COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

Progetto relativo al Piano Urbanistco Attuativo (PUA) con valenza di Permesso di Costruire relativo all'Ambito AR, Via Sant'Andrea in Comune di Ozzano dell'Emilia

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

Arch. Elisabetta Masi -
Arch. Gianluigi Ricciardi associati
Via Circonvallazione Nord 103
40053 Bazzano (Bo)

PROGETTISTA OPERE DI URBANIZZAZIONE
DIREZIONE LAVORI GENERALE

Ing. Stefano Marzadori
Via Gyula, 43
40054 Budrio (Bo)

PROGETTISTA RETI FOGNARIE

Ing. Andrea Bolognesi

PROPRIETA'

BANCA DI BOLOGNA REAL ESTATE S.P.A.
P.zza Minghetti, 4/D
Bologna
(già DE TOSCHI S.P.A.)

COLLABORAZIONE

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

OGGETTO:

ANALISI IDRAULICA DEL RIO CENTONARA:
RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

SCALA

TAVOLA N°

4.7

REV.	DATA	DESCRIZIONE
1°	GENNAIO 2019	
2°	APRILE 2019	
3°		
4°		
5°		
6°		

N° ARCHIVIO:

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA 2
1 PREMESSA 2
2 CONSIDERAZIONI IDROLOGICHE 2
2.1 DESCRIZIONE DEL BACINO IDROGRAFICO 2
2.2 CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA 5
2.3 STIMA DELLA PORTATA MASSIMA NELLE SEZIONI RILEVANTI DEL BACINO 5
3 IL CODICE DI CALCOLO SWMM 5.0 7
3.1 FORMULAZIONI ADDOTTATE DAL MODELLO 7
3.1.1 Modellazione dell'evento meteorico 7
3.1.2 Modelli per il deflusso superficiale 7
3.1.3 Modello idraulico per la propagazione dell'onda di piena 10
3.1.4 Schematizzazione della rete 11
3.1.5 Le equazioni del modello 12
3.1.6 Costituzione del modello idrologico/idraulico 15
3.2 SIMULAZIONE CASO STUDIO 16
3.2.1 Stima della portata massima nelle sezioni di interesse 17
4 CODICE DI CALCOLO HEC-RAS 18
5 CONCLUSIONI 22

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

1 PREMESSA

Nel seguente elaborato verrà analizzato e modellato il comportamento idraulico di una porzione del Rio Centonara adiacente alla via Emilia.

La necessità di tale studio è emersa in fase di progettazione di un nuovo complesso in via S. Andrea nel comune di Ozzano dell'Emilia. Le restrizioni legislative, vista la variazione delle quote del terreno all'interno dell'area di progetto, richiederebbero di realizzare parte delle nuove strutture a livelli elevati rispetto al piano campagna. Per tale motivo è stato conseguito uno studio idrologico-idraulico del Rio Centonara fino all'intersezione tra questo e la via Emilia, così da poter determinare le portate che transiterebbero con una precipitazione avente tempo di ritorno centennale nel tratto del rio oggetto di studio, e poter definire le misure di prevenzione necessarie per garantire un idoneo livello di sicurezza delle nuove strutture progettate.

2 CONSIDERAZIONI IDROLOGICHE

2.1 Descrizione del bacino idrografico

Il tratto di corso d'acqua in oggetto è alimentato da un bacino di 774 ha, il quale nella porzione più a monte raggiunge quote di 360 m.l.s.m. terminando nell'intersezione con la via Emilia ad una quota di 62 m.s.l.m. Una porzione del bacino defluisce nel rio Ciagnano, il quale ha lunghezza di 4006m e confluisce nel Rio Centonara all'altezza della strada comunale del Florio.

Il bacino è stato suddiviso in cinque differenti aree aventi caratteristiche simili, verranno perciò analizzate quattro differenti sezioni d'alveo.

Le prime due sezioni a monte, alimentanti una il tratto iniziale del rio Centonara e la seconda il tratto iniziale del rio Ciagnano, sono caratterizzate da pendenze elevate e terreno in parte boschivo ed in parte roccioso/argilloso, nel primo tratto vallivo si verifica un aumento del terreno coltivato, fino a giungere ad un'area particolarmente urbanizzata nell'ultimo sottobacino.

Le quattro sezioni in analisi vengono definite come segue:

- *Sezione 1.2*: prima sezione di monte del rio Centonara, situata in corrispondenza del toponimo Fornace ed avente quota di 124.8 m.s.l.m., viene alimentata da un bacino di 217 ha e da un tratto di rio lungo 2350 m. caratterizzato da una pendenza tipica del 20-35% e da terreni rocciosi molto profondi a tessitura media debolmente o moderatamente alcalini, in parte boschivi;
- *Sezione 2.2*: prima sezione di monte del rio Ciagnano, situata in corrispondenza del toponimo S. Andrea ed avente quota di 135 m.s.l.m., viene alimentata da un bacino di 175 ha e da un tratto di rio lungo 1760 m. caratterizzato da una pendenza compresa tra il 20 ed il 35% e da terreni aventi caratteristiche simili alla superficie analizzata nella sezione 1.2;
- *Sezione 1.3*: sezione nella quale il rio Ciagnano confluisce nel rio Centonara, ad una quota di 100 m.s.l.m., viene alimentata nel complesso da 644 ha, le due aree finali non ancora esposte che alimentano la sezione hanno pendenza tipica che varia dal 15% al 3% e risultano composte da terreni a tessitura variabile da fine a tendenzialmente fine con

moderata disponibilità di ossigeno e caratteristiche variabili in relazione alla profondità da non calcarei a scarsamente o moderatamente calcarei, da neutri a fortemente alcalini; tali aree risultano in parte coltivate ed in parte boschive, con superficie di 89 ha nel versante del Rio Ciagnano e 169 ha nel versante del Rio Centonara.

- *Sezione "Arrivo"*: tale sezione è situata nell'intersezione del rio con la via Emilia, subito a valle dell'area di progettazione delle nuove costruzione, ha quota di 62 m.s.l.m. ed è alimentata dalle superfici precedentemente descritte sommate ad un'area di 130 ha, avente pendenza tipica variante tra il 1 e 0.2%, il substrato è costituito da sedimenti alluvionale calcarei, a granulometria moderatamente grossolana e media con possibili livelli ghiaiosi, provenienti dall'erosione dei suoli del Monfalcone situati nelle pendici sovrastanti. Tali superfici sono in parte coltivate ed in parte urbanizzate.

Si riportano nella *figura 1* le sezioni di analisi ed i bacini ad esse afferenti.

Attraverso le principali caratteristiche dei diversi sottobacini, ovvero superficie, lunghezza e pendenza dell'asta principale e dei diversi versanti, è possibile calcolare il tempo di corrivazione e quindi la pioggia critica per i bacini considerati.

Il tempo di corrivazione verrà stimato attraverso le formule di empiriche di Giandotti e Pezzoli, le quali permetteranno di definire un range di pertinenza. Entrambe le formule sono empiriche e derivano dall'analisi di casi reali, ed esprimono il legame mediamente esistente tra tempo di corrivazione e alcune caratteristiche del bacino di facile determinazione.

Fromula di Giandotti (1934):

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{h_{media} - h_{min}}}$$

Dove tc=tempo di corrivazione [h] A=area del bacino [km^2] L=lunghezza asta principale [km] h media= quota media del bacino [m.s.l.m.] hmin= quota della sezione di chiusura [m.s.l.m.].

Tale formula viene solitamente utilizzata per bacini di superficie maggiore rispetto a quello in analisi, consente comunque di definire l'ordine di grandezza dei risultati attesi.

Formula di Pezzoli

$$t_c = \frac{0.055\ L}{\sqrt{i}}$$

Dove L=lunghezza dell'asta principale [km]; i= pendenza media dell'asta principale.

