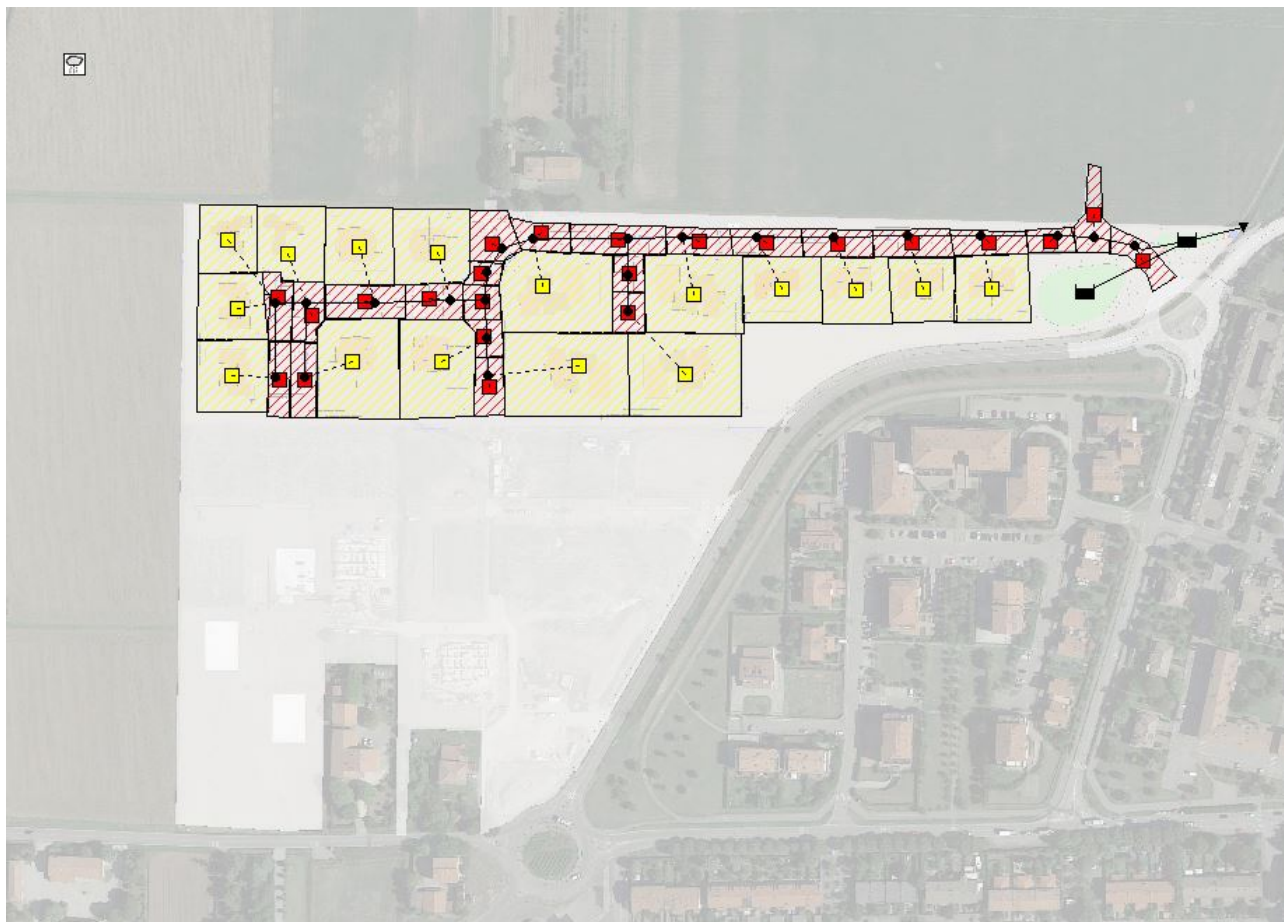


Figura 4: Identificazione dei bacini afferenti ai nodi principali della rete

Lo schema presentato è stato inserito nel software di modellazione di seguito presentato in quanto per via della regolazione di portata nella sezione di scarico e la presenza di vasche di laminazione portano la rete a funzionare con un parziale rigurgito.

3.2 Modellazione e verifica

Per la modellazione della rete di smaltimento acque meteoriche ci si è avvalsi del software di calcolo SWMM 5.1 in quanto il funzionamento è a totale rigurgito per precipitazioni di lunga durata.

3.2.1 Il codice di calcolo SWMM 5.1

Il modello SWMM (EPA Storm Water Management Model) fu sviluppato nel 1969-1971 da tre gruppi: Metcalf & Eddy, University of Florida e Water Resources Engineers. Il suo scopo era di simulare, tramite un modello matematico di tipo deterministico, il comportamento delle aree urbane sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo.

Inizialmente fu sviluppato per studiare i problemi dovuti agli scaricatori di piena delle fognature miste, ma successivamente fu ampiamente utilizzato per studiare problemi idraulici di fognature sia miste che separate e per la valutazione dell'inquinamento non puntuale di origine urbana.

Il modello ha una struttura a "blocchi" o moduli. I principali sono il modulo "MET" per l'inserimento e la gestione dei dati meteorologici; il "Runoff Block" per la generazione del deflusso superficiale sul bacino a partire dalla pioggia; il "Transport Block" per la propagazione all'interno dei condotti fognari delle acque sia nere che bianche in ingresso dalle caditoie. Quest'ultimo viene affiancato e completato dal "Extended Transport Block" (EXTRAN) per la simulazione dinamica del comportamento idraulico della rete.

Nei prossimi paragrafi verranno illustrate le formulazioni che il modello adotta, sia per il deflusso superficiale che per la propagazione all'interno della rete fognaria, sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo descrivendo le varie equazioni alla base dello stesso.

3.2.2 Modellazione dell'evento meteorico

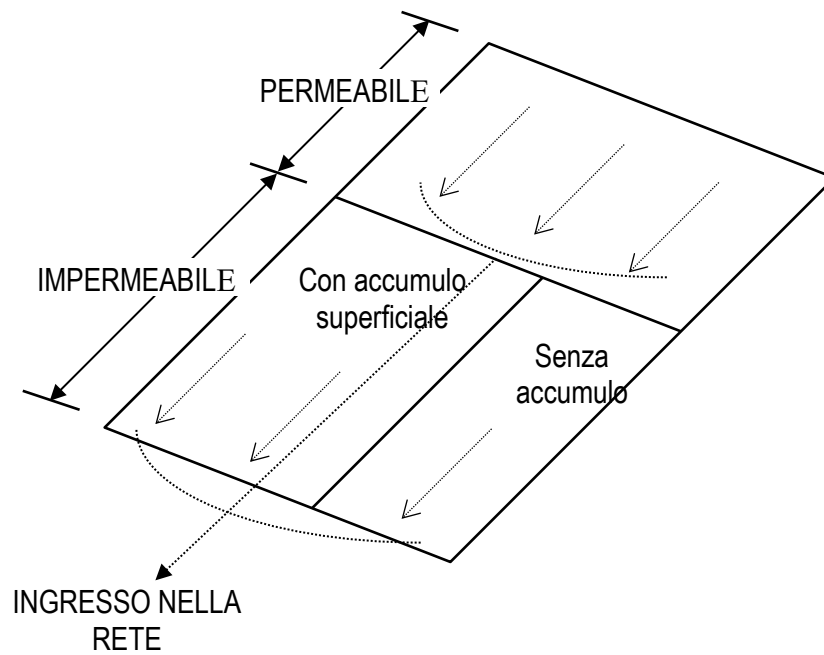
I dati di precipitazione piovosa rivestono grande importanza all'interno dei parametri idrologici richiesti da SWMM. Il programma richiede un'espressione dell'intensità di pioggia in funzione del tempo, per l'intera durata della simulazione. Per simulazioni costituite da un singolo evento, è possibile introdurre i dati di ben 10 diversi pluviometri; se invece si vogliono immettere serie temporali complete, occorre limitarsi ad un solo misuratore di pioggia.

3.2.3 Modelli per il deflusso superficiale

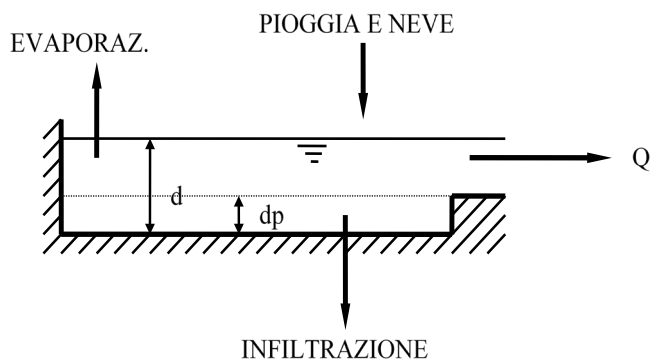
Questo modulo serve per simulare il deflusso sulla superficie del bacino sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo. Il programma ha come input i dati pluviometrici dai quali, calcolando le perdite idrologiche, determina l'input nella rete fognaria. L'intero bacino viene schematizzato come un insieme di sottobacini valutando il deflusso superficiale per ognuno di essi e, combinando poi i vari deflussi in uscita dai sottobacini, con il modulo che esegue la propagazione nei condotti della rete fognaria.

Nel modello SWMM ogni sottobacino viene schematizzato utilizzando tre sub-zone (diventerebbero quattro se si considerasse anche la neve) con cui si rappresentano le diverse proprietà delle superfici. La pendenza di questa superficie ideale viene assunta nella direzione perpendicolare alla larghezza.

