COMO ACQUA

via Borgovico, 148 - Como

RIFACIMENTO RETE ACQUEDOTTO VIA MONTALE, VIA MANZONI, VIA G. PASCOLI, VIA G. DELEDDA, VIA OTTONE DA LUCINO, VIA DON GUANELLA, VIA VARESINA, VIA LEONARDO DA VINCI, VIA GIACOMO MATTEOTTI E VIA ROMA NEL COMUNE DI MONTANO LUCINO (CO)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

DATA
FEB 2022

VERIFICA DI COMPATIBILITA' IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO DI VIA MANZONI

CODICE
AML 3.09

SCALA
-

REV.
01

I progettisti

Ing. Alessandro Balbo
Ordine Ingegneri Milano - N. A22903

Ing. Giacomo Galimberti
Ordine Ingegneri Como - N. 2171A

WISE

Gruppo di lavoro

Arch. Domenico Avati
Ing. Daniele Recalcati
Ing. Roberta Romiti

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	EMISSIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
01	06/2022	REVISIONE CDS	GG	AB	GG
00	02/2022	PRIMA EMISSIONE	GG	AB	GG

INDICE

1 PREMESSA 3

2 QUADRO DI RIFERIMENTO PROGRAMMATICO 4

2.1 Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni 4

2.2 Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Pgra nel settore urbanistico (DGR X/6738) 6

2.3 Variante PAI 6

2.4 Direttiva 4 in allegato alle Norme di Attuazione del PAI 7

2.4.1 Aspetti generali di compatibilità idraulica 8

2.4.2 Criteri di compatibilità idraulica per i ponti e i rilevati di accesso esistenti 8

3 DESCRIZIONE DEL PROGETTO 10

3.1 Rifacimento delle principali dorsali della rete di acquedotto di Montano Lucino 10

3.2 Descrizione dell'intervento: *Attraversamento in Via Manzoni* 10

4 MODELLAZIONE IDRAULICA E VERIFICA DI COMPATIBILITA' 13

4.1 Analisi idrologica e quantificazione delle portate 13

4.1.1 Premessa 13

4.1.2 Individuazione delle sezioni idrologiche di interesse 13

4.1.3 Stima delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica 15

4.1.4 Il tempo di corrivazione del bacino 17

4.1.5 Ragguaglio delle piogge all'area 17

4.1.6 Modellazione afflussi deflussi e stima delle onde di piena di progetto 18

4.1.7 Determinazione della pioggia di progetto 19

4.1.8 Il modello idrologico NAM 19

4.1.9 Parametri del modello utilizzati 21

4.1.10 Risultati ottenuti 22

4.2 Modello idraulico fluviale 23

4.2.1 Premessa 23

4.2.2 Codice di calcolo 23

4.2.3 Descrizione del modello Hec-RAS 23
4.2.4 Descrizione topografica dell'alveo e delle aree golenali 26
4.2.5 Condizioni al contorno 27
4.2.6 Scabrezze 28

4.3 Affinamento e calibrazione del modello per la presente verifica 29

4.4 Simulazioni condotte e risultati ottenuti 30

5 CONCLUSIONI 34

1 PREMESSA

Il presente elaborato è finalizzato a descrivere la verifica di compatibilità idraulica del nuovo collettore di rete di adduzione previsto in Via Manzoni, nel Comune di Montano Lucino (località Lucino): il collettore verrà collocato lungo il ponte esistente in prossimità dell'intersezione fra Via Manzoni e Via Leopardi, in attraversamento aereo del Torrente Seveso. In particolare, si realizzeranno due basamenti a trave rovescia, uno per sponda, dove verrà appoggiato ed ancorato un tubo camicia in acciaio DN500 autoportante nel quale verrà infilato la condotta in PEA-DE 280. Tale intervento si colloca all'interno del più ampio progetto di razionalizzazione della rete acquedottistica comunale denominato "*Rifacimento rete acquedotto via Montale, via Manzoni, via G. Pascoli, via G. Deledda, via Ottone da Lucino, via Don Guanella, via Varesina, via Leonardo Da Vinci, via Giacomo Matteotti e via Roma nel comune di Montano Lucino (CO)".*

Il presente studio è stato sviluppato considerando i dati derivanti dall'analisi idrologica e idraulica effettuata nello studio "*Alto Seveso naturale ed urbano oltre il 2015"* redatto dagli scriventi nel 2017, nonché a partire dal modello idraulico fluviale del Torrente Seveso sviluppato in sede di tale studio.

La verifica di compatibilità idraulica è stata condotta integrando il modello numerico precedentemente sviluppato con rilievi topografici più recenti delle sezioni fluviali interessate dall'intervento, e calibrandolo a partire dai risultati presentati nell' Allegato 3 alla relazione tecnica della variante al PAI del Torrente Seveso approvata nel 2020 ("*Relazione sull'aggiornamento delle analisi idrologiche e idrauliche del Torrente Seveso a supporto della predisposizione della variante al piano stralcio per l'assetto idrogeologico*") e nella relazione idrologico-idraulica del progetto "*Realizzazione di opere di laminazione nell'Alto Seveso*" redatta da AIPO nel 2022.

La compatibilità idraulica è stata verificata ai sensi della Direttiva 4 allegata alle Norme di Attuazione del PAI per la valutazione delle condizioni di rischio, che prescrive di considerare una portata di riferimento con tempo di ritorno pari a 100 anni ed un franco idraulico minimo pari alla metà dell'altezza cinetica osservata nella sezione fluviale oggetto di verifica, e comunque non inferiore a 1.00 m.

2 QUADRO DI RIFERIMENTO PROGRAMMATICO

2.1 Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni

Il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po, con deliberazione n. 2 del 3 marzo 2016, ha approvato il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).

Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni è lo strumento operativo previsto dal d.lgs. 49/2010, in attuazione alla Direttiva Europea 2007/60/CE, per individuare e programmare le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute umana, per il territorio, per i beni, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali.

Il PGRA-Po contiene in sintesi:

- la mappatura delle aree potenzialmente interessate da alluvioni, classificate in base alla pericolosità (aree allagabili) e al rischio, con particolare riferimento alle situazioni a maggiore criticità;
- il quadro attuale dell'organizzazione del sistema di protezione civile in materia di rischio alluvioni;
- le misure da attuare per ridurre il rischio nelle fasi di prevenzione e protezione e nelle fasi di preparazione, ritorno alla normalità ed analisi.

Le mappe di pericolosità evidenziano le aree potenzialmente interessate da eventi alluvionali secondo gli scenari di bassa probabilità (P1 - alluvioni rare con T=500 anni), di media probabilità (P2- alluvioni poco frequenti T=100-200 anni) e alta probabilità (P3 - alluvioni frequenti T=20-50 anni), distinte con tonalità di blu, la cui intensità diminuisce in rapporto alla diminuzione della frequenza di allagamento.

Le mappe identificano ambiti territoriali omogenei distinti in relazione alle caratteristiche e all'importanza del reticolo idrografico e alla tipologia e gravità dei processi di alluvioni prevalenti ad esso associati, secondo la seguente classificazione:

- Reticolo idrografico principale (RP)
- Reticolo idrografico secondario collinare e montano (RSCM)
- Reticolo idrografico secondario di pianura artificiale (RSP)
- Aree costiere lacuali (ACL).

Le mappe di rischio classificano secondo 4 gradi di rischio crescente (R1 - rischio moderato o nullo, R2 - rischio medio, R3 - rischio elevato, R4 - rischio molto elevato) gli elementi che ricadono entro le aree allagabili.

Le mappe di pericolosità e rischio contenute nel PGRA rappresentano un aggiornamento e integrazione del quadro conoscitivo rappresentato dagli elaborati del PAI.

Tra le misure di prevenzione previste nel PGRA vi è quella di associare, alle aree che risultano allagabili, un'idonea normativa d'uso del territorio, coerente con quella già presente nel PAI per i fenomeni alluvionali ivi considerati.

È con questo obiettivo che è stata avviata (giugno 2015) la procedura di adozione di una Variante alle Norme di Attuazione del PAI con la quale viene introdotto il Titolo V contenente "Norme in materia di coordinamento tra il PAI e il Piano di Gestione Rischio di Alluvioni (PGRA)".

Con deliberazione 5/2016, nella seduta del 7 dicembre 2016, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del F. Po adotta il Progetto di Variante alle Norme di Attuazione del PAI e del PAI Delta.

Di seguito si richiamano sinteticamente alcuni articoli desunti dal nuovo titolo V, significativi dal punto di vista urbanistico:

art. 57, comma 1: gli elaborati cartografici rappresentati dalle *Mappe della pericolosità* e dalle *Mappe del rischio di alluvione* indicanti la tipologia e il grado di rischio degli elementi esposti (di seguito brevemente definite Mappe PGRA) e pubblicate sui siti delle Regioni, costituiscono integrazione al quadro conoscitivo del PAI;

art. 57, comma 3: le suddette Mappe PGRA costituiscono quadro di riferimento per la verifica delle previsioni e prescrizioni del PAI ai sensi del precedente articolo 1, comma 9 delle Norme di Attuazione con riguardo, in particolare, all'Elaborato n. 2 (*Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici – Inventario dei centri abitati montani esposti a pericolo*), all'Elaborato n. 3 (*Linee generali di assetto idraulico e idrogeologico*) nonché per la delimitazione delle Fasce fluviali di cui alle Tavole cartografiche del PSFF en dell'Elaborato 8 del Piano;

art. 58, comma 1: le Regioni, ai sensi dell'art. 65, comma 6 del D. Lgs. n. 152/2006, entro 90 giorni dalla data di entrata in vigore del presente Titolo V, emanano, ove necessario, disposizioni concernenti l'attuazione del PGRA nel settore urbanistico;

art. 58, comma 2: le Regioni individuano, ove necessario, eventuali ulteriori misure ad integrazione di quelle già assunte in sede di adeguamento dello strumento urbanistico al PAI. Dette misure, salva la possibilità di una loro migliore specificazione ed articolazione sulla base dei dati ed elementi a disposizione negli specifici casi, devono essere coerenti rispetto ai riferimenti normativi di seguito indicati:

Reticolo principale di pianura e di fondovalle (RP):

- nelle aree interessate da alluvioni frequenti (aree P3), alle limitazioni e prescrizioni previste per la Fascia A dalle norme del precedente Titolo II del PAI;
- nelle aree interessate da alluvioni poco frequenti (aree P2), alle limitazioni e prescrizioni previste per la Fascia B dalle norme del precedente Titolo II del PAI;
- nelle aree interessate da alluvioni rare (aree P1), alle disposizioni di cui alla precedente art 31 del PAI;

art. 59, comma 1: in conformità con quanto stabilito dall'art. 7, comma 6, lett. a del D. Lgs. n. 49/2010, tutti i Comuni, ove necessario, provvedono ad adeguare i rispettivi strumenti urbanistici;

art. 59, comma 2: nell'ambito dell'attività di adeguamento di cui al comma precedente i Comuni, all'interno dei centri edificati (come definiti o nell'ambito delle leggi regionali in materia, purché coerenti con le citate definizioni), adeguano i loro strumenti urbanistici al fine di minimizzare le condizioni di rischio esistenti, anche attraverso una valutazione più dettagliata delle condizioni di rischio locale.