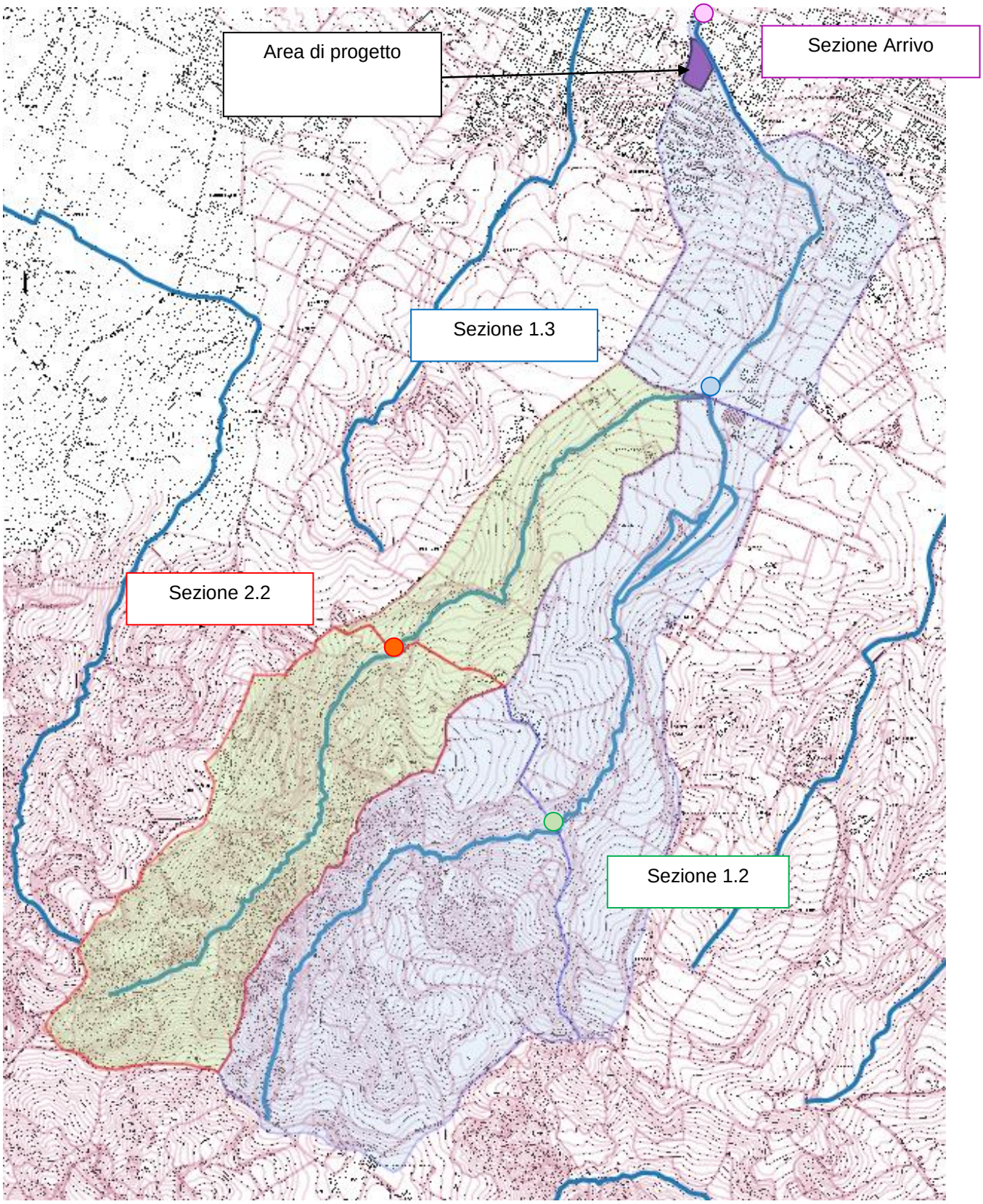


Figura 1: sottobacini delimitati dalle linee di impluvio e sezioni di chiusura principali Rio Centonara

Le caratteristiche geometriche ed i relativi tempi di corrivazione sono i seguenti:

		SEZ 1.2	SEZ 2.2	SEZ 1.3	SEZ ARRIVO
Superficie	km^2	2.174	1.754	6.441	7.743
Lunghezza Asta	km	2.20	2.35	6.14	7.42
Quota min	m.s.l.m.	125	135	85	62
Quota max	m.s.l.m.	354	363	267	100
Pend. media asta principale	%	10.62	9.69	1.75	1.16
Tempo Corrivaz. (Giandotti)	h	1.07	1.03	1.55	1.92
Tempo Corrivaz. (Pezzoli)	h	0.36	0.42	1.05	1.35

Tabella 1 Caratteristiche geometriche dei sottobacini principali e relativi tempi di corrivazione

2.2 Curva di possibilità pluviometrica

La curva di possibilità pluviometrica ed i tempi di ritorno sono forniti dal Consorzio di bonifica Renana.

Si considera la curva di possibilità pluviometrica a due parametri h=a dn assumendo la durata degli eventi critici superiore uguale all'ora. Attraverso la serie storica 1921-2005 relativa alle zone 4 ed a un tempo di ritorno di 100 anni si ottengono i seguenti dati:

a=46.076

n=0.3508

2.3 Stima della portata massima nelle sezioni rilevanti del bacino

Per il calcolo della portata al colmo ci si avvale del metodo razionale, idoneo per bacini abbastanza acclivi e di dimensione contenuta quali quello in esame.

La portata massima Qmax (m3/s) è pari a:

Qmax = (C I A)/ 360

Dove C= coefficiente d'afflusso equivalente sull'area in esame (assunto pari a 0.30-0.35); I= intensità di pioggia corrispondente alla durata critica [mm/h]; A= superficie drenata [ha]

Le superfici in analisi sono principalmente permeabili, ad eccezione dell'area urbana nel tratto finale del bacino. Tuttavia, soprattutto nel territorio di monte, la porzione permeabile risulta particolarmente acclive. Tale pendenza viene introdotta nel metodo razionale aumentando il coefficiente d'afflusso rispetto ai valori tipici di superfici coltivate o vegetate.

Si fissano valori di C=0.30 per il tratto finale e c=0.35 per le restanti aree

I valori riportati nella tabella due nascono per essere indicativi del comportamento del rio. Si realizza un modello idraulico attraverso SWMM per determinare in maggiore dettaglio il comportamento del rio nel tratto finale adiacente alle aree soggette a futura costruzione.

Qmax (m^3/s)		
SEZIONE	**Q Giandotti**	**Q Pezzoli**
Q 1.2	8.00	16.09
Q 2.2	6.59	11.91
Q 1.3	18.55	23.95
Q ARRIVO	28.59	22.64

Tabella 2 Stima della portata massima nella sezione rilevanti

3 IL CODICE DI CALCOLO SWMM 5.0

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.

3.1 FORMULAZIONI ADDOTTATE DAL MODELLO

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.

3.1.1 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.

3.1.2 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 vi 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.

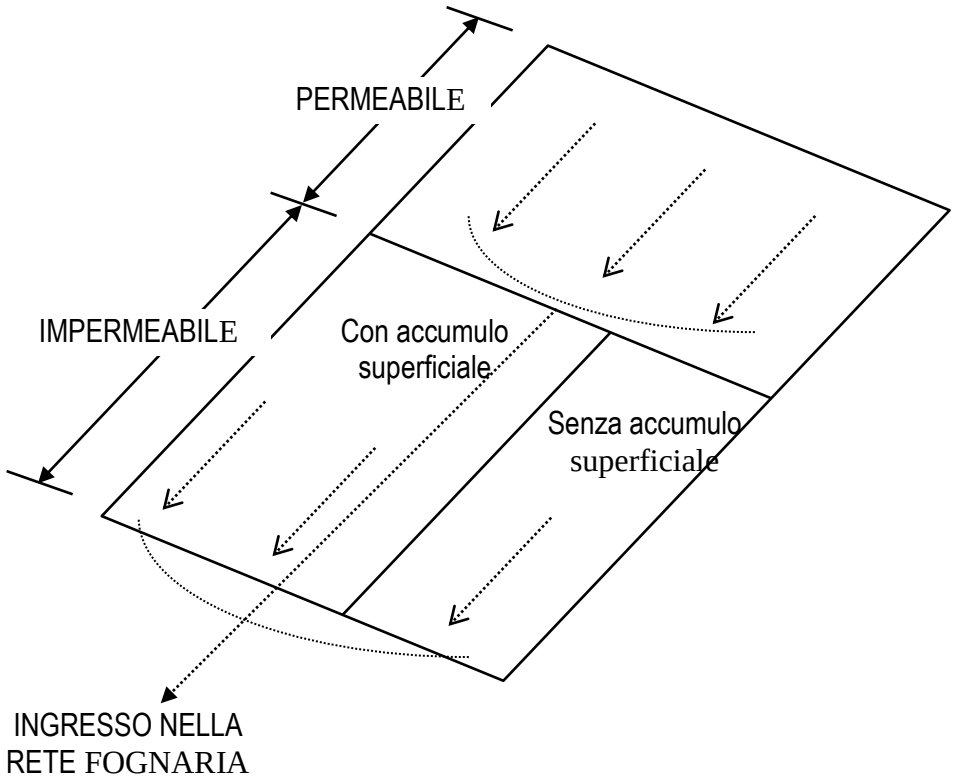


Figura 2 Schematizzazione delle aree superficiali nel modello SWMM

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:

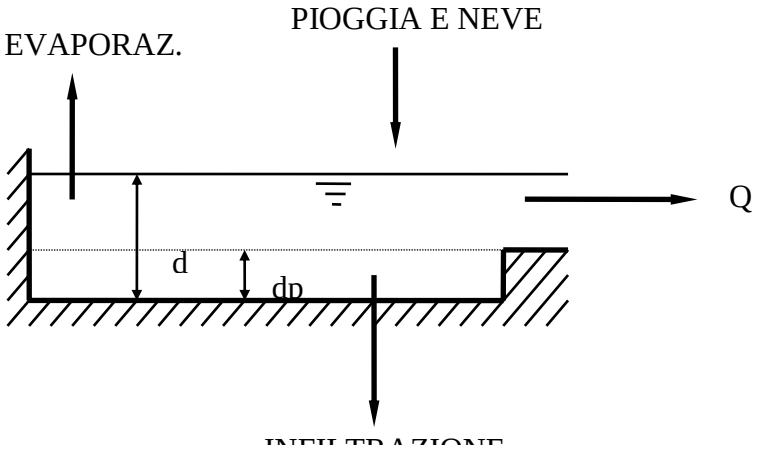


Figura 3 schema del serbatoio non lineare adottato nel modello

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 sottoarea [m^3];
d altezza d'acqua [m];
t tempo [s];
A superficie della sottoarea [m^2];
i* intensità di pioggia netta (pioggia caduta meno l'evaporazione e l'infiltrazione) [m/s];
Q portata in uscita dalla sottoarea [m^3/s].

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

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

dove:

L larghezza della sottoarea [m];
n coefficiente di scabrezza di Manning [s/m1/3];
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:

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

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.

Il modello di infiltrazione di Horton è descritto nella seguente equazione ed è illustrato graficamente in Figura X.

$$f = f_o + \left(f_i - f_o\right) e^{-at}$$

dove:

f = tasso di infiltrazione in qualsiasi momento t dall'inizio della pioggia (mm / h)
fo = capacità di infiltrazione finale (mm/h)
fi = capacità iniziale di infiltrazione (mm/h)
a = coefficiente di decadimento (1/h)
t = tempo (h)

Horton ha osservato che l'infiltrazione è alta all'inizio dell'evento e alla fine decade verso un valore limite man mano che il terreno tende alla saturazione. I coefficienti dei valori di infiltrazione iniziale e finale sono specifici del sito e dipendono dal terreno e dal complesso vegetativo di copertura.

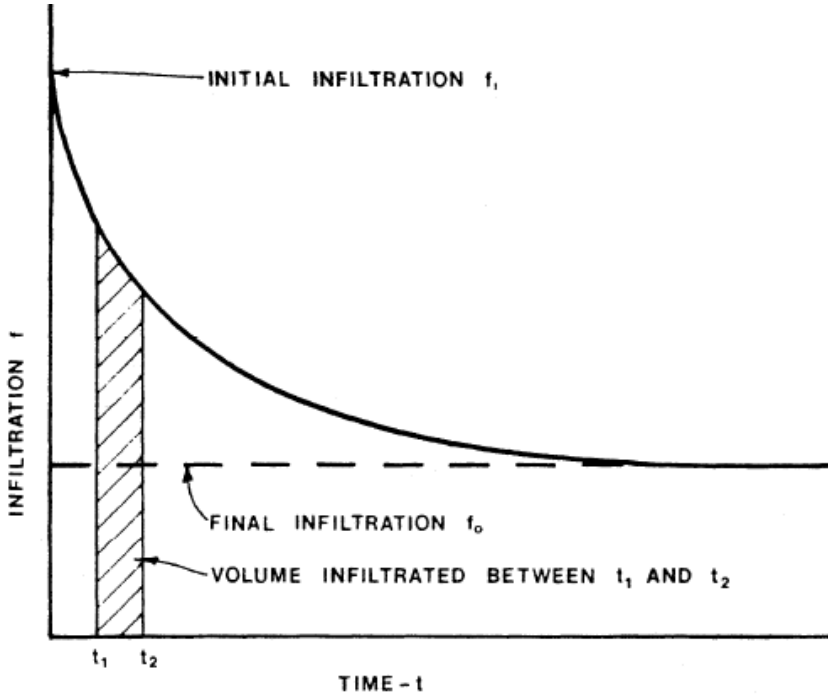


Figura 4 Rappresentazione grafica del modello di infiltrazione Horton

3.1.3 MODELLO IDRAULICO PER LA PROPAGAZIONE DELL'ONDA DI PIENA

Il modulo "Transport" consente di eseguire la propagazione dell'onda di piena. Gli elementi essenziali che compongono la rete sono i nodi ed i condotti. Nei primi si ha l'immissione del deflusso proveniente dai sottobacini, il quale, una volta entrato nella rete, si propaga all'interno dei condotti mediante il modulo Extran. 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.

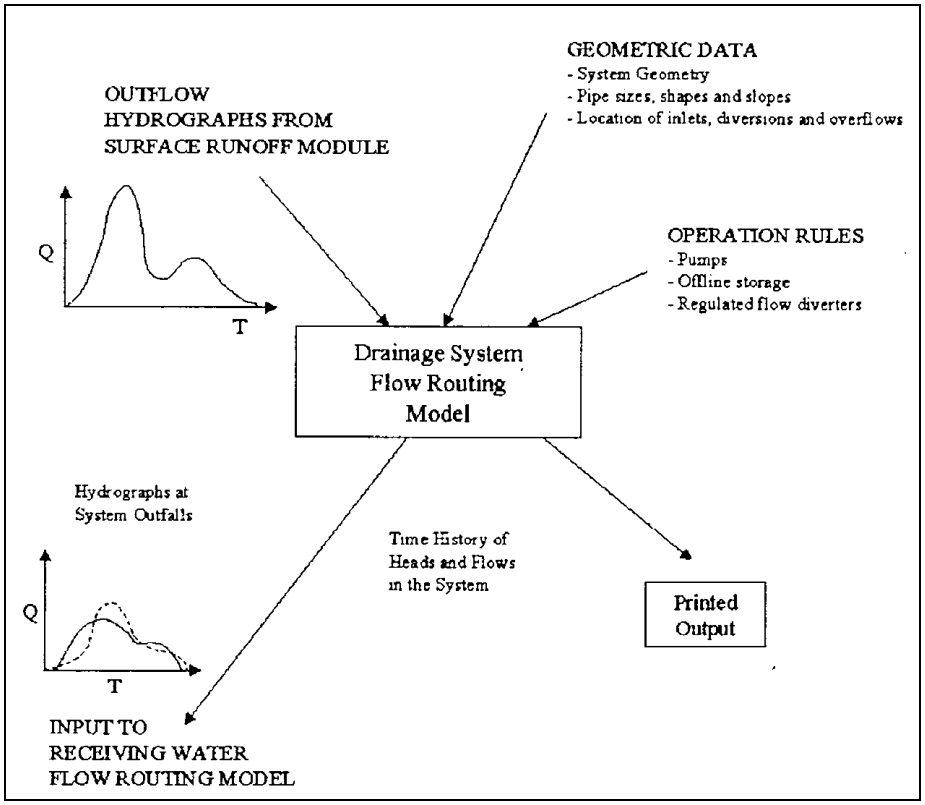


Figura 5 Schema funzionale del modulo Extran

3.1.4 SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE

Come illustrato nella successiva figura 5, la rete dei canali (aste fluviali o condotti) viene schematizzata come una sequenza di rami e nodi. Il codice di calcolo utilizza una struttura logica rami-nodi che consente una rappresentazione fisicamente basata del sistema. Anche se la figura seguente presenta un layout tipico delle reti sotterranee, le equazioni complete di De Saint Venant implementate in SWMM sono adatte per descrivere qualsiasi tipo di moto a pelo libero.