Da ogni sub-zona il deflusso passa direttamente nella rete fognaria senza che via siano passaggi da una superficie all'altra (ad esempio non è quindi possibile avere il deflusso dai tetti su altre superfici). La propagazione del deflusso superficiale avviene indipendentemente per ogni sub-zona e viene generato a partire dalla pioggia mediante uno schema a serbatoi non lineari



Con tale schematizzazione si ha un sistema tra l'equazione di continuità e l'equazione del moto, rappresentata dall'equazione di Manning. Lo schema a cui viene fatto riferimento per il calcolo è il seguente:



L'equazione di continuità viene scritta per ogni sub-zona nel seguente modo:

$$\frac{dV}{dT} = A \cdot \frac{dd}{dt} = A \cdot i^* - Q$$

dove:

V volume d'acqua presente nella sotto area [m³];

d altezza d'acqua [m];

t tempo [s];

A superficie della sotto area [m²];

i* intensità di pioggia netta (pioggia caduta meno l'evaporazione e l'infiltrazione) [m/s];

Q portata in uscita dalla sotto area [m³/s].

La portata in uscita viene calcolata con l'equazione di Manning:

$$Q = L \cdot \frac{1}{n} \cdot (d - d_p)^{5/3} \cdot \sqrt{s}$$

dove:

L larghezza della sotto area [m];

n coefficiente di scabrezza di Manning [s/m^{1/3}];

d_p accumulo nelle depressioni superficiali [m];

s pendenza del sottobacino versante [m/m].

L'equazione di continuità e l'equazione del moto possono essere combinate in una equazione differenziale non lineare che può essere risolta nell'incognita d'altezza d'acqua presente sul bacino. L'equazione del serbatoio non lineare è quindi:

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{L}{A \cdot n} \cdot (d - d_p)^{5/3} \cdot \sqrt{s}$$

Per ogni passo temporale tale equazione viene risolta con uno schema alle differenze finite. I valori di portata in ingresso ed in uscita sono forniti come valore medio sul passo temporale stabilito. Nel modello SWMM l'infiltrazione nelle superfici permeabili può essere valutata mediante l'equazione di Horton o in alternativa con l'equazione di Green-Ampt o il metodo Curve Number, sviluppato dallo US Soil Conservation Service.

3.2.4 Modello idraulico per il deflusso in rete

Il modulo "Transport" consente di eseguire la propagazione dell'onda di piena in ingresso dai pozzetti all'interno dei condotti della rete fognaria. Gli elementi essenziali che compongono la rete fognaria sono i pozzetti ed i condotti. Nei primi si ha l'immissione del deflusso proveniente dai sottobacini, il quale, una volta entrato nella rete fognaria, si propaga all'interno dei condotti mediante il modulo Extran (Figura 5). La Figura 5 mostra come Extran sia in grado di simulare condotti, pozzetti (di semplice ispezione o di confluenza), soglie, luci, impianti di sollevamento (in linea o fuori linea), vasche di accumulo e scaricatori di varie tipologie. I risultati dell'elaborazione possono venire espressi (in forma numerica e grafica) in termine di andamenti delle portate e delle velocità nei condotti in esame, ma anche come livelli e profondità all'interno dei nodi. Extran utilizza una metodologia di descrizione della rete, tramite i nodi di collegamento, la quale facilita la rappresentazione della realtà fisica e la soluzione delle equazioni in moto gradualmente variato (De.Saint Venant), che stanno alla base del modello matematico.

3.2.5 Schematizzazione della rete

Come illustrato nella successiva Figura 4, il sistema fognario viene schematizzato come una sequenza di rami (condotti) e nodi. I condotti veicolano il flusso da nodo a nodo.

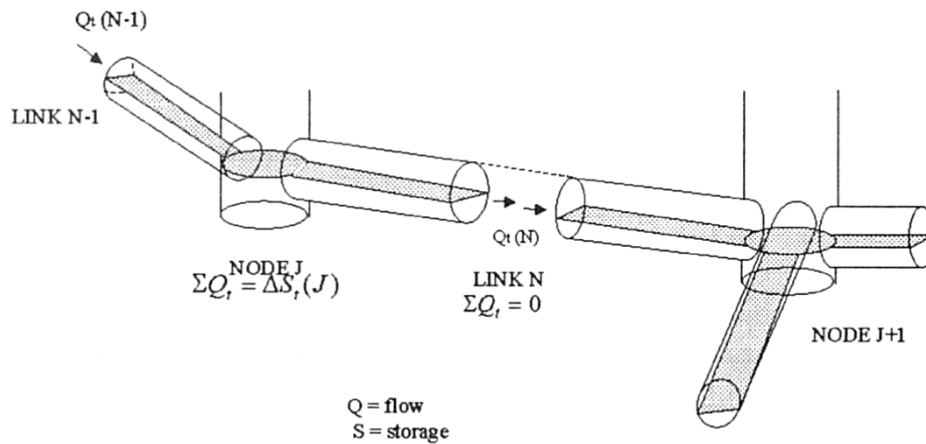


Figura 5: Schematizzazione della rete

La principale variabile indipendente per quanto riguarda i condotti è la portata (Q). Si tratta della portata media all'interno di ciascun tubo, assunta costante durante il singolo intervallo di tempo. La velocità e la sezione bagnata o l'altezza idrica possono invece variare all'interno del tubo

I nodi sono gli elementi di compenso del sistema e corrispondono nella realtà ai pozzetti di ispezione o alle confluenze tra i condotti. La principale variabile dipendente è il carico (H), il quale può variare ad ogni passo temporale. Gli ingressi (idrogrammi) e le uscite (soglie sfioranti) si verificano idealmente sempre ai nodi. Il volume del nodo é, in ogni istante, equivalente a quello presente nella metà della lunghezza dei tubi connessi al nodo stesso. Il cambiamento del volume contenuto all'interno del nodo durante l'intervallo di tempo assegnato costituisce il fondamento dei calcoli di carichi e portate citati in precedenza.

3.2.6 Le equazioni del modello

Le equazioni differenziali fondamentali per l'analisi del comportamento della rete fognaria derivano da quelle per il moto vario nei canali a pelo libero, meglio note come equazioni di De St. Venant. La prima di tali relazioni è l'equazione di continuità

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

dove:

A = sezione del condotto

Q = portata,

x = distanza lungo l'asse del condotto

t = tempo.

La seconda é l'equazione del moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0$$

dove:

g = accelerazione di gravità,
 H = $z + h$ = carico idraulico,
 z = quota fondo condotto,
 h = tirante idrico,
 S_f = cadente piezometrica. (La pendenza del fondo é inclusa nel gradiente di H).

Extran utilizza l'equazione del momento nei rami ed una speciale equazione "condensata" di continuità ai nodi; in questo modo vi é conservazione del moto nei condotti e continuità di massa nei pozzetti.

Per lo specifico utilizzo all'interno del motore di calcolo, l'equazione del moto viene combinata con quella di continuità per dar vita ad una nuova equazione, che possa essere risolta lungo ogni ramo, ad ogni passo temporale.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0$$

dove:

Q = portata nel condotto,
 V = velocità nel condotto,
 A = area bagnata,
 H = $z + h$ = carico idraulico,
 S_f = cadente piezometrica. (definita dall'equazione di Manning)

$$S_f = \frac{k}{gAR^{4/3}} Q|V|$$

dove:

k = gn^2 (nel sistema metrico decimale)
 n = coefficiente di scabrezza secondo Manning,
 g = accelerazione di gravità,
 R = raggio idraulico.

Le elaborazioni rami-nodi, possono essere estese in modo da includere dispositivi che derivano la fognatura nera da una mista o che alleggeriscono il carico delle acque bianche tramite scaricatori di piena. In Extran, tutte le derivazioni si considerano concentrate ai nodi e sono trattate come trasferimenti inter-nodali. Fra i dispositivi per la regolazione della portata inclusi nel programma, vi sono: stramazzi (frontali e laterali), luci a battente, impianti di sollevamento e scarichi.

Le successive Figura 5 e Figura 6 riassumono i parametri di cui il modello necessita per definire gli elementi superficiali (sottobacini) e gli elementi della rete (nodi, condotti)



Figura 6: Parametri del modello



Dopo aver costruito la rete ed attribuito i bacini drenanti si è passato al calcolo delle intensità di pioggia legate alla durata delle precipitazioni ed al tempo di ritorno.

Per la zona di Castenaso si sono adottati i valori di “a” ed “n”, coefficienti della curva di possibilità pluviometrica, indicati nella tabella seguente (Tabella 2: Parametri a ed n per la provincia di Bologna). Con questi valori si sono calcolate le intensità di pioggia per le varie durate con un tempo di ritorno di 10 anni (come indicato nelle Linee Guida di Hera) per verificare la rete di collettori mentre, in favore di sicurezza, sono state verificate le vasche di laminazione per un tempo di ritorno di 10 anni e di 25 anni.

I valori di “a” ed “n”, coefficienti della curva di possibilità pluviometrica, usati per la simulazione di verifica delle vasche sono stati assunti anch’essi pari ai valori riportati in Tabella 2.

