



Città della Spezia
Medaglia d'oro al Merito Civile
Medaglia d'argento al Valor Militare

Studio idrologico e idraulico per la definizione delle fasce di esondazione dei principali torrenti, fossi e canali ricadenti nel Comune della Spezia

Aggiornamento e integrazione con definizione di possibili interventi di mitigazione del rischio idraulico relativi ad alcune specifiche criticità puntuali



Relazione idraulica e di analisi della pericolosità

Bacino 10: Rio Val dell'Ora


ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI GENOVA
A1721 Dott. Ing. Luca Aldo Remo Dutto

3636 - 0 4 - 0 0 7 0 0 . DOC 3.7

Hydrodata S.p.A.
via Pomba, 23
10123 Torino - Italia
Tel. +39 11 55 92 811
Fax +39 11 56 20 620
e-mail: hydrodata@hydrodata.it
sito web: www.hydrodata.it

00	LUG.21	M.SIMBOLA	L. DUTTO	L. DUTTO	
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	STATO DI RISCHIO DA PIANIFICAZIONE IDRAULICA VIGENTE	4
3.	ALLESTIMENTO DEI MODELLI NUMERICI	5
3.1	Approccio metodologico modellistico	6
3.2	Schema del modello	7
3.2.1	Modello MIKE11	7
3.2.2	Modello MIKE Urban	9
3.2.3	Modello MIKE21	14
4.	CONDIZIONI AL CONTORNO	15
5.	RISULTATI	20
5.1	Risultati delle simulazioni	21
5.1.1	Modello 1D - Scenario TR50	21
5.1.2	Modello 2D - Scenario TR50	41
5.1.3	Modello 1D - Scenario TR200	47
5.1.4	Modello 2D - Scenario TR200	65
5.1.5	Modello 1D - Scenario TR500	67
5.1.6	Modello 2D - Scenario TR500	86
6.	ANALISI DEI RISULTATI E PROPOSTA DI MODIFICA DELLE FASCE DI PERICOLOSITÀ	88

ALLEGATO 1 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - HD

ALLEGATO 2 – Descrizione del codice di calcolo MIKE21 - HD

ALLEGATO 3 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - UHM

ALLEGATO 4 – Descrizione del codice di calcolo MIKE URBAN CS

ALLEGATO 5 – Sezioni trasversali inserite nel modello idraulico, con indicato il livello massimo di piena duecentennale

1. PREMESSA

Il Comune della Spezia ha affidato nel maggio 2019 all'Associazione Temporanea di Imprese (nel seguito ATI) tra Hydrodata S.p.A. (capogruppo mandataria) e ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l. (mandante) il servizio di *redazione di uno studio idrologico e idraulico per la definizione delle fasce di esondazione dei principali torrenti, fossi e canali ricadenti nel Comune della Spezia, con particolare riferimento all'area del levante cittadino, a supporto delle attività di protezione civile e del Piano Urbanistico Comunale* (CIG 7515291652 - CUP G44C18000080001).

A seguito della consegna dello studio (dicembre 2019) e del successivo iter di revisione, è emersa l'opportunità di aggiornare l'analisi di stato attuale per alcuni corpi idrici in relazione alla disponibilità di nuove informazioni e rilievi di dettaglio, oltre a predisporre una proposta di nuova perimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica sull'area di studio. In relazione al generale ampliamento di queste ultime rispetto a quanto precedentemente perimetrato nel Piano di Bacino vigente, a causa delle analisi condotte su tratti di reticolo idrografico precedentemente non studiati dal punto di vista dell'assetto idraulico, è apparso inoltre opportuno identificare già da subito possibili interventi di mitigazione del rischio idraulico relativi a specifiche criticità puntuali.

È stato dunque conferito incarico dal Comune alla scrivente Hydrodata S.p.A. (CIG ZC92FB886 – CUP G44C18000080001) per il presente studio integrativo con le finalità sopra descritte.

Per omogeneità e semplicità di consultazione si è provveduto a una riemissione completa dello studio pregresso, anche nelle parti che non hanno subito modifiche; il presente aggiornamento sostituisce quindi integralmente lo studio pregresso.

Tale studio è strutturato in 4 fasi operative principali:

1. caratterizzazione dell'assetto attuale dei corsi d'acqua;
2. analisi idrologica;
3. analisi idrauliche e definizione delle fasce di esondabilità attuali;
4. sintesi dello studio e indicazione di possibili interventi per la mitigazione del rischio.

Il presente documento, relativo alla fase 3, descrive l'assetto idraulico di stato attuale e l'estensione delle aree di possibile esondazione delle portate di piena di riferimento per il bacino 10 – Rio di Val dell'Ora (cfr. relazione 3636-02-00100, *Caratterizzazione dell'assetto attuale dei corsi d'acqua*, per l'inquadramento dei corpi idrici in studio e la relativa numerazione).

Nei capitoli che seguono si descrivono le attività svolte e i risultati ottenuti per la rappresentazione delle dinamiche di propagazione degli eventi di piena nel bacino del Val dell'Ora, mediante allestimento di modellistica numerica con schema bidimensionale.

Si precisa, come meglio descritto in seguito, che il Rio di Val dell'Ora ricade nella fattispecie di corsi d'acqua "ibridi" (rif. art.2, comma b, dell'allegato 2 alla D.G.R. n.507 del 21/06/2019), definiti come segue:

- b. Corsi d'acqua "ibridi", ai sensi della lett. c), c. 1bis, art. 91, L.R. 18/1999. Si tratta di corsi d'acqua che, per le loro caratteristiche, pur non essendo classificabili come canali di drenaggio o fognature, hanno subito forti modificazioni dovute allo sviluppo urbano storico tali da rendere irreversibili ed irrecuperabili le alterazioni subite.*

La loro individuazione deve essere effettuata secondo i criteri di cui al successivo paragrafo 3. La normativa da associare a tali corsi d'acqua, ai sensi della lett. d) del comma 1bis dell'art. 91, deve essere volta alla gradazione e la diversificazione degli obblighi e degli adempimenti in materia di polizia idraulica e di gestione del demanio idrico, ferma restando la necessità di individuare, comunque, misure di tutela della pubblica e privata incolumità e di salvaguardia dei beni esposti. La normativa specifica per tale tipologia di corsi d'acqua sarà approvata con successivo specifico atto, sulla base degli indirizzi e delle finalità generali delineati al paragrafo 3.

In funzione delle aree di esondazione risultanti dall'analisi idraulica è stata tracciata una proposta di ripermimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica A, B e C (rispettivamente pericolosità molto elevata, media e bassa) come definite all'art.12, comma 2 delle Norme di Attuazione (NTA) del vigente Piano di Bacino.

Contestualmente sono stati anche definiti gli ambiti normativi di fascia B, con riferimento alle *aree individuate a minor pericolosità in relazione a modesti tiranti idrici e a ridotte velocità di scorrimento* di cui all'art.15 delle NTA, delimitando in particolare gli ambiti "B0" e "BB" ai sensi della DGR 91/2013, aggiornamento normativo della precedente DGR 250/2005.

Le fasce così definite sono restituite su base cartografica in scala 1:2.500 nell'elaborato grafico annesso 3636-04-01100.

Si evidenzia come nel presente studio le analisi idrodinamiche per la definizione delle aree potenzialmente esondabili siano state condotte a scala di intero ambito idrografico (ambito 20 – Golfo della Spezia).

Pertanto, nonostante l'approccio scrupoloso, l'elevato dettaglio spaziale della modellistica e l'attenzione posta nella corretta ricostruzione della geometria dei corsi d'acqua, particolarmente per gli elementi individuati come maggiormente critici nell'ambito dei sopralluoghi eseguiti, per l'allestimento dei modelli idraulici si è necessariamente fatto riferimento a basi topografiche estese sull'intero territorio, prevalentemente il DTM da rilievo LiDAR del MATTM per la descrizione delle aree esterne all'alveo inciso, e a documentazione pregressa (studi precedenti, disegni di progetto anche "storici") per la ricostruzione dei tratti di accesso difficoltoso o non possibile (prevalentemente tombature, ma anche alcuni tratti ubicati in aree industriali, portuali, ferroviarie, ecc.). Si rimanda all'elaborato 3636-02-00100 per la descrizione della documentazione acquisita e utilizzata per ciascun corso d'acqua.

Il DTM LiDAR in particolare è riferibile all'assetto del territorio degli anni 2007-2008; esso è stato aggiornato nella batimetria dei modelli per alcune aree direttamente interferenti o limitrofe agli alvei dei corpi idrici in esame, sulla base di disegni di progetto e/o rilievi in campo, ma nelle spesso ampie aree di propagazione delle esondazioni potrebbero sussistere delle (limitate) discrepanze tra il modello del terreno e lo stato effettivo attuale dei luoghi.

Sulla base della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000 e della Carta Tecnica Comunale in scala 1:2.000 sono state inserite nel modello le sagome degli edifici o fabbricati esistenti, con alcuni aggiornamenti conseguenti ai sopralluoghi o all'esame di foto aeree recenti. Non si può escludere tuttavia la presenza di eventuali elementi sul territorio non descritti correttamente dal LiDAR (muri, locali variazioni delle quote del piano campagna) che potrebbero parzialmente influenzare le modalità di propagazione dell'esondazione, soprattutto nelle aree in cui le altezze d'acqua si riducono a valori modesti (dell'ordine della decina di cm), peraltro meno significativi dal punto di vista dell'effettiva pericolosità idraulica.

Si precisa tuttavia come la normativa vigente richieda di evitare, per quanto possibile, ripermetrazioni delle aree esondabili che dipendano esclusivamente da fattori urbanistico-edilizi, ossia da opere (quali muretti, recinzioni, manufatti edilizi, ecc.) la cui eventuale modifica non sia direttamente vincolata da espressione di parere idraulici.

Per maggior chiarezza si riporta quanto indicato a tal proposito dalla DGR 16/2007.

"In particolare quando il moto ed il deflusso risulti condizionato da situazioni non rappresentate da opere idrauliche (quali ad esempio allagamento tramite sottopassi, aperture o discontinuità nelle opere esistenti, ovvero presenza di "muretti" o recinzioni, etc.), e pertanto legato a situazioni che possono rivelarsi contingenti, in quanto derivanti da motivi e condizioni di tipo urbanistico-edilizio, deve essere garantito che le ipotesi poste a base dello studio non abbiano a venir meno né siano influenzate e modificate da eventuali interventi antropici, in quanto questi interventi non risultano soggetti a pareri ed autorizzazioni da parte delle autorità idrauliche competenti.

In assenza delle garanzie suddette devono essere assunte perimetrazioni che prendano contemporaneamente in considerazione le diverse ipotesi di dinamica dell'evento di esondazione, attraverso l'inviluppo dei diversi possibili scenari di pericolosità idraulica o una loro opportuna combinazione sulla base della loro probabilità di evenienza.

In tal senso vanno evitate, di norma, ripermetrazioni che dipendono esclusivamente da fattori urbanistico-edilizi.

Le fasce di inondabilità sono infatti delle zone a valenza normativa derivanti dalle aree inondabili e non possono presentare morfologie a "isola" in corrispondenza di manufatti edilizi o blocchi di manufatti o interi isolati. A meno che tale morfologia non risulti suffragata da particolari conformazioni topografiche, evidenziate dalla planimetria e dai transetti, tale morfologia non è consentita anche qualora la tipologia e conformazione degli edifici, dei blocchi o degli isolati li renda protetti da barriere impermeabili.

Le eventuali protezioni edilizie corrispondono, infatti, non ad una "messa in sicurezza" areale della zone, ma piuttosto ad accorgimenti tecnico-costruttivi, attivabili nelle zone a rischio, al fine di proteggere passivamente gli insediamenti dagli allagamenti e di non aumentare il rischio attuale. Proprio perché tali interventi non rappresentano opere idrauliche con obbligo di controllo e manutenzione, né sono soggetti a polizia idraulica né sono di proprietà demaniale, essi non sono soggetti ad alcuna autorizzazione di tipo idraulico in occasione di modifiche degli elementi edilizi in questione. Di conseguenza, le aree protette da strumenti di difesa passiva a scala locale non possono essere tenuti in considerazione ai fini della perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica di cui si tratta".

Nel presente studio, visto l'elevato grado di antropizzazione delle aree esterne ai corsi d'acqua e dei corsi d'acqua stessi, per la rappresentazione delle aree allagabili si è ritenuto opportuno tenere in considerazione alcuni elementi fisici di particolare rilevanza, quali ad esempio muri di cinta continui in calcestruzzo o in pietra di rilevante altezza, talora costituenti per lunghi tratti la sponda di un corpo idrico, considerando però alla stregua di "varchi" completamente aperti eventuali cancellate o vie di accesso, per quanto chiusi da portoni o pannelli amovibili. Sono invece stati generalmente trascurati gli elementi di rilevanza secondaria (muretti, marciapiedi, recinzioni, ecc.).

In conclusione, i risultati del presente studio, esposti nel seguito del documento, costituiscono un aggiornamento e affinamento di maggior dettaglio delle valutazioni di pericolosità idraulica contenute nel vigente Piano di Bacino, e potranno fungere da base per la ridefinizione delle stesse alla scala territoriale d'ambito, a supporto delle attività di protezione civile e del Piano Urbanistico Comunale.

Per quanto sopra osservato, non si può tuttavia escludere la possibilità di ulteriori affinamenti/aggiustamenti a scala locale a seguito di studi di maggiore dettaglio, congruamente con quanto previsto dalle Norme di Piano all'art.15, comma 7bis. Tali studi dovranno ottemperare a quanto indicato dalla DGR n.16/2007 (allegato 2); per il caso specifico si evidenzia come essi dovranno soddisfare i seguenti requisiti minimi:

- basarsi su un rilievo topografico celerimetrico (piano quotato) in grado di descrivere in dettaglio l'effettiva morfologia del territorio, che come detto potrebbe differire localmente dal DTM LiDAR adottato nel presente studio;

- adottare una schematizzazione idraulica di tipo bidimensionale per la valutazione della propagazione delle portate di esondazione sulle aree esterne all'alveo inciso;
- fare riferimento a valori di portata congruenti con l'analisi idrologica presentata nel presente studio, o svilupparne un ulteriore aggiornamento sulla base di nuovi dati.

Approfondimenti potenzialmente meritevoli di nuove analisi idrauliche per verificare l'eventuale necessità di un affinamento della perimetrazione possono essere costituiti dal rilievo, videoispezione o comunque dalla definizione su base certa della geometria di tratti di corso d'acqua risultati inaccessibili per il presente studio, e ricostruiti per le finalità di quest'ultimo sulla base del DTM LiDAR o di documentazione pregressa. L'eventuale diversa definizione del tracciato di tratti tombinati potrebbe modificare anche la ripartizione di aree di bacino contribuente tra diversi rami di uno stesso corso d'acqua.

In virtù delle analisi svolte tuttavia si ritiene che gli eventuali studi di cui sopra non possano apportare modifiche macroscopiche alla caratterizzazione dell'assetto di vulnerabilità idraulica derivante dal presente studio, da ritenersi affidabile per l'impostazione della pianificazione territoriale a livello comunale.

2. STATO DI RISCHIO DA PIANIFICAZIONE IDRAULICA VIGENTE

Il rio di Val dell'Ora non rientra tra quelli per cui nel vigente Piano di Bacino sono state definite le perimetrazioni di pericolosità idraulica, né sono state condotte verifiche idrauliche puntuali sull'adeguatezza dell'imbocco dei tratti tombinati, come per altri rii minori.

Il rio in effetti presenta per larga parte del suo tracciato (per tutti i rami che lo compongono) caratteristiche analoghe a quelle di una rete di drenaggio urbano, risultando anzi del tutto integrato con quest'ultima particolarmente nella porzione a valle della linea ferroviaria.

Secondo i criteri introdotti dalla D.G.R. N. 507 del 21/06/2019, con cui la Regione Liguria ha adottato l'aggiornamento del Reticolo Idrografico Regionale, risulta che il Val dell'Ora debba essere ricompreso nella fattispecie di corsi d'acqua "ibridi" (rif. art.2, comma b, dell'allegato 2 alla citata D.G.R.), definiti come segue:

c. Corsi d'acqua "ibridi", ai sensi della lett. c), c. 1bis, art. 91, l.r. 18/1999. Si tratta di corsi d'acqua che, per le loro caratteristiche, pur non essendo classificabili come canali di drenaggio o fognature, hanno subito forti modificazioni dovute allo sviluppo urbano storico tali da rendere irreversibili ed irrecuperabili le alterazioni subite.

La loro individuazione deve essere effettuata secondo i criteri di cui al successivo paragrafo 3. La normativa da associare a tali corsi d'acqua, ai sensi della lett. d) del comma 1bis dell'art. 91, deve essere volta alla gradazione e la diversificazione degli obblighi e degli adempimenti in materia di polizia idraulica e di gestione del demanio idrico, ferma restando la necessità di individuare, comunque, misure di tutela della pubblica e privata incolumità e di salvaguardia dei beni esposti. La normativa specifica per tale tipologia di corsi d'acqua sarà approvata con successivo specifico atto, sulla base degli indirizzi e delle finalità generali delineati al paragrafo 3.

Nel citato paragrafo 3 sono definiti come segue i criteri per l'individuazione dei corsi d'acqua "ibridi" ex art. 91, c 1bis,lett. c) L.R. 18/1999.

La definizione dei corsi d'acqua cosiddetti "ibridi", deriva dallo stesso disposto normativo dell'art. 91, c. 1bis, lett. c) della L.R. 18/1999, che specifica che possono rientrare in tale fattispecie i corsi d'acqua che presentino almeno le seguenti caratteristiche:

- *sottendano bacini idrografici di modeste dimensioni, prevalentemente tombinati, e ricadano in contesti urbanistico-edilizi di tessuto urbano consolidato;*
- *pur non potendosi classificare come canali o rete di drenaggio urbano, abbiano perso, a causa delle trasformazioni territoriali ed urbanistiche verificatesi nel tempo, le caratteristiche originali del corso d'acqua in modo irreversibile tanto da non rendere possibile il loro recupero in termini di spazi e capacità di deflusso.*

Tali corsi d'acqua, pertanto, sono definiti "ibridi" nel senso che, di fatto, risultano una tipologia intermedia tra le tipologie a) e c) precedentemente individuate, non ricadendo completamente in nessuna di esse: non hanno, infatti, le caratteristiche per essere considerati, a livello di disciplina di applicazione, corsi d'acqua "ordinari", ma, per la funzione che ancora svolgono, non hanno nemmeno le caratteristiche per essere classificati come rete di drenaggio o fognature bianche.

3. ALLESTIMENTO DEI MODELLI NUMERICI

Le analisi idrauliche per la caratterizzazione dell'idrodinamica di piena del corso d'acqua in esame sono state condotte mediante la messa a punto e applicazione di modelli numerici idrodinamici bidimensionali in moto vario, dinamicamente accoppiati a modelli monodimensionali descrittivi del deflusso all'interno dell'alveo inciso (tratti a cielo aperto e collettori tombati).

Per descrivere la morfologia del terreno nelle aree di esondazione e propagazione dell'onda di piena è stato utilizzato il modello digitale del terreno (DTM) da volo LiDAR acquisito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare.

Al fine della caratterizzazione geometrica dell'alveo inciso naturale e delle tombature sono state integrate le informazioni geometriche derivanti dal DTM citato, dai rilievi in campo eseguiti per il presente studio e dalla documentazione relativa a studi o progetti pregressi che è stato possibile acquisire, come meglio descritto nell'elaborato 3636-02-00100, cui si rimanda per maggiori dettagli.

In particolare, lo studio idraulico pregresso relativo alla località Valdellora (Lavori & Progetti S.r.l., 2018) ha consentito di ricostruire con buon dettaglio la geometria del tratto del ramo di levante a cavallo della linea ferroviaria, definito grazie a una videoispezione.

Per la descrizione geometrica di tutta la rete nell'area urbanizzata a valle della ferrovia, dove i rami del rio sono integrati con il tessuto della fognatura bianca, è stato fondamentale il ricorso al rilievo dei collettori eseguito dal Comune (Figura 1, rif. capitolo 3 della relazione 3636-02-00100).

Tale rilievo definisce le dimensioni di tutti i tratti di collettore ma non fornisce le quote assolute del fondo scorrevole; esse per le finalità del presente studio sono state ricostruite a partire dalle informazioni sulla profondità dei pozzetti rispetto al piano stradale soprastante, facendo riferimento alle quote del piano strada ricavate dal DTM di dettaglio.

Relativamente al tratto terminale della tombatura a valle di viale Italia, ovvero in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario e dell'area portuale, si è fatto invece riferimento a un rilievo fornito da IRETI della

rete di drenaggio dell'area compresa tra via Crispi e via Dalmazia, oltre che a un aggiornamento prodotto da ACAM nel 2012 del tratto a valle in area portuale.

Un nuovo rilievo eseguito nel 2021 come approfondimento per il presente aggiornamento di studio ha permesso di verificare le quote del sottopasso pedonale al di sotto della linea ferroviaria verso via Asso e delle aree limitrofe, riscontrando una buona congruenza con quelle già introdotte nel modello allestito nella prima fase di studio. Rispetto a quest'ultimo è stato leggermente modificato l'allineamento planimetrico del sottopasso.

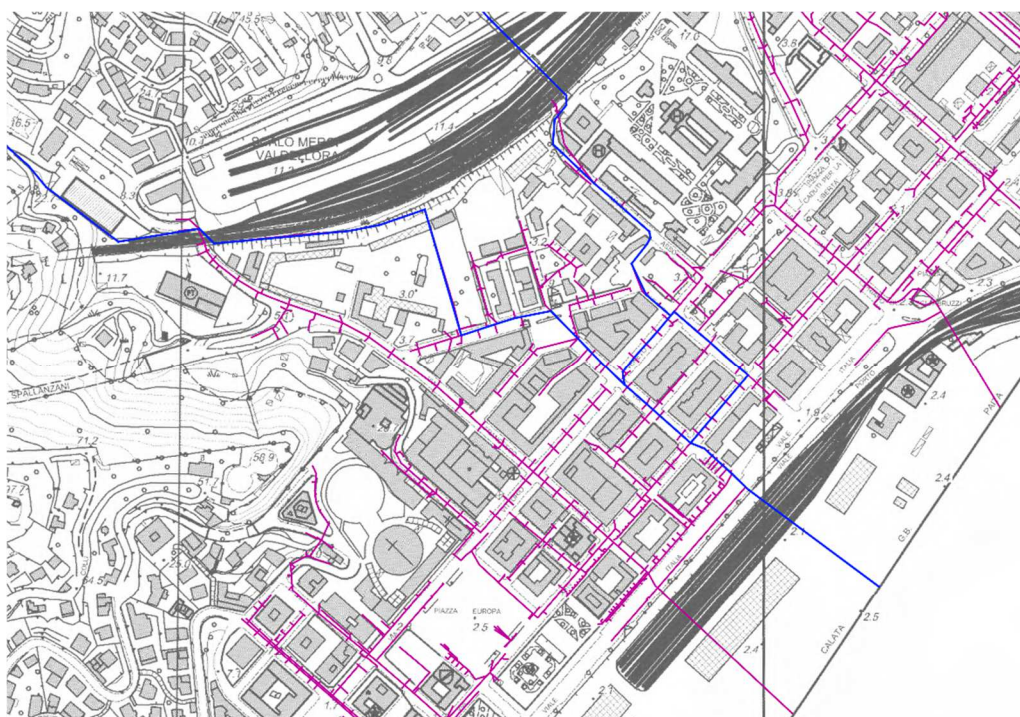


Figura 1 – Dettaglio del rilievo di parte della rete fognaria urbana (in fucsia) eseguito dal Comune; sovrapposizione delle aste principali del rio Val dell'Orba (in blu).

3.1 Approccio metodologico modellistico

A partire dalle informazioni topografiche precedentemente citate è stato allestito un modello numerico idraulico utilizzato per l'analisi di stato attuale delle dinamiche di propagazione della piena nell'area oggetto di studio.

In particolare, è stato utilizzato il codice di calcolo MIKE Flood del DHI, che combina l'approccio monodimensionale e quello bidimensionale, eseguendo simulazioni condotte per diversi tempi di ritorno (50, 200 e 500 anni), con riferimento agli idrogrammi di piena di progetto definiti nell'ambito dell'analisi idrologica (v. elaborato 3636-03-00100).

MIKE Flood è uno strumento modellistico integrato che permette di accoppiare in maniera dinamica, attraverso un'interfaccia utente grafica, i codici monodimensionali MIKE11 e MIKE Urban e quello bidimensionale MIKE21 (per una descrizione sintetica dei codici si vedano rispettivamente ALLEGATO 1, ALLEGATO 4 e ALLEGATO 2). Esso consente di sfruttare al massimo le potenzialità di MIKE11, MIKE Urban e MIKE21, facendo intervenire

nell'ambito di uno stesso modello i tre codici in funzione delle specifiche esigenze di rappresentazione geometrica e di simulazione necessarie: MIKE11 per la simulazione monodimensionale di tratti di alveo incisi e per il deflusso idrodinamico attraverso ponti, tombini, salti di fondo, ecc; MIKE Urban per la simulazione monodimensionale dei tratti tombinati e per la connessione degli stessi con l'esterno; MIKE21 per il deflusso nelle aree golenali o di esondazione e di invaso coperte dal DTM (modello digitale del terreno).

MIKE Flood è caratterizzato dal fatto che i tre modelli di calcolo rimangono singoli codici indipendenti l'un l'altro nella messa a punto e nell'input-output, mentre una specifica interfaccia grafica consente di definire i collegamenti reciproci e biunivoci per gli interscambi di portata e di quantità di moto e per la congruenza dei livelli idrici di calcolo.

Il modello MIKE Flood è stato messo a punto nel modo seguente:

- modello MIKE21 bidimensionale per la rappresentazione delle aree allagabili esterne alle aree fluviali;
- modello MIKE11 monodimensionale dell'alveo inciso a cielo aperto dei corsi d'acqua;
- modello MIKE Urban (modulo CS, Collection Systems) monodimensionale dei tratti tombinati del corso d'acqua;
- connessione dinamica dei modelli MIKE21, MIKE11 e MIKE Urban.

Le restituzioni dei risultati ottenuti con i diversi modelli allestiti, presentate nei capitoli che seguono, sono esposte:

- per le parti di modello monodimensionale sotto forma di profili longitudinali di livello e tabelle contenenti i principali parametri idraulici sezione per sezione, riferiti al valore massimo registrato nel corso dell'evento simulato;
- per le parti di modello bidimensionale (aree allagate), sotto forma di mappe dei tiranti idrici e velocità di scorrimento massime rilevate in ciascuna cella nel corso dell'evento simulato.

3.2 Schema del modello

3.2.1 Modello MIKE11

Il modello monodimensionale schematizzato nel codice MIKE11 HD (modulo idrodinamico) è costituito da 7 sezioni trasversali, che rappresentano la geometria del breve tratto di alveo inciso a cielo aperto posto a monte del ramo di destra del rio Val dell'Ora, esteso per circa 260 m.

Le sezioni trasversali inserite nel modello sono frutto del confronto e dell'integrazione delle geometrie rilevate durante i sopralluoghi e della base dati fornita dal DTM ministeriale (LiDAR), al fine di rappresentare in maniera più realistica possibile lo stato attuale dell'alveo e delle aree circostanti.

In Figura 2 e Tabella 1 si riporta l'estensione del modello (traccia dell'asse e delle sezioni utilizzate) su base foto aerea recente (2018, Google), in coordinate UTM 32 WGS84, e l'anagrafica delle sezioni trasversali.

In corrispondenza dell'attraversamento VL_P1 (tubazione DN600), posto a valle della Sez.2, è stata inserita nel modello una specifica struttura di tipo "culvert" che riproduce le reali condizioni di deflusso del manufatto in condizioni di moto a pelo libero, a pressione e di sormonto dell'impalcato, calcolando correttamente le perdite di carico che si manifestano. Per ragioni di carattere computazionale, la sezione di monte dell'attraversamento

è stata duplicata ai fini di rappresentare correttamente il deflusso. Per la localizzazione e descrizione delle caratteristiche del manufatto si rimanda alla relazione descrittiva d'insieme (cfr. elaborato 3636-02-00100).

ID Sezioni	ID Ramo	Progressiva [m]	Quota Fondo [m s.m.]	Quota Sponda/Intradosso		Descrizione
				DX [m s.m.]	SX [m s.m.]	
Sez.1	Val dell'Ora	0,00	80,55	83,00	81,48	
Sez.2	Val dell'Ora	25,00	67,66	70,31	69,14	Imbocco attraversamento VL_P1
Sez.3	Val dell'Ora	96,48	42,29	43,31	44,50	
Sez.4	Val dell'Ora	172,84	25,91	28,26	28,33	
Sez.5	Val dell'Ora	207,82	20,90	22,80	22,06	
Sez.6	Val dell'Ora	223,32	19,36	20,90	22,25	
Sez.7	Val dell'Ora	259,72	17,23	18,63	20,98	

Tabella 1 – Anagrafica delle sezioni inserite nel modello numerico (escludendo quelle interpolate o fittizie).

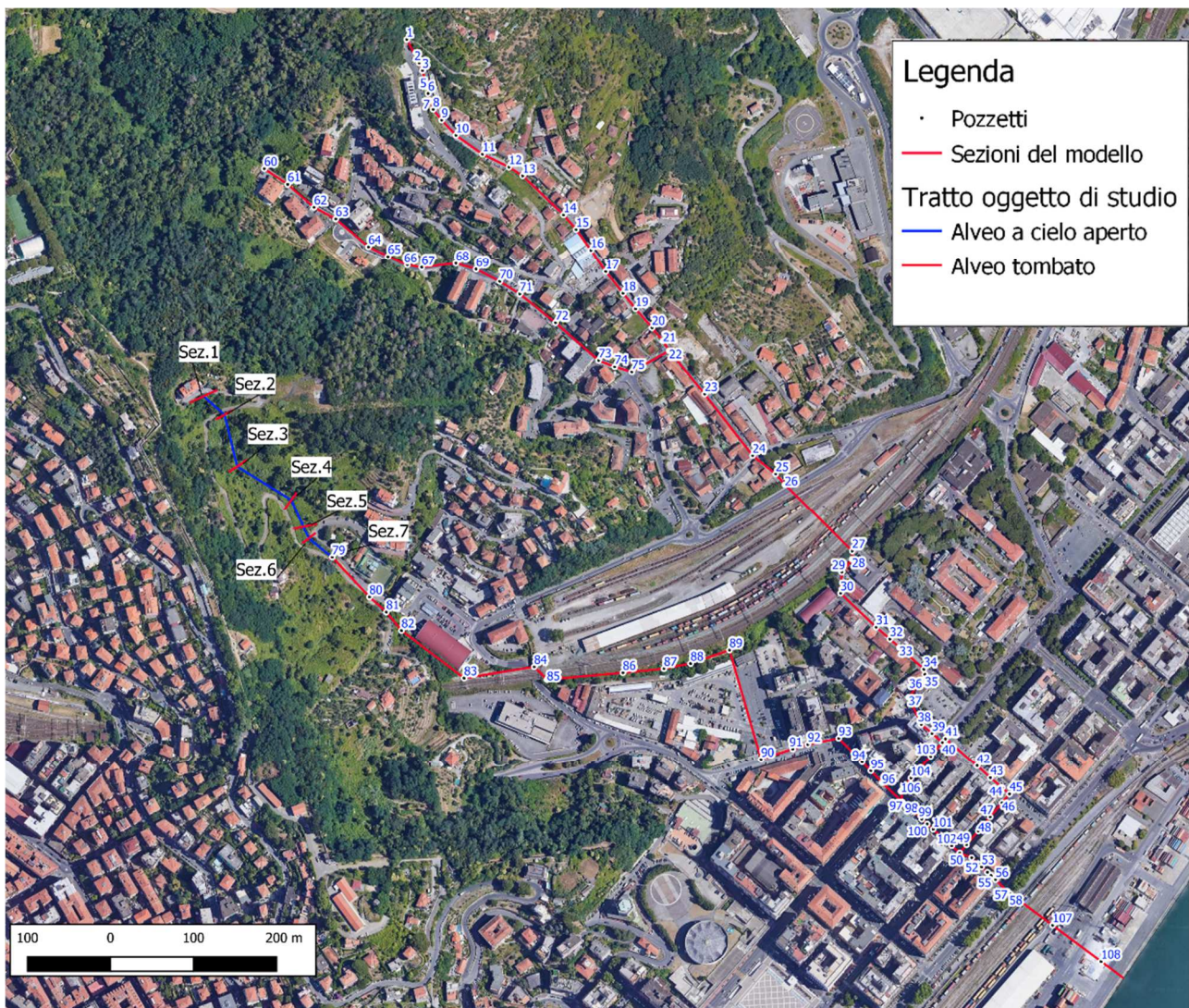


Figura 2 – Network complessivo del modello monodimensionale (MIKE11 + MIKE Urban) allestito per il rio Val dell'Ora.

3.2.2 Modello MIKE Urban

I vari tratti tombinati del rio Val dell'Ora sono stati schematizzati e analizzati con il codice di calcolo MIKE Urban CS (Collection Systems), il quale consente la simulazione idrodinamica delle correnti non stazionarie nelle reti fognarie, a pelo libero o in pressione.

La geometria è stata costruita, come già indicato, con riferimento ai rilievi specifici eseguiti, che hanno permesso la definizione delle sezioni di imbocco dei vari tratti, alla videoispezione disponibile presso l'attraversamento ferroviario del ramo di levante e ai rilievi della rete dei collettori fognari eseguiti da Comune e dai gestori delle reti.

Ai fini della modellazione numerica è stato necessario inserire un nodo in corrispondenza dei cambi di direzione, cambi di diametro o di pozzetti di ispezione. Pertanto, la rete risulta composta da 105 pozzetti (*manholes*) e 105 rami di collettore (*pipes*).

In Figura 3 è rappresentata una planimetria di dettaglio del network con l'identificativo dei pozzetti e la loro collocazione planimetrica.

In Tabella 2 vengono indicate le caratteristiche geometriche salienti dei 105 collettori inseriti nel modello ai fini della simulazione. In particolare, sono fornite le seguenti indicazioni.

- ID Collettore (-): identificativo del collettore.
- Quota di fondo (m s.m.): quota assoluta del fondo scorrevole del tratto di collettore, differente per l'estremità di monte e l'estremità di valle in ragione della pendenza del tratto.
- Lunghezza (m): distanza tra il centro dei pozzetti posti alle estremità del collettore.
- Tipologia della sezione (-): circolare, rettangolare e ad arco. Le sezioni ad arco in particolare interessano i rami di collettore nel tratto compreso tra il pozzetto 26 e il pozzetto 34 (presso la linea ferroviaria) e il tratto di attraversamento del fascio di binari di testata a valle di viale Italia. Le geometrie tipologiche di riferimento (larghezza massima x altezza in chiave) sono le seguenti: tipologico 1: 2,80 x 1,40 m; tipologico 2: 2,80 x 1,75 m; tipologico 3: 1,40 x 1,00 m. Esse sono rappresentate in Figura 5.
- Dimensione (m): funzione della tipologia di sezione. Nel caso di sezione circolare viene fornito il diametro interno e nel caso di sezione rettangolare viene fornito il prodotto tra larghezza e altezza. Nuovamente, per le sezioni ad arco si rimanda alla Figura 5.
- Nodo di monte e Nodo di valle: identificativi dei nodi posti alle estremità dei collettori.

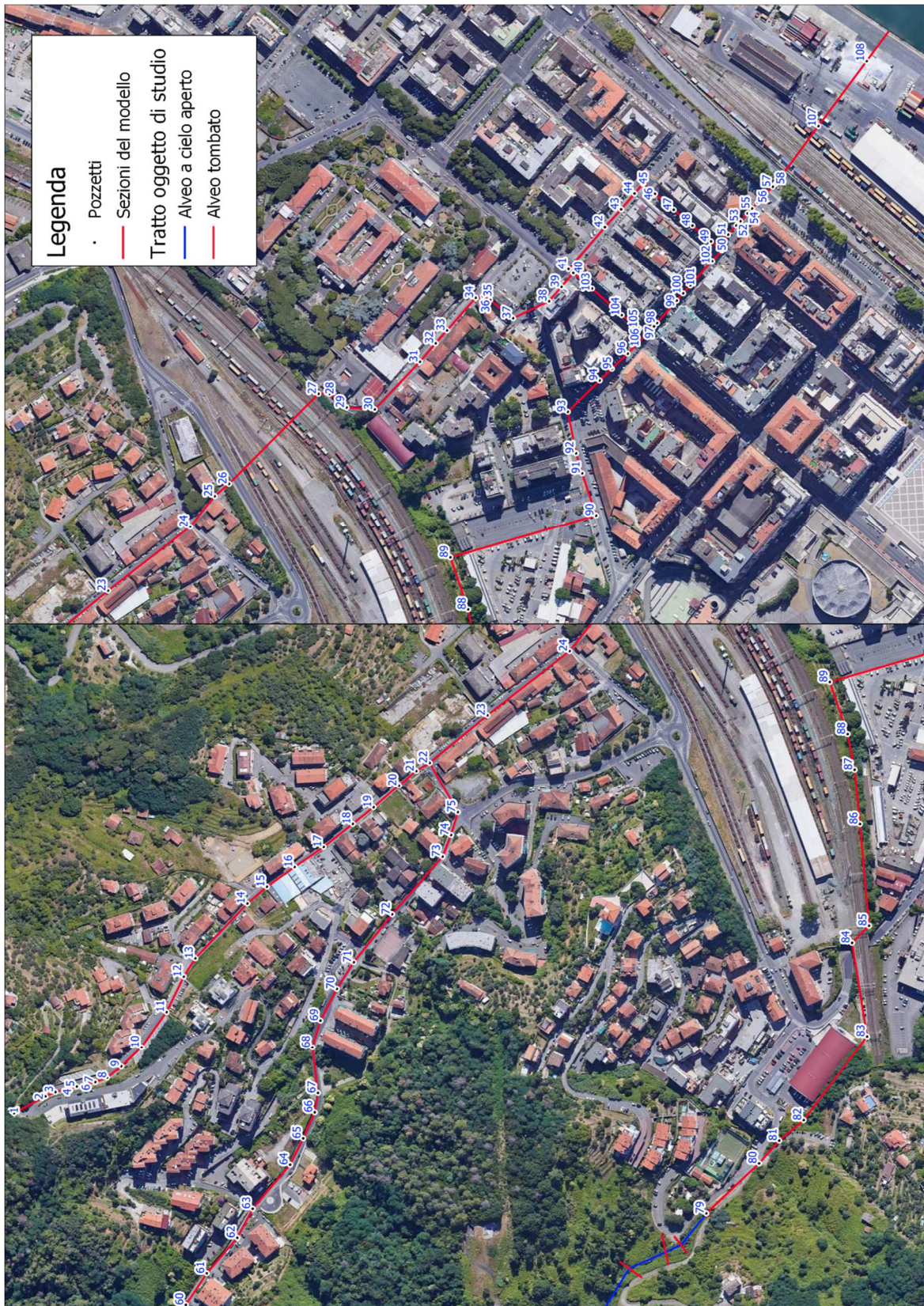


Figura 3 - Planimetria dei tratti tombati del rio Val dell'Ora con individuazione dei pozzetti.

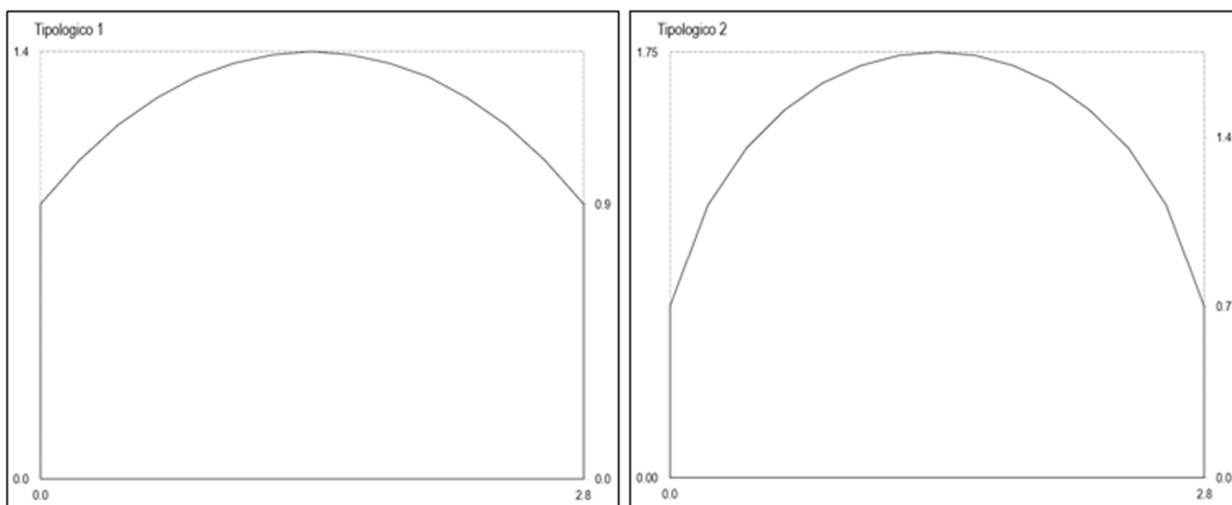


Figura 4 - Tipologici sezioni ad arco: tip.1 (sx): 2,80 x 1,40 m; tip.2 (dx): 2,80 x 1,75 m.

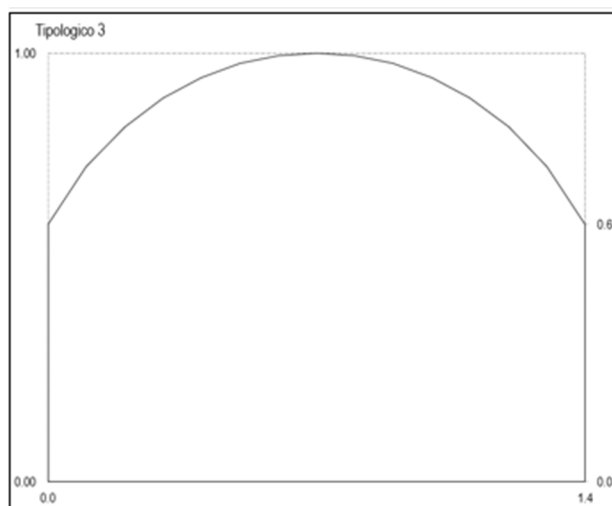


Figura 5 - Tipologici sezioni ad arco: tip.3: 1,40 x 1,00 m.

ID Collettore	Quota di fondo		Lunghezza (m)	Tipologia sezione	Dimensione (m)	Nodo di monte	Nodo di valle
	monte [m s.m.]	valle [m s.m.]					
A_01	43,35	36,74	31,90	Circolare	0,3 m	1	2
A_02	36,74	35,41	9,88	Circolare	0,6 m	2	3
A_03	35,41	34,16	10,87	Circolare	0,6 m	3	4
A_04	34,16	33,44	8,86	Circolare	0,6 m	4	5
A_05	33,44	31,59	8,34	Circolare	0,6 m	5	6
A_06	31,59	29,75	8,73	Circolare	0,6 m	6	7
A_07	29,75	28,67	11,30	Circolare	0,6 m	7	8
A_08	28,67	26,19	16,35	Circolare	0,6 m	8	9
A_09	26,19	22,46	25,04	Circolare	0,6 m	9	10

ID Collettore	Quota di fondo		Lunghezza (m)	Tipologia sezione	Dimensione (m)	Nodo di monte	Nodo di valle
	monte [m s.m.]	valle [m s.m.]					
A_10	22,46	18,06	39,13	Circolare	0,6 m	10	11
A_11	18,06	15,15	35,35	Circolare	0,6 m	11	12
A_12	15,15	13,13	19,47	Circolare	0,6 m	12	13
A_13	13,13	11,55	67,85	Circolare	0,6 m	13	14
A_14	11,55	10,80	23,20	Circolare	0,6 m	14	15
A_15	10,80	10,15	30,57	Circolare	0,6 m	15	16
A_16	10,15	9,49	31,68	Circolare	0,6 m	16	17
A_17	9,49	8,84	33,32	Circolare	0,6 m	17	18
A_18	8,84	8,38	23,98	Circolare	0,6 m	18	19
A_19	8,38	7,67	30,25	Circolare	0,6 m	19	20
A_20	7,67	7,24	20,39	Circolare	0,6 m	20	21
A_21	7,24	6,53	14,06	Circolare	0,6 m	21	22
A_22	6,53	5,49	67,23	Rettangolare	0,9 m x 1,42 m	22	23
A_23	5,49	4,18	93,63	Rettangolare	0,9 m x 1,42 m	23	24
A_24	4,18	3,54	35,45	Rettangolare	0,9 m x 1,42 m	24	25
A_25	3,54	3,01	17,02	Rettangolare	2,5 m x 1,5 m	25	26
A_26	3,01	2,86	114,01	Sezione ad arco	Tipologico 1	26	27
A_27	2,86	2,37	9,95	Sezione ad arco	Tipologico 2	27	28
A_28	2,37	1,90	19,56	Sezione ad arco	Tipologico 2	28	29
A_29	1,90	1,59	25,31	Sezione ad arco	Tipologico 2	29	30
A_30	1,59	1,34	58,99	Sezione ad arco	Tipologico 1	30	31
A_31	1,34	1,08	21,76	Sezione ad arco	Tipologico 1	31	32
A_32	1,08	0,84	15,39	Sezione ad arco	Tipologico 1	32	33
A_33	0,84	0,73	39,13	Sezione ad arco	Tipologico 1	33	34
A_34	0,73	0,58	6,41	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	34	35
A_35	0,58	0,53	7,51	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	35	36
A_36	0,53	0,49	26,23	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	36	37
A_37	0,49	0,47	35,71	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	37	38
A_38	0,47	0,45	17,00	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	38	39
A_39	0,45	0,43	16,51	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	39	40
A_40	0,43	0,41	5,62	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	40	41
A_41	0,41	0,40	50,22	Rettangolare	0,8 m x 1,15 m	41	42
A_42	0,40	0,39	21,68	Rettangolare	0,8 m x 1,15 m	42	43
A_43	0,39	0,37	18,60	Rettangolare	0,8 m x 1,15 m	43	44
A_44	0,37	0,36	11,59	Rettangolare	0,8 m x 1,15 m	44	45
A_45	0,36	0,35	13,91	Rettangolare	0,8 m x 1,15 m	45	46
A_46	0,35	0,34	22,20	Rettangolare	0,8 m x 1,15 m	46	47
A_47	0,34	0,33	22,04	Rettangolare	0,8 m x 1,15 m	47	48
A_48	0,33	0,32	21,83	Rettangolare	0,6 m x 0,6 m	48	49
A_49	0,32	0,11	12,66	Rettangolare	0,6 m x 0,6 m	49	50
A_50	0,11	0,11	15,39	Rettangolare	2 m x 1,5 m	50	51
A_51	0,11	0,10	11,02	Rettangolare	2 m x 1,5 m	51	52
A_52	0,10	0,09	5,34	Rettangolare	2 m x 1,5 m	52	53
A_53	0,09	0,05	9,49	Rettangolare	2 m x 1,5 m	53	54
A_54	0,05	0,01	5,92	Rettangolare	2 m x 1,5 m	54	55
A_55	0,01	0,00	7,32	Rettangolare	2 m x 1,5 m	55	56
A_56	0,00	-0,03	19,73	Rettangolare	1,25 m x 1,25 m	56	57
A_57	-0,03	-0,05	3,44	Rettangolare	1,25 m x 1,25 m	57	58
A_58	-0,07	-0,08	32,42	Rettangolare	1,45 m x 1,8 m	108	59
A_59	22,74	21,49	33,91	Circolare	0,6 m	60	61
A_60	21,49	19,40	41,94	Circolare	0,6 m	61	62

ID Collettore	Quota di fondo		Lunghezza (m)	Tipologia sezione	Dimensione (m)	Nodo di monte	Nodo di valle
	monte [m s.m.]	valle [m s.m.]					
A_61	19,40	17,98	29,46	Circolare	0,6 m	62	63
A_62	17,98	15,99	51,72	Circolare	0,6 m	63	64
A_63	15,99	15,32	26,33	Circolare	0,6 m	64	65
A_64	15,32	14,73	25,56	Circolare	0,6 m	65	66
A_65	14,73	14,18	17,58	Circolare	0,6 m	66	67
A_66	14,18	13,35	41,41	Circolare	0,6 m	67	68
A_67	13,35	12,83	25,34	Circolare	0,6 m	68	69
A_68	12,83	12,02	32,17	Circolare	0,6 m	69	70
A_69	12,02	11,10	28,33	Circolare	0,6 m	70	71
A_70	11,10	9,74	55,23	Circolare	0,6 m	71	72
A_71	9,74	8,05	68,80	Circolare	0,6 m	72	73
A_72	8,05	7,65	20,84	Circolare	0,6 m	73	74
A_73	7,65	7,30	21,50	Circolare	0,6 m	74	75
A_74	7,30	6,53	51,49	Circolare	0,6 m	75	22
A_78	17,23	11,58	65,17	Circolare	1 m	79	80
A_79	11,58	9,74	27,25	Circolare	1 m	80	81
A_80	9,74	8,79	28,64	Circolare	1 m	81	82
A_81	8,79	7,31	94,41	Circolare	1 m	82	83
A_82	7,31	5,40	85,41	Circolare	1 m	83	84
A_83	5,40	4,50	21,67	Rettangolare	0,9 m x 1 m	84	85
A_84	4,50	3,57	91,79	Rettangolare	0,9 m x 1 m	85	86
A_85	3,57	2,98	49,66	Rettangolare	0,9 m x 1 m	86	87
A_86	2,98	2,16	32,72	Rettangolare	0,9 m x 1 m	87	88
A_87	2,16	1,25	49,48	Rettangolare	0,9 m x 1 m	88	89
A_88	1,25	0,79	136,16	Rettangolare	0,9 m x 1 m	89	90
A_89	0,79	0,77	40,05	Circolare	1 m	90	91
A_90	0,77	0,75	18,84	Circolare	1 m	91	92
A_91	0,75	0,73	38,04	Circolare	1 m	92	93
A_92	0,73	0,36	40,14	Rettangolare	0,6 m x 1 m	93	94
A_93	0,36	0,34	15,19	Circolare	1,5 m	94	95
A_94	0,34	0,32	19,66	Circolare	1,5 m	95	96
A_95	0,32	0,18	33,96	Circolare	1,5 m	96	97
A_96	0,18	0,17	4,10	Circolare	1,6 m	97	98
A_97	0,17	0,16	26,78	Circolare	1,6 m	98	99
A_98	0,16	0,15	8,76	Circolare	1,6 m	99	100
A_99	0,15	0,14	9,56	Circolare	1,6 m	100	101
A_100	0,14	0,13	29,83	Rettangolare	1,2 m x 1,5 m	101	102
A_101	0,13	0,11	12,94	Rettangolare	1,5 m x 1,5 m	102	50
A_102	0,48	0,45	21,86	Rettangolare	1,4 m x 1,4 m	40	103
A_103	0,45	0,35	35,85	Rettangolare	1,4 m x 1,4 m	103	104
A_104	0,35	0,25	18,31	Rettangolare	1,4 m x 1,4 m	104	105
A_105	0,25	0,21	1,67	Rettangolare	1,4 m x 1,4 m	105	106
A_106	0,21	0,18	13,15	Rettangolare	1,4 m x 1,4 m	106	97
A_108	-0,05	-0,06	64,74	Sezione ad arco	Tipologico 3	58	107
A_109	-0,06	-0,07	72,73	Rettangolare	1,9 m x 1,2 m	107	108

Tabella 2 - Caratteristiche geometriche del tracciato tominato del rio Val dell'Ora.

3.2.3 Modello MIKE21

Come già anticipato, per l'analisi della propagazione della piena dei corsi d'acqua esaminati è stato allestito un modello MIKE Flood che accoppia dinamicamente i modelli monodimensionali MIKE11 e MIKE Urban (descritti nei paragrafi precedenti) con il modello bidimensionale MIKE21 rappresentante le aree esterne di esondazione.

Nel modello bidimensionale alle differenze finite MIKE21 la descrizione geometrica del terreno è rappresentata definendo la quota media del terreno in ogni cella di calcolo. Tale valore è usualmente calcolato mediante tecniche di interpolazione stabilendo una dimensione di cella a partire dalle basi topografiche disponibili. Nel caso in esame si è utilizzata come base topografica di partenza il modello digitale del terreno da volo LiDAR acquisito dal MATTM, ad una risoluzione spaziale di circa 1,0 x 1,0 m.

La definizione della dimensione del passo spaziale della griglia rettangolare, da utilizzare per la messa a punto del modello, è un passaggio fondamentale nella sua realizzazione ed influenza direttamente i tempi di calcolo e l'accuratezza spaziale della soluzione. Aumentando le dimensioni del passo della griglia diminuiscono i tempi di calcolo, ma diminuisce anche l'accuratezza dei risultati. La scelta deve quindi essere un compromesso tra le due esigenze.

Nel caso in esame la scelta è condizionata dalla necessità di rappresentare con sufficiente dettaglio la geometria delle aree allagabili, delle strade, delle strutture interferenti e delle possibili vie di deflusso conseguenti a fenomeni di esondazione. Si è deciso pertanto di adottare una griglia di calcolo piuttosto fitta, a maglia 2,0 x 2,0 m, composta da 812 righe e 754 colonne (612.248 punti di calcolo).

Nella Figura 6 è riportata la batimetria (o geometria di input) complessiva del modello. In bianco sono evidenziate le zone escluse dal calcolo (celle inattive) perché considerate sicuramente non allagabili (aree con quote superiori ai 85 m s.m.) o perché ricadenti all'interno dell'alveo inciso a cielo aperto del corso d'acqua, il cui contributo al deflusso della piena di riferimento è già simulato e considerato tramite il modello monodimensionale MIKE11.