2.2 Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Pgra nel settore urbanistico (DGR X/6738)

Regione Lombardia, con D.G.R. X/6738 del 19.06.2017, approva le "*Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell'emergenza, ai sensi dell'art. 58 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del fiume Po così come integrate dalla Variante adottata in data 07.12.2016 con deliberazione n. 5 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po".*

Le disposizioni contenute nell'allegato A della suddetta DGR costituiscono integrazione ai Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica idrogeologica e sismica approvati con DGR IX/2616 del 30.11.2011.

L'allegato A, al punto 3.1.3, introduce le disposizioni concernenti l'attuazione del PGRA per i corsi d'acqua non interessati nella pianificazione di bacino vigente dalla delimitazione delle fasce fluviali.

In particolare, la norma prevede che:

- Nelle aree interessate da alluvioni frequenti P3/H si applichino le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia A;
- Nelle aree interessate da alluvioni frequenti P2/M si applichino le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia B;
- Nelle aree interessate da alluvioni frequenti P1/L si applichino le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia C;

2.3 Variante PAI

La variante di aggiornamento della delimitazione delle Fasce fluviali del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino del fiume Po: torrente Seveso da Lucino alla confluenza nella Martesana in Milano è stata definitivamente approvata con decreto del Segretario generale dell'ADBPO n. 484 del 30 dicembre 2020. Il progetto di variante è costituito dai seguenti elaborati:

- *Relazione tecnica*
- *Allegato 1*: Atlante cartografico delle fasce fluviali (su base CTR e su base ortofoto)
- *Allegato 2*: Atlante di inquadramento dell'assetto di progetto
- *Allegato 3*: Relazione sull'aggiornamento delle analisi idrologiche e idrauliche a supporto della Variante al PAI
- *Allegato 4*: Relazione sulle osservazioni pervenute al progetto di variante al PAI

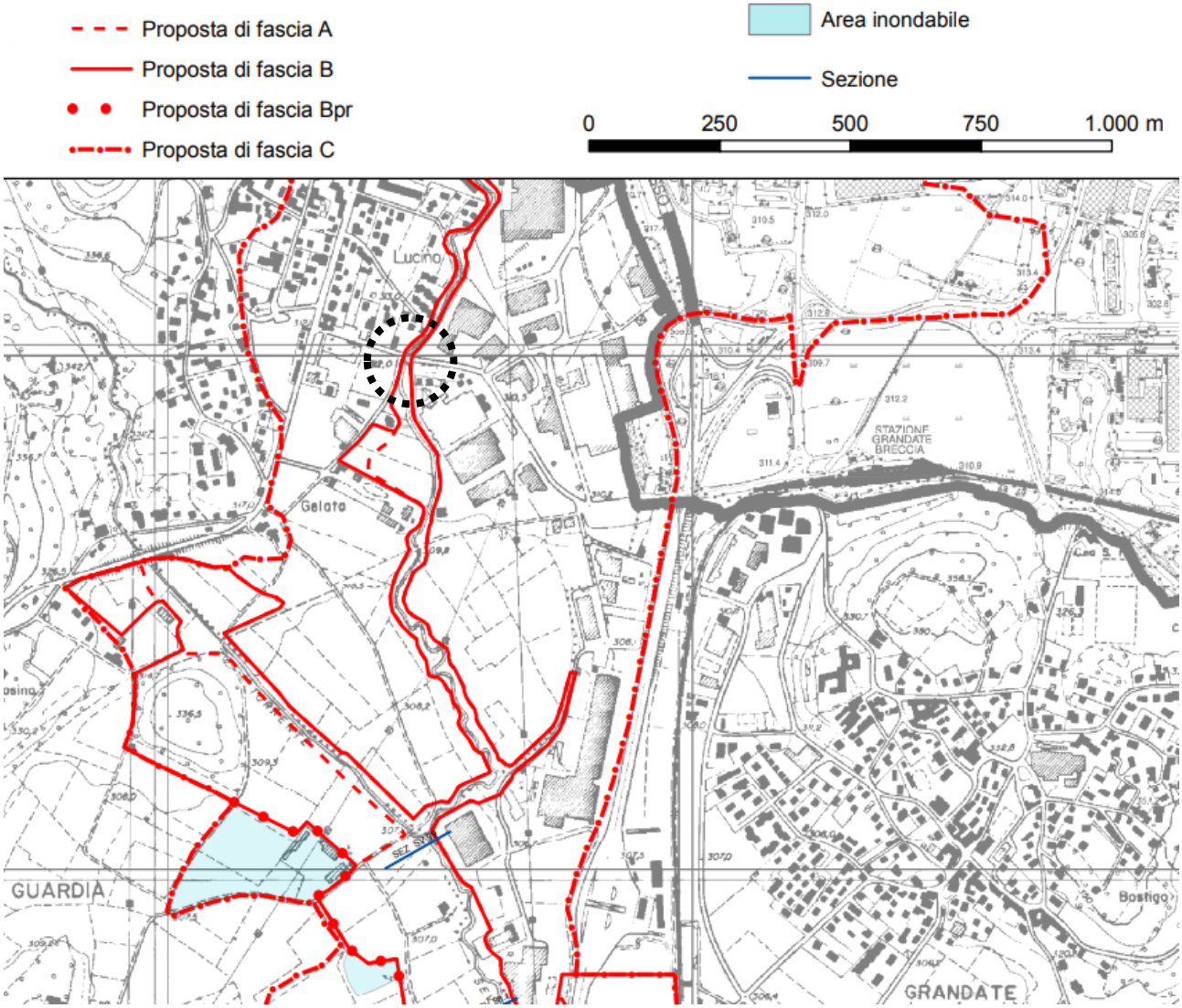

Figura 1 – Allegato 1 variante Pai Seveso 2020

Di particolare interesse per il presente studio è l'*Allegato 3*, che contiene i risultati delle analisi idrologiche e della modellazione idraulica del reticolo idrico del Seveso svolte dalla Società ETATEC – Studio Paoletti, utilizzati come strumento di calibrazione per il modello fluviale usato in sede di verifica di compatibilità idraulica.

2.4 Direttiva 4 in allegato alle Norme di Attuazione del PAI

Il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po, con deliberazione n. 10 del 5 aprile 2006, ha aggiornato la Direttiva 4 in allegato alle Norme di attuazione del Piano stralcio per l'Assetto

Idrogeologico (PAI): essa fornisce i criteri, le prescrizioni e gli indirizzi di natura tecnica sulla base dei quali redigere lo studio idraulico, che deve corredare i progetti delle opere idrauliche e infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico, necessario a valutare la compatibilità delle stesse con le prescrizioni del Piano stralcio.

La direttiva contiene in sintesi i seguenti elementi di interesse ai fini del presente studio:

2.4.1 Aspetti generali di compatibilità idraulica

- *"…nella regione fluviale vengono individuate e delimitate le porzioni di territorio funzionali alla delimitazione dell'alveo di piena ordinaria (Fascia A), all'espandersi della piena per i tempi di ritorno assunti a riferimento (Fascia B), e le aree che potrebbero avere zone di coinvolgimento per piene con tempi di ritorno maggiori dei 200 anni (Fascia C)."*
- *"Lo studio di compatibilità idraulica, i cui contenuti sono dettagliati al successivo punto 2., deve identificare e quantificare gli effetti dell'intervento in progetto sul corso d'acqua rispetto alle condizioni fisiche e idrologiche precedenti alla realizzazione dello stesso. Gli effetti principali da considerare sono i seguenti:*
  - *Modifiche indotte sul profilo inviluppo di piena,*
  - *Riduzione della capacità di invaso dell'alveo,*
  - *Interazioni con le opere di difesa idrauliche (opere di sponda e argini) esistenti,*
  - *Opere idrauliche in progetto nell'ambito dell'intervento,*
  - *Modifiche indotte sull'assetto morfologico planimetrico e altimetrico dell'alveo di inciso e di piena,*
  - *Modifiche indotte sulle caratteristiche naturali e paesaggistiche della regione fluviale,*
  - *Condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alla piena.*

  Rispetto a tali effetti non pare possibile individuare criteri di compatibilità quantitativi in via preliminare e con validità generale; la valutazione specifica viene pertanto rimandata ai singoli interventi, sulla base delle indicazioni orientative e di indirizzo che vengono individuate nella scheda di valutazione riportata in Allegato 1."

2.4.2 Criteri di compatibilità idraulica per i ponti e i rilevati di accesso esistenti

"I criteri di compatibilità che assumono carattere di prescrizioni per i ponti esistenti sono di seguito elencati:

- *Portata di piena di progetto. Il tempo di ritorno della piena di progetto per le verifiche idrauliche del ponte devono normalmente rispettare i seguenti valori:*
  - *per i corsi d'acqua interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali, non inferiore a quello assunto per la delimitazione della Fascia B;*
  - *per i corsi d'acqua non interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali non inferiore a 100 anni.*
- *Franco minimo. Il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena*

di progetto e la quota di intradosso del ponte deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a un 1.00 m; il valore del franco deve essere assicurato per almeno 2/3 della luce quando l'intradosso del ponte non sia rettilineo e comunque per almeno 40 m, nel caso di luci superiori a tale valore. Il franco minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di sommità del rilevato di accesso al ponte (piano viabile) deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m. "

3 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Nel presente capitolo è fornito l'inquadramento progettuale di riferimento per l'intervento oggetto di verifica della compatibilità idraulica.

3.1 Rifacimento delle principali dorsali della rete di acquedotto di Montano Lucino

Nell'ambito del progetto *"Rifacimento rete acquedotto via Montale, via Manzoni, via G. Pascoli, via G. Deledda, via Ottone da Lucino, via Don Guanella, via Varesina, via Leonardo Da Vinci, via Giacomo Matteotti e via Roma nel comune di Montano Lucino (CO)"* si prevedono interventi e soluzioni progettuali aventi l'obbiettivo di razionalizzare la rete acquedottistica comunale predisponendo la separazione delle reti di distribuzione e di adduzione.

Il progetto si articola in tre ambiti di intervento principali:

- località Lucino: realizzazione di una nuova condotta adduttrice idrica che partirà dal serbatoio "Manzoni" fino a raccordarsi con la condotta esistente in acciaio DN150 in Via Roma.
- località Lucino: realizzazione di una nuova rete di distribuzione che alimenterà diverse vie di Lucino Bassa. In particolare, si diramerà lungo via Manzoni, via Pascoli, via Deledda, via Ottone da Lucino, via Don Guanella, via Piazza Europa Unita e, in due tratti differenti, via Varesina (SS342). La rete sarà caratterizzata da tubazioni in PEAD con diversi diametri in progetto: DE180, DE160 e DE 125.
- località Montano: realizzazione di una nuova rete di distribuzione che alimenterà diverse vie della frazione Montano. In particolare, si diramerà lungo via Roma, via Matteotti e via da Vinci. La rete sarà realizzata da un'unica tipologia di tubazione: il PEA-DE160.

Il progetto consentirà di ottenere una configurazione acquedottistica ottimale con una condotta adduttrice che, tramite il pompaggio delle acque, alimenta unicamente i serbatoi di accumulo e compenso ed una rete di distribuzione che fornisce gli adeguati fabbisogni alle utenze. Per maggiori dettagli sullo stato di fatto del sistema acquedottistico e sugli interventi previsti si rimanda all'elaborato "*Relazione Generale e Tecnica*".