Tabella 1: Coefficienti di afflusso indicati nelle linee guida di Hera

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

Tabella 2: Parametri a ed n per la provincia di Bologna

TR	Tempo di corrivazione			
	< 1 ora		> 1 ora	
	a	n	a	n
5	32.70	0.449	30.97	0.297
10	38.63	0.469	36.64	0.290
25	46.12	0.487	43.82	0.284

L’area, oggetto di progettazione, per dimensioni e caratteristiche altimetriche è destinata ad essere messa in crisi da piogge di forte intensità e breve durata; il tempo di corrivazione di detto bacino, inteso come tempo di accesso alla rete più tempo di percorrenza di tutte le condotte, della goccia di acqua piovuta nel punto più distante dalla sezione di chiusura del bacino scolante medesimo, non si spinge sicuramente oltre 30-40 minuti.

Al contrario il tempo critico per dimensionare correttamente la vasca di laminazione imponendo una portata di uscita imposta di 10 l/s per ha di superficie ovvero pari a **52 l/s** è di circa 3 ore.

Di seguito verranno riportati i risultati per gli eventi più significativi riguardanti la rete e il volume di laminazione.

3.3 Risultati

Di seguito vengono presentati i risultati più significativi per la rete in esame ovvero quelli riferiti all'evento di breve durata e forte intensità pari a 30 minuti e quello di bassa intensità ma di lunga durata.

La prima tipologia di evento è quella più critica per il riempimento dei condotti della rete in quanto essa si trova a dover gestire un forte apporto idrico in un tempo limitato. In Figura 9, Figura 10, Figura 11 e Figura 12 sono presentati i gradi di riempimento dei profili della rete. Si fa presente che questa rete, come già accennato, lavorerà in alcune situazioni a rigurgito portando alcuni rami ad un grado di riempimento poco superiore a quello richiesto pari all'80% per circa 6/7 minuti ogni 10 anni. Tuttavia le condotte della rete non vanno mai in pressione. Le velocità in rete sono sempre garantite non inferiori a 0.4 m/s e non superiori a 5 m/s.

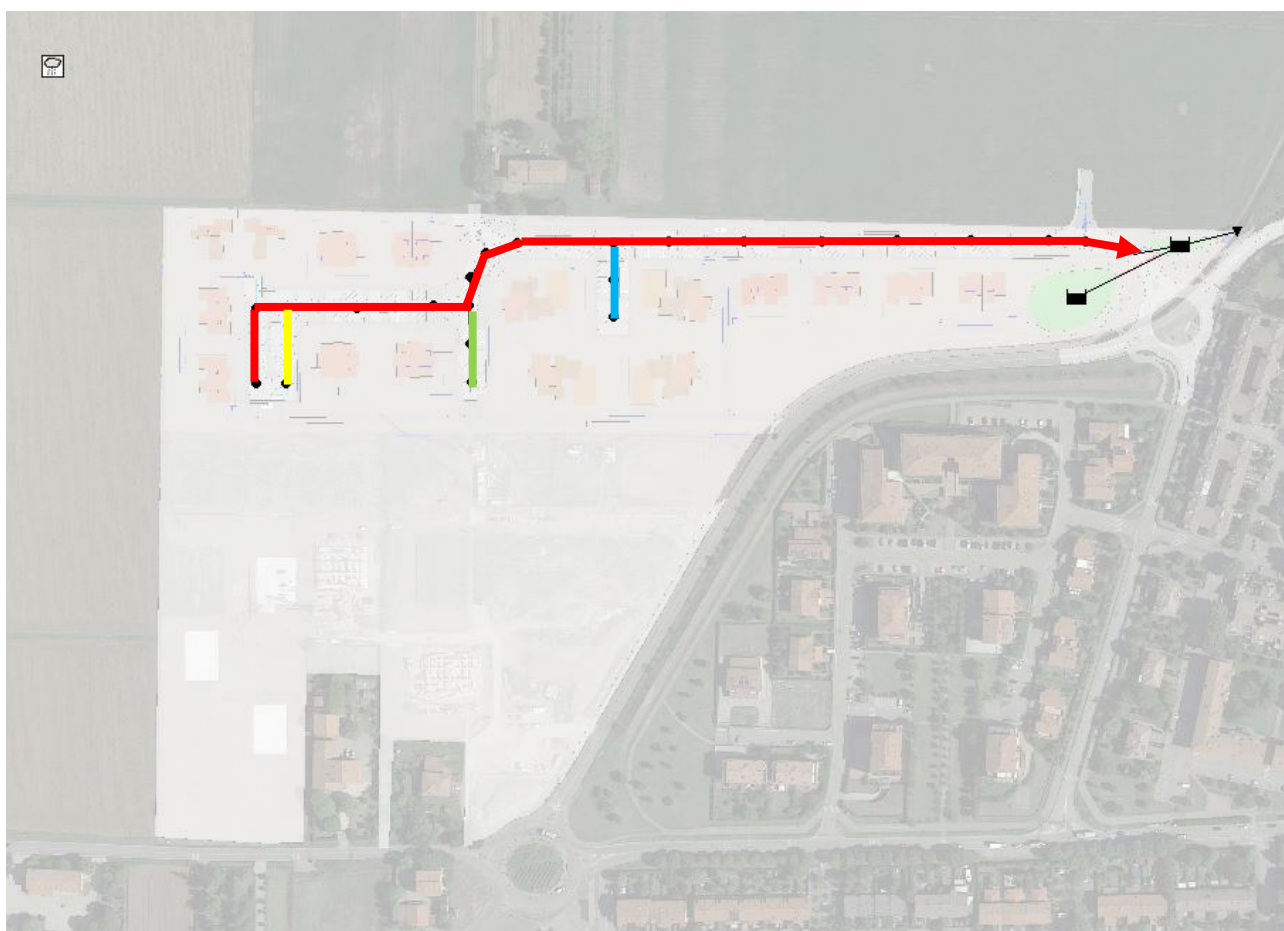


Figura 8: Keyplan profili rami costituenti la rete

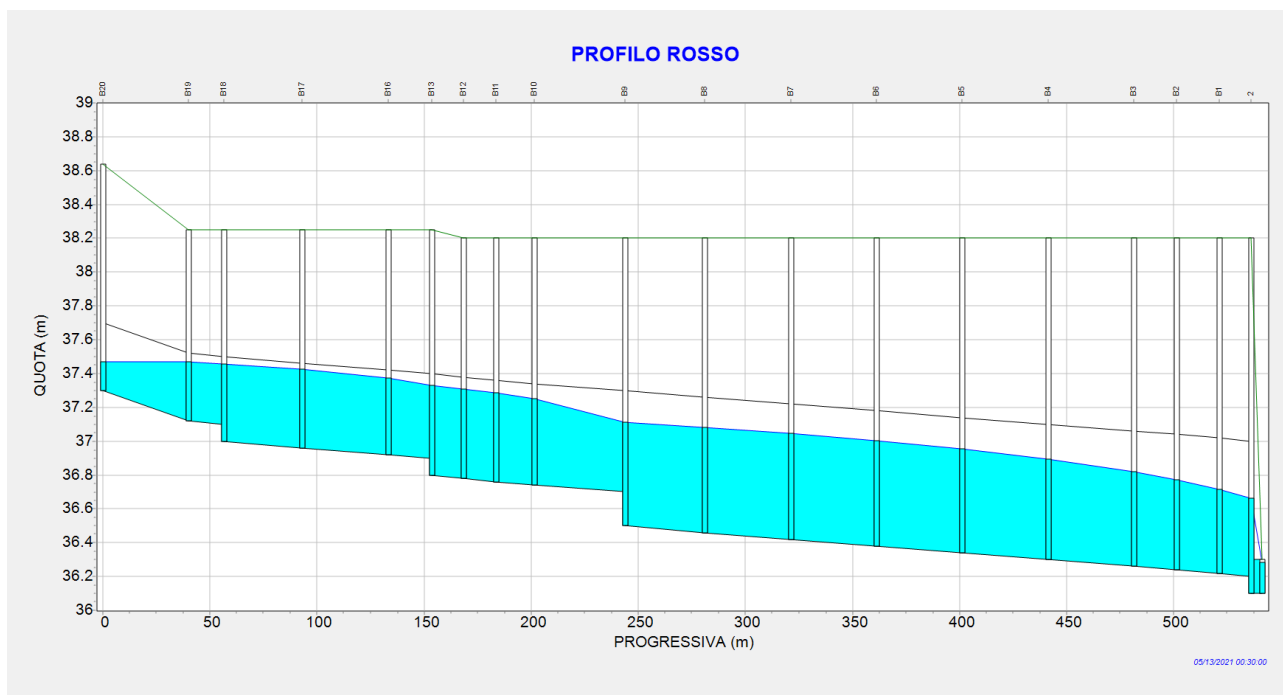


Figura 9: Andamento profilo principale rosso (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna)