Inoltre, è stata inserita la geometria dei fabbricati presenti all'esterno all'alveo modificando la quota delle celle della batimetria che ricadono all'interno della loro impronta (per le finalità della modellazione la quota edifici è stata imposta a +10 m rispetto alla quota del terreno sottostante).

Per poter fornire una rappresentazione il più possibile aderente all'effettivo assetto di stato attuale dei luoghi, l'analisi dei fabbricati presenti è stata condotta sulla base di foto aerea recente (Google, 2018).

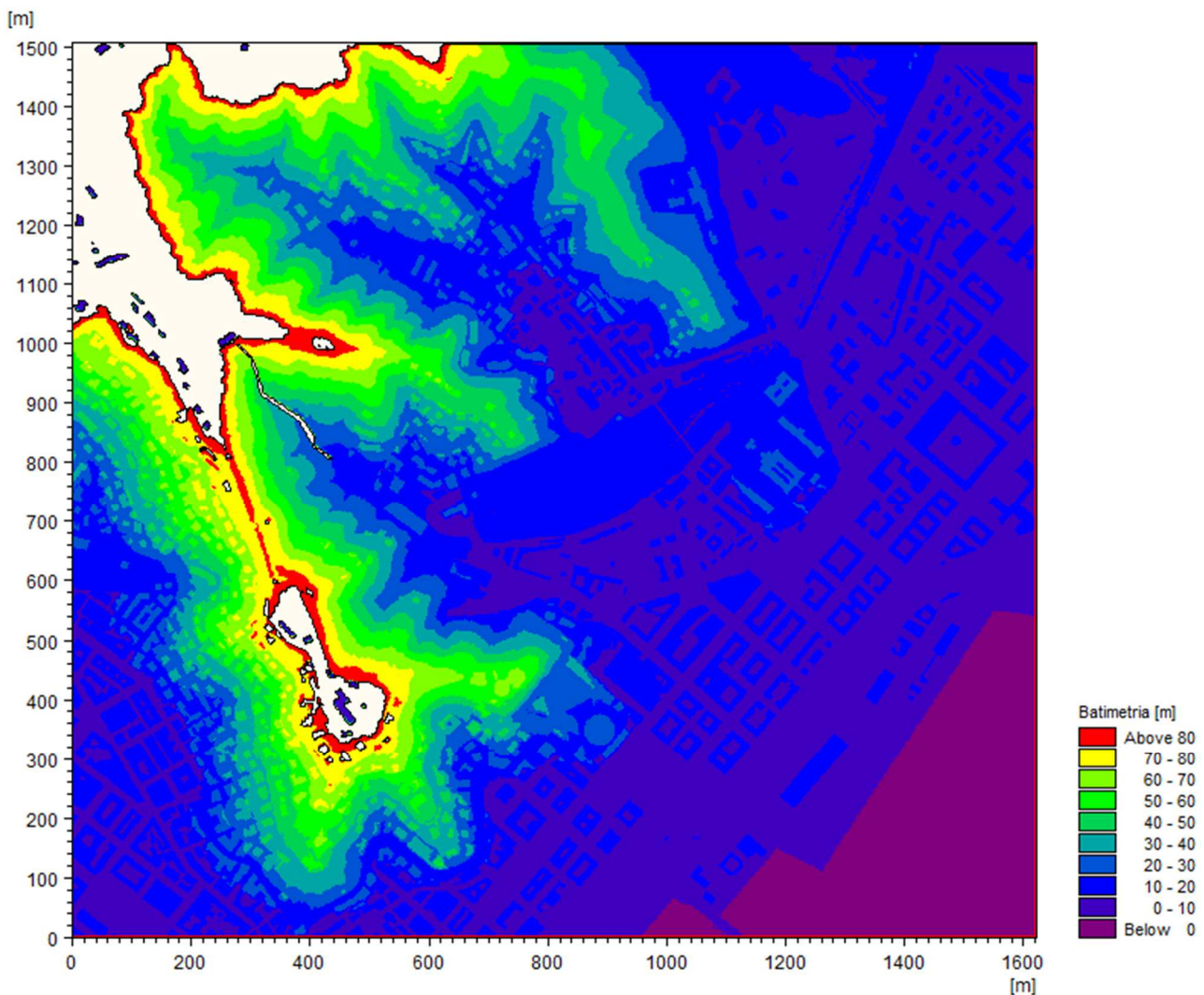


Figura 6 – Batimetria del modello 2D del rio Val dell’Ora a maglia 2,0 x 2,0 m (dominio di calcolo complessivo).

4. CONDIZIONI AL CONTORNO

I modelli di simulazione, oltre alla descrizione geometrica, necessitano della definizione delle condizioni al contorno idrodinamiche e di una serie di parametri quali: passo temporale di integrazione del sistema, coefficiente di resistenza distribuita (scabrezza) e coefficiente di viscosità turbolenta (“eddy viscosity”).

La scabrezza rappresenta, all’interno delle equazioni di moto, il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito sul fondo di scorrimento e sulle sponde dei canali di deflusso. In particolare, la scabrezza applicata ai modelli è stata differenziata tra alveo inciso – tratti tombati (e quindi modellazione monodimensionale) e aree golenali (modellazione bidimensionale).

I sopralluoghi effettuati ripercorrendo l’asta dei corsi d’acqua e la documentazione fotografica a disposizione hanno fornito gli elementi necessari per la definizione dei valori di scabrezza da associare al tratto oggetto di

studio. Tali valori sono stati definiti considerando in primis le Norme di Attuazione (NTA) del vigente Piano di Bacino (Tabella 4), e successivamente i valori di riferimento indicati in letteratura tecnica (Tabella 3).

In accordo con i valori prescritti dalle NTA (allegato 3) si è adottato per i modelli monodimensionali un valore del coefficiente di scabrezza K_s di Gauckler-Strickler pari a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ lungo i tratti di alveo naturale e di $45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ lungo i tratti rivestiti tombinati.

Descrizione corso d'acqua	Coeff. di scabrezza di Gauckler Strickler $K_s \text{ [m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}\text{]}$
Tratti di corso d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo	25 ÷ 30
Corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30 ÷ 35
Tratti urbanizzati di corso d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35 ÷ 40
Corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque	40 ÷ 45

Tabella 3 – Coefficienti di scabrezza per l'alveo inciso indicati nelle NTA del vigente Piano di Bacino.

Natura della superficie	Scabrezza omogenea equivalente $\epsilon \text{ (mm)}$ $[\text{mm}]$	Bazin γ $[\text{m}^{1/2}]$	Kutter m $[\text{m}^{1/2}]$	Manning n $[\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}]$	Gauckler Strickler K_s $[\text{m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}]$
Pareti di cemento perfettamente lisciate. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche, senza risalti nei giunti	0,15 ÷ 0,2	0,06	0,12	0,011	100 ÷ 90
Idem, ma con curve	0,2 ÷ 0,4	0,1	0,18	0,012	90 ÷ 85
Pareti di cemento non perfettamente lisciate. Muratura di mattoni molto regolare. Pareti metalliche con chiodatura ordinaria	0,4 ÷ 1,0	0,16	0,20 ÷ 0,25	0,013	85 ÷ 75
Pareti di cemento in non perfette condizioni. Muratura ordinaria più o meno accurata. Pareti di legno grezzo, eventualmente con fessure.	2 ÷ 5	0,23 ÷ 0,36	0,35 ÷ 0,55	0,014 ÷ 0,015	70 ÷ 65
Pareti di cemento solo in parte intonacate; qualche deposito sul fondo. Muratura irregolare (o di pietrame). Terra regolarissima senza vegetazione.	8	0,46	0,55 ÷ 0,75	0,018	60
Terra abbastanza regolare. Muratura vecchia, in condizione non buone, con depositi di limo al fondo.	15 ÷ 30	0,60 ÷ 0,85	0,75 ÷ 1,25	0,020 ÷ 0,022	50
Terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari.	70	1,30	1,50	0,025	40
Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturale con ciottoli e ghiaia.	120 ÷ 200	1,75	2,00	0,030	35
Canali in abbandono con grande vegetazione. Corsi d'acqua con alveo in ghiaia e movimento di materiale sul fondo, oppure scavati in roccia con sporgenze.	300 ÷ 400	2,0 ÷ 2,3	3,00	0,035	30

Tabella 4 – Valori tipici di riferimento da letteratura tecnica dei coefficienti di scabrezza per l'alveo inciso.

Per quanto riguarda l'area esterna all'alveo, modellata con schema bidimensionale, si è provveduto alla differenziazione su due classi di scabrezza in modo da tenere in considerazione la presenza dei principali elementi che possono influenzare la propagazione della piena: linee di deflusso principali (strade), aree urbane pavimentate e aree vegetate. In particolare, alle aree vegetate è stato applicato un coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler di $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, mentre a quelle pavimentate un coefficiente di $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Si precisa a tal proposito come in un modello bidimensionale i coefficienti di scabrezza da considerare risultino normalmente maggiori di circa un 20÷30% di quelli comunemente impiegati nei modelli monodimensionali, per tenere conto del fatto che in un modello 2D sono già in tutto, o almeno in gran parte, direttamente considerati nelle equazioni del moto gli effetti di resistenza secondari indotti dalle condizioni di moto non-monodimensionali (moti trasversali e vorticosi, sinuosità dell'alveo), che nel modello 1D sono invece da includere forfettariamente nel coefficiente di scabrezza.

Come passo temporale di integrazione è stato necessario utilizzare, per ragioni di stabilità numerica legate al numero di Courant della corrente, un valore pari a 0,10 secondi.

La viscosità turbolenta è legata alla non uniforme distribuzione del campo delle velocità e viene simulata nel modello tramite il coefficiente di eddy viscosity. Nel caso in esame, al coefficiente è stato assegnato un valore costante pari a $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ sull'intera estensione del modello; tale parametro risulta comunque di minore rilevanza in quanto simulando deflussi di esondazione con scorrimento superficiale gli aspetti legati alla formazione di vortici sono senza dubbio trascurabili rispetto ai prevalenti termini di resistenza idraulica al moto per attrito sul fondo e presenza di ostacoli.

Le condizioni al contorno imposte sono costituite da input di portata a monte e internamente al modello, e da una condizione di valle rappresentata dal livello di mare.

La condizione idrodinamica di valle del modello è costituita dal livello idrico massimo di mare riferibile a un evento di mareggiata con determinato tempo di ritorno (generalmente inferiore a quello di verifica idraulica del corso d'acqua, trattandosi di eventi non correlati, così da non sovrapporre eventi a bassa probabilità di accadimento).

L'effetto di sovrizzo del livello di medio mare all'occorrere di un evento meteomarinico intenso è generalmente dato dalla somma dei seguenti fenomeni:

- la marea astronomica;
- la variazione del livello di medio mare dovuto alle condizioni di tempesta (storm surge), eventualmente suddivisibile tra la componente attribuibile al vento (wind set-up) e quella relativa alle variazioni di pressione atmosferica (barometro inverso);
- il sovrizzo dovuto al frangimento (wave set-up).

I corsi d'acqua considerati nel presente studio presentano tutti sbocco a mare all'interno del Golfo di La Spezia, protetto all'imbocco da una diga foranea e con morfologia tale da modificare localmente (attutendolo) l'effetto di sovrizzo.

Nella quasi totalità degli studi pregressi acquisiti per le finalità del presente studio, e particolarmente in quelli predisposti per l'Autorità Portuale, è definito un medesimo valore di riferimento per il livello idrico massimo da assumere all'interno del Golfo, che risulta pari a **0,50 m s.m.** Tale valore (assunto costante per tutti i tempi di ritorno indagati) è stato anche adottato, per coerenza, nell'ambito del presente studio.

L'analisi idraulica è stata svolta in funzione di tre scenari idrologici caratterizzati da tempo di ritorno di 50, 200 e 500 anni. Per le sezioni di interesse (sezioni di chiusura di bacini e sottobacini contribuenti, mostrati in Figura 7) sono stati definiti nell'ambito dell'analisi idrologica (v. elaborato 3636-03-00100) i relativi idrogrammi di piena, di cui si riportano i valori al colmo in Tabella 5.

Sezione di chiusura	Portata al colmo [m ³ /s]		
	TR 50 anni	TR 200 anni	TR 500 anni
VL-A	18,82	22,83	25,47
VL-B	6,44	7,71	8,55
VL-C	13,42	16,17	17,98
VL-D	3,84	4,51	4,95
VL-E	7,91	9,38	10,35

Tabella 5 - Portate al colmo per i tre scenari di simulazione sulle sezioni di chiusura.

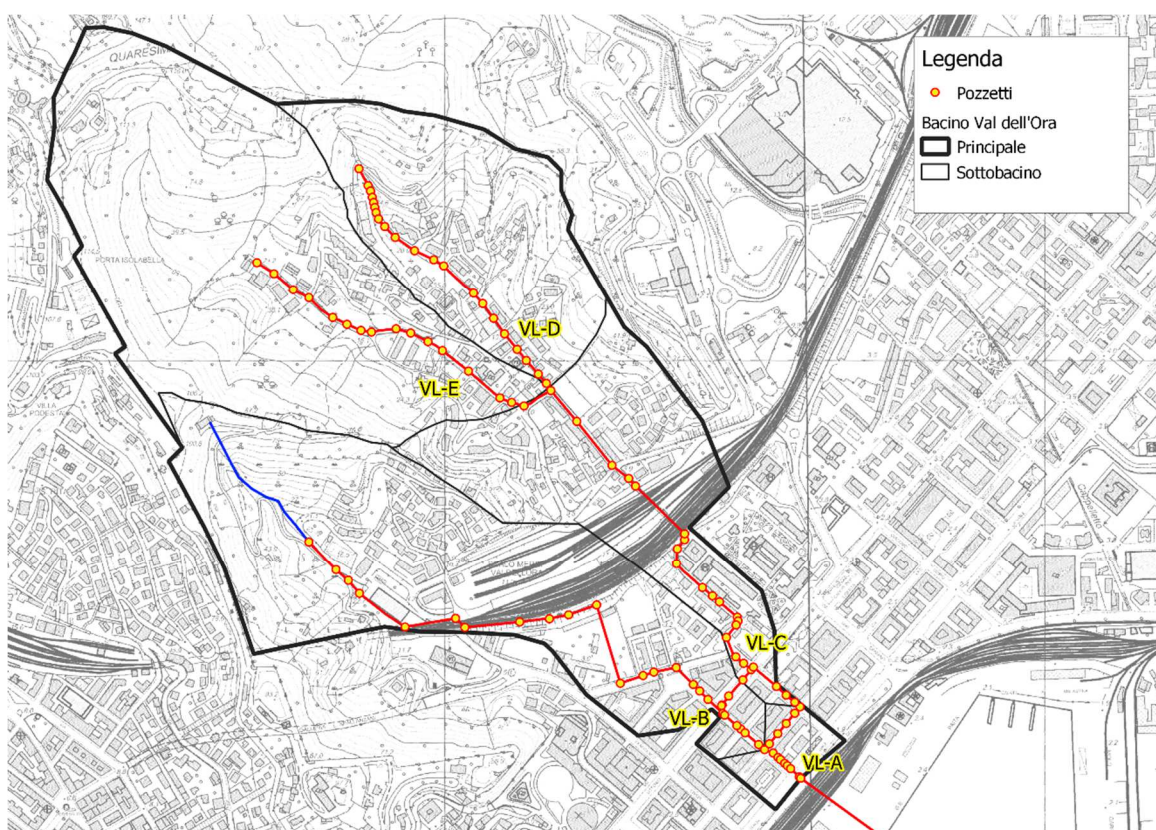


Figura 7 - Delimitazioni del bacino e dei sottobacini del rio Val dell'Ora.

In Figura 8 sono riportati a titolo di esempio gli idrogrammi definiti per il bacino chiuso alla foce del rio Val dell'Ora (sezione VL-A) per i tre tempi di ritorno.

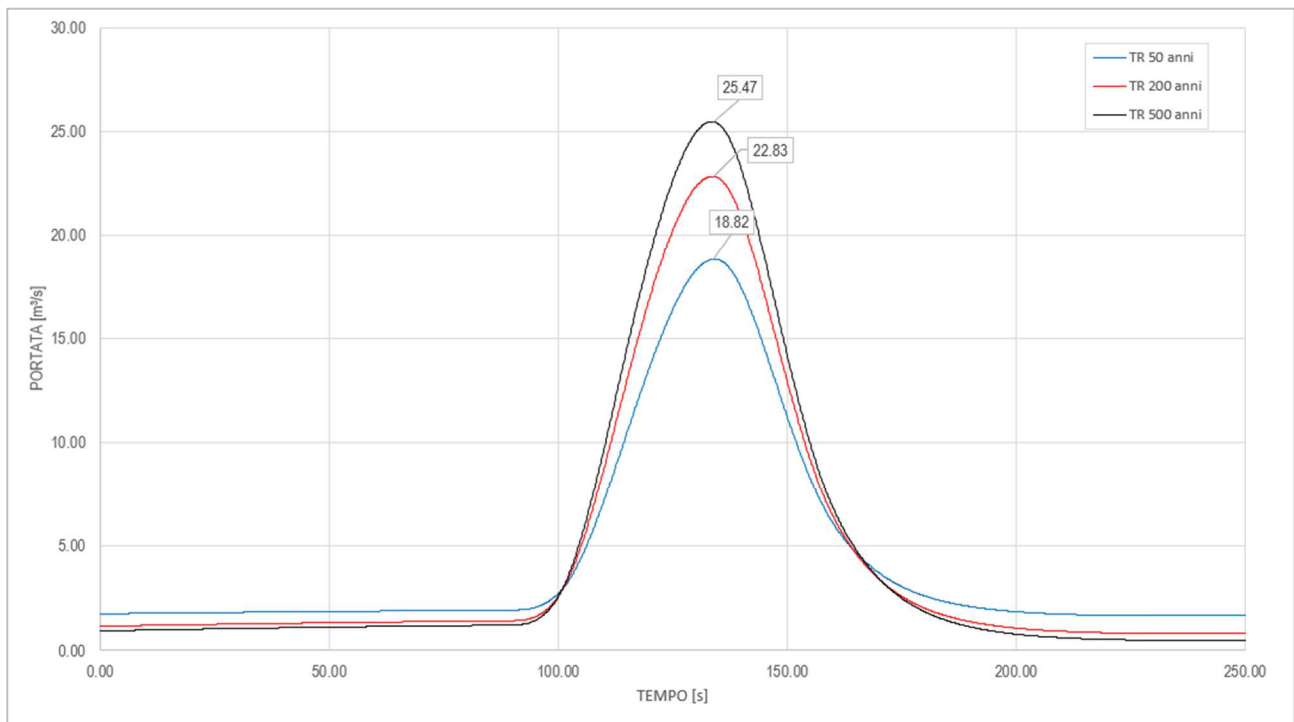


Figura 8 – Idrogrammi teorici per i 3 scenari simulati (TR50, TR200 e TR500) definiti alla sezione di foce del rio Val dell’Ora (VL-A).

Ai fini di una caratterizzazione idraulica più realistica in termini di modalità di afferimento alla rete delle portate conseguenti all’evento idrologico considerato, gli idrogrammi di riferimento associati ai 4 sottobacini sono stati suddivisi e distribuiti su più punti di immissione come segue, in funzione delle aree contribuenti sottese dai diversi rami.

- Sottobacino VL-B: il 25% dell’idrogramma è stato immesso nella sezione di monte del tratto a cielo aperto (Sez.1 del MIKE11); il 50% è stato equamente suddiviso tra i pozzetti 79, 82, 84, 86 e 88 per rappresentare una immissione distribuita nel tratto. Per quanto riguarda la porzione di valle, per maggior cautela si è considerato l’intera porzione residua del contributo idrologico (25% dell’idrogramma) come input concentrato nel pozzetto 90.
- Sottobacino VL-E: il 50% della portata è stata immessa nel pozzetto 60 (in testa al ramo) ed il restante 50% è stato equamente distribuito tra i pozzetti 63, 65, 67, 69, 71 e 73 per rappresentare il graduale collettamento delle acque di versante.
- Sottobacino VL-D: il 20% della portata è stata immessa nel pozzetto 1 (in testa al ramo) ed il restante 80% è stato distribuito tra i pozzetti 10, 12, 14, 16, 18, 20, analogamente al ramo precedente (con percentuali differenti in funzione della diversa proporzione di aree sottese).
- Sottobacino VL-C: considerando che una parte della portata associata al sottobacino VL-C è costituita dai contributi dei sottobacini VL-D e VL-E, il solo idrogramma residuo è stato distribuito equamente tra i pozzetti 23, 24, 25 e 26.

In Figura 9 vengono indicati (cerchi azzurri) i suddetti punti di immissione della portata. Si evidenzia come per il ramo di levante, a titolo cautelativo, l’intera portata idrologica (bacino VL_C) sia già introdotta in alveo a monte della ferrovia (coerentemente con l’ubicazione della porzione predominante del bacino).



Figura 9 - Planimetria del rio Val dell'Orba con punti di immissione della portata (cerchi azzurri).

5. RISULTATI

I risultati delle simulazioni effettuate con i modelli integrati mono-bidimensionali sono illustrati nei capitoli seguenti mediante l'ausilio di rappresentazioni grafiche esplicative quali:

- mappe delle aree di esondazione con rappresentazione delle altezze idriche massime sul piano campagna e delle velocità;
- profili longitudinali di involucro dei massimi livelli idrici lungo l'alveo inciso;
- profili longitudinali con tabelle riepilogative dei tratti tombinati.

I valori numerici dei principali parametri idrodinamici caratterizzanti i valori massimi di involucro del profilo di piena per il tratto di alveo a cielo aperto, rappresentato con il codice MIKE11, sono indicati di seguito e riportati in specifiche tabelle:

- ID Sez. = identificativo sezione;
- Progr. = progressiva metrica lungo l'asta (m);
- Q = portata massima (m^3/s) osservata nel corso della simulazione;
- P.L. = quota di pelo libero (m s.m.);
- h = altezza d'acqua sul fondo (m);
- v = velocità media della corrente (m/s);

- Fr = numero di Froude della corrente (-);
- H = carico idraulico totale (m s.m.).

Essi non sono definiti in corrispondenza delle strutture inserite all'interno dei modelli numerici; per queste si fa riferimento alla sezione immediatamente a monte (ad esempio per la valutazione del franco idraulico).

I parametri idraulici caratterizzanti i valori massimi di inviluppo del profilo di piena per i tratti di alveo tombinato, descritti dal modello MIKE Urban, sono elencati di seguito e rappresentati in tabelle integrate ai profili longitudinali.

- ID collettore [-] = codice identificativo del ramo considerato.
- Diametro [m] = dimensione principale del collettore.
- Quota del terreno [m s.m.] = quota del piano viabile al di sopra del collettore (derivata dal DTM).
- Quota di intradosso [m s.m.] = quota del cielo del collettore.
- Pendenza collettore [m/m] = pendenza longitudinale del ramo.
- Livello idrico [m s.m.] = massima quota del pelo libero (o del carico piezometrico se si ha moto in pressione) osservata nel corso della simulazione entro il collettore.
- Portata [m³/s] = portata massima defluente nel ramo di collettore in esame.
- Velocità [m/s] = massimo valore della velocità media nel collettore.

Le analisi sono state eseguite con riferimento a 3 scenari di simulazione:

- TR50 : evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni;
- TR200 : evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni;
- TR500 : evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni.

5.1 Risultati delle simulazioni

5.1.1 Modello 1D - Scenario TR50

Nella Tabella 6 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del Val dell'Ora (output del modello monodimensionale MIKE11) per lo scenario con tempo di ritorno di 50 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 10 è rappresentato graficamente il profilo di corrente del medesimo scenario.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)
VL - Sez.1	0,00	80,55	1,61	80,72	0,17	5,55	4,87	82,29
VL - Sez.2	25,00	67,66	1,61	69,22	1,56	0,29	0,09	69,22
VL - Sez.3	96,48	42,29	1,61	42,57	0,28	4,24	3,13	43,48
VL - Sez.4	172,84	25,91	1,61	26,18	0,27	2,82	2,49	26,59
VL - Sez.5	207,82	20,90	1,61	21,23	0,33	2,37	2,11	21,52
VL - Sez.6	223,32	19,36	1,61	19,73	0,37	2,73	1,67	20,11
VL - Sez.7	259,72	17,23	1,61	18,00	0,77	1,49	0,75	18,11

Tabella 6 – Risultati di sintesi per lo scenario TR50.

Dall'analisi dei risultati si evince che la portata al colmo associata ad un tempo di ritorno 50 anni è sempre contenuta entro le sponde nel tratto a cielo aperto, in virtù delle elevate pendenze, tranne nella porzione immediatamente a monte dell'attraversamento VL_P1, che provoca un significativo effetto di rigurgito e vede

l'instaurarsi di un deflusso in pressione. In corrispondenza della Sez.2, posta alla progressiva 25,00 m, la sponda destra viene sormontata dalla piena cinquantennale.

Da Figura 11 a Figura 22 sono rappresentati i profili di piena dei tratti tombinati del rio Val dell'Ora con indicazione dei massimi livelli piezometrici raggiunti nel corso dell'evento con tempo di ritorno 50 anni (da output modello MIKE Urban). Ad ogni profilo è associata una tabella riepilogativa delle principali grandezze che caratterizzano la geometria dei tratti (come precedentemente indicato: diametro, quota del terreno, quota di intradosso e pendenza collettore) e i risultati della simulazione espressi come involucro dei massimi valori (livello idrico, portata e velocità). La linea verde indica il profilo del piano viabile soprastante estratto dal DTM, quella azzurra il carico piezometrico.

Quest'ultima linea risulta caratterizzata da numerosi ed elevati picchi, che sono un'astrazione del modello dovuta all'immissione concentrata nel nodo di una portata assai superiore alla massima smaltibile, per cui il carico idraulico cresce significativamente (al valore necessario per consentire il deflusso di tale portata nel tratto di collettore) e si riduce poi linearmente e rapidamente per le perdite di carico dovute al moto. Nella realtà la portata non è in grado di immettersi nella rete già in pressione, per cui anziché fuoriuscire dai pozzetti produrrà semplicemente allagamenti a causa del mancato collettamento delle acque di pioggia ruscellanti sul piano campagna. L'effetto finale in termini di aree allagate sarà quindi sostanzialmente analogo a quello restituito dal modello.

Come atteso in relazione alle modeste dimensioni dei collettori, di tipologia affine a quella di una rete fognaria, i tratti tombinati del corso d'acqua in esame al deflusso dell'evento di piena cinquantennale denotano un comportamento in pressione sulla totalità della rete.

In particolare, si evidenzia quanto segue.

- Il ramo Est lungo via Volta, compreso tra i pozzetti 1 e 22 (v. Figura 11 e Figura 12), denota un moto in pressione sin dal primo tratto, mentre le esondazioni risultano più significative a valle dell'immissione di portata nel pozzetto 10. La portata totale immessa lungo il tratto, associata al sottobacino VL-D, è pari a 3,84 m³/s ma nel tratto più critico (collettore A_21 tra i pozzetti 21 e 22) è stata calcolata una capacità massima di smaltimento pari a 0,73 m³/s. Il volume d'acqua residuo viene disperso in parte all'interno dei pozzetti di ispezione e in parte per allagamento delle aree limitrofe.
- Nel ramo che si sviluppa sotto via Galvani, compreso tra i pozzetti 60 e 22 (v. Figura 18 e Figura 19), il livello piezometrico supera il piano campagna di circa 0,50 m per l'intero tratto in questione. Ne consegue un'esondazione diffusa per l'intero tracciato. La portata immessa in modo distribuito lungo il tratto è pari a 7,91 m³/s ma il tratto più critico (collettore A_74 tra i pozzetti 75 e 22) presenta una massima capacità di portata di 0,54 m³/s.
- A valle della confluenza dei due rami descritti, la portata in ingresso nel pozzetto 22 è pari alla somma dei contributi veicolati dai tratti di monte (v. Figura 23). Il tratto compreso tra il pozzetto 22 e il pozzetto 40 (v. Figura 13 e Figura 14) possiede una dimensione maggiore rispetto al tratto precedente (inizialmente con geometria rettangolare e poi ad arco), con capacità di smaltimento di una maggiore portata.
- Anche il ramo di ponente, posto a valle del tratto a cielo aperto (compreso tra i pozzetti 79 e 97 - v. Figura 20 e Figura 21), presenta un moto in pressione per la totalità del tratto ed il livello idrico risulta superiore al piano campagna in più punti.
- Alla confluenza dei due rami principali la somma delle portate provenienti da monte (a valle dei pozzetti 40 e 97, causa un innalzamento del livello piezometrico al di sopra del piano campagna (dovuto anche all'effetto di rigurgito prodotto dal tratto terminale di minori dimensioni), responsabile dell'allagamento dell'intera area collocata tra Via Vittorio Veneto, Via Dalmazia e Via XXIV Maggio.

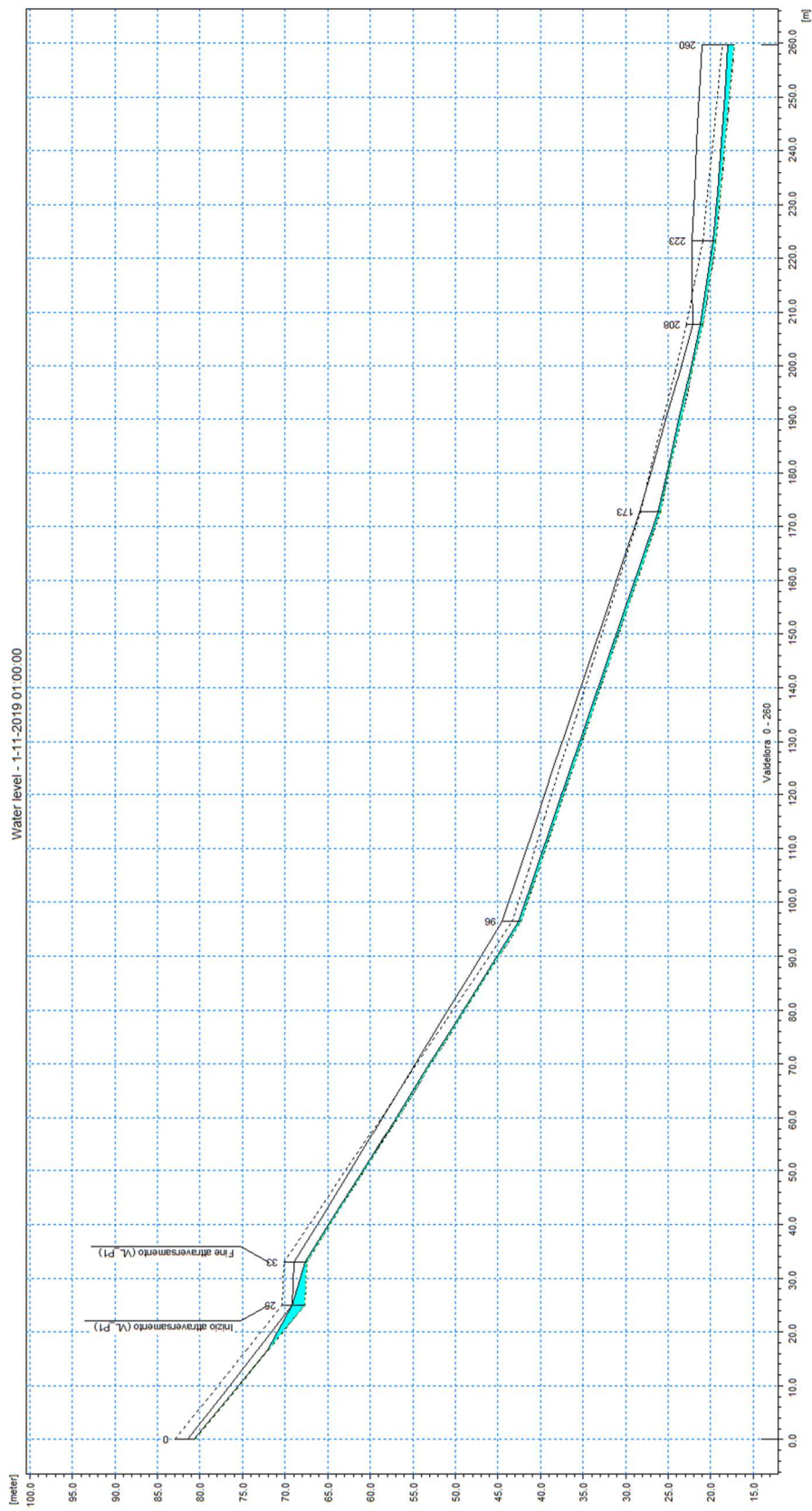


Figura 10 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell’Ora, scenario TR50.

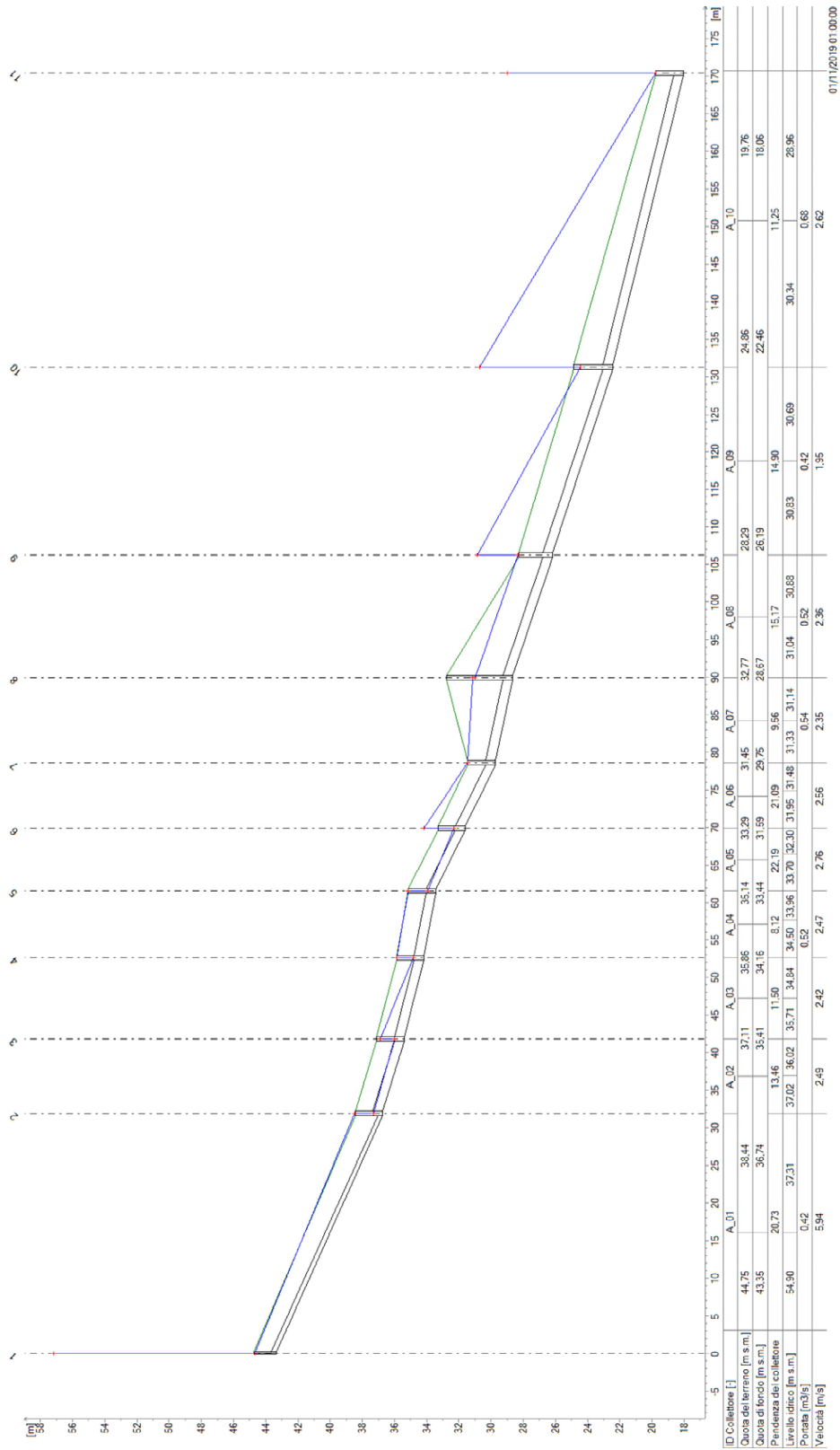


Figura 11 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell’Orca tombato da pozzetto 1 a pozzetto 11, scenario TR50.

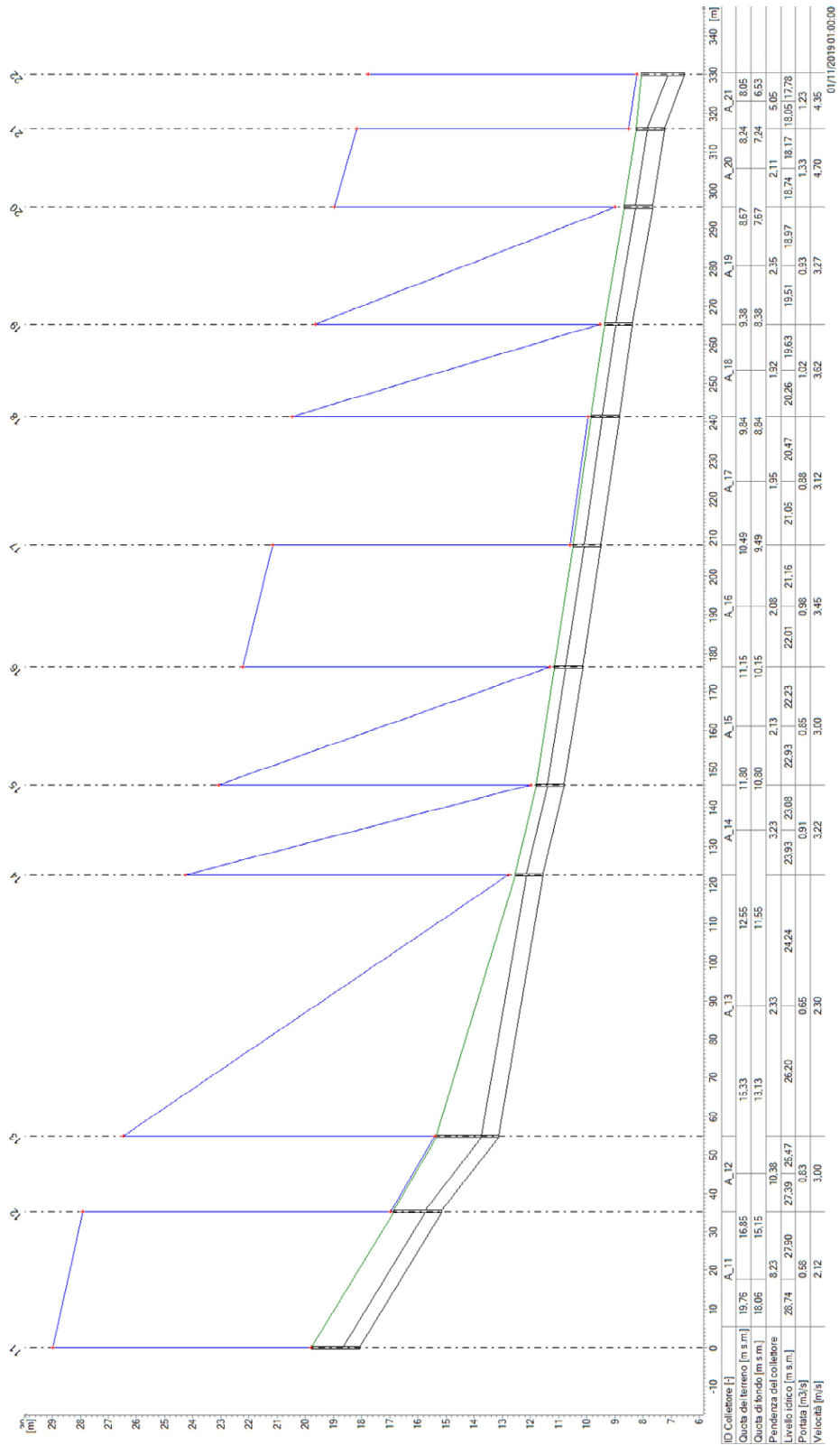


Figura 12 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora tombato da pozzetto 11 a pozzetto 22, scenario TR50.

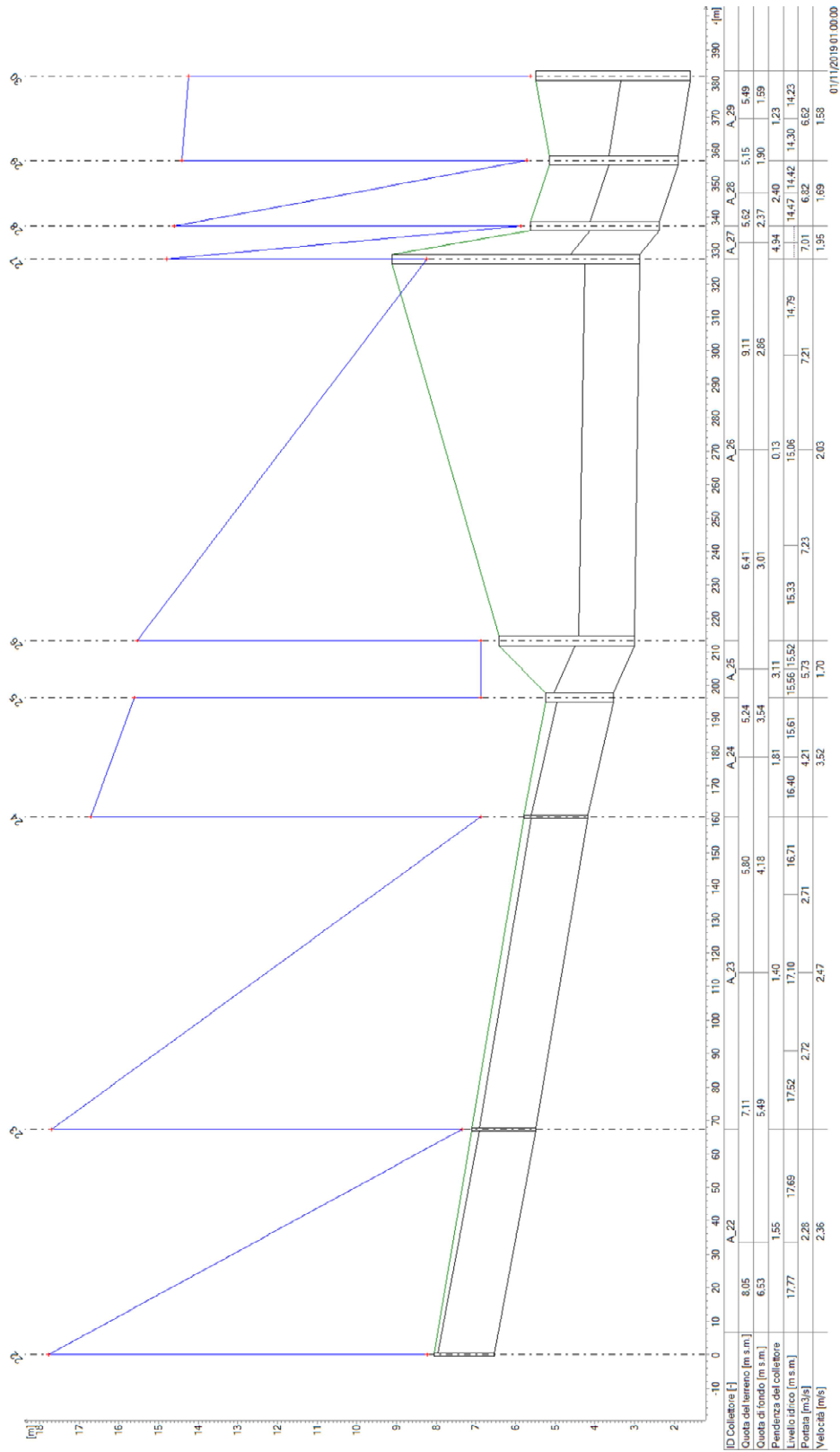


Figura 13 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 22 a pozzetto 30, scenario TR50.

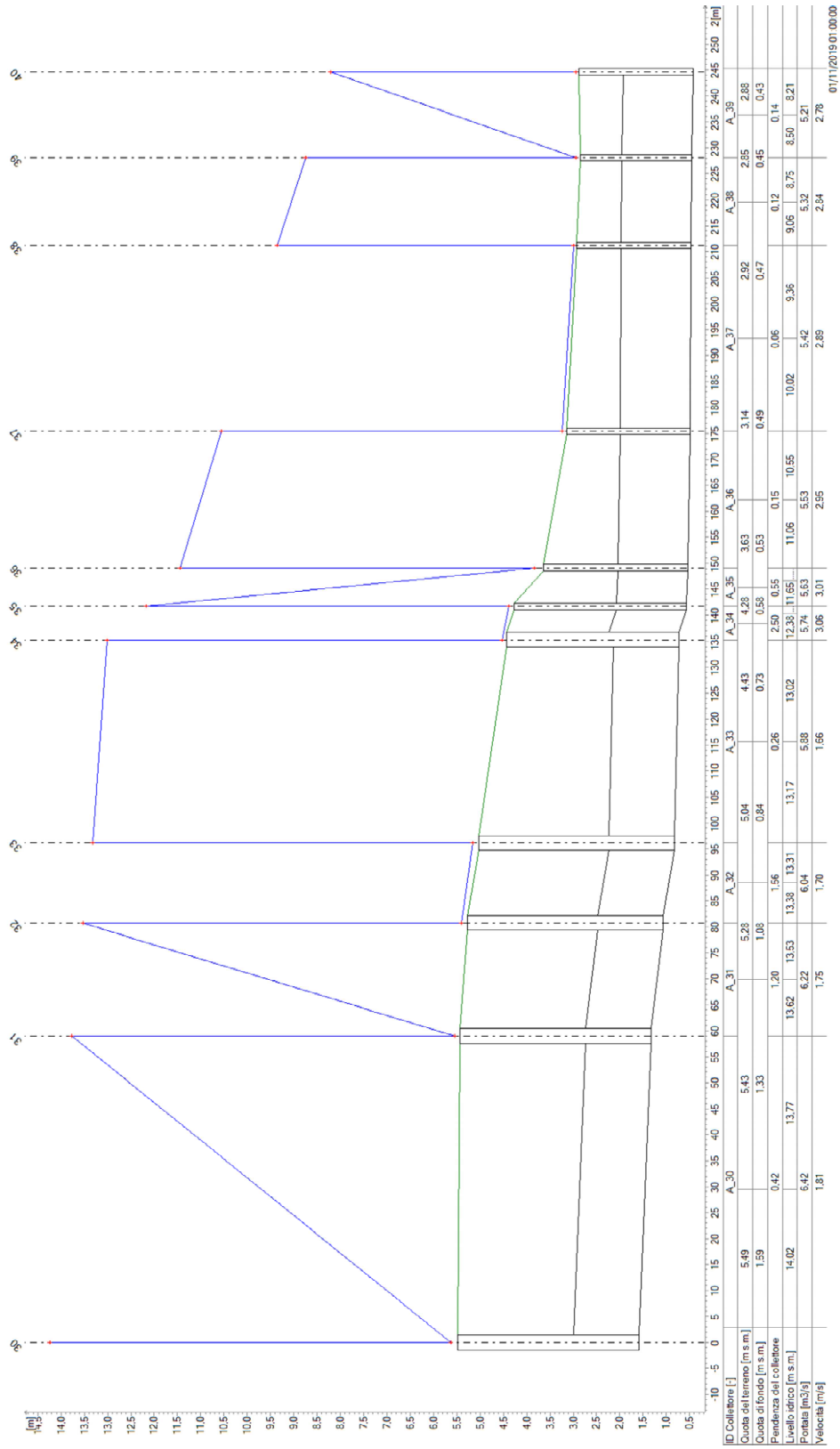


Figura 14 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orza tombato da pozzetto 30 a pozzetto 40, scenario TR50.

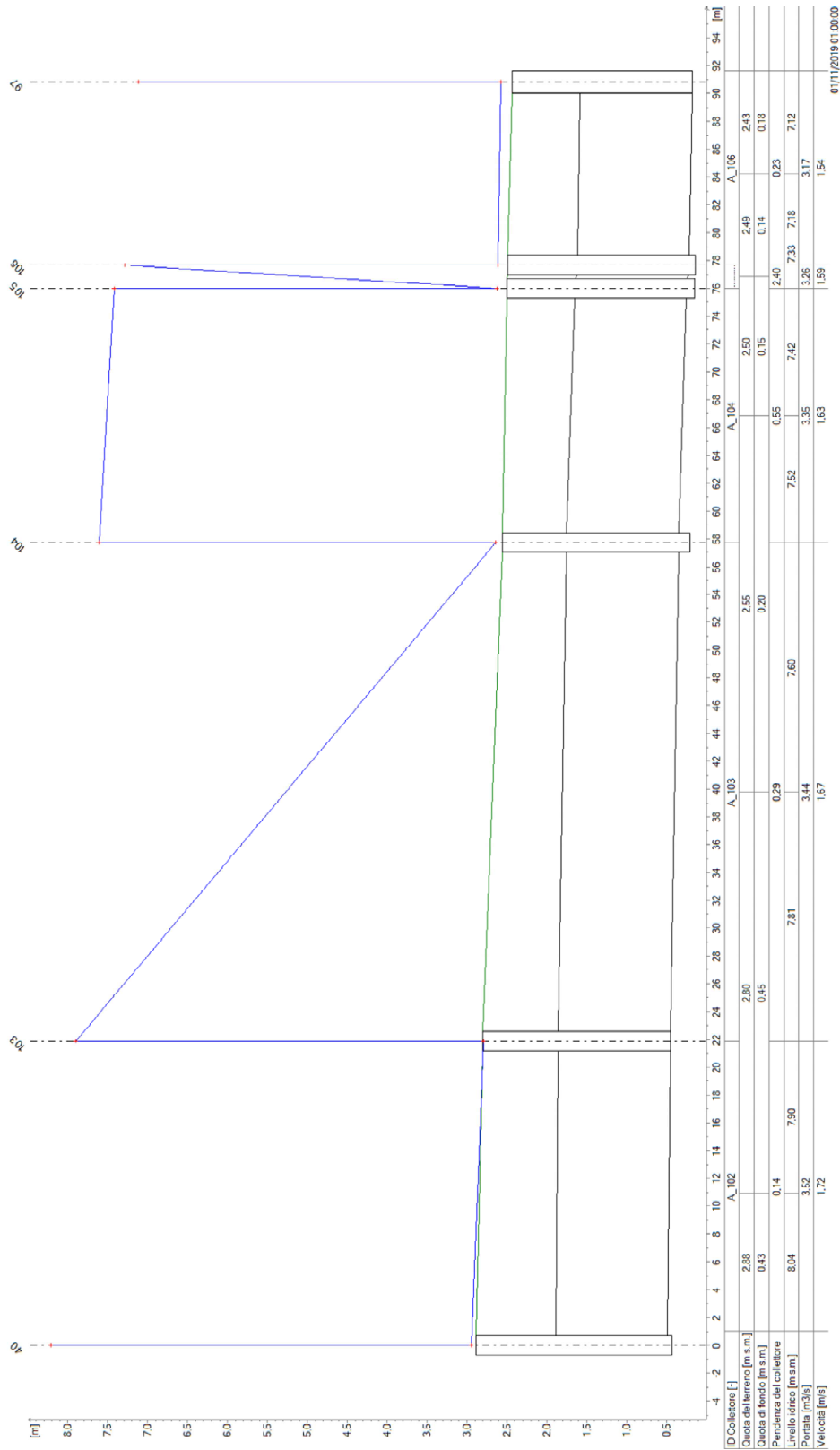


Figura 15 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Or tombato da pozzetto 40 a pozzetto 97, scenario TR50.

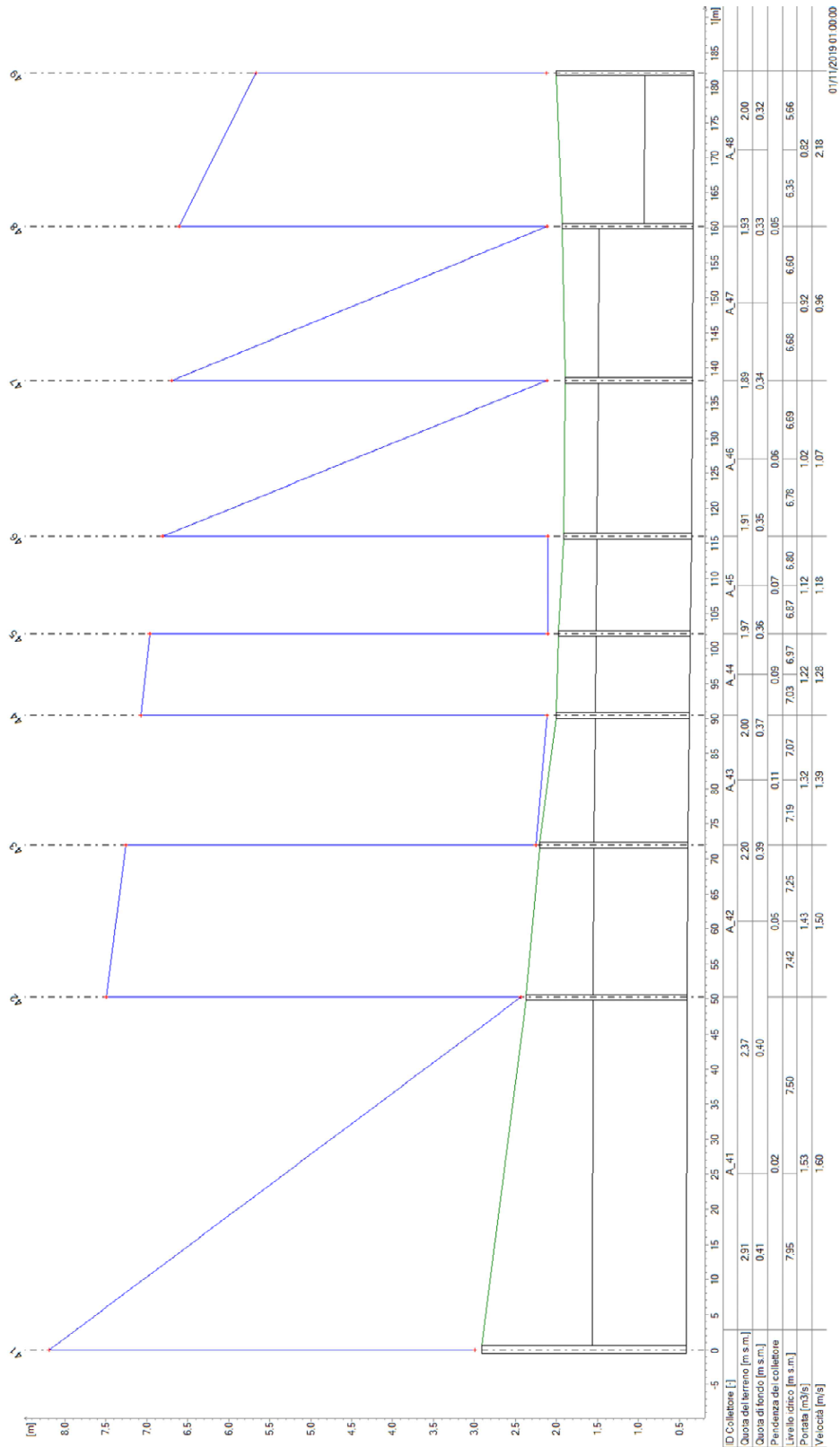


Figura 16 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 41 a pozzetto 49, scenario TR50.

