

COMUNE DI BUDRIO

(Provincia di Bologna)

ACCORDO OPERATIVO

AMBITO "ANS.C.5"(PARTE)

ai sensi dell'art. 38 LR 24/2017

TAV. 0.9

RELAZIONE IDRAULICA E
TECNICA PER SMALTIMENTO
ACQUE BIANCHE E NERE -
RISCHIO IDRAULICO

DATA Dicembre 2020

AGG. Maggio 2021

AGG. Settembre 2021

Sito: Via Rabuina n.3

PROGETTISTA RETI IDRAULICHE

Ing. Andrea Bolognesi
Società BlueWorks SRLS
Via Pasubio, N. 4
40131 - Bologna (Bo)
C.F. - P.IVA: 03593141207



VIA MARTIRI ANTIFASCISTI 57 - 40054 BUDRIO BO
TEL/FAX +039 051 6590770 - E-MAIL: vincenzo.archsystem@tiscali.it

Progettisti

Arch. Vincenzo Petrizzo
Collaboratori: Gisella Barbieri
Michele Petrizzo

PROPRIETA'

Sig. Massimo Mazza

COMUNE DI BUDRIO

Provincia di Bologna

Manifestazione di interesse ai sensi dell'Art.4 LR n. 24/2017

ASSETTO URBANISTICO COMPARTO ANS. C. 5 (parte)

RELAZIONE IDRAULICA

La Proprietà

MAZZA MASSIMO

Via Rabuina 3, 40054 Budrio (BO)

I progettisti

Arch. VINCENZO PETRIZZO

Collaboratore: GISELLA BARBIERI

Via Martiri Antifascisti 57, 40054 Budrio (BO)

Tel/Fax +039 051803804

E-mail: vincenzo.archsystem@tiscali.it

INDICE:

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	STATO DI FATTO E CARATTERISTICHE DEL COMPARTO.....	6
4	RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DI PROGETTO.....	7
4.1	IL CODICE DI CALCOLO SWMM 5.1	11
4.1.1	<i>Modellazione dell'evento meteorico</i>	<i>11</i>
4.1.2	<i>Modelli per il deflusso superficiale</i>	<i>11</i>
4.1.3	<i>Modello idraulico per il deflusso in rete.....</i>	<i>13</i>
4.1.4	<i>Schematizzazione della rete</i>	<i>13</i>
4.1.5	<i>Le equazioni del modello</i>	<i>14</i>
4.2	PARAMETRI SCELTI PER LE SIMULAZIONI.....	17
4.3	RISULTATI SIMULAZIONI.....	18
5	RETE SMALTIMENTO ACQUE REFLUE.....	19
6	ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO	20
6.1	INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	21
6.2	ANALISI.....	23
7	CONCLUSIONI	27

1 Premessa

Con la presente relazione si vuole descrivere da un punto di vista idraulico-idrologico l'area che ospiterà la realizzazione di un nuovo insediamento ed il corretto dimensionamento delle reti di smaltimento delle acque meteoriche e reflue a servizio dello stesso.

Il comparto di nuova realizzazione sarà sito in Via Rabuina, in Comune di Budrio (contorno rosso in Figura 1). Nello specifico, esso sorgerà nella porzione di terreno situata in prossimità dell'incrocio tra Via Rabuina e Via Albareda della Mura.



Figura 1: Identificazione area di interesse su ortofoto estratta da Google Earth

Il comparto dovrà insediarsi in un'areale che nello stato di fatto appare totalmente permeabile, anche se nei dintorni è presente già un tessuto piuttosto urbanizzato.

Infatti, l'urbanizzazione precedentemente avvenuta ha portato alla realizzazione di reti, sia di smaltimento delle acque meteoriche sia di quelle reflue e pertanto le reti del comparto in oggetto saranno allacciate direttamente alle infrastrutture esistenti.

In ottemperanza ai vigenti regolamenti del gestore del SII la gestione delle acque reflue avviene per tipologia qualitativa:

- Le acque reflue di natura meteorica vengono gestite da una rete tradizionale di tubi generalmente in PVC e pozzetti di ispezione prefabbricati in CLS;
- Le acque reflue di natura antropica vengono gestite da una ulteriore rete in PVC con la presenza di pozzetti tipo “ILCEV” che garantiscono la perfetta tenuta idraulica.

Per quel che attiene, dunque, il punto di recapito delle suddette reti è stato quindi necessario conoscere le infrastrutture già presenti in prossimità dell’areale di intervento.

A tal proposito il recapito delle reti meteoriche sarà in via Rabuina, nel condotto in CLS DN 1300, che costituisce un tratto tombato del canale di Budrio prima di virare verso Nord lungo via Albareda.

Le acque nere verranno invece immesse nella rete fognaria esistente DN 225 in PVC, il cui punto più prossimo all’area di intervento si trova all’estremità meridionale di via Caduti di Cefalonia, di fronte al civico 127.

2 Normativa di riferimento

- 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
- 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.

3 Stato di fatto e caratteristiche del comparto

Allo stato attuale, l'areale interessato dalla costruzione del nuovo comparto è caratterizzato da un terreno adibito a campo di circa 0.3 ha. Da un punto di vista idrologico, ad oggi, le acque che cadono sulla superficie dell'area in oggetto vengono per lo più assorbite direttamente dal terreno o, nel caso di saturazione, permangono nei “piccoli bacini” superficiali senza determinare problematiche o disagi evidenti.

Il progetto prevede la realizzazione su una porzione del medesimo terreno, posto ad una quota media pressoché pari a 24.00 m s.l.m., di circa 0.2 ha di opere che renderanno il terreno impermeabile cambiandone l'udometria.

Dalla figura sottostante è possibile osservare la ripartizione delle diverse tipologie di aree all'interno del comparto e la presenza dunque di superfici impermeabili rispetto a quelle verdi in progetto.



Figura 2: Suddivisione delle diverse tipologie di aree all'interno del comparto

Sebbene le superfici impermeabilizzate risultino di estensione modesta, le verifiche condotte hanno comunque considerato l'aumento del coefficiente udometrico rispetto allo stato di fatto e predisposto volumi e manufatti idonei al controllo degli apporti idrici, nel rispetto della normativa vigente.

La progettazione delle reti che verrà presentata nei capitoli successivi si basa sui requisiti della normativa vigente ed è concorde con le linee guida di Hera sulla progettazione delle reti.

4 Rete di smaltimento delle acque meteoriche di progetto

La porzione di terreno dove è stata pensata la costruzione del nuovo complesso residenziale risulta essere per lo più pianeggiante e, come già accennato, con un livello medio del piano campagna di circa 24.0 m s.l.m.

Ad intervento di riqualificazione avvenuto le acque piovute non potranno permanere sul terreno, come descritto nel capitolo precedente dello stato di fatto, ma dovranno essere recapitate all'interno del sistema fognario esistente.

La rete fognaria di smaltimento delle acque meteoriche in progetto è stata dunque concepita per drenare le acque di corrivazione superficiali del comparto.