3.2 Descrizione dell'intervento: *Attraversamento in Via Manzoni*

Nell'ambito della realizzazione della nuova dorsale adduttrice idrica in località Lucino (Figura 2), si prevede l'attraversamento aereo del Torrente Seveso da parte del nuovo collettore immediatamente a valle del ponte situato all'intersezione fra Via Manzoni e Via Leopardi. L'intervento prevede la realizzazione di due basamenti a trave rovescia, uno per sponda, dove verrà appoggiato ed ancorato un tubo camicia in acciaio DN500 autoportante nel quale verrà inserita una condotta in PEA-DE 280. Sulla tubazione, in sponda sinistra del corso d'acqua, si posizionerà uno sfiato a triplice funzione per garantire l'emissione dell'aria accumulata.

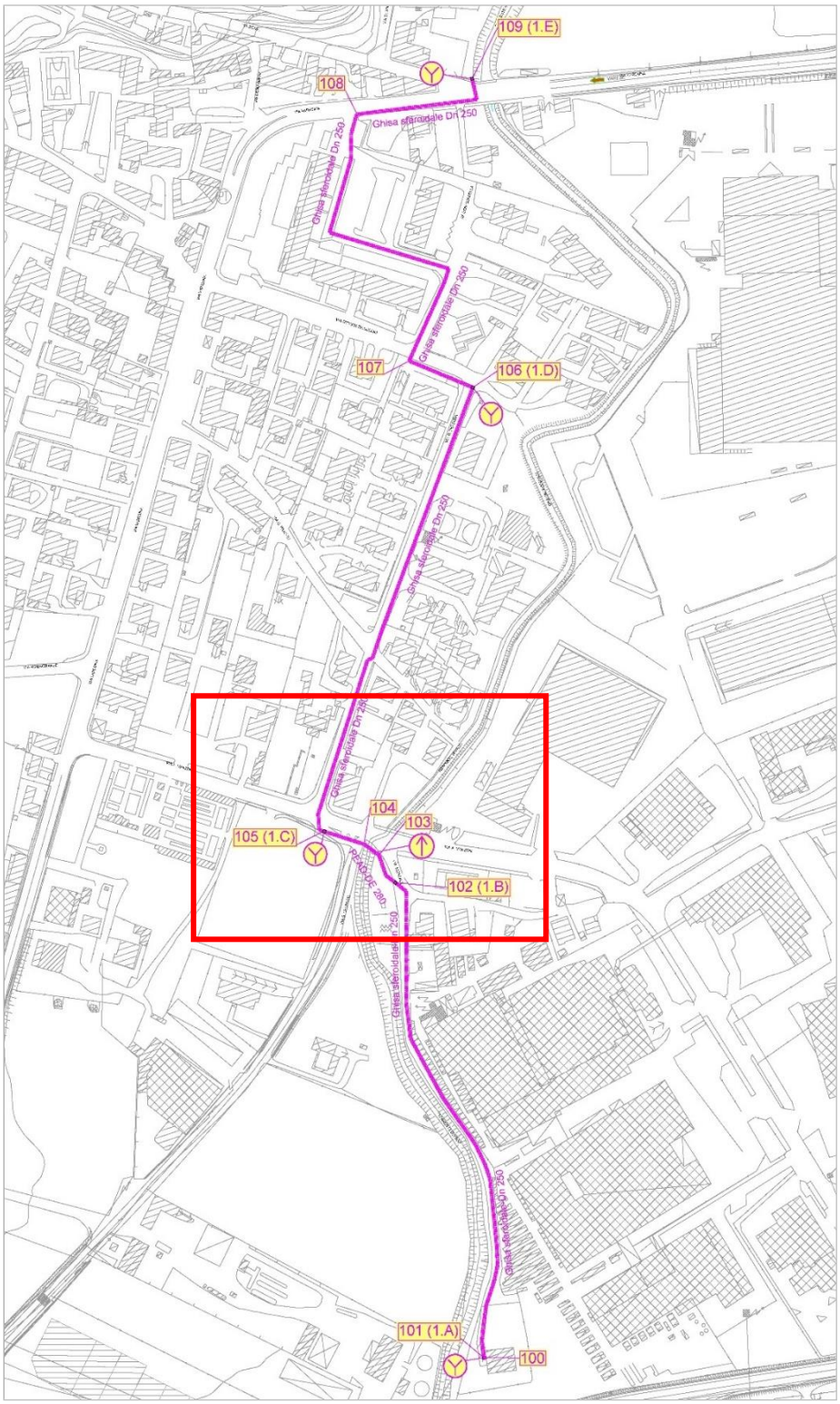

Figura 2 – Nuova linea adduttrice – Lucino Basso.

Figura 3 – Ponte di Via Manzoni sul Seveso in stato di fatto.

4 MODELLAZIONE IDRAULICA E VERIFICA DI COMPATIBILITA'

4.1 Analisi idrologica e quantificazione delle portate

4.1.1 Premessa

Per la presente verifica di compatibilità idraulica sono stati ripresi i risultati ottenuti dall'analisi idrologica condotta per il precedente studio "*Alto Seveso naturale e urbano*". Lo scopo dell'analisi idrologica è quello di definire le portate di progetto da utilizzare nelle successive fasi di modellazione idraulica. Di seguito vengono presentati gli elementi principali di tale analisi.

4.1.2 Individuazione delle sezioni idrologiche di interesse

Per la modellazione idrologica-idraulica del corso d'acqua sia nello stato attuale che in successive configurazioni di progetto è di fondamentale importanza la determinazione delle onde di piena da utilizzare come condizioni al contorno del modello. A tal fine non è possibile utilizzare direttamente le portate idrologiche, né tantomeno possono essere determinati gli idrogrammi di piena relativi a sezione di chiusura progressive in quanto essi aumenterebbero di portata da monte verso valle e sarebbero rappresentativi del comportamento totale del bacino.

Per una corretta modellazione occorre invece determinare gli idrogrammi di piena relativi ai cosiddetti "sottobacini residui" ovvero relativi alla porzione di bacino compresa tra due sezioni di chiusura contigue. In tale contesto assume quindi di notevole importanza la scelta del livello di dettaglio dei sottobacini dal momento che aumentando tale dettaglio si riduce l'incertezza legata alla modellazione afflussi-deflussi dei fenomeni idrologici di formazione della piena nei sottobacini, inevitabilmente di tipo concettuale. Tale metodologia è già stata impiegata nello *"Studio di Fattibilità Seveso - Lambro Olona dell'Autorità di Bacino del Po (2004)*", che costituisce il riferimento per il bacino del Seveso e che è stato recepito nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni. Anche il successivo studio di AIPO utilizza la stessa metodologia.

Per il bacino del torrente Seveso, la cui superficie totale a valle della confluenza con il Fontanile di Luisago è pari a circa 20.04 km^2, sono state individuate 6 sezioni idrologiche di interesse scelte in corrispondenza delle principali immissioni e della localizzazione delle opere previste nel progetto (vedi "*Corografia*"). Partendo dai sottobacini SEV-1 e SEV-2 dello studio Lambro-Olona sono state individuati i seguenti sottobacini: SEV-1a a monte della confluenza con il torrente Valle Grande, SEV-1b torrente Valle Grande, SEV-1c fosso Nis, SEV-1d fosso Lusert, SEV-2a sottobacino compreso tra la confluenza con il fosso Lusert e la confluenza con il Fontanile di Luisago, SEV-2b Fontanile di Luisago.

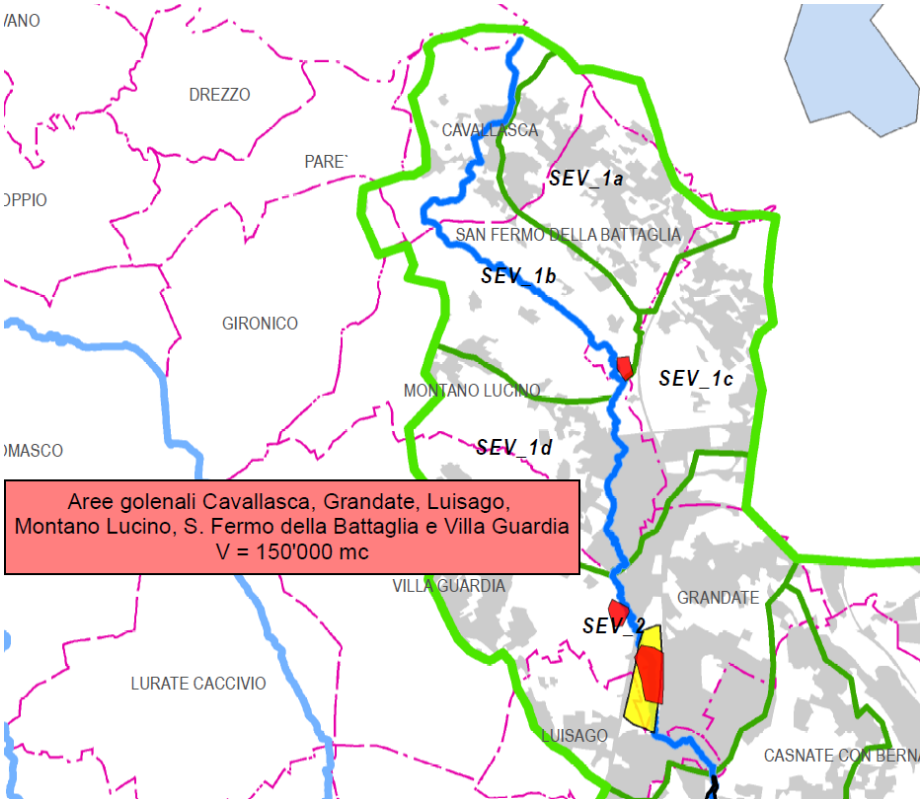

Figura 4 – Suddivisione in sottobacini nello studio AIPO 2011 e ipotesi laminazione Alto Seveso

Le superfici dei bacini idrografici chiusi nelle sezioni di interesse individuate sono riportate nella seguente tabella.

SEZIONE DI RIFERIMENTO		***S [km²]***
SEV-1a	Seveso	2.97
SEV-1b	Valle Grande	4.69
SEV-1c	Fosso Nis	3.00
SEV-1d	Fosso Lusert	2.49
SEV-2a	Seveso	5.49
SEV-2b	Fontanile Luisago	1.40

Tabella 1 – Sezioni idrologiche di interesse

In particolare, in corrispondenza delle seguenti sezioni sono stati calcolati, mediante una trasformazione afflussi-deflussi, gli idrogrammi di piena relativi ai sottobacini residui necessari per la modellazione idraulica dello stato di fatto e delle opere in progetto.

4.1.3 Stima delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica

La precipitazione critica che determina la massima portata si può ricavare mediante la stima delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP) che, come noto, esprimono la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia, in funzione della durata della precipitazione, d, per assegnato tempo di ritorno T; solitamente vengono espresse nella forma monomia:

$$h_d(T) = a \cdot d^n$$

nella quale i parametri *a* e *n* sono funzioni di *T*. In particolare, *a* rappresenta l'altezza di precipitazione di durata unitaria e tempo di ritorno *T;* è perciò funzione crescente di *T*. Quanto al parametro *n* le sue variazioni sono modeste ($0<n<1$), soprattutto quando il coefficiente di variazione *CV* delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di pioggia varia poco con la durata *d* delle stesse. Talvolta le LSPP sono costituite da due o più tratti caratterizzati da diversi valori di *n*.