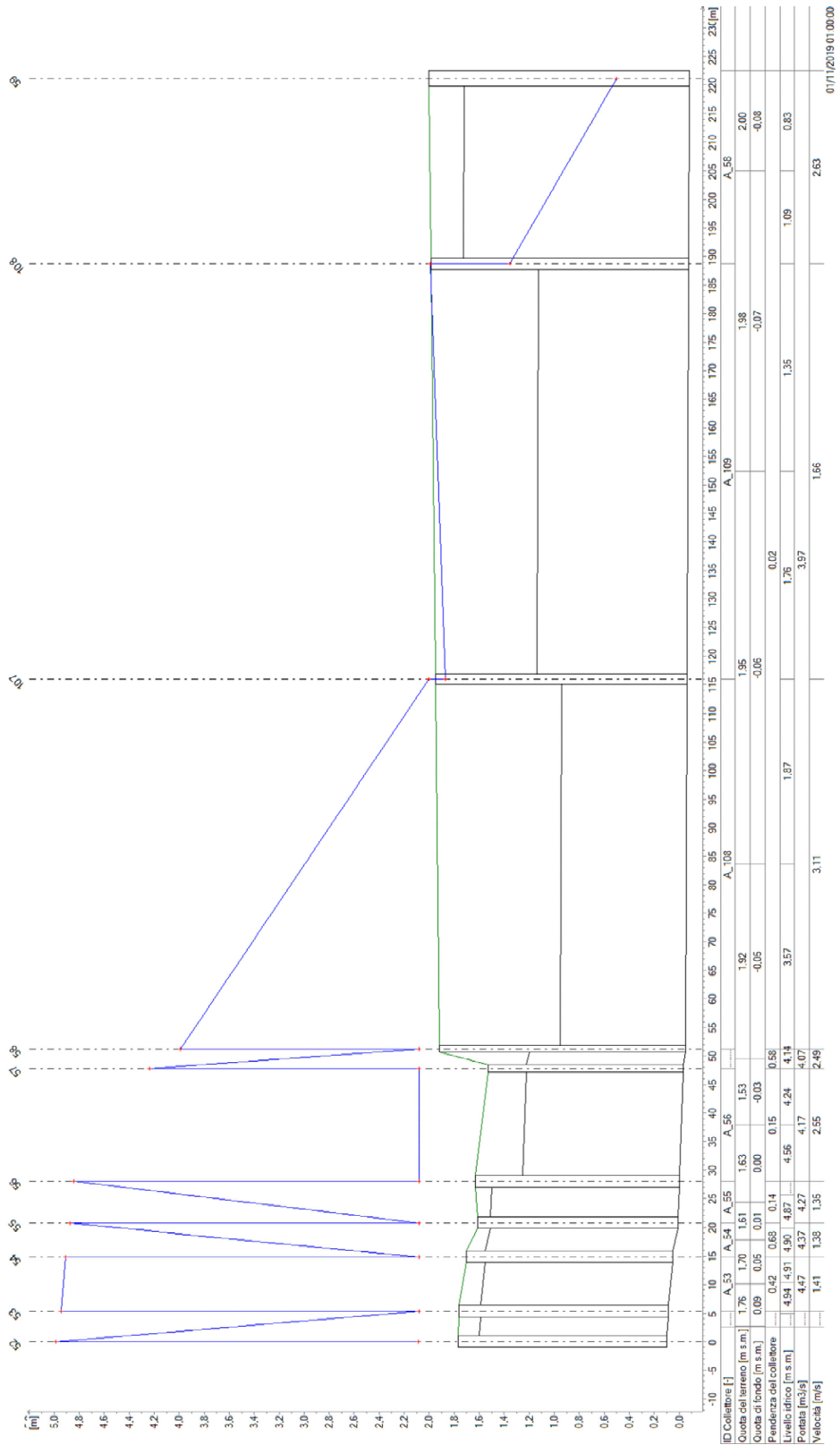


Figura 17 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 52 a pozzetto 59, scenario TR50.

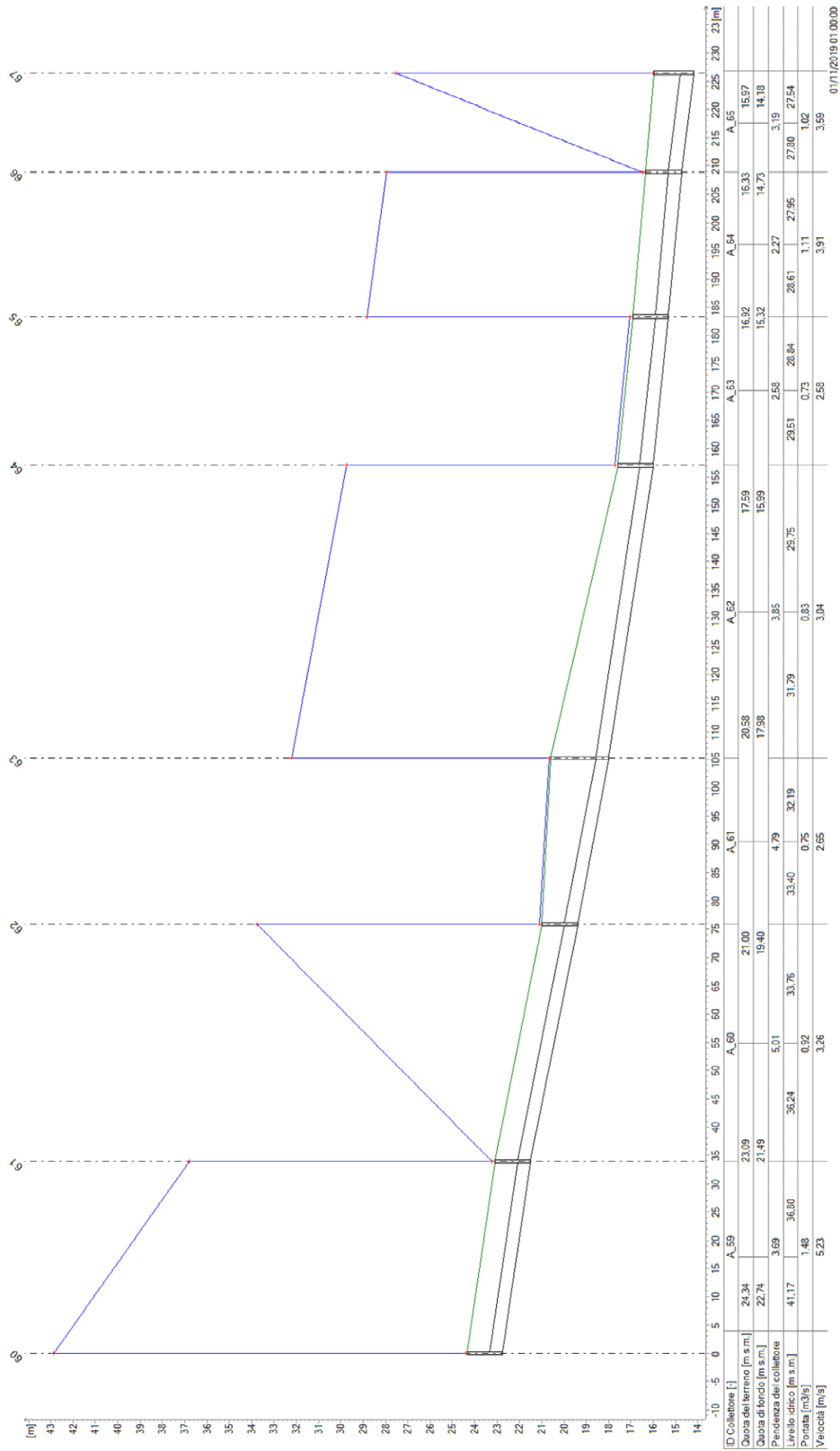


Figura 18 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 60 a pozzetto 67, scenario TR50.

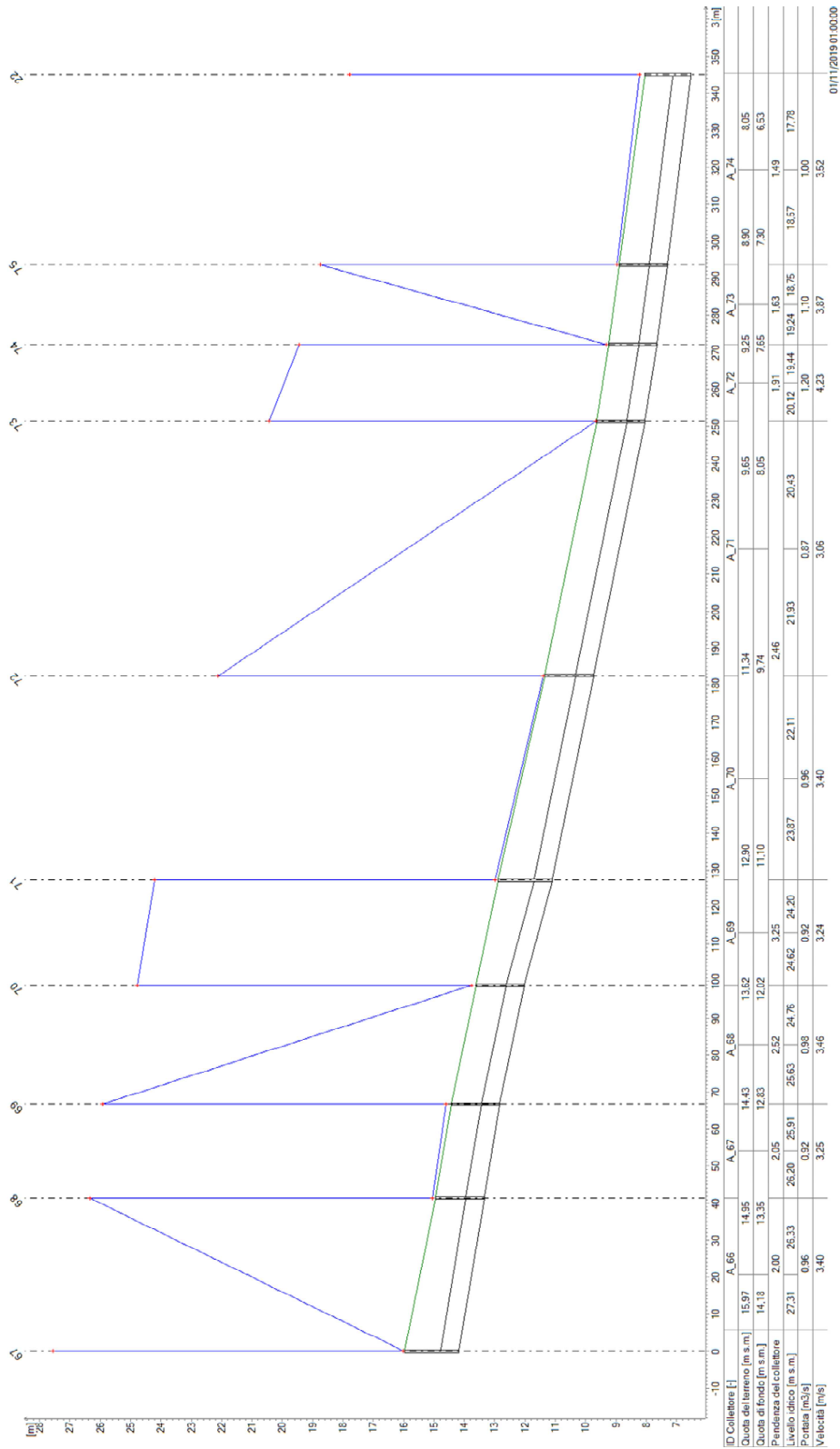
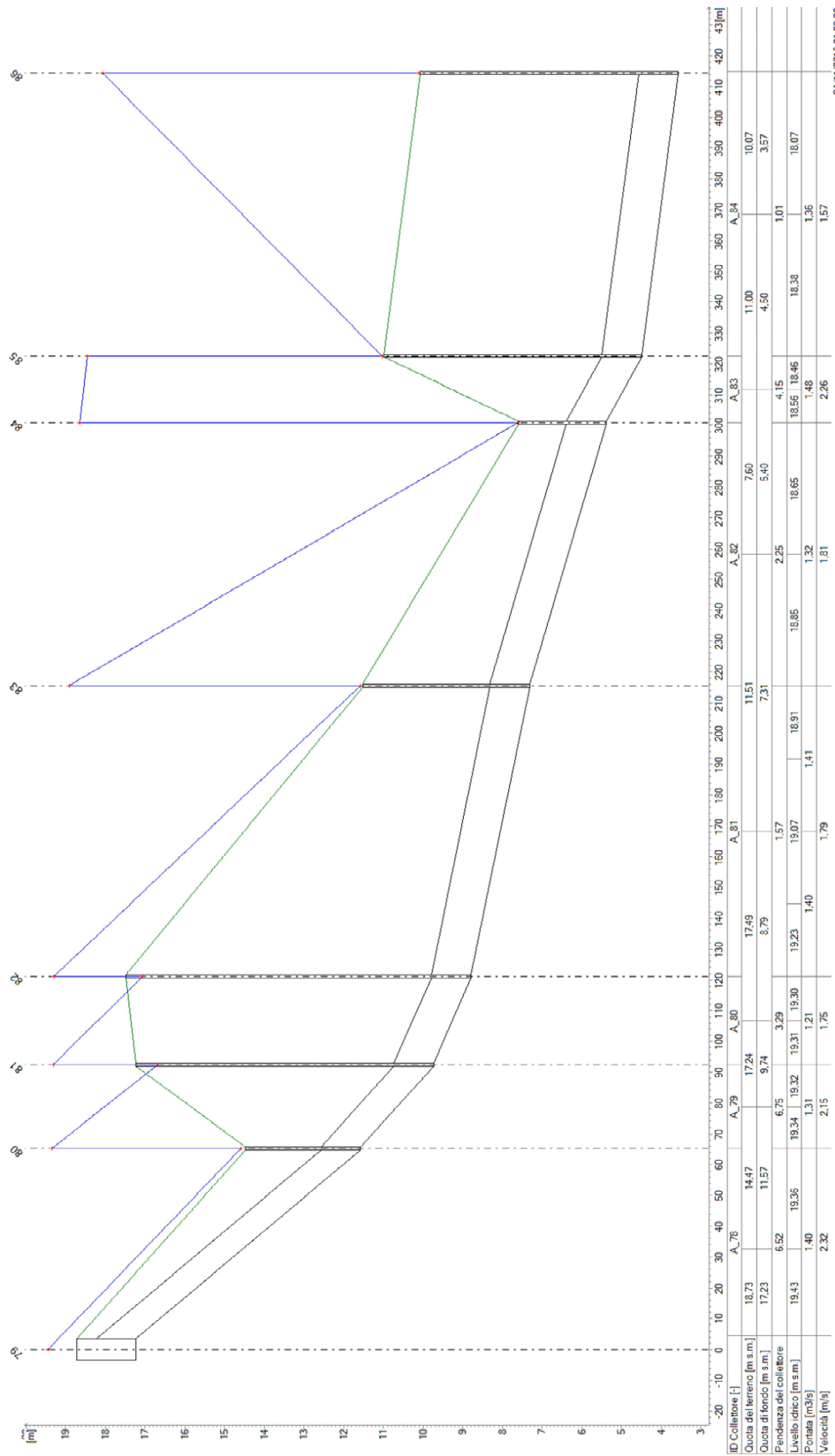
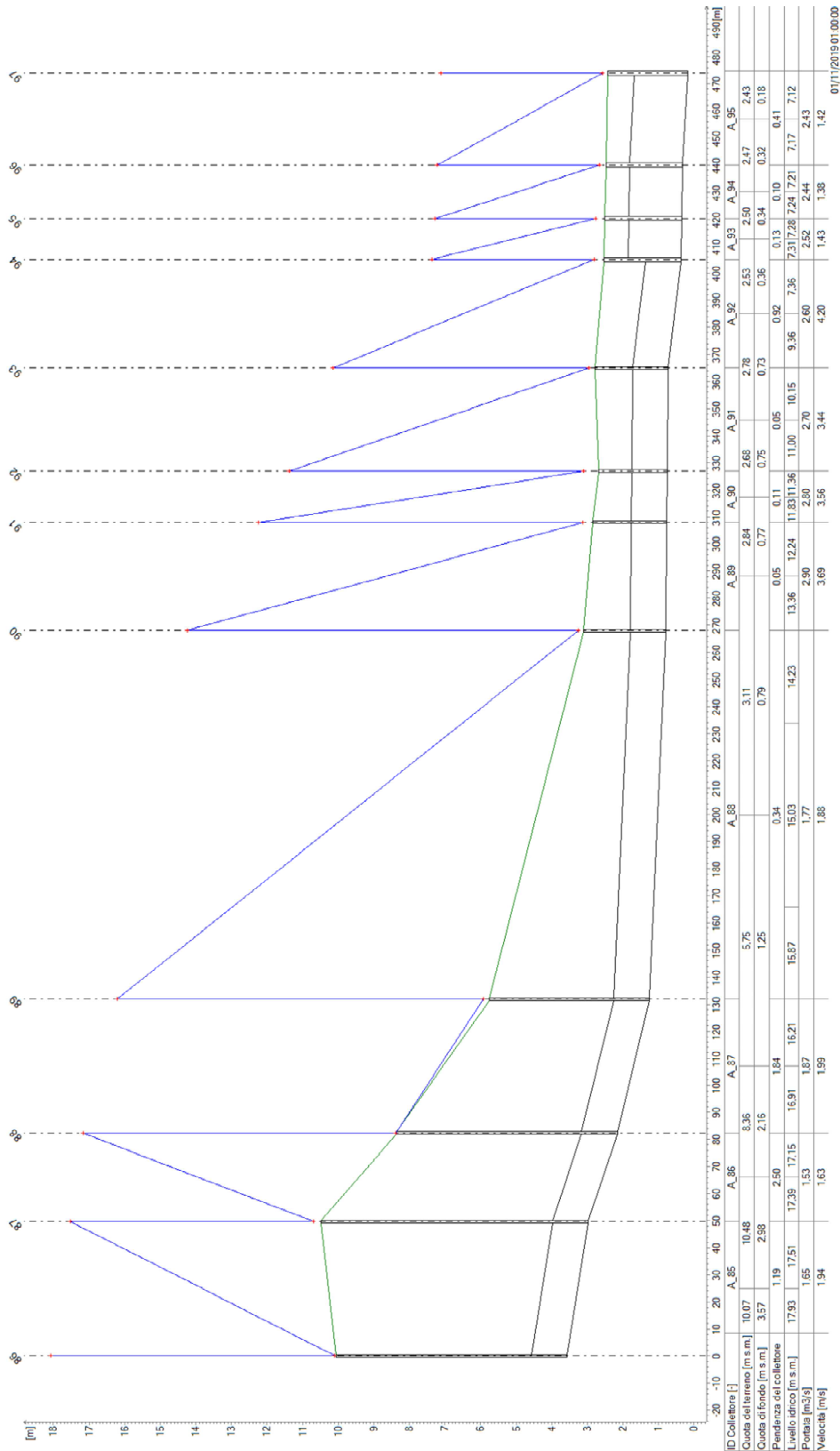


Figura 19 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 67 a pozzetto 22, scenario TR50.



01/11/2019 01:00:00

Figura 20 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 79 a pozzetto 86, scenario TR50.



01/11/2019 01:00:00

Figura 21 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 86 a pozzetto 97, scenario TR50.

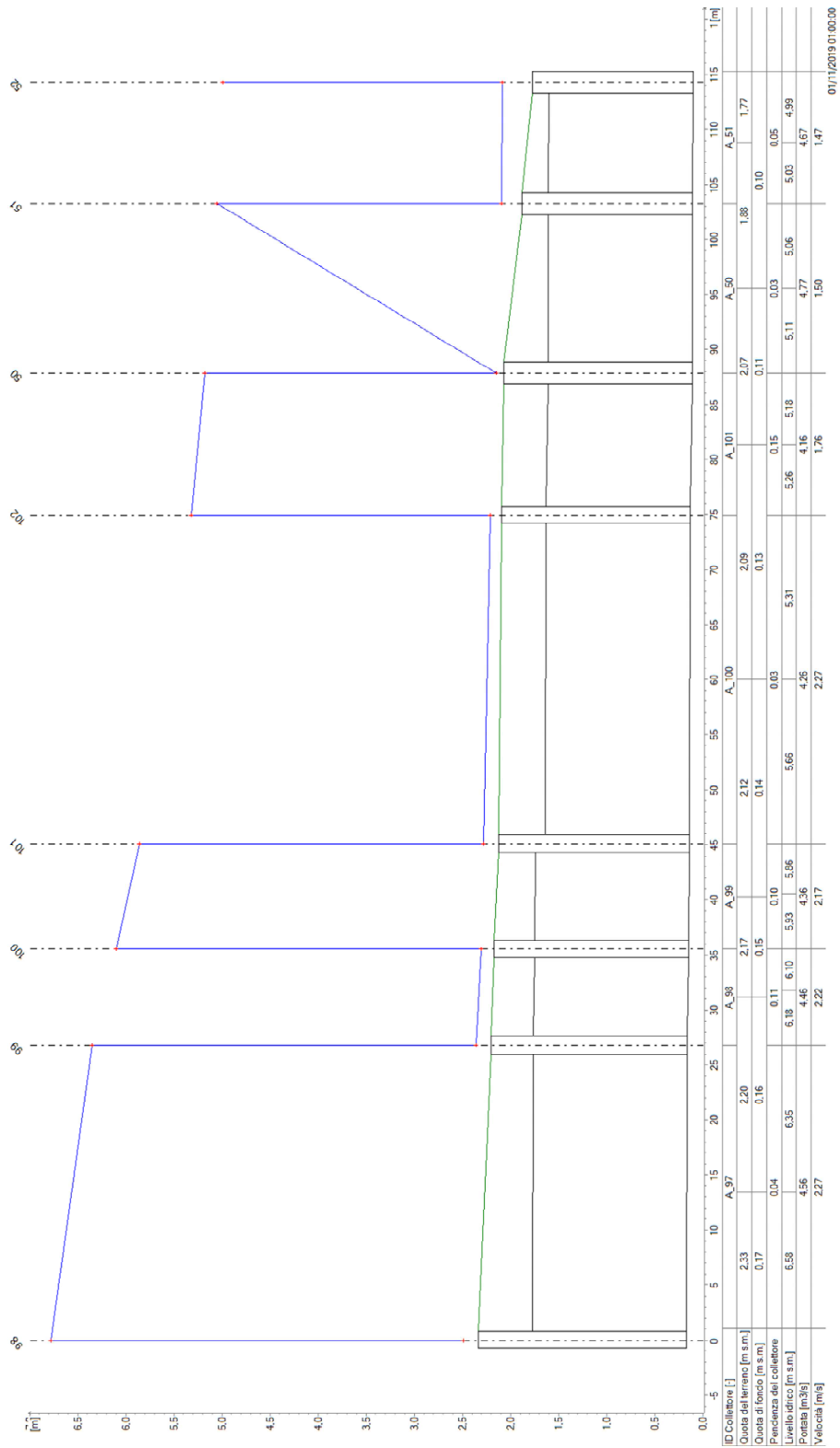


Figura 22 - Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora tombato da pozzetto 97 a pozzetto 52, scenario TR50.

La Figura 23 rappresenta gli idrogrammi di portata per l'evento cinquantennale osservati nei due rami dell'asta di levante, a monte della confluenza (via Volta: collettore A_21; via Galvani: collettore A_73) e a valle (collettore A_23).

Le portate massime defluenti nei due rami sono prossime a $1 \text{ m}^3/\text{s}$, a fronte di portate idrologiche per i bacini VL_D e VL_E pari rispettivamente a circa $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$ e $7,9 \text{ m}^3/\text{s}$. Il collettore a valle, di maggiori dimensioni, consente il deflusso di una portata massima di circa $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$. Risulta dunque evidente l'entità dei volumi di potenziale esondazione nel tratto a monte della linea ferroviaria; le portate che defluiscono verso l'area urbana a valle sono significativamente ridotte rispetto al potenziale idrologico del bacino.

In Figura 24 è rappresentata l'evoluzione delle portate a monte dei pozzetti 89, 90 e 91 (collettori A_87, A_88 e A_89), dove si verificano esondazioni e si ha l'immissione di contributi di portata dal bacino residuo. Si osserva come l'idrogramma arrivi da monte "tagliato" al valore massimo defluibile nel tombino a monte, poco meno di $1,9 \text{ m}^3/\text{s}$, venendo poi limitato nel tratto successivo al valore di circa $1,75 \text{ m}^3/\text{s}$, anche a causa delle perdite dovute ai bruschi cambi di direzione, e tornando poi a circa $2,9 \text{ m}^3/\text{s}$ per i successivi contributi di portata.

La Figura 25 mostra l'idrogramma delle portate in arrivo sulle due aste: di levante (collettore A_37) e ponente (collettore A_95), a monte del primo collegamento tra di esse. La portata recapitata dai collettori di levante è pari a circa $5,4 \text{ m}^3/\text{s}$, da ponente poco superiore a $2,3 \text{ m}^3/\text{s}$.

In Figura 26 infine si analizza l'andamento delle portate nella porzione di valle del reticolo: ramo di levante (collettori A_41 e A_46, rispettivamente a monte dei pozzetti 42 e 47), ramo di ponente (collettore A_98, a monte del pozzetto 100) e tratto terminale verso la foce (collettore A_56, a monte del pozzetto 57).

La massima portata smaltita a mare è pari a circa $4,2 \text{ m}^3/\text{s}$, a fronte di un valore idrologico per il bacino complessivo del rio pari a $18,82 \text{ m}^3/\text{s}$ per $TR=50$ anni.

Dall'asta di ponente perviene a confluenza un valore poco superiore, pari a circa $4,4 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre da quella di levante il contributo è minimo ($1,5-1,0 \text{ m}^3/\text{s}$) in ragione della presenza di un tratto di collettore di piccole dimensioni ($0,6 \text{ m}$).

Si osserva come nei vari idrogrammi ci sia la tendenza ad un appiattimento delle onde verso valori pressoché costanti, pari al valore di funzionamento "a regime" dei collettori nella fase di svuotamento, dove a seguito del passaggio del colmo vengono man mano drenate le aree esondate di monte.

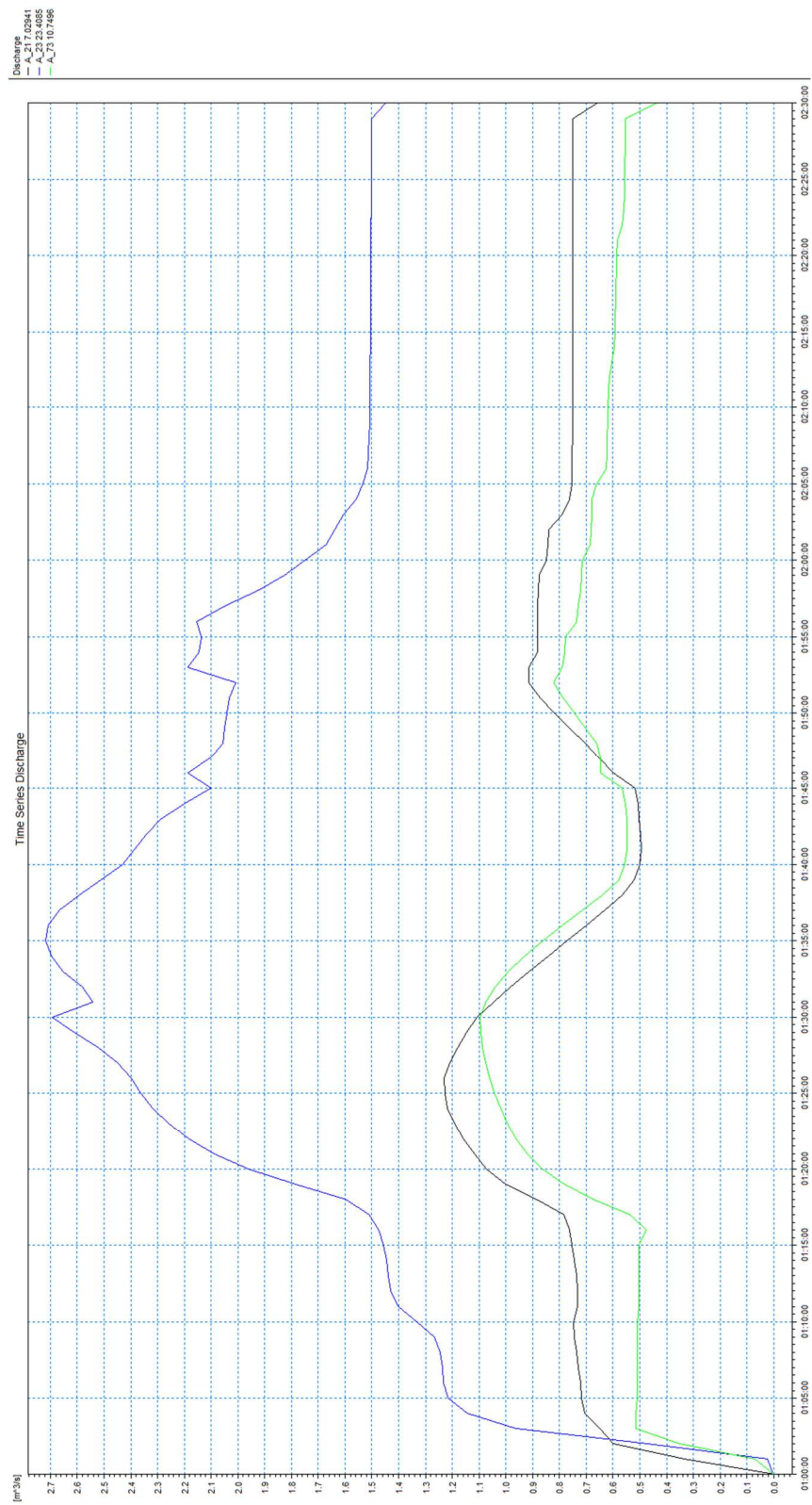


Figura 23 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 50 anni sui collettori A_21 (nero), A_23 (blu) e A_73 (verde).

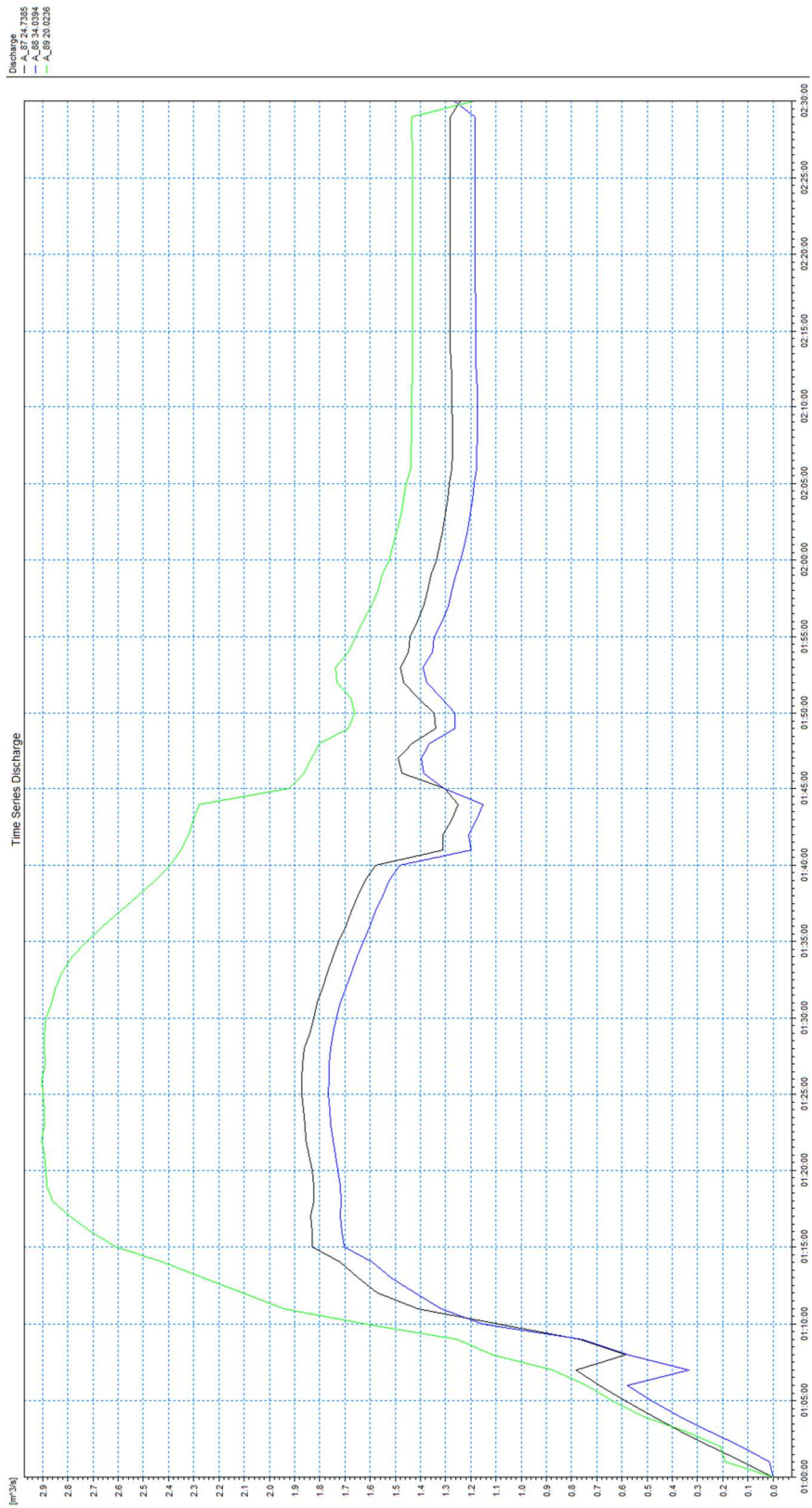


Figura 24 - Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 50 anni sui collettori A_87 (nero), A_88 (blu) e A_89 (verde).

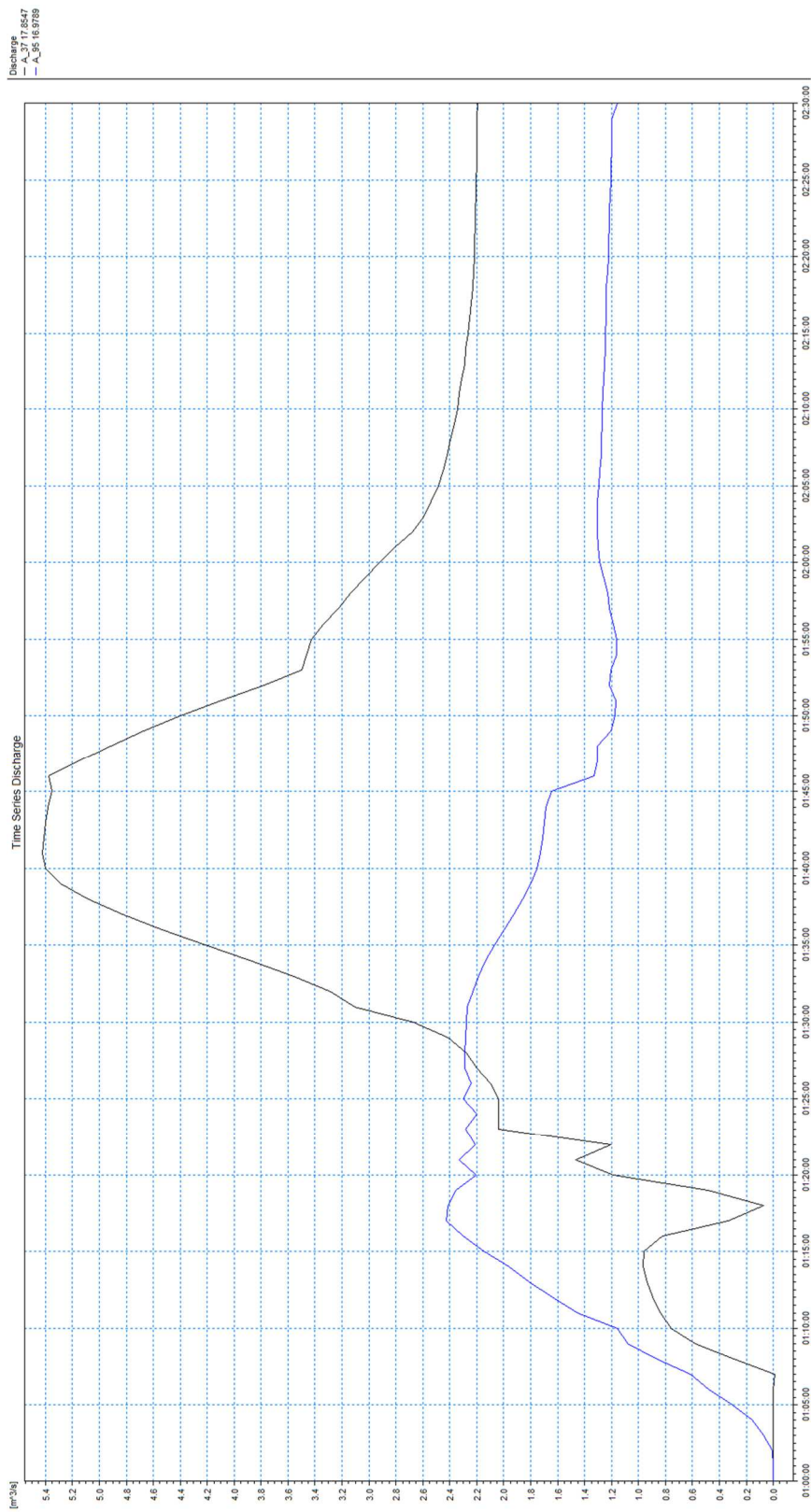


Figura 25 - Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 50 anni sui collettori A_37 e A_95.

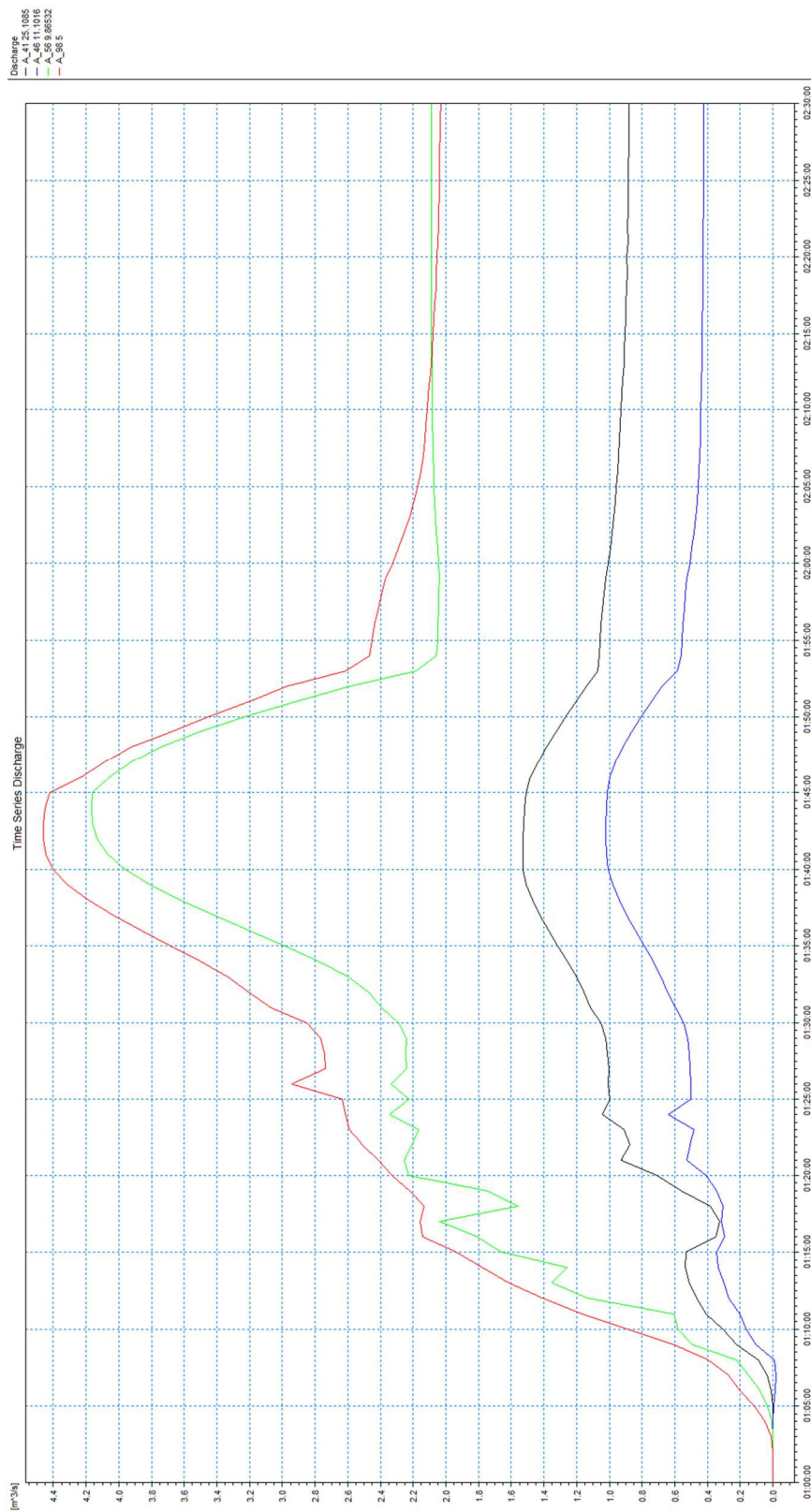


Figura 26 - Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 50 anni sui collettori A_41, A_46, A_56 e A_98.

5.1.2 Modello 2D - Scenario TR50

In Figura 27 e Figura 30 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno cinquantennale.

In Figura 27 le sfumature di colorazione blu evidenziano le aree di esondazione con minori tiranti idrici, quelle rosse con i maggiori. In Figura 30 la colorazione blu indica le velocità minori mentre quella rossa le maggiori.

In Figura 28 e Figura 29 è fornito un dettaglio delle aree allagate rispettivamente per la porzione Nord e Sud del dominio di calcolo del modello.

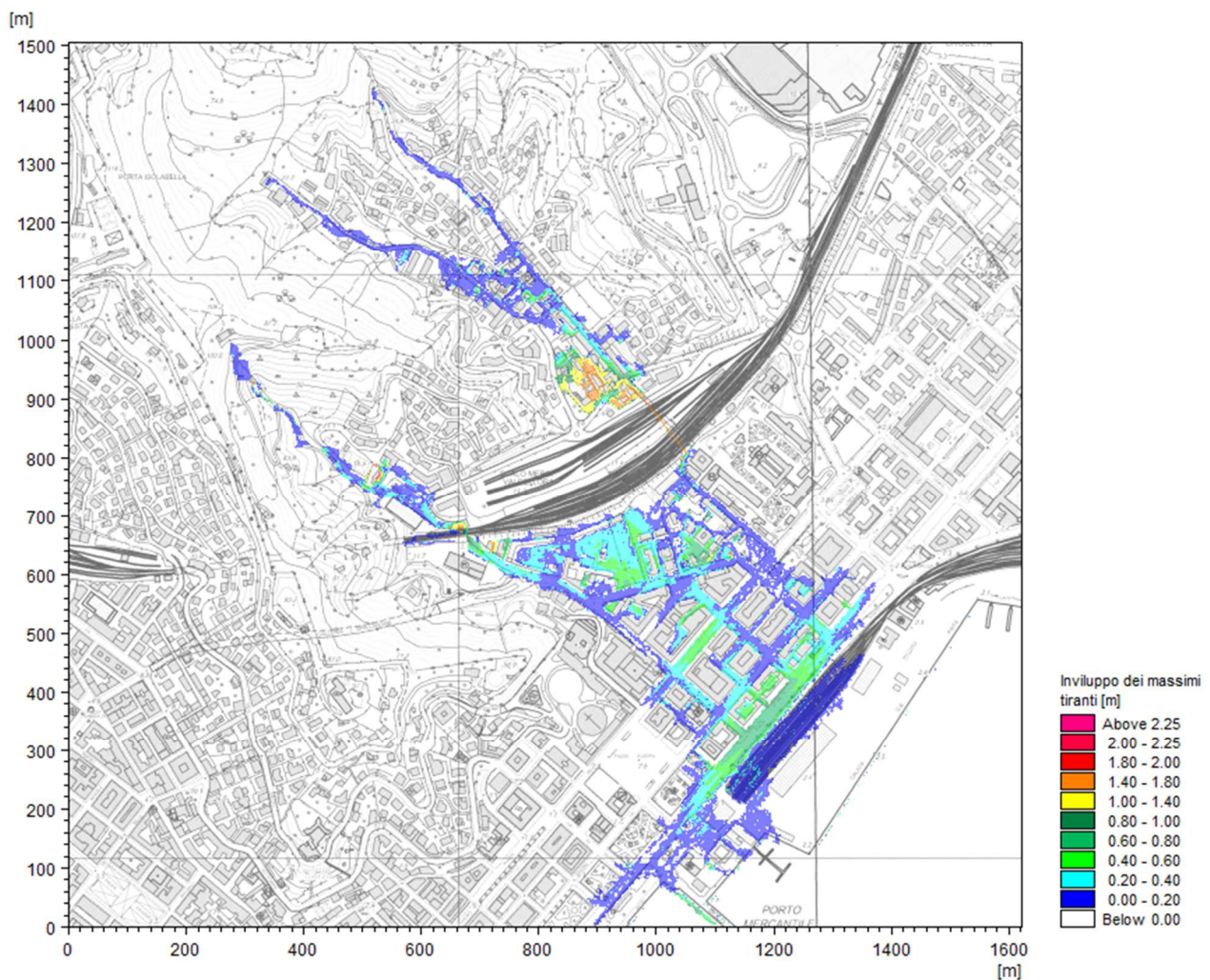


Figura 27 – Distribuzione involucro delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=50 anni.

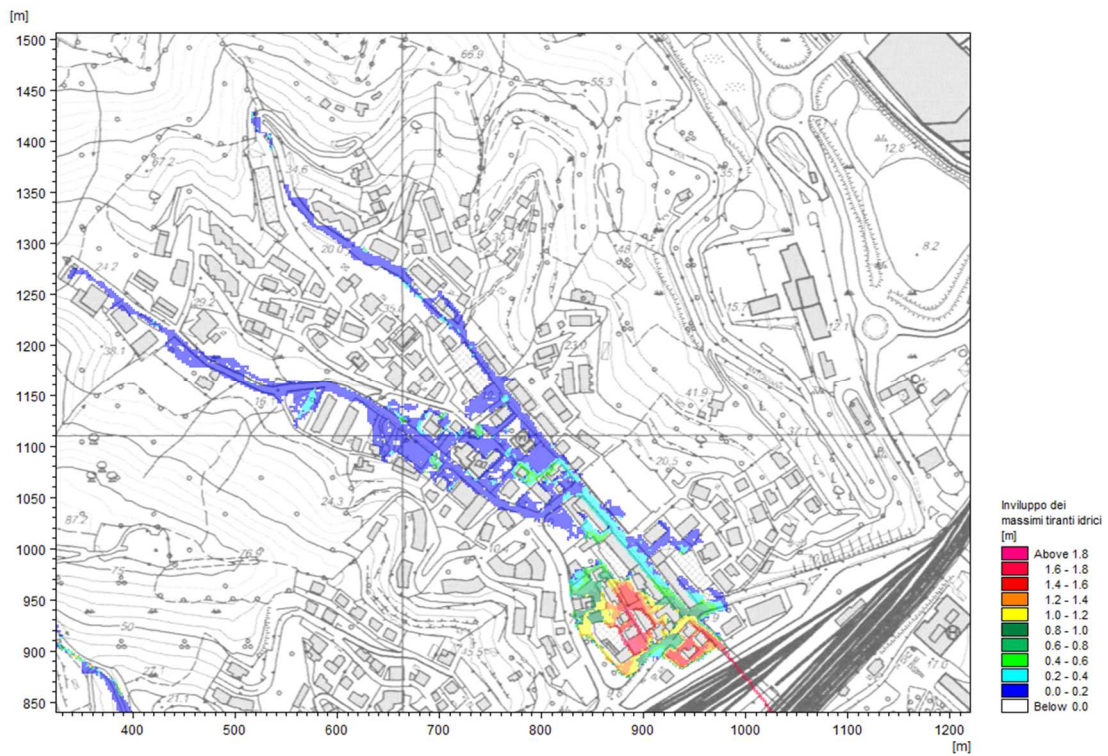


Figura 28 – Distribuzione involucro delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=50 anni (dettaglio area Nord).



Figura 29 – Distribuzione involucro delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=50 anni (dettaglio area Sud).

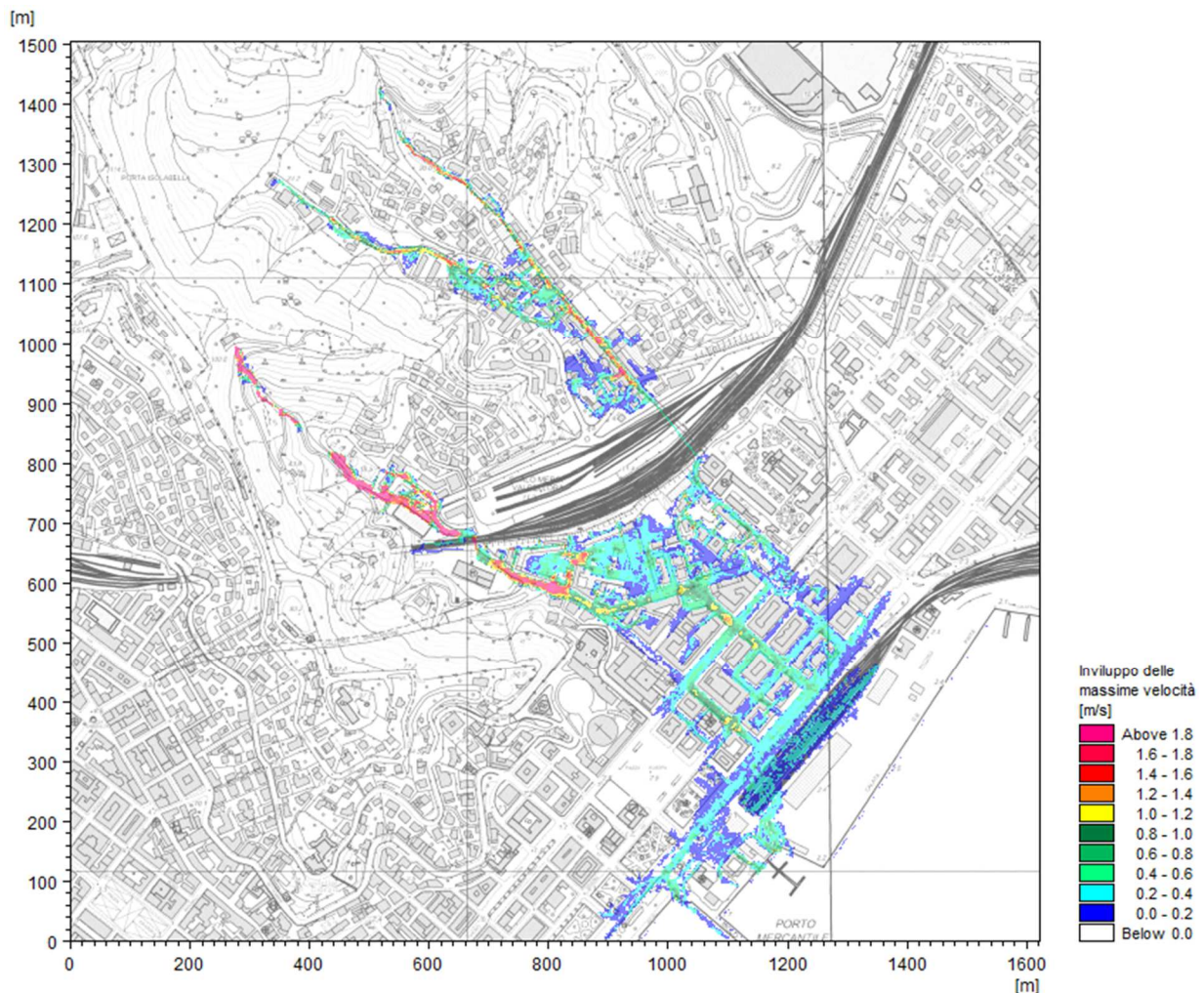


Figura 30 – Distribuzione involuppo delle massime velocità di flusso, TR=50 anni.

