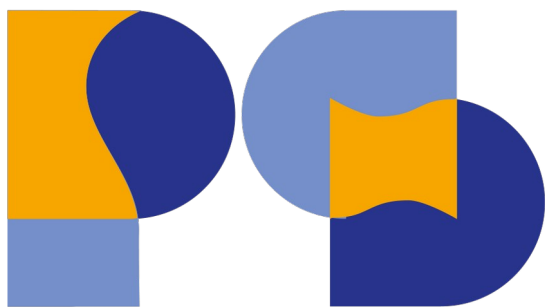




Viareggio
Piano Strutturale
La città del cambiamento

Piano Strutturale 2025

Art. 17 L.R. 65/2014

QG2 - RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA



Luglio 2025

Piano Strutturale

Legge Regionale n. 65/2014



Comune di Viareggio

Sindaco

Giorgio Del Ghingaro

Assessore alla Pianificazione Strategica della Città

Federico Pierucci

Dirigente Settore Opere Pubbliche

e Pianificazione Urbanistica - R.P.

Arch. Silvia Fontani

Garante dell'Informazione e della Partecipazione

Dott.ssa Iva Pagni

Ufficio Pianificazione Urbanistica e Piani di Settore

Arch. Claudia Fruzza

Ing. Giulia Bernardini

Arch. Sabrina Petri

Pianificatore Territoriale Ilaria Conti

Pianificatore Territoriale Lorenzo Spadaccini

Ornella Angeli

Gruppo di Lavoro

Progettazione urbanistica:

STEFANO BOERI ARCHITETTI SRL

Arch. Stefano Boeri

Arch. Corrado Longa

Arch. Laura Di Donfrancesco

Pian. Urb. Yazan Kondakji



Aspetti ecosistemici e agroforestali:

SOCIETÀ ENVIAREA SNC

Agr. Elena Lanzi

Agr. Andrea Vatteroni



Aspetti idraulici:

STA ENGINEERING SRL

Ing. Jacopo Taccini



Aspetti geologici:

SOC. GEOPROGETTI STUDIO ASSOCIATO

Dott. Geol. Emilio Pistilli



Aspetti botanici e vegetazionali

Dott. Paolo Emilio Tomei

Partecipazione:

ATELIER PROGETTUALE PRINCIPI ATTIVI SRL

Dott.sa in arch. Monia Guarino



Aspetti socio-economici:

SIMURG RICERCHE SNC

Dott. Claudio Salvucci



Aspetti storico-identitari:

Arch. Andrea Crudeli

Aspetti archeologici:

Dott.ssa Elisabetta Abela

Valutazione ambientale strategica:

SOCIETÀ ENVIAREA SNC

Agr. Elena Lanzi

e Arch. Annalisa Pirrello



INDICE

1 INTRODUZIONE	6
2 RETICOLO IDROGRAFICO	9
3 ANALISI IDROLOGICA	15
3.1 I bacini idraulici di interesse	16
3.1.1 Grandezze geomorfologiche	17
3.2 Definizione del regime pluviometrico	19
3.3 Ietogramma di progetto	22
3.4 Quantificazione della pioggia netta	23
3.5 Trasformazione afflussi-deflussi	27
3.5.1 Stima del tempo di corrivazione	27
3.5.2 Idrogramma Unitario di Clark	30
3.6 Taratura del modello	33
3.7 Idrogrammi	34
4 ANALISI IDRAULICA	46
4.1 Descrizione dell'analisi matematica idraulica	47
4.2 Descrizione del modello implementato	51
4.3 Coefficiente di scabrezza	61
4.4 Modellazione delle opere d'arte	63
4.5 Condizioni al contorno	64
4.5.1 Condizioni al contorno di monte	64
4.5.2 Condizioni al contorno di valle	66
4.6 Risultati delle modellazioni ed analisi critica	75
5 RESTITUZIONE CARTOGRAFICA	77
5.1 Quadro conoscitivo preesistente	78
5.1.1 PGRA per i livelli del Lago di Massaciuccoli	78
5.1.2 Regolamento Urbanistico del Comune di Viareggio	79
5.1.3 Piano Strutturale del Comune di Camaiore 2015	81
5.2 Ambiti di valenza degli studi idrologico-idraulici	82
5.2.1 Ambiti di calcolo della magnitudo	84

1

INTRODUZIONE

Il presente studio idrologico e idraulico ha come scopo la determinazione delle caratteristiche di criticità idraulica che interessano il territorio di Viareggio, e si pone a supporto dell'aggiornamento del Quadro Conoscitivo connesso al Piano Strutturale dello stesso Comune.

Nella prima fase di studio si è quindi provveduto a reperire gli studi idrologici ed idraulici validati di interesse del territorio, intrattenendo confronti, oltre che con lo stesso Comune di Viareggio, anche con il Genio Civile Regione Toscana sede Lucca, l'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale sede Lucca, il Consorzio di Bonifica 1 Toscana Nord ed il Comune di Camaiore.

Il territorio comunale è stato quindi scomposto in macroaree secondo quanto indicato all'elaborato grafico - QG2.2_Ambiti di valenza degli studi idraulici - in funzione degli studi disponibili per l'aggiornamento del quadro conoscitivo. In particolare è stato fatto riferimento ai seguenti studi:

- Quadro conoscitivo di pericolosità idraulica relativo ai livelli del Lago di Massaciuccoli, connesso al primo aggiornamento del Piano di gestione del rischio alluvioni – PGRA – del distretto idrografico dell'Appennino Settentrionale;
- Stima dei battenti idraulici dovuti ad esondazione nel territorio comunale di Viareggio redatto nel 2019 dall'Ing. Enrico Galigani a supporto del Regolamento Urbanistico del Comune di Viareggio;
- Calcolo idraulico e delle esondazioni del bacino del Fiume Camaiore e dei canali di acque Alte redatto nel 2015 dal Prof. Ing. Stefano Pagliara a supporto del Piano Strutturale del Comune di Camaiore;

Oltre ad integrare i precedenti studi in un quadro conoscitivo unico ed organico, il presente si è quindi posto lo scopo di analizzare l'idrologia e l'idraulica riguardante alcuni dei corsi d'acqua ricadenti nel reticolo idrografico secondario come definito dalla L.R. 79/2021, che interessano il territorio urbanizzato, consentendo di individuare le relative aree soggette ad esondazione, i battenti d'acqua, le velocità attese e le magnitudo. I corsi d'acqua presi in esame nel presente studio, in accordo con il Comune di Viareggio ed il Genio Civile sede Lucca sono:

- Fosso Guidario TN38114
- Fosso Lamalunga TN38356
- Fosso della Fontanella TN38373
- TN35856 tratto tombato
- TN36064
- TN36066
- TN36453
- TN36503
- TN36504
- TN36704
- TN36787

Gli idrogrammi necessari alla modellazione sono stati determinati mediante l'implementazione di apposito modello idrologico redatto con il software HEC-HMS 4.11

sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Nelle analisi sono stati considerati i tempi di ritorno trentennale TR30 e duecentennale TR200, valutati per diverse durate di pioggia tali da individuare l'evento pluviometrico critico per i corsi d'acqua indagati, non soltanto in termini di portate ma soprattutto di volumi di esondazione.

Si descriveranno nella presente relazione allora gli approcci di analisi adottati per i diversi bacini di studio ed i parametri di calcolo con i quali sono ottenuti gli idrogrammi riportati.

In una seconda fase si è quindi provveduto ad implementare la modellistica idraulica relativa ai medesimi corsi d'acqua, necessaria a determinare le entità delle esondazioni conseguenti agli eventi meteorici individuati. La modellazione è avvenuta mediante il software HEC-RAS 5.6 sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers, anch'essa descritta nel dettaglio.

Per i corsi d'acqua di interesse ed i relativi bacini idrografici non risultano disponibili studi idraulici pregressi o sistemi di misura idrometrica che consentano la definizione di modelli idrologici ed idraulici tarati su dati sperimentali. Fa eccezione tuttavia il Fosso Guidario, per il quale è stato fornito dal Consorzio di Bonifica Toscana Nord copia dello "studio idrologico-idraulico del Fosso Guidario in Viareggio" redatto dall'Ing. Alfonso Baiocchetti nel settembre 2004. Tale studio tuttavia è stato redatto con finalità progettuali differenti, nonché tecniche di analisi e modellazione tanto delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, quanto dei parametri di infiltrazione e trasformazione afflussi-deflussi, quanto di modellazione delle esondazioni, tali da non consentirne l'impiego tout court. Esso ha comunque costituito termine di confronto nella fase propedeutica delle analisi svolte. E' stato reperito inoltre il "Progetto di collegamenti idraulici fra i fossi del reticolo di scolo all'interno della Pineta di Ponente" redatto dall'Ing. Antonio Difonzo nel settembre 2019, peraltro in fase di realizzazione; tale studio tuttavia è stato redatto con finalità progettuali differenti, nonché tecniche di analisi e modellazione, limitate a tratti parziali dei corsi d'acqua, non di interesse per il presente studio.