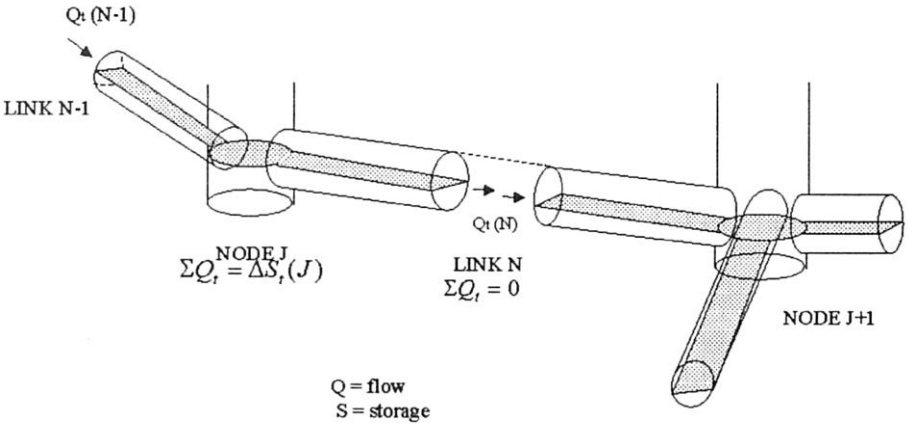


Figura 6 Schema computazionale nodi - condotti

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.

3.1.5 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 é 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:

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

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,
Sf = 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 SWMM, 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.

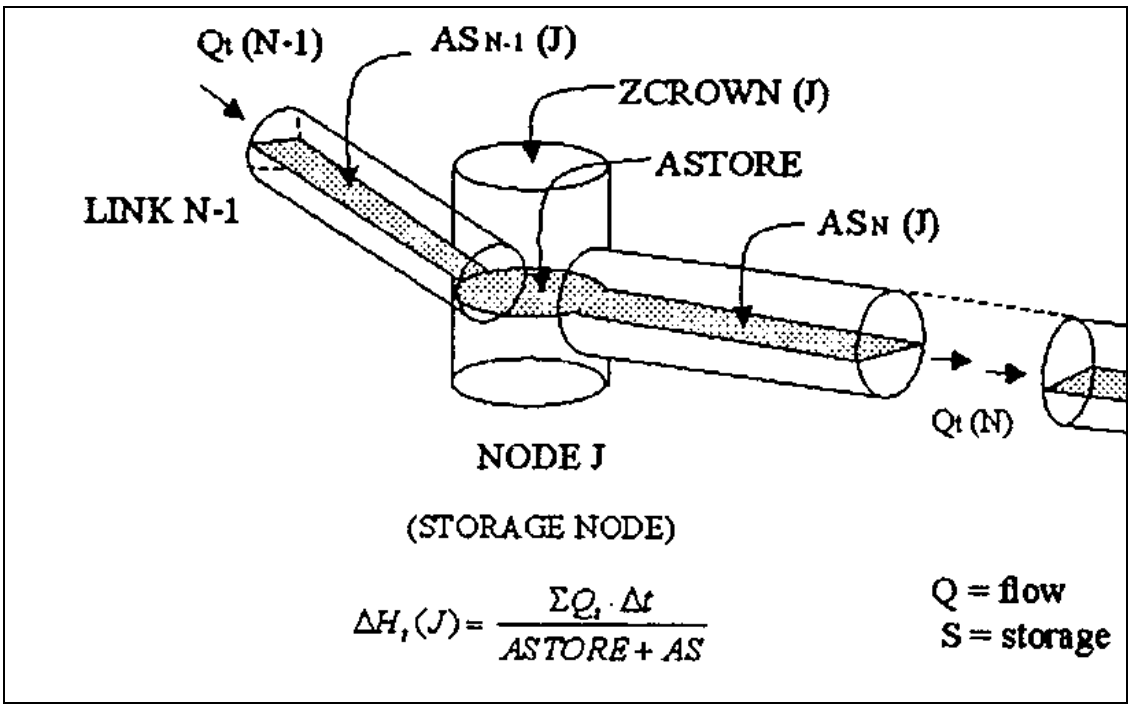


Figura 7 schema computazionale per i nodi

La figura seguente riassume i parametri di cui il modello necessita per definire gli elementi superficiali (sottobacini) e gli elementi della rete (nodi, condotti)

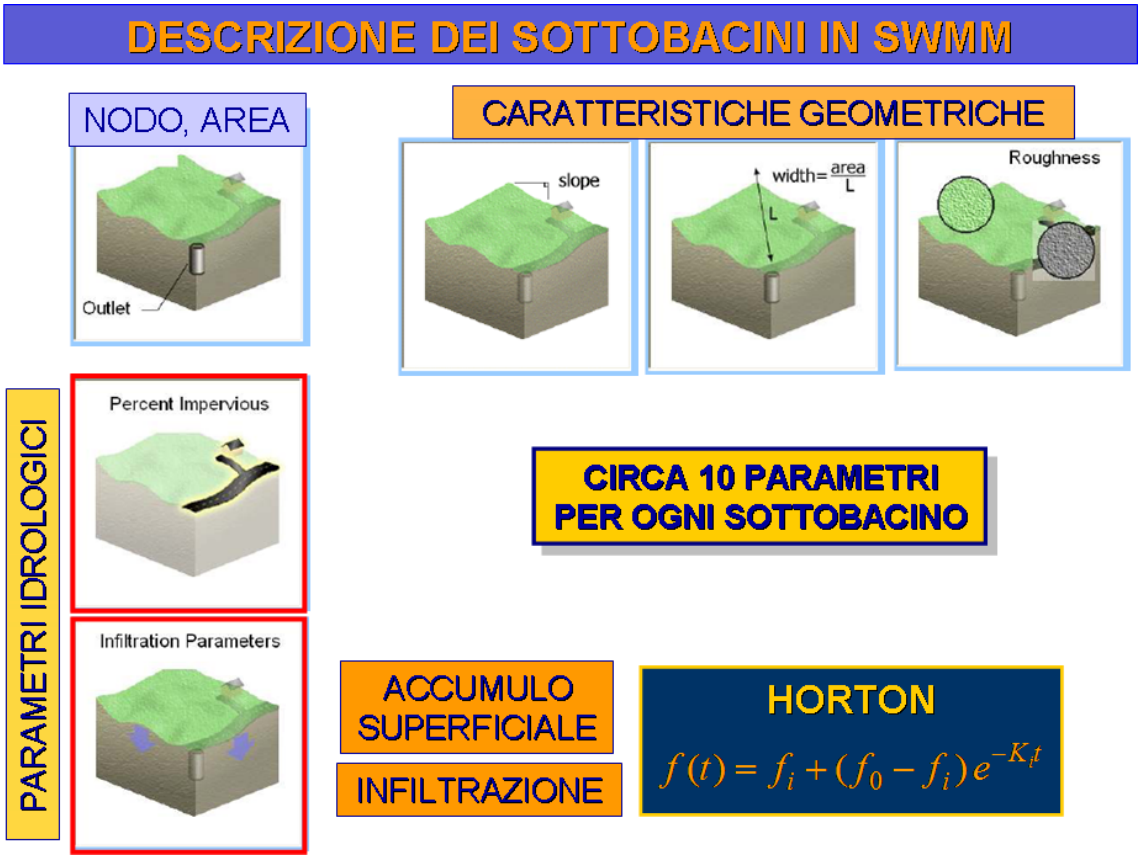


Figura 8 parametri necessari al modello per descrivere gli elementi superficiali

Figura 9 Parametri necessari al modello per descrivere gli elementi della rete (nodi, condotti).

3.1.6 Costituzione del modello idrologico/idraulico

I processi idrologici su una scala di bacino comportano tipicamente le seguenti fasi:

1) Trasformazione Afflussi / Deflussi
2) Scorrimento superficiale (runoff)
3) Propagazione nei canali/condotte

Tutte e tre le fasi saranno modellate tramite SWMM, secondo uno schema semplificato che sfrutta il modo in cui SWMM rappresenta tali processi.