Tale rete è costituita essenzialmente da un profilo principale posizionato al centro della sede stradale di progetto (come si può osservare dalla Figura 3 sottostante). In esso vengono raccolte sia le precipitazioni che interessano i piazzali e i coperti dei lotti privati sia le precipitazioni interessanti il sedime impermeabilizzato della sede stradale.



Figura 3: Rete di smaltimento delle acque meteoriche di progetto

I diametri delle tubazioni variano da un DN 315 mm in PVC per le immissioni dei lotti privati a DN 1200 mm in CLS per i collettori a scopo laminazione posati in parallelo lungo la viabilità interna di progetto.

Questi ultimi, in particolare, sono risultati necessari per assolvere alle prescrizioni in termini di invarianza idraulica (Art. 4.8 PTCP BO, art. 20 PSAI) e per garantire il rispetto del vincolo sulla portata massima scaricabile dal comparto. In aggiunta alle tubazioni sovradimensionate è stato necessario regolare il flusso in uscita dal comparto installando una valvola regolatrice (riportata nella sottostante Figura 4). Dunque, il pozzetto in cui confluiscono i condotti in parallelo è stato dotato di una valvola tipo Hydroslide che consente di scaricare dal comparto una portata massima accettabile per i vincoli esistenti. Da tale pozzetto, infine, la rete di progetto è stata connessa con quella esistente mediante un condotto DN 250 in PVC.

Le prescrizioni sulla limitazione delle portate scaricate prevedono una portata massima meteorica in uscita dal comparto pari a 10 l/s/ha. Considerando la superficie territoriale coinvolta (0.3 ha) la portata massima scaricabile dovrebbe essere pari a 3 l/s.

La valvola tipo Hydroslide più piccola in commercio garantisce il controllo sui valori in uscita fino a 4 l/s, i quali sebbene non pienamente rispettosi del limite imposto, risultano tuttavia accettabili anche in ragione delle dimensioni del condotto di recapito (DN 1300).

Tutte le tubazioni in PVC saranno di tipo rigido SN8 SDR34 secondo le norme UNI EN 1401-1 (condotte di scarico interrate di acque civili e industriali) con giunti a bicchiere con anello elastomerico.

Le tubazioni saranno posate ad una profondità variabile tra 2.0 e 2.8 metri e con una pendenza del 0.3%, come si osserva in Figura 5.

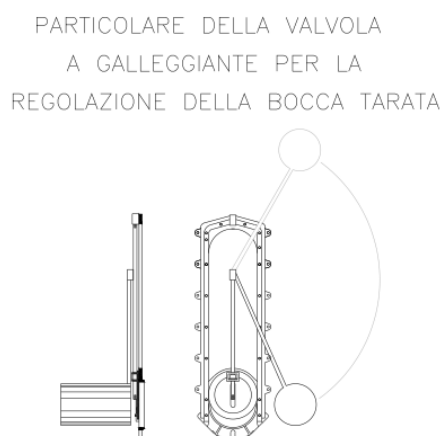


Figura 4: Particolare valvola regolatrice di portata tipo Hydroslide

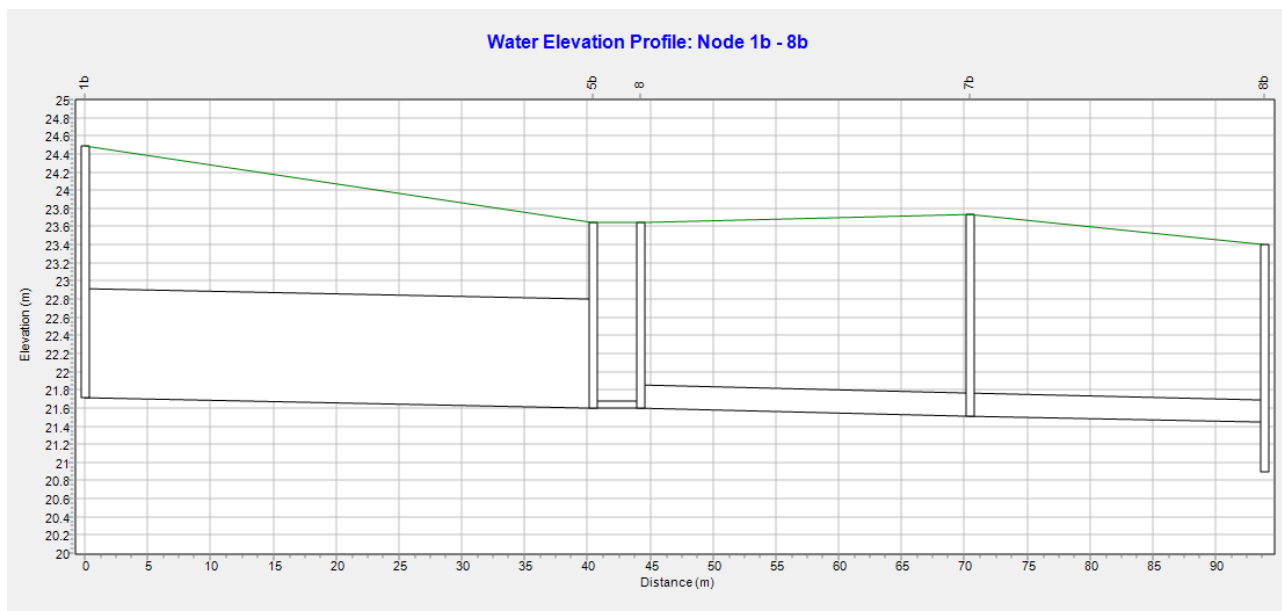


Figura 5: Profilo idraulico della rete di smaltimento delle acque meteoriche in progetto

Una prima analisi, servita per il dimensionamento di massima della rete, ha visto la stima delle portate bianche defluenti nella rete di drenaggio di comparto ed è stata condotta mediante la formula razionale, partendo dai dati pluviometrici e considerando per la sezione da dimensionare un bacino idrologico-idraulico costituito da un unico “serbatoio” caratterizzato da una propria superficie (data dalla sommatoria delle superfici idraulicamente a monte della sezione considerata), un proprio coefficiente di deflusso e un tempo di corrivazione caratteristico.

$$Q = C * i * A$$

Dove:

- C è il coefficiente di deflusso medio del bacino considerato;
- $i = a \times d^{(n-1)}$ è l'intensità di pioggia corrispondente ad una durata di precipitazione d;
- A è la superficie del bacino considerato.

L'evento critico che a parità di tempo di ritorno definisce il valore massimo di portata è caratterizzato da una durata pari al tempo di corrivazione del bacino. La portata al colmo calcolata assume dunque la forma:

$$Q = C * a * T^{(n-1)} * A$$

Il tempo di corrivazione del bacino si determina attraverso la seguente relazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove t_a è il tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo e t_r è il tempo di rete.

Il tempo di accesso t_a è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa ed il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché con l'altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto. Tuttavia, il valore normalmente assunto nella progettazione è compreso entro l'intervallo di 5 – 20 minuti: valori più bassi vengono generalmente attribuiti alle aree di minore estensione, più attrezzate e di maggior pendenza, mentre valori più alti ai casi opposti.