Per opportunità narrativa si procede prima alla descrizione delle analisi idrologiche ed idrauliche svolte all'interno del presente studio, ed in calce alla descrizione delle macroaree in cui è stato scomposto il territorio comunale, e la conseguente composizione della cartografia valida per l'intero Comune.

2

RETICOLO IDROGRAFICO

La prima fase di indagine è stata rivolta ad acquisire una sufficiente conoscenza del territorio, fondamentale per la costruzione attenta e ragionata dei modelli idrologici ed idraulici posti alla base del presente studio. In particolare data la morfologia pianeggiante del territorio analizzato, l'individuazione dei bacini idrografici sottesi alle aste analizzate non è di immediata risoluzione nonostante l'impiego di analisi morfologiche sviluppate sulla base cartografica lidar 1x1, ma si rendono necessarie modifiche ed aggiustamenti mutuabili dalla sola sensibilità del progettista. Anche la rappresentazione morfologica delle sezioni d'alveo, così come la scelta dei parametri idraulici fondamentali quali ad esempio la scabrezza, non può limitarsi al semplice rilievo delle sezioni da parte di un topografo, ma deve necessariamente essere accompagnata da valutazioni professionali non direttamente quantificabili, che si ripercuotono in modo latente ma diffuso nell'analisi descritta ai seguenti paragrafi. In particolare la perimetrazione individuata per i bacini all'interno della Pineta di Ponente è definita in via cautelativa tenendo conto anche di locali connessioni idrauliche date dalla presenza di un fitto reticolo fognario.

E' per questo motivo che, preliminarmente agli studi condotti, sono stati svolti alcuni sopralluoghi ed una importante campagna fotografica.

Per motivi di specializzazione dei due modelli idraulici implementati, uno relativo alla porzione sud del territorio comunale e uno relativo all'area della Pineta Ponente, si sceglie di mantenere tale separazione in tutta la narrativa che segue.

Grazie a tale analisi quindi è stato possibile prima di tutto osservare alcune incongruenze tra lo stato dei luoghi e l'attuale rappresentazione cartografica dei corsi d'acqua indagati tra quelli iscritti nel reticolo idrografico secondario ai sensi della LR79/2012. In particolare si rappresenta quanto segue:

1. Il fosso TN39592 presenta un primo tratto di monte rappresentato in cartografia come un lungo tombamento. Da alcuni sopralluoghi e confronti con il Genio Civile è stato verificato che tale tratto risulta ormai snaturato completamente dalle caratteristiche di corso d'acqua, mentre assume comportamento di drenaggio urbano di tipo fognatura. Peraltro la sezione di sbocco verso sud presenta condotta in cls di diametro stimato in 500 mm. Per tale tratto tombato il Comune di Viareggio, a firma dello scrivente, ha già avanzato richiesta al Genio Civile Regione Toscana sede Lucca per l'esclusione dal reticolo idrografico ai sensi della LR79/2012. Conseguentemente il corso d'acqua è stato escluso dal presente studio.
2. Diversamente il Fosso della Fontanella TN38373 nasce dalla frazione di Torre del Lago e sfocia nel Canale Burlamacca dopo un lungo tratto tombato, che è stato modellato idraulicamente. Tuttavia, a monte di esso, nella frazione di Torre del Lago, è presente un ulteriore lungo tratto tombato, a sezione variabile lungo il percorso e con probabili inversioni di pendenza. Il secondo tratto tombato è poi libero di sfociare anche in un breve tratto a cielo aperto a Sud della frazione, connesso al Fosso Bufalina mediante una paratoia metallica. Considerando poi le ridotte dimensioni delle sezioni di estremità del tombamento, si ritengono anche in questo caso snaturate le caratteristiche del tratto di corso d'acqua verso un funzionamento di tipo fognario, escludendolo dalla modellazione a

favore di sicurezza. Il breve tratto di corso d'acqua a cielo aperto connesso invece al Fosso Bufalina, è quindi considerato idraulicamente sconnesso dal fosso posto a nord della frazione, e recapitando nel Fosso Bufalina per mezzo di una paratoia che in occasione dell'evento di progetto è da ritenere chiusa, come vedremo più avanti è stato simulato come semplice invaso.

3. Il tratto di fosso TN38113, diversamente da quanto rappresentato nella cartografia, presenta una sezione di monte (Ovest) decisamente ridotta se non inesistente, che aumenta verso valle (Est). In ogni caso non presenta alcuna connessione idraulica al Fosso Guidario, pertanto è stato escluso dalle modellazioni.

Figura 1: Fosso TN38113



4. L'attuale cartografia del reticolo idrografico secondario mostra una connessione del Fosso Guidario al Lago di Massaciuccoli attraverso un tratto tombato TN37399 ed un successivo tratto a cielo aperto TN37523. Tuttavia dai nostri sopralluoghi è emerso che il fosso TN37523 è inesistente, soppresso probabilmente in occasione della realizzazione del rilevato autostradale. Il tombamento TN37399 invece costituisce un tratto residuo del Fosso Trogola

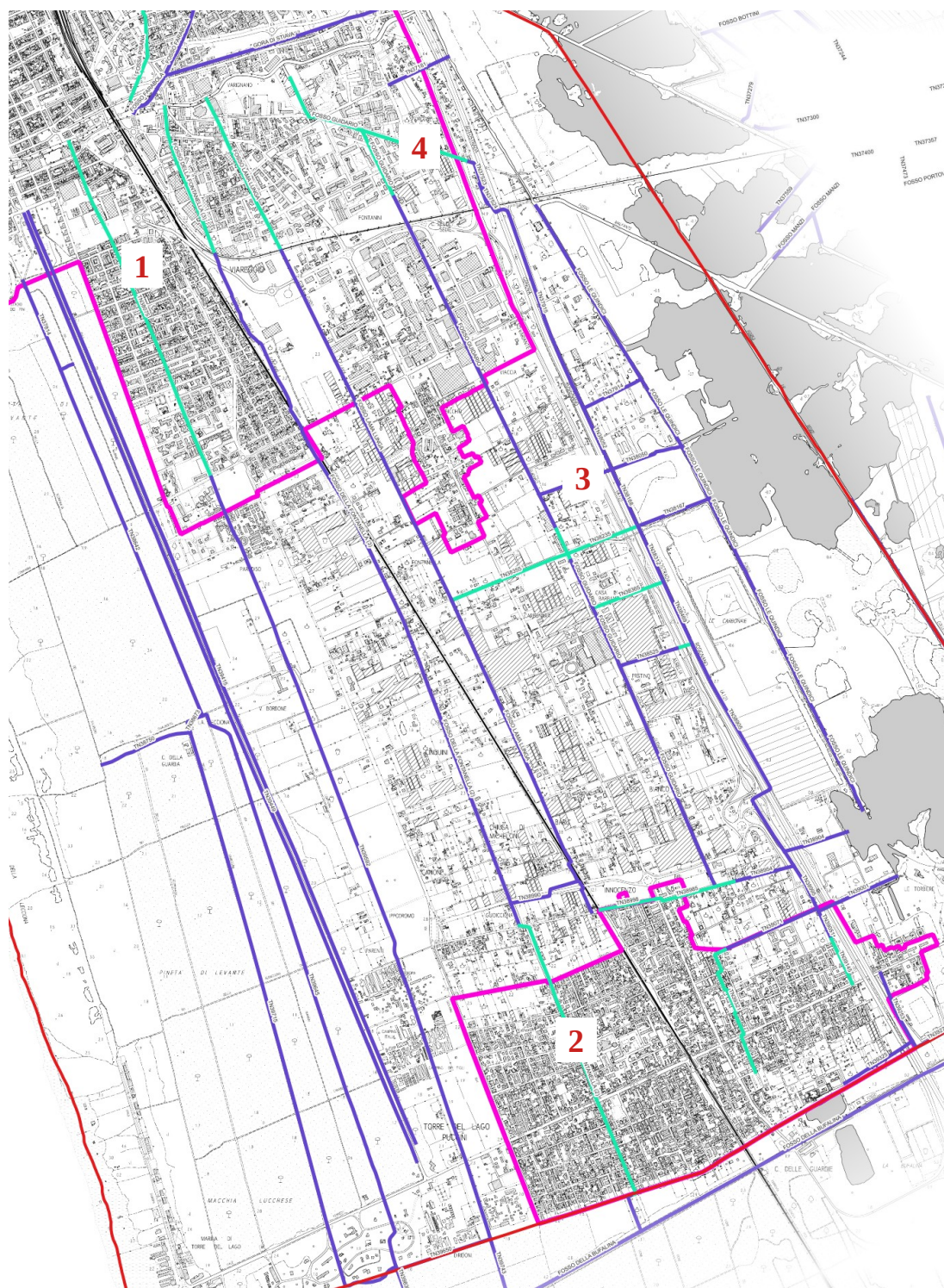
individuabile nella cartografia del catasto Leopoldino, forse connesso al fosso TN37524, mediante una sezione di sbocco decisamente irrisoria perché costituita da una condotta del diametro stimato in 400 mm, parzialmente occlusa e costantemente rigurgitata dal livello del lago. Ancora una volta il tratto di tombamento TN37399 assume caratteristiche di fognatura urbana e, a favore di sicurezza, è stata trascurata la sua presenza nelle modellazioni del presente studio. Peraltro si rappresenta che esso era stato escluso anche dallo “studio idrologico-idraulico del Fosso Guidario in Viareggio” redatto dall’Ing. Alfonso Baiocchetti nel settembre 2004 per conto dell’allora Consorzio di Bonifica Versilia-Massaciuccoli. Per il tratto tombato quindi, seppur esistente, non è stato possibile individuare con certezza lo sbocco, la cui ubicazione più probabile è quella individuata nell’immagine seguente, ritenuta trascurabile ai fini della presente modellazione; qualsiasi sbocco, infatti, sarebbe comunque legato alla condizione al contorno di quota di valle data dal livello del lago, indifferente quindi in termini di risultati della modellazione idraulica implementata e di seguito descritta.