Come spiegato in precedenza, SWMM calcola la piovosità netta e il successivo runoff attraverso tre possibili modelli di infiltrazione. Il modello di infiltrazione proposto da Horton, qui adottato è stato scelto in ragione di un buon equilibrio tra la semplicità e la ragionevole descrizione fisica del processo di infiltrazione.

Lo scorrimento superficiale è pertanto calcolato come un flusso su un piano inclinato descritto da parametri essenziali come: pendenza media, scabrezza, rapporto larghezza / lunghezza. Il flusso che scorre su tali falde inclinate giunge poi ai canali/condotti, nei quali la propagazione non è più concettuale, ma basata sulle equazioni di De Saint Venant in forma completa, producendo pertanto una rappresentazione fisica della propagazione e della diffusione dell'onda di iena nello spazio e nel tempo.

La morfologia dei bacini della Fossa di Spezzano (stretti ed allungati) ben si presta ad essere riprodotta mediante SWMM, in quanto minima è la parte di trasferimento dell'onda affidata al modello concettuale, rispetto a quella riprodotta mediante equazioni fisicamente basate.

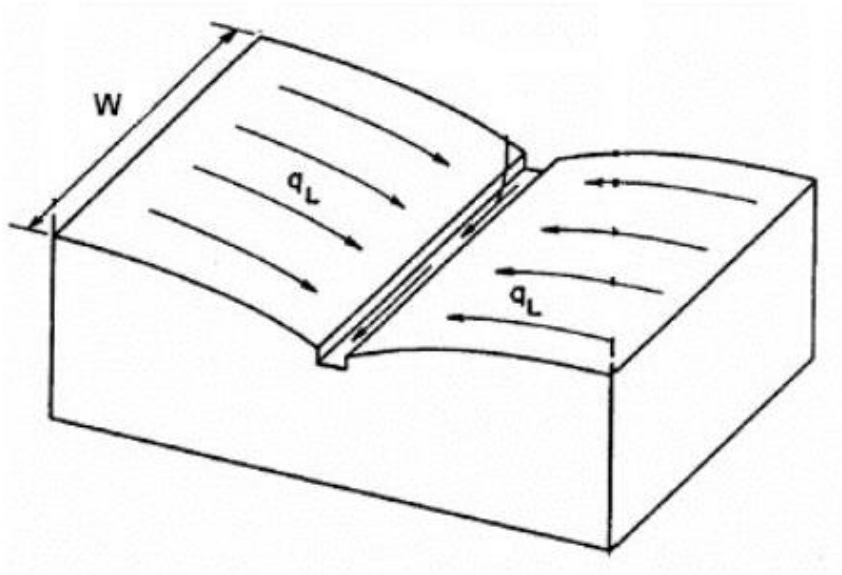


Figura 10 schema concettuale adottato da SWMM per il trasferimento dai versanti aste del reticolo

Lo schema esposto nelle figura 12 e 13 è applicato a ciascun bacino delimitato (Settore, come definito in precedenza), integrando tutti e tre i sottomoduli appena menzionati.

Il comparto è stata schematizzato secondo la suddivisione in bacini esposta in figura 1. Ai sottobacini è stato attribuito un grado di impermeabilizzazione variabile da un minimo del 2% per aree non urbanizzate, ad un massimo del 50% per sottobacini che comprendono una parte rilevante di tessuto urbano continuo, sebbene in complesso a densità edilizia non elevata.

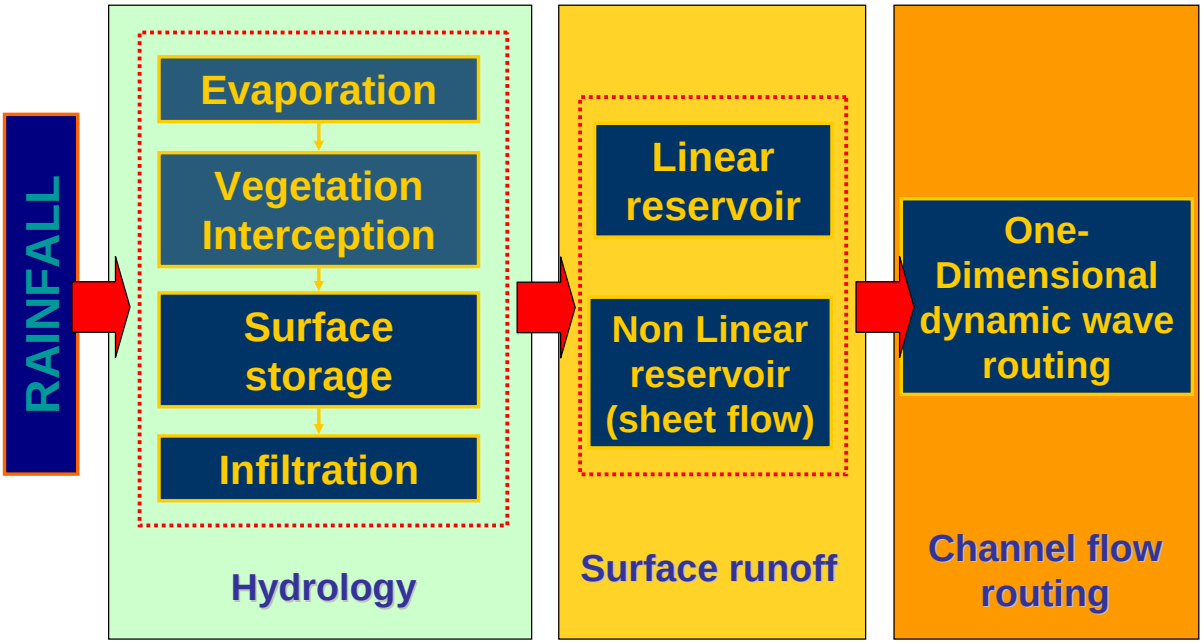


Figura 11 Diagramma di flusso concettuale generico per la modellazione idrologica e idraulica.

Mentre la frazione impermeabile dà vita direttamente a scorrimento superficiale (runoff), per descrivere le modalità di infiltrazione nella frazione permeabile si è adottata la legge di Horton e conseguentemente sono stati definiti i relativi parametri. In particolar modo i tassi di infiltrazione massimo (37.5 mm/h) e minino (4 mm/h) sono stati assunti pari a quelli tipici per un terreno che comprende argille e limi; la costante di decadimento del tasso di infiltrazione è stata fissata su un tipico valore di letteratura (2 h^{-1}). Per quanto riguarda gli altri principali parametri necessari alla definizione del sottobacini, si sono assunti:

Pendenza dei sottobacini	Definita in ragione della pendenza media dei versanti che insistono sul tratto di asta considerato
Scabrezza sup. imperm. (Manning)	0.015 $s/m^{1/3}$
Scabrezza sup. perm. (Manning)	0.100 $s/m^{1/3}$
Perdite idrologiche sup. imperm.	2 mm (20 m^3/ha)
Perdite idrologiche sup. perm.	5 mm (50 m^3/ha)

3.2 SIMULAZIONE CASO STUDIO

Si necessita di apprendere il comportamento del tratto di rio di interesse nel caso si verifichi una precipitazione avente i paramenti a ed n riportati nel secondo capitolo. A tale scopo si è scelto di modellare l'area attraverso SWMM.

Per la realizzazione del modello si introducono nel programma i sottobacini afferenti alle sezioni precedentemente esposte con le relative caratteristiche.

Figura 12 Sottobacino di riferimento

La precipitazione sintetica inserita nel modello deve provocare il maggiore afflusso di portata alle sezioni in esame. A tale scopo si inserisce uno ietogramma rettangolare i cui valori di intensità e precipitazione sono ricavati utilizzando i coefficienti di a ed n precedentemente esposti ed una durata equivalente a 2h.

Tale ietogramma si ottiene per iterazione introducendo nel modello le precipitazioni relative a diverse durate del fenomeno. La durata introdotta corrisponde a 2h in quanto, nonostante tale valore sia maggiore rispetto ai valori ottenuti nel capitolo precedente con le formule di Giandotti e Pezzoli, provoca il maggiore afflusso di portata nelle sezioni in esame.