Per quanto riguarda, invece, il tempo di rete t_r , esso è calcolabile come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria in progetto.

Per la velocità di percorrenza si possono adottare valori medi compresi tra 0.5 e 1.5 m/s, a seconda delle pendenze medie del terreno.

Adottando la formula del metodo cinematico e determinando la lunghezza massima che l'acqua deve percorrere lungo la rete di progetto, il tempo in rete viene calcolato come il rapporto tra la lunghezza del tratto considerato e la velocità.

Il dimensionamento preliminare della rete è stato fatto sfruttando la formula di Chezy:

$$Q = X \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

con:

- A = area della sezione occupata dall'acqua;
- $R = A/B$ Raggio idraulico;
- B = Contorno bagnato;
- i = pendenza di fondo;
- $X = K_s (R^{1/6})$ coefficiente di scabrezza;
- K_s = coefficiente di Gauckler-Strickler.

Rapportando le portate prodotte dall'area considerata e quelle smaltite dal singolo collettore è stato fatto un preventivo dimensionamento della rete con i diametri sopra esposti, i quali sono stati successivamente verificati con il codice di calcolo SWMM 5.1.

In questo modo, oltre a verificare il corretto dimensionamento dei collettori di progetto, è stato verificato anche il funzionamento della rete di progetto nei confronti di quella esistente sulla quale si innesta.

Tubazioni ad uso laminazione

Nel rispetto di quanto previsto dall'art. 4.8 del PTCP, nonché dal PSAI del torrente Idice e dalle prescrizioni del Consorzio della Bonifica Renana, occorre prevedere un volume ad uso laminazione pari a 500 m³ per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle aree destinate a verde.

Nel caso specifico la superficie da considerare è circa pari a 0.18 ha, a cui consegue un volume di 90 m³.

Tale volume si ottiene attraverso due condotte in calcestruzzo con diametro interno pari a 1200 mm, posate in parallelo per uno sviluppo lineare totale di circa 70m, a cui si aggiunge il volume dei due pozzetti di raccordo (150 x 150 interno).

4.1 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 sia 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 sia 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.

4.1.1 Modellazione dell'evento meteorico

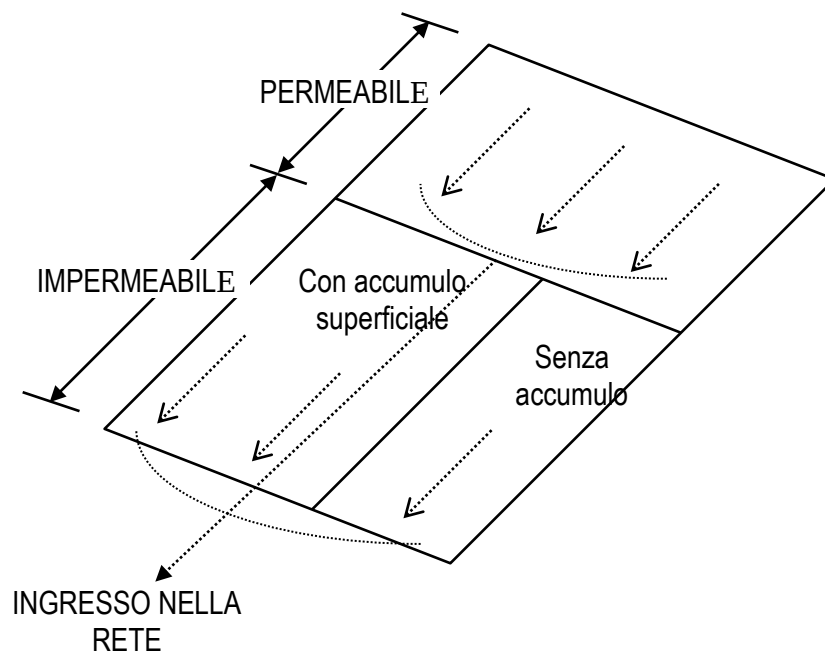
I dati di precipitazione piovosa rivestono grande importanza all'interno dei parametri idrologici richiesti da SWMM. Il programma richiede un'espressione dell'intensità di pioggia in funzione del tempo, per l'intera durata della simulazione. Per simulazioni costituite da un singolo evento, è possibile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

4.1.2 Modelli per il deflusso superficiale

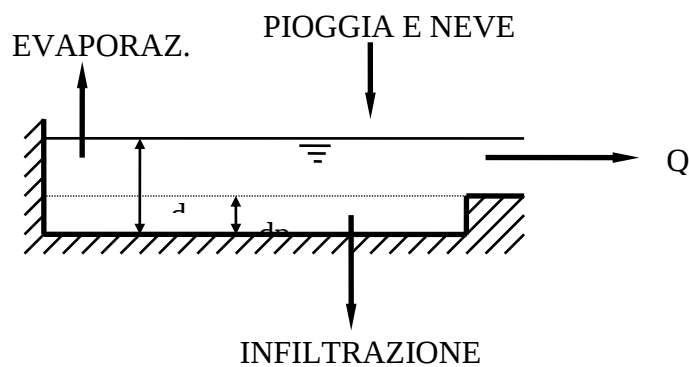
Questo modulo serve per simulare il deflusso sulla superficie del bacino sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo. Il programma ha come input i dati pluviometrici, dai quali, calcolando le perdite idrologiche, determina l'input nella rete fognaria. L'intero bacino viene schematizzato come 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 è il volume d'acqua presente nella sotto area [m³];
- D rappresenta l'altezza d'acqua [m];
- T=tempo [s];
- A è la superficie della sotto area [m²];
- i* rappresenta l'intensità di pioggia netta (pioggia caduta meno l'evaporazione e l'infiltrazione) [m/s];

- Q è pari alla 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 è la larghezza della sotto area [m];
- N rappresenta il coefficiente di scabrezza di Manning [s/m^{1/3}];
- d_p è pari all'accumulo nelle depressioni superficiali [m];
- s è la 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.

4.1.3 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). La Figura 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.

4.1.4 Schematizzazione della rete

Come illustrato nella successiva Figura 6, il sistema fognario viene schematizzato come una sequenza di rami (condotti) e nodi. I condotti veicolano il flusso da nodo a nodo.

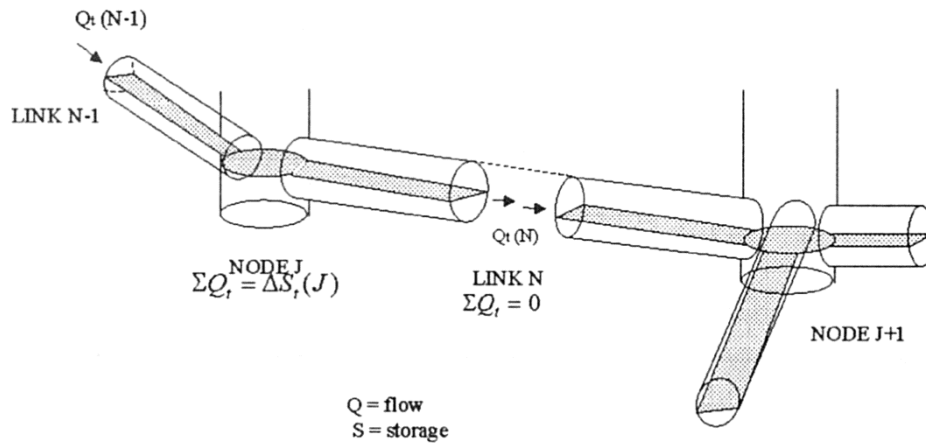


Figura 6: Schematizzazione della rete

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 è, 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.