Figura 2: sbocco del tombamento TN37399



5. I corsi d’acqua che interessano la pineta si sono mostrati in carente stato manutentivo, e visibilmente sottodimensionati per allontanare le acque provenienti dai bacini perimetrati.

Figura 3: Reticolo idrografico



3

ANALISI IDROLOGICA

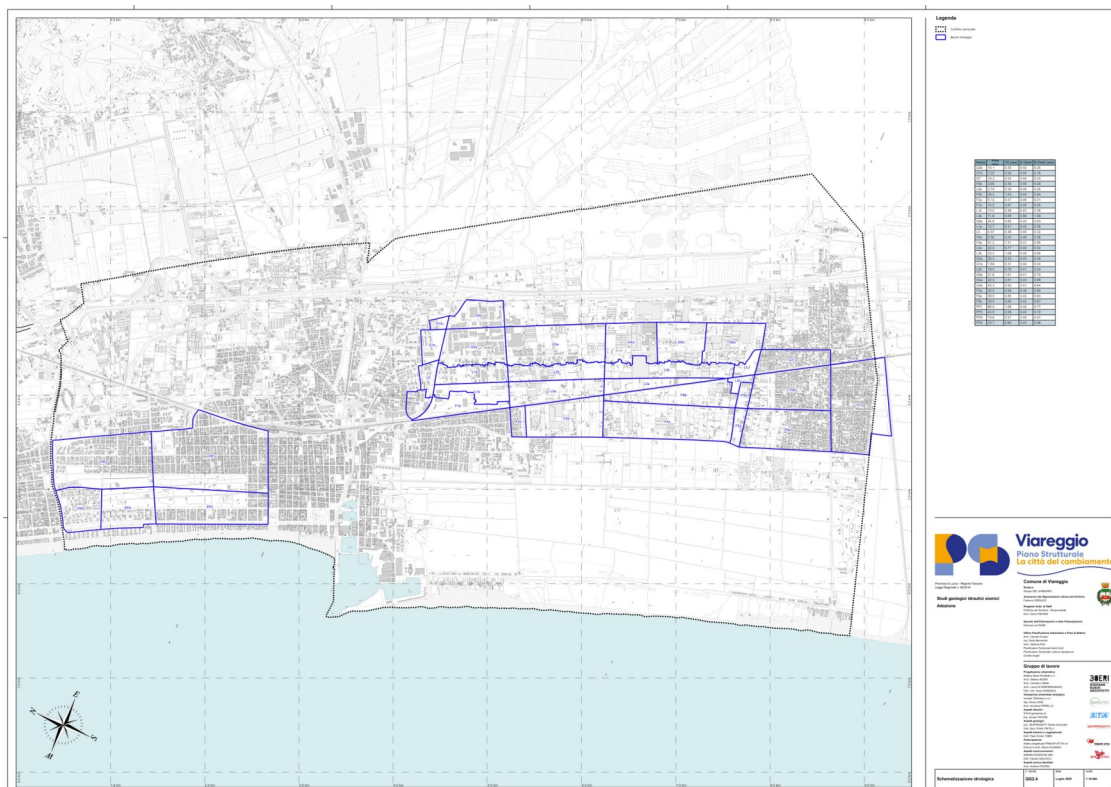
3.1 I bacini idraulici di interesse

Si riporta di seguito l'individuazione dei bacini idrografici analizzati e lo schema dei modelli idrologici, di cui sarà dettagliata ogni componente ai successivi paragrafi.

I bacini sono stati perimetrati con metodologia GIS a partire dalla base cartografica di tipo lidar DTM 1x1 messa a disposizione dalla Regione Toscana sulla propria pagina web Geoscopio WGS, verificandone di volta in volta l'attendibilità sulla base della cartografia CTR 1:2000, nonché con opportuni sopralluoghi.

La schematizzazione idrologica, riportata in miniatura di seguito, è meglio rappresentata all'elaborato grafico - QG2.4_Schematizzazione idrologica -.

Figura 4: Schematizzazione idrologica



3.1.1 Grandezze geomorfologiche

Si riportano ora alcune grandezze geomorfologiche dei bacini analizzati, necessarie per le successive analisi.

Tabella 1: Stile tabella

BACINO	area del bacino	lunghezza asta principale	lunghezza del percorso più lungo	morfologia di bacino di montagna, collina o pianura	pendenza media di versante del bacino
	kmq	km	km		%
G2b	0.152	0.622	0.866	pianura	2.9
G1b	0.022	0.164	0.300	pianura	2.0
G7	0.163	0.732	0.955	pianura	0.7
F5b	0.036	0.276	0.407	pianura	0.5
L4a	0.027	0.100	0.277	pianura	0.5
F4b	0.264	1.398	1.587	pianura	0.4
F2a	0.051	0.157	0.484	pianura	0.4
F1b	0.142	0.904	1.061	pianura	0.5
L1b	0.151	0.786	0.978	pianura	1.5
L3a	0.119	1.271	1.364	pianura	0.5
G6a	0.249	0.630	1.025	pianura	0.3
L1a	0.127	0.786	0.948	pianura	1.4
L5	0.046	0.236	0.430	pianura	0.5
F5a	0.045	0.130	0.477	pianura	0.2
F4a	0.512	1.398	1.764	pianura	0.3
L2a	0.227	1.021	1.243	pianura	1.1
L3b	0.233	1.365	1.536	pianura	0.4
G2a	0.263	0.622	1.045	pianura	1.0
G1a	0.076	0.164	0.366	pianura	1.2
L2b	0.180	1.021	1.198	pianura	1.1
G5a	0.217	0.533	0.940	pianura	0.2
G4a	0.223	0.538	0.953	pianura	0.2
G3a	0.433	1.075	1.478	pianura	0.6
F3a	0.320	0.833	1.218	pianura	0.7
F6a	0.396	0.885	1.322	pianura	0.4
F6b	0.365	0.885	1.370	pianura	0.4
F0	0.061	0.020	0.217	pianura	0.2
F7	0.558	0.190	0.636	pianura	0.5
L0	0.056	0.035	0.195	pianura	1.1

BACINO	Area del bacino	Lunghezza asta principale	Lunghezza del percorso più lungo	Tipologia di bacino di montagna, collina o pianura	pendenza media di versante del bacino
	kmq	km	km		%
PP1	0.865	1.058	1.706	pianura	0.4
PP2	0.585	1.010	1.518	pianura	0.3
PP3	0.436	1.065	1.516	pianura	0.4
PP4	0.237	0.385	0.853	pianura	0.5
PP5	0.196	0.493	0.624	pianura	0.4

3.2 Definizione del regime pluviometrico

Il regime pluviometrico della zona in esame è stato determinato con riferimento allo studio a carattere regionale “ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME – LSPP – Aggiornamento al 2012” redatto grazie alla collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze di cui alla DGRT 1133/2012, e disponibile sul sito del Settore Idrologico Regionale.

Il sistema ha provveduto alla definizione dei parametri a , n ed m descrittivi delle LSPP secondo una maglia regolare di lato 1km, e permette così di individuare i valori più appropriati dei tre parametri, semplicemente introducendone latitudine e longitudine.

Attraverso l'utilizzo del metodo statistico TCEV (Two Component Extreme Value) il citato studio definisce per il campo delle durate di pioggia minori e maggiori ad un'ora le curve di possibilità pluviometrica nella forma trinomia convenzionale.

$$h = a \cdot t^n \cdot T_R^m$$

In questo caso sono presi in considerazione solo i parametri della curva di possibilità pluviometrica definiti per il campo delle durate di pioggia superiori ad un'ora. Il parametro m non è disponibile ma sono diversificati i valori a ed n per i diversi tempi di ritorno.

Per la presente analisi, in accordo con quanto riportato nel documento “Guida all'uso” allegato allo stesso studio “ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME” già citato, si è provveduto mediante tecnologia GIS a caricare i files forniti dallo studio riportanti i parametri georeferenziati a ed n , ed a ritagliare tale dato secondo il perimetro del territorio Comunale.