3.2.1 STIMA DELLA PORTATA MASSIMA NELLE SEZIONI DI INTERESSE

Si riporta il grafico contenente l'evoluzione delle portate dovute alla precipitazione descritta. Tale

portata si riferisce all'ultima sezione del modello introdotto in SWMM, nonché la prima del tratto di canale di cui si intende analizzare il comportamento.

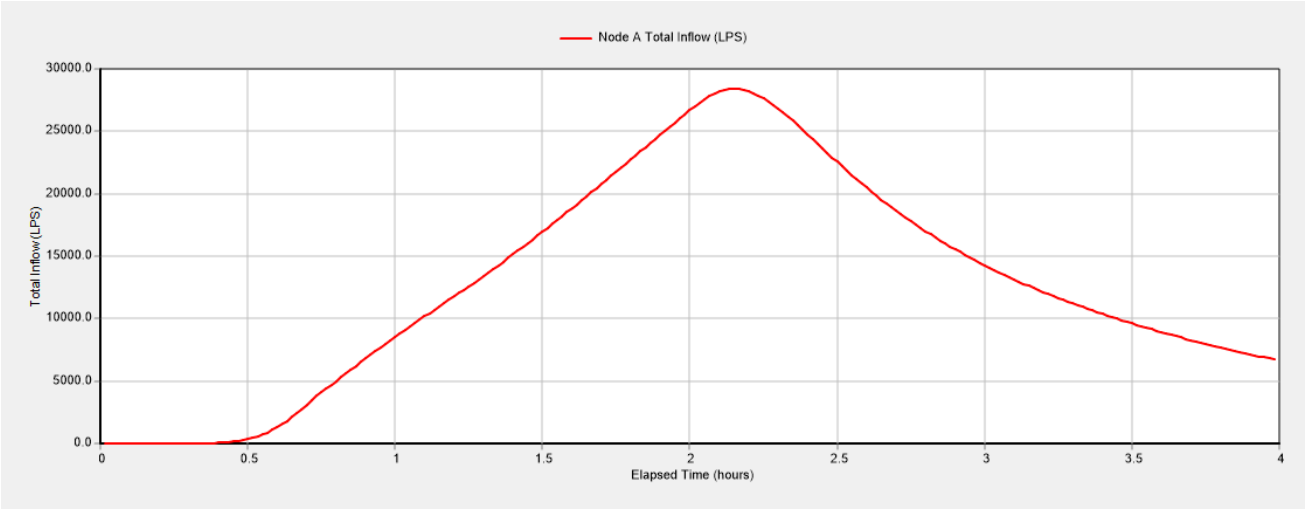


Figura 13 Evoluzione di portata (l/s)

La portata massima corrisponde a 28.43 m^3/s e si verifica dopo 2.08 ore dall'inizio del fenomeno.

4 CODICE DI CALCOLO HEC-RAS

Per l'analisi del comportamento nel tratto di canale interessato si utilizza il codice di calcolo Hec-Ras in moto stazionario introducendo il massimo valore di portata ottenuto dalla modellazione attraverso SWMM.

Le sezioni terminali in analisi mostrano una repentina variazione nella morfologia dell'alveo, si preferisce perciò, per una maggiore affidabilità dei risultati, in fase di modellazione introdurre un'interpolazione delle sezioni ad intervalli variabili, tale scelta permette di ottenere informazioni maggiormente affini al comportamento fisico.

Si introducono all'interno del modello le sezioni sotto riportate.