4.1.5 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 è 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 = gn² (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 7 e Figura 8 riassumono i parametri di cui il modello necessita per definire gli elementi superficiali (sottobacini) e gli elementi della rete (nodi, condotti)

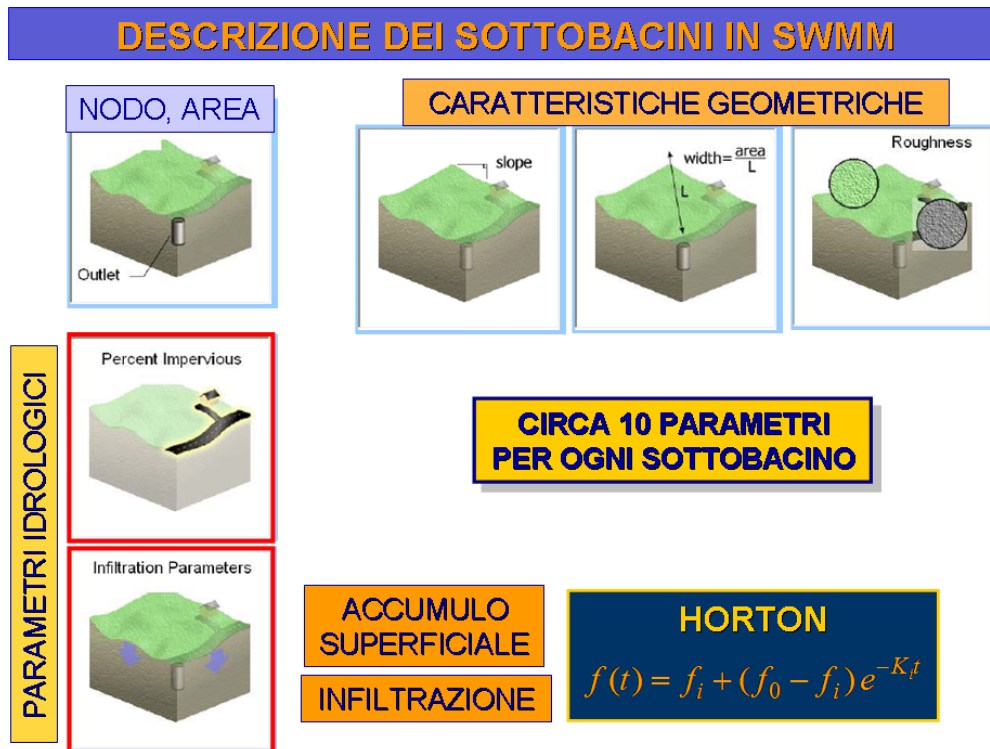


Figura 7: Parametri del modello



Figura 8: Parametri nodi e condotti

4.2 Parametri scelti per le simulazioni

In Tabella 1 si riportano i coefficienti di afflusso in rete come indicati nelle linee guida di Hera.

Tabella 1: Coefficienti di afflusso indicati nelle linee guida Hera

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

Per i coperti, i piazzali e le strade, essendo zone completamente impermeabili, si è adottato un coefficiente di deflusso pari a 0.9, mentre per le aree verdi si è assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.1.

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 Budrio si sono adottati i valori di “a” ed “n”, coefficienti della curva di possibilità pluviometrica, indicati nella tabella seguente. Con questi valori si sono calcolate le intensità di pioggia per le varie durate (30 minuti, 1 ora, 3 e 6 ore) con un tempo di ritorno di 30, 50 e 100 anni.

Tabella 2: Valori di a ed n caratteristici del Comune di Budrio

TR	Coeff. curva	
	a	n
30	39.7	0.245
50	43.5	0.239
100	48.9	0.231

Sono state scelte durate di pioggia differenti in quanto si è dovuto coprire vari scenari; piogge di grande intensità e breve durata (30 minuti), piogge che possono mettere in crisi il sistema completo della rete di smaltimento con tempi prossimi al tempo di corrivazione dell'intero bacino (1 ora) e piogge di scarsa intensità ma lunga durata (3 ore e 6 ore) che servono a verificare la volumetria necessaria per la laminazione.

4.3 Risultati simulazioni

Nelle figure che seguiranno si presentano i risultati delle simulazioni riferite al profilo principale della rete di comparto di progetto.

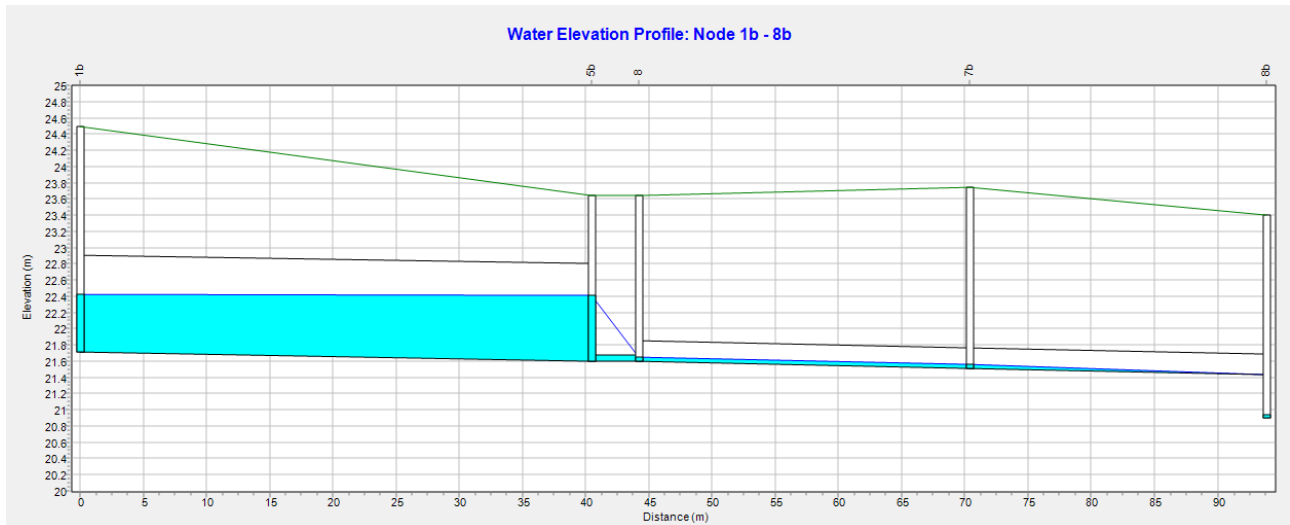


Figura 9: Profilo della rete delle acque meteoriche di progetto (Pioggia costante 30 minuti TR30)