Per la definizione delle LSPP si è fatto riferimento al Progetto STRADA di ARPA Lombardia "*Il monitoraggio degli eventi estremi come strategia di adattamento ai cambiamenti climatici – Le piogge intense e le valanghe in Lombardia*", che costituisce il più recente aggiornamento delle serie storiche validate disponibili.

Nel progetto STRADA, la base dati di partenza costituita da 2753 osservazioni provenienti da 69 stazioni meccaniche riferite al periodo 1929-2001 è stata integrata con nuove digitalizzazioni di stazioni storiche e soprattutto con tutte le osservazioni provenienti dalle stazioni pluviometriche automatiche in telemisura di attuale proprietà dell'Agenzia. Il nuovo Dataset aggiornato è costituito quindi da 5436 osservazioni, con notevole incremento di dati relativi al ventennio 1990-2010, provenienti da 351 siti 251 dei quali equipaggiati con pluviometri automatici e 100 equipaggiati con pluviometrografi meccanici. Partendo quindi dalle elaborazioni dei dati ricavati dalla rete pluviometrica gestita da ARPA, per le durate orarie (1, 3, 6, 12 e 24 ore) e di più giorni consecutivi (tra 1 e 5 giorni), nello studio citato sono state stimate le LSPP, per ogni sito stazione e quindi per ogni punto griglia del territorio della Lombardia secondo il modello probabilistico GEV scala invariante, con stima dei parametri puntuali tramite il metodo degli "L-moments" ed estrapolazione spaziale dei quantili.

Accedendo al sito http://idro.arpalombardia.it/pmapper-3.2/wg_serv_idro.phtml è possibile, tramite ricerca per comune o pluviometro, visualizzare le stazioni ed il territorio di interesse e scaricare i valori dei parametri delle LSPP stimati con la metodologia sopra indicata.

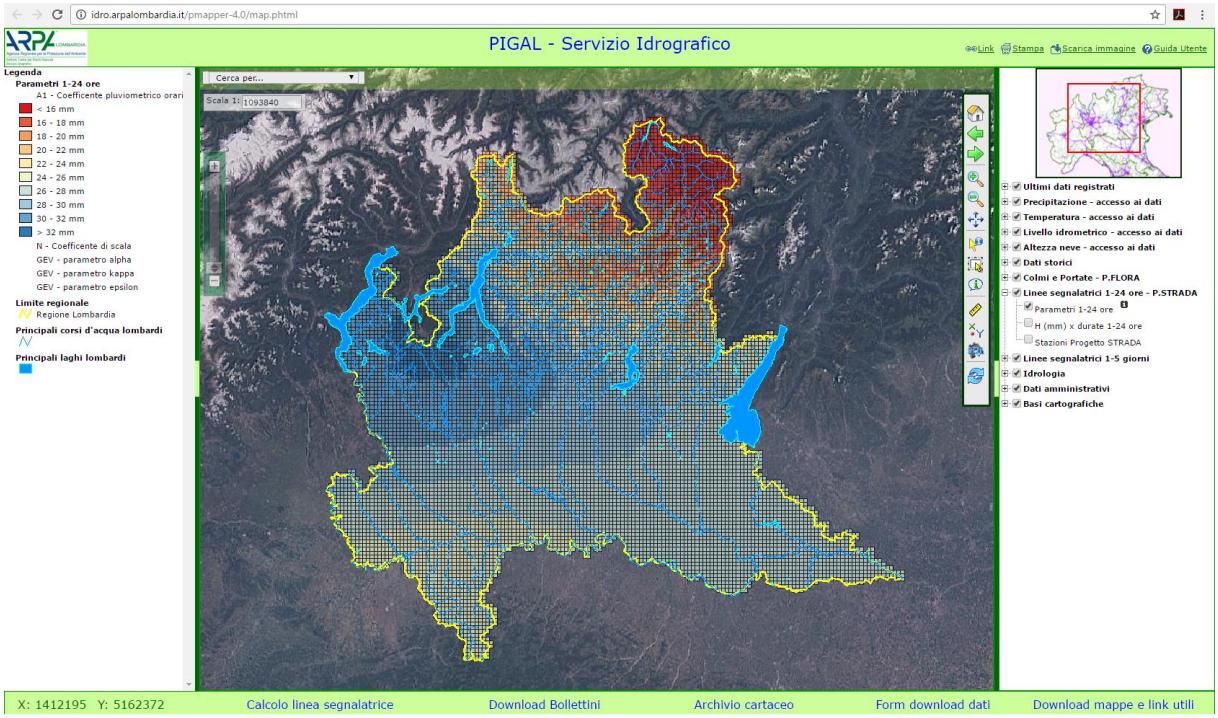

Figura 5 – Schermata del sito web dell'ARPA Lombardia

Sul sito sono quindi disponibili tutti i parametri necessari per ricavare l'altezza di pioggia prevista per i principali tempi di ritorno di interesse (2, 5, 10, 20, 50, 100 e 200 anni) e per durate di 1 – 3 – 6 – 9 – 12 – 24 ore:

- Parametro a_1 (coefficiente pluviometrico orario);
- Parametro n (esponente di scala);
- Parametri w_T (quantili normalizzati per i diversi tempi di ritorno espressi in anni).

Ricavati i parametri dall'interrogazione del servizio web, l'altezza di pioggia di interesse in un punto del territorio regionale si ricava con la relazione:

$$h_T(d) = a_1 w_T d^n$$

In particolare, l'area di studio si sono ottenuti i seguenti valori dei coefficienti:

- a_1 = 32.14
- n = 0.333

e per i diversi tempi di ritorno di interesse:

- w_{10} = 1.479
- w_{100} = 2.162

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri *a* ed *n* della linea segnalatrice impiegata nei calcoli, per i tempi di ritorno di 10, e 100 anni.

T	***10***	***100***
a	47.6	**69.7**
n	0.33	**0.33**

Tabella 2 – Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica

4.1.4 Il tempo di corrivazione del bacino

Il tempo di corrivazione di un punto del bacino rappresenta il tempo necessario perché la goccia d'acqua caduta in tale punto raggiunga la sua sezione di chiusura. Nelle applicazioni riveste particolare interesse il valore massimo, denominato tempo di corrivazione del bacino t_c. riferito al punto idraulicamente più distante della sezione di chiusura del bacino.

Nel presente studio in accordo con quanto effettuato nello studio Lambro-Olona, per il calcolo del tempo di corrivazione di è fatto riferimento alla formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m}}$$

in cui t_c è espresso in ore, A in km^2, L è la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua, a partire dallo spartiacque, espressa in km, e H_m è l'altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, espressa in m s.l.m.

4.1.5 Ragguaglio delle piogge all'area

Con ragguaglio spaziale delle piogge si intende la valutazione dell'altezza di pioggia media su un'area a partire da quella nota in un punto, secondo l'ipotesi verosimile che il massimo registrato nel pluviometro coincida con il punto di scroscio. A causa dell'elevata variabilità spaziale del fenomeno meteorico, il volume affluito complessivamente sopra un certo bacino di drenaggio risulta minore di quello che si otterrebbe ammettendo in tutti i punti del bacino e precipitazione costante e pari a quella registrata nel centro di scroscio. É, perciò, necessario ragguagliare all'area di interesse il valore dell'altezza di pioggia calcolato nel centro di scroscio per un assegnato periodo di ritorno, cioè a dire stimare la precipitazione media spaziale nel bacino partendo da tale dato.

Nella letteratura tecnico-scientifica tale ragguaglio è generalmente affrontato in modo empirico, introducendo un fattore di riduzione, con cui viene riscalato il quantile T-ennale $h_T(\delta)$ stimato a scala locale.

In base alla dimensione del bacino ed alla forma dell'area investita dal nubifragio, nonché alla durata presa in considerazione ed il periodo di ritorno di riferimento, viene stimato il valore del rapporto:

$$ARF = \frac{h_T(\delta, A)}{h_T(\delta)}$$

con A area del bacino e $h_T(\delta,A)$ il quantile T-ennale della pioggia ragguagliata su tale area. Per la correttezza metodologica occorrerebbe quindi che la pioggia puntuale e quella ragguagliata avessero lo stesso tempo di ritorno. D'altra parte, in molti casi i fattori di ragguaglio sono stati determinati studiando singoli eventi, in cui il tempo di ritorno della pioggia areale non coincideva necessariamente con quello della pioggia puntuale. La dipendenza dal tempo di ritorno è stata sinora poco studiata e le formule di letterature esprimono generalmente la dipendenza del fattore di ragguaglio dalla sola area o dall'area e dalla durata dell'evento di pioggia.

Per bacini di piccole dimensioni il valore di ARF calcolati con le formule di letteratura sono in genere prossimi all'unità.

Nel presente studio per la determinazione del coefficiente di ragguaglio si è utilizzata la metodologia proposta *dall'United States Weather Bureau,* in cui il coefficiente di ragguaglio dipende sia dall'area del bacino che dal suo tempo di corrivazione:

$$R(\delta, A) = 1 - e^{-1,1\delta^{-0,25}} + e^{-1,1\delta^{-0,25} - 0,00386A}$$

dove:

- δ è il tempo di corrivazione del bacino;
- A è la superficie del bacino.

Applicando tale metodologia ai sottobacini in esame il coefficiente di ragguaglio risulta sempre prossimo all'unita e quindi a favore i è assunto un valore del coefficiente di ragguaglio uguale a 1.

4.1.6 Modellazione afflussi deflussi e stima delle onde di piena di progetto

Come già anticipato in precedenza non essendo disponibili serie storiche per condurre un'analisi statistica locale delle piene, la stima della portata di progetto è stata svolta mediante una modellazione afflussi-deflussi. In accordo con quanto stabilito dall'Autorità di Bacino per la stima degli idrogrammi di progetto si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno dell'evento pari a 100 anni.

Senza entrare nelle complicate considerazioni teoriche connesse con l'attribuzione di un valore di *T* ad un'onda di piena, nella presente progettazione si è assunto come dato di ingresso la precipitazione avente un tempo di ritorno pari a quello dell'onda. È pratica usuale assumere la precipitazione uniformemente distribuita sul bacino ed utilizzare per la distribuzione nel tempo gli ietogrammi di letteratura.

Il modello afflussi-deflussi utilizzato per le valutazioni idrologiche di stima dei contributi di piena dei sottobacini "naturali" afferenti al Torrente Seveso è il modulo NAM (abbreviazione di un termine danese che significa letteralmente "modello piogge-portate") del programma di calcolo MIKE 11.

4.1.7 Determinazione della pioggia di progetto

Come dati meteorologici in ingresso nel modello afflussi-deflussi è stata immessa una pioggia di progetto con distribuzione di tipo Chicago (*Keifer e Chu, 1957*) ottenuta mediante un programma di calcolo di idrologia urbana sviluppato dall'Istituto di Idraulica del Politecnico di Milano a cura di P. Mignosa e A. Paoletti, denominato *URBIS*.