Così facendo si sono determinati i valori medi delle celle della maglia ricadenti all'interno del perimetro. In tal modo sono stati individuati i parametri medi ritenuti validi su tutti i bacini di interesse per ciascun tempo di ritorno.

Per il campo di durate di pioggia inferiori a mezzora, la curva di possibilità pluviometrica assume parametri “ a ” ed “ n ” differenti.

Il succitato studio “ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME” e la relativa “Guida all'uso”, però, non definiscono le curve nel campo di durate inferiori all'ora, né indicano una metodologia da seguire.

Tuttavia l'adozione del parametro n per il campo di durate inferiori ad un'ora pari a quello indicato dallo studio condurrebbe a consistenti sovrastime delle altezze di pioggia, come comunemente dimostrato in letteratura.

Lo stesso studio indica però la possibilità di estendere la curva sino alle durate di pioggia di 30 minuti senza incorrere in eccessivi errori, lasciando al professionista la scelta della curva per durate inferiori.

Nel presente studio si è scelto allora di adottare, per piogge di durata inferiore a 30 minuti, per il parametro “ n ” il valore di 0,48 in accordo con vari studi sperimentali (Centro Studi Deflussi Urbani, Milano, 1997). Il parametro “ a ” valido al di sotto dei 30 minuti è invece determinato per ciascun tempo di ritorno come:

$$a_{<30min} = a_{>30min} * 0.5^{n_{>30min}} / 0.5^{0.48}$$

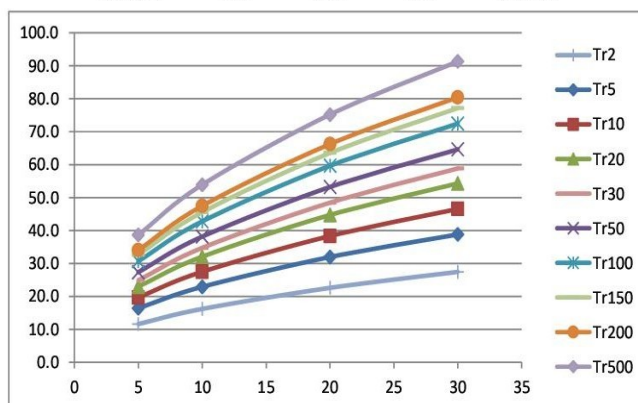
Il parametro a così determinato per la curva in corrispondenza di durate inferiori a 30 minuti è tale da far corrispondere l'altezza di pioggia di durata 30 minuti, sia essa determinata da destra (mediante cioè la curva valida per $d > 0.5h$) o da sinistra (mediante cioè la curva valida per $d < 0.5h$), assicurando la congruenza del dato e la continuità della curva, che diversamente fornirebbe paradossalmente altezze di pioggia per durate $< 0.5h$ superiori a quelle determinate per alcune durate $> 0.5h$.

Figura 5: LSPP2012 Comune di Viareggio

Viareggio				
TR	a > 30 min		a < 30 min	
	a	n	a	n
2	32.338	0.23661	38.281	0.480
5	45.619	0.23313	54.133	0.480
10	55.104	0.24295	64.944	0.480
20	64.899	0.25668	75.765	0.480
30	70.684	0.26427	82.085	0.480
50	78.089	0.27266	90.158	0.480
100	88.147	0.28238	101.088	0.480
150	94.183	0.28726	107.645	0.480
200	98.364	0.28995	112.215	0.480
500	112.192	0.29660	127.400	0.480

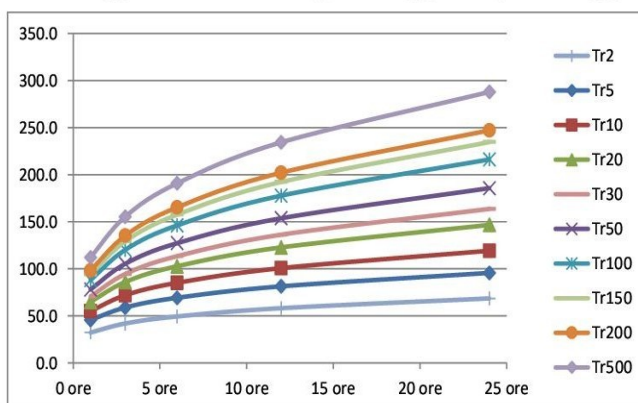
Durata inferiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	5 minuti	10 minuti	20 minuti	30 minuti
2 anni	11.6	16.2	22.6	27.4 mm
5 anni	16.4	22.9	31.9	38.8 mm
10 anni	19.7	27.5	38.3	46.6 mm
20 anni	23.0	32.1	44.7	54.3 mm
30 anni	24.9	34.7	48.4	58.9 mm
50 anni	27.4	38.1	53.2	64.6 mm
100 anni	30.7	42.8	59.7	72.5 mm
150 anni	32.7	45.5	63.5	77.2 mm
200 anni	34.0	47.5	66.2	80.5 mm
500 anni	38.7	53.9	75.2	91.3 mm



Durata superiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	1 ore	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
2 anni	32.3	41.9	49.4	58.2	68.6 mm
5 anni	45.6	58.9	69.3	81.4	95.7 mm
10 anni	55.1	72.0	85.2	100.8	119.3 mm
20 anni	64.9	86.0	102.8	122.8	146.7 mm
30 anni	70.7	94.5	113.5	136.3	163.7 mm
50 anni	78.1	105.4	127.3	153.8	185.7 mm
100 anni	88.1	120.2	146.2	177.8	216.2 mm
150 anni	94.2	129.1	157.6	192.3	234.7 mm
200 anni	98.4	135.3	165.4	202.2	247.2 mm
500 anni	112.2	155.4	190.9	234.4	288.0 mm



Sebbene siano state calcolate le linee di possibilità pluviometrica medie su tutto il territorio comunale, nell'analisi idrologica si è deciso di implementare un modello con afflussi meteorici di tipo "precipitazioni a griglia", in cui i valori di altezza di pioggia non vengono fatti variare solo nel tempo ma anche nello spazio, su base distribuita all'interno di ogni sottobacino; in questo modo è automatizzata l'operazione di media a scala di sottobacino sulle griglie dei parametri a ed n , tipica della metodologia di modellazione idrologica semi-distribuita "classica". Tale soluzione equivale cioè a definire una diversa curva di possibilità pluviometrica per ciascun sottobacino, univoca all'interno di esso; un maggior dettaglio interno al sottobacino sarebbe raggiungibile solo mediante la modellazione bidimensionale dello stesso. Ad ogni modo, data la dimensione del sistema idrografico in esame, il dettaglio introdotto da qualsiasi analisi distribuita è decisamente trascurabile rispetto al valore ottenuto mediante le LSPP medie; la modellazione semi-distribuita adottata è infatti scelta per motivi di semplicità computazionale e riduzione dell'errore umano nell'introduzione del dato, più che per effettiva necessità di schematizzazione idrologica.

Pertanto all'interno del modello HEC-HMS le altezze di pioggia sono definite inserendo in ingresso i raster determinati per ogni tempo di ritorno e per ogni durata di pioggia impiegando software GIS.

Gli eventi meteorici modellati sono quindi quelli definiti da tempo di ritorno TR30 e TR200, ciascuno per durate di pioggia pari a 0.5h, 1h, 1.5h, 2h, 2.5h, 3h, 5h, 8h, 10h, 12h, 15h, 18h, 24h.

Le curve pluviometriche sopra riportate hanno pertanto solo valore rappresentativo delle altezze di pioggia grezze. Sono stati comunque svolti controlli a campione finalizzati a verificare la congruenza tra i valori di altezza di pioggia determinati automaticamente dal software con quelli determinati applicando le LSPP sopra riportate, al fine di escludere errori di calcolo.

3.3 Ietogramma di progetto

Le curve di possibilità pluviometrica forniscono i volumi integrali di pioggia attesi in funzione della durata e per un prefissato periodo di ritorno, mentre non forniscono alcuna indicazione sulla distribuzione temporale della pioggia, che rappresenta un elemento fondamentale nel processo di trasformazione afflussi-deflussi.

D'altronde la modalità con cui l'intensità di pioggia varia durante un dato evento pluviometrico è da ritenersi del tutto casuale e quindi il suo studio dovrebbe essere caratterizzato da opportune indagini statistiche atte ad individuare la forma dello ietogramma.

Nella pratica progettuale si ovvia alla mancanza di dati statistici che permettano la ricostruzione dello ietogramma, mediante l'adozione di ietogrammi detti sintetici, tali cioè da non rappresentare il reale andamento dell'evento pluviometrico, ma in grado di introdurre nelle procedure di trasformazione afflussi-deflussi una variabilità temporale

della pioggia che dia luogo a risultati che si possano ritenere cautelativi. La legge di distribuzione che si introduce rappresenta, in tal modo, quello che viene definito lo ietogramma di progetto.