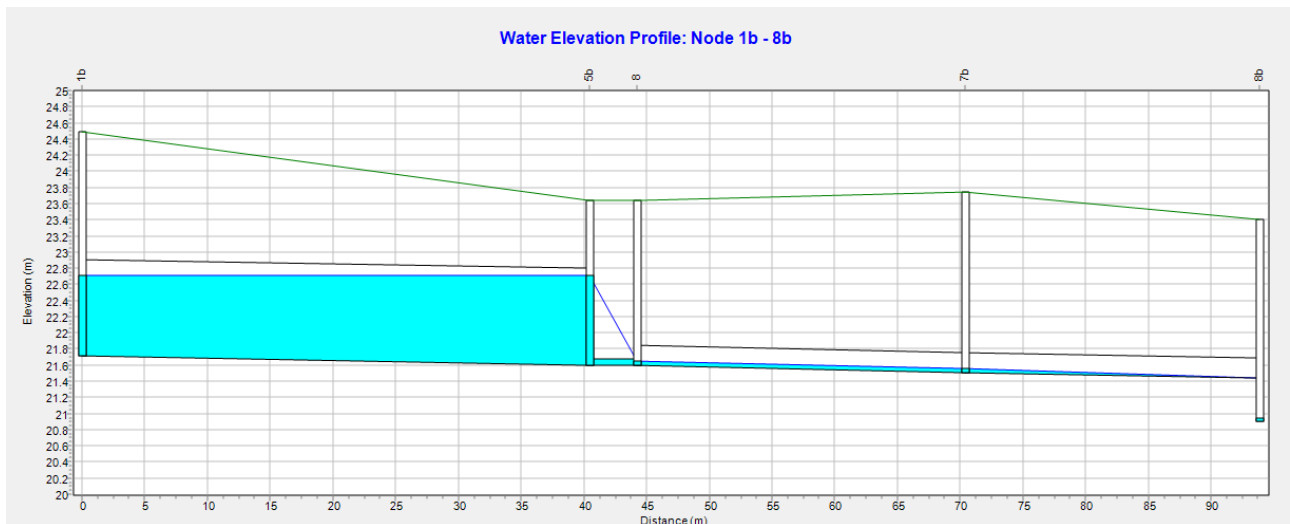


Figura 10: Profilo della rete delle acque meteoriche di progetto (Pioggia costante 6 ore TR100)

Come si può osservare dalle figure riportate, in occasione dell'evento di pioggia della durata di 6 ore e TR100 anni i condotti DN 1200 mm in CLS presentano un livello di riempimento notevole, consentendo così di immagazzinare l'aliquota di portata che non può essere scaricata direttamente a valle per il rispetto della portata massima scaricabile dal comparto.

Con il dispositivo Hydroslide previsto DN 100 (minimo utilizzabile) è possibile regolare una portata minima pari a 4 l/s; ciò consente di soddisfare il requisito sulla portata in uscita dal comparto.

5 Rete smaltimento acque reflue

La conformazione della rete di smaltimento delle acque reflue di progetto rispecchia molto quella descritta precedentemente per la rete meteorica. Le tubazioni che verranno inserite saranno di PVC rigido SN8 SDR34 come da normativa UNI 12056-2.

Il dimensionamento è stato effettuato in modo tale da garantire il regolare smaltimento della portata di progetto nel rispetto delle velocità minime ammissibili in rete.

Per la rete di smaltimento delle acque reflue del comparto in progetto si è scelto di utilizzare per tutti i collettori delle tubazioni in PVC con DN 200 mm (come si può osservare dalla sottostante Figura 11) e pendenza del 0.2%.

La distanza tra piano campagna e quota dell'estradosso delle tubazioni sarà variabile tra i 0.50 m e 1.5 m, evitando l'intersezione con la rete delle acque bianche esistente.

Anche in questo caso le tubazioni dimensionate per smaltire la portata prevista rispettano i limiti sulle velocità minime e sul massimo grado di riempimento.



Figura 11: Rete di smaltimento delle acque reflue di progetto

6 Analisi del rischio idraulico

Scopo della presente relazione è fornire un'analisi del rischio idraulico per l'area oggetto di intervento, con particolare riferimento alla pericolosità da alluvioni.

L'analisi è volta a confermare la compatibilità idraulica degli interventi previsti alla luce delle vigenti perimetrazioni delle aree potenzialmente interessate da alluvioni, riportate nella variante di coordinamento fra il Piano Gestione Rischio Alluvioni ed i Piani Stralcio di bacino.

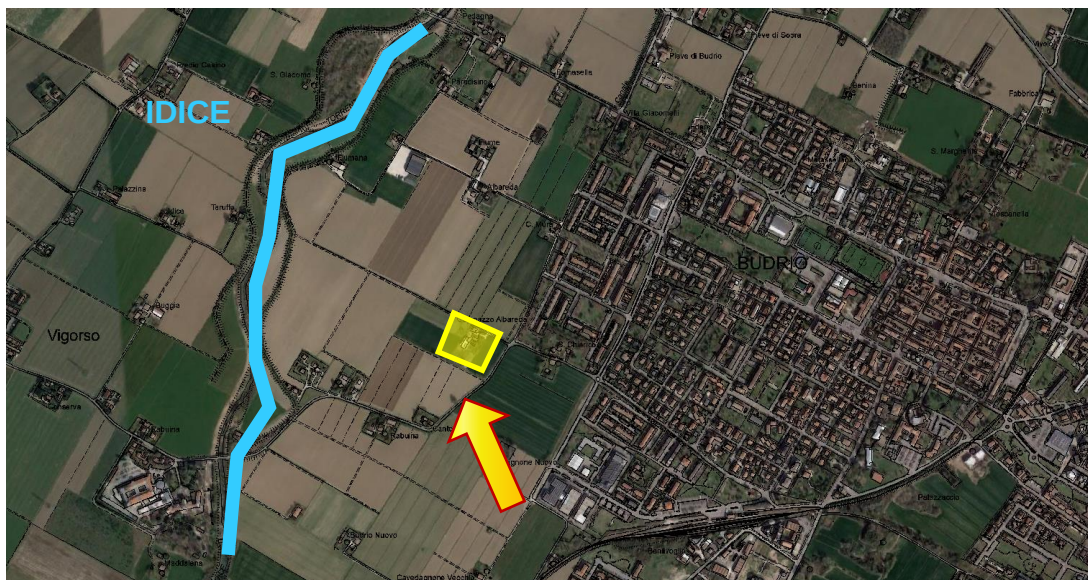


Figura 12 – Inquadramento dell'area di intervento nel comune di Budrio.

6.1 Inquadramento normativo

L'area oggetto di studio occupa una porzione limitrofa all'abitato urbano del comune di Budrio, delimitata ad Est da Via Rabuina, in prossimità dell'incrocio con via Albareda.