Tale ietogramma è caratterizzato da un picco di intensità massima i_{max} e da una intensità media uguale a quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica; l'intensità i(t) e l'altezza di pioggia h(t) dello ietogramma sono date dalle equazioni:

$$i(t) = n \cdot a' \cdot \left(\frac{t_r - t}{k} \right)^{n'-1} \quad h(t) = k \cdot a' \cdot \left[\left(\frac{t_r}{k} \right)^{n'} - \left(\frac{t_r - t}{k} \right)^{n'} \right] \qquad \text{per } t \le t_r$$

$$i(t) = n \cdot a' \cdot \left(\frac{t - t_r}{1-k} \right)^{n'-1} \quad h(t) = a' \cdot \left[k \cdot \left(\frac{t_r}{k} \right)^{n'} + (1-k) \cdot \left(\frac{t_r - t}{k} \right)^{n'} \right] \qquad \text{per } t \ge t_r$$

dove *a'* ed *n'* sono i parametri delle LSPP ragguagliate all'area (mediante la metodologia descritta nel paragrafo), mentre $t_r = k\theta$ è l'istante di tempo in cui si verifica il picco. Nel presente studio la posizione del picco è stata posizionata ad 1/3 della durata complessiva dell'evento posta pari a 24 ore. Il passo temporale utilizzato per la pioggia è di 15 minuti. I parametri *a* ed *n* di assegnato tempo si riferiscono alle LSPP di progetto riportate nella Tabella 2.

Una caratteristica importante dello ietogramma Chicago è quella di essere poco sensibile al variare della durata complessiva. Infatti, l'aumento di quest'ultima non influisce sulla parte centrale dello ietogramma (quella attorno al picco), che rimane immutata, ma solo sull'allungamento delle code estreme prima e dopo il picco. Ciò significa che uno ietogramma Chicago di durata generica θ contiene in sé anche gli ietogrammi di durata inferiore: è quindi corretto considerare una durata complessiva superiore al tempo di corrivazione del bacino per tenere conto delle diverse durate significative per tutti i suoi sottobacini.

4.1.8 Il modello idrologico NAM

Tale modello, costituito sostanzialmente da un set di relazioni matematiche in grado di descrivere quantitativamente la fase terrestre del ciclo dell'acqua, è di tipo deterministico a parametri concentrati con un discreto, ma moderato, set di grandezze richieste in input. Esso opera simulando in continuo la variazione di contenuto di acqua (in fase liquida o vapore) di quattro serbatoi distinti e reciprocamente collegati, i quali rappresentano gli elementi fisici principali di un qualsiasi bacino idrografico.

Il modulo NAM tratta ciascuna sottobacino in cui è stato suddiviso l'intero bacino idrografico come un'unità singola; per questo i parametri e le variabili in gioco sono rappresentati come valori medi per ciascun sottobacino.

Il modello matematico è fisicamente basato e utilizza equazioni matematiche unitamente a relazioni semi-empiriche; pertanto, alcuni parametri possono essere stimati dai dati fisici del bacino, mentre altri vengono definiti attraverso processi di calibrazione.

I quattro serbatoi rappresentano i seguenti processi:

1. accumulo e scioglimento neve (non utilizzato nel presente studio);
2. intercettazione;
3. infiltrazione;
4. immagazzinamento nella falda.

La quantità d'acqua intercettata dalla vegetazione, quale quella immagazzinata nelle depressioni del terreno e nelle porzioni più superficiali del suolo coltivato, è simulata con un serbatoio superficiale di capacità massima U_{max}.

La quantità d'acqua nel livello subito sotto il suolo, cioè la zona delle radici ove avviene anche il processo di traspirazione, è simulata con un serbatoio inferiore sottostante, di capacità massima L_{max}.

La quantità di umidità U nel serbatoio superficiale è continuamente diminuita per evaporazione ed infiltrazione, ma durante la precipitazione viene aumentata in maniera considerevole. Quando viene saturata la capacità massima superficiale U_{max}, parte dell'eccesso di precipitazione P_n inizia a scorrere sulla superficie verso la rete di drenaggio, mentre parte si suddivide in infiltrazione verso la zona sottostante e verso la falda profonda.

Anche la quantità d'acqua contenuta nel serbatoio inferiore L è diminuita dalla traspirazione, mentre il contenuto reale di umidità controlla il tasso di infiltrazione.

L'acqua che percola, cioè la quantità d'acqua che non viene trattenuta in questo serbatoio, passa attraverso la zona insatura e raggiunge, ricaricandolo, il serbatoio della falda satura.

Quando il serbatoio superficiale sfiora, cioè quando $U \geq Umax$ l'eccesso di pioggia produce:

- scorrimento, QOF, proporzionale a Pn e variabile linearmente con il contenuto di umidità del suolo nel serbatoio inferiore $L/Lmax$;
- infiltrazione, di cui una parte aumenta il contenuto di umidità del serbatoio $Lmax$, mentre l'altra percola in profondità e ricarica il serbatoio rappresentante la falda.

Il contributo del deflusso ipodermico, QIF, è assunto proporzionale ad U e varia linearmente con il contenuto relativo $L/Lmax$ del serbatoio intermedio, secondo una legge simile alle precedenti con altre costanti adimensionali.

Le perdite per evapotraspirazione sono considerate in prima fase proporzionali al tasso potenziale del serbatoio superficiale; se il contenuto di umidità U è inferiore a tale tasso potenziale, la frazione rimanente per raggiungerlo è presa dalla zona delle radici con un tasso reale E_a, che è proporzionale al tasso potenziale.

Il fenomeno della percolazione viene simulato con un serbatoio lineare con una costante di tempo che ritarda la ricarica della falda.

Il flusso capillare dal livello di falda verso la zona aerata dipende dallo spessore del tratto insaturo nel profilo del terreno, e dal contenuto di umidità relativo L/L_{max} della zona aerata.

Il livello di falda è calcolato con un bilancio fra la porzione di ricarica, la porzione capillare, la perdita verso gli strati più profondi (variabile su scala mensile) e il deflusso di base.

Il deflusso di base è calcolato con un serbatoio lineare con una sua propria costante di tempo, ed avviene quando il livello di falda è superiore al livello massimo.

Il deflusso ipodermico e superficiale sono entrambi simulati attraverso due serbatoi lineari in serie con due costanti di tempo (rispettivamente *CQOF* e $CK_{1,2}$), le quali nel caso di scorrimento superficiale sono anche variabili nel tempo.

In questo modo si assicura, in pratica, l'assunzione del modello dell'onda cinematica per simulare i processi di deflusso superficiale e ipodermico; il deflusso di base è simulato invece secondo i processi della dinamica sotterranea.

I dati richiesti in ingresso al modello idrologico risultano pertanto essere:

- parametri per il setup delle simulazioni: periodo di simulazione, passo temporale di calcolo;
- parametri del modello: *S*, *Lmax*, *Umax*, *CQOF*, $CK_{1,2}$
- condizioni iniziali: contenuto di umidità in tutti i serbatoi, *U/Umax* e *L/Lmax*, ed eventuali valori di portata;
- dati meteorologici: precipitazioni reali o di progetto *P* (ottenute dalle curve di possibilità in funzione della durata della pioggia e del tempo di ritorno T), evapotraspirazione potenziale *Ep* (nel seguito posta uguale a zero) e temperatura.

Alcuni parametri del modello hanno un chiaro legame con la realtà fisica, altri invece hanno un significato principalmente modellistico. É necessario quindi effettuare una buona taratura del modello per ottenere risultati affidabili; essa può essere condotta con una serie storica di dati corrispondenti in input ed in output.

4.1.9 Parametri del modello utilizzati

Con riferimento alla suddivisione in sottobacini descritta nel paragrafo 4.1.2 per la scelta dei parametri idrologici del modello NAM si è fatto riferimento ai seguenti intervalli di valori:

- U_{max} = 10 mm
- L_{max} = 100 ÷ 150 mm
- U/U_{max} = 0 per t = 0
- L/L_{max} = 0.15 per t = 0
- *CQOF* = 0.4 ÷ 0.5;
- $CK_{1,2}$ = 1 ÷ 2 volte il tempo di corrivazione del bacino.

Per i restanti parametri, ad esempio quelli legati al serbatoio che rappresenta il funzionamento della falda, si sono considerati i parametri di default definiti all'interno del codice di calcolo. Nella tabella seguente per ogni sottobacino individuato si riportano i parametri idrologici utilizzati nel modello NAM.

SEZIONE DI RIFERIMENTO		S [km²]	$CK_{1,2}$	CQOF	U_{max}	L_{max}
SEV-1a	Seveso	2.97	2.5	0.43	10	100
SEV-1b	Valle Grande	4.69	2.9	0.43	10	100
SEV-1c	Fosso Nis	3.00	2.8	0.46	10	100
SEV-1d	Fosso Lusert	2.49	2.5	0.41	10	100
SEV-2a	Seveso	5.49	3.1	0.47	10	100
SEV-2b	Fontanile Luisago	1.40	1.7	0.49	10	100

Tabella 3 – Parametri idrologici utilizzati nel modello afflussi-deflussi

4.1.10 Risultati ottenuti

Sulla base dei parametri definiti nei paragrafi precedenti e mediante il modello appena descritto si è proceduti alla ricostruzione degli idrogrammi di piena per ogni sottobacino di interesse e per diversi tempi di ritorno considerati, riportati nel grafico seguente per T100 calcolate con il modello idrologico NAM.

I risultati ottenuti, in termini di portate al colmo di piena, sono riportati nella tabella seguente.

Tali onde sono state utilizzate come input pluviometrico per le simulazioni idrauliche di stato di fatto e di progetto descritte nel capitolo successivo.