Come già sottolineato in precedenza, l'onda di piena cinquantennale che transita nel rio Val dell'Ora è causa di esondazione su più punti del corso d'acqua.

- Immediatamente a monte dell'attraversamento VL_P1, alla Sez.2 del tratto a cielo aperto nell'asta di ponente, si verifica la prima esondazione. Essa si estende verso valle per circa 200 m, mostra un tirante idrico massimo di 0,20 m ed è sostanzialmente limitata alle aree prossime all'alveo inciso; si osserva però il sormonto della viabilità locale.
- Lungo l'asta di ponente più a valle le esondazioni interessano inizialmente il pozzetto 79, il pozzetto 84 ed il pozzetto 90. Gli allagamenti si propagano sia verso monte che verso valle.
- Nell'asta di levante, lungo i due rami confluenti al di sotto di via Volta e via Galvani (da poz.1 a poz.22 e da poz.60 a poz.22), l'esondazione avviene in forma distribuita sull'intero sviluppo longitudinale e presentando un tirante sempre inferiore a 0,40 m. Poiché in questo tratto la tombinatura è costituita da un collettore di piccolo diametro (DN600), le portate del bacino di monte e provenienti dalle aree laterali non trovano recapito nella rete di drenaggio e ruscellano lungo i piani stradali, caratterizzati da elevate pendenze.
- A valle della confluenza dei due rami, dato il conseguente incremento di portata e la geometria delle sezioni, le aree allagate sono più estese; gli allagamenti si attestano contro il muretto che delimita il rilevato ferroviario e nell'area più depressa a monte; da qui gradualmente le acque sono drenate dalle caditoie (a

seguito del passaggio del colmo) e in parte defluiscono all'interno del sottopasso pedonale che collega via Volta e via Asso (l'entità del deflusso in questo sottopasso è limitata dalle quote di sbocco a valle ferrovia più basse del piano viabile, al quale si accede mediante una gradinata/rampa).

- L'anello di collegamento tra i due rami nell'area di valle, delimitato da Via Vittorio Veneto, Via Dalmazia e Via XXIV Maggio, è soggetto ad un allagamento diffuso che tende ad estendersi verso valle fino a riversarsi in mare. I tiranti idrici si mantengono entro un valore massimo pari a 0,8 m.

Le velocità massime sono generalmente inferiori a 1,6 m/s a meno di alcune aree localizzate a forte pendenza, in cui si riscontrano valori superiori.

Per una migliore comprensione delle dinamiche di allagamento, nelle figure che seguono sono mostrati alcuni istanti intermedi delle simulazioni eseguite, relativi alla distribuzione delle altezze d'acqua sul piano campagna.

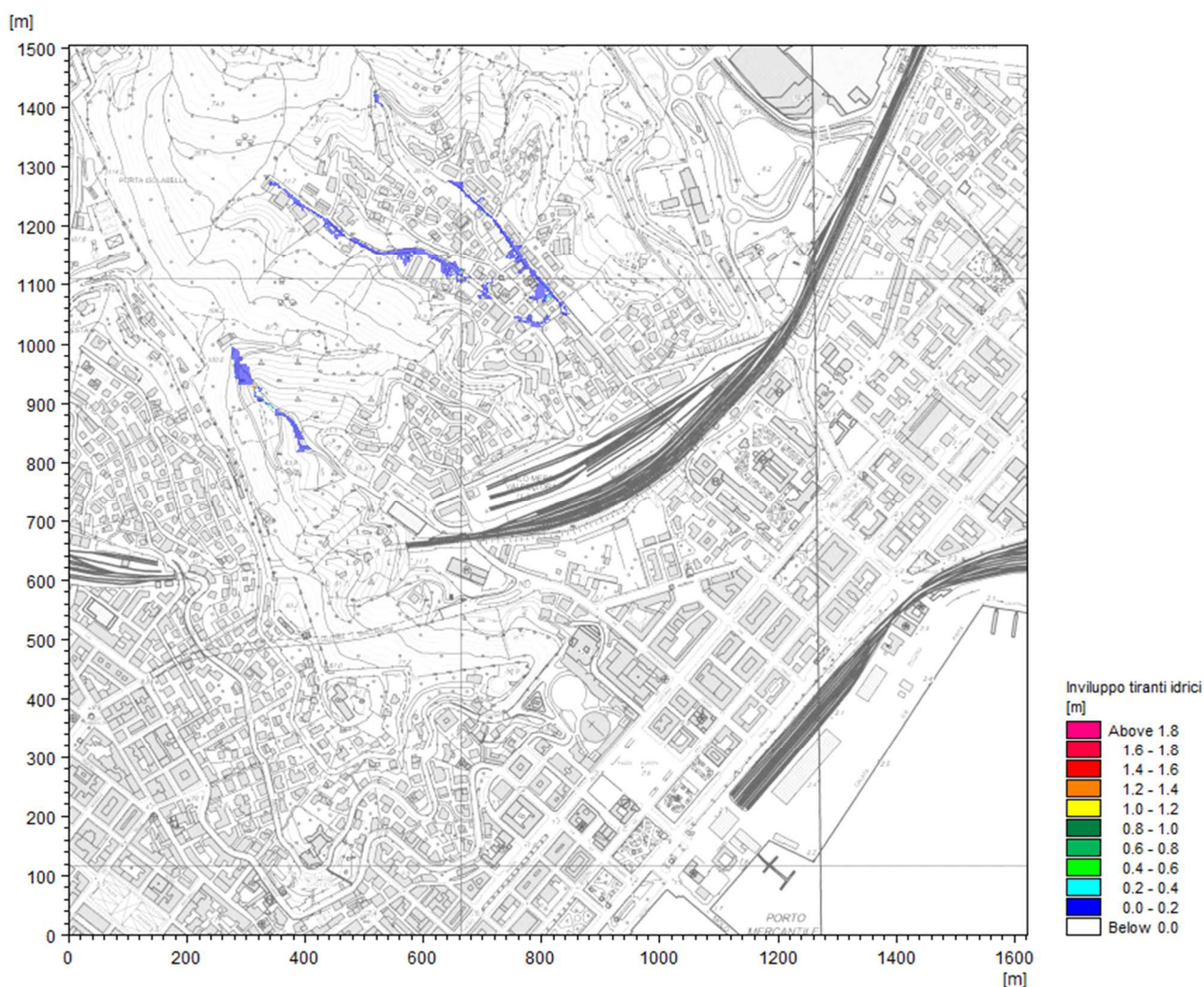


Figura 31 – Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=50 anni. Istante 5 della simulazione.

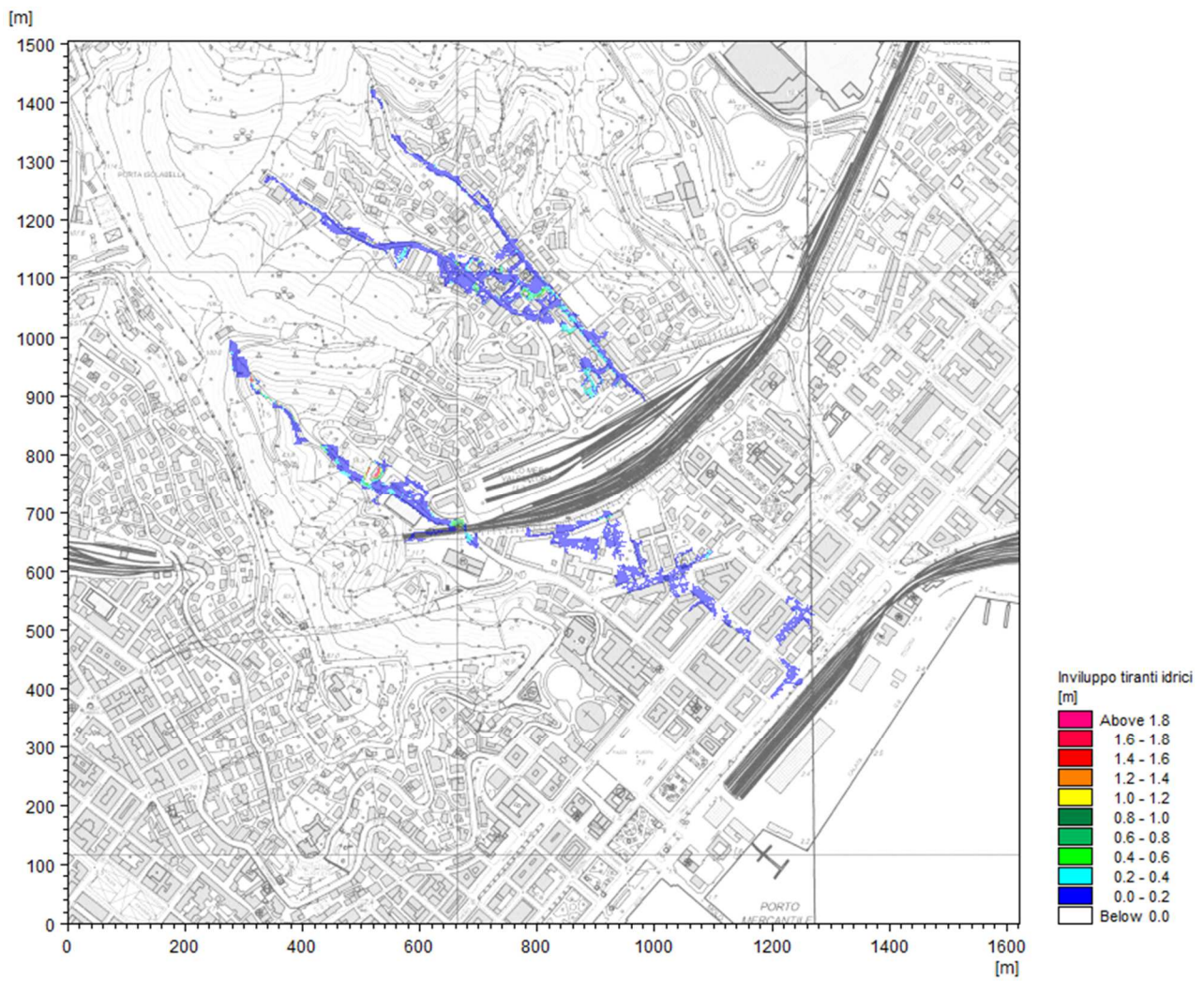


Figura 32 - Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=50 anni. Istante 21 della simulazione.

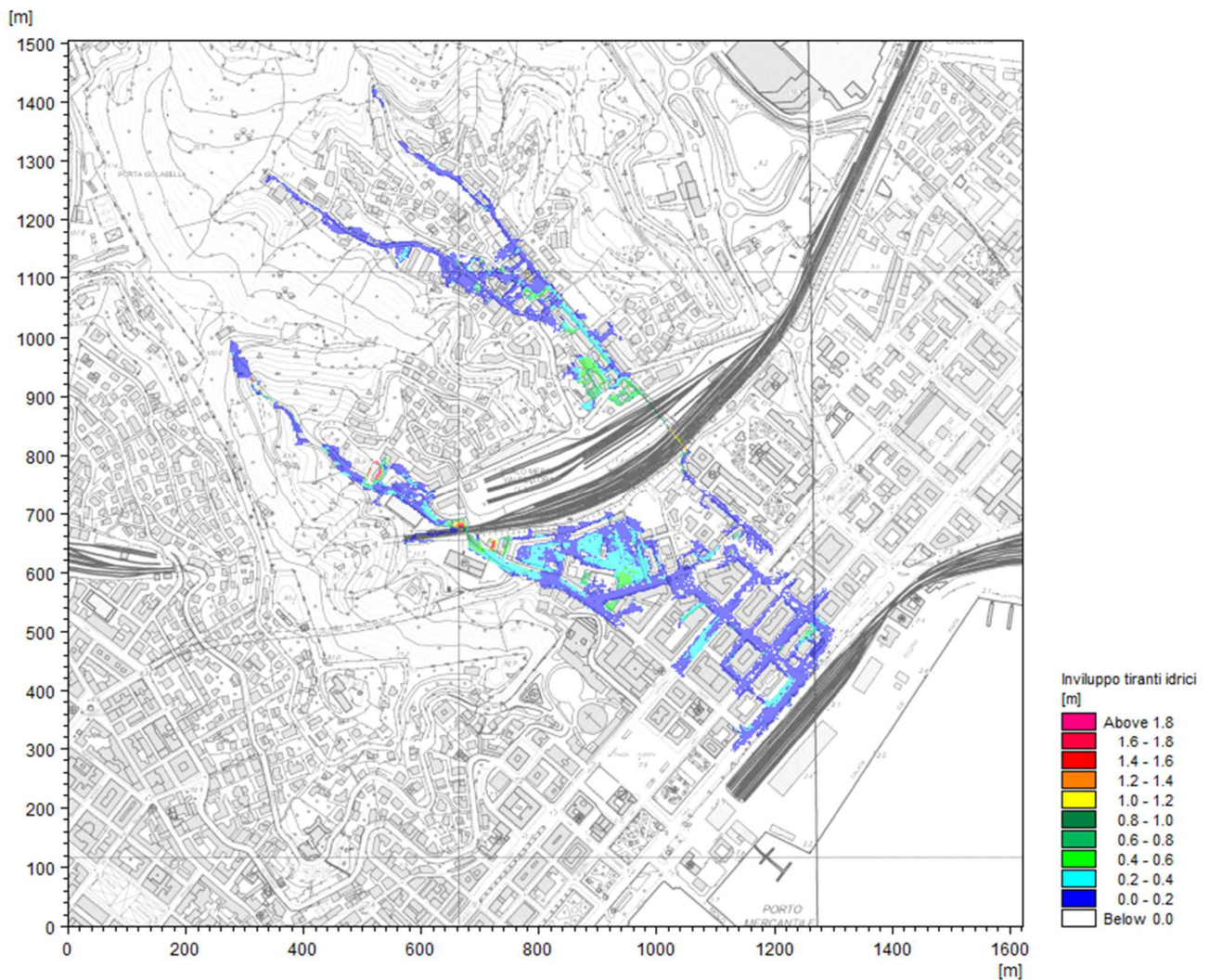


Figura 33 - Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=50 anni. Istante 28 della simulazione.

5.1.3 Modello 1D - Scenario TR200

Nella Tabella 7 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del rio Val dell'Ora (output del modello monodimensionale MIKE11) per lo scenario con tempo di ritorno di 200 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 34 è rappresentato graficamente il profilo di corrente del medesimo scenario.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)
VL - Sez.1	0,00	80,55	1,93	80,74	0,19	5,85	4,93	82,48
VL - Sez.2	25,00	67,66	1,93	69,28	1,62	0,33	0,10	69,29
VL - Sez.3	96,48	42,29	1,93	42,59	0,30	4,49	3,19	43,62
VL - Sez.4	172,84	25,91	1,93	26,20	0,29	3,02	2,53	26,66
VL - Sez.5	207,82	20,90	1,93	21,25	0,35	2,44	2,12	21,55
VL - Sez.6	223,32	19,36	1,93	19,76	0,40	2,84	1,66	20,17
VL - Sez.7	259,72	17,23	1,93	18,00	0,77	1,79	0,89	18,16

Tabella 7 – Risultati di sintesi per lo scenario TR200.

Analogamente allo scenario precedente, la portata al colmo associata ad un tempo di ritorno di 200 anni è sempre contenuta entro le sponde del tratto a cielo aperto, a meno del sormonto in corrispondenza dell'attraversamento VL_P1, in sponda destra.

Da Figura 35 a Figura 46 sono rappresentati i profili di piena dei vari tratti tombinati del rio Val dell'Ora con indicazione dei massimi livelli piezometrici raggiunti nel corso dell'evento con tempo di ritorno 200 anni (output del modello MIKE Urban). Ad ogni profilo è associata una tabella riepilogativa delle principali grandezze che caratterizzano la geometria dei tratti e i risultati della simulazione espressi come inviluppo dei massimi valori.

Si riscontrano nuovamente condizioni di deflusso in pressione sulla totalità della rete; permangono valide le osservazioni esposte per l'evento TR=50 anni in merito alle dinamiche di deflusso e esondazione.

Da Figura 47 a Figura 50 sono rappresentati gli idrogrammi di portata sulle medesime sezioni del modello monodimensionale descritte nel capitolo 5.1.1.

Anche in questo caso si rimanda alle considerazioni già espresse. I valori massimi di portata defluenti nella rete non mutano molto rispetto allo scenario precedente in quanto limitati dalla capacità di deflusso dei collettori; in ragione delle maggiori portate associate all'evento duecentennale, si producono più rilevanti fenomeni di esondazione.

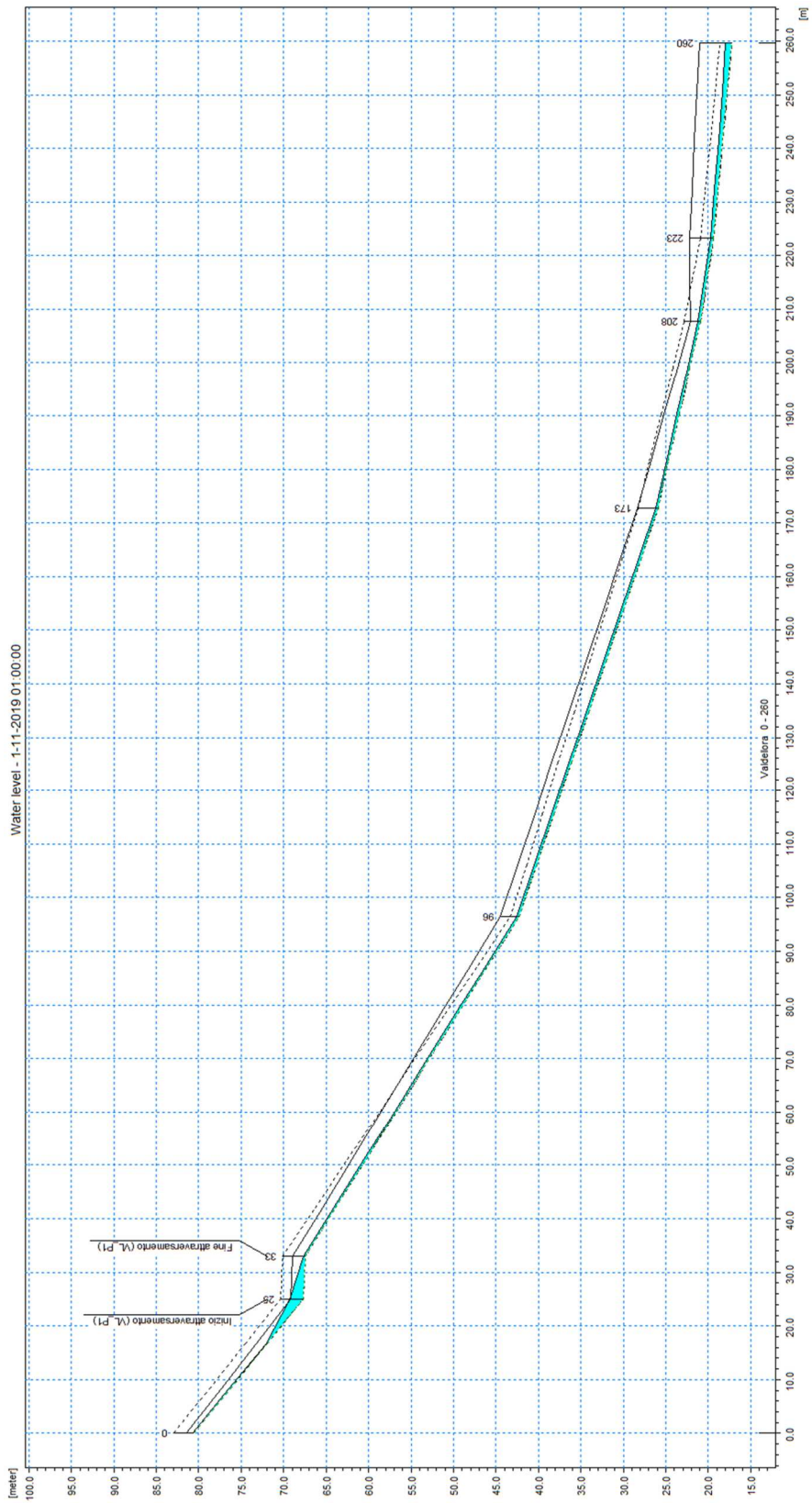


Figura 34 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora, scenario TR200.

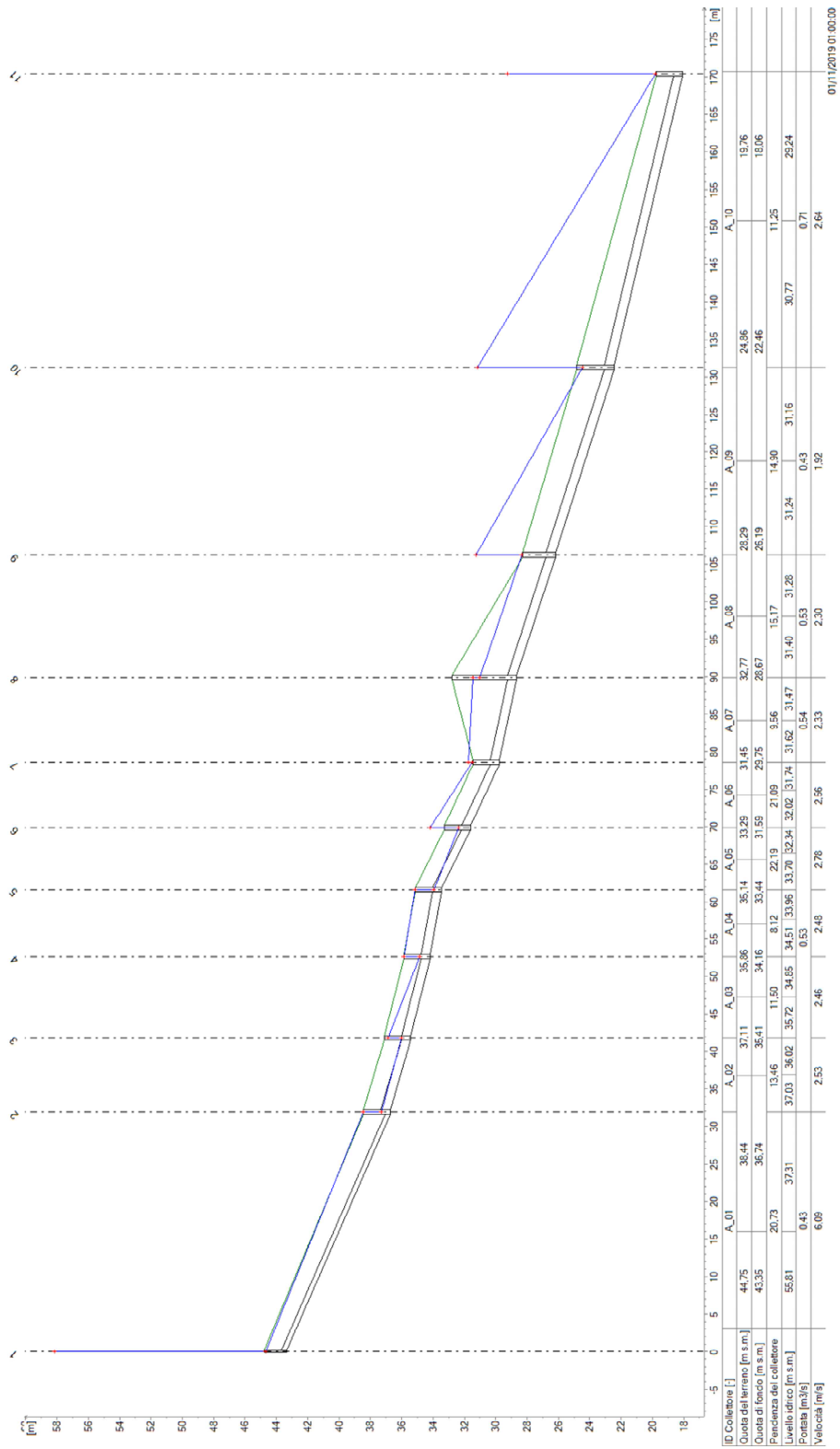


Figura 35 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora tombato da pozzetto 1 a pozzetto 11, scenario TR200.

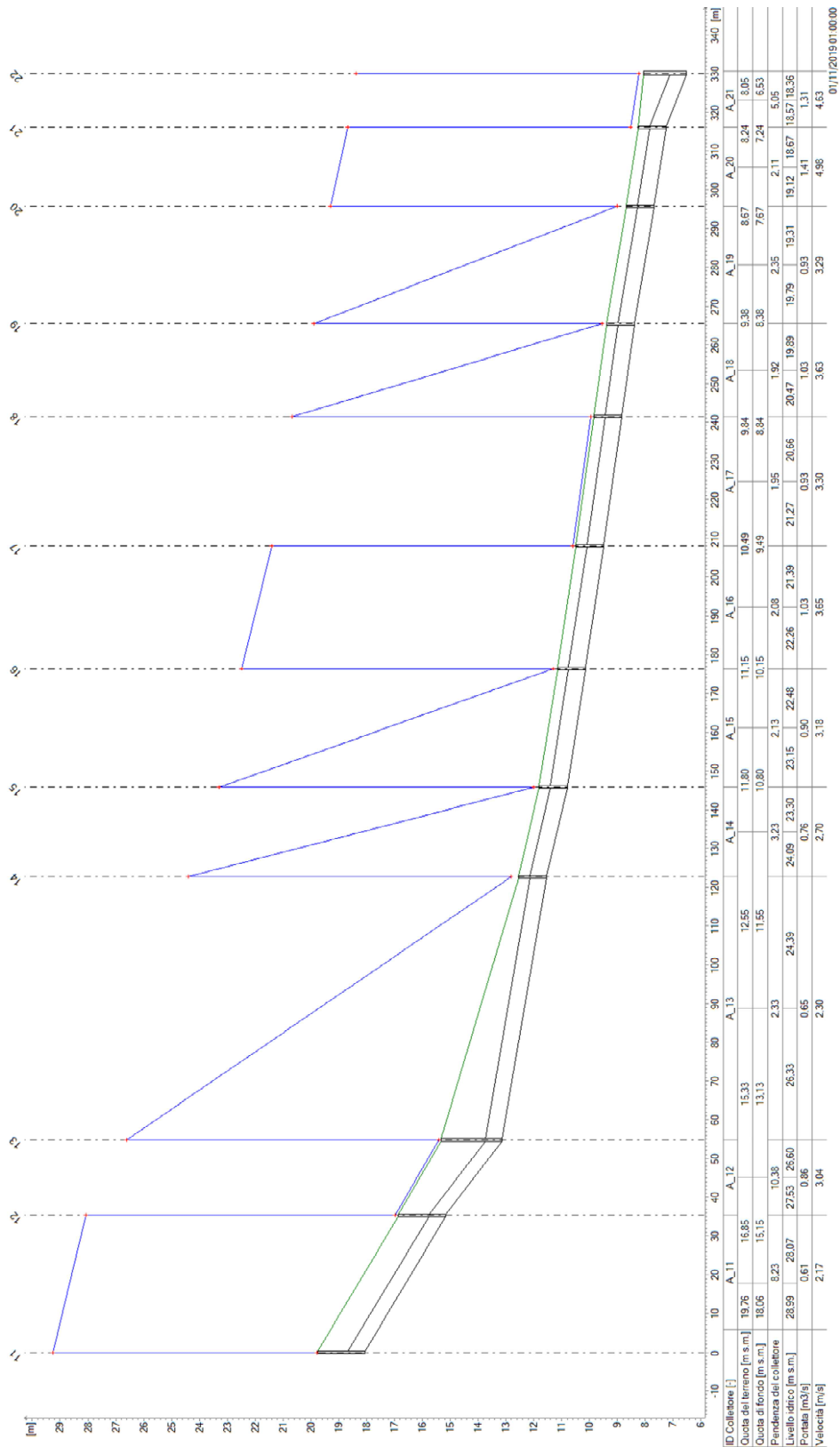
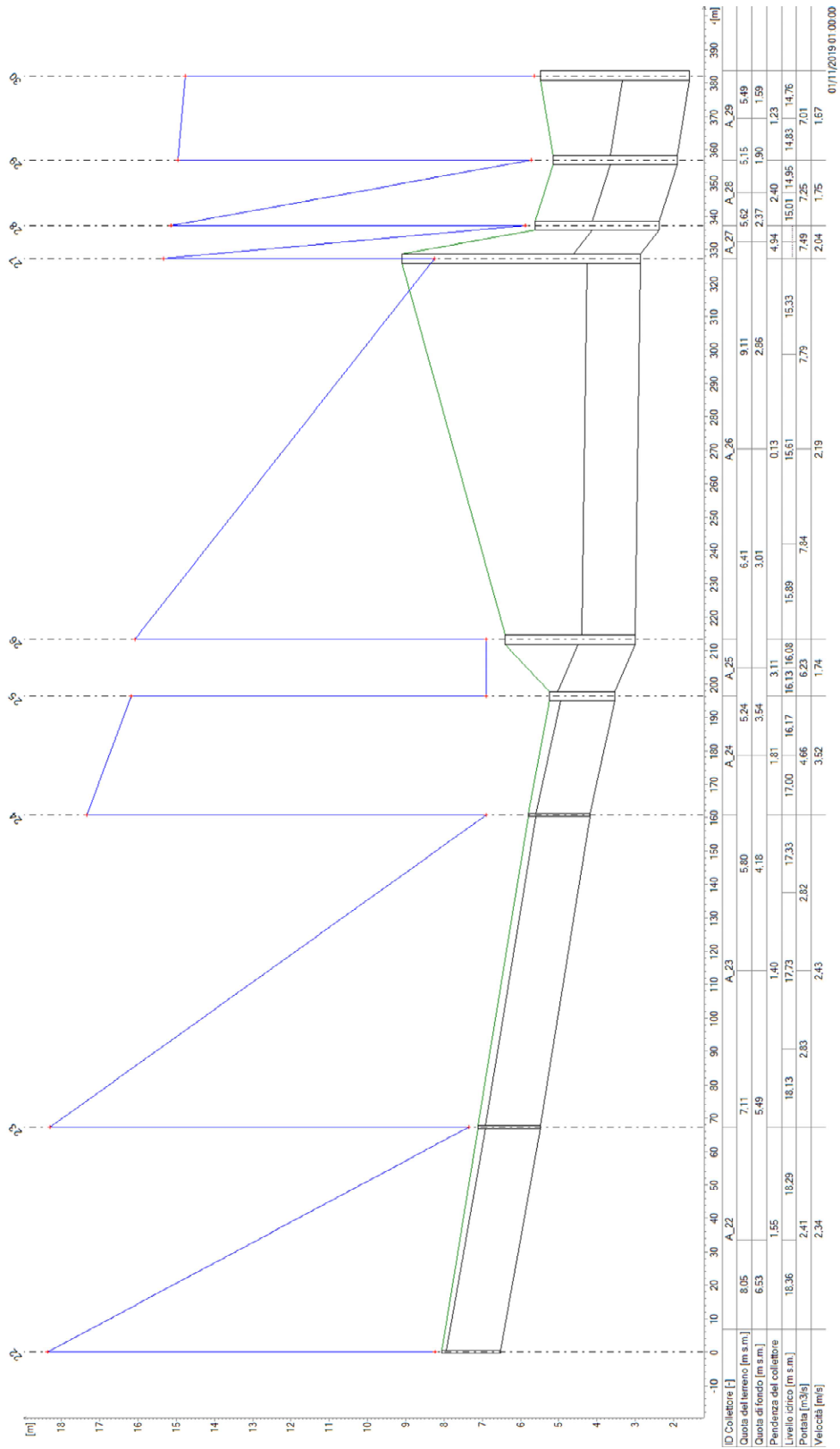


Figura 36 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 11 a pozzetto 22, scenario TR200.



01/11/2019 01:00:00

Figura 37 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 22 a pozzetto 30, scenario TR200.

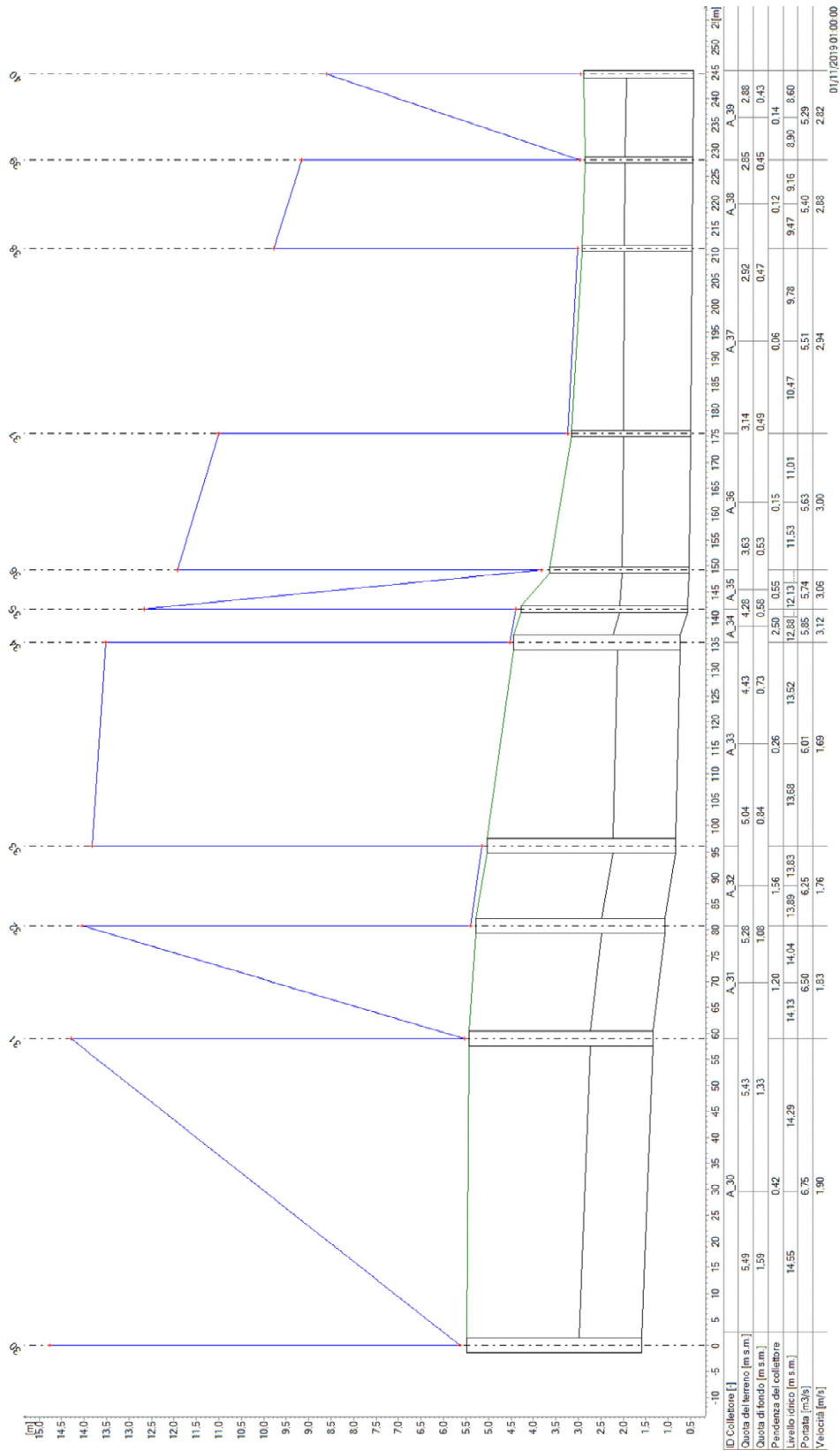


Figura 38 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 30 a pozzetto 40, scenario TR200.

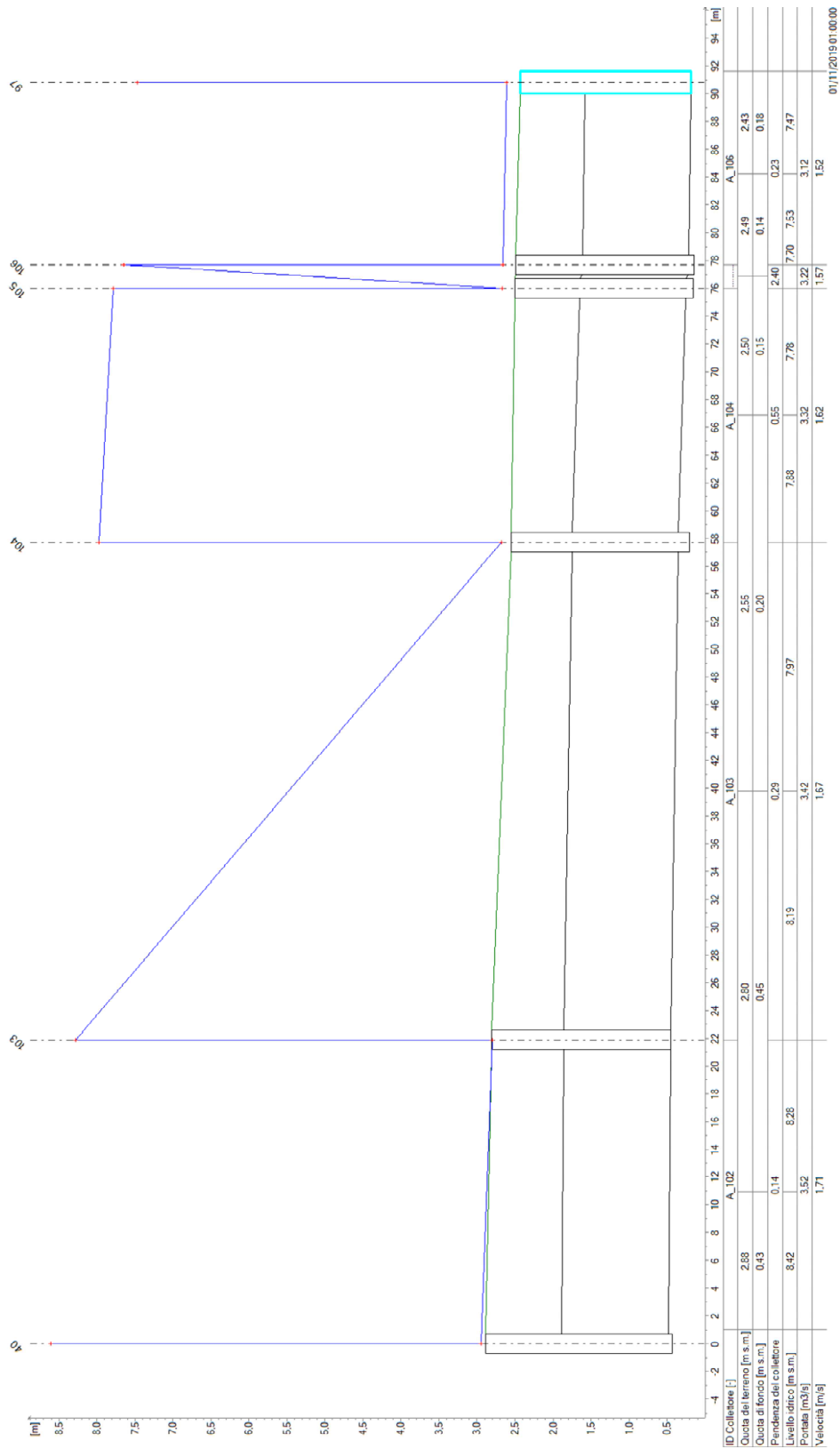


Figura 39 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orato tombato da pozzetto 40 a pozzetto 97, scenario TR200.

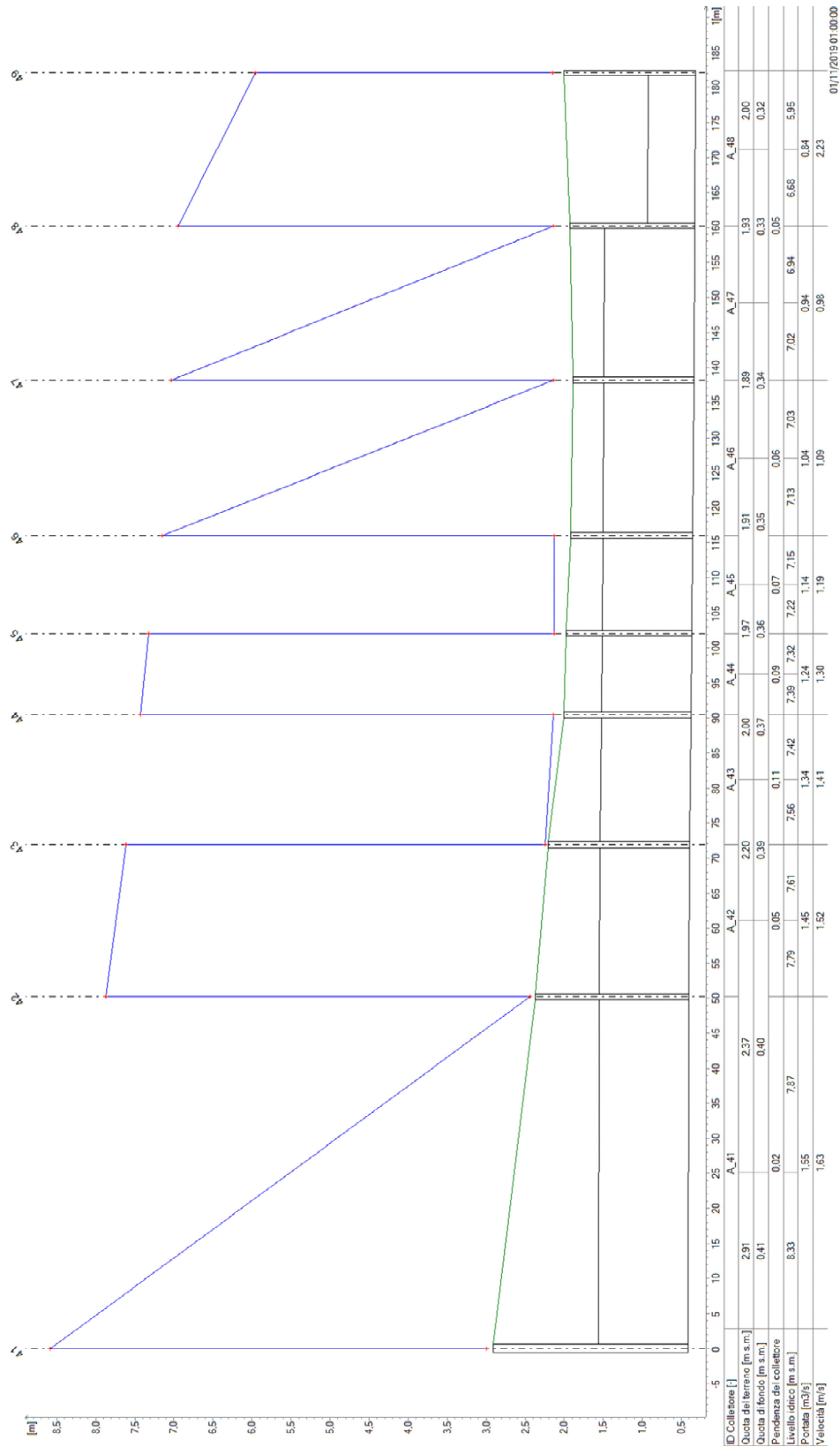


Figura 40 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell’Ora tombato da pozzetto 41 a pozzetto 49, scenario TR200.

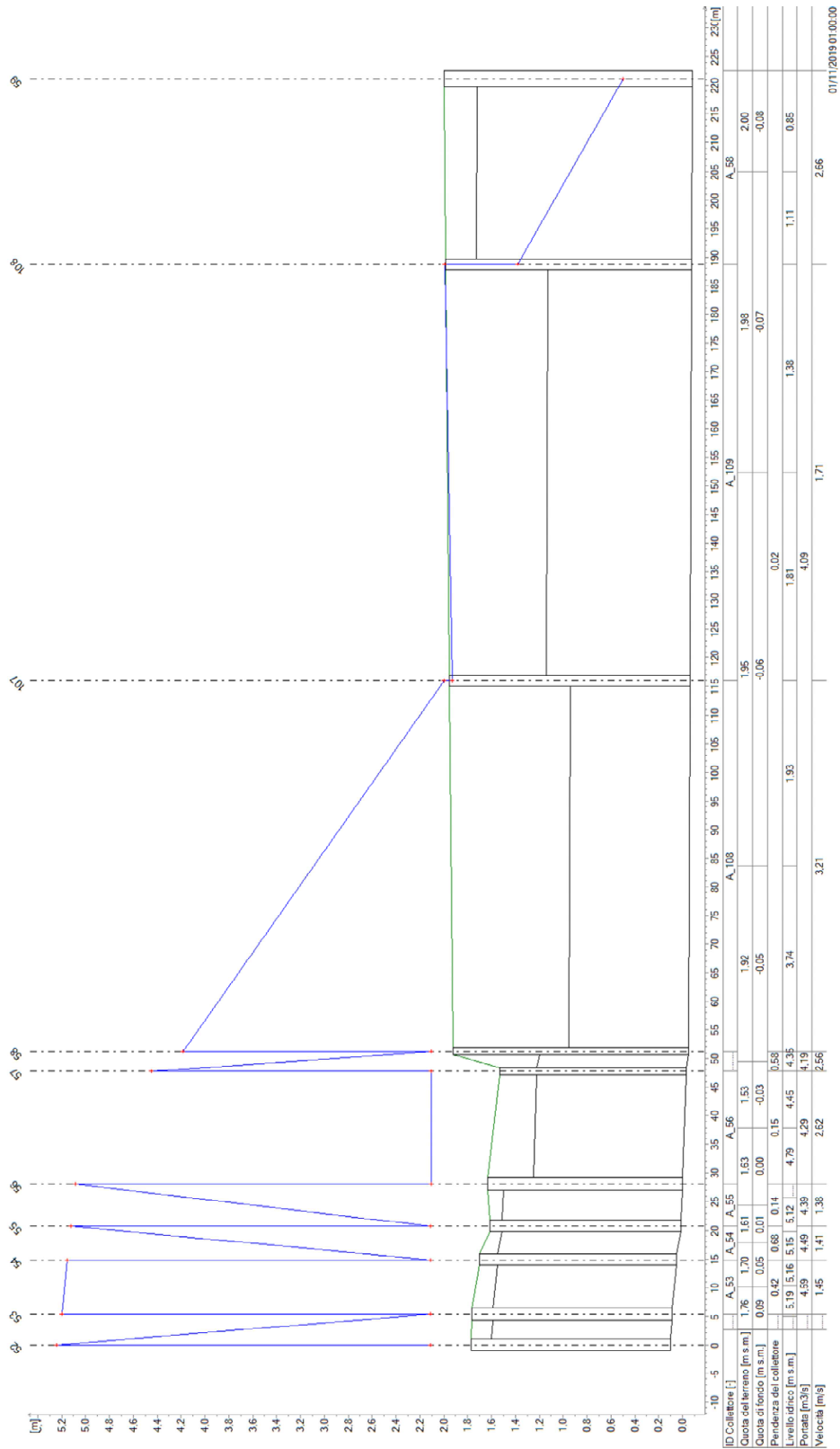


Figura 41 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 52 a pozzetto 59, scenario TR200.

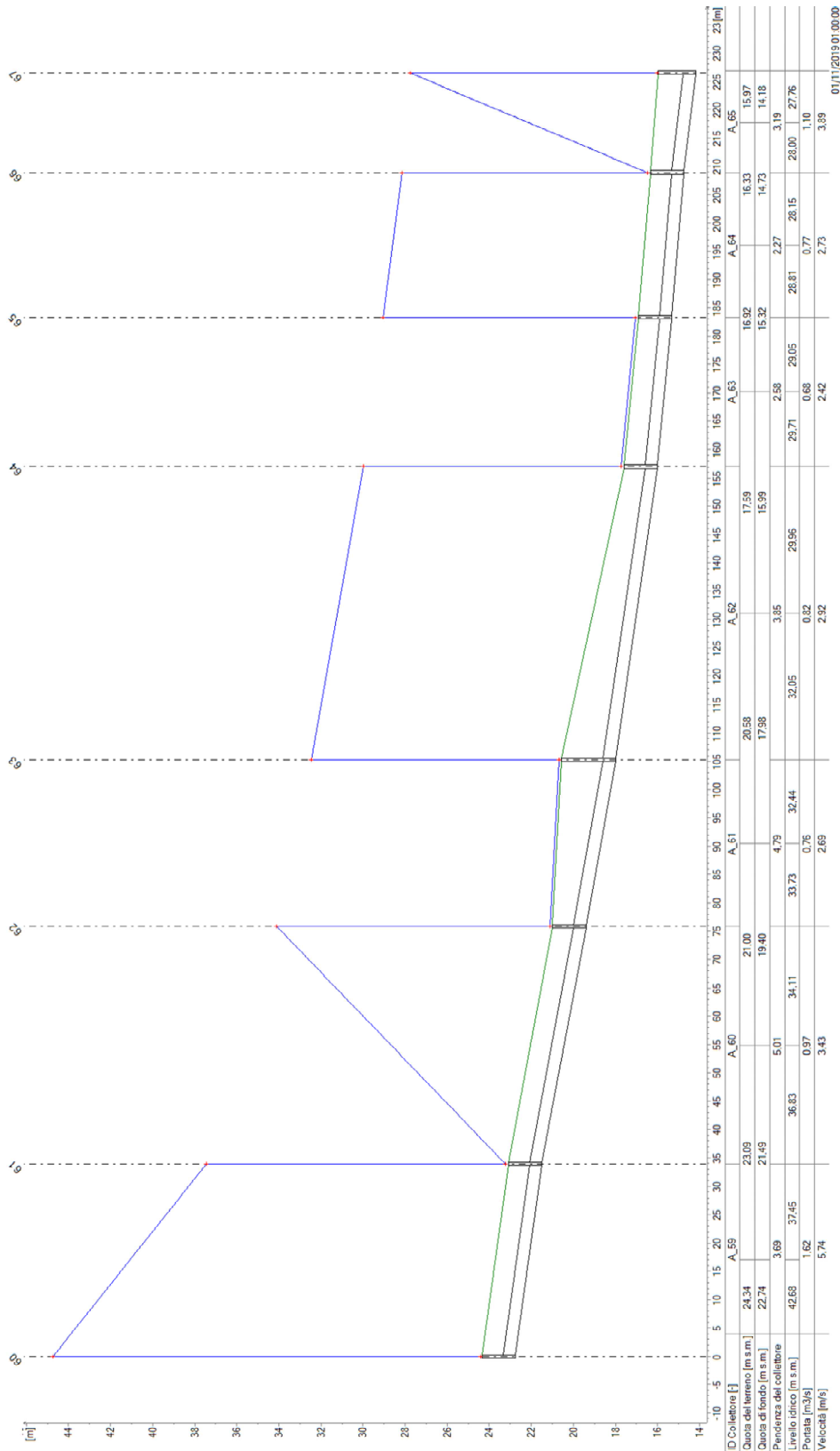
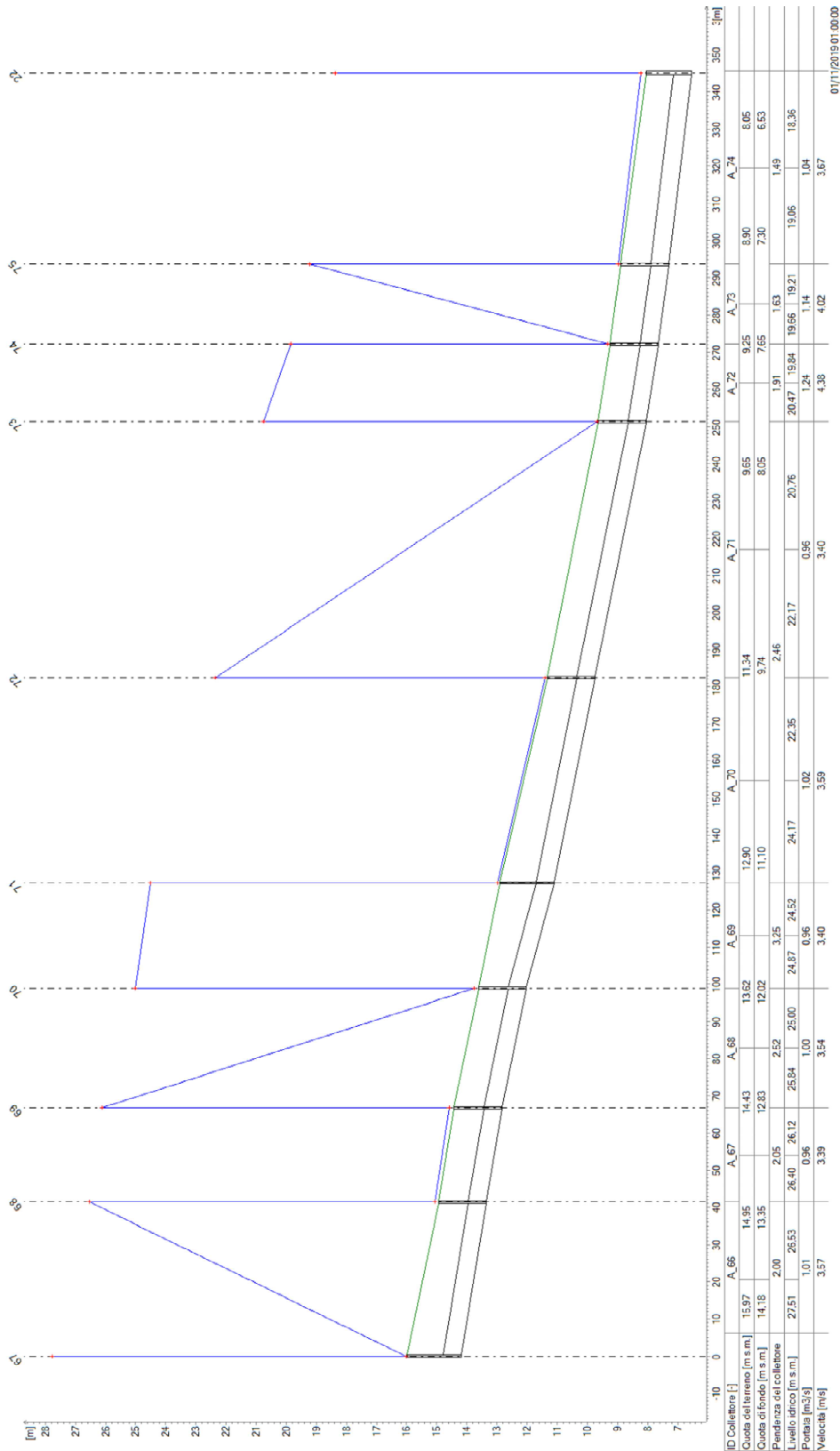


Figura 42 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell’Ora tombato da pozzetto 60 a pozzetto 67, scenario TR200.