Tra le varie procedure note in letteratura, si è scelto di impiegare lo ietogramma di tipo rettangolare caratterizzato da un'intensità di pioggia costante, ritenuto idoneo per i bacini analizzati. Per le finalità dello studio in esame, infatti, avendo determinato gli idrogrammi di piena per molte durate di pioggia, visti i modelli di trasformazione afflussi-deflussi adottati, e viste le durate di pioggia critiche in termini di volumi esondanti che sono risultate nettamente superiori ai tempi di corrivazione dei singoli bacini, non risulta opportuno impiegare ietogrammi sintetici che rappresentino in modo spinto la variabilità temporale dell'evento pluviometrico. Diversamente l'effetto di picco introdotto contemporaneamente dallo ietogramma e dal modello di trasformazione A-D, condurrebbe a risultati eccessivamente cautelativi nei confronti dei valori di picco delle portate, e inciderebbe negativamente sulla determinazione delle esondazioni concentrandone la durata temporale.

3.4 Quantificazione della pioggia netta

Per quantificare la pioggia netta, ovvero la quota parte del volume di pioggia che va a produrre deflusso superficiale, si stimano le perdite idrologiche che avvengono per intercettazione della vegetazione, detenzione superficiale, immagazzinamento nelle depressioni superficiali, evapotraspirazione e infiltrazione.

Il metodo applicato è quello Curve Number (CN), che valuta istante per istante il quantitativo di pioggia che va a produrre deflusso superficiale in funzione della litologia del suolo, del suo uso e del grado di imbibizione iniziale (AMC). Sotto l'aspetto litologico i suoli sono distinti in 4 gruppi, indicati in Tabella 2, a cui sono legati, in funzione dell'utilizzazione, i parametri CN riportati in Tabella 3. La Tabella 3 riporta i valori di CN per la classe di imbibizione iniziale II, per passare alle altre classi si utilizzano i valori riportati nella Tabella 4.

Tabella 2: Classificazione litologica dei suoli secondo il Soil Conservation Service (SCS)

GRUPPO	DESCRIZIONE
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi, meno profondi rispetto al gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alte. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloid, anche se in quantità minore del gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 3: Parametri CN relativi alla classe AMC II di umidità iniziale, per le quattro classi litologiche e per i vari tipi di uso del suolo

Tipo di copertura (uso del suolo)	A	B	C	D
TERRENO COLTIVATO				
Senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
TERRENO DA PASCOLO				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	80
PRATERIE				
Buone condizioni	30	58	71	78
TERRENI BOSCOSE o FORESTATI				
Terreno sottile sottobosco povero di foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
AREE COMMERCIALI				
(impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI				
(impermeabilità 72%)	81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI				
Impermeabilità media (%)				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI	98	98	98	98
STRADE				
Pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 4: Conversione dei valori del CN a seconda delle condizioni AMC di umidità iniziali.

CLASSE AMC			CLASSE AMC		
I	II	III	I	II	III
100	100	100	40	60	78
87	95	98	35	55	74
78	90	96	31	50	70
70	85	94	22	40	60
63	80	91	15	30	50
57	75	88	9	20	37
51	70	85	4	10	22
45	65	82	0	0	0

Per la stima del parametro CN il calcolo è stato effettuato a partire dall'ultima versione del Database Pedologico della Regione Toscana e dall'Uso del Suolo Corine, i cui strati informativi sono pubblicati sul sito della Regione Toscana.

Abbiamo tuttavia preferito correggere i valori di CN II ottenuti per le aree boscate relative ai codici Corine Land Cover 311, 312 e 313 assegnando i seguenti valori proposti dall'USDA:

- Per Tipo di Suolo "A" si assume CN II pari a 36
- Per Tipo di Suolo "B" si assume CN II pari a 48
- Per Tipo di Suolo "C" si assume CN II pari a 57
- Per Tipo di Suolo "D" si assume CN II pari a 63

In tavola - QG2.3_Coefficiente CN III - è rappresentata la distribuzione del parametro CN su tutto il territorio comunale.

Ritagliando allora gli shapefiles secondo il contorno del bacino, e determinando i valori di CN III per ciascun poligono secondo la combinazione definita all'interno dello studio Macroattività B - Modellazione idrologica Attività B2: Modellazione idrologica caso pilota. Implementazione modello distribuito per la Toscana MOBIDIC. Addendum: parametrizzazione HMS (Università di Firenze, Regione Toscana, 2014), i valori caratteristici di CN III dell'intero bacino sono ottenuti come media pesata sull'area dei vari CN III di ciascuna area omogenea.

$$\text{Media Ponderata} = \frac{\sum_{i=1}^n [x_i \cdot p_i]}{\sum_{i=1}^n p_i}$$

Si riportano allora i valori di CN III ottenuti per ciascun bacino, e gli altri due parametri del metodo: S è la capacità di ritenzione superficiale e Ia il valore limite di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale.

$$S = 25.4 \left[\left(\frac{100}{CN} \right) - 10 \right]$$

$$Ia = 0.2 \cdot S$$

Tabella 5: Parametri di infiltrazione dei bacini secondo il metodo SCS CN

BACINO	CN I medio pesato	CN II medio pesato	CN III medio pesato	S III	ia III
G2b	84.88	93.65	97.46	6.62	1.32
G1b	72.33	86.16	94.30	15.34	3.07
G7	82.99	92.57	97.02	7.79	1.56
F5b	73.32	86.69	94.49	14.82	2.96
L4a	71.54	84.87	93.29	18.27	3.65
F4b	71.40	85.37	93.80	16.78	3.36
F2a	78.28	89.74	95.77	11.23	2.25
F1b	75.97	88.03	95.05	13.24	2.65
L1b	78.16	89.79	95.85	11.01	2.20
L3a	72.68	85.75	93.76	16.89	3.38
G6a	73.17	86.38	94.21	15.62	3.12
L1a	71.37	85.61	94.07	16.00	3.20
L5	73.40	86.61	94.44	14.96	2.99
F5a	77.36	88.91	95.45	12.10	2.42
F4a	73.42	86.69	94.44	14.95	2.99
L2a	62.56	78.16	89.31	30.39	6.08
L3b	70.21	84.72	93.52	17.61	3.52
G2a	83.81	93.09	97.23	7.23	1.45
G1a	77.17	89.03	95.52	11.91	2.38
L2b	59.57	76.11	88.18	34.05	6.81
G5a	64.78	79.75	90.15	27.75	5.55
G4a	73.87	86.92	94.52	14.72	2.94
G3a	74.06	87.21	94.73	14.13	2.83
F3a	60.68	76.67	88.38	33.39	6.68
F6a	78.34	86.69	95.91	10.84	2.17
F6b	79.80	89.91	96.23	9.94	1.99
F0	84.14	93.23	97.29	7.07	1.41
F7	80.86	91.38	96.45	9.35	1.87
L0	77.94	89.54	95.74	11.30	2.26

BACINO	CN I medio pesato	CN II medio pesato	CN III medio pesato	S III	ia III
PP1	82.84	92.41	96.92	8.08	1.62
PP2	78.83	90.20	96.02	10.52	2.10
PP3	80.68	91.03	96.34	9.66	1.93
PP4	76.64	88.67	95.37	12.34	2.47
PP5	81.64	91.79	96.69	8.68	1.74

Infine si è valutata la pioggia netta mediante la seguente espressione:

$$h_n = \frac{(h - Ia)^2}{h - Ia + S}$$

Si sono così ottenuti gli idrogrammi di pioggia netta per ciascun bacino analizzato, ciascun tempo di ritorno considerato e ciascuna durata di pioggia indagata.

3.5 Trasformazione afflussi-deflussi

Al fine di stimare le portate che defluiscono all'interno di ciascun corso d'acqua, la trasformazione afflussi-deflussi è stata svolta, per ciascun tempo di ritorno, adottando il modello dell'Idrogramma Unitario di Clark. Analisi di affidabilità sono state svolte comparando gli idrogrammi ottenuti con quelli che si otterrebbero impiegando l'Idrogramma Unitario SCS (Soil Conservation Service) o il metodo cinematico (Kinematic Wave). Gli output idrologici secondo i tre metodi sono risultati paragonabili tra loro nel caso del modello Clark e SCS, mentre il metodo cinematico ha mostrato scarsa affidabilità a causa delle pendenze eccessivamente limitate dei bacini in analisi. L'idrogramma Unitario di Clark è quindi stato ritenuto, come prevedibile, quello più adatto a rappresentare il processo afflussi-deflussi per bacini pianeggianti con caratteristiche di bonifica.

3.5.1 Stima del tempo di corrivazione

Una delle grandezze più importanti da individuare in idrologia per determinare l'idrogramma relativo alla sezione di chiusura di un bacino modellato secondo l'idrogramma Unitario di Clark è rappresentata dal relativo Tempo di Corrivazione. Convenzionalmente il tempo di corrivazione valutato in un determinato punto di una rete di drenaggio è definito come il tempo che occorre alla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino in esame.

La stima di tale grandezza spesso può risultare poco agevole e l'impiego delle relative formule di calcolo può dare perciò luogo a valori non univoci che devono essere validati da dati sperimentali, là dove disponibili, o dalla sensibilità del progettista.