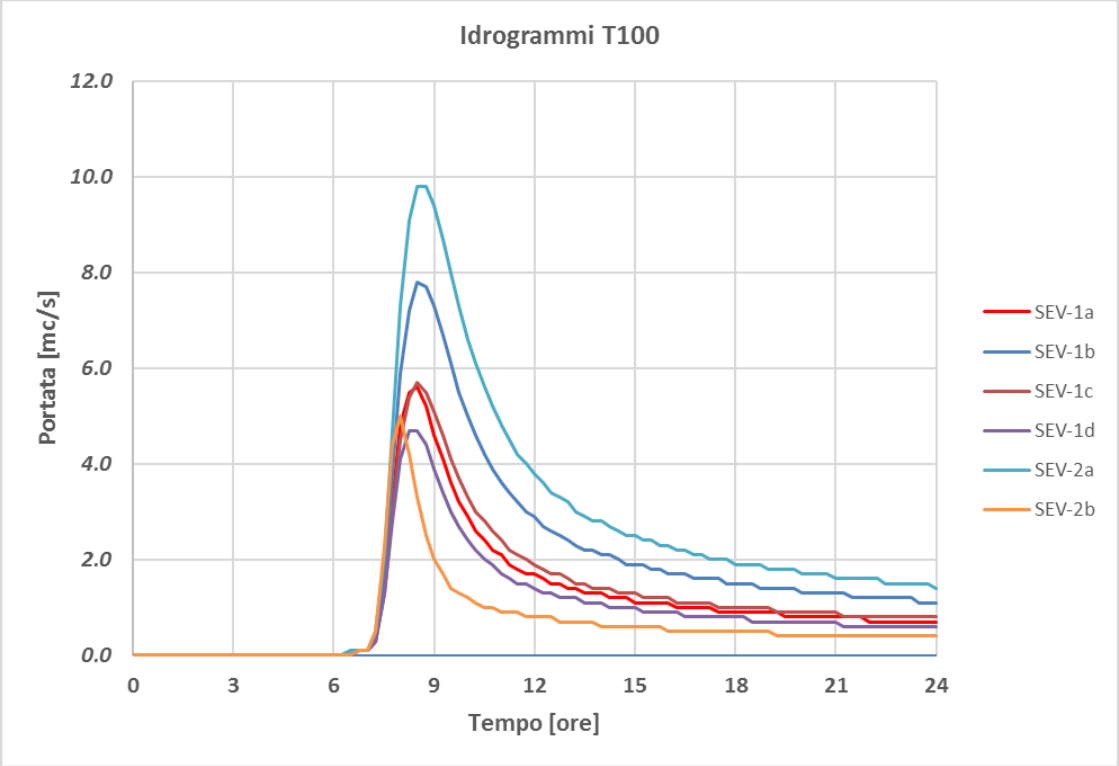

Figura 6 – Idrogrammi di piena T100 anni ricavati con la modellazione afflussi-deflussi

4.2 Modello idraulico fluviale

4.2.1 Premessa

Al fine di conoscere le principali caratteristiche idrodinamiche della corrente nella sezione fluviale interessata dall'attraversamento del collettore, è stato utilizzato il modello idraulico monodimensionale del Torrente Seveso, realizzato in sede del precedente studio *"Alto Seveso naturale e urbano*".

La modellazione idraulica ha riguardato la simulazione di un evento di piena con tempo di ritorno pari a 100 anni: dai risultati dell'analisi è stato possibile ottenere il valore del tirante idrico e della velocità della corrente in corrispondenza della sezione interessata dall'intervento, ovvero le grandezze idrauliche fondamentali per la successiva verifica di compatibilità idraulica. Si precisa come sia stato simulato solamente lo scenario rappresentativo dello Stato di Fatto del corpo idrico di interesse, e non lo scenario di Progetto elaborato in sede del precedente studio e non ancora realizzato, dunque non significativo ai fini delle verifiche idrauliche.

4.2.2 Codice di calcolo

Il modello monodimensionale è stato implementato mediante l'uso del software HEC-RAS 5.0.1 sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center.

4.2.3 Descrizione del modello Hec-RAS

Il codice di calcolo HEC-RAS è sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center.

Per la parte monodimensionale, utilizzata per l'alveo del Seveso le caratteristiche principali del software utilizzato sono le seguenti:

<u>Le equazioni del moto</u>

HEC-RAS risolve le equazioni di De Saint Venant distinguendo tra alveo e zone golenali:

Equazione di continuità

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

dove

- x distanza lungo il canale;
- t tempo;
- Q portata;
- A area della sezione;
- S area della sezione con considerata contribuente al deflusso (*ineffective flow area*);
- q_l flusso laterale per unità di lunghezza.

L'equazione può essere scritta per l'alveo inciso, per la golena destra e per la golena sinistra, di

seguito, per semplicità, si riportano le equazioni per l'alveo inciso e per le golene complessivamente:

$$\frac{\partial A_a}{\partial t}+\frac{\partial Q_a}{\partial x_a}-q_g=0$$

$$\frac{\partial A_g}{\partial t}+\frac{\partial S}{\partial t}+\frac{\partial Q_g}{\partial x_g}=q_a+q_l$$

Dove la sottoscrittura a e g indica alveo inciso e golene rispettivamente, q_c e q_g indicano gli scambi di portata tra l'alveo inciso e le zone golenali.

Si noti come siano considerate distanze diverse lungo l'alveo inciso e le zone golenali.

Equazione dell'energia

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial (VQ)}{\partial x}+gA\left(\frac{\partial z}{\partial x}+S\right)=0$$

dove:

- g accelerazione di gravità;
- S perdite di energia dovute alla scabrezza;
- V velocità.

Anche in questo caso possiamo scrivere l'equazione per l'alveo inciso e per le golene:

$$\frac{\partial Q_a}{\partial t}+\frac{\partial (V_a Q_a)}{\partial x_a}+gA_a\left(\frac{\partial z}{\partial x_a}+S_a\right)=M_g$$

$$\frac{\partial Q_g}{\partial t}+\frac{\partial (V_g Q_g)}{\partial x_g}+gA_g\left(\frac{\partial z}{\partial x_g}+S_g\right)=M_a$$

dove M rappresenta lo scambio di quantità di moto tra alveo inciso e golene, si noti che $\Delta x_a M_a=-\Delta x_g M_g$

Nelle equazioni z (livello d'acqua) non è sottoscritto; infatti, un modello monodimensionale ha come assunzione implicita che il livello è costante all'interno dell'intera sezione. La velocità è invece diversa tra alveo inciso e zone golenali, per cui si avrebbe un valore dell'energia diverso, non possibile in un modello monodimensionale. Il valore dell'energia viene calcolato introducendo il valore α. Considerando una velocità media nella sezione e differenziando tra alveo, golena destra e golena sinistra, facendo una media pesata sulle portate, possiamo scrivere:

$$\alpha\frac{\overline{V}}{2g}=\frac{Q_{gsx}\frac{V_{gsx}^2}{2g}+Q_a\frac{V_a^2}{2g}+Q_{gdx}\frac{V_{gdx}^2}{2g}}{Q_{gsx}+Q_a+Q_{gdx}}$$

assumendo che la pendenza della linea dell'energia è unica risulta anche:

$$Q_{gsx} = \frac{Q_{Tot}}{K_{Tot}} K_{gsx} \qquad Q_a = \frac{Q_{Tot}}{K_{Tot}} K_a \qquad Q_{gdx} = \frac{Q_{Tot}}{K_{Tot}} K_{gdx}$$

dove *K* rappresenta la *conveyance,* o conduttività idraulica. Inserendo quest'ultime nell'equazione precedente si ottiene:

$$\alpha = \frac{A_{Tot}^2 \left[\frac{K_{gsx}^3}{A_{gsx}^2} + \frac{K_a^3}{A_a^2} + \frac{K_{gdx}^3}{A_{gdx}^2} \right]}{K_{Tot}^3}$$

Definizione delle perdite di carico per attrito

HEC-RAS utilizza l'equazione di Manning per la definizione delle perdite di carico per attrito:

$$Q = \frac{A R_H^{2/3} \sqrt{S}}{n}$$

dove n è il coefficiente di scabrezza secondo tale formulazione.

HEC-RAS nella scrittura, e quindi implementazione, dell'equazione dell'energia distingue sempre tra alveo inciso e zone golenali calcolando separatamente la *conveyance* di queste zone. Nel caso in cui all'interno di tali zone vi siano variazioni di scabrezza suddivide ulteriormente la sezione calcolando la *conveyance* per ogni tratto a partire da area e contorno bagnato.

Oltre alle perdite di carico per attrito HEC-RAS considera anche le perdite di carico per allargamento o restringimento della sezione:

$$h_e = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove *c* rappresenta il coefficiente di contrazione.

Strutture

In HEC-RAS possono essere schematizzate diversi tipi di strutture, sia trasversali al corso d'acqua che parallele allo stesso.

Per le strutture trasversali la valutazione delle perdite di carico dovute alla presenza della struttura è fatta mediante la schematizzazione con 4 sezioni del tratto in cui avviene la contrazione e l'espansione della vena liquida. Il manuale di HEC-RAS riporta anche diverse formulazioni per la valutazione di un corretto posizionamento delle sezioni 1 e 4.

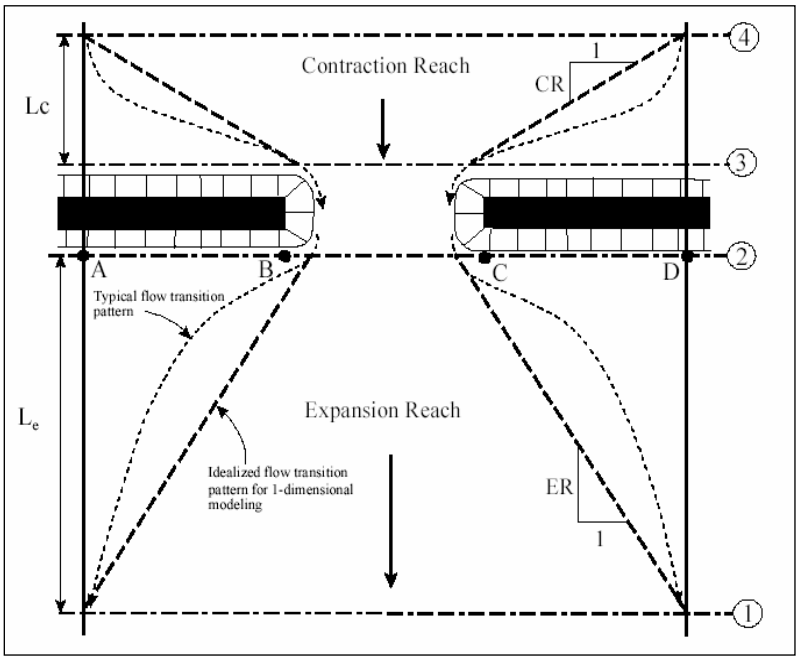

Figura 7 – Posizionamento delle sezioni per l'analisi dei tratti di contrazione ed espansione dovuto alle strutture.

Ponti

Il codice di calcolo permette l'utilizzo di 4 formulazioni per il calcolo del rigurgito provocato dai ponti:

- bilancio energetico;
- teorema della quantità di moto;
- Yarnell;
- Metodo WSPRO.

Stramazzi

Il calcolo del deflusso attraverso gli stramazzi è condotto con le formule degli stramazzi. Si possono considerare sia stramazzi in parete sottile che in parete grossa, liberi o controllati da paratoie verticali o radiali.

Oltre alle strutture trasversali alla corrente è possibile considerare delle strutture parallele alla corrente che simulano lo sfioro dell'acqua al di sopra di un argine o di una apposita struttura di sfioro laterale. In HEC-RAS il calcolo della portata sfiorante non è eseguito considerando unicamente il livello di una sezione, ma considerando la variazione di livello sia dello stramazzo che del livello d'acqua, permettendo una più precisa valutazione.

4.2.4 Descrizione topografica dell'alveo e delle aree golenali

Nell'area in oggetto è disponibile il rilievo lidar del Ministero dell'Ambiente ad alta risoluzione, in grado di cogliere con buona approssimazione variazioni topografiche anche di ridotta entità. Nell'ambito

del presente progetto, il rilievo lidar disponibile è stato integrato ed affinato attraverso il rilievo topografico di dettaglio del torrente Seveso lungo tutto il tratto oggetto della modellazione, nonché del Lusert, Roggia Nis e Fontanino di Luisago nei tratti in corrispondenza delle confluenze. Le sezioni d'alveo sono state ricostruite attraverso il rilievo topografico specificamente effettuato. In corrispondenza delle aree in cui sono previste le opere si è inoltre proceduto con un rilievo topografico di dettaglio ricostruendo il piano quotato.