01/11/2019 01:00:00

Figura 43 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 67 a pozzetto 22, scenario TR200.

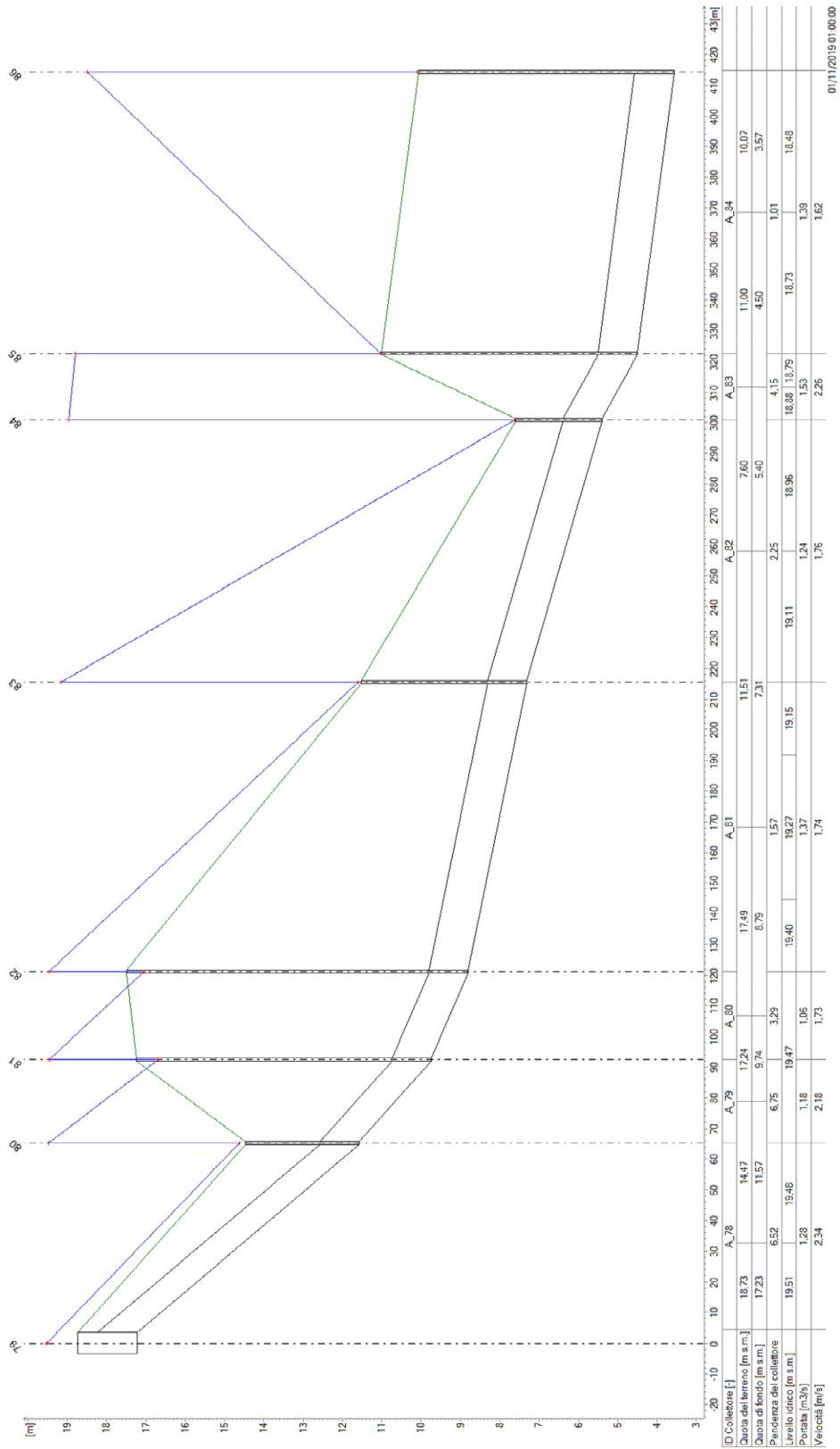


Figura 44 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orato tombato da pozzetto 79 a pozzetto 86, scenario TR200.

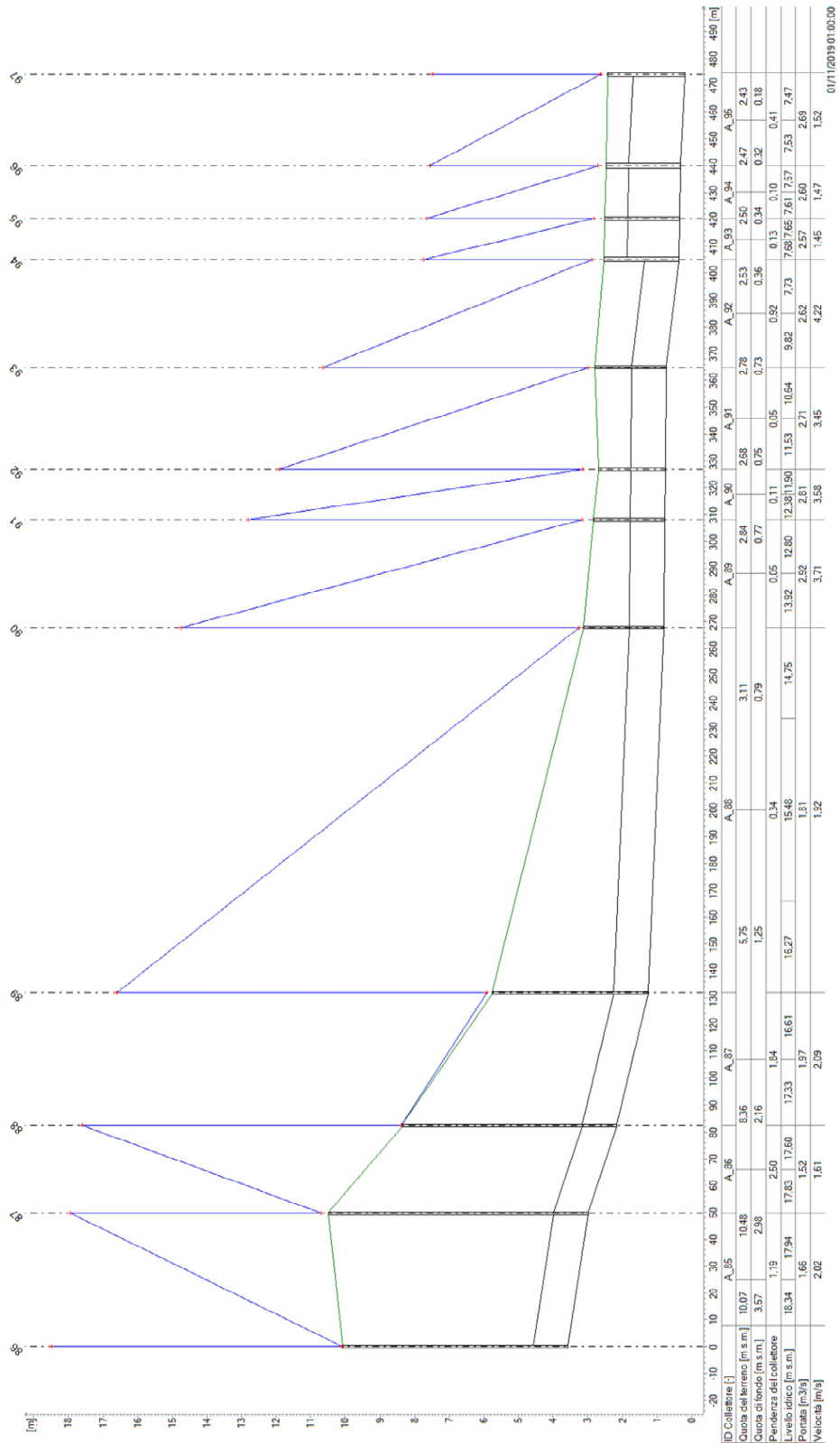


Figura 45 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell’Orca tombato da pozzetto 86 a pozzetto 97, scenario TR200.

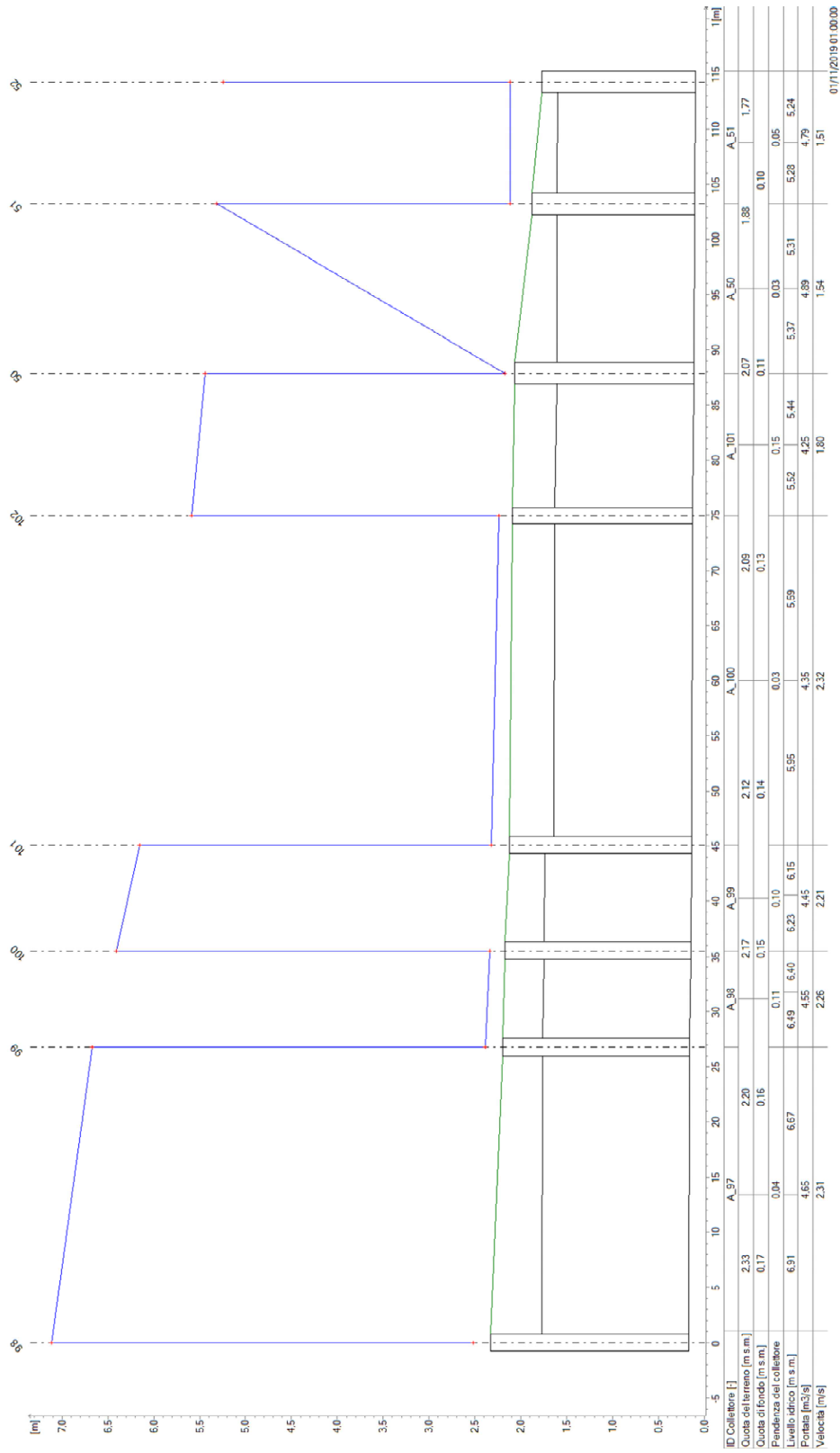


Figura 46 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora tombato da pozzetto 97 a pozzetto 52, scenario TR200.

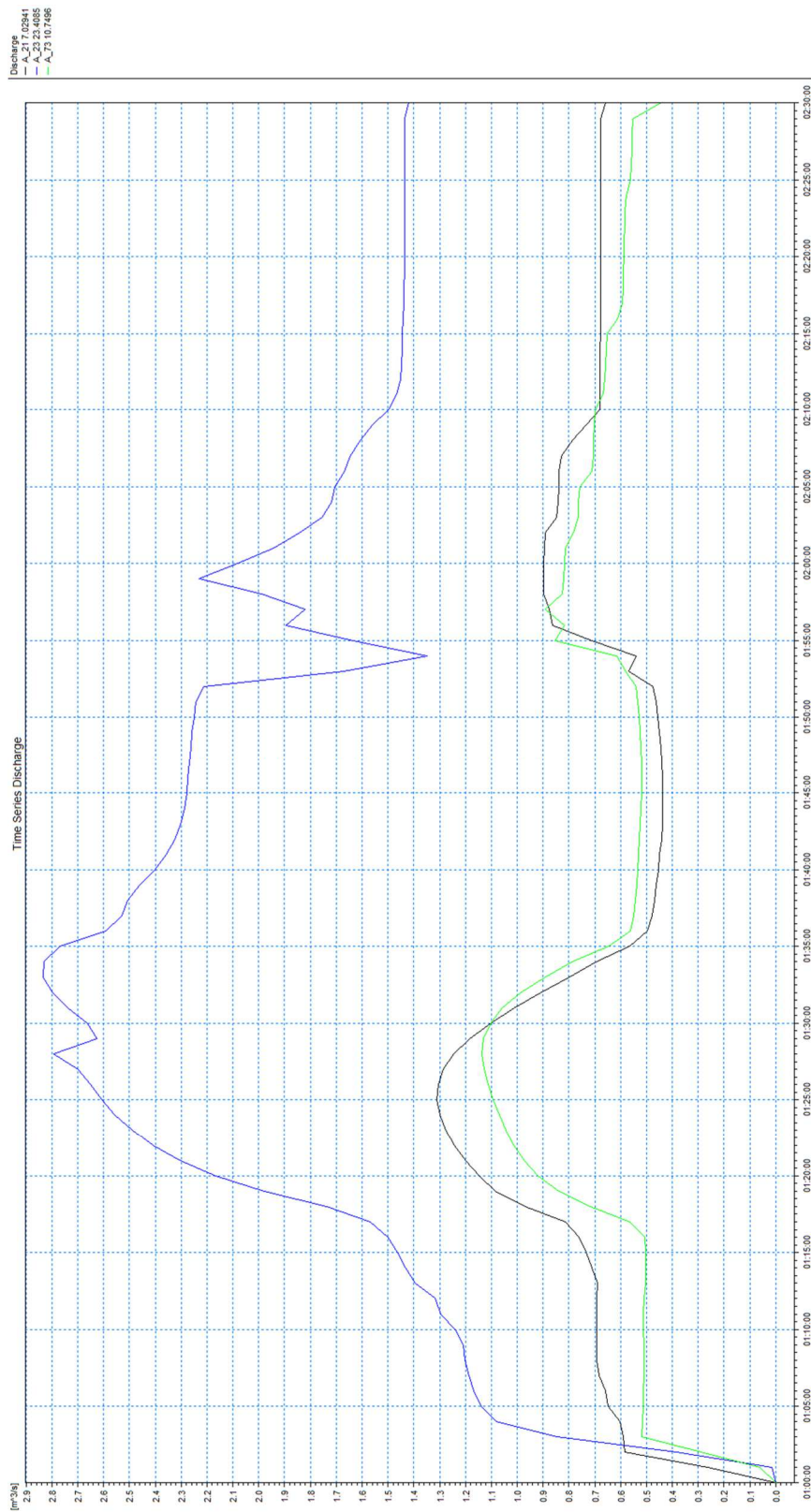


Figura 47 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 200 anni sui collettori A_21, A_23 e A_73.

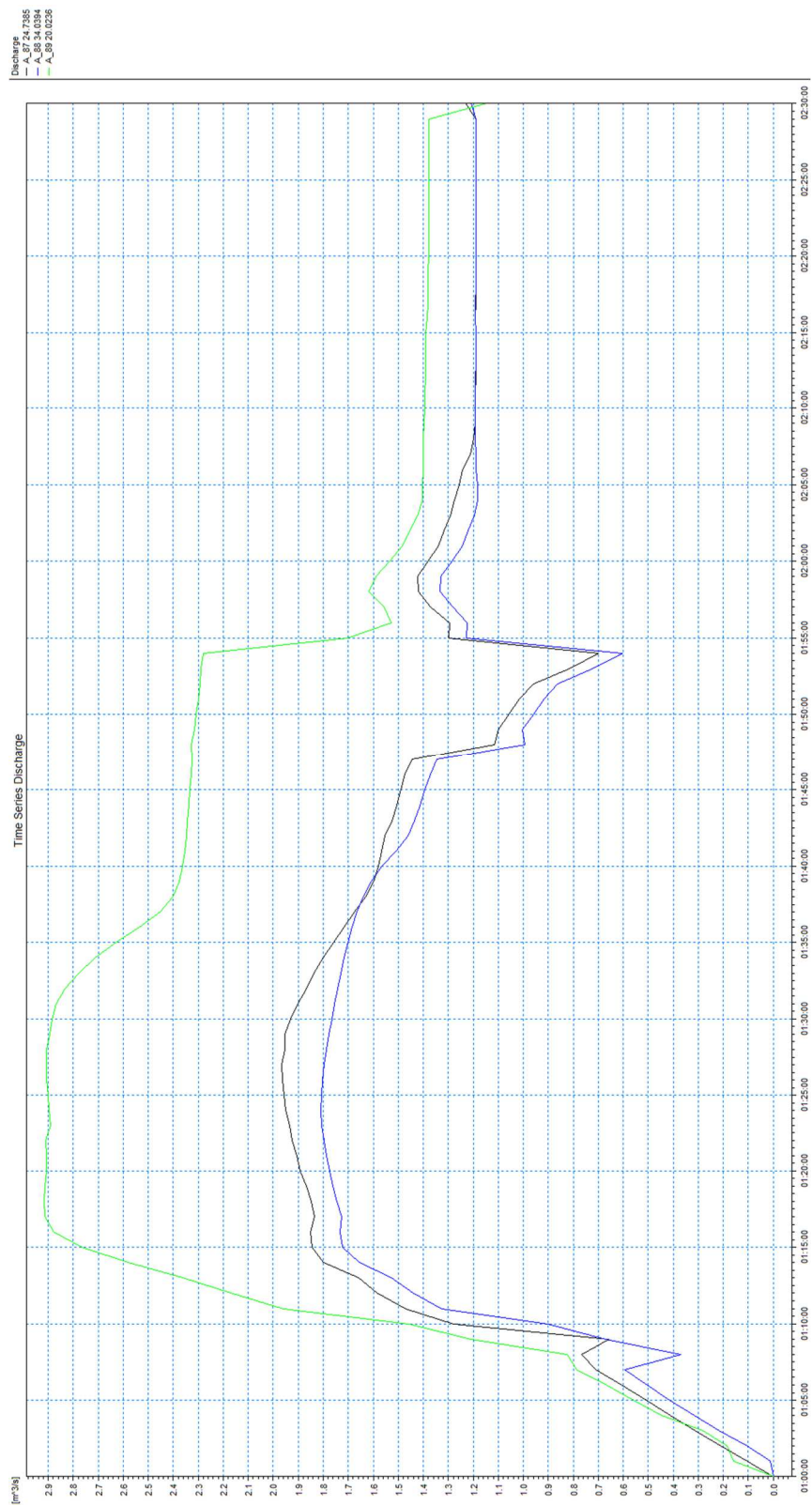


Figura 48 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 200 anni sui collettori A_87, A_88 e A_89.

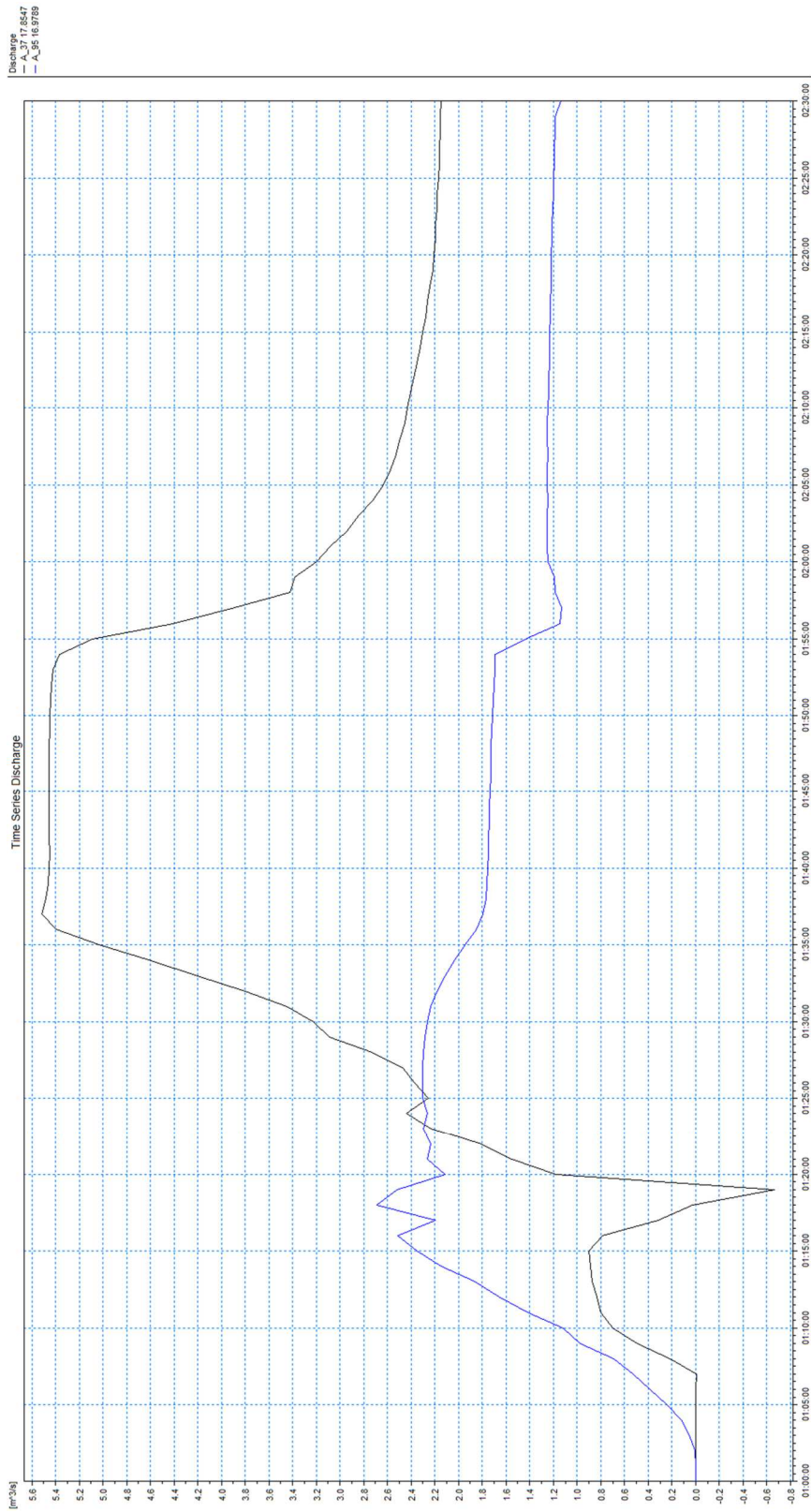


Figura 49 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 200 anni sui collettori A_37 e A_95.

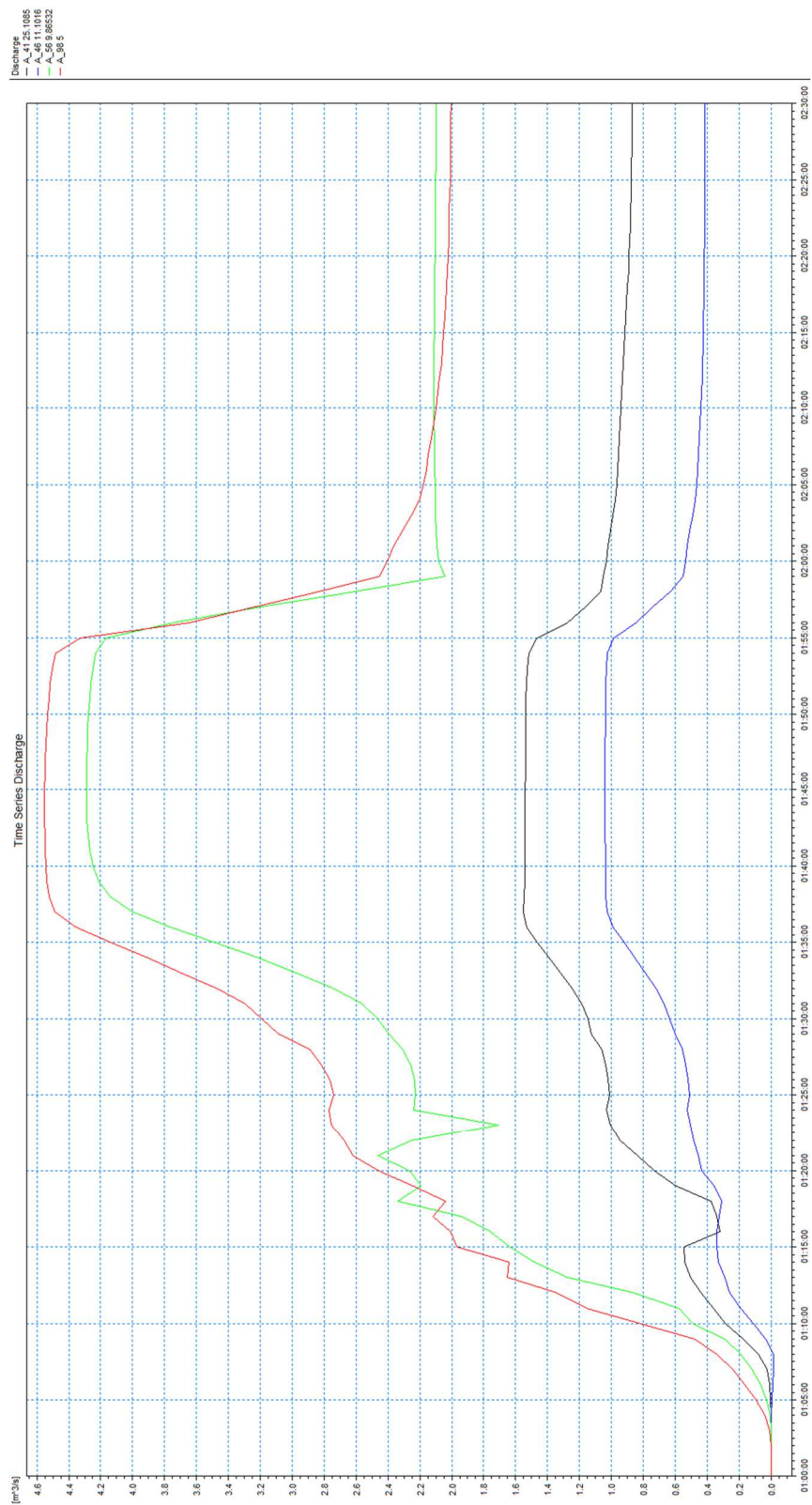


Figura 50 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 200 anni sui collettori A_41, A_46, A_56 e A_98.

5.1.4 Modello 2D - Scenario TR200

In Figura 51 e Figura 54 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno duecentennale.

L'esonazione provocata dal passaggio della piena duecentennale è caratterizzata da dinamiche di formazione e propagazione del tutto analoghe a quelle descritte per la simulazione precedente (TR50).

In ragione delle maggiori portate che non trovano recapito nei collettori, le aree allagate risultano maggiormente estese, e i tiranti idrici e le velocità di flusso presentano valori più elevati.

In Figura 52 e Figura 53 è fornito un dettaglio delle aree allagate rispettivamente per la porzione Nord e Sud del dominio di calcolo del modello.

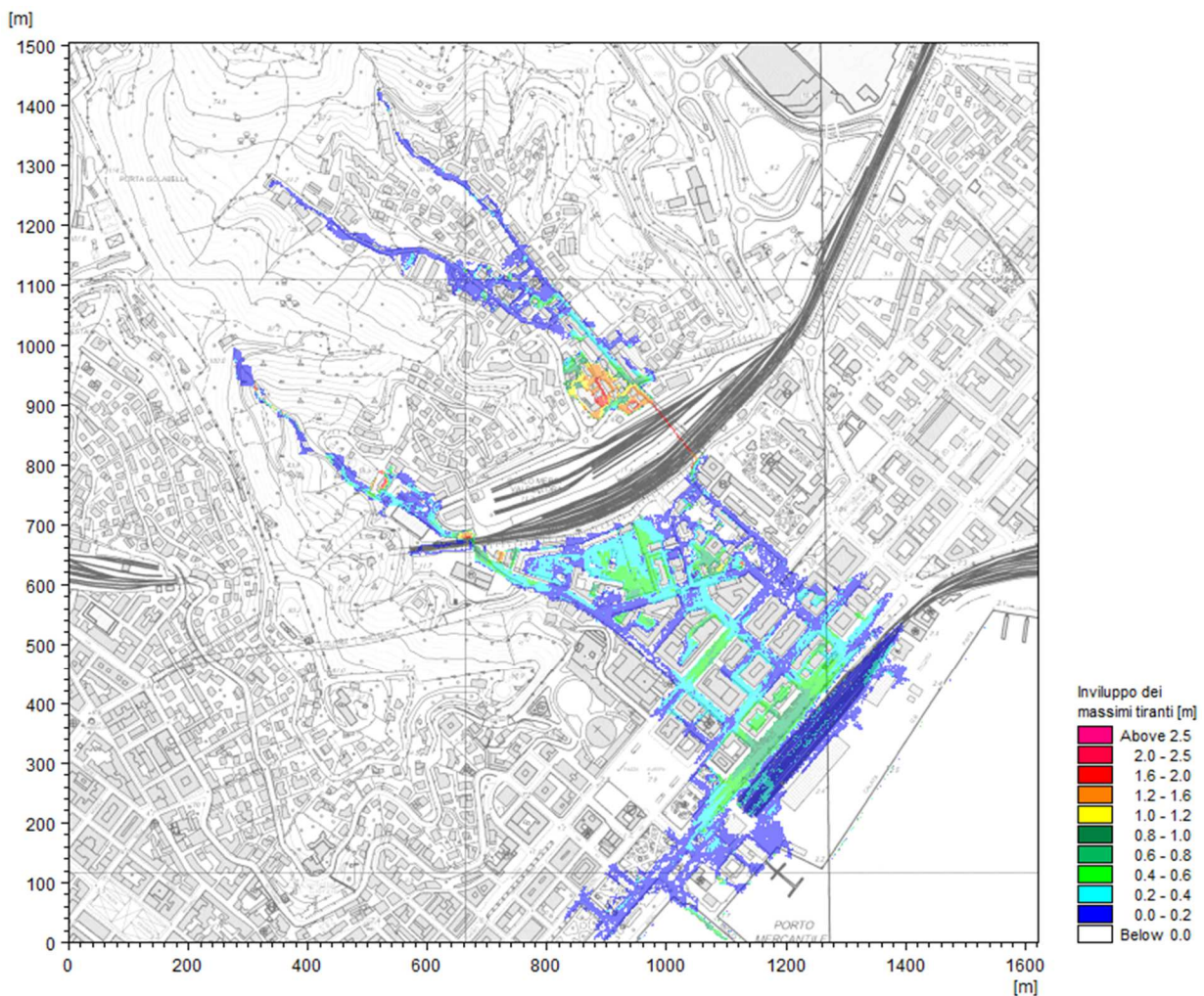


Figura 51 – Distribuzione inviluppo delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna. TR=200 anni.

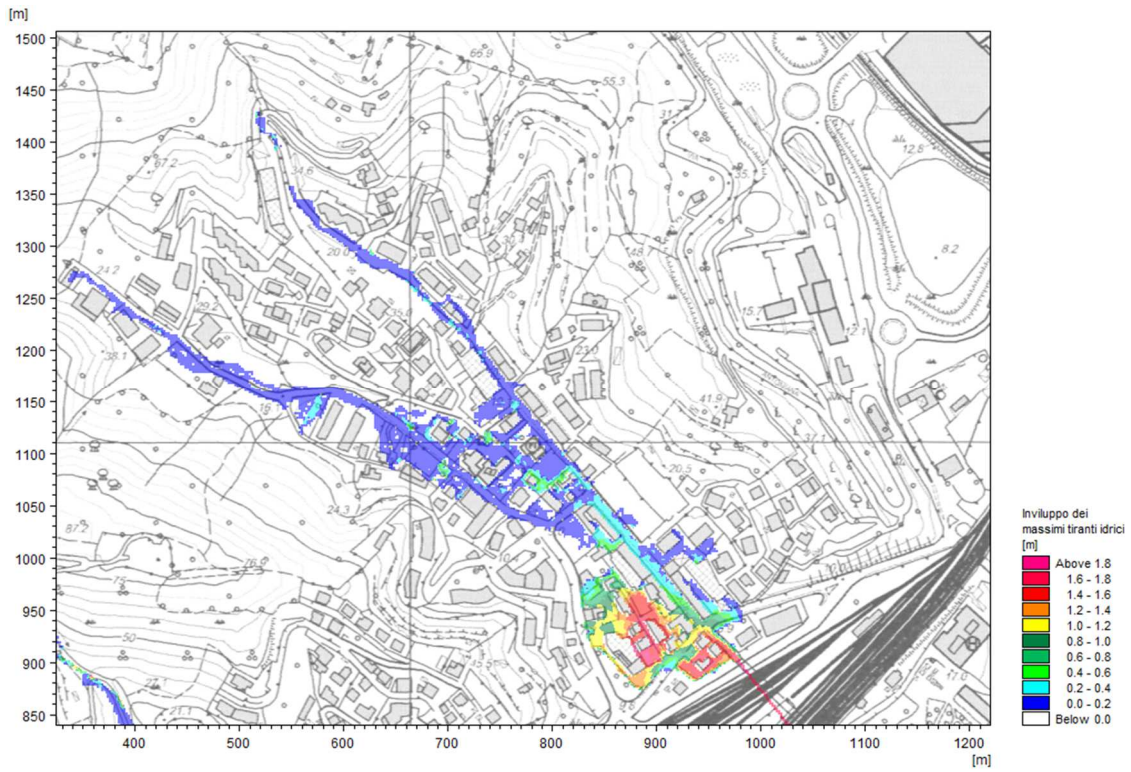


Figura 52 – Distribuzione involucro delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=200 anni (dettaglio area Nord).

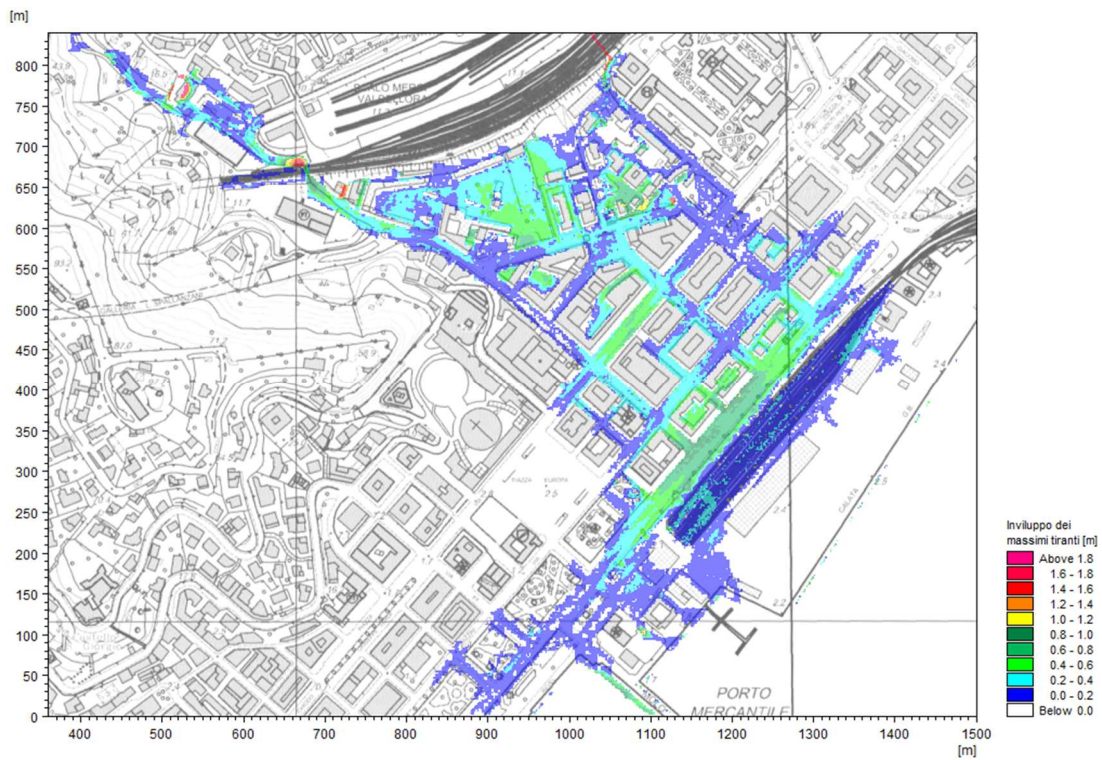


Figura 53 – Distribuzione involucro delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=200 anni (dettaglio area Sud).

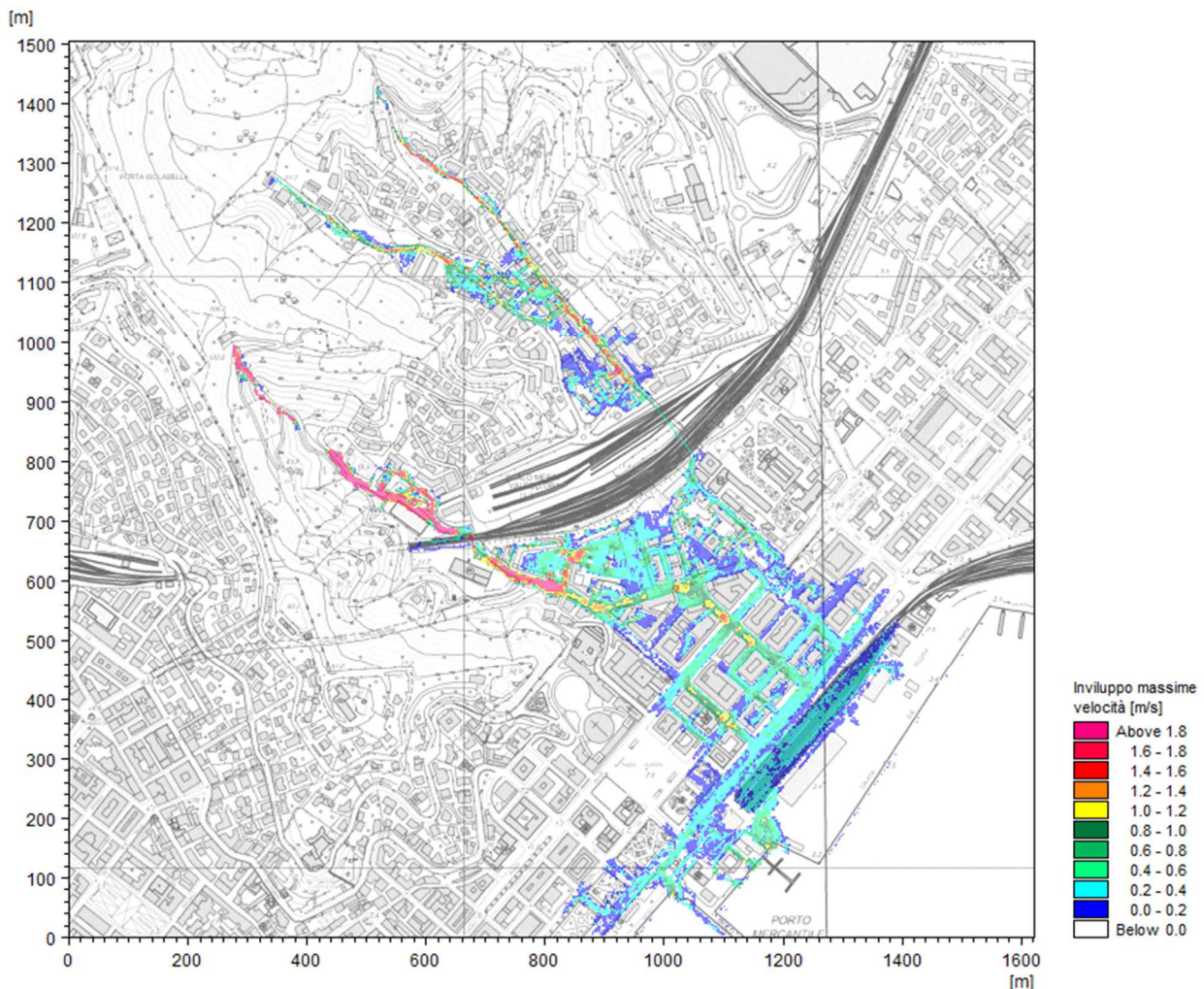


Figura 54 – Distribuzione inviluppo delle massime velocità. TR=200 anni.

5.1.5 Modello 1D - Scenario TR500

Nella Tabella 8 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi al tratto a cielo aperto del rio Val dell’Ora (output del modello monodimensionale MIKE11) per lo scenario con tempo di ritorno di 500 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 55 è rappresentato graficamente il profilo di corrente del medesimo scenario.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)
VL - Sez.1	0,00	80,55	2,14	80,75	0,20	5,94	4,87	82,55
VL - Sez.2	25,00	67,66	2,14	69,31	1,65	0,36	0,11	69,32
VL - Sez.3	96,48	42,29	2,14	42,61	0,32	4,65	3,24	43,71
VL - Sez.4	172,84	25,91	2,14	26,21	0,30	3,15	2,58	26,71
VL - Sez.5	207,82	20,90	2,14	21,26	0,36	2,52	2,13	21,58
VL - Sez.6	223,32	19,36	2,14	19,78	0,42	2,93	1,67	20,22
VL - Sez.7	259,72	17,23	2,14	18,00	0,77	1,98	0,99	18,20

Tabella 8 – Risultati di sintesi della simulazione TR500.

Analogamente allo scenario precedente, la portata al colmo associata ad un tempo di ritorno di 500 anni è sempre contenuta entro le sponde del tratto a cielo aperto, a meno del sormonto in corrispondenza dell'attraversamento VL_P1, in sponda destra.

Da Figura 56 a Figura 67 sono rappresentati i profili di piena dei tratti tombinati del rio Val dell'Ora con indicazione dei massimi livelli piezometrici raggiunti nel corso dell'evento con tempo di ritorno 500 anni (output del modello MIKE Urban). Ad ogni profilo è associata una tabella riepilogativa delle principali grandezze che caratterizzano la geometria dei tratti e i risultati della simulazione espressi come involucro dei massimi valori.

Si riscontrano nuovamente condizioni di deflusso in pressione sulla totalità della rete; permangono valide le osservazioni esposte per l'evento TR=50 anni in merito alle dinamiche di deflusso e esondazione.

Da Figura 68 a Figura 71 sono rappresentati gli idrogrammi di portata sulle medesime sezioni del modello monodimensionale descritte nel capitolo 5.1.1.

Anche in questo caso si rimanda alle considerazioni già espresse. I valori massimi di portata defluenti nella rete non mutano molto rispetto allo scenario precedente in quanto limitati dalla capacità di deflusso dei collettori; in ragione delle maggiori portate associate all'evento duecentennale, si producono più rilevanti fenomeni di esondazione.

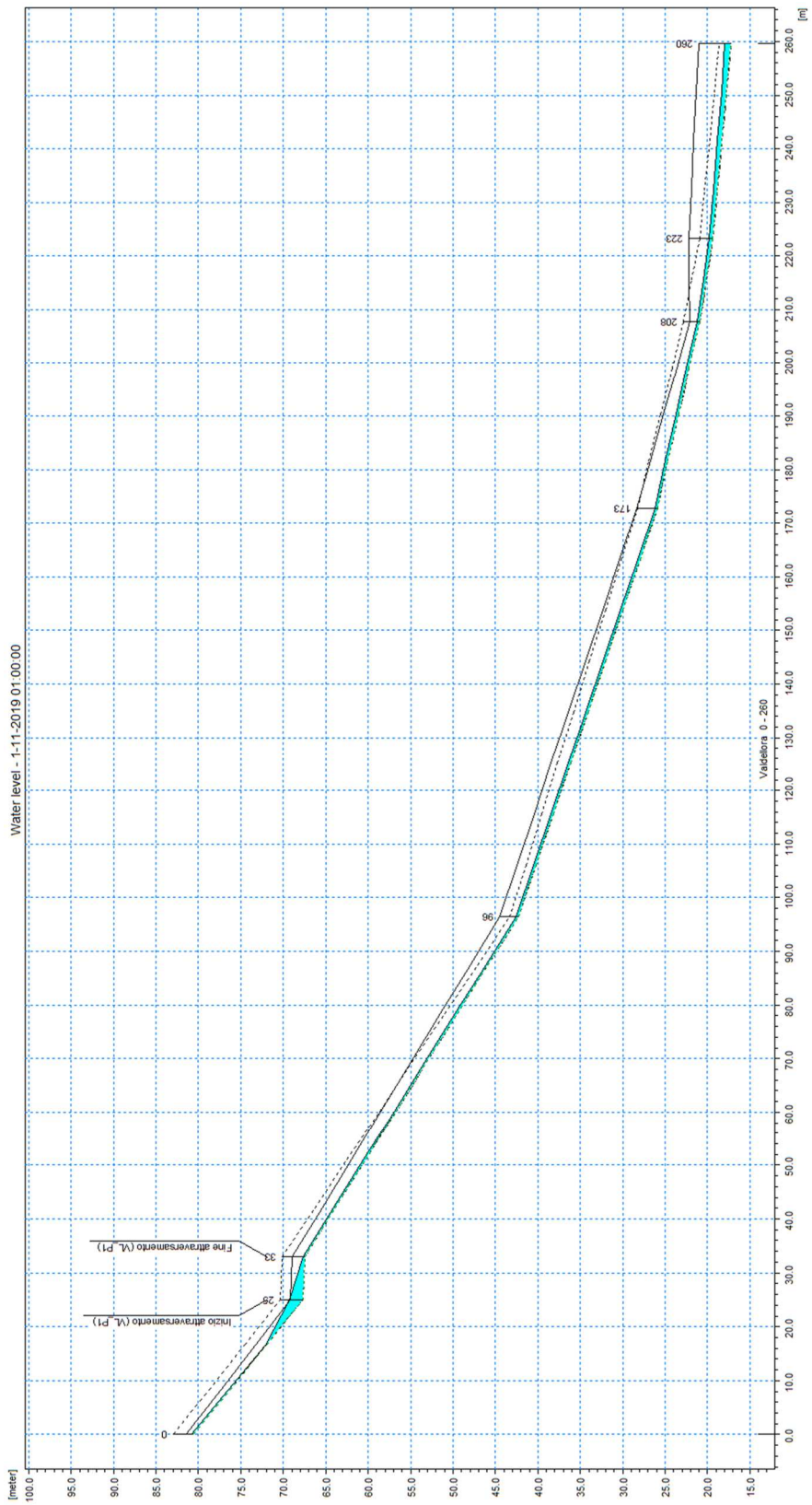
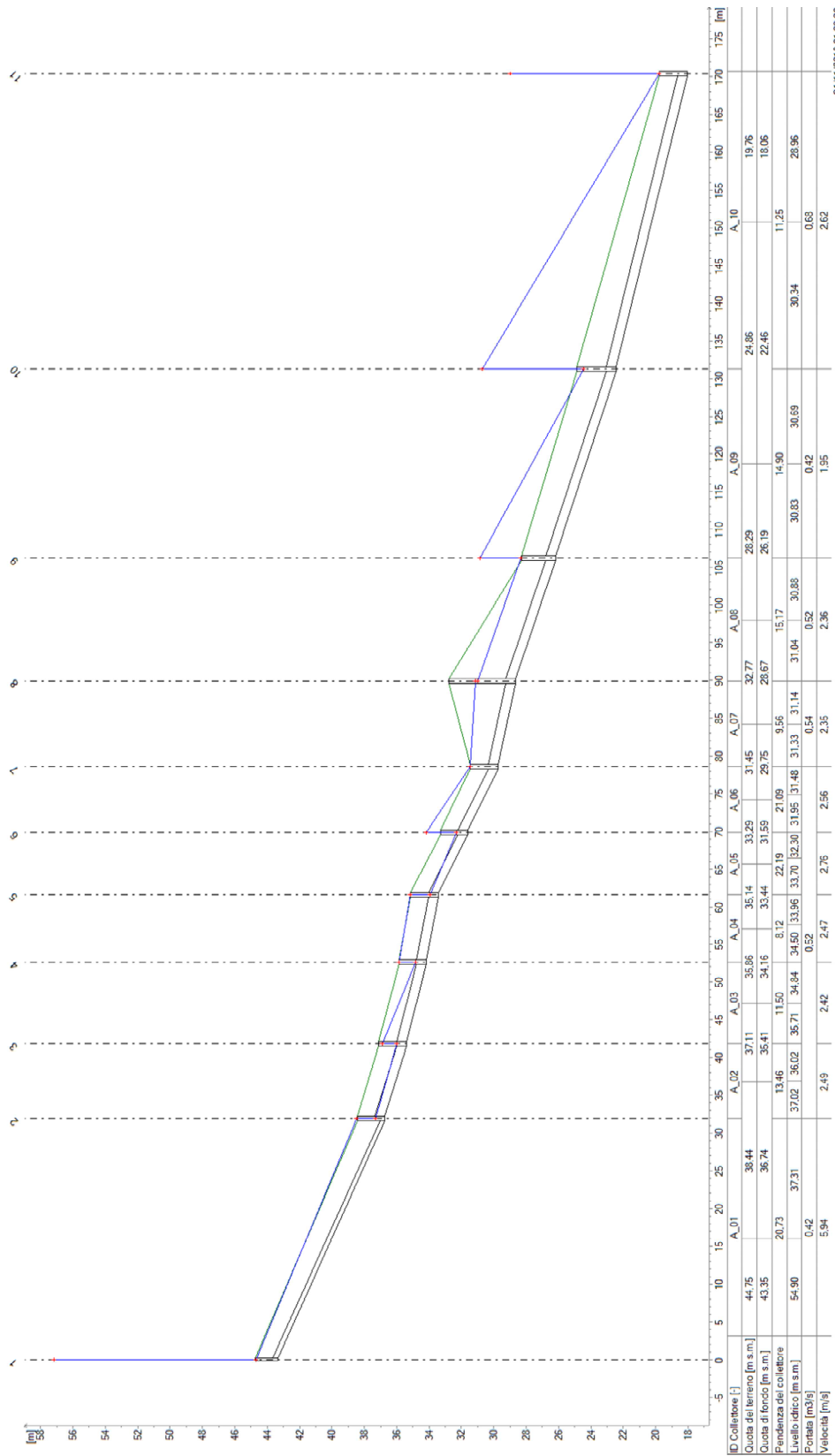
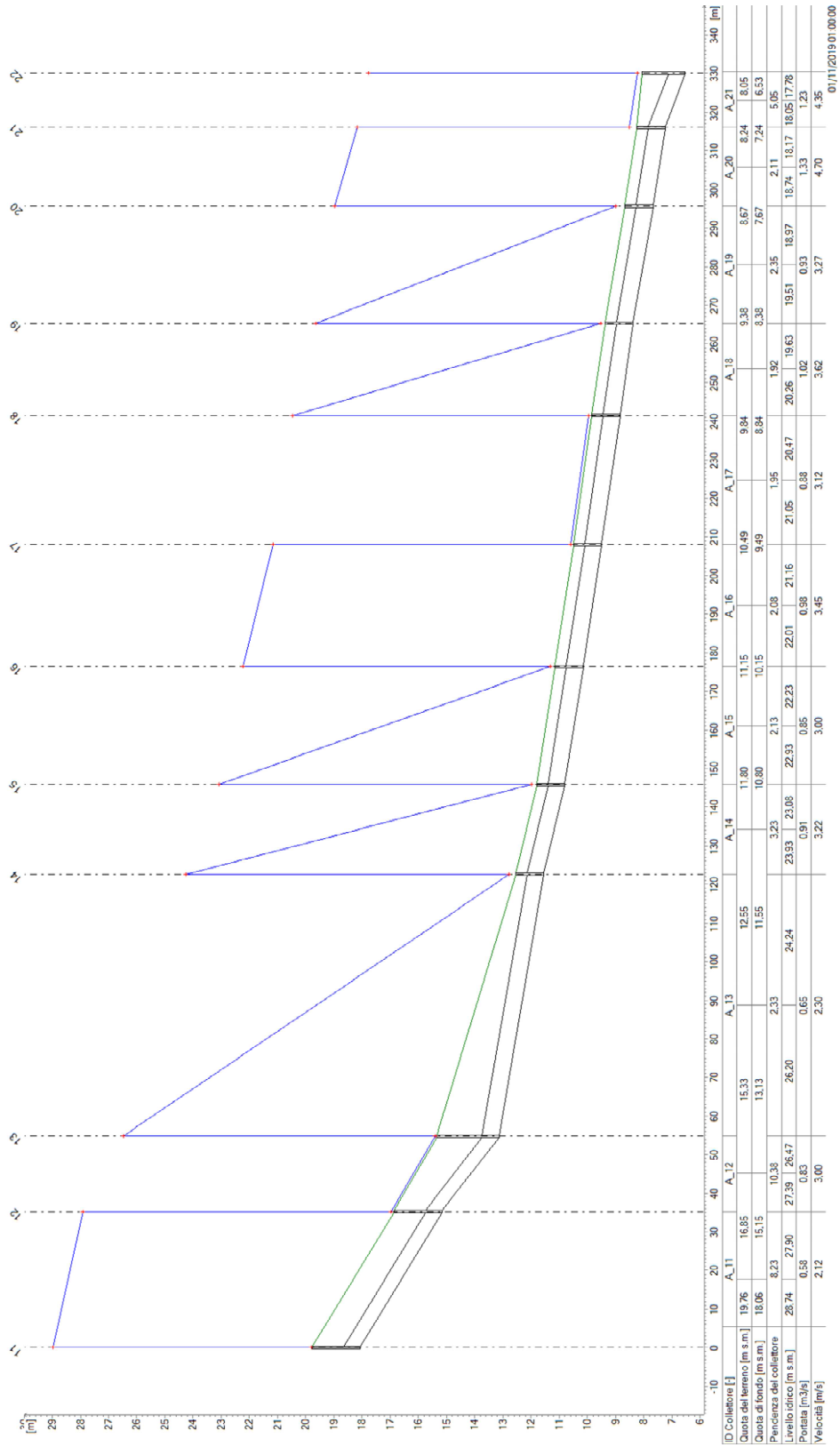


Figura 55 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora, scenario TR500.