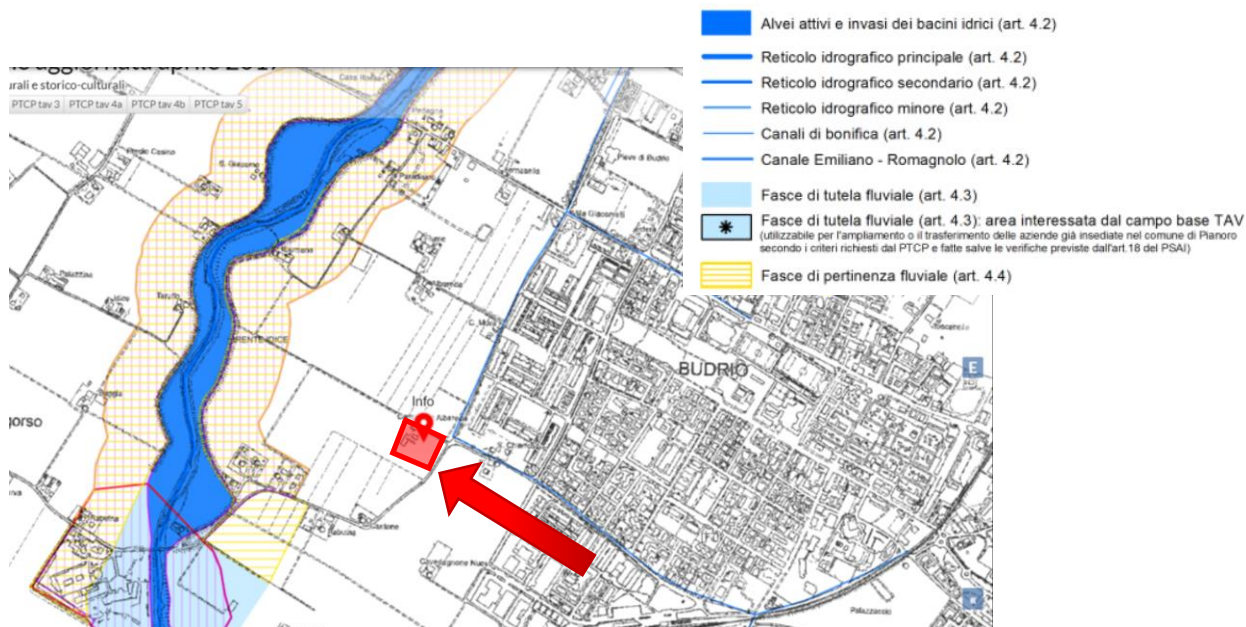


Figura 13 – Delimitazione dell'area ad elevata probabilità di esondazione e delle fasce di tutela e pertinenza fluviale contenute nel PTCP, il quale mutua le indicazioni del Piano Stralcio per i torrenti Idice e Savena. In rosso l'area di intervento.

Secondo le norme del Piano Stralcio per il Bacino del torrente Idice, redatto dall'Autorità di Bacino del Reno, mutate anche dal PTCP, l'intervento non ricade nelle aree ad alta probabilità di esondazione, né all'interno delle fasce di pertinenza fluviale, come si può desumere dalla figura precedente.

Dal 5 dicembre 2016 è entrata in vigore la Variante di Coordinamento tra i Piani di Stralcio Assetto Idrogeologico e i Piani Gestione Rischio Alluvioni. Si tratta di una variante cartografica e normativa che ha inteso allineare ed armonizzare i contenuti del Piano Stralcio previgente, con le successive modifiche ed i contenuti integrati e derivati a seguito della elaborazione ed approvazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Deliberazione n. 235 del 3 marzo 2016 dai Comitati Istituzionali Integrati). La variante di coordinamento introduce, tra le altre cose, le mappe di pericolosità usate in questo contesto per identificare gli articoli della normativa del PSAI da seguire.

L'area in oggetto è rappresentata nella mappa (Figura 3) consistente il quadro conoscitivo della pericolosità delle aree e degli elementi potenzialmente interessate da alluvioni predisposto nella Variante di Coordinamento tra il Piano di Gestione Rischio Alluvioni e i Piani di Stralcio di bacino in attuazione della Direttiva 2007/60/CE e del D.Lgs. 49/2010.