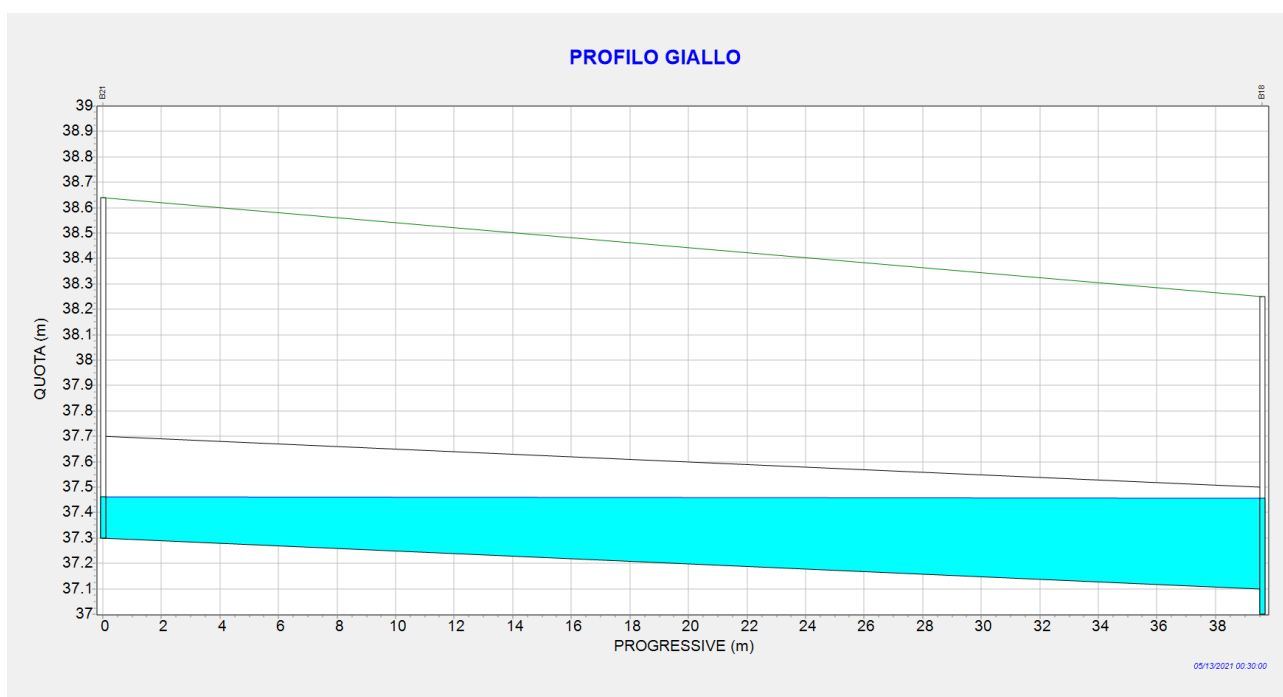


Figura 10: Andamento profilo rosso (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna)

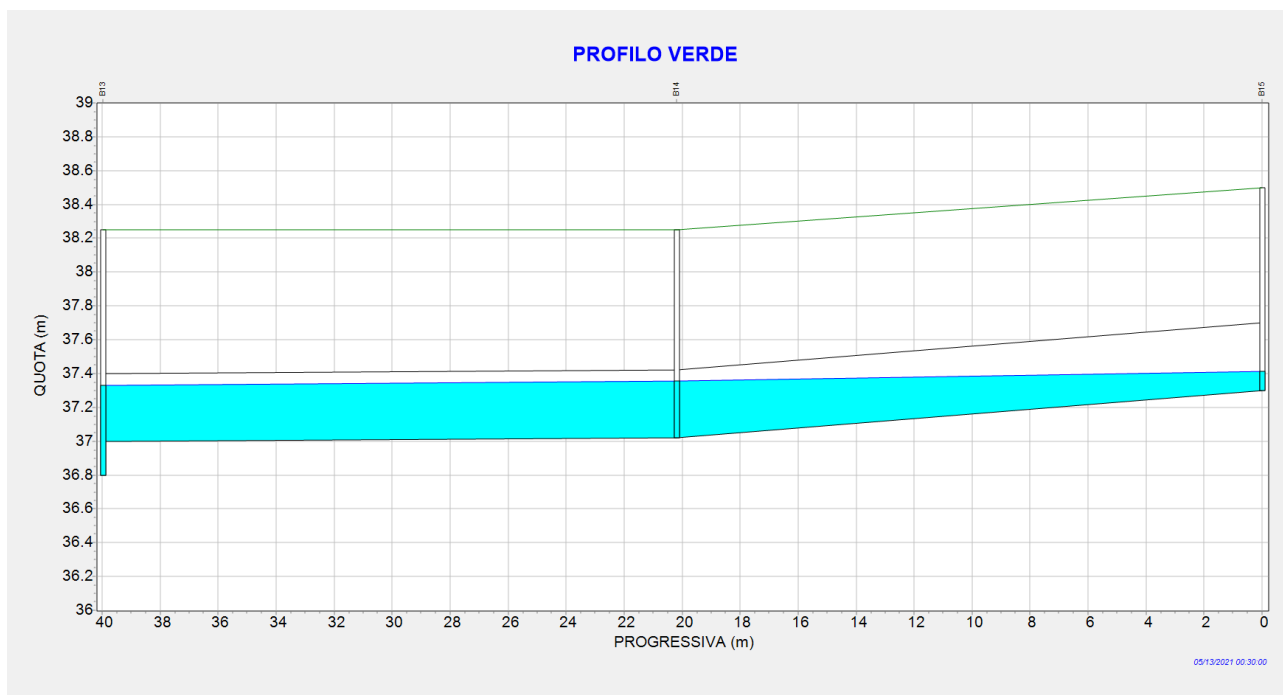


Figura 11: Andamento profilo verde (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna)

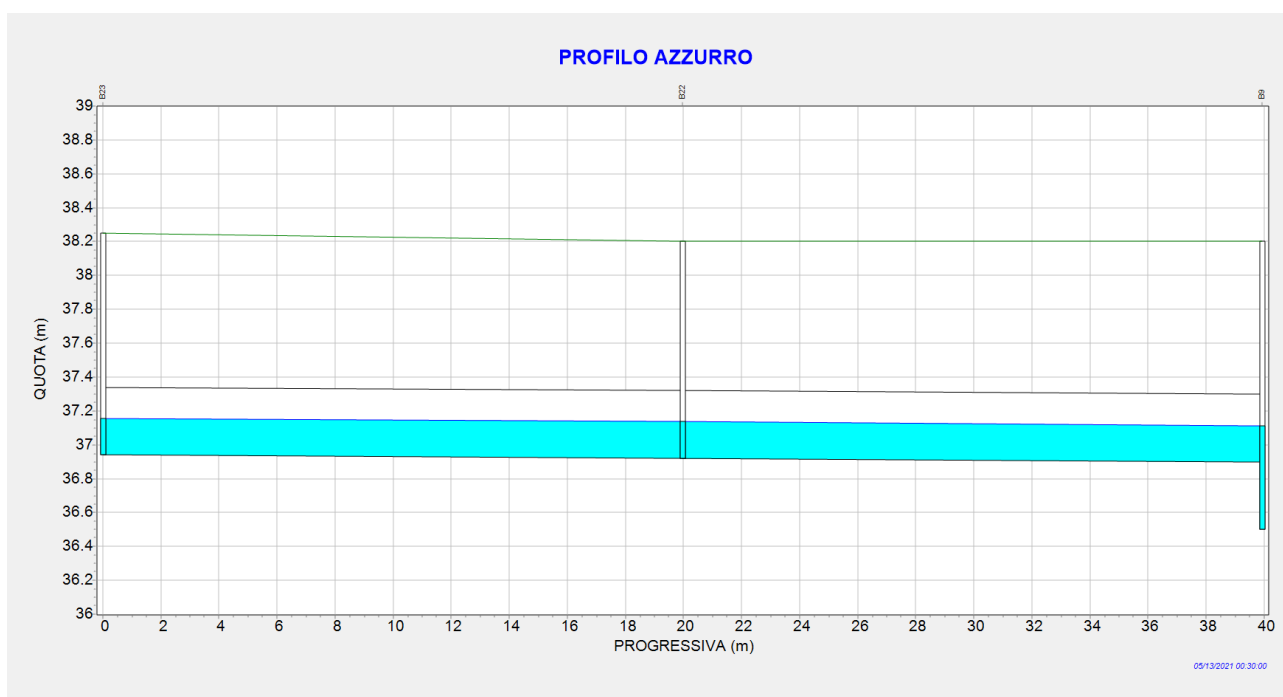


Figura 12: Andamento profilo azzurro (Pioggia Costante 30 minuti TR10 Bologna)

Il secondo evento simulato è quello di scarsa intensità ma lunga durata che rappresenta quello critico per la vasca. In Figura 13 e Figura 14 si mostra rispettivamente l'andamento del volume in entrambe le vasche di laminazione e l'andamento del livello. Notiamo come si raggiungano volumi di poco più di 2500 mc e livelli prossimi al metro. La vasca di laminazione è stata dimensionata per garantire questi volumi critici.