01/11/2019 01:00:00

Figura 56 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora tombato da pozzetto 1 a pozzetto 11, scenario TR500.



01/11/2019 01:00:00

Figura 57 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 11 a pozzetto 22, scenario TR500.

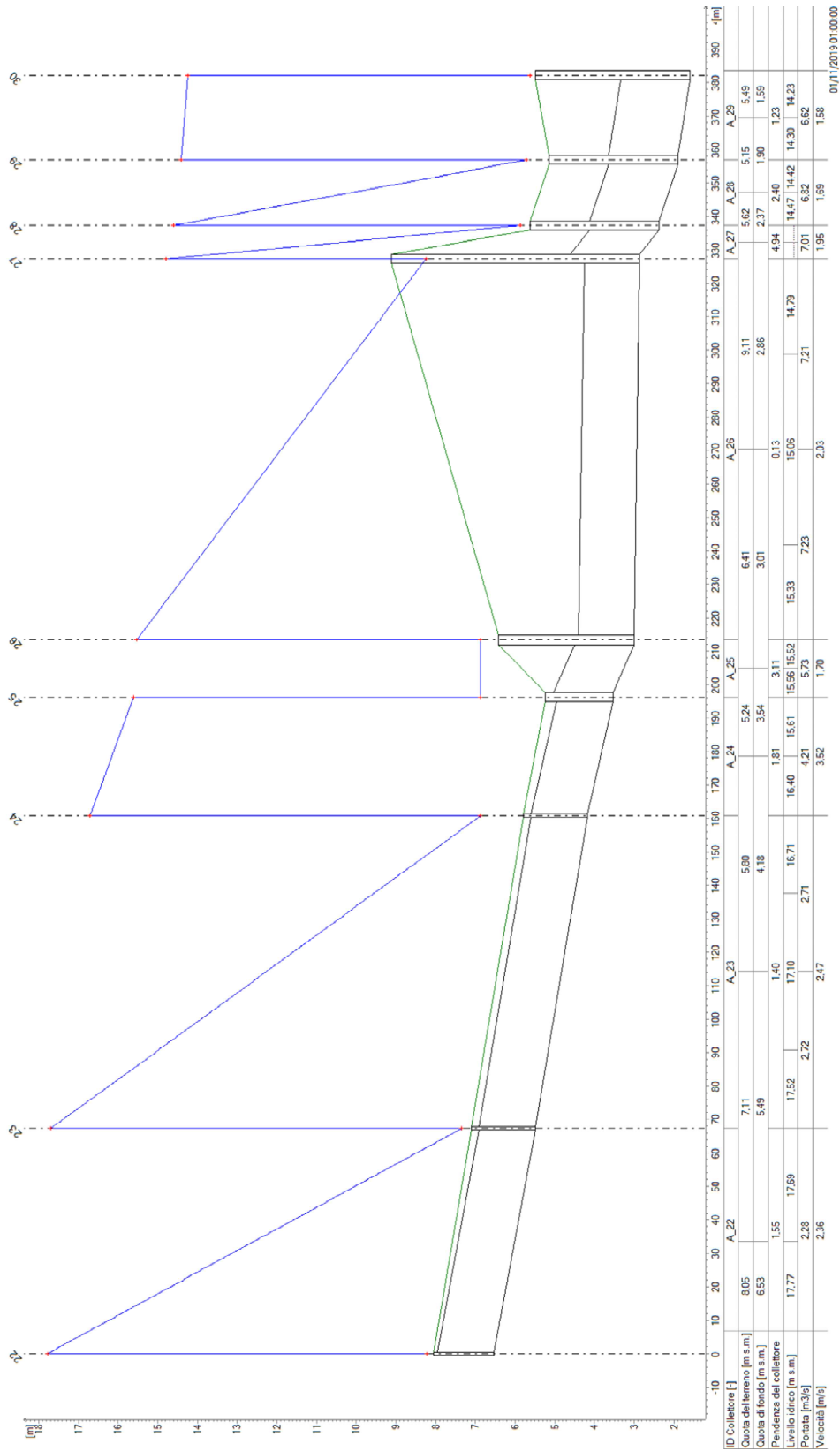
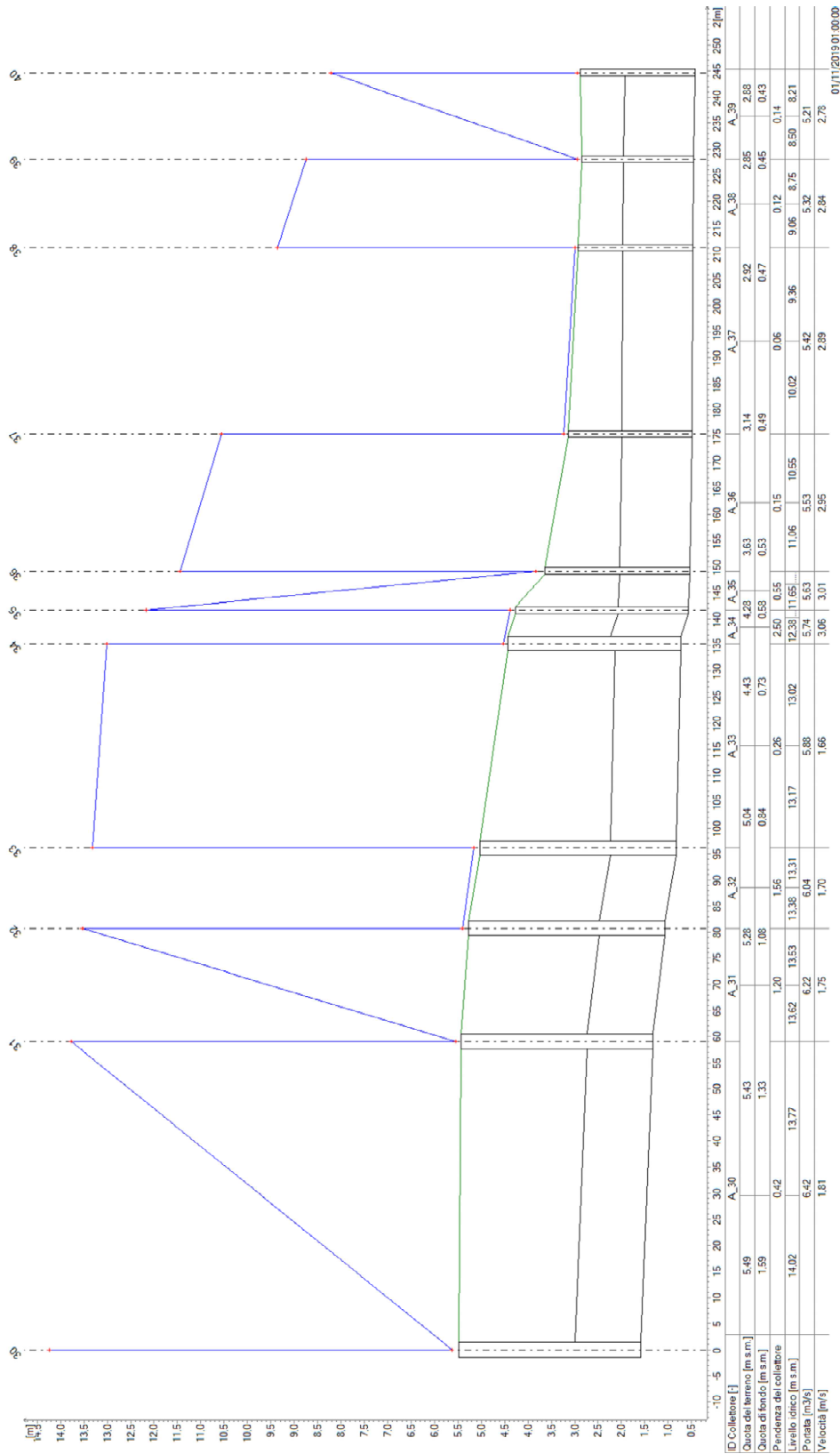


Figura 58 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell’Orca tombato da pozzetto 22 a pozzetto 30, scenario TR500.



01/11/2019 01:00:00

Figura 59 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 30 a pozzetto 40, scenario TR500.

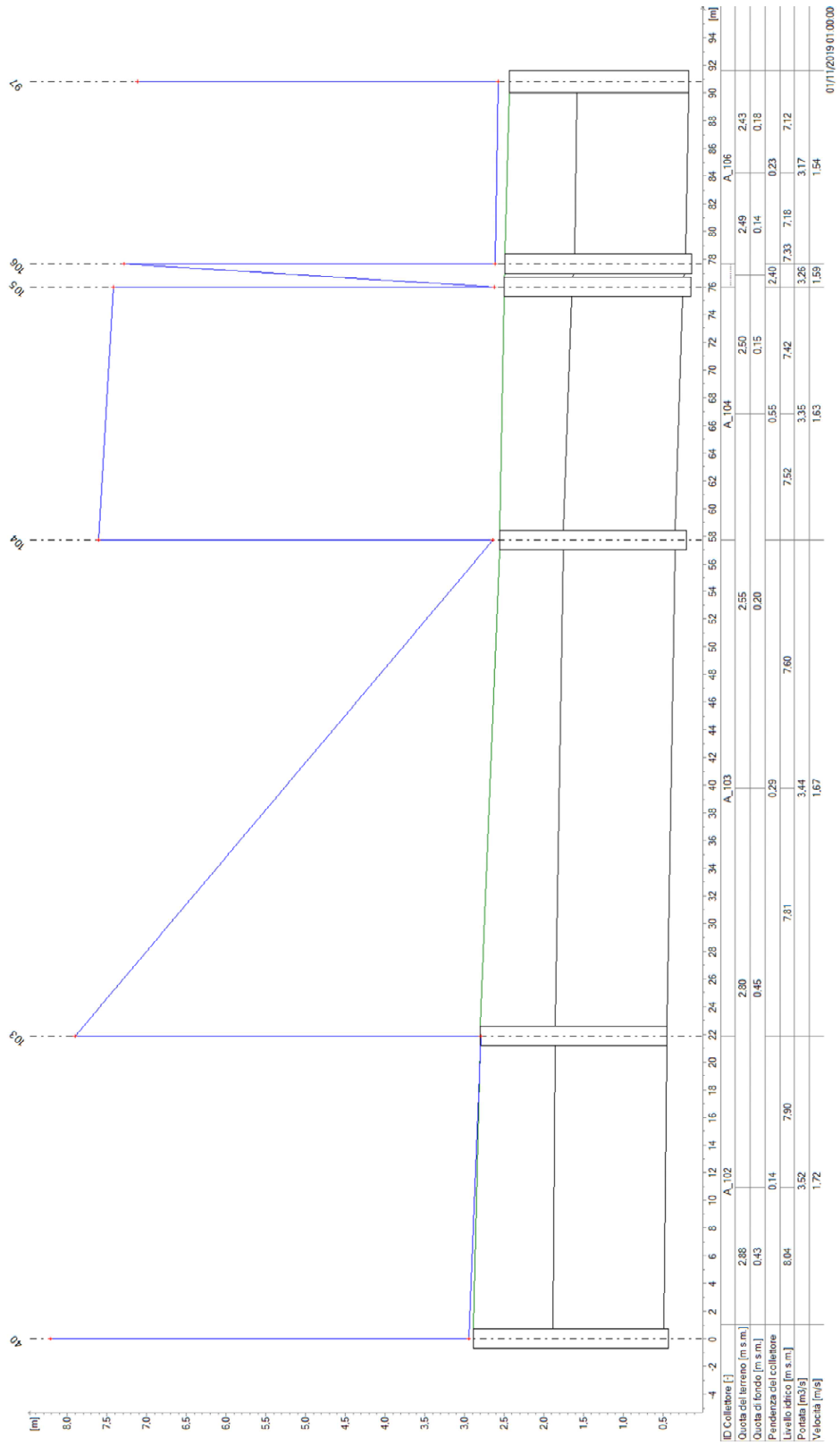


Figura 60 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell’Ora tombato da pozzetto 40 a pozzetto 97, scenario TR500.

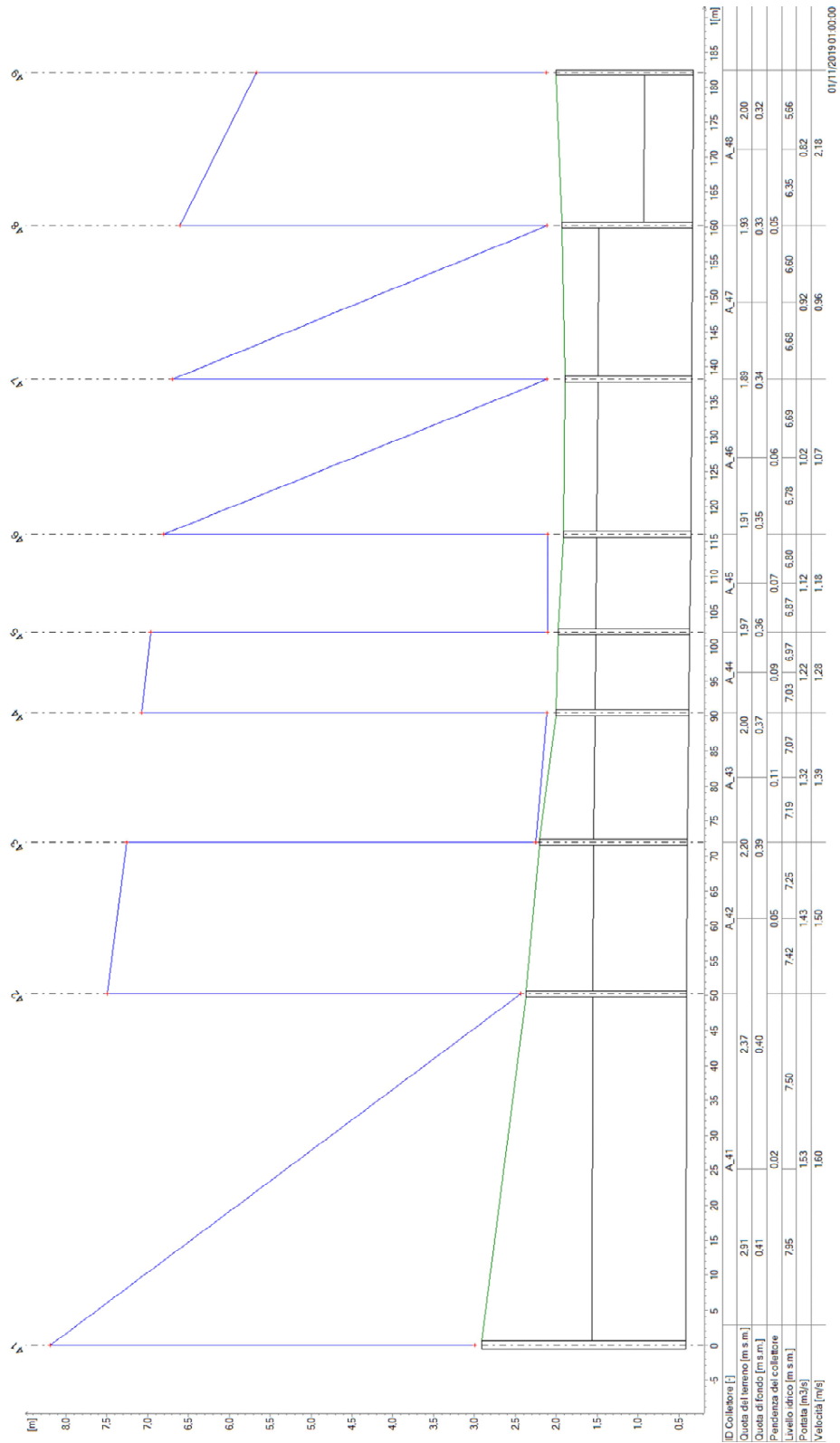


Figura 61 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orsa tombato da pozzetto 41 a pozzetto 49, scenario TR500.

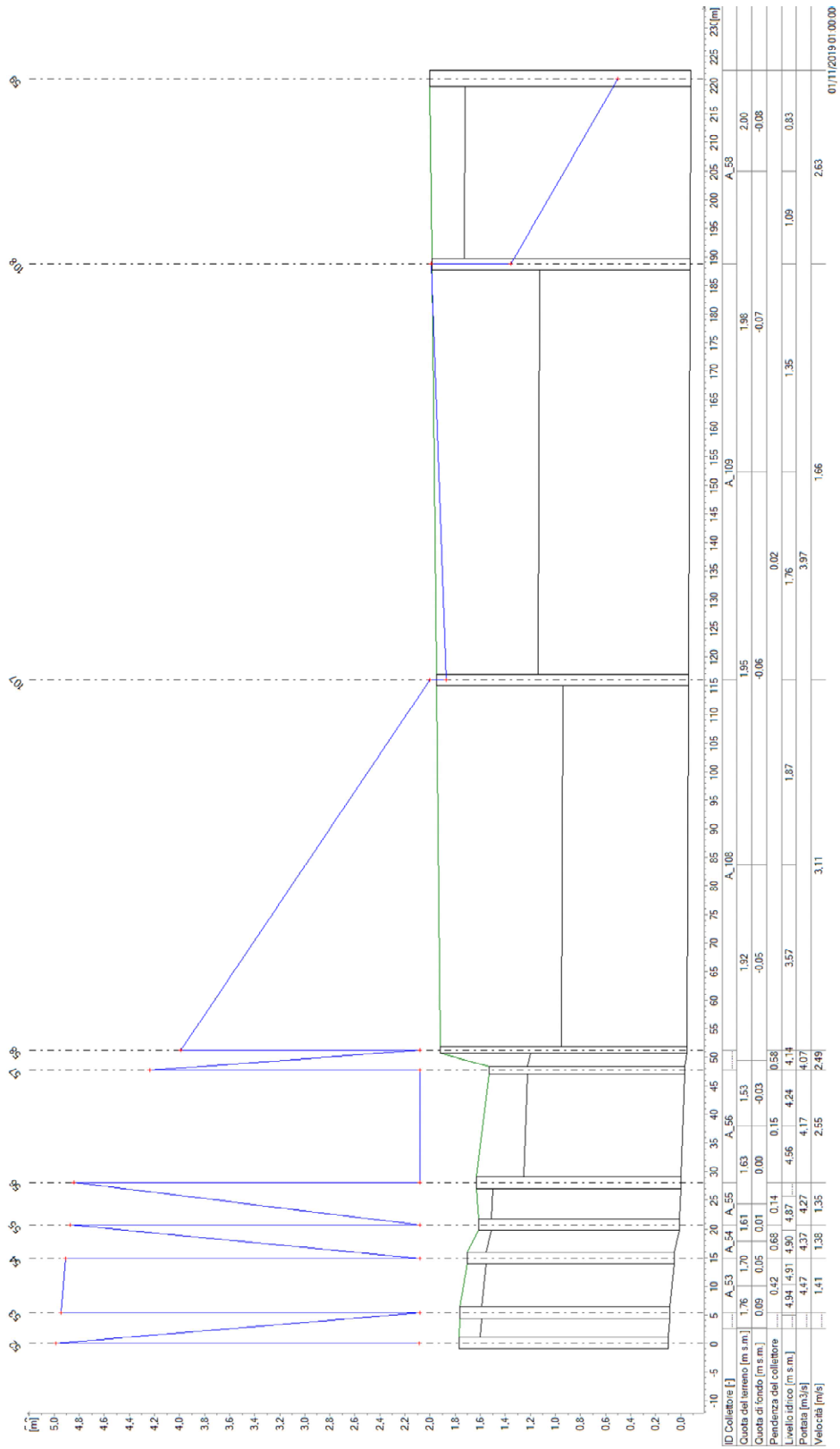


Figura 62 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 52 a pozzetto 59, scenario TR500.

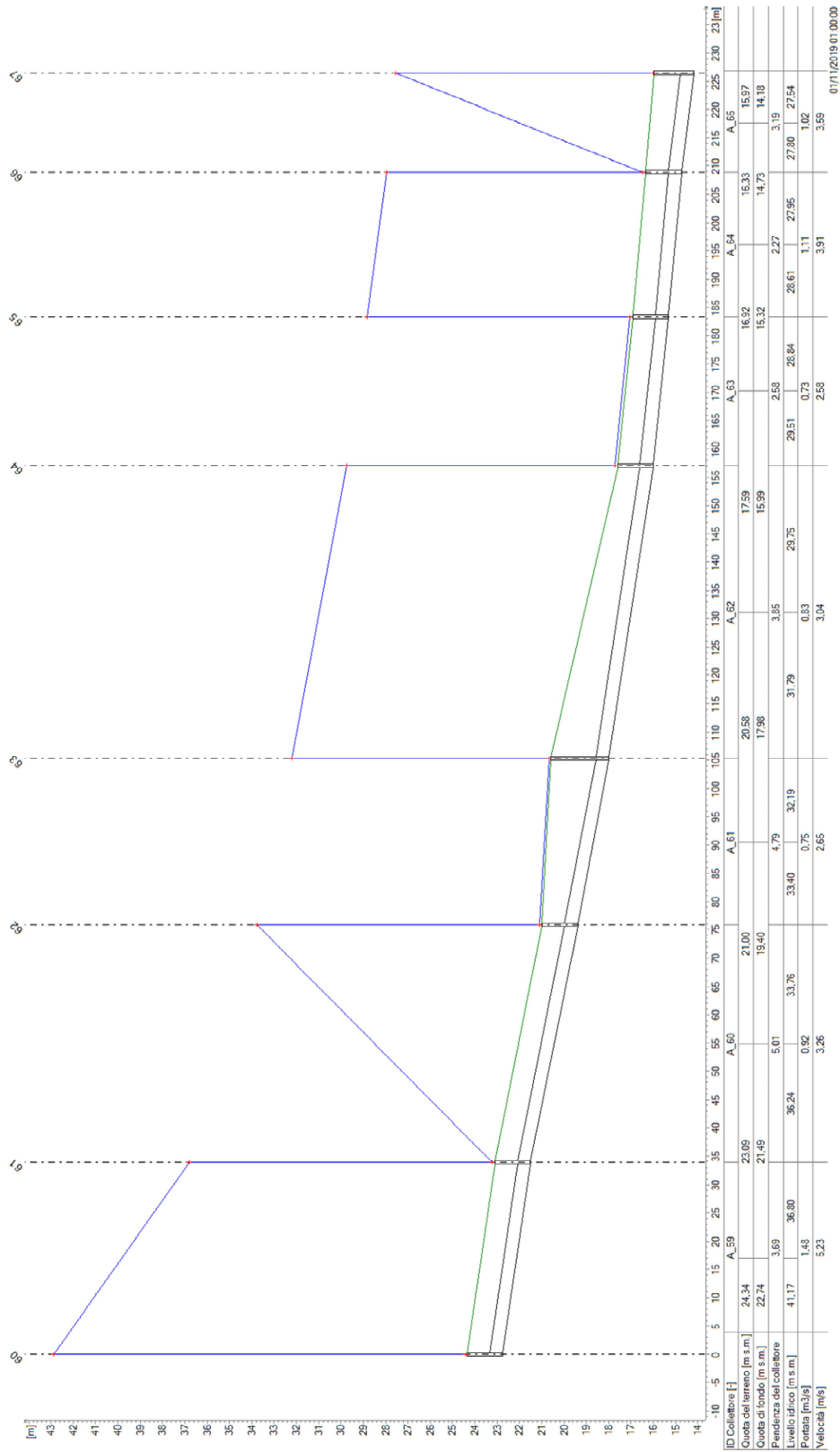
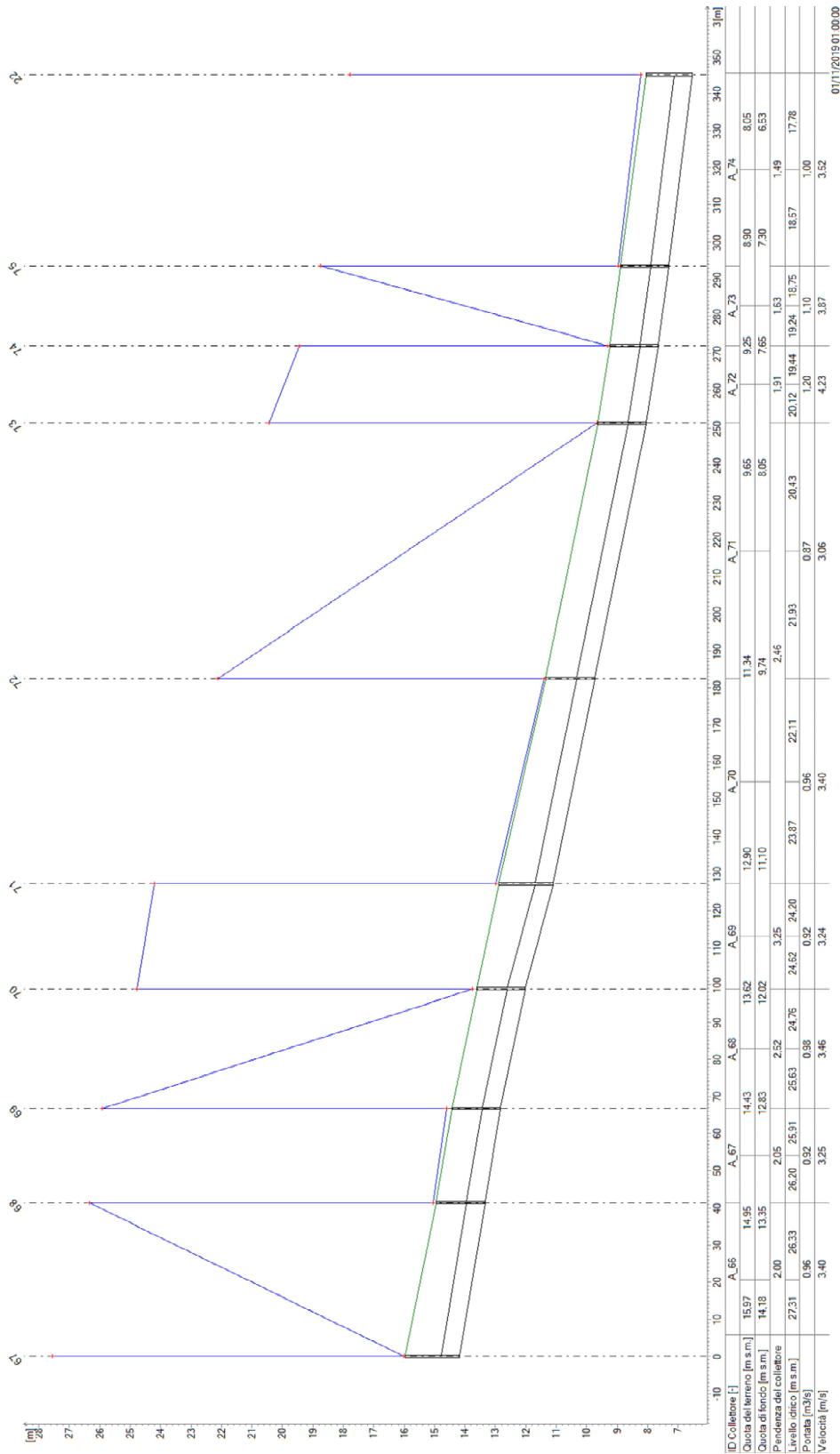
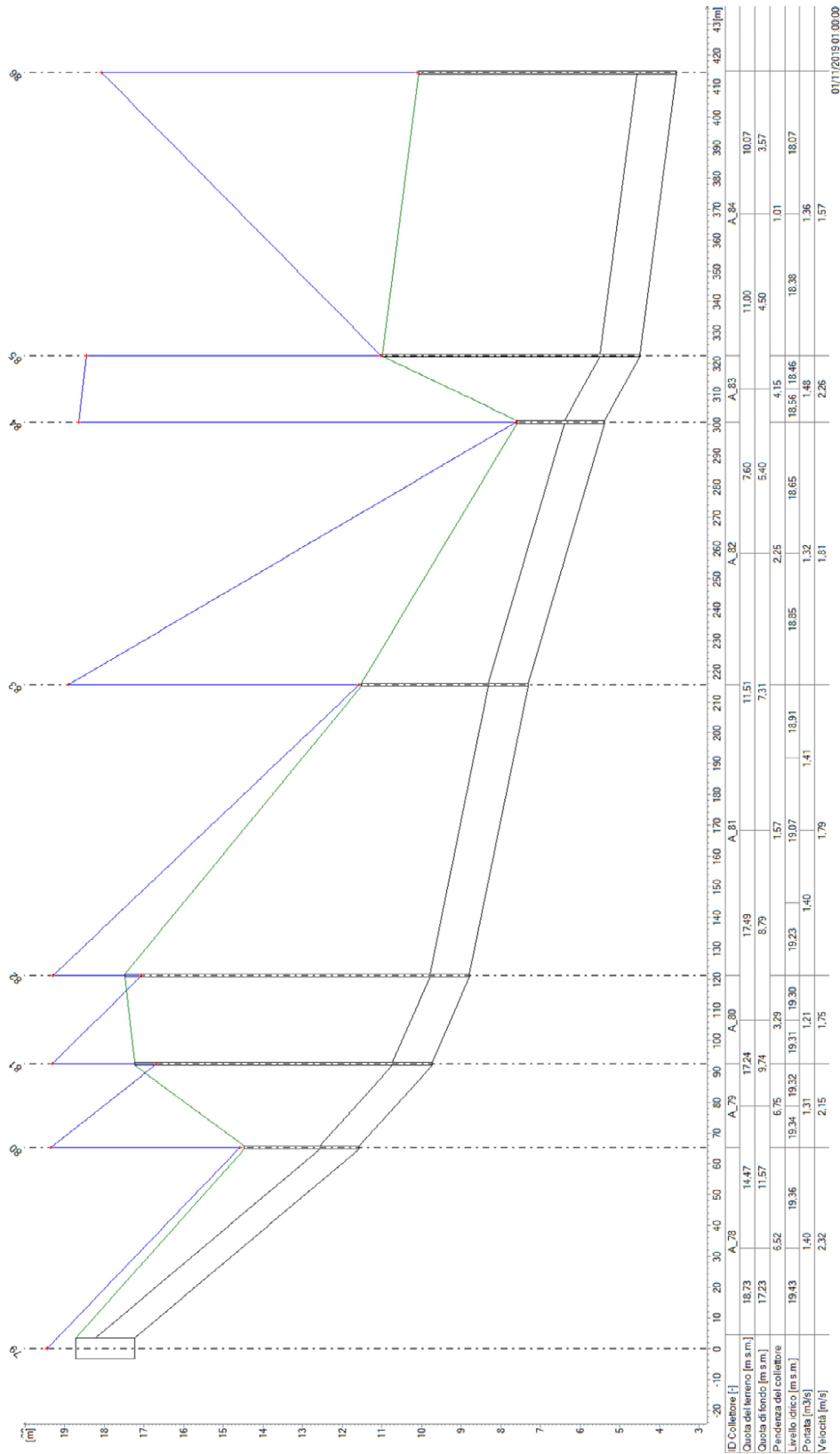


Figura 63 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 60 a pozzetto 67, scenario TR500.



01/11/2019 01:00:00

Figura 64 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orza tombato da pozzetto 67 a pozzetto 22, scenario TR500.



01/11/2019 01:00:00

Figura 65 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orca tombato da pozzetto 79 a pozzetto 86, scenario TR500.

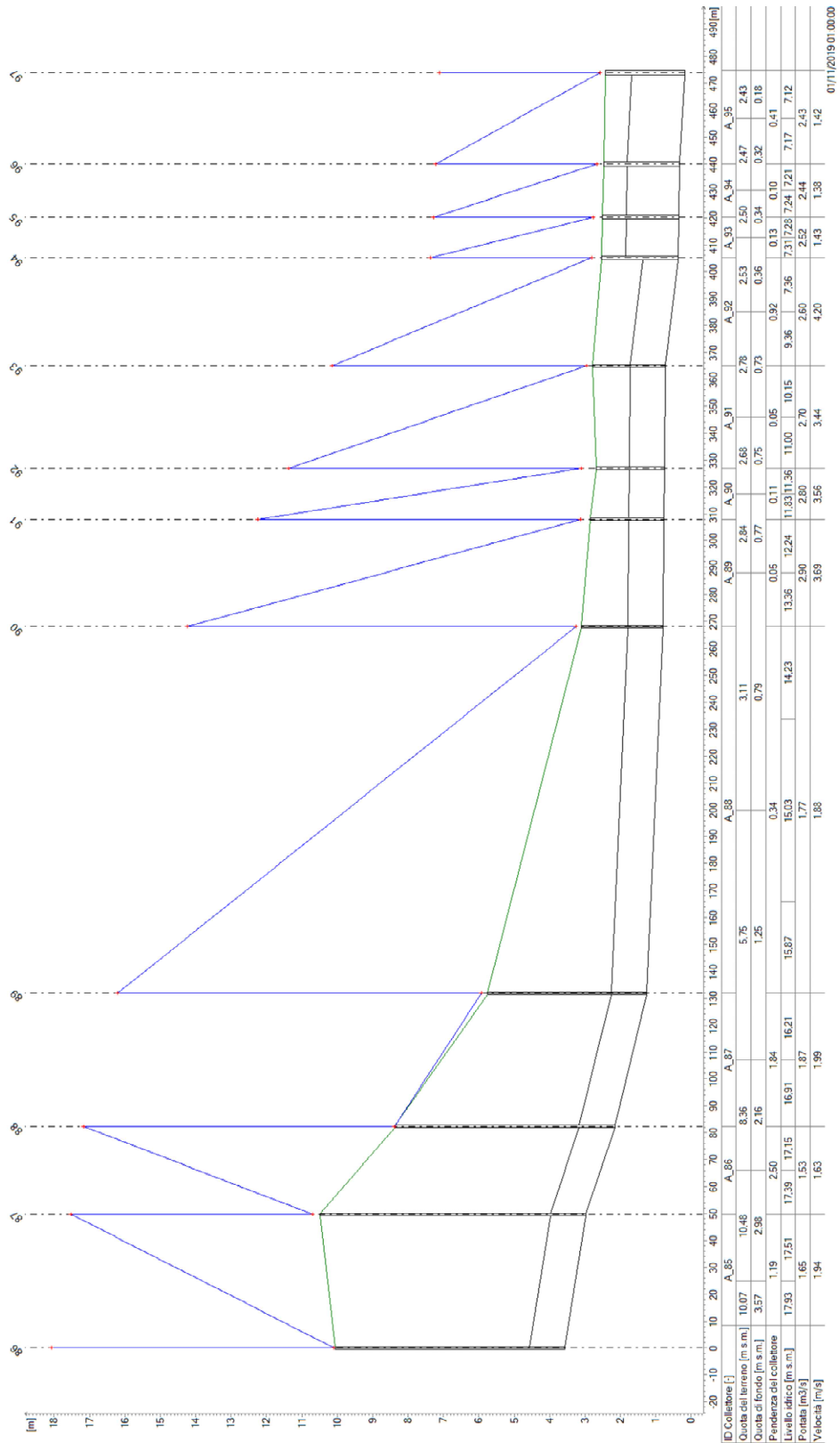


Figura 66 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Orza tombato da pozzetto 86 a pozzetto 97, scenario TR500.

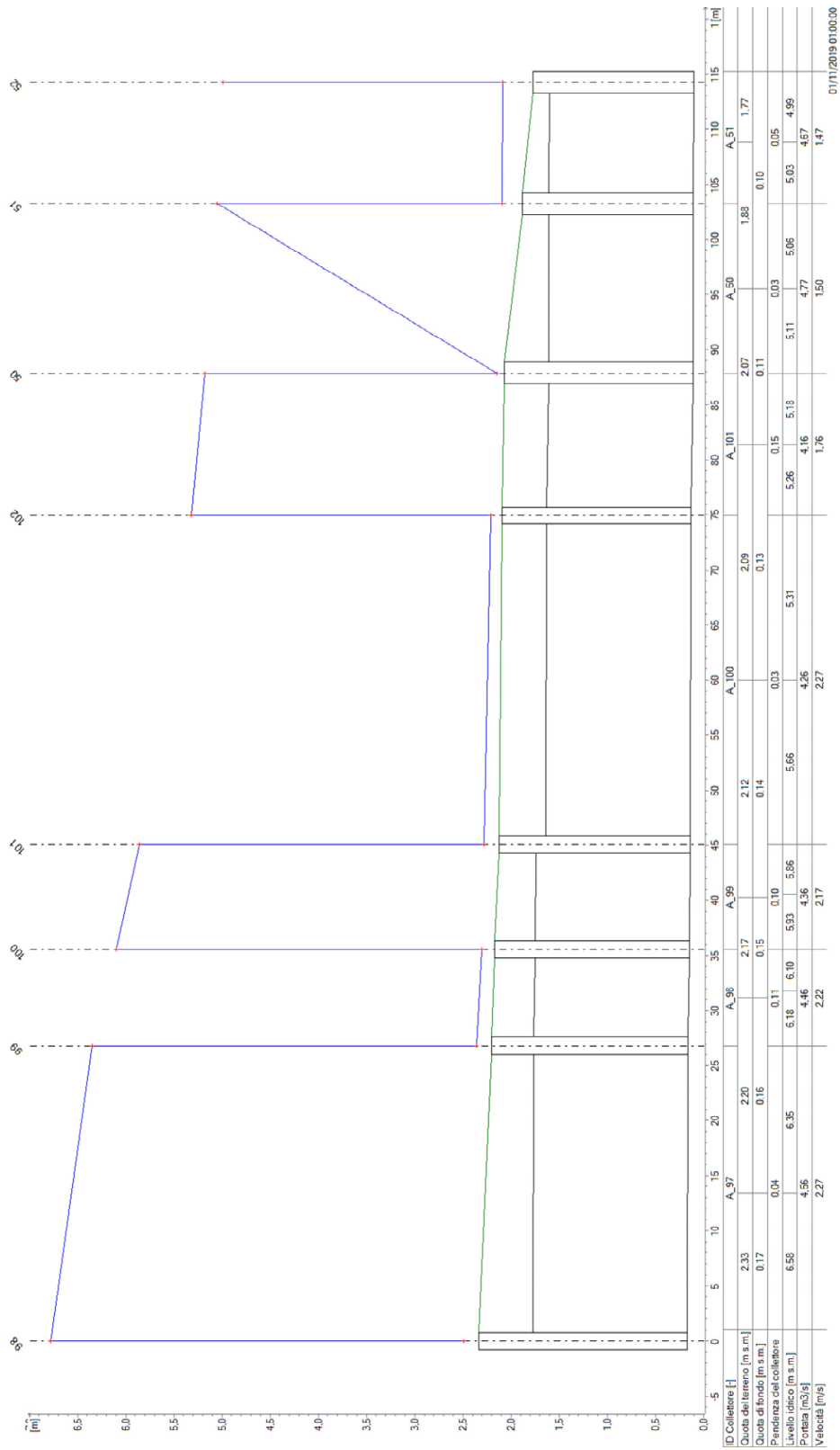


Figura 67 – Profilo longitudinale di corrente del Val dell'Ora tombato da pozzetto 98 a pozzetto 52, scenario TR500.

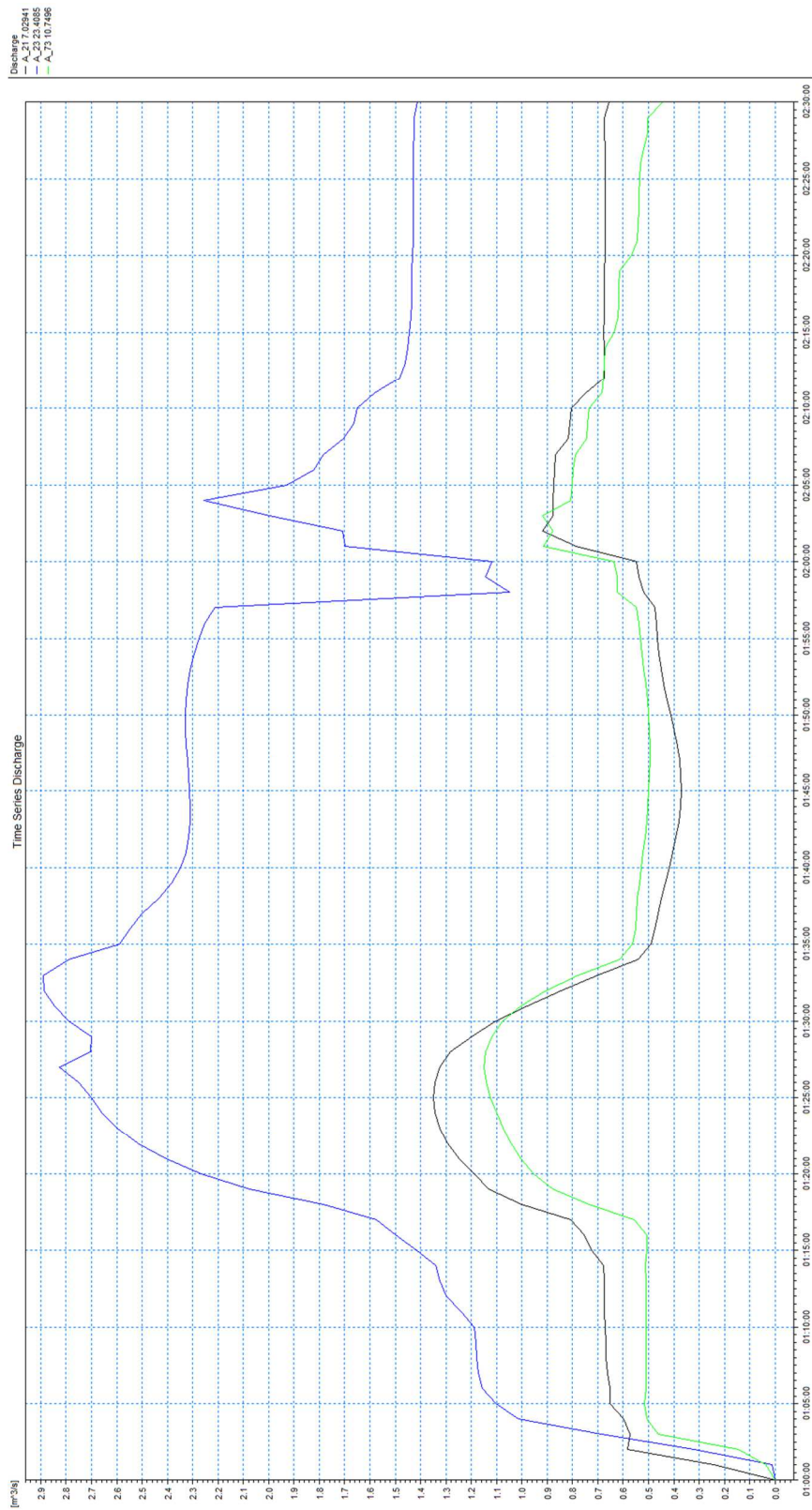


Figura 68 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 500 anni sui collettori A_21, A_23 e A_73.

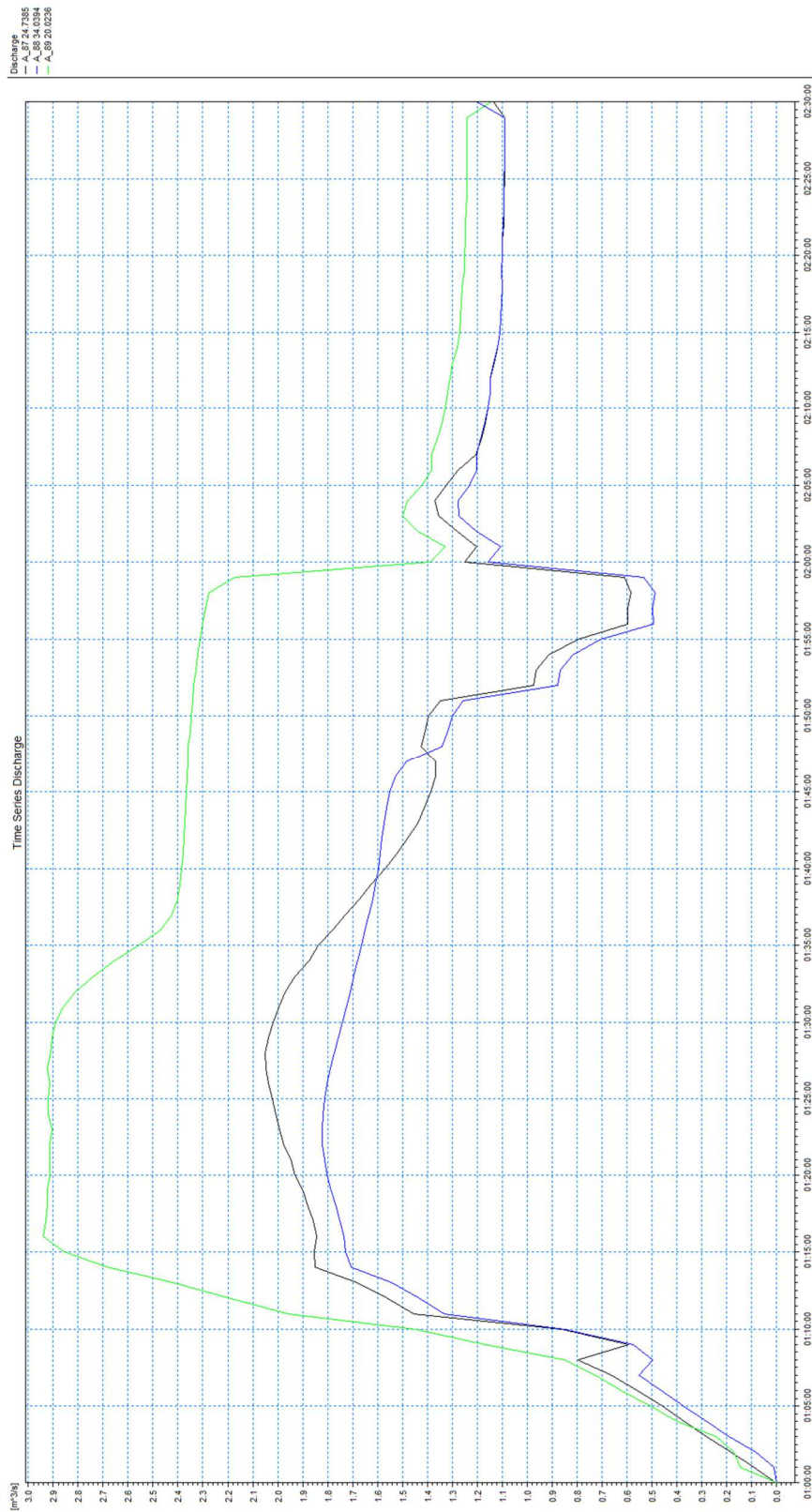


Figura 69 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 500 anni sui collettori A_87, A_88 e A_89.

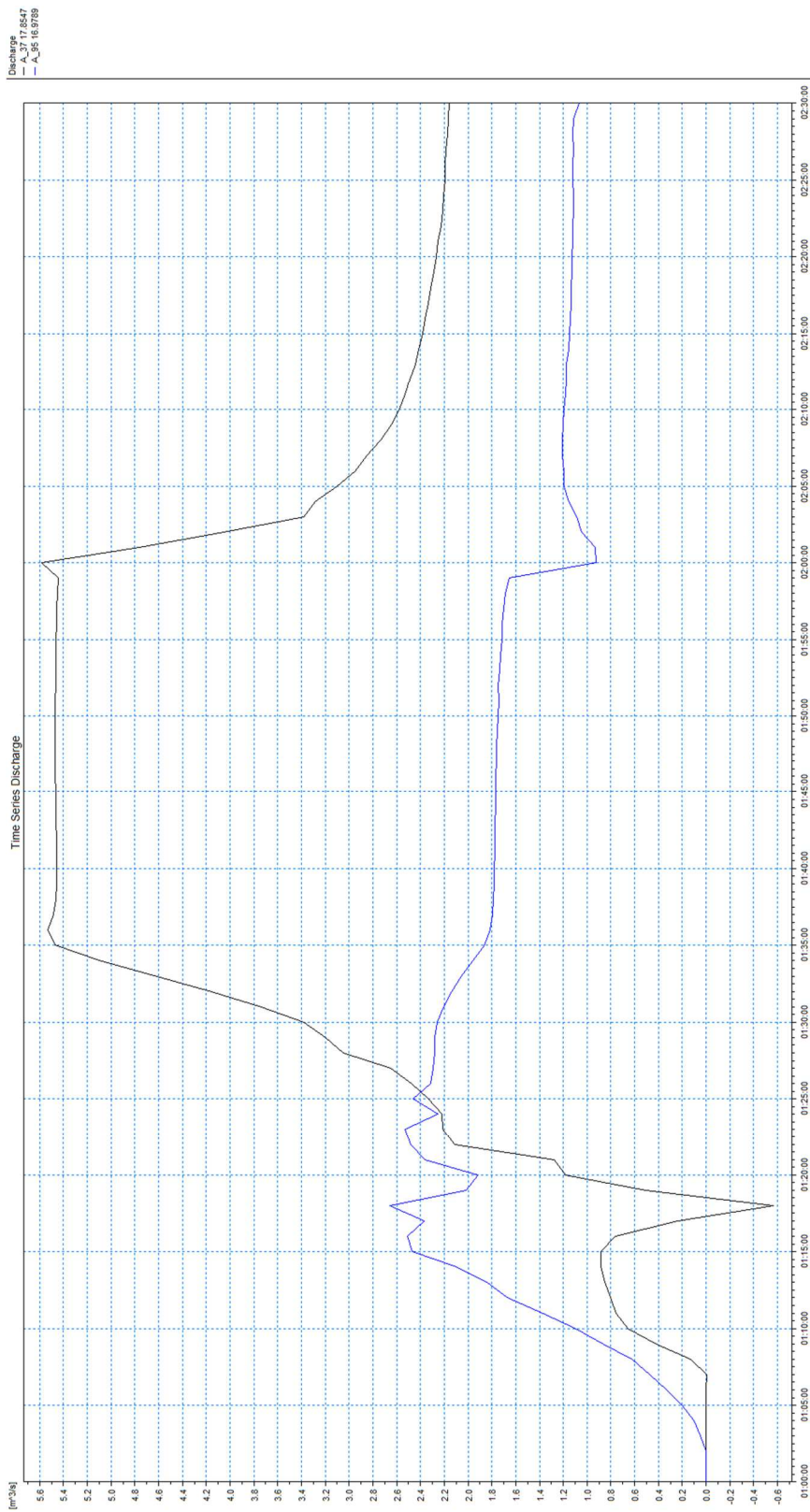


Figura 70 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 500 anni sui collettori A_37 e A_95.