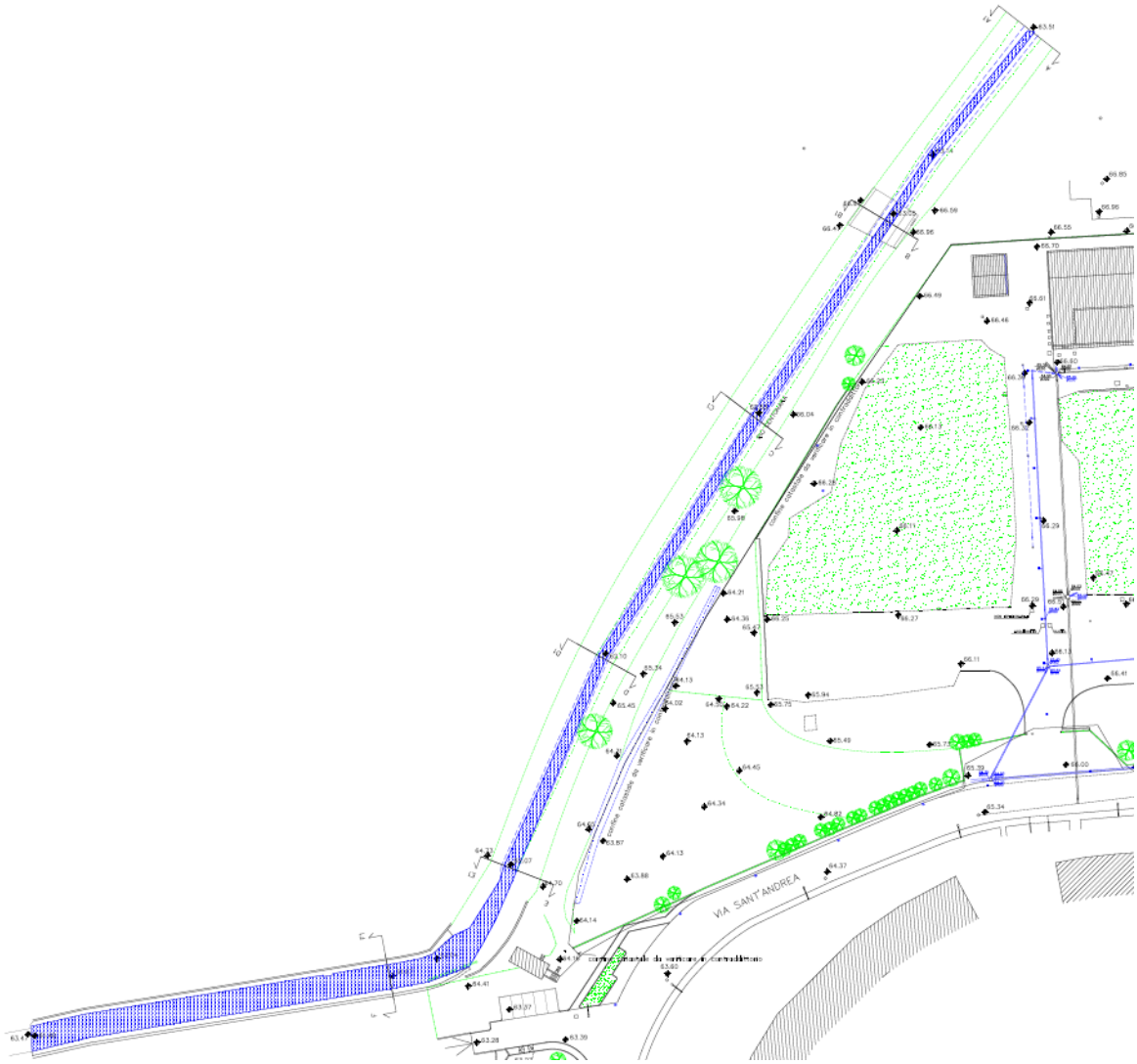


Figura 14 Tratto d'alveo oggetto di studio

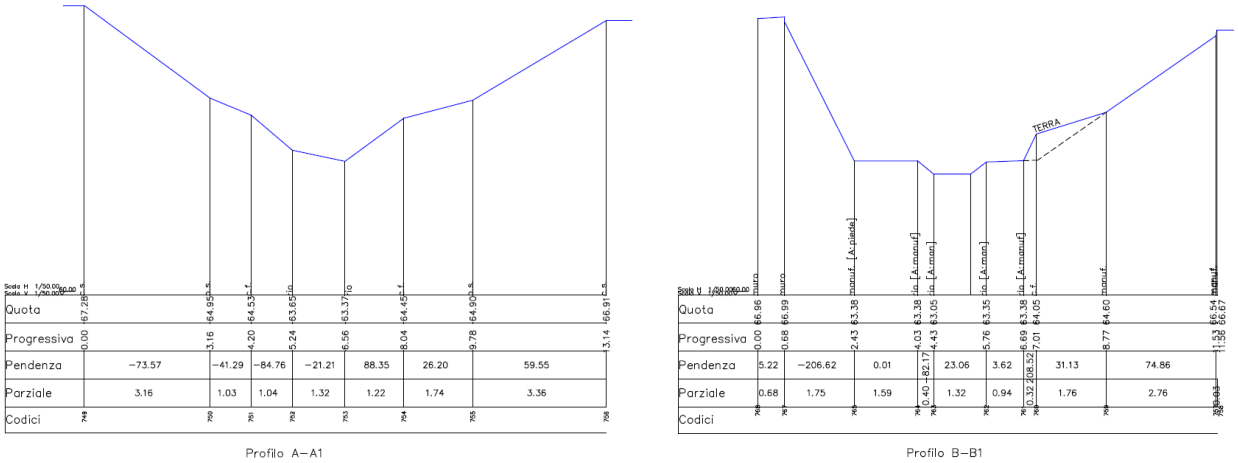


Figura 15 Sezioni di studio A e B

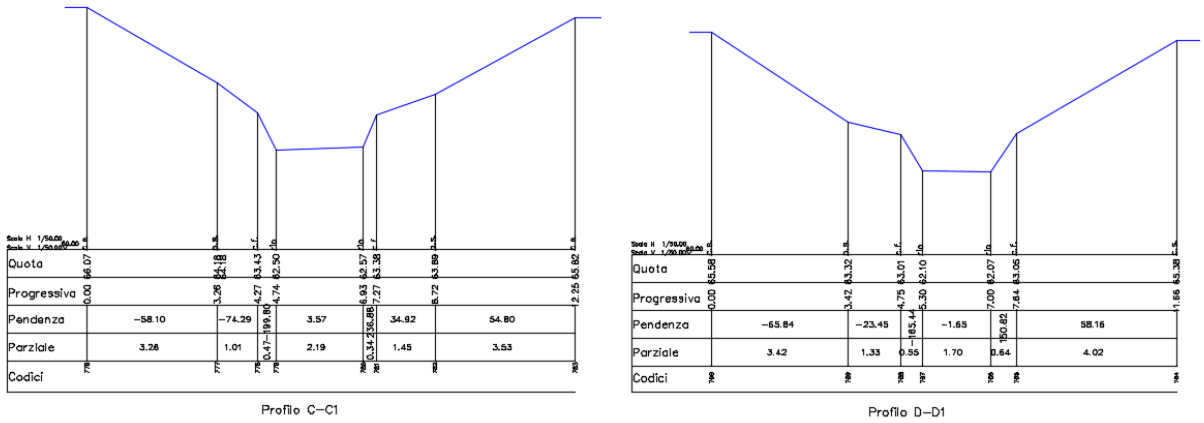


Figura 16 Sezioni di studio C e D

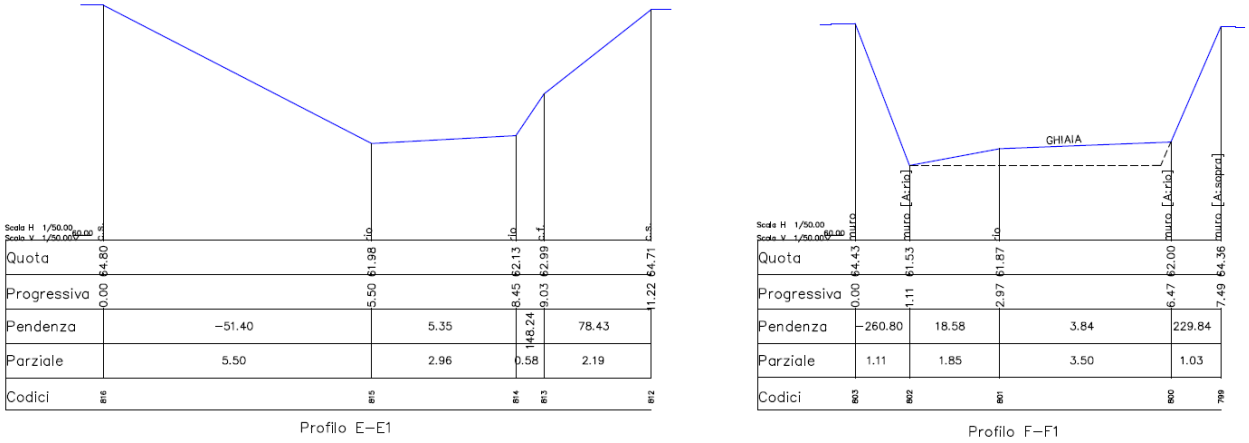


Figura 17 Sezioni di studio E e F

Si riporta il profilo ottenuto con Hec ras ed i risultati tabellati a seguito dell'introduzione nel tratto di una portata di 28.43m^3/s

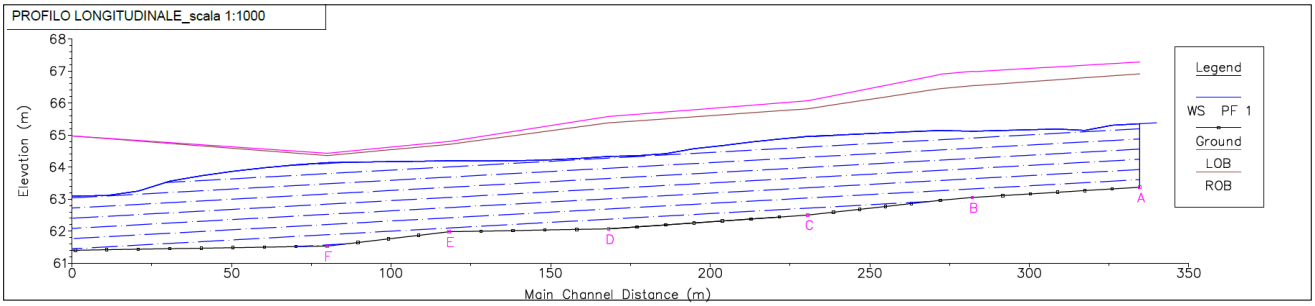


Figura 18 Profilo longitudinale sezioni di studio

River Station	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
A(100)	28.43	63.37	65.35	65.45	66	3.57	7.97	7.93	1.14
B(90)	28.43	63.05	65.12	64.81	65.47	2.62	10.86	7.93	0.71
C(80)	28.43	62.5	64.96		65.27	2.46	11.56	8.75	0.68
D(70)	28.43	62.07	64.33		64.77	2.93	9.69	7.97	0.85
E(60)	28.43	61.98	64.2	63.69	64.44	2.19	12.98	9.39	0.59
F(50)	28.43	61.53	64.14	63.21	64.33	1.95	14.55	7.28	0.44
Inizio attr. V.Emilia (10)	28.43	61.4	63.09	62.89	63.67	3.36	8.46	5	0.82

5 CONCLUSIONI

La presente relazione ha illustrato il comportamento idraulico del tratto di studio, a tale scopo è stato analizzato il comportamento idrologico dei sottobacini a monte del tratto.

Prima dell'esposizione dei risultati e delle relative conclusioni si premette che in tutte le fasi di realizzazione dell'analisi:

- Non sono state tenute in considerazione le possibili esondazioni in prossimità degli attraversamenti del corso d'acqua a monte del tratto in analisi;
- Non sono stati considerati possibili invasi e/o aree di espansione presenti lungo il rio;
- Sono state trascurate le differenze di livelli tra le due sponde del canale, nonostante la sponda destra abbia livelli inferiori rispetto a quella sinistra, con la conseguente esondazione del versante opposto prima di quello di interesse.

Si riportano in tabella i livelli relativi a ciascuna sezione.