Per le sezioni in alveo, la densità dei punti rilevati è stata tale da rappresentare adeguatamente le variazioni del profilo del terreno, tenendo conto degli elementi che determinano variazioni di quota localizzate.

È stato eseguito il rilievo plano – altimetrico di tutti i manufatti presenti in alveo, che hanno dimensioni significative rispetto a quelle del corso d'acqua.

4.2.5 Condizioni al contorno

Da un punto di vista modellistico, il reticolo idrografico è stato suddiviso in 7 aste fluviali fra loro connesse e schematizzate in Figura 8. Nella sezione di testa di ciascuna asta fluviale è stata imposta una condizione al contorno, corrispondente ad un idrogramma di piena con portata al colmo pari a quelle stimate nell'analisi idrologica, descritta al paragrafo 4.1.10.

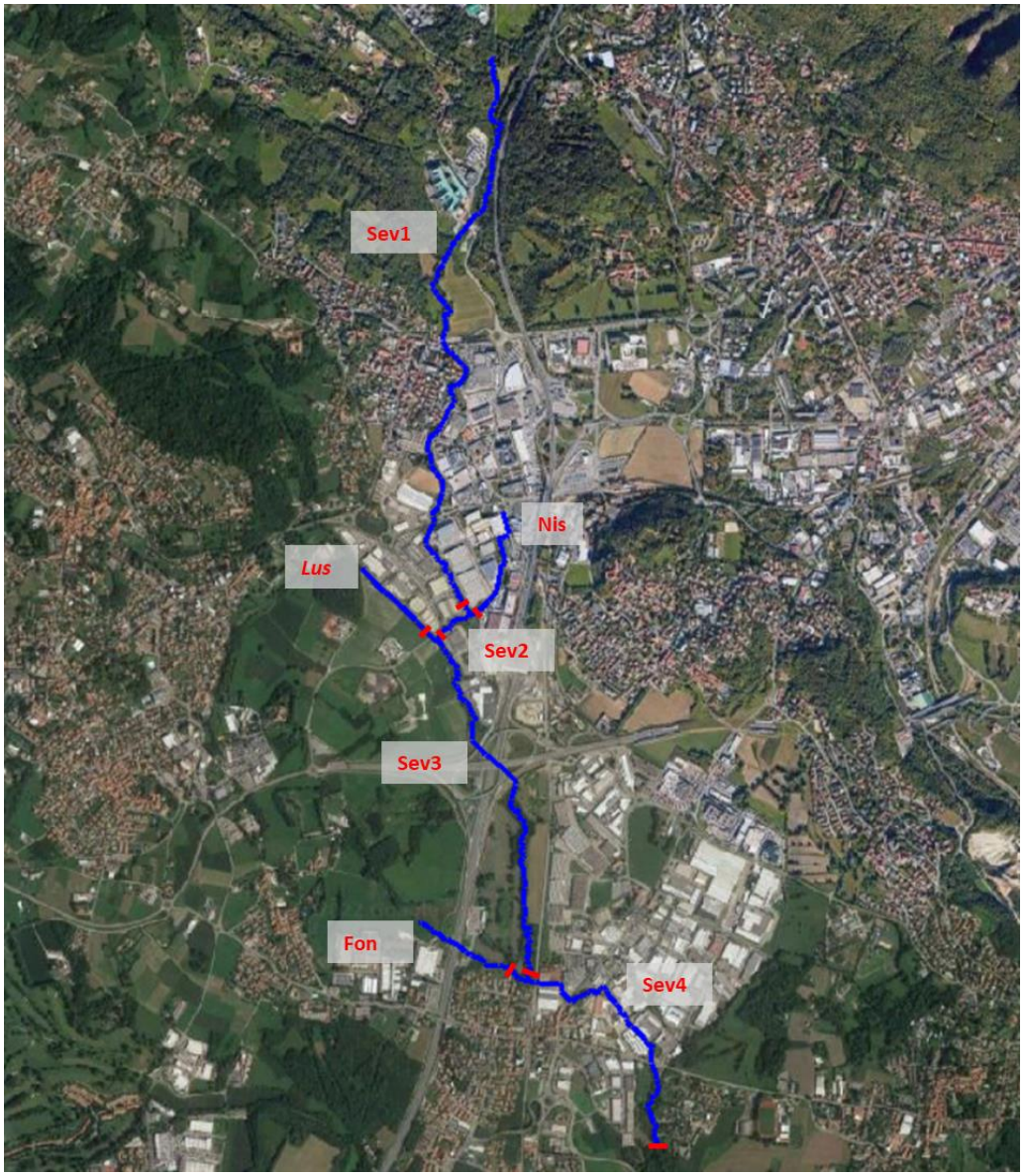

Figura 8 – Aste fluviali del modello idraulico

4.2.6 Scabrezze

All'alveo inciso simulato attraverso una schematizzazione monodimensionale è stato dato un valore di Manning pari a 0.0285 in linea con quanto previsto nello studio AIPO *"Studio idraulico del torrente Seveso nel tratto che va dalle sorgenti alla presa del Canale Scolmatore Nord Ovest (CSNO) in località Palazzolo in Comune di Paderno Dugnano (MI) e studio di fattibilità della vasca di laminazione del CSNO a Senago (MI)"* del 2011.

4.3 Affinamento e calibrazione del modello per la presente verifica

Prima di eseguire la simulazione dell'evento di piena centennale di riferimento, la ricostruzione della geometria dell'alveo presente nel modello è stata ulteriormente affinata introducendo nuove sezioni fluviali specificamente rilevate subito a valle del ponte di Via Manzoni, dove verrà realizzato il ponte-tubo della nuova dorsale acquedottistica: ciò è stato fatto per garantire una miglior rappresentazione delle caratteristiche idrauliche della corrente nell'area di interesse.

Alla simulazione idraulica è poi preceduta una fase di calibrazione del modello, effettuata in relazione ai risultati di una precedente modellazione presentati nell'Allegato 3 alla relazione tecnica della variante al PAI del Torrente Seveso. Per fare ciò è stato necessario individuare una corrispondenza quanto più prossima possibile fra le sezioni fluviali presenti nel modello utilizzato per redigere l'Allegato 3 e quelle presenti nel modello utilizzato in questo studio, a partire dalla sezione nota (in entrambi i modelli) in cui si ha la confluenza fra Seveso e Torrente Lusert.

In particolare, è emerso che la sezione fluviale a valle del ponte di Via Manzoni nel modello degli scriventi è compresa fra le sezioni fluviali alle progressive 664 e 863.5 del modello della variante al PAI.

Con riferimento alla tabella di Figura 9 estratta dall'Allegato 3, nel modello della variante al PAI le sezioni alle progressive 664 e 863.5 risultano portate transitanti rispettivamente di 16.2 m^3/s e 16.7 m^3/s.

Dunque, adottando un approccio cautelativo, la calibrazione del modello è consistita nel sostituire le due condizioni al contorno originali poste sull'asta fluviale *Sev1* a monte del ponte di Via Manzoni (due onde di piena con colmi rispettivamente di 5.6 e 7.8 m^3/s) con un'unica condizione al contorno in testa all'asta fluviale e corrispondente ad un'onda di piena triangolare con portata al colmo di 17 m^3/s. Si precisa che solo le condizioni al contorno associate all'asta fluviale *Sev1*, e dunque ai bacini idrografici SEV-1a e SEV-1b sono state oggetto di calibrazione poiché le uniche in grado di influenzare i risultati nella sezione di interesse.

PROGRESSIVA [m]	Q_T=10 [mc/s]	Q_T=100 [mc/s]	Q_T=500 [mc/s]	Q_T=100 progetto [mc/s]
-1286.0	4.8	6.6	9.8	6.6
-1209.0	4.9	6.7	10.0	6.7
-1154.5	5.0	6.8	10.1	6.8
-1094.5	5.1	7.0	10.3	7.0
-1046.0	5.1	7.1	10.5	7.1
-1030.5	5.1	7.1	10.5	7.1
-997.0	5.2	7.2	10.6	7.2
-939.0	5.3	7.3	10.8	7.3
-898.0	5.3	7.4	10.9	7.4
-845.5	5.4	7.5	11.0	7.5
-793.0	5.5	7.6	11.2	7.6
-757.5	5.5	7.6	11.3	7.6
-703.5	5.6	7.7	11.5	7.7
-681.0	5.6	7.8	11.5	7.8
-622.0	5.7	7.9	11.7	7.9
-563.0	5.8	8.0	11.9	8.0
-526.0	5.9	8.1	12.0	8.1
-454.5	5.9	8.2	12.2	8.2
-345.0	10.3	14.4	21.4	11.4
-221.5	10.5	14.6	21.8	11.6
-89.5	10.7	14.9	22.1	11.9
42.5	10.9	15.1	22.5	12.1
115.0	11.0	15.3	22.7	12.2
131.0	11.0	15.3	22.8	12.3
304.5	11.2	15.6	23.2	12.6
558.0	11.5	16.0	23.9	13.1
648.5	11.6	16.2	24.1	13.2
664.0	11.7	16.2	24.2	13.2
863.5	11.9	16.6	24.7	13.6
1061.0	12.3	17.2	25.3	14.2
1463.5	12.7	17.8	26.6	14.7
2051.4	18.0	25.2	37.7	19.8
2383.0	18.0	25.0	34.5	19.8
2526.4	18.4	25.5	35.2	20.4
2529.6	18.5	25.5	35.2	20.4
2543.5	18.5	25.5	35.3	20.5
2616.9	18.7	25.8	35.7	20.8
2679.0	18.9	26.0	36.0	11.2
2845.5	19.4	26.7	36.9	11.9
3092.4	20.1	27.6	38.2	12.9
3384.3	21.1	28.4	38.9	14.2
3669.1	19.2	25.2	32.4	15.4
3749.4	19.3	25.4	32.5	15.8

Figura 9 – Estratto della modellazione idraulica dall'Allegato 3 della variante al PAI del Torrente Seveso

4.4 Simulazioni condotte e risultati ottenuti

Ai fini della verifica di compatibilità idraulica dell'intervento *Attraversamento di Via Manzoni* precedentemente descritto, è stata condotta la simulazione monodimensionale di un evento di piena con tempo di ritorno pari a 100 anni all'interno dell'alveo del Torrente Seveso.

La simulazione ha permesso di calcolare il massimo valore di tirante idrico e velocità della corrente all'interno della sezione destinata al ponte-tubo che attraversa il torrente in Via Manzoni, e di confrontare tali valori con la quota di posizionamento del nuovo collettore.

In base alla simulazione condotta, come mostrato in Figura 11, tale evento genera nella sezione fluviale successiva al ponte un tirante idrico massimo pari a 1.45 m, corrispondente ad una quota assoluta del pelo libero pari a $h_{w,T=100}$ = 309.93 m.s.l.m., ed una velocità della corrente pari a 2.58 m/s (Figura 12)

La Direttiva 4 allegata alle Norme di attuazione del PAI prescrive, ai fini della verifica di compatibilità idraulica, un franco minimo tra quota di massima piena e quota di scorrimento del ponte-tubo pari a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m. Dunque:

$$f_{min} = \max\left\{1.00\ m\ ;\ 0.5\frac{V^2}{2g} = 0.17\ m\right\} = 1.00\ m$$

Nel punto più basso, il nuovo collettore in progetto risulta posizionato a quota h_{col} = 311.13 m.s.l.m., dunque risulta rispettata la compatibilità idraulica, con un franco minimo di 1.20 m.