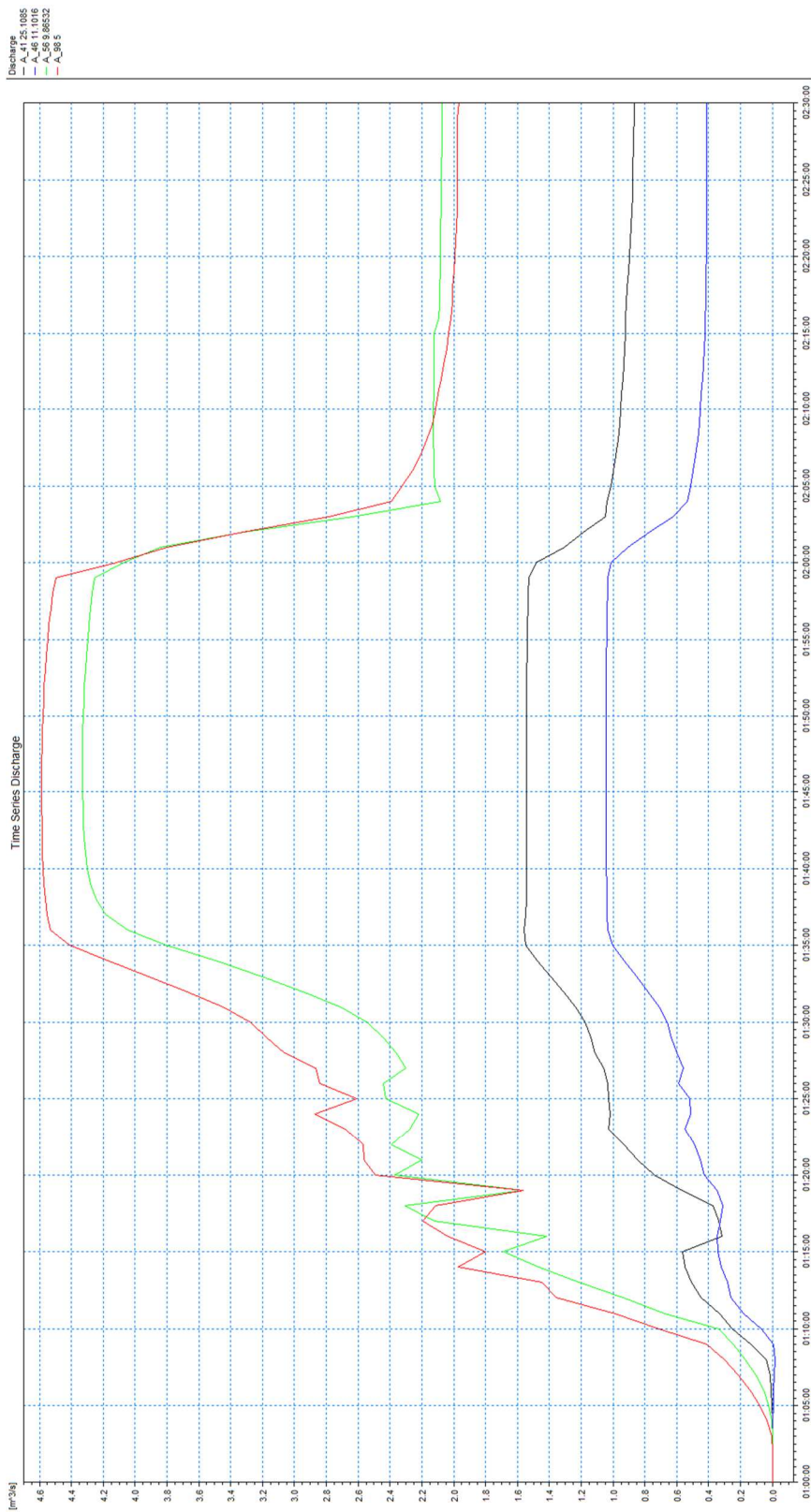


Figura 71 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 500 anni sui collettori A_41, A_46, A_56 e A_98.

5.1.6 Modello 2D - Scenario TR500

In Figura 72 e Figura 75 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno cinquecentennale.

L'esonazione provocata dal passaggio della piena cinquecentennale è caratterizzata da dinamiche di formazione e propagazione del tutto analoghe a quelle descritte per le simulazioni precedenti (TR50 e TR200).

In ragione delle maggiori portate che non trovano recapito nei collettori, le aree allagate risultano maggiormente estese, e i tiranti idrici e le velocità di flusso presentano valori più elevati.

In Figura 73 e Figura 74 è fornito un dettaglio delle aree allagate rispettivamente per la porzione Nord e Sud del dominio di calcolo del modello.

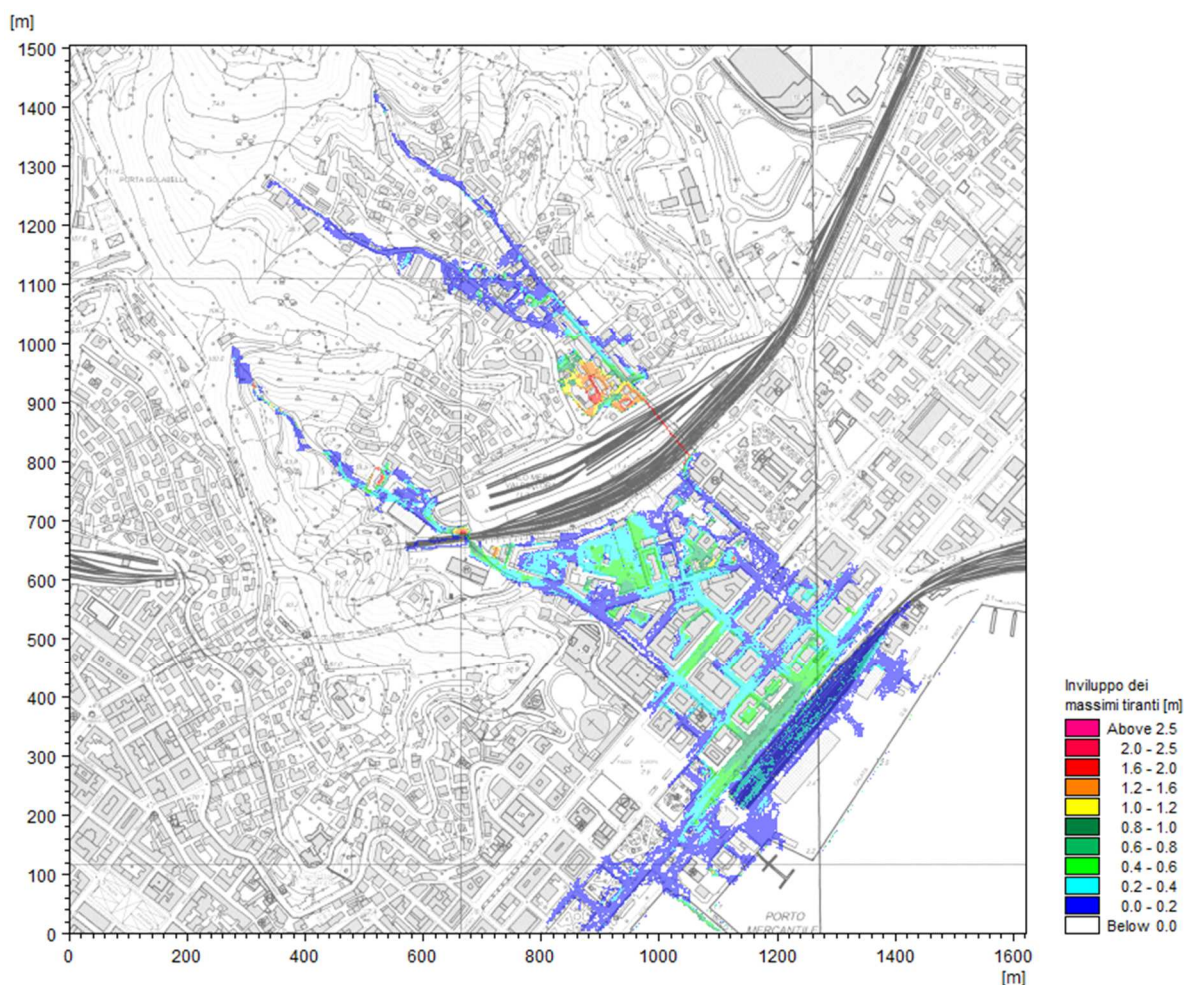


Figura 72 – Distribuzione inviluppo dei massimi tiranti idrici rispetto al piano campagna. TR=500 anni.

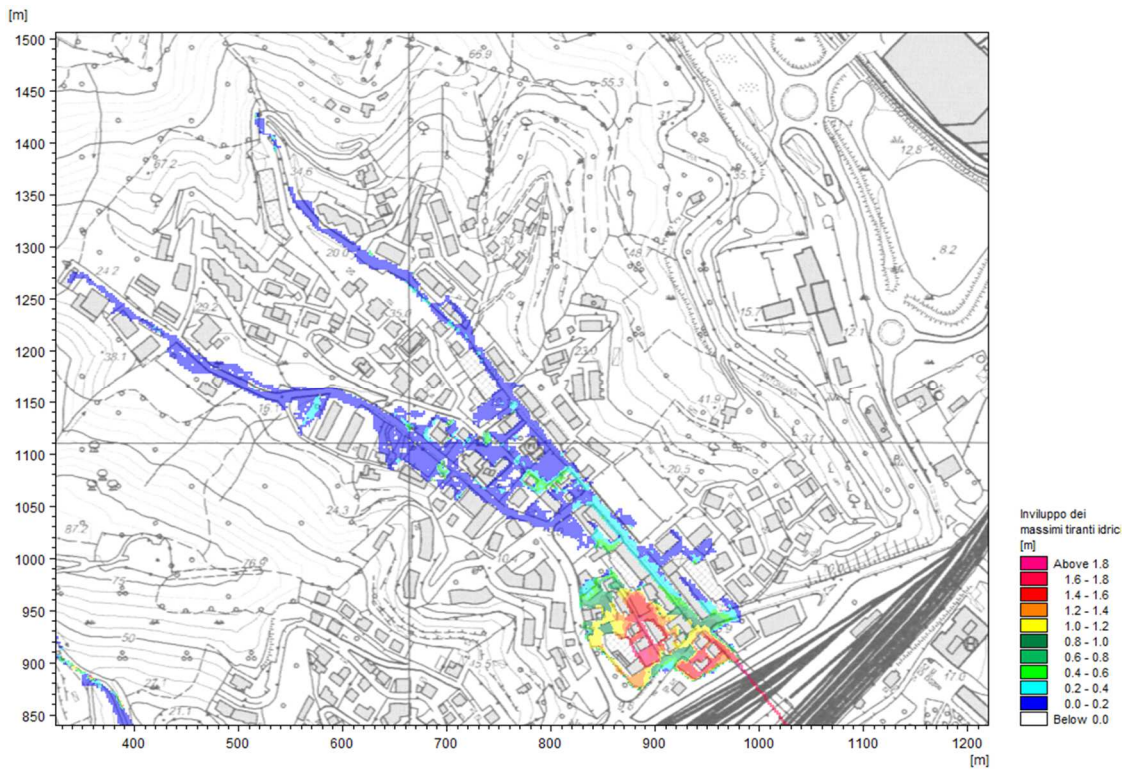


Figura 73 – Distribuzione involuppo delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=500 anni (dettaglio area Nord).

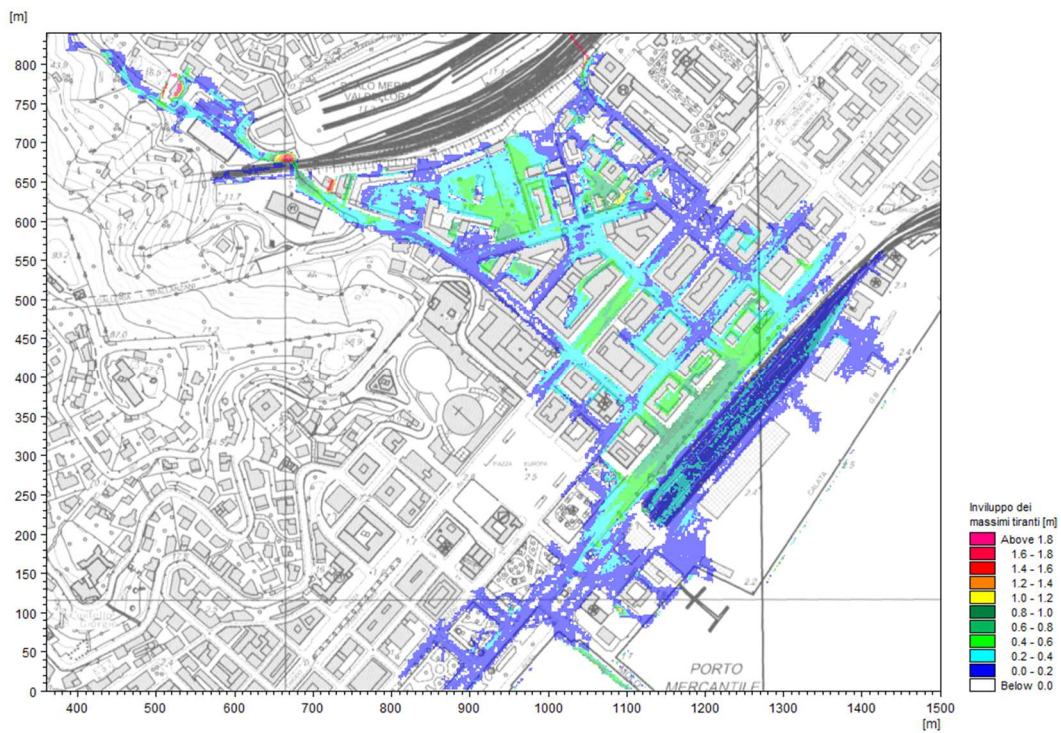


Figura 74 – Distribuzione involuppo delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna, TR=500 anni (dettaglio area Sud).

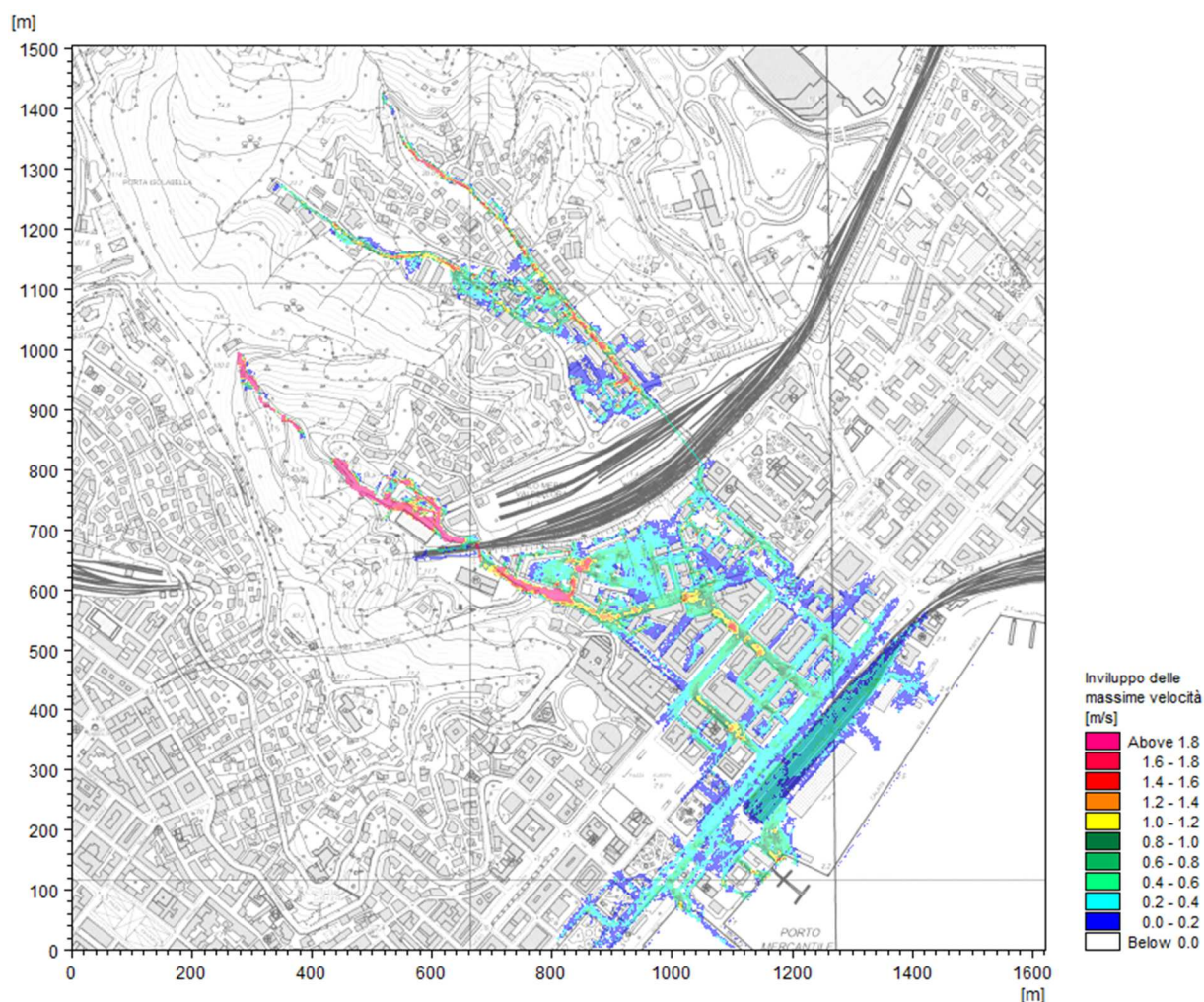


Figura 75 – Distribuzione inviluppo delle massime velocità. TR=500 anni.

6. ANALISI DEI RISULTATI E PROPOSTA DI MODIFICA DELLE FASCE DI PERICOLOSITÀ

Lo studio idraulico di dettaglio descritto nel presente documento ha consentito di ricostruire con accuratezza l'effettiva estensione degli allagamenti attesi in relazione al deflusso delle piene associate a un tempo di ritorno di 50, 200 e 500 anni del corso d'acqua esaminato.

In relazione ai risultati ottenuti è stata effettuata una proposta di perimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica, attualmente non definite dal vigente Piano di Bacino.

Secondo i criteri definiti da quest'ultimo e dalla specifica normativa vigente, il tracciamento delle fasce A, B e C è stato condotto considerando l'inviluppo delle aree interessate da allagamenti per tempi di ritorno rispettivamente di 50, 200 e 500 anni. In Figura 76 e negli elaborati grafici annessi (codice 3636-04-01100) è rappresentata l'estensione delle fasce A, B e C proposte per il rio Val dell'Ora.

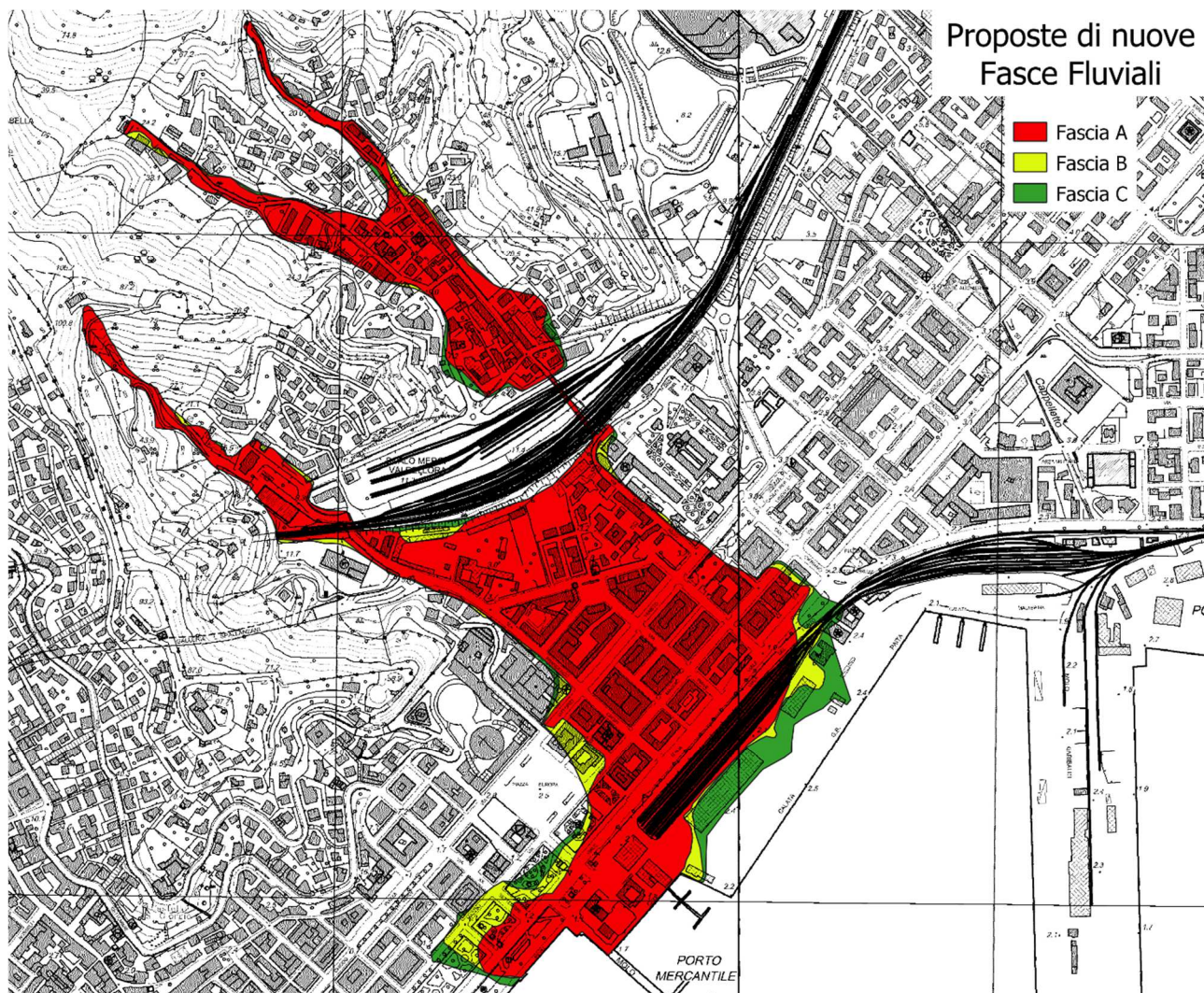


Figura 76 – Estensione delle fasce A, B e C proposte per il rio di Val dell'Ora.

In ragione della generale inadeguatezza dei collettori tombati, largamente inadeguati già al deflusso della piena cinquantennale, la quasi totalità delle aree oggetto di allagamenti è perimetrata in fascia A; le fasce B e C risultano più ampie solo localmente, nelle aree più prossime al mare.

Sono state inoltre determinate le *aree individuate a minor pericolosità* degli ambiti normativi di fascia B, facendo riferimento a quanto previsto dalla DGR 91/2013, evoluzione della precedente DGR 250/2005 con la quale erano *“stati approvati dalla giunta regionale, nella sua qualità di organo dell'autorità di bacino regionale, i criteri per la definizione dei cosiddetti “ambiti normativi delle fasce di inondabilità in funzione di tiranti idrici e velocità di scorrimento”, finalizzati in particolare ad individuare, nell'ambito delle fasce di inondabilità ad assegnati tempi di ritorno (fasce a e b) aree a “minor pericolosità relativa” tali da consentire diverse possibilità edificatorie”*.

L'aggiornamento normativo effettuato con la DGR 91/2013 riporta che: *“A seguito degli eventi alluvionali dell'autunno 2010 e 2011, per alcuni aspetti più intensi e frequenti degli eventi precedentemente occorsi, si è resa opportuna una valutazione dell'adeguatezza e dell'attualità dei criteri ex DGR 250/2005, con analisi di eventuali modifiche od integrazioni da apportare agli stessi. In particolare, è stato ritenuto necessario che per la fascia A, corrispondente alle aree a più alta pericolosità idraulica in quanto inondabili a TR=50 anni, debba essere sempre applicata la normativa ordinaria di fascia A, di cui al testo integrato dei criteri ex DGR 265/2011. È stata pertanto prevista l'eliminazione della possibilità di individuazione di aree a minor pericolosità nella fascia A, tali da consentire una riclassificazione della stessa a fascia B, come previsto dalla DGR 250/2005. Si è ritenuto inoltre necessario aggiornare il criterio tecnico di “minor pericolosità” da applicarsi in fascia B, sulla base dei criteri vigenti dal 2001, nell'obiettivo di privilegiare gli studi di dettaglio a scala di bacino o riguardanti tratti significativi di corso d'acqua, in quanto maggiormente affidabili rispetto a studi locali finalizzati alle singole edificazioni. Il presente documento rappresenta l'aggiornamento dei criteri ex DGR 250/2005, che si intendono pertanto superati”.*

In continuità con quanto previsto nei criteri ex DGR 250/2005, le aree B0 (a minor pericolosità relativa) e BB sono individuate con il criterio di cui alla Figura 77.

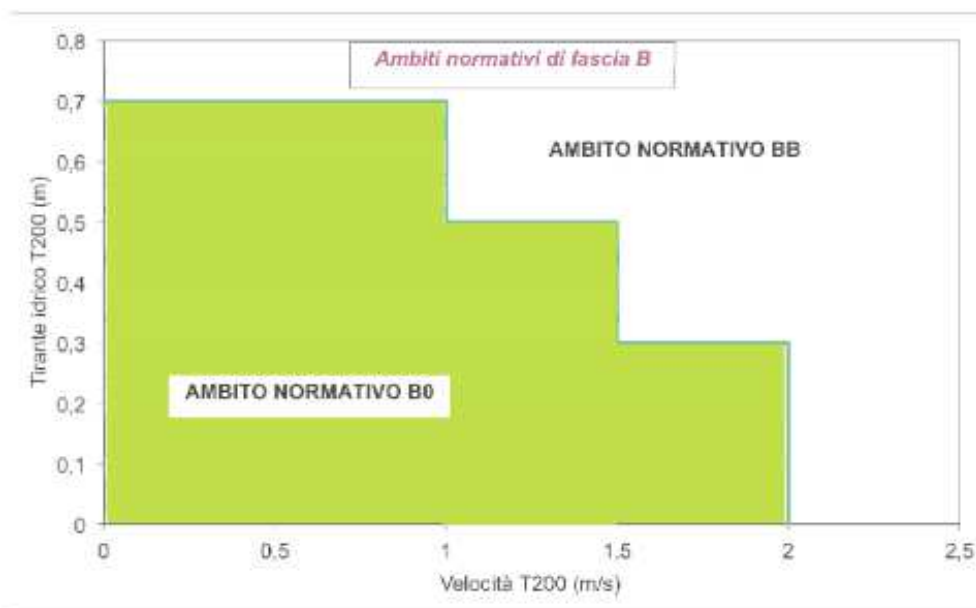


Figura 77 – Definizione delle fasce fluviali BB e B0 ai sensi della DGR 91/2013.

Gli ambiti “B0” e “BB” per i tratti di studio del rio Val dell’Ora sono rappresentati in Figura 78.

Le aree a valle della linea ferroviarie vedono la larga predominanza di ambiti B0, mentre all’opposto si può osservare per le aree a monte (soprattutto in ragione delle più elevate velocità a causa della pendenza dei piani di scorrimento).

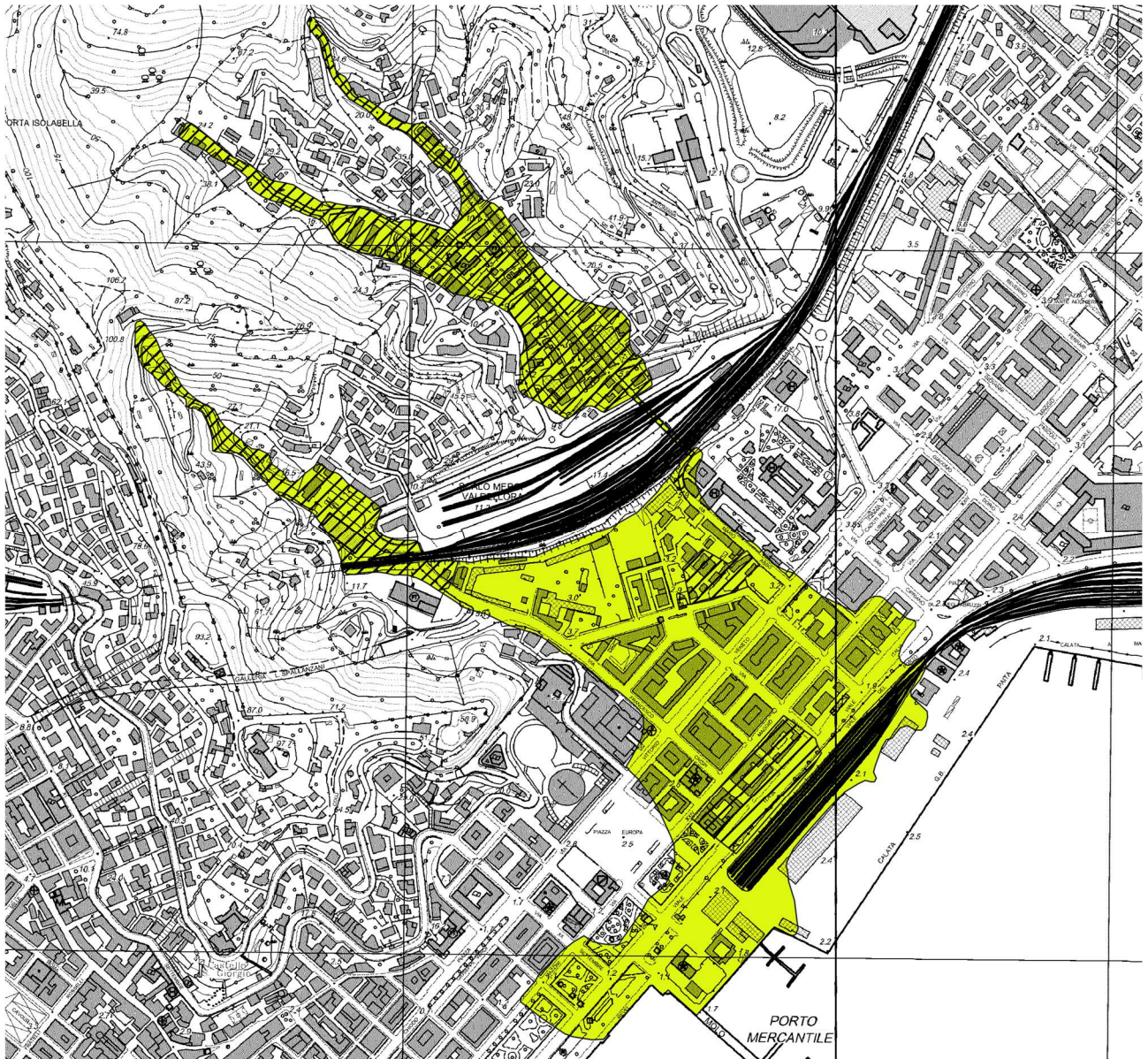


Figura 78 – Definizione delle aree B0 e BB all'interno della fascia B per il rio Val dell'Ora.

ALLEGATO 1 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - HD

PREMESSA

Il programma MIKE 11 è stato realizzato dal DHI (Danish Hydraulic Institute) a partire dal programma SYSTEM 11 che dal 1972, anno della sua messa a punto, ad oggi, è stato usato in un grande numero di applicazioni in tutto il mondo con ottimi risultati e riconoscimenti.

MIKE 11 è un programma generale per la simulazione del flusso idrico a pelo libero in estuari, fiumi, sistemi di irrigazione e simili corpi idrici. MIKE 11 simula il flusso monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali. E' possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- azione del vento;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

L'adozione del programma di simulazione DHI\MIKE 11, consente la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di soluzione numerica molto efficiente che limita i tempi di calcolo consentendo una adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

2. DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI MOTO SIMULATE

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche: Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito.

Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle, cioè simulare i fenomeni di rigurgito.

Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati sia reti idrauliche con maglie chiuse.

3. EQUAZIONI GENERALI DI DE SAINT VENANT

MIKE 11 mediante il terzo tipo di formulazione risolve le equazioni di conservazione del volume e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) che sono derivate sulla base delle seguenti assunzioni:

- a) Il fluido (acqua) è incomprimibile ed omogeneo, cioè senza significativa variazione di densità.
- b) La pendenza del fondo è piccola.
- c) Le lunghezze d'onda sono grandi se paragonate all'altezza d'acqua, in modo da poter considerare in ogni punto parallela al fondo la direzione della corrente: è cioè trascurabile la componente verticale

dell'accelerazione e su ogni sezione trasversale alla corrente si può assumere una variazione idrostatica della pressione.

Integrando le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto si ottiene:

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

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

ed introducendo la resistenza idraulica (attrito) e le portate laterali adottate:

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

dove:

A = area della sezione bagnata (m²);

C = coefficiente di attrito di Chezy (m^{1/2}s⁻¹);

g = accelerazione di gravità (m s⁻²);

h = altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);

Q = portata (m³/s);

R = raggio idraulico (m);

α = coefficiente di distribuzione della quantità di moto;

q = portata laterale adottata (m²/s).

4. SIMULAZIONE DELLE CORRENTI VELOCI CON L'APPROCCIO DELL'ONDA DINAMICA

Per le correnti veloci viene applicata una equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

5. APPROSSIMAZIONE DELL'ONDA DIFFUSIVA

L'approssimazione dell'"onda diffusiva" consiste nel trascurare tutti i termini legati alla quantità di moto nelle equazioni generali di De Saint Venant:

$$gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

Questa formulazione assicura ancora la descrizione dell'effetto di rigurgito attraverso il termine $\partial h/\partial x$. Per ragioni di stabilità questo termine nella soluzione viene smorzato; ciò significa che vengono risolti soltanto fenomeni di rigurgito relativamente stazionari (confrontati con lo step di tempo utilizzato).

6. DESCRIZIONE IN CORRISPONDENZA DI STRUTTURE

Dal punto di vista matematico la descrizione della corrente attraverso stramazzi o soglie e sezioni trasversali strette è abbastanza simile. In MIKE 11 la descrizione di ogni struttura viene effettuata in un segmento di corso d'acqua.

Tipi di strutture simulate

Tipo 1. Stramazzo a larga soglia

Il programma automaticamente determina le caratteristiche di funzionamento standard dello stramazzo sulla base della geometria e dei coefficienti di perdita di carico specificati dall'utente. Viene assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni sulla soglia e vengono utilizzati diversi algoritmi per la simulazione del deflusso libero e di quello rigurgitato.

Tipo 2. Relazione Q-h

Nel caso in cui le condizioni standard di funzionamento (tipo 1) dello stramazzo non risultino adeguate (ad esempio quando è evidente una significativa curvatura delle linee di corrente) è possibile specificare le relazioni Q-h (portate-livelli) valide per la data struttura. La relazione Q-h viene utilizzata per il deflusso libero in condizioni critiche, mentre per il deflusso rigurgitato (o sommerso) vengono utilizzati gli stessi algoritmi della struttura "tipo 1".

Tipo 3. Tombino

Un tombino può essere descritto mediante diversi algoritmi validi per condizioni di deflusso critico, rigurgitato o a "tubo pieno". il funzionamento a "tubo pieno" è a sua volta suddiviso in deflusso libero a valle, flusso rigurgitato e flusso sommerso. Deve essere inserita una relazione Q-h che contempli tutti i casi di deflusso critico allo sbocco del tombino. La portata critica è determinata da una formulazione di stramazzo a larga soglia quando l'imbocco è libero e da una formulazione di luce sotto battente quando l'imbocco è sommerso.

Tipo 4. Relazione Q-t

E' possibile inserire una qualsiasi relazione Q-t esterna per descrivere ad esempio il deflusso da una diga o un pompaggio. Questa relazione sostituisce localmente l'equazione di conservazione della quantità di moto.

Tipo 5. Relazione $Q = A(Z_{j1}) \cdot Z_{j2}$

Il deflusso nell'ambito di una struttura può essere posto in relazione, in modo dinamico, a due qualsiasi variabili indipendenti del sistema consentendo di simulare regole operative particolari. Il deflusso da un invaso può per esempio essere correlato alla portata in ingresso e al livello nell'invaso (o al livello a valle di esso).

Tipo 6. Strutture mobili

E' possibile simulare la presenza di strutture mobili con condizioni di deflusso di tipo sfioro o luce sotto battente. Viene assegnata la geometria fissa della struttura (larghezza, quota del fondo per sistemi a sfioro tipo ventola, quota del livello massimo della paratoia per sistemi con luce sotto battente) ed una regola operativa che determina la quota della parte mobile della struttura in funzione di una delle seguenti condizioni idrodinamiche calcolate dal modello: un livello, una differenza di livelli, una portata, una differenza di portate, il tempo. Il modulo simula dinamicamente la variazione della geometria della struttura ed il flusso che ne consegue.

7. RESISTENZA D'ATTRITO

MIKE 11 consente di utilizzare due diverse formulazioni della resistenza d'attrito: l'espressione di Chezy e quella di Strickler.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{gQ |Q|}{C^2 AR}$$

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{gQ |Q|}{M^2 AR^{4/3}}$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a $1/n$, essendo n il coefficiente di Manning.

8. CONDIZIONI INIZIALI

Le condizioni iniziali possono essere specificate dall'utente oppure essere calcolate automaticamente. Nel secondo caso viene usata la formula di Chezy per determinare i livelli idrici e le portate da considerare all'inizio della simulazione su tutta la rete o schema idraulico. In alternativa a queste due opzioni è possibile anche assumere come condizioni iniziali i risultati di una precedente simulazione effettuata sullo stesso schema idraulico.

9. METODO DI SOLUZIONE

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente:

- i punti Q sono posizionati sempre a metà tra due punti h vicini;
- la distanza tra due punti h può essere variabile;
- ad ogni sezione trasversale d'alveo viene assegnato un punto h;
- ad ogni struttura viene assegnato un punto Q.

10. CONDIZIONI AL CONTORNO

In MIKE 11 le condizioni al contorno sono distinte in esterne ed interne. Le condizioni al contorno interne sono: legami tra punti nodali, strutture, portate interne, attrito indotto dal vento. Le condizioni al contorno esterne sono: valori costanti di h e Q, valori di h e Q variabili nel tempo, relazioni tra h e Q (ad es. scala di deflusso per una sezione d'alveo).

11. DEFINIZIONE DEI PASSI DI CALCOLO

La scelta ottimale dei passi di calcolo Dx (spazio) e Dt (tempo) da utilizzare nell'ambito di una simulazione è molto importante perché questi parametri possono condizionare pesantemente la stabilità del calcolo numerico e quindi i risultati stessi della simulazione.

Esistono due differenti criteri per determinare correttamente i passi di calcolo Dx e Dt. Essi sono descritti nel seguito.

1) Criterio di Courant

$$Cr = \frac{\sqrt{g \cdot d + V}}{Dx} \cdot Dt$$

dove:

- Cr = numero di Courant;
- d = altezza d'acqua media;
- V = velocità media della corrente;
- g = accelerazione di gravità;
- Dt, Dx = passi di calcolo.

Il numero di Courant esprime quanti Dx vengono percorsi da un'onda, causata da una piccola perturbazione, che si muove in un intervallo di tempo Dt unitario.

Per correnti lente ($Fr < 1$), il valore massimo del numero di Courant deve essere inferiore a 20.

2) Criterio della velocità.

Il criterio della velocità stabilisce che i passi Dx e Dt di calcolo siano definiti in modo tale che la corrente si muova di uno spazio Dx in un tempo maggiore di Dt, e cioè:

$$V *Dt < Dx$$

dove V è velocità media della corrente.

In definitiva entrambi i criteri esprimono il concetto che, per un dato passo di tempo Dt, Dx deve essere maggiore di un valore definito; contemporaneamente sia Dt che Dx devono essere inferiori a valori prestabiliti, in modo da descrivere correttamente il fenomeno in esame.

Il modello DHI/MIKE 11 genera automaticamente una griglia di calcolo sulla quale i nodi che rappresentano le altezze d'acqua sono localizzati in corrispondenza delle sezioni trasversali di rilievo. Nel caso in cui la distanza tra due sezioni sia maggiore di Dx, vengono inseriti ulteriori nodi intermedi di calcolo, distanti fra loro Dx o meno.

In osservanza ai sovracitati criteri è possibile definire unicamente intervalli di valori per Dx e Dt e non valori univoci per ogni simulazione.

ALLEGATO 2 – Descrizione del codice di calcolo MIKE21 - HD

Il codice di calcolo MIKE 21 è un programma modulare contenente diversi codici per la simulazione di corpi idrici per i quali sia possibile approssimare il comportamento con l'approssimazione idrodinamica bidimensionale, piana, per fluidi verticalmente omogenei: il numero "21" che contraddistingue il codice sta proprio ad indicare la bidimensionalità nel piano ("2") e la monodimensionalità lungo la verticale ("1").

Il modulo idrodinamico risolve le equazioni complete del moto di de St.Venant in un caso bidimensionale piano (la terza dimensione - asse z - è implicitamente integrata nelle equazioni considerando un mezzo verticalmente omogeneo), non stazionario. Il sistema di de St.Venant è costituito dalle seguenti equazioni.

Equazione di conservazione della massa:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo x:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2} \\ & - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) \right] - \Omega q - fVV_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} p_a \\ & + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) = 0 \end{aligned}$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo y:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2} \\ & - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega p - fVV_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} p_a \\ & + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial S_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial x} \right) = 0 \end{aligned}$$

nelle quali:

- $h(x,y,t)$ = profondità dell'acqua;
- $\zeta(x,y,t)$ = quota del pelo libero;
- $p,q(x,y,t)$ = portate unitarie nelle direzioni x e y;
- $C(x,y)$ = coefficiente di scabrezza di Chezy;
- g = accelerazione di gravità;
- $f(V)$ = fattore d'attrito del vento;
- $V,V_x,V_y(x,y,t)$ = velocità del vento e componenti lungo le direzioni x e y;
- $\Omega(x,y)$ = parametro di Coriolis;
- $p_a(x,y,t)$ = pressione atmosferica;

ρ_w	= densità dell'acqua;
x,y	= coordinate spaziali;
t	= tempo;
$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$	= componenti dello sforzo di taglio che tengono conto della turbolenza e del profilo verticale delle velocità;
S_{xx}, S_{xy}, S_{yy}	= componenti del radiation stress (nel caso la forzante idrodinamica derivi dall'interazione tra il moto ondoso ed il fondo).

Il termine di turbolenza è rappresentato dagli sforzi di taglio τ che compaiono nelle equazioni di conservazione della quantità di moto lungo le direzioni x e y . La formulazione utilizzata prende in considerazione il parametro E "eddy viscosity" che è implementato secondo due modalità:

1. dipendente dal flusso locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(E \frac{\partial p}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

2. oppure dipendente dalla velocità locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hE \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

tali due equazioni rappresentano il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto. Il coefficiente E può essere specificato come costante su tutta la griglia, variabile da punto a punto, o come funzione del campo di velocità locale secondo la formulazione di Smagorinski:

$$E = c_s^2 \Delta^2 \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right]$$

nella quale u e v sono le componenti della velocità locale, Δ è la dimensione spaziale della griglia e c_s è una costante compresa tra 0,25 e 1.

In questo caso il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto (asse x) è dato da:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{1}{2} hE \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right)$$

La portata entrante nell'area di calcolo viene assegnata come portata unitaria ($m^3/s/m$) lungo la frontiera libera dalla quale entra il flusso: viene assegnata al modello la portata complessiva (m^3/s) che viene poi ripartita automaticamente sui punti di calcolo della griglia.

La condizioni iniziale è rappresentata da una situazione di "quiete", nel senso che tutte le componenti delle forzanti sono nulle (portate, velocità, livelli) e variano poi linearmente nel tempo fino a raggiungere il valore

assegnato in un tempo prefissato. Questa tecnica, detta del "soft start" consente di eliminare eventuali brusche oscillazioni iniziali della soluzione che potrebbero presentarsi per problemi di stabilità numerica. Al termine del "soft start" si verifica che la situazione ottenuta sia di effettiva stazionarietà.

Le equazioni del modello sono risolte alle differenze finite utilizzando il metodo ADI (Alternating Direction Implicit). Il sistema di equazioni linearizzate che scaturisce dall'algoritmo è risolto con il metodo DS (Double Sweep, Abbott, 1979).

ALLEGATO 3 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - UHM

Il modulo UHM del codice di calcolo MIKE 11 del DHI (Danish Hydraulic Institute) simula il deflusso generato su un bacino idrografico da un singolo evento di pioggia attraverso l'utilizzo del metodo dell'idrogramma unitario.

La pioggia netta è calcolata assumendo che le perdite nel bacino per infiltrazione possano essere descritte con un valore iniziale fisso e costante, con un valore variabile proporzionale (di fatto come nel metodo razionale) o con il metodo CN del SCS (Soil Conservation Service, 1972).

La pioggia netta è quindi trasformata in deflusso nel corso d'acqua attraverso il metodo dell'idrogramma unitario. Il modulo UHM permette di utilizzare sia l'idrogramma adimensionale del SCS sia qualsiasi idrogramma definito dall'utente e memorizzato in un database, il quale gestisce anche le condizioni al contorno, ovvero le serie storiche dei dati registrati di precipitazione e di portata.

1. MODELLO DELLE PERDITE NEL BACINO

Durante un evento di pioggia parte dell'acqua caduta si infiltra nel suolo. Una grossa parte di tale acqua evapora o raggiunge la rete superficiale come deflusso sotterraneo, quindi dopo un lungo lasso di tempo dalla fine dell'evento.

Quindi risulta ragionevole in questo tipo di modellazione idrologica descrivere la maggior parte dell'infiltrazione come perdita.

La quantità di pioggia che raggiunge il corso d'acqua durante un evento, cioè la precipitazione totale meno la perdita, è definita come pioggia netta.

Il modulo UHM include tre metodi differenti per il calcolo della pioggia netta e sono tutti modelli a parametri concentrati, ovvero che considerano ciascun bacino come un'unità e quindi i parametri utilizzati rappresentano valori medi sul bacino.

Tutti i metodi includono un fattore di aggiustamento areale che tiene conto dell'eventuale distribuzione non uniforme della precipitazione sul bacino.

1. Perdita proporzionale (metodo razionale)

Le perdite sono assunte proporzionali al tasso di precipitazione; la pioggia netta viene espressa come:

$$P_{\text{netta}} = a \cdot A_f \cdot P$$

con:

P_{netta} = pioggia netta (mm/ora);

a = coefficiente di deflusso (fra 0 e 1);

A_f = fattore areale;

P = precipitazione totale (mm/ora).

2. Perdita fissa iniziale e perdita costante

Il metodo prevede che non si produca pioggia netta fino a quando la perdita iniziale, definita a priori dall'utente, non sia stata raggiunta. Di conseguenza la pioggia netta è generata solo quando il tasso di precipitazione è superiore a uno specifico tasso costante di perdita.

$$P_{\text{netta}} = \begin{cases} 0 & \text{per } P_{\text{somma}} < I_a + I_c \cdot dt \\ A_f \cdot P - I_c & \text{per } P_{\text{somma}} > I_a \end{cases}$$

P_{netta} = pioggia netta (mm/ora);

P_{somma} = pioggia cumulata dall'inizio dell'evento (mm);

I_a = perdita iniziale definita dall'utente (mm);

I_c = tasso costante di perdita definito dall'utente (mm/ora);

A_f = fattore areale;

P = precipitazione totale (mm/ora);

dt = passo di tempo di calcolo (ore).

In questo modo il metodo tiene conto del fatto che le perdite sono maggiori all'inizio dell'evento di precipitazione.

3. Perdita con metodo SCS

Il metodo del U.S. Soil Conservation Service (SCS) è stato sviluppato nel 1972 per il calcolo delle perdite durante un evento di pioggia.

Durante un evento di pioggia, l'altezza di pioggia netta (o deflusso diretto P_e) è sempre minore o uguale all'altezza totale di pioggia P ; perciò, quando inizia il deflusso superficiale, l'altezza d'acqua immagazzinata nel bacino, F_a , è minore o uguale alla massima ritenzione potenziale S .

Si individua una certa quantità di pioggia I_a (perdita iniziale) per la quale non si produce alcun deflusso; in tal modo il deflusso potenziale è definito come $P - I_a$.

L'ipotesi del metodo SCS è che il rapporto fra le quantità attuali e potenziali di perdita e precipitazione sia uguale e cioè:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Per il principio di continuità è:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando le precedenti equazioni si ottiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

che è l'equazione base per il calcolo dell'altezza di pioggia netta o deflusso diretto del metodo SCS.

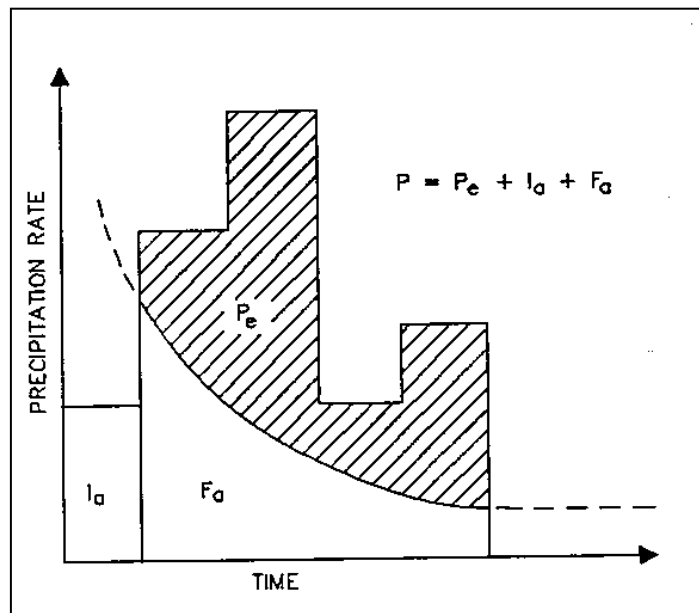


Figura 1. Variabili del metodo SCS.

Sono stati utilizzati i risultati di numerosi piccoli bacini sperimentali per ottenere la relazione empirica:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Ne deriva l'equazione base utilizzata nel modello UHM:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Il fattore \$S\$, ritenzione massima potenziale del bacino, è calcolato attraverso il parametro adimensionale \$CN\$, utilizzando la seguente formula empirica derivata dall'analisi del fenomeno afflussi-deflussi su un gran numero di bacini:

$$S = ((1000 / CN) - 10) \cdot 25.4 \quad (\text{mm})$$

Il valore del parametro \$CN\$ (curve number) dipende dal tipo di suolo, dall'uso del suolo e dalle condizioni precedenti di imbibizione del suolo all'inizio dell'evento di pioggia (confronta tabella 1 allegata). Varia fra 0, cioè nessun deflusso, e 100, cioè pioggia netta pari alla pioggia totale. Per bacini naturali generalmente \$CN\$ varia fra 50 e 100.

Le classi di appartenenza del suolo nel metodo SCS sono:

- A. Suoli ad alta permeabilità, costituiti da sabbie grossolane, silt calcarei non consolidati ed omogenei.
- B. Suoli a moderata permeabilità, costituiti da sabbie limose ed argillose.
- C. Suoli a medio-bassa permeabilità, costituiti da argille e limi, con contenuti organici.
- D. Suoli a bassa permeabilità, costituiti da argille plastiche, con livello piezometrico permanentemente alto.

Il modello opera considerando tre diverse condizioni precedenti di imbibizione:

AMC (I) : condizioni secche, vicine all'appassimento;
 AMC (II) : condizione medie, vicine alla capacità del suolo;
 AMC (III): condizioni bagnate, vicine alla saturazione.

Per ciascun passo di calcolo la pioggia netta è calcolata come la differenza fra la pioggia netta cumulata fra l'inizio e la fine del passo di tempo.

Il metodo SCS è stato sviluppato sulla base di eventi di pioggia giornalieri e di conseguenza il programma considera l'inizio di un nuovo periodo di 24 ore come un nuovo evento, cioè:

- ogni 24 ore AMC è aggiornato di una classe ogni 16 mm di pioggia caduti durante il periodo di simulazione;
- CN e S sono ricalcolati in relazione al valore aggiornato di AMC, utilizzando la tabella 2 allegata; il quantitativo di pioggia netta P_e e resettato a zero.

CN FOR CONDITION II	CORRESPONDING CN FOR CONDITION	
	I	II
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

Tabella 2 - Confronto fra i valori di CN nelle diverse condizioni idrologiche (Mc Cuen - SCS Method).

Runoff Curve Numbers for Hydrologic Soil-Cover Complexes
(Antecedent Moisture Condition II, and $I_a * 0.2 S$)

Land Use Description/Treatment/Hydrologic Condition		Hydrologic Soil Group			
		A	B	C	D
Residential:					
Average lot size	Average Impervious				
1/8 acre or less	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.		98	98	98	98
Streets and roads:					
paved with curbs and storm sewers		98	98	98	98
gravel		76	85	89	91
dirt		72	82	87	89
Commercial and business area (85% impervious)		89	92	94	94
Industrial districts (72% impervious)		81	88	91	93
Open Spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.					
good condition: grass cover on 75% or more of the area		39	61	74	80
fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area		49	69	79	84
Fallow	Straight row	---	77	86	91
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88
	Straight row	Good	67	78	85
	Contoured	Poor	70	79	84
	Contoured	Good	65	75	82
	Contoured & terraced	Poor	66	74	80
	Contoured & terraced	Good	62	71	78
Small grain	Straight row	Poor	65	76	84
		Good	63	75	83
	Contoured	Poor	63	74	82
		Good	61	75	81
	Contoured & terraced	Poor	61	72	79
		Good	59	70	78
Close - seeded legumes 4/ or rotation meadow	Straight row	Poor	66	77	85
	Straight row	Good	58	72	81
	Contoured	Poor	64	75	83
	Contoured	Good	55	69	78
	Contoured & terraced	Poor	63	73	80
	Contoured & terraced	Good	51	67	76
Pasture or range	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81
	Contoured	Fair	6	35	70
		Good	30	58	71
Meadow		Good	30	58	71
Woods or Forest land		Poor	45	66	77
		Fair	36	60	73
		Good	25	55	70
Farmsteads		---	59	74	82

Tabella 1 - Valori del coefficiente CN (Rif. Mc Cuen - S.C.S. Method).

2. MODELLO DELL'IDROGRAMMA UNITARIO

Il metodo dell'idrogramma unitario è un semplice modello lineare che può essere usato per derivare l'idrogramma risultante da un qualsiasi quantitativo di pioggia netta.

L'idrogramma unitario rappresenta la funzione di risposta impulsiva unitaria di un sistema idrologico lineare, ovvero l'idrogramma diretto di portata risultante da un'unità di pioggia netta nella durata t_r .