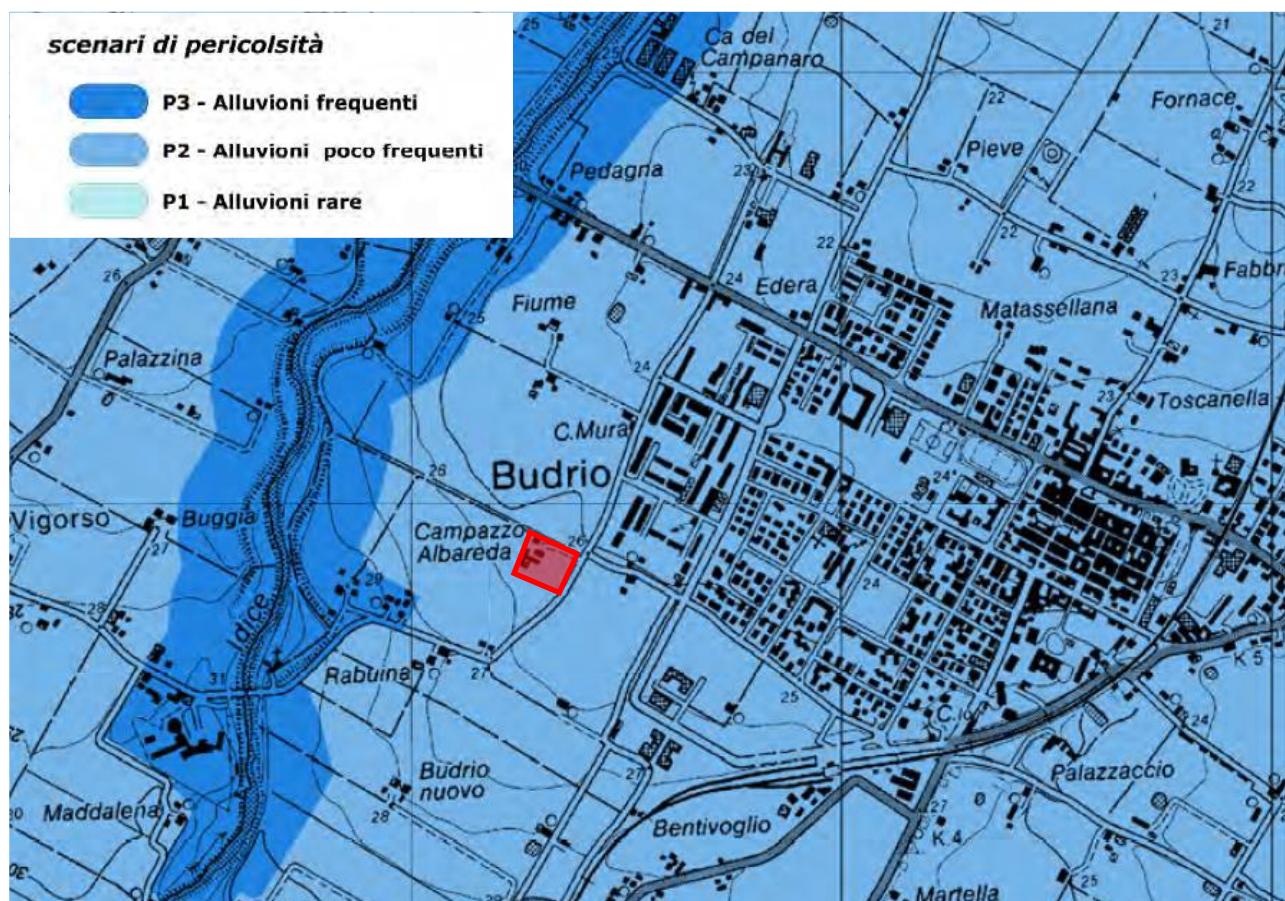


Figura 14 - Estratto da Tavola MP6 - Mappa di pericolosità; Variante di coordinamento (in rosso il l'area di intervento)

6.2 Analisi

L'area in oggetto ricade nello scenario di pericolosità P2 (Alluvioni poco frequenti - media probabilità).

Per quanto riguarda il rischio idraulico si è valutato quali potessero essere le fonti di rischio per la zona in esame, riscontrando i seguenti corpi idrici appartenente al reticolo primario:

- Torrente Idice
- Canale di Budrio (Fossano)

Per quanto riguarda il primo, considerati i livelli di piena massimi riportati nel Piano Stralcio Assetto Idrogeologico del Torrente Idice e confrontando gli stessi con le quote dell'area in oggetto, si deduce che il tratto in esame è posto in corrispondenza delle sezioni 1 e 2 del torrente Idice (secondo la numerazione inclusa nella relazione del suddetto PSAI). Si deduce altresì che in tali sezioni l'Idice corre arginato e che le quote definite per la piena con tempo di ritorno pari a 200 anni eccedono debolmente quelle arginali. Va inoltre segnalato che l'argine sinistro presenta una quota inferiore all'argine destro e che pertanto l'eccedenza di cui sopra e l'eventuale tracimazione dell'alveo avverrebbero in via preferenziale verso Ovest. La figura seguente, estratta dal Piano Stralcio, definisce le aree ad alta probabilità di esondazione e le fasce di pertinenza fluviale combinando di fatto i livelli sopra esposti con la cartografia regionale.

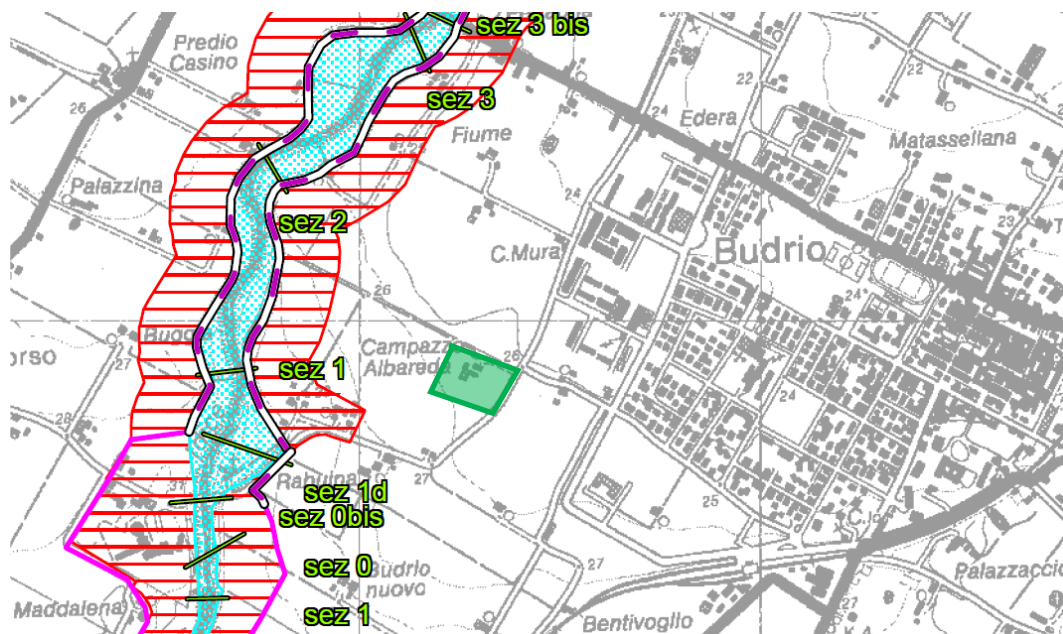


Figura 15 – Estratto dalla Tavola B2m1 del PSAI Idice, su base CTR 1:10000. L'area di intervento (interessata da edificazione) è campita in verde. Le righe rosse orizzontali indicano l'area ad alta probabilità di esondazione TR=50)

L'Assetto sopra descritto è confermato dalle mappe PGRA aggiornate al 2019. In particolare, la mappa relativa al reticolo principale ricalca quanto già presente negli strumenti di piano vigenti, nonché dalla MP6 della variante di coordinamento già presentata.



Figura 16 – Estratto dalla mappa PGRA2019: Reticolo Primario. L'area di intervento è campita in rosso.

Per quanto riguarda il Canale di Budrio (Fossano), appartenente al reticolo secondario di pianura, si fa riferimento alla cartografia associata al PGRA, la quale indica un livello di pericolosità P2, livello che, come si può desumere dall'estratto di mappa sotto riportato, risulta omogeneo sulla quasi totalità del territorio.

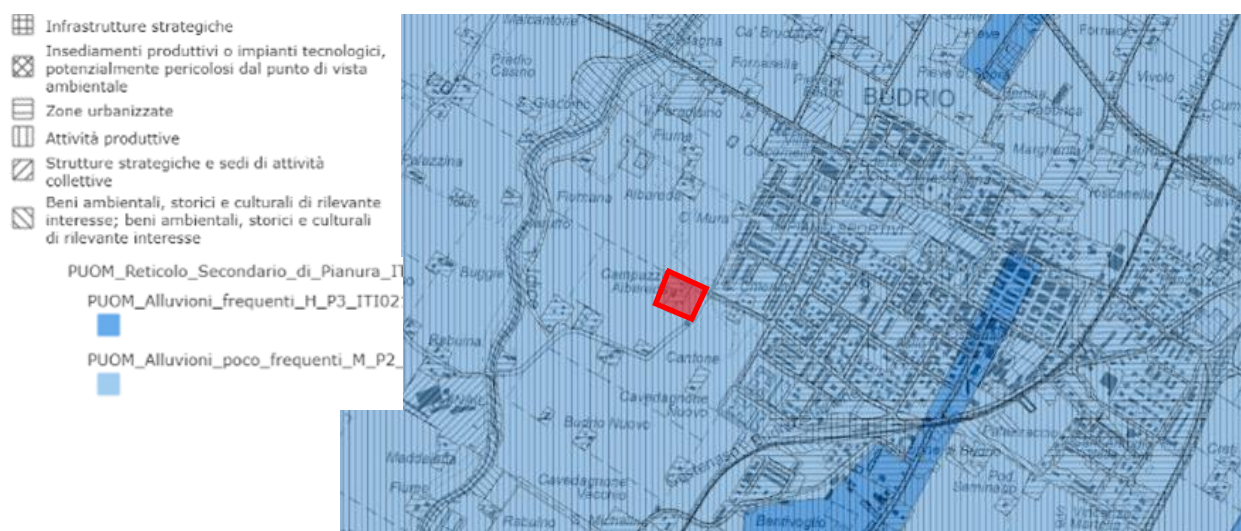


Figura 17 – Estratto dalla mappa PGRA2019: Reticolo Secondario di Pianura. L'area di intervento è campita in rosso.