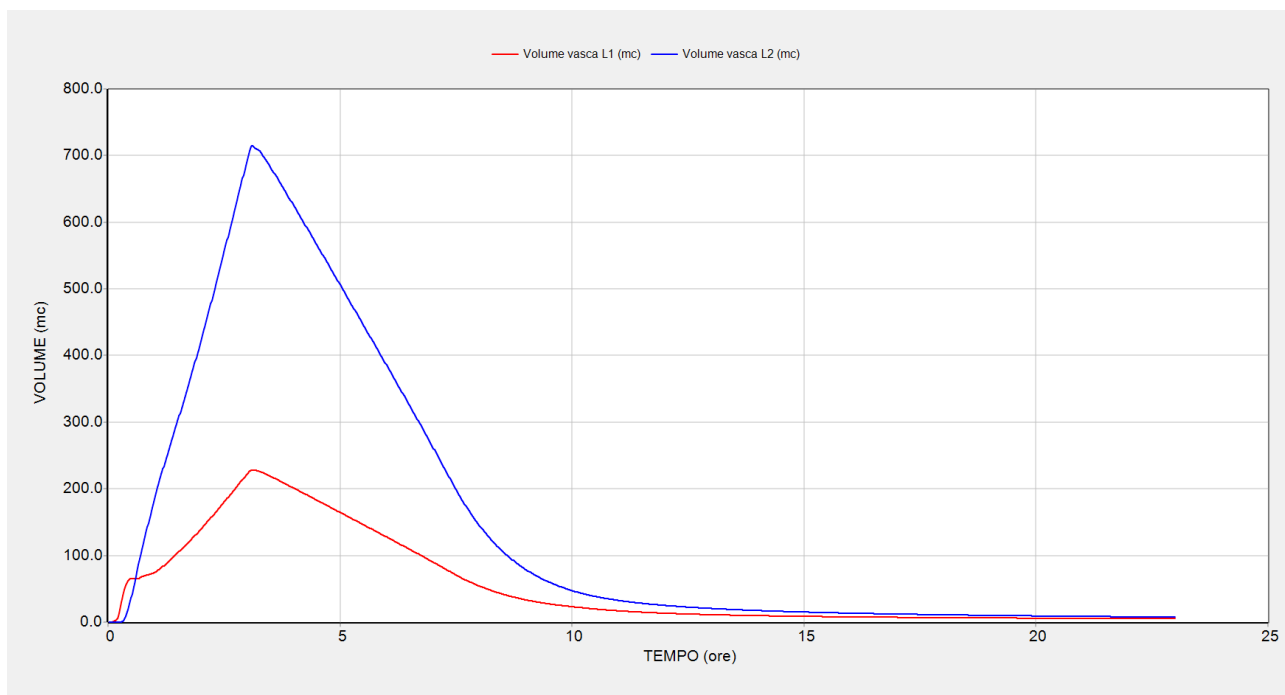


Figura 13: Andamento del volume nelle vasche di laminazione per evento critico di 3 ore TR10

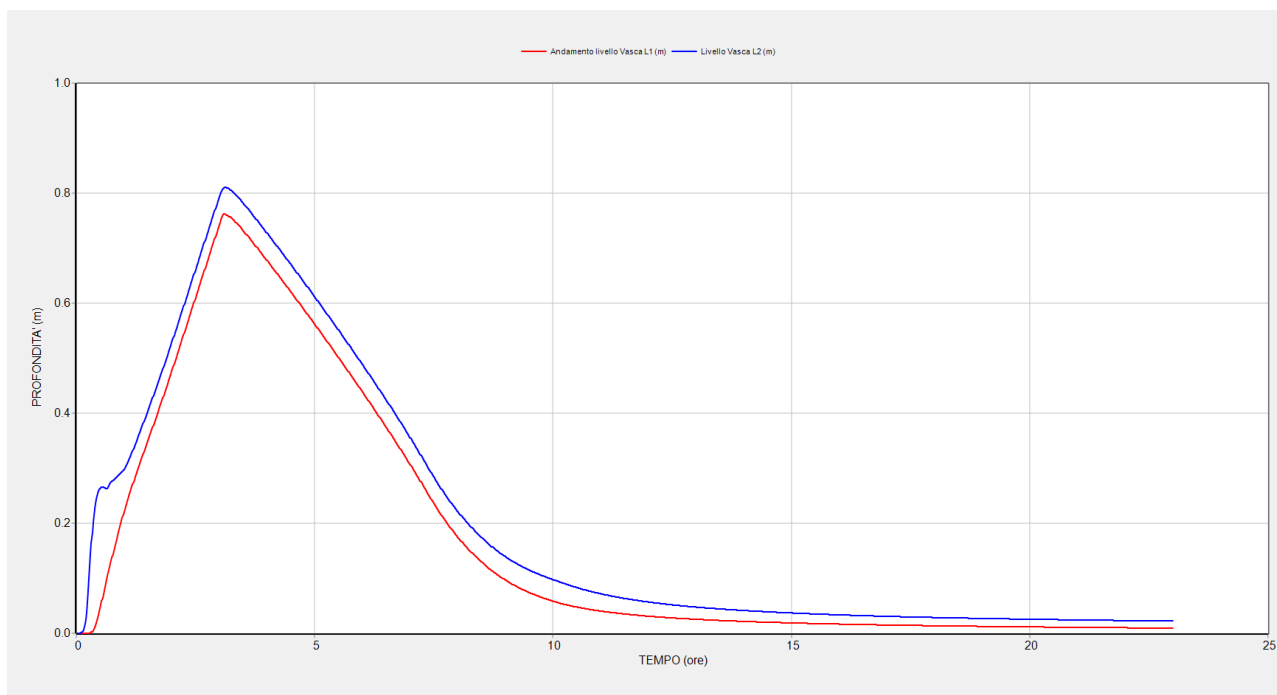


Figura 14: Livello nelle vasche di laminazione con evento critico di 3 ore TR10

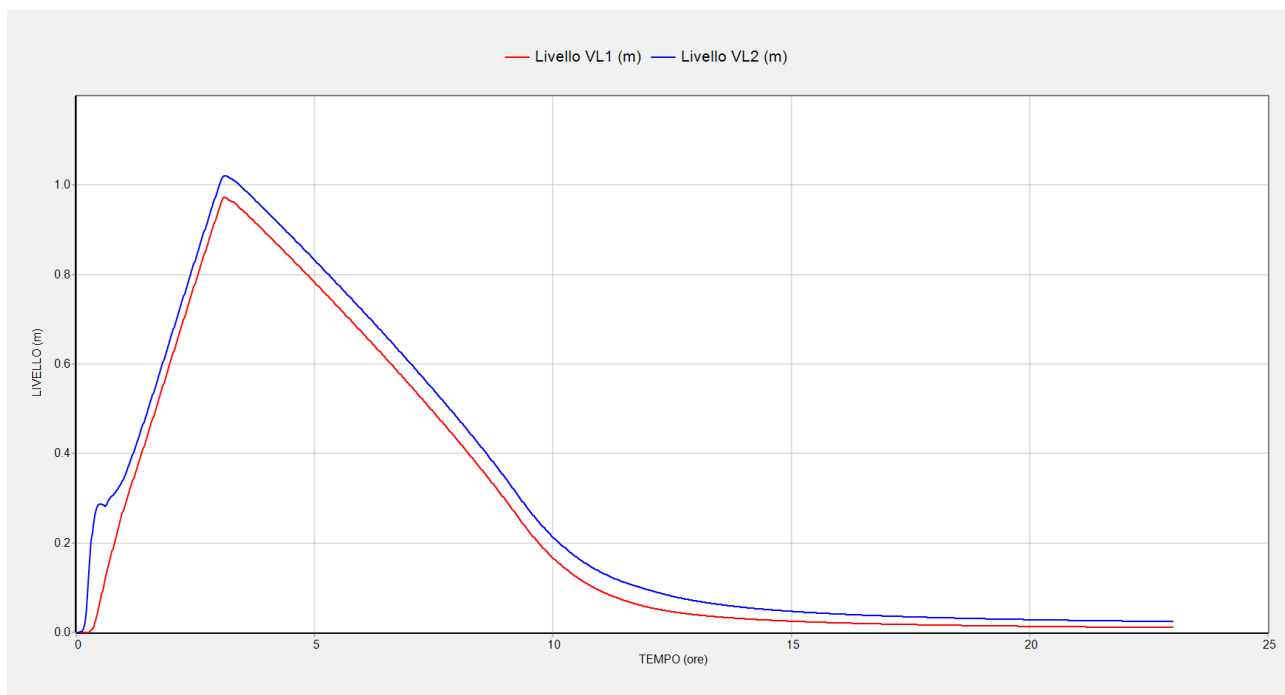


Figura 15: Livello in vasca di laminazione con evento critico di 3 ore TR25

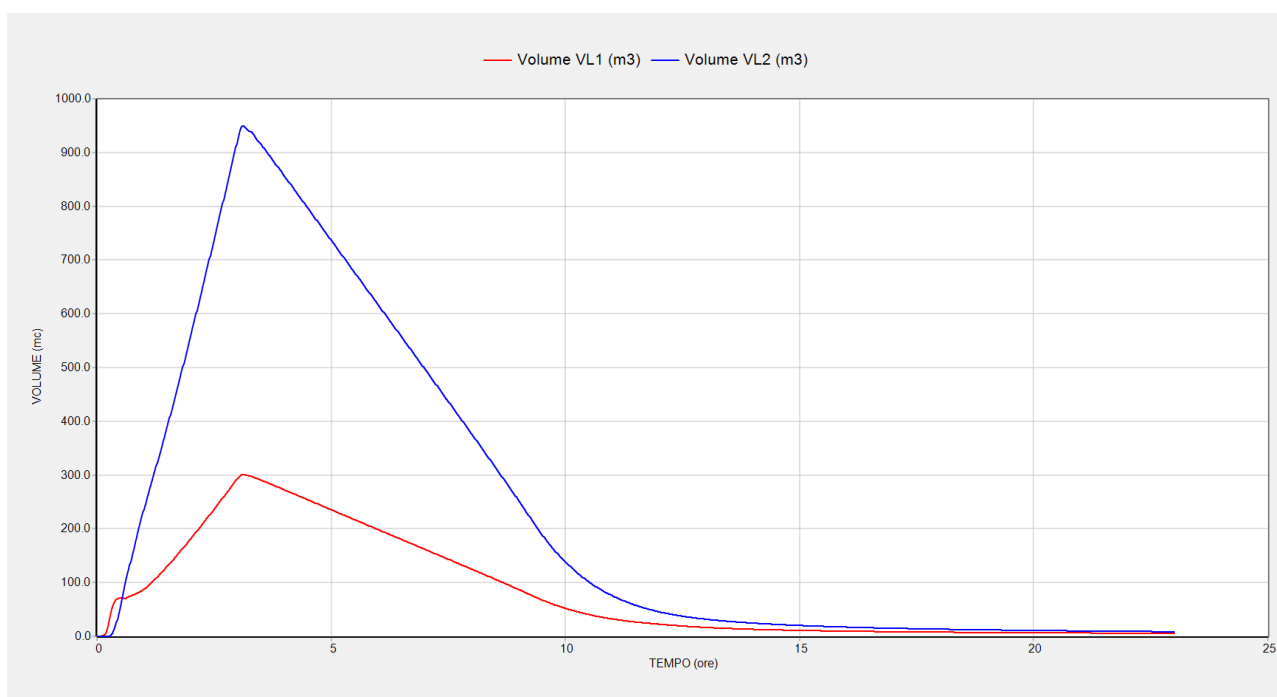


Figura 16: Andamento del volume nelle vasche di laminazione per evento critico di 3 ore TR25