Data la difficoltà di tale valutazione, la soluzione più frequentemente adottata attribuisce al tempo di corrivazione la media dei valori calcolati mediante le formule note in letteratura. Ovviamente sono state prese in considerazione le sole formule ritenute valide sulla base delle caratteristiche dei bacini in analisi, escludendo quelle che mostravano una maggiore dispersione rispetto alle altre.

Tabella 6: Stima del tempo di corrivazione dei bacini

BACINO	$T_c = \frac{L}{3.6}$	$T_c = 1,085\sqrt{A}$	$T_f = \frac{3}{5} \cdot T_c \quad t_f = 0.342 \frac{L^{0.8} \cdot 1000}{S^{0.5} \left(\frac{CN}{9} - 9 \right)^{0.7}}$	$T_c = 0.675A^{0.5}$	$0.26 \cdot \left(\frac{L^{0.82} \cdot (1+S_{02})^{0.13}}{S_w^{0.2}} \right)$	$\frac{0.322 \cdot (A^{0.594} \cdot S_{02}^{0.313})}{(L_m^{0.594} \cdot S_w^{0.150})}$	TC medio
	Viparelli (ipotizza una velocità media di deflusso pari a 1m/s)	TURAZZA	SCS Chow, Maidment, Mays	Ferro per bonifiche	Rosso, Bocchiola, De Michele e Pecora	Simas-Hawkins	
	minuti	minuti	minuti	minuti		minuti	minuti
G2b	14.4	25.4	25.6	15.8	20.7	28.4	21.0
G1b	5.0	9.7	18.0	6.0	8.3	23.6	12.2
G7	15.9	26.3	59.8	16.4	32.2	36.6	32.2
F5b	6.8	12.4	44.6	7.7	16.7	31.8	21.5
L4a	4.6	10.8	35.8	6.7	7.5	35.9	18.1
F4b	26.5	33.4	149.6	20.8	66.0	48.9	62.3
F2a	8.1	14.7	50.5	9.2	10.6	33.2	22.3
F1b	17.7	24.6	88.7	15.3	43.0	38.8	40.7
L1b	16.3	25.3	47.1	15.7	30.7	34.3	28.8
L3a	22.7	22.4	126.0	13.9	59.9	32.6	51.0
G6a	17.1	32.5	119.5	20.2	36.2	62.6	51.1
L1a	15.8	23.2	56.2	14.4	32.8	36.1	31.1
L5	7.2	13.9	49.7	8.7	15.1	36.2	23.3
F5a	8.0	13.8	67.0	8.6	10.2	34.5	25.6
F4a	29.4	46.6	194.6	29.0	71.2	70.4	78.9
L2a	20.7	31.0	96.7	19.3	44.9	52.2	46.8
L3b	25.6	31.4	163.2	19.6	67.5	48.4	64.8
G2a	17.4	33.4	53.5	20.8	26.2	42.9	32.2
G1a	6.1	18.0	24.6	11.2	9.0	43.5	18.9
L2b	20.0	27.6	102.2	17.2	46.0	48.6	46.8
G5a	15.7	30.3	159.5	18.9	35.4	73.4	60.6
G4a	15.9	30.7	139.0	19.1	34.7	64.7	54.7
G3a	24.6	42.9	114.4	26.7	49.2	62.4	55.5
F3a	20.3	36.8	126.9	22.9	42.3	71.7	56.8
F6a	22.0	40.9	124.8	25.5	44.9	67.2	56.9
F6b	22.8	39.3	122.1	24.5	44.5	58.1	54.4
F0	3.6	16.1	32.8	10.0	2.1	57.6	21.2
F7	10.6	48.6	54.1	30.2	11.7	107.2	42.8
L0	3.3	15.3	14.9	9.5	2.5	51.8	16.4

BACINO							
	minuti	minuti	minuti	minuti		minuti	minuti
PP1	28.4	60.5	127.4	37.7	49.0	76.7	63.8
PP2	25.3	49.8	140.6	31.0	50.8	73.2	64.2
PP3	25.3	43.0	128.7	26.7	51.3	58.7	58.2
PP4	14.2	31.7	77.3	19.7	21.7	59.8	38.6
PP5	10.4	28.8	57.9	17.9	26.4	59.1	34.3

3.5.2 Idrogramma Unitario di Clark

L'idrogramma unitario di Clark simula il comportamento del bacino attraverso i due seguenti fenomeni fisici:

- il trasferimento della pioggia netta dal punto generico del bacino idrografico sino alla sezione di chiusura;
- la laminazione della massa liquida dovuta al temporaneo invaso delle precipitazioni sulla superficie del bacino idrografico.

Per la sua definizione si richiede la stima del tempo di corrivazione e della costante di invaso.

La costante di invaso R può essere determinata assumendo per il rapporto

$$\frac{R}{T_c + R}$$

un valore costante all'interno di regioni idrologiche omogenee variando generalmente da valori prossimi a 0.1, tipici solitamente di idrogrammi caratterizzati da un ramo ascendente ripido, (ad esempio idrogrammi generati da bacini urbani o da bacini ad

elevata pendenza media) fino a valori prossimi a 0.7, per idrogrammi relativi a bacini agricoli pianeggianti o coperti da boschi con bassa pendenza media.

In analogia con quanto sviluppato per il calcolo del tempo di corrivazione, il valore del rapporto K è stato determinato come media dei valori calcolati mediante formule note in letteratura, escludendo quelle che mostravano una maggiore dispersione rispetto alle altre.

Tabella 7: Rapporto K di Clark

BACINO	Sabol (1988)	Kim (2015)
	ore	ore
G2b	0.282	0.233
G1b	0.150	0.170
G7	0.456	0.414
F5b	0.281	0.324
L4a	0.211	0.309
F4b	1.271	0.552
F2a	0.262	0.382
F1b	0.705	0.440
L1b	0.435	0.303
L3a	3.057	0.443
G6a	0.644	0.616
L1a	0.499	0.301
L5	0.287	0.360
F5a	0.299	0.454
F4a	1.165	0.770
L2a	0.734	0.368
L3b	1.408	0.575
G2a	0.402	0.410
G1a	0.220	0.280
L2b	0.814	0.355
G5a	0.750	0.663
G4a	0.676	0.717
G3a	0.752	0.555
F3a	0.744	0.483
F6a	0.736	0.613
F6b	0.712	0.637
F0	0.242	0.528
F7	0.490	0.633
L0	0.187	0.264

BACINO	Sabol (1988)	Kim (2015)
	ore	ore
PP1	0.790	0.767
PP2	0.817	0.753
PP3	0.785	0.674
PP4	0.457	0.521
PP5	0.423	0.534

In definitiva si riportano di seguito i parametri impiegati per la modellazione idrologica di trasformazione afflussi-deflussi

Tabella 8: Parametri per il modello di Clark

BACINO	K Clark	Tc Clark	R Clark
		ore	ore
G2b	0.423	0.350	0.257
G1b	0.440	0.203	0.160
G7	0.448	0.536	0.434
F5b	0.457	0.359	0.302
L4a	0.459	0.301	0.256
F4b	0.449	1.039	0.845
F2a	0.460	0.372	0.317
F1b	0.452	0.678	0.559
L1b	0.431	0.480	0.364
L3a	0.562	0.851	1.093
G6a	0.425	0.852	0.630
L1a	0.429	0.518	0.389
L5	0.453	0.389	0.322
F5a	0.463	0.427	0.369
F4a	0.419	1.315	0.950
L2a	0.403	0.779	0.526
L3b	0.456	1.081	0.908
G2a	0.431	0.536	0.406
G1a	0.441	0.315	0.248
L2b	0.412	0.780	0.546
G5a	0.411	1.010	0.705
G4a	0.433	0.911	0.697
G3a	0.412	0.924	0.648
F3a	0.389	0.947	0.603
F6a	0.415	0.948	0.672
F6b	0.426	0.907	0.674
F0	0.503	0.354	0.357
F7	0.439	0.713	0.558
L0	0.449	0.273	0.223

BACINO	K Clark	Tc Clark	R Clark
		ore	ore
PP1	0.422	1.064	0.778
PP2	0.423	1.070	0.785
PP3	0.429	0.969	0.728
PP4	0.432	0.643	0.488
PP5	0.454	0.572	0.476

3.6 Taratura del modello

Come già illustrato non si hanno a disposizione dati idrometrici registrati o studi idraulici di confronto utili per la taratura del modello. Ciononostante si è ritenuto opportuno verificare l'affidabilità dei modelli. Date le caratteristiche delle morfologie, i rilievi di dettaglio delle sezioni d'alveo e le metodologie impiegate nella modellazione idraulica di cui si descriverà ampiamente nei prossimi paragrafi, esso risulta maggiormente affidabile, mentre si è ritenuto opportuno provvedere alla taratura dei parametri idrologici di cui discusso in precedenza.