River Station	Q Total	Fondo	Livello idrico	Sponda DX	Sponda SX
	(m^3/s)	(m slm)	(m slm)	(m)	(m)
A(100)	28.43	63.37	65.35	66.91	67.28
B(90)	28.43	63.05	65.12	66.55	66.99
C(80)	28.43	62.5	64.96	65.82	66.07
D(70)	28.43	62.07	64.33	65.38	65.58
E(60)	28.43	61.98	64.20	64.71	64.80
F(50)	28.43	61.53	64.14	64.36	64.43
Inizio attr. V.Emilia (10)	28.43	61.4	63.09	63.47	63.47

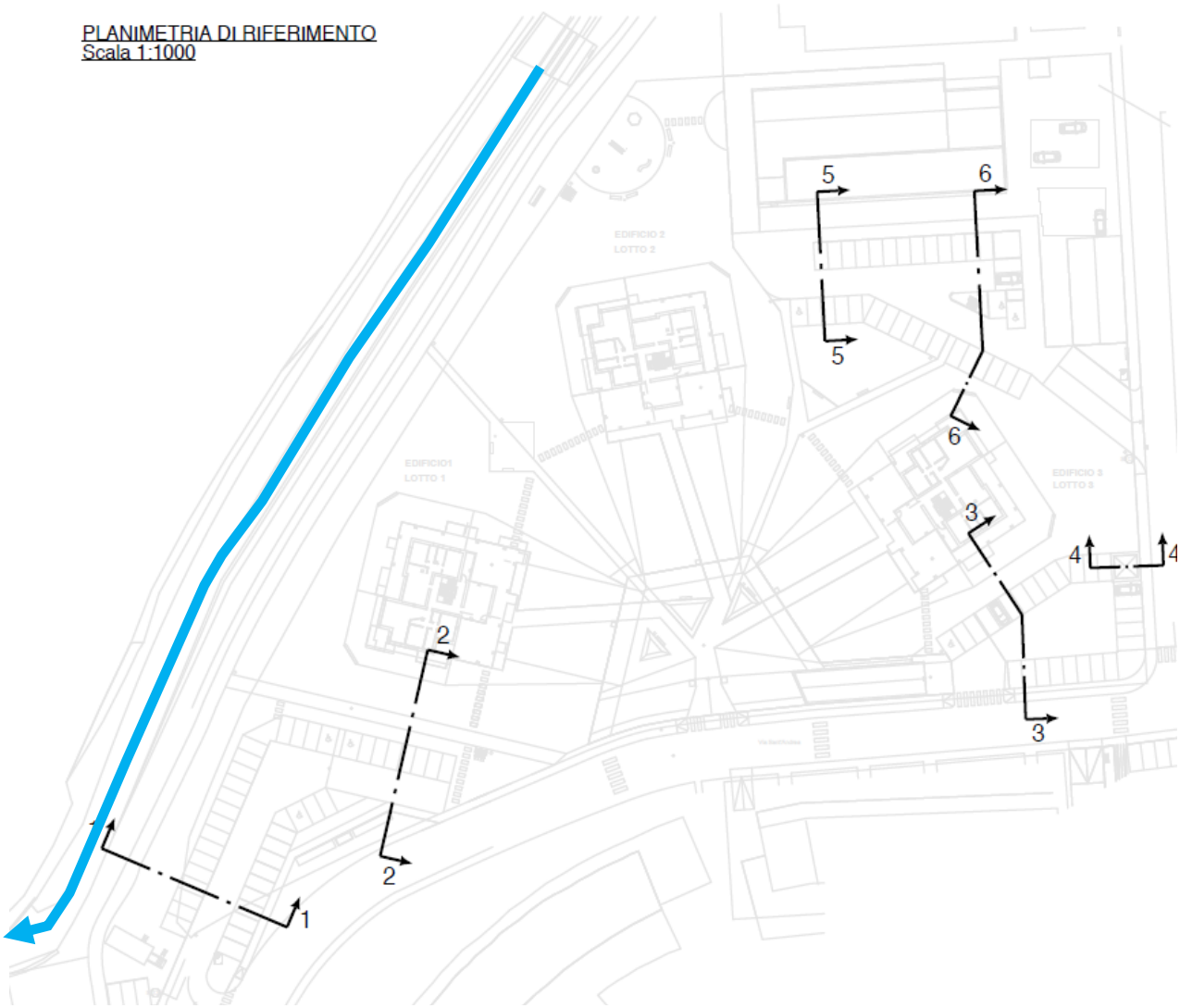
Tutte le sezioni fino alla E compresa garantiscono un franco idraulico di 0.50 m sul massimo livello. Considerazioni aggiuntive sono richieste sia nella sezione E sia nel breve tratto fra E ed F incluso nell'intervento in oggetto, essendo detto tratto in corrispondenza di una curva del canale e subendo quindi i conseguenti effetti asimmetrici di rialzo del profilo sull'esterno della curva. Si illustrano di seguito i calcoli per ottenere il suddetto rialzo ed il conseguente franco aggiuntivo rispetto al valore normale utilizzato per i tratti rettilinei.

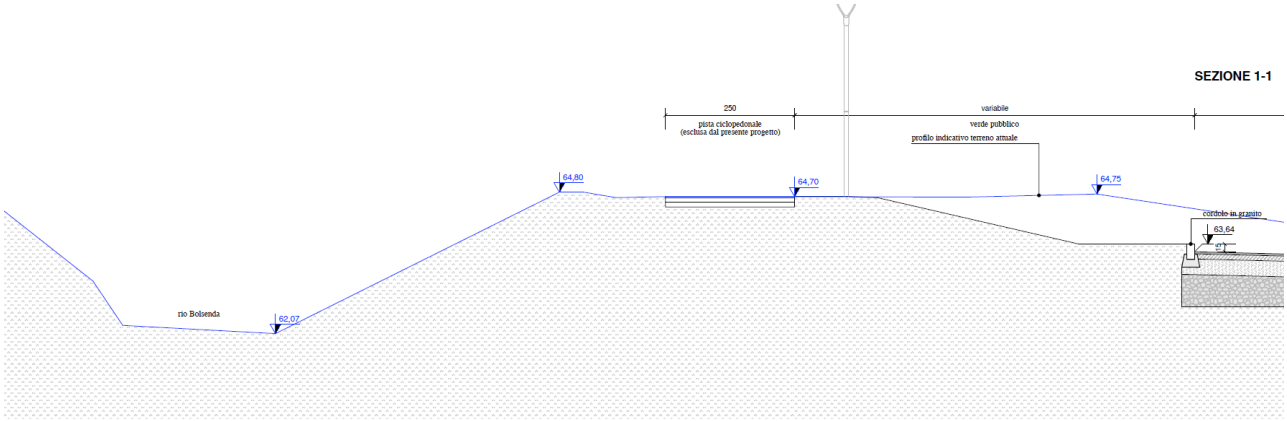
$$\delta h = \frac{V^2}{g \cdot r} B$$

Dove dh= variazione di quota fra sponda dx e sx; V= velocità media della corrente; r= raggio di curvatura del tracciato; B= larghezza del pelo libero; g= accelerazione di gravità.

Si ottiene una variazione totale di 0.16 m, ossia un rialzo in sinistra di 0.08 m ed un uguale abbassamento in destra. Perciò il lato sinistro vedrà il profilo idrico crescere sino a 64.28 e 64.22 m slm rispettivamente nelle sezioni E ed F.

Perché il franco minimo venga garantito la quota di coronamento in sponda sinistra a partire dalla sezione E dovrà includere tale maggiorazione. A titolo di esempio nella sezione E la quota di coronamento dovrà essere non inferiore a 64.78 m.s.l.m. nella sponda sinistra e 64.64 m.s.l.m. nella sponda destra.





Le figure precedenti mostrano rispettivamente la planimetria delle tracce delle sezioni e la sezione 1-1. Tale sezione architettonica è coincidente con la sezione E da rilievo e menzionata in precedenza. Come si nota, coerentemente alla quota minima richiesta (64.78) il progetto prevede che la quota del ciglio sinistro sia pari a 64.80 m s.l.m. Tale quota, posta nel punto idraulicamente più critico e più depresso del profilo arginale, diviene quindi il cosiddetto “ciglio del canale di riferimento” citato all’art. 3, comma 6, punto b) del POC, rispetto alla quale valutare gli 0.50 m di sicurezza per i piani di calpestio degli edifici e gli ingressi agli interrati.

In tal senso l’edificio più basso altimetricamente è quello relativo al Lotto 1 (Sezione 2-2), per il quale il piano di calpestio antistante l’ingresso all’edificio stesso è posto a quota 65.54 m s.l.m., quindi 0.74 metri al di sopra del ciglio di riferimento. Ugualmente le quote di ingresso agli interrati presentano un congruo franco rispetto ai 64.80 + 0.50 m previsti dal sopracitato articolo del POC.