Nel tratto limitrofo all'area in oggetto il Canale di Budrio corre intubato mediante una tubazione in calcestruzzo avente diametro 1300 mm. Le caratteristiche e la quota di scorrimento di tale condotto sono già state richiamate nei paragrafi precedenti in quanto esso è di fatto il recapito delle acque meteoriche del presente intervento.

Non sono pervenute informazioni relative a manifeste insufficienze o sovraccarichi legati al tratto in oggetto.

Si sottolinea inoltre che il recapito nel suddetto condotto avviene nel rispetto dei principi di invarianza idraulica e che pertanto, se confrontato alla capacità del condotto stesso, il contributo aggiuntivo dovuto al nuovo recapito risulta del tutto trascurabile.

Sulla base delle mappe sopra esposte, delle informazioni ricevute, nonché dell'altimetria dell'area, si producono le seguenti considerazioni:

- L'area in oggetto è formalmente esterna alle zone classificate ad alta probabilità di esondazione
- Non vi sono informazioni o testimonianze che possano qualificare il tratto tombato del Canale di Budrio adiacente l'intervento quale elemento connotato da chiara insufficienza idraulica e capace di produrre esondazioni sulle aree circostanti.
- Il torrente Idice presenta allo stato attuale possibili insufficienze in merito alle quote di sommità arginali, in occasione di eventi con TR=200 anni, con particolare riferimento all'argine sinistro (Ovest).
- Sebbene eventi di tracimazione vedrebbero come prioritaria l'esondazione verso Ovest, in mancanza di analisi quantitative di maggior dettaglio non è possibile escludere a priori la propagazione residua di acque tracimate da Idice anche sul fronte orientale. Peraltro, tale pericolosità residua risulta coerente con quanto previsto dalle mappe MP e da quelle PGRA aggiornate al 2019.

Alla luce di quanto esposto, si sottolinea che l'intervento prevederà quote di imposta degli edifici superiori alle strade circostanti nella misura di circa 40 cm ai quali si aggiunge la protezione addizionale lungo i confini Nord, Ovest ed Est del muretto alla base della recinzione (altezza 50 cm rispetto al livello interno all'area. Pertanto, la sommità del suddetto muretto sarà ad una altezza almeno pari ad 90 cm dall'attuale piano campagna e comunque superiore di almeno 40-50 cm alla futura quota di imposta degli edifici. Tali valori, con particolare riferimento a quello rispetto al piano di campagna attuale costituiscono un franco tangibile nei confronti di eventuali esondazioni

dovute a tracimazioni o rotture arginali del fiume Idice e successive propagazioni attraverso la campagna che separa l'area di intervento dal fiume stesso.



Figura 18 – Dettaglio dell'area di intervento. In giallo l'ingombro planimetrico del muretto alla base della recinzione.

Si rammenta infine quanto riportato nella Delibera Regionale n.1300 del 01/08/2016, per le aree definite a media pericolosità (P2), con particolare riferimento all'articolo 5.2. In esso, a titolo di esempio e senza pretesa di esaustività, vengono menzionati alcuni dei possibili accorgimenti che devono essere utilizzati per la mitigazione del rischio e che devono essere assunti in sede di progettazione al fine di garantire la compatibilità degli interventi con le condizioni di pericolosità di cui al quadro conoscitivo specifico di riferimento, demandando alle Amministrazioni Comunali la verifica del rispetto delle presenti indicazioni in sede di rilascio del titolo edilizio. In particolare:

- a.1. la quota minima del primo piano utile degli edifici deve essere all'altezza sufficiente a ridurre la vulnerabilità del bene esposto ed adeguata al livello di pericolosità ed esposizione;*
- a.2. è da evitare la realizzazione di piani interrati o seminterrati, non dotati di sistemi di autoprotezione, quali ad esempio:*

- le pareti perimetrali e il solaio di base siano realizzati a tenuta d'acqua; - vengano previste scale/rampe interne di collegamento tra il piano dell'edificio potenzialmente allagabile e gli altri piani;

- gli impianti elettrici siano realizzati con accorgimenti tali da assicurare la continuità del funzionamento dell'impianto anche in caso di allagamento; - le aperture siano a tenuta stagna e/o provviste di protezioni idonee; - le rampe di accesso siano provviste di particolari accorgimenti tecnico-costruttivi (dossi, sistemi di paratie, etc);

- siano previsti sistemi di sollevamento delle acque da ubicarsi in condizioni di sicurezza idraulica. Si precisa che in tali locali sono consentiti unicamente usi accessori alla funzione principale.

a.3. favorire il deflusso/assorbimento delle acque di esondazione, evitando interventi che ne comportino l'accumulo ovvero che comportino l'aggravio delle condizioni di pericolosità/rischio per le aree circostanti.

Le considerazioni sopra esposte in merito alla propagazione di eventuali acque esondate dal reticolo minore, unite alle quote delle strade esistenti, nonché alle previste quote di progetto le quali attestano l'area di intervento ed i suoi accessi al disopra delle strade circostanti, inducono a ritenere soddisfatti gli accorgimenti suggeriti all'art. 5.2 della DR 1300/2016, teste richiamati.

7 Conclusioni

In base all'analisi della normativa vigente ed alle indicazioni numeriche e cartografiche in essa contenute, individuate le possibili fonti di rischio idraulico sul reticolo primario e secondario, analizzati i massimi livelli di piena raggiungibili desunti dal PSAI, l'area non rientra in quelle ad alta probabilità di esondazione, ma risulta eventualmente raggiungibile da tracimazioni dovute a piene con $TR=200$ anni, secondo quanto designato dall'autorità idraulica.

Sulla entità di tali eventuali tracimazioni, gli strumenti ad oggi vigenti non forniscono indicazioni quantitative. Tuttavia, considerato che il piano di imposta degli edifici dovrà essere 40 cm superiore all'attuale piano stradale e considerate gli effetti mitigatori del muretto posto sul confine dell'area (la cui sommità si prevede 90 cm superiore al piano campagna circostante) si può concludere che, relativamente all'area in oggetto, l'intervento previsto non comporti un aggravio del rischio idraulico, né diretto, né indiretto e risulti compatibile con quanto previsto dalle vigenti norme pianificatorie.