Non avendo quindi a disposizione dati idrometrici, si è provveduto a confrontare i risultati della modellistica idraulica in termini di aree allagate, battenti e velocità, al variare dei parametri idrologici ritenuti maggiormente sensibili. Pertanto sono state eseguite le analisi variando in modo aleatorio il valore del tempo di corrivazione nell'intervallo compreso tra la metà del tempo determinato come sopra riportato, ed il suo doppio. Conseguentemente sono stati rideterminati anche i corrispondenti parametri K ed R. Sono state comunque escluse dalle simulazioni le durate del tempo di corrivazione cui corrispondevano parametri K ed R che eccedessero i valori fisicamente accettabili, in particolare per il parametro K si è verificato che rientrasse nel range 0.3 – 0.6 ritenuto idoneo per i bacini in analisi.

Così facendo abbiamo verificato una sostanziale indifferenza dei risultati idraulici in termini di caratteristiche delle correnti di esondazione al variare dei parametri idrologici simulati. Analogamente è stato verificato impiegando il modello di trasformazione afflussi-deflussi SCS in luogo di quello di Clark. Ovviamente non è stato necessario tarare i parametri di infiltrazione né quelli di pluviometria in quanto dati di input univoci.

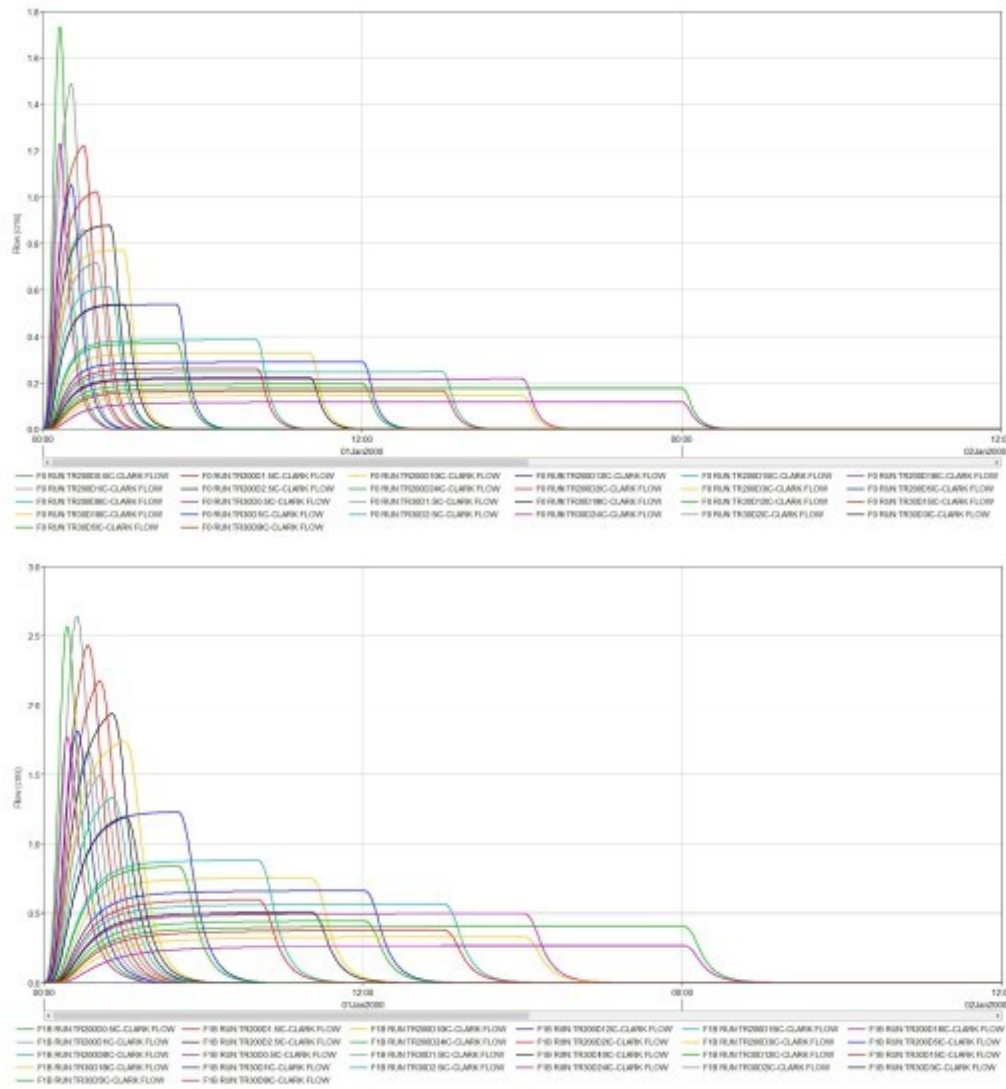
La sostanziale insensibilità dei risultati rispetto ai parametri idrologici è peraltro giustificata dalle caratteristiche morfologiche delle aree di esondazione e dalla geometria dell'alveo nonché delle opere d'arte. Infatti il sottodimensionamento generale della sezione d'alveo, più in particolare il sottodimensionamento di numerosi tombamenti spesso ottenuti mediante semplice callare di diametro anche inferiore ai 1000 mm, unito alla condizione al contorno di valle imposta dall'Autorità di Bacino Distrettuale pari al livello liquido nel lago di Massaciuccoli per l'evento con medesimo tempo di ritorno, fanno sì che l'asta fluviale entri in crisi localmente determinando esondazioni in tratti direttamente corrispondenti ai bacini idrografici che hanno determinato l'afflusso. Analogo comportamento si nota nel caso della Pineta di Ponente dove la condizione al contorno di valle come vedremo è determinata dalla presenza dello scarico a sollevamento meccanico verso il Fiume Camaiore. In sostanza i corsi d'acqua risultano già prossimi alla crisi idraulica in corrispondenza della condizione al contorno di valle, al punto da essere in grado, tratto per tratto, di raccogliere solo una limitata frazione dell'idrogramma in ingresso da ciascun bacino, che si riversa quindi quasi direttamente sulle aree circostanti. La morfologia pianeggiante poi, è tale da limitare i valori della velocità della corrente e convogliare i

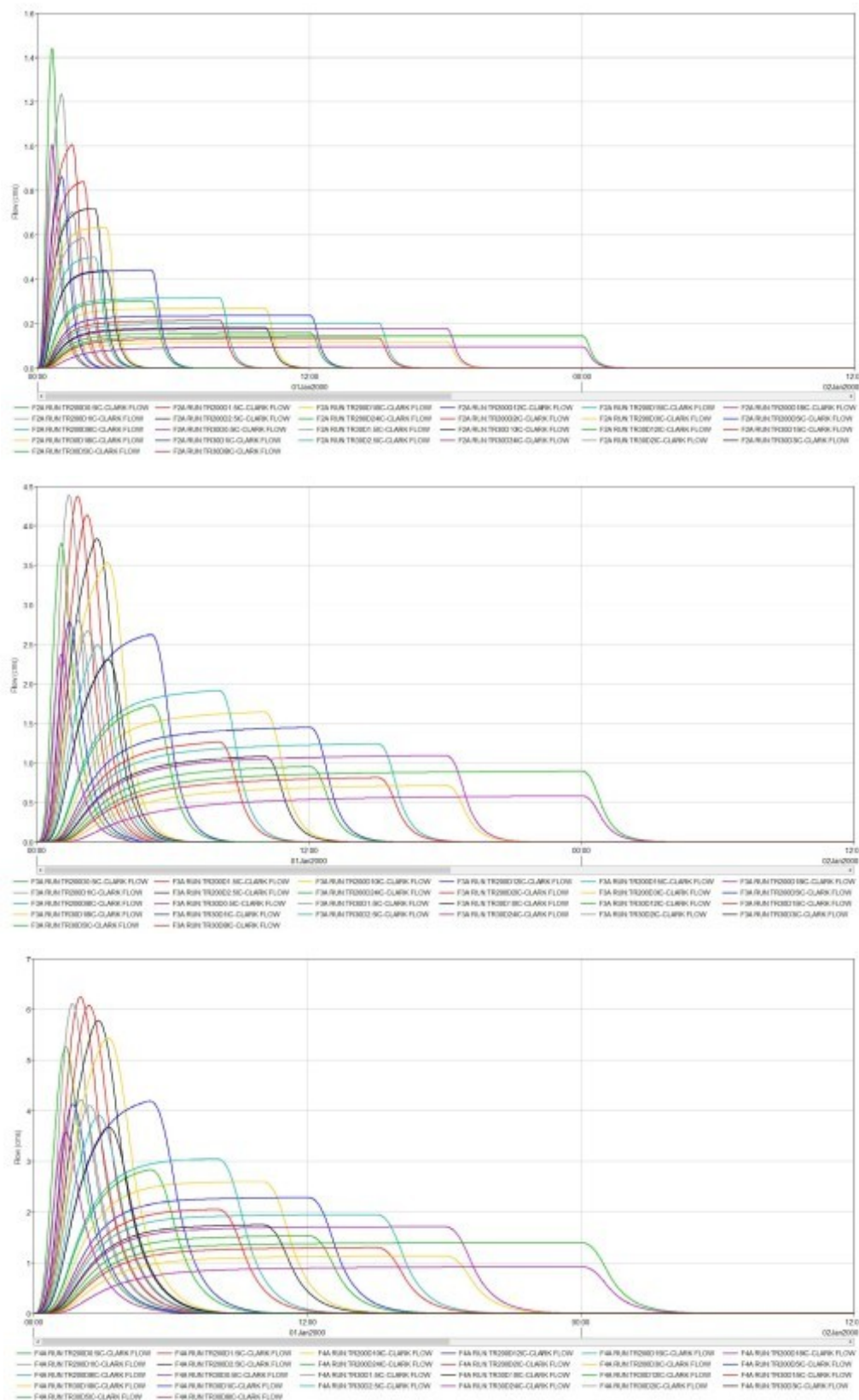
flussi esondativi verso le aree prossime al rilevato autostradale, già interessate dalle esondazioni del Lago di Massaciuccoli, o verso le aree più depresse della Pineta.