Figura 10 – Tratto di modello idraulico in corrispondenza dell'attraversamento di Via Manzoni.

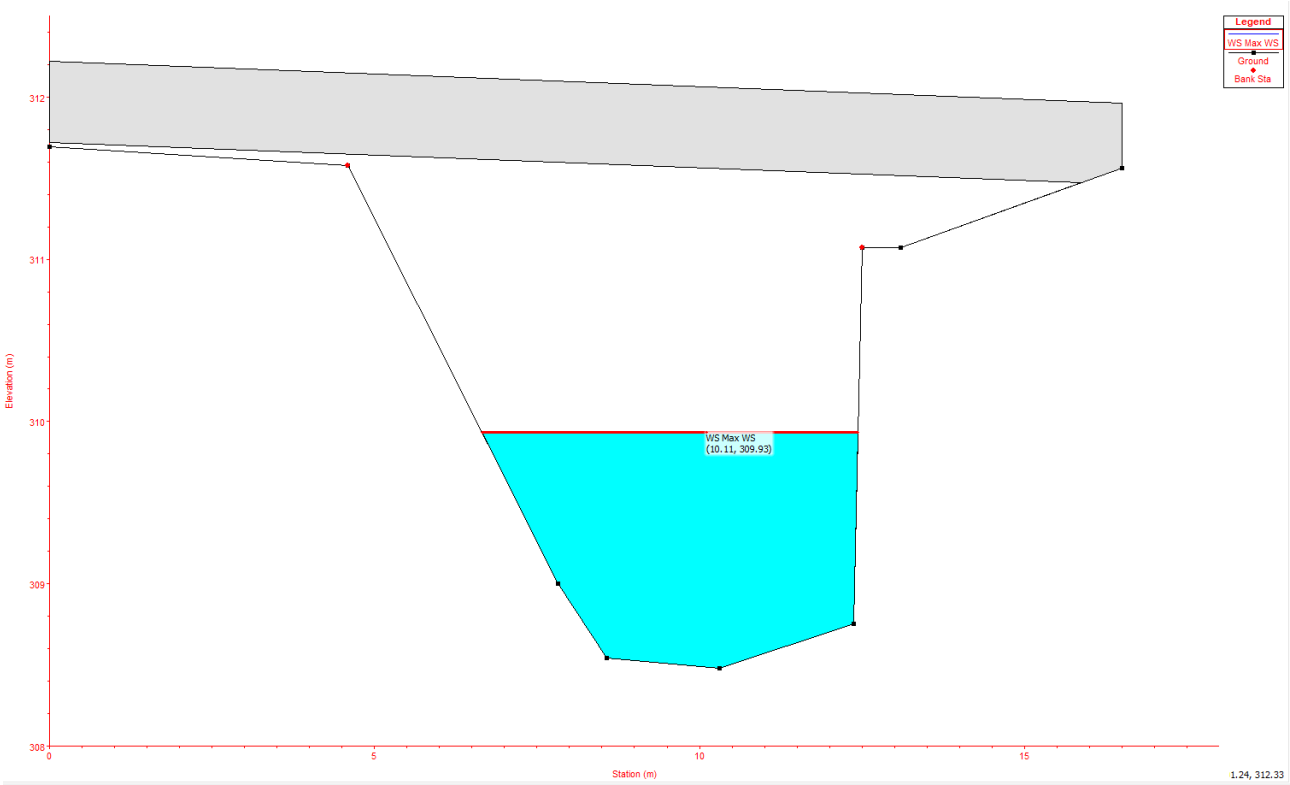

Figura 11 – Sezione fluviale 62, in cui verrà realizzato il ponte-tubo, da modellazione idraulica

HEC-RAS Plan: SDF100_ML River: Seveso Reach: Sev1

Reach	River Sta	Profile	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Sev1	70		Bridge								
Sev1	69	Max WS	311.04	312.49		312.63	0.002719	1.69	10.14	9.12	0.51
Sev1	68.750	Max WS	310.89	312.42		312.81	0.007220	2.75	6.22	5.88	0.86
Sev1	68	Max WS	310.46	312.19		312.45	0.004223	2.28	7.51	6.04	0.65
Sev1	67.869*	Max WS	310.33	312.09		312.29	0.003265	1.98	8.65	7.94	0.61
Sev1	67.737	Max WS	310.20	312.07		312.17	0.001467	1.46	11.74	9.44	0.42
Sev1	67.590	Max WS	310.05	311.89		312.12	0.003448	2.10	8.14	6.61	0.60
Sev1	67.443	Max WS	309.90	311.83		311.98	0.002191	1.73	9.88	8.06	0.50
Sev1	67.295	Max WS	309.75	311.69		311.89	0.003145	1.97	8.69	7.16	0.57
Sev1	67.148	Max WS	309.60	311.70		311.77	0.000808	1.18	14.56	10.03	0.31
Sev1	67	Max WS	309.45	311.46		312.00	0.010949	3.24	5.28	3.48	0.84
Sev1	66.400	Max WS	309.34	311.13		311.47	0.005575	2.59	6.61	5.20	0.73
Sev1	65.800*	Max WS	309.23	310.94		311.23	0.004695	2.40	7.13	5.88	0.70
Sev1	65.200	Max WS	309.12	310.82		311.02	0.002899	1.98	8.66	6.70	0.55
Sev1	64.600*	Max WS	309.00	310.51	310.49	311.04	0.012692	3.22	5.31	4.84	0.98
Sev1	64	Max WS	308.89	310.10	309.94	310.47	0.007880	2.71	6.31	5.44	0.80
Sev1	63		Bridge								
Sev1	62	Max WS	308.48	309.93		310.27	0.006213	2.58	6.64	5.78	0.77
Sev1	61.8	Max WS	308.43	309.80		310.17	0.007079	2.70	6.35	5.41	0.80
Sev1	61.5	Max WS	308.24	309.73		310.01	0.004748	2.33	7.34	6.05	0.68
Sev1	61.400*	Max WS	308.02	309.52		309.80	0.004667	2.33	7.35	6.30	0.69
Sev1	61.300*	Max WS	307.80	309.32		309.60	0.004588	2.31	7.41	6.56	0.69
Sev1	61.200*	Max WS	307.58	309.13		309.39	0.004474	2.28	7.51	6.83	0.69
Sev1	61.100*	Max WS	307.36	308.95		309.20	0.004181	2.21	7.74	6.99	0.67
Sev1	61	Max WS	307.14	308.79		309.01	0.003557	2.07	8.25	7.22	0.62
Sev1	60.667*	Max WS	307.04	308.64		308.84	0.003461	1.94	8.80	8.92	0.62
Sev1	60.333	Max WS	306.94	308.43		308.66	0.005869	2.12	8.06	10.89	0.79
Sev1	60	Max WS	306.84	308.28	307.37	308.32	0.000446	0.84	20.45	14.17	0.22
Sev1	59		Bridge								
Sev1	58	Max WS	306.84	308.28		308.31	0.000451	0.84	20.38	14.17	0.22
Sev1	57	Max WS	306.81	308.18	307.81	308.34	0.002933	1.81	9.43	9.34	0.58
Sev1	56.5		Inl Struct								
Sev1	56	Max WS	305.58	307.74		307.84	0.001247	1.39	12.32	8.10	0.36
Sev1	55.500*	Max WS	305.71	307.67		307.78	0.001715	1.50	11.43	9.46	0.43
Sev1	55	Max WS	305.84	307.58		307.71	0.002004	1.61	10.62	8.81	0.47
Sev1	54.500*	Max WS	305.68	307.50		307.62	0.001710	1.55	11.06	8.95	0.44
Sev1	54	Max WS	305.52	307.45		307.55	0.001281	1.38	12.39	9.64	0.39
Sev1	53.667	Max WS	305.46	307.41		307.50	0.001171	1.32	12.91	10.06	0.37
Sev1	53.333*	Max WS	305.41	307.37		307.45	0.001088	1.27	13.49	10.68	0.36
Sev1	53	Max WS	305.36	307.34		307.41	0.001039	1.20	14.25	11.88	0.35
Sev1	52.500*	Max WS	305.16	307.29		307.37	0.000997	1.20	14.20	11.38	0.34
Sev1	52	Max WS	304.97	307.21		307.31	0.001587	1.46	11.74	9.25	0.41
Sev1	51.500*	Max WS	304.92	307.17		307.26	0.001221	1.35	12.63	9.58	0.38
Sev1	51	Max WS	304.88	307.15		307.22	0.000942	1.23	13.90	10.93	0.33

Figura 12 – Risultati tabulati da modellazione idraulica nel tratto di interesse

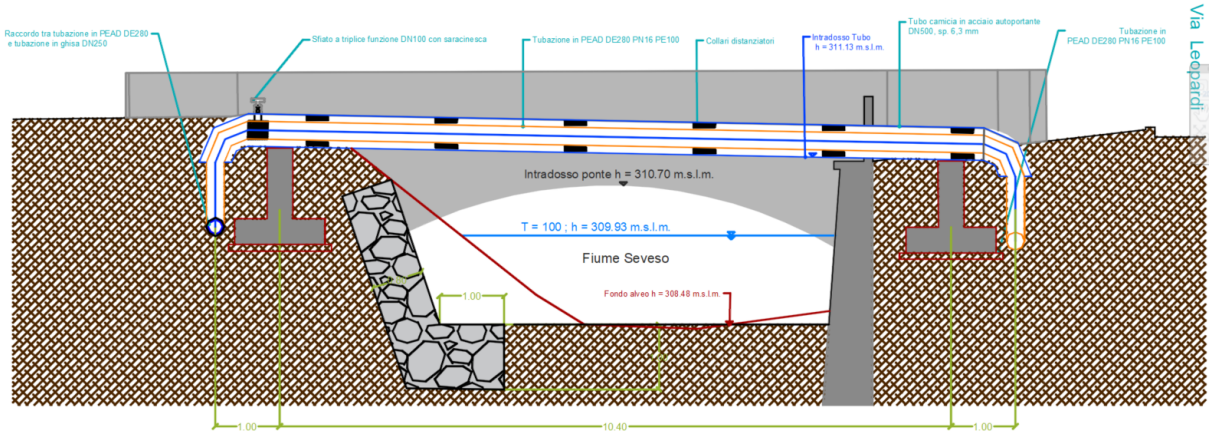

Figura 13 – Dettaglio progettuale della sezione fluviale 62, in cui verrà realizzato il ponte-tubo

5 CONCLUSIONI

Dalla verifica idraulica condotta tramite simulazione modellistica in corrispondenza della portata idraulica centennale è emerso che nella sezione fluviale destinata alla realizzazione del ponte-tubo, immediatamente a valle dell'attraversamento di Via Manzoni, è rispettata la condizione di franco idraulico minimo pari a 1.00 m, con un franco idraulico pari a 1.22 m nel punto più basso dell'estradosso del collettore. Si precisa inoltre che lungo l'asta fluviale del Seveso a monte dell'attraversamento è prevista la realizzazione di una vasca di laminazione la quale, una volta in opera, garantirà nella sezione fluviale di interesse tiranti idrici minori e dunque un franco idraulico ancora più elevato.