Le seguenti ipotesi sono la base del metodo:

- (i) la pioggia netta ha intensità costante nella durata effettiva
- (ii) la pioggia netta è distribuita uniformemente sull'intero bacino idrografico
- (iii) il tempo di base dell'idrogramma di portata risultante da una pioggia netta di data durata è costante
- (iv) le ordinate di tutti gli idrogrammi di portata con una comune base di tempo sono direttamente proporzionali all'ammontare totale della pioggia netta rappresentata da ciascun idrogramma
- (v) è applicato il principio di sovrapposizione degli idrogrammi risultanti da periodi in continuo o isolati di pioggia netta a intensità costante
- (vi) per un dato bacino, l'idrogramma risultante da una specifica pioggia netta riflette le condizioni invariabili del bacino.

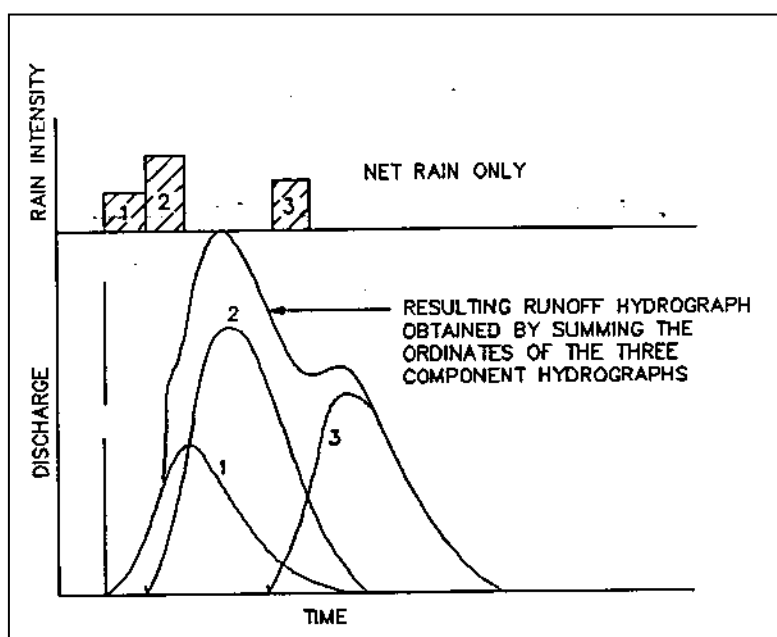


Figura 2. Principio di sovrapposizione degli idrogrammi di portata.

In condizioni naturali le precedenti ipotesi non sono perfettamente soddisfatte. Tuttavia, in molti casi le condizioni idrologiche sono sufficientemente vicine alle ipotesi sopraddette in modo tale da generare risultati soddisfacenti.

In accordo con le sopraddette ipotesi, il modello ad ogni passo di tempo determina l'idrogramma corrispondente alla pioggia netta generata dal modello delle perdite nel bacino nello stesso passo di tempo, e aggiunge tale risposta al contributo di deflusso generato nel passo di tempo precedente.

2.1 Tipi di idrogrammi unitari

Un idrogramma unitario è caratterizzato dalla durata della pioggia unitaria (t_r) e dal "lag time" (t_l) definito come la differenza di tempo fra il centro dell'evento unitario di pioggia e il picco di portata.

Il tempo di picco (T_p), cioè il tempo dall'inizio dell'evento fino al momento in cui si verifica il picco di portata, può essere calcolato come:

$$T_p = t_r/2 + t_l$$

In realtà l'idrogramma unitario per un dato bacino è unico. Tuttavia sono stati fatti molti sforzi per sviluppare un idrogramma unitario sintetico che potesse essere più e meno generalmente applicabile.

Nel presente modello sono specificati due tipi di idrogrammi unitari sintetici: l'SCS triangolare e l'SCS adimensionale.

L'utente può sceglierne uno dei due o decidere di utilizzare uno specifico idrogramma preso dal database.

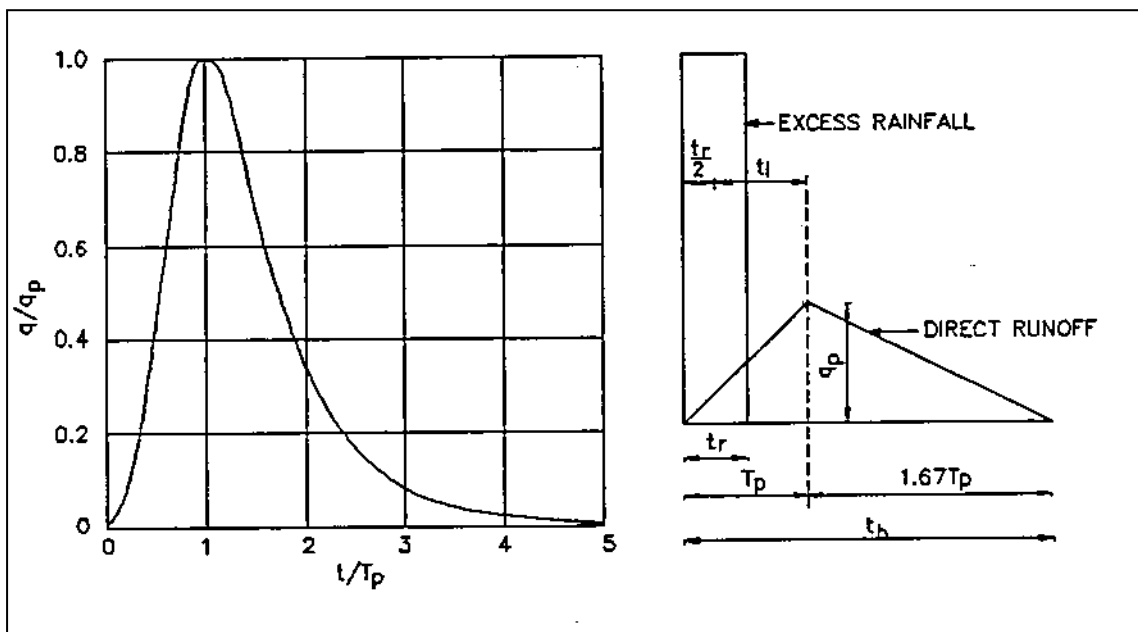


Figura 3. Idrogrammi sintetici del Soil Conservation Service.

Il modello permette di inserire nel database tre tipi di idrogrammi unitari definiti dall'utente:

- un idrogramma adimensionale specificato come: portata diviso portata di picco (q/q_p) funzione del tempo diviso tempo di picco (T/T_p)
- idrogrammi specifici per ciascun bacino, dimensionati e con le corrispondenti durate unitarie di pioggia t_r
- idrogrammi unitari istantanei derivati dal metodo area-tempo

Gli idrogrammi unitari istantanei sono automaticamente convertiti in idrogrammi, ovvero con una durata unitaria di precipitazione uguale al passo di calcolo dt , attraverso la formula:

$$q_{dt}(t) = (q(t) + q(t - dt))/2$$

dove:

$q_{dt}(t)$ è l'ordinata al tempo t dell'idrogramma convertito

$q(t)$ è l'ordinata al tempo t dell'idrogramma istantaneo

t è tempo di calcolo attuale

dt è il passo di tempo di calcolo

L'utente deve specificare il "lag time" che deve essere utilizzato nei calcoli. Il programma mette quindi automaticamente nella giusta scala l'idrogramma applicato, facendo attenzione che l'area sotto la curva risulti unitaria.

Il "lag time" può anche essere calcolato dai dati caratteristici del bacino utilizzando la formula sperimentale del SCS:

$$t_l = \frac{(L \cdot 3,28 \cdot 10^3)^{0,8} \cdot (1000/CN - 9)^{0,7}}{(1900 \cdot Y^{0,5})}$$

dove

t_l = lag time (ore)

L = lunghezza del bacino (km)

CN = SCS curve number

Y = pendenza media del bacino (%)

Un idrogramma unitario derivato dalle curve area-tempo è considerato specifico del bacino. Di conseguenza non si può specificare un lag time arbitrario se si utilizza tale metodo. Il programma utilizza semplicemente il lag time implicitamente dato dalle curve area-tempo.

Il metodo area-tempo implementato nel modulo UHM descrive una pura traslazione dello idrogramma di pioggia netta attraverso la rete di drenaggio superficiale, descritta usando il tempo di percorrenza del canale di flusso. L'idrogramma in uscita ignora quindi gli effetti di immagazzinamento nel bacino.

2.2 Passo di tempo di calcolo

Se si utilizza un idrogramma unitario definito dall'utente è l'utente stesso che deve verificare che il passo di tempo specificato corrisponda alla durata unitaria di pioggia dell'idrogramma unitario.

Se si utilizzano gli idrogrammi del SCS è suggerito un passo di tempo selezionato come il 22% del lag time ed in ogni caso non superiore al 27% del lag time.

ALLEGATO 4 – Descrizione del codice di calcolo MIKE URBAN CS

1. PREMESSA

MIKE URBAN Collection System è il codice di calcolo monodimensionale per le reti di drenaggio. Con MIKE URBAN CS è possibile utilizzare quale motore di calcolo per la simulazione idrodinamica delle correnti non stazionarie nelle reti fognarie, a pelo libero o in pressione, sia SWMM che MOUSE, quest'ultimo sviluppato dal DHI.

MIKE URBAN CS è composto da 5 moduli attivabili all'interno del menù del Model Manager:

- CS-Pipeflow – Modulo idrodinamico
- CS-Rainfall-Runoff – Modulo idrologico
- CS-Control – Modulo di controllo in tempo reale
- CS-Pollution Transport – Modulo per il calcolo del trasporto solido e di inquinanti
- CS-Biological Processes – Modulo per i processi biologici
- CS-Pipeflow, permette la modellazione di un'ampia gamma di strutture idrauliche, incrementi di pressione, particolari strutture idrauliche definite dall'utente, regole operative complesse, ecc. oltre ad avere a disposizione un'ampia gamma di ulteriori strumenti e moduli per l'idrologia, la qualità delle acque ed il tempo reale.

2. MODELLO MATEMATICO ED EQUAZIONI

Il modello di calcolo idrodinamico risolve le equazioni complete di De St.Venant attraverso la rete di drenaggio (a maglia chiusa o ramificata), permettendo la modellazione degli effetti di rigurgito, inversioni di flusso, sovrappressioni nei tombini, deflusso a pelo libero ed in pressione, condizioni al contorno variabili nel tempo (ad esempio effetti di marea), bacini di accumulo.

Il motore di calcolo MOUSE è stato progettato per simulare qualsiasi tipologia di rete e tubazioni con sezione di qualsiasi forma. Qualsiasi struttura può essere rappresentata, comprese pompe, luci sottobattenti, sifoni ecc..

2.1 Equazioni di De Saint Venant

Il calcolo delle correnti in moto vario viene effettuato risolvendo le equazioni di continuità e di quantità di moto, basate sulle seguenti assunzioni:

- fluido incomprimibile e omogeneo;
- pendenza del fondo modesta;
- direzione prevalente del moto monodimensionale;
- pressioni idrostatiche lungo la verticale.

Le equazioni del moto assumono la forma generale seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA I_f = gA I_0 \quad (3.2)$$

dove:

- Q = portata, [m³/s];
- A = area, [m²];
- y = altezza d'acqua, [m];
- g = accelerazione di gravità, [m/s²];
- x = progressiva lungo la direzione di moto, [m];
- t = tempo, [s];
- α = coefficiente di distribuzione delle velocità;
- I₀ = pendenza di fondo;

I_f = pendenza della linea dell'energia.

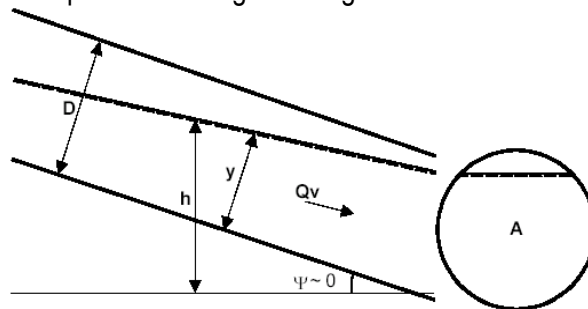
2.2 Implementazioni delle equazioni del moto in MOUSE

Le equazioni di De Saint Venant possono essere scritte nel seguente modo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(I_0 - I_f) \quad (3.4)$$

La schematizzazione ipotizzata è riportata nella figura a seguire:



Schema della sezione di una condotta.

Il coefficiente di distribuzione delle velocità tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità in una determinata sezione e può essere espresso con la formula:

$$\alpha = \frac{A}{Q^2} \int_A v^2 dA \quad (3.5)$$

Assumendo che la pendenza del fondo sia piccola, essa può essere espressa come funzione dell'altezza d'acqua e del gradiente della superficie libera come:

$$I_0 \approx \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3.6)$$

In questo modo è possibile utilizzare l'altezza h del pelo libero rispetto ad una quota di riferimento, come variabile dipendente al posto dell'altezza d'acqua y . L'equazione del momento può quindi assumere la forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA I_f \quad (3.7)$$

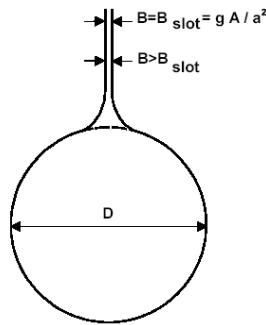
mentre la pressione e le forze di gravità possono essere espresse in un unico termine

$$gA \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3.8)$$

Le equazioni descritte sono valide per correnti a pelo libero ma possono essere generalizzate ed estese anche in caso di moto in pressione come descritto successivamente.

2.3 Schematizzazione delle correnti in pressione

Nel momento in cui la portata raggiunge il valore limite di capacità della tubazione si instaura un moto in pressione e le assunzioni di base delle equazioni di Saint Venant non sono più valide. Tuttavia è possibile generalizzare tali equazioni, rendendole valide anche per il moto in pressione. Ciò è reso possibile introducendo uno "slot" fittizio in corrispondenza della sommità della condotta, come rappresentato nella figura seguente, che permette di estendere la sezione di calcolo della tubazione rendendo valide le equazioni di De Saint Venant.



Schematizzazione del moto in pressione.

2.4 Condizioni di moto simulate

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche:

- Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito.
- Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle, cioè simulare i fenomeni di rigurgito.
- Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati che reti idrauliche con maglie chiuse.

2.5 Simulazione delle correnti veloci con l'approccio dell'onda dinamica

Per le correnti veloci viene applicata un'equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

2.6 Condizioni iniziali

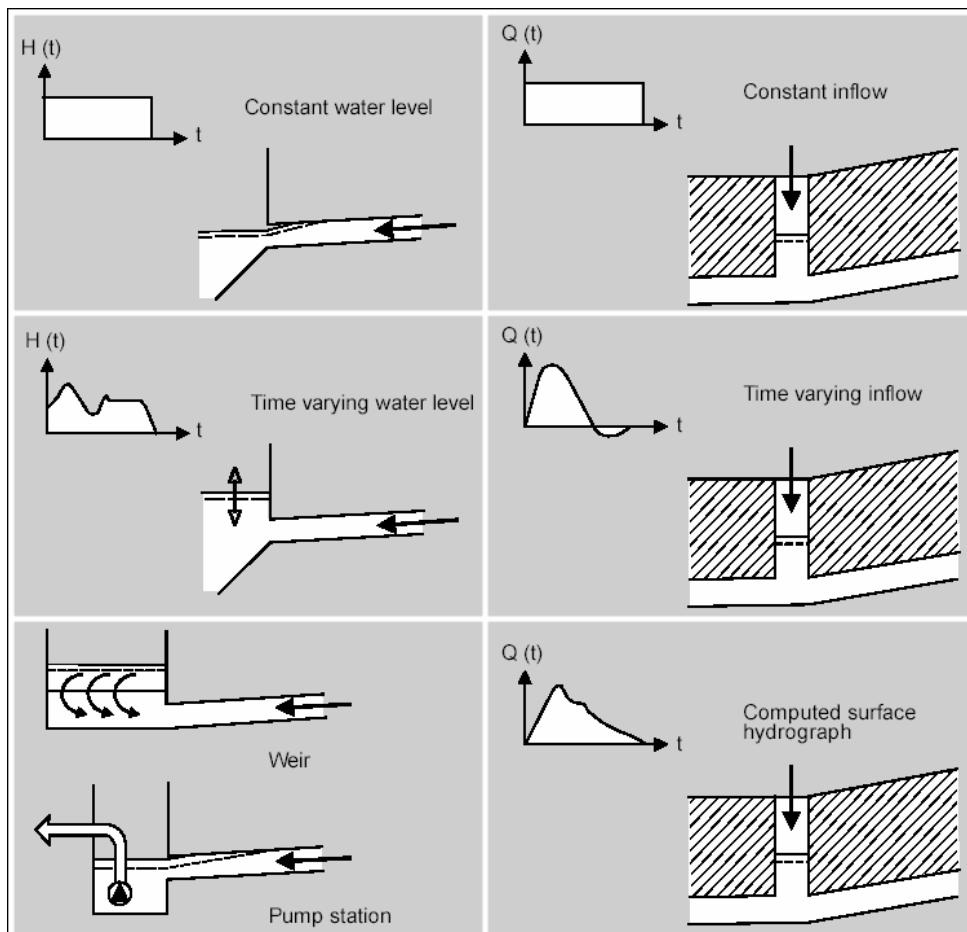
È possibile scegliere due diverse opzioni per definire le condizioni iniziali:

- Standard: viene definita automaticamente dal modello un'altezza d'acqua iniziale pari allo 0,5% dell'altezza della tubazione e comunque inferiore a 0,005 m e la rispettiva portata viene calcolata utilizzando la formulazione di Manning;
- Hotstart: è possibile utilizzare i risultati di una simulazione precedente come condizioni iniziali.

2.7 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno necessarie alla risoluzione delle equazioni differenziali possono essere definite come costanti o come variabili nel tempo e si suddividono in due gruppi principali:

1. Condizioni al contorno esterne, che descrivono l'interazione tra la rete simulata e il mondo esterno;
2. Condizioni al contorno interne, che descrivono l'interazione tra diversi elementi della rete.



Esempi di condizioni al contorno applicabili.

Tra le condizioni al contorno esterne possono essere specificate le seguenti:

- In corrispondenza di pozzetti e strutture:
 - portata costante in ingresso o uscita $Q = \text{cost.}$, [m³/s];
 - idrogramma di portata in ingresso o uscita $Q = Q(t)$, [m³/s];
 - portata in uscita attraverso uno stramazzo $Q = Q(H)$, [m³/s];
 - portata in uscita attraverso una pompa $Q = Q(H)$, [m³/s].
- In corrispondenza degli sbocchi:
 - livello costante $H = \text{cost.}$, [m];
 - idrogramma di livello $H = H(t)$, [m];
 - scala di deflusso $Q = Q(H)$, [m³/s].

Tra le condizioni al contorno interne possono essere specificate le seguenti:

- In corrispondenza di pozzetti e strutture:
 - scala di deflusso di uno stramazzo (weir) $Q = Q(H)$, [m];
 - caratteristiche della pompa (pump) $Q = Q(H)$, [m³/s] o $Q = Q(\Delta H)$, [m³/s].

Alcune delle condizioni al contorno descritte sono riportate nella figura a seguire.

2.8 Resistenze per attrito e perdite di carico

2.8.1 Resistenze per attrito lungo i collettori

MIKE URBAN CS consente di utilizzare 2 diverse formulazioni per il calcolo della resistenza d'attrito.

Formula di Strickler

Secondo la formula di Strickler, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$I_f = \frac{gQ|Q|}{M^2 AR^{4/3}}$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a $1/n$, essendo n il coefficiente di Manning.

Formula di Colebrook-White per tubi circolari

Secondo tale formulazione, il fattore di resistenza viene calcolato iterativamente in funzione dell'equazione:

$$\sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} = cw_1 + cw_2 \cdot \ln\left(\frac{cw_3}{Re} \sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} + cw_4 \cdot \frac{k}{R}\right) \quad (7.9)$$

dove:

- k = scabrezza equivalente [m];
- R = raggio idraulico;
- Re = numero di Reynolds;
- cw_1, cw_2, cw_3, cw_4 = costanti empiriche il cui valore di default è 6.4, -2.45, 3.3, 1.0.

Infine si ha

$$I_f = f_{cw} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2R} \Rightarrow f = \frac{f_{cw}}{2gA^2R} \quad (7.10)$$

Coefficiente di scabrezza variabile

All'interno di MOUSE è inoltre possibile specificare una variazione del coefficiente di scabrezza in funzione dell'altezza raggiunta dall'acqua all'interno della tubazione. Questa funzione è particolarmente utile nel caso di tubazioni vecchie in cui effettivamente il protrarsi nel tempo dei fenomeni di deposito e/o erosione può incidere sulle caratteristiche del rivestimento della condotta.

Le diverse scabrezze sono calcolate mediante la seguente formula:

$$M_{act} = M_{bott} + (M_{top} - M_{bott}) \cdot \left(\frac{y}{D}\right)^{exp} \quad (7.8)$$

Dove:

- M_{act} = scabrezza di Strickler calcolata;
- M_{bott}, M_{top} = scabrezza definita dall'utente sul fondo e in sommità tubazione;
- exp = esponente definito di default;
- y/D = altezza d'acqua relativa al diametro del tubo.

2.8.2 Perdite di carico in ingresso ai pozzetti

L'altezza d'acqua nel pozzetto e nel tubo afferente è considerata la stessa; ne consegue che le perdite di carico vengono calcolate in funzione del termine cinetico relativo al condotto (i) e al pozzetto (m):

$$\Delta E_i = \frac{v_i^2 - v_m^2}{2g}$$

Nel caso di deflusso libero dal condotto al pozzetto, quando quindi l'altezza d'acqua nel pozzetto è inferiore all'altezza d'acqua nel collettore in ingresso, l'altezza d'acqua nel collettore è assunta pari all'altezza di moto critico, e a seconda del tipo di sezione sono utilizzate formulazioni differenti; ad esempio per condotte circolari viene utilizzata la seguente:

$$y_{c(i)} = \sqrt{0.32 \frac{Q_i}{\sqrt{D_i}}}$$

Analogamente, quando nel collettore si instaura una corrente supercritica, il livello d'acqua a valle della confluenza è assunto pari all'altezza d'acqua presente nel collettore.

2.8.3 Perdite di carico in uscita dai pozzetti

La perdita di carico è considerata proporzionale al termine cinetico:

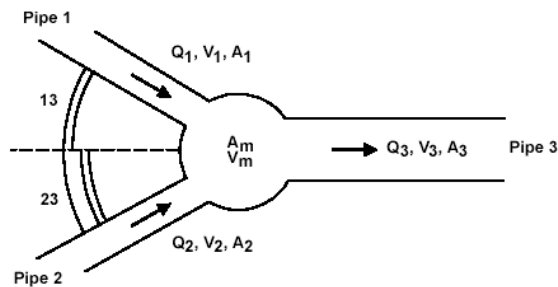
$$\Delta E_j = \sum_k \zeta_{jk} \cdot \frac{v_j^2}{2g}$$

il termine ζ_{jk} varia in funzione della tipologia geometrica del nodo come descritto nel seguito.

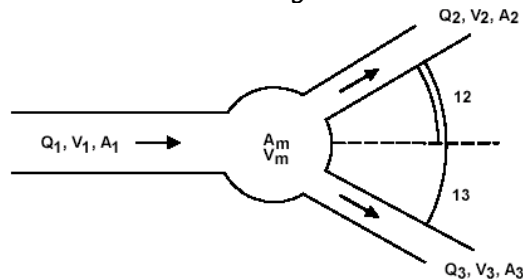
Variatione della direzione del moto

Indicando con i il collettore in ingresso al nodo e con j quello in uscita si ottiene:

$$\zeta_{dir(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{\theta_{ij}^2}{90^\circ{}^2}$$



Pozzetto con 2 tubi in ingresso e 1 in uscita.

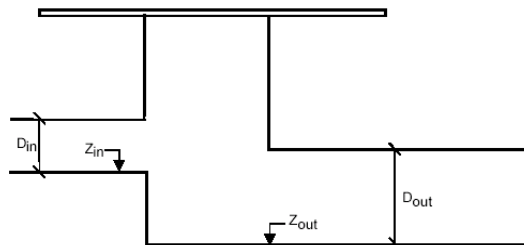


Pozzetto con 1 tubo in ingresso e 2 in uscita.

Variatione in quota

Nel caso in cui vi sia una differenza in quota tra il collettore in ingresso e quello in uscita come rappresentato in figura, le perdite di carico sono calcolate mediante la seguente:

$$\zeta_{level(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{(Z_j - Z_i) \cdot (Z_j + D_j - Z_i - D_i)}{D_i \cdot D_j}$$



Differenza di quota tra collettore in ingresso e uscita dal pozzetto.

Contrazione

Il flusso di portata che esce da un pozzetto ed entra in un collettore subisce una contrazione che determina delle perdite di carico in funzione della forma del pozzetto e del collettore, calcolate dal modello mediante la seguente espressione:

$$\zeta_{contr(j)} = K_m \cdot \left(1 - \frac{A_j}{A_m \cdot \frac{Q_j}{\sum_{i=1} Q_i}} \right)$$

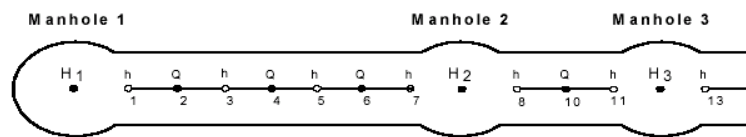
dove K_m e A_m rappresentano il coefficiente di forma e l'area del pozzetto.

2.9 Metodo di soluzione

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Lo schema di calcolo utilizza una soluzione numerica implicita alle differenze finite delle equazioni di De St.Venant.

Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h , rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente: il numero minimo di punti di calcolo per ogni condotta è 3, con un punto h a ciascuna estremità del tubo.



Rappresentazione della griglia di calcolo.

L'algoritmo numerico usa un passo di calcolo auto-adattante, che fornisce una soluzione efficiente e accurata sia nelle reti ramificate sia in quelle a maglia chiusa.

Possono essere simulate condizioni sia di corrente lenta, sia di corrente veloce, grazie allo schema computazionale che si adatta alle condizioni locali di deflusso. Infine sono simulati con precisione gli effetti di rigurgito e le sovrappressioni.

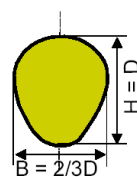
3. SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE

Gli elementi che possono essere utilizzati in MOUSE per schematizzare la rete sono rappresentati da tre tipologie principali:

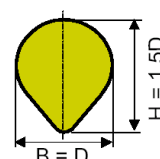
1. Links

- Tubi – standard o con sezione definita dall'utente.
- Canali aperti – sezione definita dall'utente.

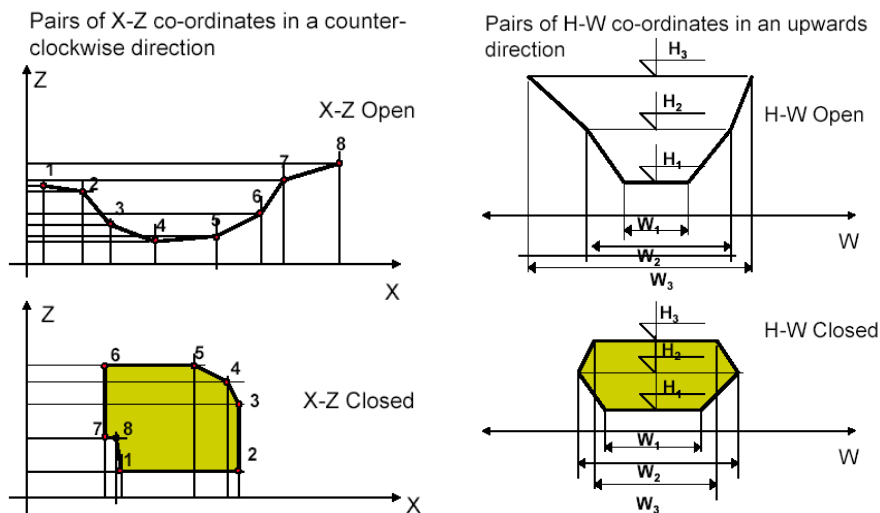
Egg-shaped pipe



Danish egg-shaped pipe (0 -shape)



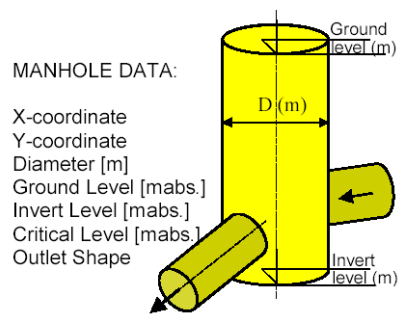
Sezioni tipo di forma ovoidale schematizzabili nel modello.



Esempi di sezioni schematizzabili in funzione dei dati direttamente inseriti dall'utente.

2. Nodes

- pozzetti,
- bacini,
- bacini di accumulo,
- scarichi e restituzioni.



Schematizzazione dei pozzetti.

3. Funzioni, per la descrizione di alcuni componenti della rete come ad esempio:

- scaricatori di piena,
- luci sotto-battenti,
- pompe,
- valvole unidirezionali,
- stramazzi.

4. MODELLAZIONE DEL DEFLUSSO SUPERFICIALE

I modelli di simulazione del deflusso superficiale (Surface RunOff) disponibili sono 4:

- **Modello A**, metodo afflussi-deflussi basato sulle relazioni area/tempo di corrivazione;
- **Modello B**, basato sul modello dell'onda cinematica (serbatoio non lineare);
- **Modello C**, basato sul modello a serbatoio lineare;
- **UHM**, basato sul metodo dell'Idrogramma Unitario.

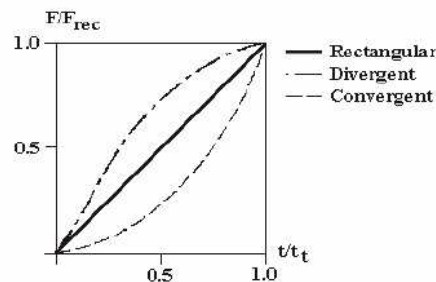
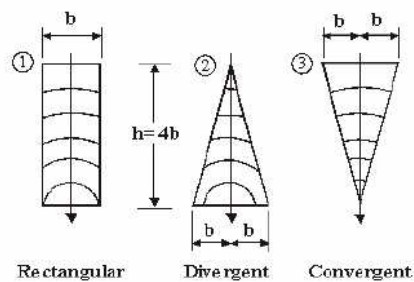
Alle opzioni precedentemente descritte (tranne che per il modello UHM) può essere accoppiato il sistema RDI (Rainfall Dependent Infiltration). **RDI** schematizza il ciclo idrologico con le equazioni di continuità che legano una serie di 4 serbatoi, ognuno rappresentante una fase del ciclo idrologico: atmosfera (formazione-fusione della neve, perdite per evapotraspirazione), superficie (accumulo nelle depressioni superficiali e scorrimento superficiale), zona radicale (infiltrazione, non saturo) e falda (accumulo e rilascio dalla falda). Il bilancio idrologico dinamico simulato consente di valutare in continuo gli apporti quantitativi in ingresso alla rete e al

tempo stesso permette di operare in continuo (quindi non solo su singoli eventi) nella simulazione dei processi di apporto di sostanze inquinanti dalla superficie del bacino alla rete fognaria. Le analisi idrauliche e quelle relative ai carichi inquinanti in rete, spesso basate su eventi pluviometrici molto intensi, possono essere trasformate in un processo continuo che copre sia il periodo di pioggia sia il tempo secco. Questo permette di simulare in maniera realistica il contenuto di carichi inquinanti nelle acque avviate alla depurazione e in quelle sfiorate dagli scaricatori di piena.

4.1 Modello A

Lo scorrimento superficiale e quindi il contributo dei singoli bacini è definito in funzione delle perdite iniziali, dell'area del bacino e delle perdite idrologiche continuative. La forma dell'idrogramma contribuente è determinato dal tempo di corrivazione e dalla relazione tempo-area definita (T-A curve).

Sono già predefinite all'interno del modello 3 relazioni tempo-area rispettivamente per bacini rettangolari (TA Curve 1), divergenti (TA Curve 2) e convergenti (TA Curve 3), come raffigurato nella figura seguente.



Schema delle 3 curve T-A disponibili

Il processo di scorrimento superficiale è discretizzato nel tempo in funzione del passo di simulazione Δt ; la superficie del bacino contribuente è discretizzata infatti in una serie di celle concentriche, centrate sulla rispettiva sezione di chiusura. Definendo il tempo di corrivazione come t_c , il numero di celle di discretizzazione è pari a:

$$n = \frac{t_c}{\Delta t}$$

L'area totale contribuente è pari all'area del bacino moltiplicata per il coefficiente di impermeabilità definito dall'utente.

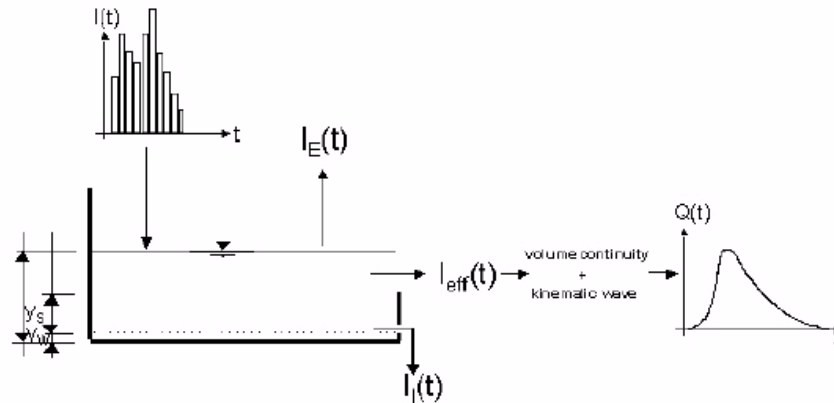
4.2 Modello B

Il codice di calcolo utilizza il modello dell'onda cinematica schematizzando il deflusso superficiale come una portata all'interno di un canale utilizzando l'equazione cinematica del moto. La forma dell'idrogramma dei deflussi superficiali è quindi funzione della scabrezza, pendenza e lunghezza del bacino.

Il modello accoppia all'equazione cinematica l'equazione di continuità dei volumi in base allo schema riportato nella figura seguente.

Nel computo delle perdite vengono considerate evapotraspirazione $I_E(t)$, umidità del suolo $I_W(t)$, infiltrazione $I_I(t)$ ed accumulo superficiale $I_S(t)$, così che le piogge effettive sono pari a:

$$I_{eff}(t) = I(t) - I_E(t) - I_W(t) - I_I(t) - I_S(t)$$



Schema del funzionamento del modello idrologico B

La precipitazione $I(t)$ è assunta uniformemente distribuita sui singoli bacini, oppure può essere assegnata variabile nel tempo.

Le singole perdite sono espresse dalle seguenti espressioni:

$$I_E(t) = \begin{cases} I_{PE}(t) & \text{for } (I(t) \geq I_{PE}(t)) \quad \text{OR } (y(t) > 0) \\ I(t) & \text{for } (I(t) < I_{PE}(t)) \quad \text{AND } (y(t) = 0) \end{cases}$$

dove $I_{PE}(t)$ e $y(t)$ rappresentano rispettivamente l'evapotraspirazione potenziale e l'altezza della lama d'acqua sul bacino.

$$I_W(t) = \begin{cases} I(t) - I_E(t) & \text{for } y(t) < y_w \\ 0 & \text{for } (I(t) \leq I_E(t)) \quad \text{OR } (y(t) \geq y_w) \end{cases}$$

dove y_w è l'altezza di "umettamento".

$$I_I(t) = \begin{cases} I_H(t) & \text{for } (y(t) \geq y_w) \quad \text{AND } (I(t) - I_E(t) - I_W(t) \geq I_H(t)) \\ I(t) - I_E(t) - I_W(t) & \text{for } (I(t) - I_E(t) - I_W(t) < I_H(t)) \\ 0 & \text{for } y(t) < y_w \end{cases}$$

dove $I_H(t)$ capacità di infiltrazione calcolata con l'equazione di Horton nella sua forma

$$I_H(t) = I_{Imin} + (I_{Imax} - I_{Imin}) \cdot e^{-K_a \cdot t}$$

dove:

I_{MAX} = capacità massima di infiltrazione dopo un lungo periodo di tempo asciutto;

I_{MIN} = minima capacità di infiltrazione (a saturazione);

K_a = fattore di tempo, caratteristica del tipo di suolo.

L'equazione è implementata nel modello mediante l'espressione

$$I_{I_{CUM}}(t_p) = \int_0^{t_p} I_H dt = I_{Imin} \cdot t_p + \frac{I_{Imax} - I_{Imin}}{K_a} \cdot (1 - e^{-K_a t_p})$$

Nel periodo asciutto che segue l'evento di pioggia, la capacità di infiltrazione viene gradualmente riportata al suo valore iniziale utilizzando la forma inversa dell'equazione di Horton:

$$I_H(t) = I_{IT} + (I_{Imax} - I_{IT}) \cdot e^{-1/K_h t}$$

dove:

I_{IT} = capacità di infiltrazione tra la fine dell'evento di pioggia e l'inizio del periodo di tempo asciutto;

t = istante di inizio del tempo asciutto;

K_h = fattore di tempo in periodi asciutti, caratteristica del tipo di suolo.

Per finire la perdita per accumulo superficiale è espressa nella forma:

$$I_s(t) = \begin{cases} I(t) - I_E(t) - I_W(t) - I_I(t) & \text{for } y(t) \leq (y_w + y_s) \\ 0 & \text{for } y(t) > (y_w + y_s) \end{cases}$$

con y_s e $y(t)$ rispettivamente altezza di accumulo superficiale (piccoli invasi) e altezza della lama d'acqua cumulata al tempo t .

4.2.1 Calcolo dello scorrimento superficiale

Lo scorrimento superficiale ha inizio nel momento in cui l'intensità di precipitazione effettiva è maggiore di zero, ed è descritto dalla equazione cinematica del moto nella forma:

$$Q(t) = M \cdot B \cdot I^{1/2} \cdot y_R(t)^{5/3}$$

dove:

M = coefficiente di Strickler;

B = larghezza di scorrimento;

I = pendenza motrice;

$y_R(t)$ = altezza di scorrimento al tempo t , definita in base all'equazione di continuità di seguito riportata, con A, area del bacino contribuyente.

$$I_{eff}(t) \cdot A - Q(t) = \frac{dy_R}{dt} \cdot A$$

4.2.2 Definizione della tipologia di copertura del suolo

È possibile considerare 5 differenti tipologie di copertura del suolo: ogni singolo bacino viene suddiviso dal modello in 5 sotto-bacini, ognuno con un area contribuyente pari alla percentuale definita dalla tipologia di uso suolo.

Il modello considera ogni singolo sotto-bacino nel calcolo delle perdite, ed i singoli contributi vengono sommati tra loro per definire il contributo totale del bacino.

Le tipologie si suddividono in:

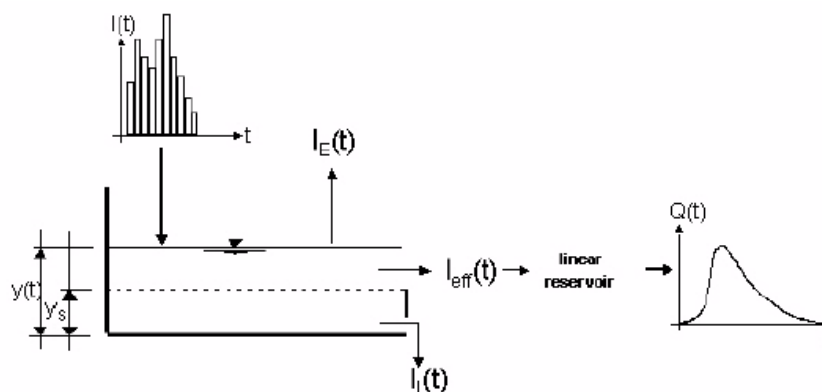
- aree impermeabili: pianeggianti o pendenti;
- aree permeabili: a bassa, media o alta capacità di infiltrazione.

4.3 **Modello C**

Il modello C determina l'idrogramma di portata contribuyente per ciascun bacino utilizzando il metodo dei serbatoi lineari, considerando cioè lo scorrimento superficiale direttamente proporzionale all'altezza d'acqua sul bacino. Nel modello sono implementate le due versioni del metodo utilizzate in Olanda (C1) e Francia (C2).

La schematizzazione dei processi idraulici e idrologici è riportata nella figura seguente.

Inizialmente viene calcolata l'intensità di precipitazione effettiva che determina lo scorrimento superficiale, quindi vengono applicate l'equazione di continuità e l'equazione dei serbatoi lineari.



Schema del funzionamento del modello idrologico C

Le equazioni per il calcolo delle perdite sono le stesse riportate nel paragrafo relativo al modello idrologico B, ad eccezione delle perdite relative allo stato di umidità del suolo che non sono prese in considerazione nel modello C.

4.3.1 Calcolo dello scorrimento superficiale

Lo scorrimento superficiale ha inizio nel momento in cui l'intensità di precipitazione effettiva è maggiore di zero, ed è descritto dalla equazione dei serbatoi lineari nella forma:

$$Q(t) = C \cdot y_R(t)$$

dove C rappresenta la costante dell'equazione dei serbatoi, differente a seconda del metodo scelto (C1 o C2). $y_R(t)$, altezza di scorrimento al tempo t, è definita in base all'equazione di continuità di seguito riportata, con A, area del bacino contribuyente.

$$I_{eff}(t) \cdot A - Q(t) = \frac{dy_R}{dt} \cdot A$$

4.4 **Modello UHM**

Il modello UHM utilizza l'Idrogramma Unitario per definire il contributo dei singoli bacini. Le perdite per infiltrazione sono in questo caso considerate costanti, proporzionali alla precipitazione (metodo razionale), definite in funzione del Curve Number del metodo SCS (U.S. Soil Conservation Service) od infine definite mediante il metodo SCS generalizzato.

4.4.1 Metodo Razionale

L'eccesso di precipitazione che determina lo scorrimento superficiale è definito dalla formula:

$$P_{excess} = a \cdot A_f \cdot P$$

dove:

a = coefficiente di deflusso;

A_f = fattore di correzione dell'area del bacino;

P = intensità di pioggia (mm/h).

4.4.2 Perdite iniziali e perdite costanti

L'utente può definire una perdita idrologica iniziale, superata la quale il modello inizia a generare scorrimento superficiale, dove la pioggia eccedente che determina tale deflusso è definita da:

$$P_{excess} = \begin{cases} 0; & \text{for } P_{sum} < I_a + I_c \cdot dt \\ A_f \cdot P \cdot I_c; & \text{for } P_{sum} > I_a \end{cases}$$

in cui:

P_{sum} = precipitazione cumulata dall'inizio dell'evento di pioggia (mm);

I_a = perdita iniziale definita dall'utente (mm);

I_c = coefficiente di perdita costante definito dall'utente (mm/h);

A_f = fattore di ragguaglio areale;

P = intensità di pioggia (mm/h);

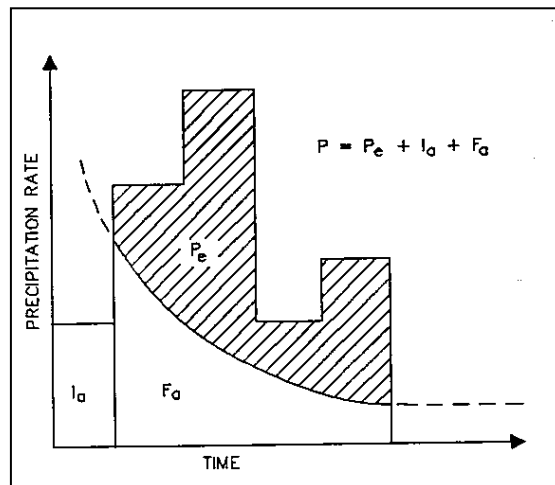
dt = passo temporale di integrazione.

4.4.3 Metodo SCS

Il metodo del U.S. Soil Conservation Service (SCS) è stato sviluppato nel 1972 per il calcolo delle perdite durante un evento di pioggia.

Durante un evento di pioggia, l'altezza di pioggia netta (o deflusso diretto P_e) è sempre minore o uguale all'altezza totale di pioggia P ; perciò, quando inizia il deflusso superficiale, l'altezza d'acqua immagazzinata nel bacino, F_a , è minore o uguale alla massima ritenzione potenziale S (vedi figura seguente).

Si individua una certa quantità di pioggia I_a (perdita iniziale) per la quale non si produce alcun deflusso; in tal modo il deflusso potenziale è definito come $P - I_a$.



Variabili del metodo SCS

L'ipotesi del metodo SCS è che il rapporto fra le quantità attuali e potenziali di perdita e precipitazione sia uguale, vale a dire:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Per il principio di continuità è:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando le precedenti equazioni si ottiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

equazione base per il calcolo dell'altezza di pioggia netta o deflusso diretto del metodo SCS.

Sono stati utilizzati i risultati di numerosi piccoli bacini sperimentali per ottenere la relazione empirica:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Ne deriva l'equazione base utilizzata nel modello UHM:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Il fattore S [mm], ritenzione massima potenziale del bacino, è calcolato attraverso il parametro adimensionale CN, utilizzando la seguente formula empirica derivata dall'analisi del fenomeno afflussi-deflussi su un gran numero di bacini:

$$S = ((1000 / CN) - 10) \cdot 25.4$$

Il valore del parametro CN (Curve Number) dipende dal tipo di suolo, dall'uso del suolo e dalle condizioni precedenti di imbibizione del suolo all'inizio dell'evento di pioggia.

Per ciascun passo di calcolo la pioggia netta è calcolata come la differenza fra la pioggia netta cumulata fra l'inizio e la fine del passo di tempo.

4.4.4 Metodo SCS generalizzato

Successivamente al metodo SCS precedentemente descritto è stato sviluppato un modello di perdita che non utilizza il concetto del grado di saturazione antecedente, bensì un'altezza d'acqua infiltrata.

Il metodo SCS generalizzato risulta simile a quello classico, differendo su alcuni aspetti specifici.

L'eccesso di precipitazione è sempre calcolato sulla base dell'equazione:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

ma la perdita iniziale I_a è inserita direttamente come parametro in input al modello.

La ritenzione massima potenziale S [mm] è invece calcolata in base alla seguente espressione:

$$S = ((1000 / CN) - 10) \cdot 25.4$$

Il parametro CN è fornito in input al modello e risulta costante durante la simulazione al pari del metodo SCS classico.

4.4.5 Il metodo dell'idrogramma unitario

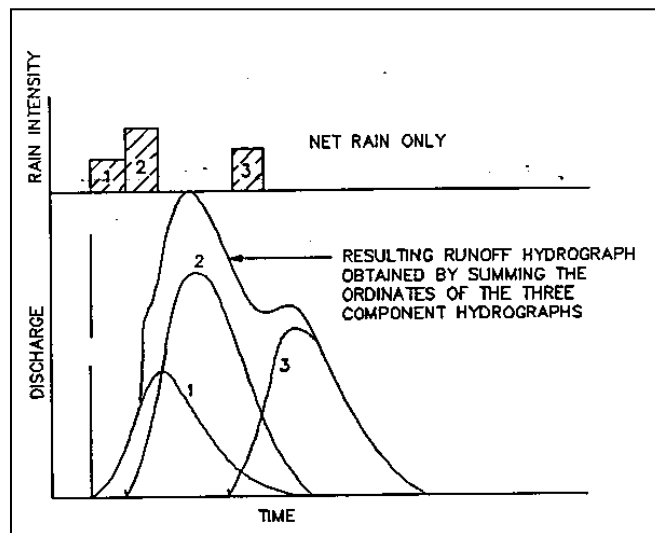
Il metodo dell'idrogramma unitario è un semplice modello lineare che può essere usato per derivare l'idrogramma risultante da un qualsiasi quantitativo di pioggia netta.

L'idrogramma unitario rappresenta la funzione di risposta impulsiva unitaria di un sistema idrologico lineare, ovvero l'idrogramma diretto di portata risultante da un'unità di pioggia netta nella durata t_r .

Le seguenti ipotesi sono alla base del metodo:

- (i) la pioggia netta ha intensità costante nella durata effettiva;
- (ii) la pioggia netta è distribuita uniformemente sull'intero bacino idrografico;
- (iii) il tempo di base dell'idrogramma di portata risultante da una pioggia netta di data durata è costante;
- (iv) le ordinate di tutti gli idrogrammi di portata con una comune base di tempo sono direttamente proporzionali all'ammontare totale della pioggia netta rappresentata da ciascun idrogramma;
- (v) è applicato il principio di sovrapposizione degli idrogrammi risultanti da periodi in continuo o isolati di pioggia netta a intensità costante;
- (vi) per un dato bacino, l'idrogramma risultante da una specifica pioggia netta riflette le condizioni invariabili del bacino.

In accordo con le sopraddette ipotesi, il modello ad ogni passo di tempo determina l'idrogramma corrispondente alla pioggia netta generata dal modello delle perdite nel bacino nello stesso passo di tempo, e aggiunge tale risposta al contributo di deflusso generato nel passo di tempo precedente.



Principio di sovrapposizione degli idrogrammi di portata

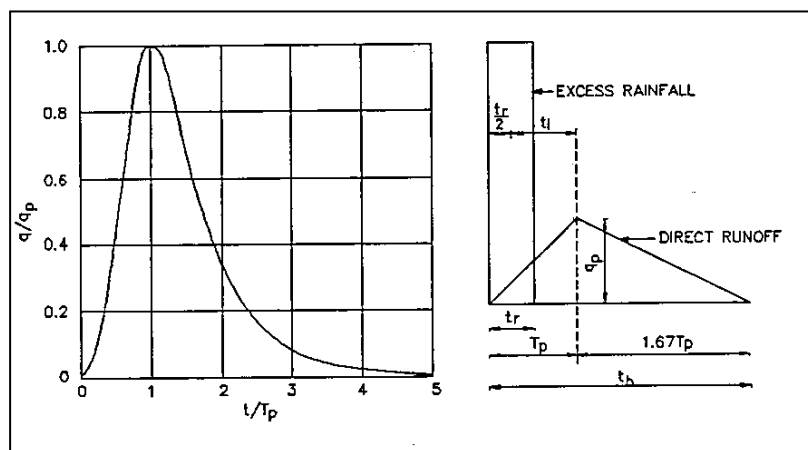
4.4.6 Gli idrogrammi unitari SCS

Un idrogramma unitario è caratterizzato dalla durata della pioggia unitaria (t_r) e dal "lag time" (t_l) definito come la differenza di tempo fra il centro dell'evento unitario di pioggia e il picco di portata. Il tempo di picco (T_p), cioè il tempo dall'inizio dell'evento fino al momento in cui si verifica il picco di portata, può essere calcolato come:

$$T_p = t_r/2 + t_l$$

Nel presente modello sono specificati due tipi di idrogrammi unitari sintetici: l'SCS triangolare e l'SCS adimensionale.

L'utente deve specificare il "lag time" che deve essere utilizzato nei calcoli. Il programma mette quindi automaticamente nella giusta scala l'idrogramma applicato, facendo attenzione che l'area sotto la curva risulti unitaria.



Idrogrammi sintetici del Soil Conservation Service

Il "lag time" può anche essere calcolato dai dati caratteristici del bacino utilizzando la formula sperimentale del metodo SCS:

$$t_l = (L \cdot 3.28 \cdot 10^3)^{0.8} \cdot (1000/CN - 9)^{0.7} / (1900 \cdot Y^{0.5})$$

dove:

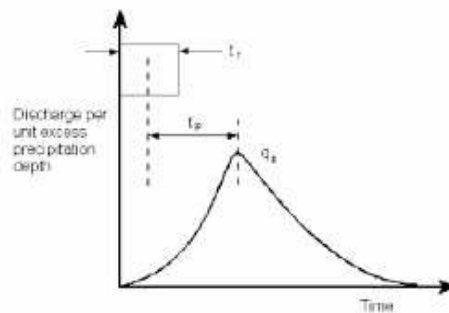
- t_l = lag time (ore);
- L = lunghezza del bacino [km];
- CN = SCS curve number;

Y = pendenza media del bacino (%).

Un idrogramma unitario derivato dalle curve area-tempo è considerato specifico del bacino. Di conseguenza non si può specificare un lag time arbitrario se si utilizza tale metodo. Il programma utilizza semplicemente il lag time implicitamente dato dalle curve area-tempo. Il metodo area-tempo implementato nel modulo UHM descrive una pura traslazione dello ietogramma di pioggia netta attraverso la rete di drenaggio superficiale, descritta usando il tempo di percorrenza del canale di flusso. L'idrogramma in uscita ignora quindi gli effetti di immagazzinamento nel bacino.

4.4.7 L'idrogramma Snyder

Il metodo di Snyder, sviluppato sulla base di un'analisi di bacini di dimensioni variabili tra 30 e 30.000 Km², consente di definire i parametri dell'idrogramma unitario in base alle caratteristiche del bacino scolante.



Idrogramma unitario di Snyder

Per l'idrogramma unitario standard, il tempo di lag T_p , in ore, è definito in base alla durata della precipitazione t_r , anch'essa in ore secondo la formula seguente:

$$t_p = 5.5 t_r$$

Per un bacino specifico, il tempo di lag può invece essere calcolato in base alle caratteristiche della superficie scolante come segue:

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3}$$

dove:

C_1 = costante pari a 0,75;

C_t = coefficiente funzione del bacino;

L = distanza massima lungo il reticolo principale dal limite del bacino alla chiusura, in Km;

L_c = distanza lungo il reticolo principale dal baricentro del bacino alla chiusura, in Km.

La portata al picco per unità di area drenata è definita come segue:

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{t_p}$$

dove:

q_p = portata specifica al colmo [$m^3/s/Km^2$];

C_2 = costante, pari a 2,75;

C_p = coefficiente di picco;

t_p = tempo di lag [ore].

ALLEGATO 5 – Sezioni trasversali inserite nel modello idraulico, con indicato il livello massimo di piena duecentennale