3.4 Vasca di laminazione ed invarianza idraulica

Vista la conformazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche ed il funzionamento della stessa, la vasca di laminazione ha funzione di invasare la quota parte delle precipitazioni che la rete non riesce ad invasare e smaltire durante precipitazioni di scarsa intensità ma lunga durata. L'Art. 20 delle norme del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico riguardante il controllo degli apporti d'acqua riporta la seguente dicitura:

“Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento e di favorire il riuso di tale acqua, per le aree ricadenti nel territorio di pianura e pedecollina indicate nelle tavole del “Titolo II Assetto della Rete Idrografica” i Comuni prevedono nelle zone di espansione, per le aree non già interessate da trasformazioni edilizie, che la realizzazione di interventi edilizi sia subordinata alla realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 m³ per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto che non scolino, direttamente o indirettamente e considerando saturo d'acqua il terreno, nel sistema di smaltimento delle acque meteoriche; sono inoltre escluse le superfici dei sistemi di raccolta a cielo aperto. Gli strumenti di pianificazione dovranno garantire il permanere delle destinazioni d'uso e delle caratteristiche funzionali delle aree, riguardanti i contenuti del presente articolo, a meno di un'adeguata modifica, ove necessario, dei sistemi di raccolta.”

La Bonifica della Renana assume la quantificazione sopra descritta riguardo la quantità dei metri cubi di laminazione per ettaro impermeabilizzato ovvero 500 mc per ettaro di superficie territoriale resa impermeabile oppure identifica la portata massima scaricabile nel corpo idrico ricettore in 10 l/s per ettaro di superficie.

Nel nostro caso il comparto ha un'estensione di 5.20 ha e quindi si è calcolata la portata massima scaricabile utilizzando il valore sopra indicato di 10 l/s*ha.

La portata massima in uscita dal comparto usata nelle simulazioni, che è stata necessaria per dimensionare la rete e la vasca stessa, è di **52 l/s**. Questo valore garantisce l'invarianza idraulica del lotto oggetto di urbanizzazione.

Per quanto riguarda la volumetria totale delle due vasche, si è ottemperato ai requisiti di normativa rispettando le indicazioni dei 500 mc/ha impermeabilizzato che impongono un volume di laminazione minimo di 1550 mc. Non essendo possibile ricavare tale volume con una sola vasca per ragioni di spazio, si è scelto di progettare due vasche comunicanti tramite una tubazione in CLS DN 800 mm. La vasca denominata VL1 in prossimità dello scarico, ha una

volumetria totale di invaso pari a **363.47 mc** mentre la vasca denominata VL2, che risulta la più grande, ha una volumetria di invaso pari a **1212.54 mc**. Il volume totale di invaso raggiunto è pari a **1576.01 mc**.

Si è potuto dimostrare che l'unione delle vasche di laminazione ed il parziale funzionamento a rigurgito della rete permettono di garantire un rilascio della portata massima a fronte di un invaso in condizioni più gravose di circa **1250 mc** calcolati con precipitazioni a tempo di ritorno 25 anni rendendo cautelativo il dimensionamento con parametri di 500 mc/ha*imp.

La vasca di laminazione VL1 ha pendenza delle sponde 2:3 con una quota alla testa della scarpata di 38.10 m s.l.m., la quota di fondo vasca ne punto di scarico è di 36.10 m s.l.m. mentre nella sezione di sbocco del condotto comunicante tra le due vasche ha quota 36.15 m s.l.m. per garantire una lieve pendenza per favorire lo scarico. La quota di massimo invaso è circa 37.40 m s.l.m. garantendo un volume di massimo invaso di 363.47 mc con un franco di sicurezza di 0.70 m.

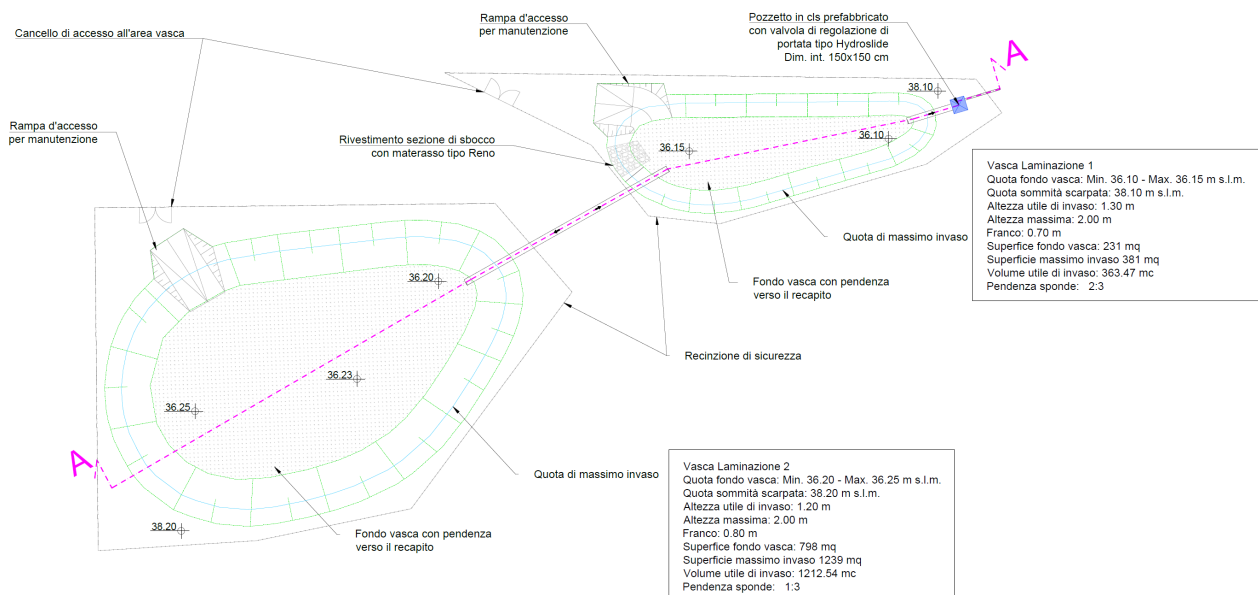


Figura 17: Planimetria vasche di laminazione

La vasca di laminazione VL2 ha pendenza delle sponde 1:3 con una quota alla testa della scarpata di 38.20 m s.l.m., la quota di fondo vasca nel punto di scarico è di 36.20 m s.l.m. mentre nella sezione più lontana ha quota 36.25 m s.l.m. per garantire una lieve pendenza per favorire lo scarico. La quota di massimo invaso è circa 37.40 m s.l.m. garantendo un volume di massimo invaso di 1212.54 mc.

Entrambe le vasche saranno recintate ed è stata prevista una rampa di accesso per la manutenzione interna.

4. Rete smaltimento acque reflue

La rete in esame, come anticipato in premessa, ha come punto di recapito la rete di fognatura mista pubblica collocata in Viale Pierre de Coubertin all'altezza di Viale delle Olimpiadi.

I collettori di progetto saranno in PVC rigido SN8 SDR34 con diametro costante DN 200 mm aventi pendenza costante pari a 0.2 % per i tre quarti del comparto per poi aumentare allo 0.3% nei rami apicali della rete garantendo i limiti previsti di velocità nelle condotte non inferiori a 0,4 m/s.

Ogni singola unità immobiliare sarà dotata di una propria linea interna a servizio degli scarichi composta da collettori in materiale plastico PVC avente diametro 160 mm. La linea interna di ogni singola unità immobiliare sarà dotata di degrassatore, a servizio degli scarichi provenienti dalle cucine, posizionata a monte dell'intercetto con la condotta derivante dagli scarichi dei bagni. All'interno della proprietà privata in corrispondenza dell'allacciamento sarà posizionato un pozzetto di ispezione delle dimensioni di a cm. 60x60 con installato il sifone (tipo Firenze) e la valvola di non ritorno (tipo clapét) come previsto dal regolamento del gestore del Servizio Idrico Integrato (SII) HERA S.p.A. La determinazione della portata di acque reflue da smaltire è stato stimato seguendo le *“Linee guida di progettazione e verifica di drenaggio delle acque reflue a servizio di aree di nuova lottizzazione”* di HERA S.p.A.. Il dimensionamento dei collettori di scarico delle acque reflue va condotto seguendo le disposizioni contenute nella norma UNI EN 12056-2, che si basa sul calcolo dell'unità di scarico DU (Download Unit), intesa come portata media di scarico di un apparecchio sanitario, espressa in litri al secondo (l/s). In Tabella 3 sono indicate le unità di scarico di vari apparecchi sanitari nel caso di un sistema di scarico con colonne di scarico separate (tipo IV):

Tabella 3: Unità di scarico (DU = Download Unit)

Apparecchio sanitario	DU
Lavabo, bidè	0.3
Doccia	0.5
Vasca da bagno	0.5
Lavello da cucina	0.5
Lavastoviglie (domestica)	0.5
Lavatrice (carico max 12 kg)	0.5
WC capacità cassetta 6.0 o 7.5 l	2.0
WC capacità cassetta 9.0 l	2.5
Pozzetto a terra DN 50	0.6
Pozzetto a terra DN 100	1.3

La portata di acque reflue Q_{ww} prevista per un impianto di scarico al quale sono raccordati unicamente apparecchi sanitari domestici sono definiti come:

$$Q_{ww} = K \sqrt{\sum DU}$$

dove:

Q_{ww} è la portata di acque reflue (l/s);

K è il coefficiente di frequenza (Tabella 4)

Tabella 4: Coefficienti di frequenza

Destinazione d'uso dei locali	Coefficiente K
Abitazioni e uffici	0.5
Ospedali, scuole, ristoranti	0.7
Bagni e/o docce pubbliche	1.0

Nell'area in esame sono previsti 74 alloggi che recapiteranno il contributo refluo antropico in fognatura mista pubblica collocata in Viale Pierre de Coubertin all'altezza di Viale delle Olimpiadi (punto rosso in Figura 18).

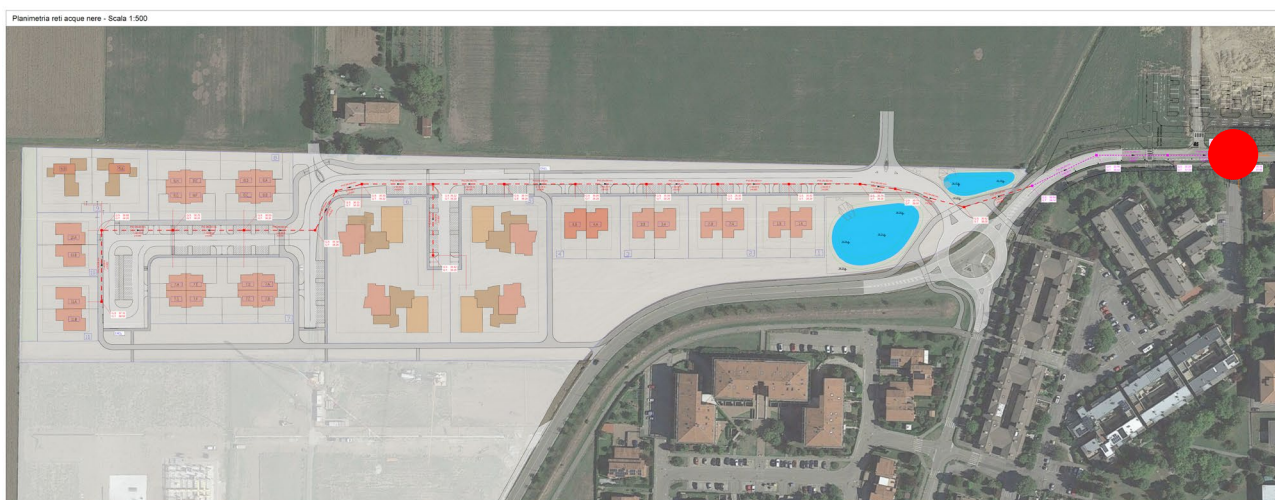


Figura 18: Estratto elaborato C.8 - Schemi reti fognature - Planimetria acque nere

Tutti collettori costituenti la rete di smaltimento acque reflue saranno posati ad una profondità non inferiori ad 1.00 m. Il lotto con recapito in via Pierre de Coubertin all'altezza di Viale delle Olimpiadi (punto rosso in Figura 18) avrà tipologia urbanistica residenziale e quindi è stato applicato il coefficiente di contemporaneità pari a 0.5. La portata massima transigente in rete è di **13.60 l/s** con velocità minima di circa **0.57 m/s**.

5. Idraulica stradale via De Coubertin - nuova rotonda

La nuova viabilità di accesso al comparto prevedere l'inserimento di una rotonda all'incrocio tra via De Coubertin e via Dello Sport (punto blu in Figura 19) oltre che una pista ciclabile tra via De Coubertin ed il comparto di nuova realizzazione. Questo nuovo assetto, soprattutto per quanto riguarda la pista ciclabile, prevede il tombinamento dell'attuale fosso stradale (linea azzurra in Figura 19).

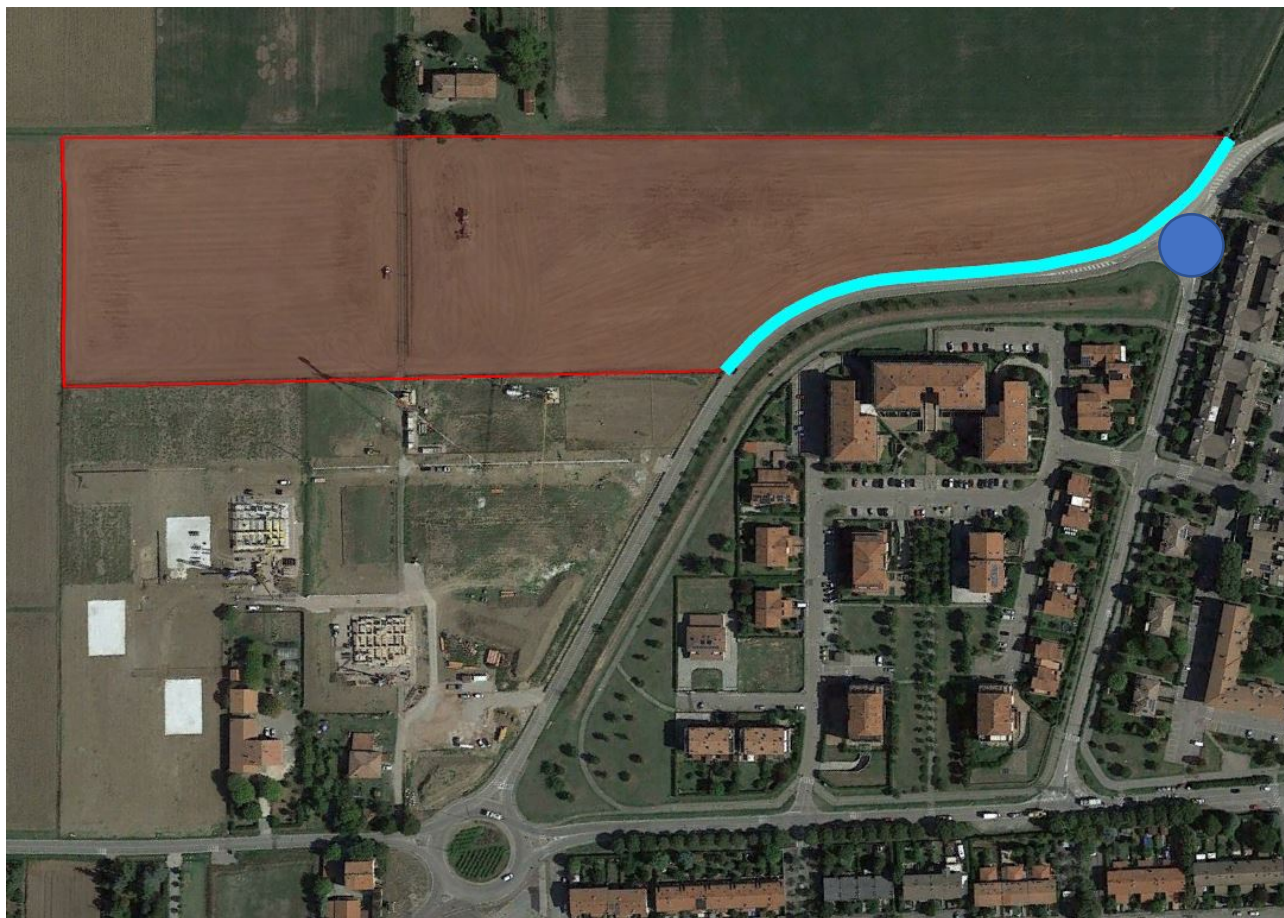


Figura 19: Identificazione fosso stradale in via De Coubertin

Il fosso stradale, che verrà tombinato, presenta attualmente, nel tratto finale prima del recapito nello Scolo Lamette, una tombinatura con un condotto in CLS DN 600 mm.

Si è fatto un rilievo per identificare la sezione esistente del fosso e la sua pendenza ricavando una sezione geometrica a forma trapezia con base minore di 0.50 m, base maggiore di circa 2.00 m ed un'altezza utile di invaso di 0.37 m.

Con queste caratteristiche geometriche, la pendenza pari a 0.3% e la scabrezza con Coeff. di scabrosità di Kutter pari a 1.25 si è calcolata la capacità di smaltimento del fosso stradale (Figura 20).

La portata massima transitante nel fosso esistente è risultata essere di 315 l/s.

CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE				
Descrizione:				
Punto di sezione:				
CARATTERISTICHE SEZIONE				
DATI NOTI (da inserire)				
H	⇒ 0.37			ALTEZZA [m]
a	⇒ 0.50			[m]
b	⇒ 2.00			[m]
h	⇒ 0.37			[m]
p	⇒ 0.30%			Pendenza
m	⇒ 1.25			Coeff. di scabrosità di Kutter
DATI RISULTANTI				
Inclinazione scarpato	α	⇒	26.3	
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \sin \alpha$	⇒	2.173 [m]	
Area di deflusso	$A = h[a + h \cdot \tan(90 - \alpha)]$	⇒	0.4625 [m ²]	
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.213 [m]	
CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua h = 0.37 m				
FORMULE (moto uniforme)				
Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso	
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza	
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter	
RISULTATI				
c	⇒	26.96		
V	⇒	0.68	[m/sec]	
Q	⇒	0.315	[m ³ /sec]	

Figura 20: Capacità di smaltimento sezione trapezia corrispondente al fosso esistente in via De Coubertin

A questo punto, siccome nella lunghezza finale prima dello scarico nel recapito vi è una tubazione in CLS DN 600 mm si è verificato se il diametro risultasse idoneo per il tratto a monte. In Figura 21 viene mostrato il calcolo idraulico della capacità di smaltimento di una tubazione con sezione circolare in CLS avente diametro DN 600. Come si può vedere con la medesima pendenza la tubazione riesce a smaltire una portata di 358 l/s risultando idonea per la tombinatura del fosso esistente.

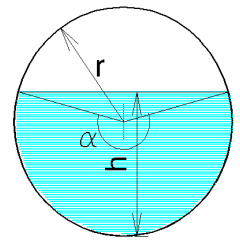
CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA CIRCOLARE			
Descrizione =			
Punto di sezione =			
CARATTERISTICHE SEZIONE			
DATI NOTI (da inserire)			
d	⇒ 0.600	DIAMETRO [m]	
r	⇒ 0.3		5
h	⇒ 0.480	[m]	
p	⇒ 0.3%	Pendenza	
m	⇒ 0.25	Coeff. di scabrosità di Kutter	
			
		$\alpha/2$	α
DATI RISULTANTI			
Angolo al centro	α	⇒	253.7 [°]
Contorno bagnato	$Pb = 2\pi \left(\frac{\alpha}{360^\circ} r \right)$	⇒	1.329 [m]
Area di deflusso	$A = 1/2 r^2 \left(\frac{\pi \alpha}{180^\circ} - \sin \alpha \right)$	⇒	0.2425 [m²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.183 [m]
CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.48$ m			
FORMULE (moto uniforme)			
Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter
RISULTATI			
c	⇒	63.08	
V	⇒	1.48	[m/sec]
Q	⇒	0.358	[m³/sec]

Figura 21: Capacità di smaltimento condotta circolare in CLS di tombinamento fosso esistente in via De Coubertin

L'idraulica di piattaforma della sede stradale di via De Coubertin attualmente è assicurata dai fossi a tergo della strada su entrambi i lati. Dopo la tombinatura del fosso lato comparto verranno inserite delle caditoie poste ad interasse variabile di 20 m fino a 10 m per garantire la captazione del deflusso meteorico stradale. Il recapito del contributo meteorico rimarrà il medesimo della situazione attuale ovvero dove possibile si recupereranno le caditoie esistenti e ove non sarà possibile si sposteranno come da planimetria ma verranno collegate ai medesimi recapiti attuali non cambiando di fatto l'apporto idrico esistente.

Lo smaltimento delle acque meteoriche della rotonda sarà garantito da una rete di caditoie che colleteranno il contributo raccolto nel medesimo fosso tombinato.

6. Specifiche tecniche

Le fognature per acque bianche sono realizzate con:

- condotte in PVC tipo SN4 SDR41 con rinfianco in CLS per diametri ≤ 700 mm e ricoprimento fino a 0.80 m.
- condotte in PVC tipo SN8 SDR34 con rinfianco in sabbia lavata per diametri ≤ 700 mm e ricoprimento maggiore di 1 m;

I pozzetti e le camere saranno gettati in opera con spessori ed armature verificati a calcolo statico ovvero realizzati in elementi prefabbricati in calcestruzzo armato verificati in relazione agli effettivi carichi statici; in ogni caso al loro interno andrà effettuato un trattamento protettivo con due mani di resine epossicatramose di spessore minimo 0.60 mm.

Le giunzioni tra i vari componenti che li costituiscono (base ed elementi di rialzo) dovranno essere dotate di guarnizione elastomerica di tenuta e stuccate in malta cementizia sulla parete interna ovvero dovranno essere sigillate tra loro tramite mastice idro-espansivo tipo 'Volteco P201' (o prodotto equivalente) e trattate sulla parete interna con malta tipo "Mapelastic" (o prodotto equivalente) per una fascia di altezza minima 10 cm; i manufatti di coronamento (caditoie, chiusini, botole, griglie, ecc.) sono in ghisa sferoidale e avranno classe di carico C250 per le aree pedonali e classe di carico D400 per le aree carrabili.

Si sono scelte tre tipologie dimensionali di pozzetto:

- Per pozzetti riceventi o con partenza di tubazioni con diametro maggiore di 800 mm e minore di 1000 mm si utilizzano dimensioni interne
- Per pozzetti riceventi o con partenza di tubazioni con diametro maggiore di 630 mm e minore di 800 mm si utilizzano dimensioni interne di 100x100 cm.
- Per pozzetti riceventi o con partenza di tubazioni con diametro minore di 630 mm si utilizzano dimensioni interne 80x80 cm

In conformità con quanto consigliato dai principali costruttori, dovrà essere prevista la posa di una caditoia, circa, ogni 150-200 mq di superficie stradale; la caditoia deve essere del tipo UNI EN 124 (waterway > 700 cmq) di luce netta non inferiore a 480x480 mm (rettangolare) come quella in Figura 18.

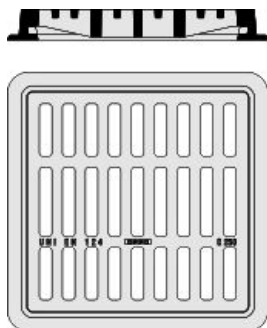


Figura 22: Tipologia di griglia UNI EN 124 (water way > 700 cmq)

La classe di resistenza di chiusini e griglie di raccolta sarà decisa dalla DL in funzione della tipologia di carico a cui i diversi manufatti saranno sottoposti; tale classe non dovrà in nessun caso essere inferiore a C 250.

Il pozzetto della caditoia di dimensioni interne non inferiori a 60x60 cm si intende del tipo auto sifonato o con sifone realizzato in opera come da particolari costruttivi; l'immissione dell'acqua raccolta dalla caditoia nella dorsale portante è da realizzarsi con fognoli di diametro di 160 mm, posto in esercizio con una pendenza superiore allo 0,1% (uno per mille).

Per ogni fognolo collegato alle diverse caditoie è stato previsto un raccordo alla dorsale principale di collettamento in corrispondenza di un pozzetto di raccordo e/o ispezione.

Qualora il fognolo proveniente dalla caditoia non recapiti in un pozzetto ispezionabile si deve procedere secondo una delle seguenti possibilità:

- predisposizione di opportuna braga di derivazione sulla condotta portante;
- carotaggio della condotta portante e predisposizione di opportuna guarnizione con innesti (Figura 19);

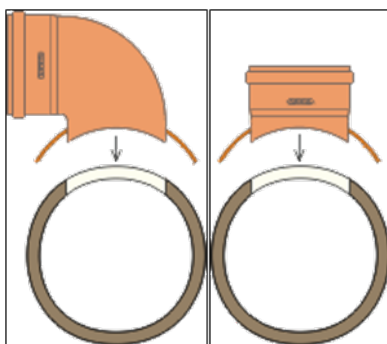


Figura 23:Innesto di fognolo in tubazione centro strada

- predisposizione di pozzetto cieco (non ispezionabile superficialmente) di congrue dimensioni in funzione del diametro della condotta portante.

Le fognature per acque nere sono saranno in PVC rigido SN8 SDR34 con diametro costante DN 200 mm. Ogni singola unità immobiliare sarà dotata di una propria linea interna a servizio degli scarichi composta da collettori in materiale plastico PVC avente diametro 160 mm. La linea interna di ogni singola unità immobiliare sarà dotata di degrassatore, a servizio degli scarichi provenienti dalle cucine, posizionata a monte dell'intercetto con la condotta derivante dagli scarichi dei bagni. All'interno della proprietà privata in corrispondenza dell'allacciamento sarà posizionato un pozzetto di ispezione delle dimensioni di a cm. 60x60 con installato il sifone (tipo Firenze) e la valvola di non ritorno (tipo clapèt) come previsto dal regolamento del gestore del Servizio Idrico Integrato (SII) HERA S.p.A.

7. Conclusioni

La progettazione delle opere di urbanizzazione riferite alle reti di smaltimento delle acque di origine antropica e delle acque meteoriche prodotte dall'area riguardante *l'Accordo Operativo "ANS_C2.1 - De Coubertin"* nel comune di Castenaso (BO) rispetta tutti i requisiti richiesti dal Gestore del SII e dal Consorzio di Bonifica Renana.

È stata rispettata l'invarianza idraulica del lotto da urbanizzare imponendo una portata meteorica di scarico non superiore a 10 l/s*ha pari a 52 l/s inoltre, è stata rispettata la cubatura minima attribuita al sistema di laminazione pari a 500 mc/ha*imp .