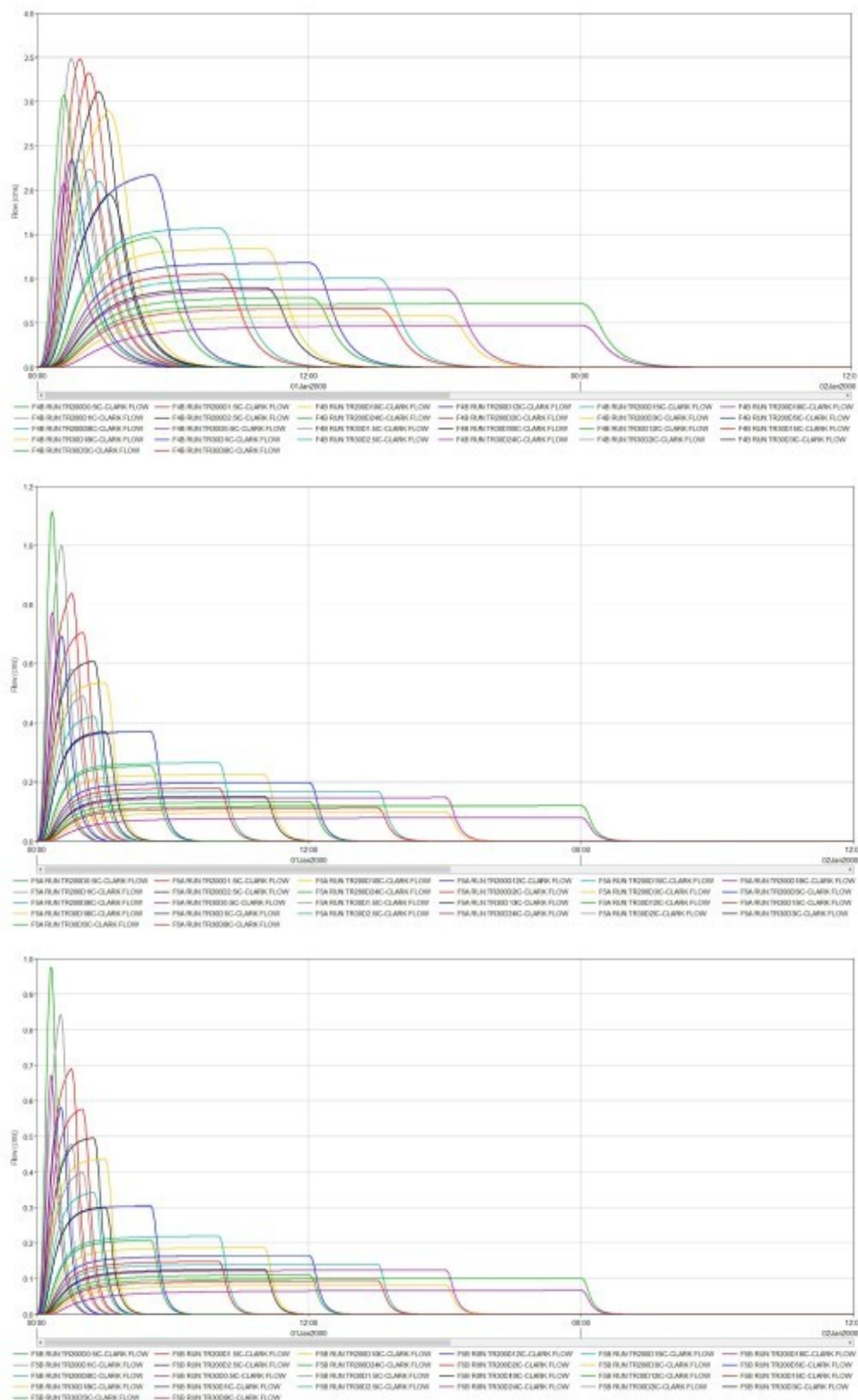
Ciò è ancora confermato dall'analisi idraulica di cui è trattato più avanti, mediante la quale si verifica che l'evento critico in termini di aree allagate, tale cioè da massimizzare i volumi di esondazione, assume durata prossima alle 12-15 ore, mentre la durata critica in termini di portate di ciascun bacino (convenzionalmente assimilabile alla durata del tempo di corrivazione) rimane sempre inferiore alle 2 ore come verificabile dagli idrogrammi riportati di seguito.

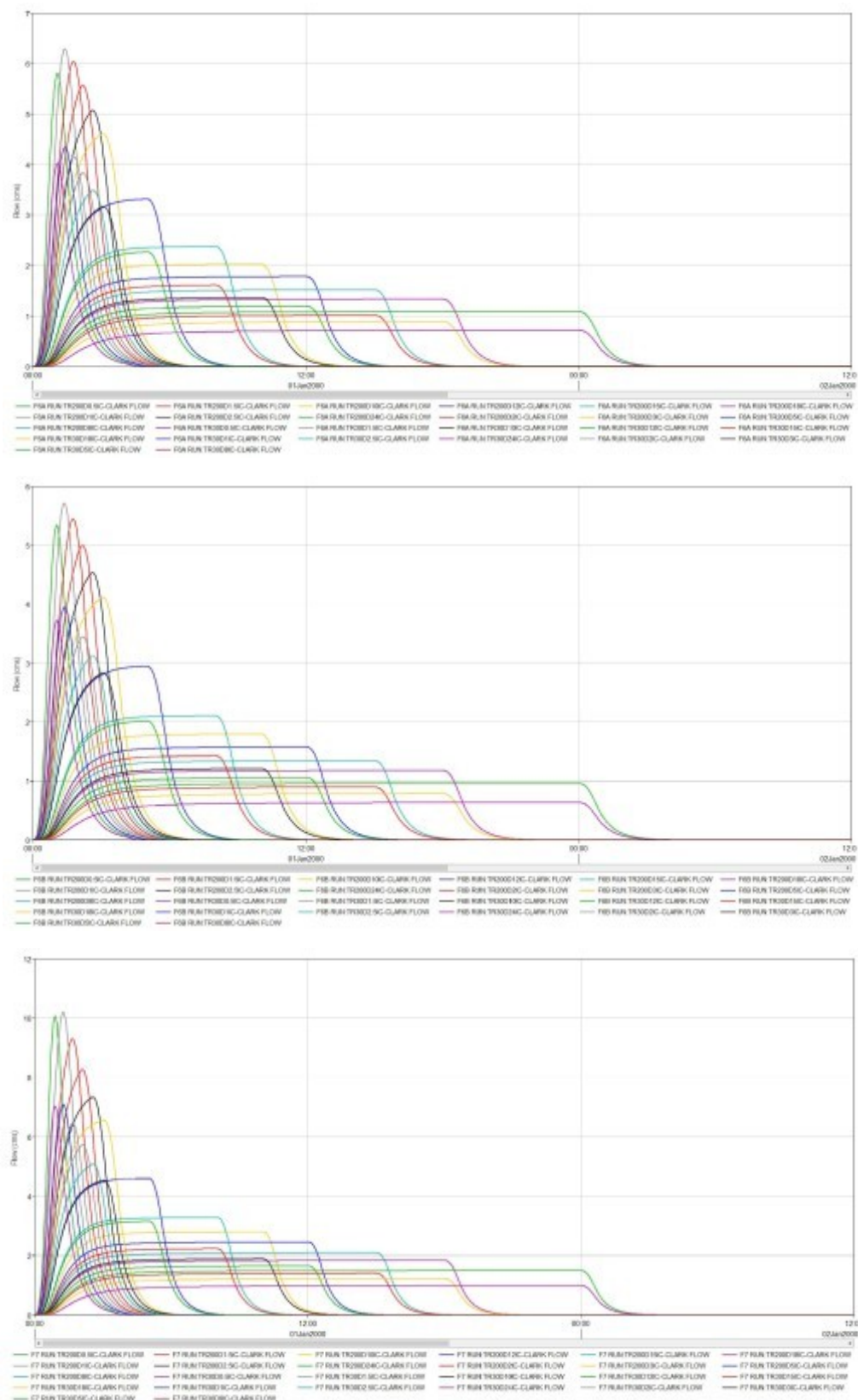
3.7 Idrogrammi

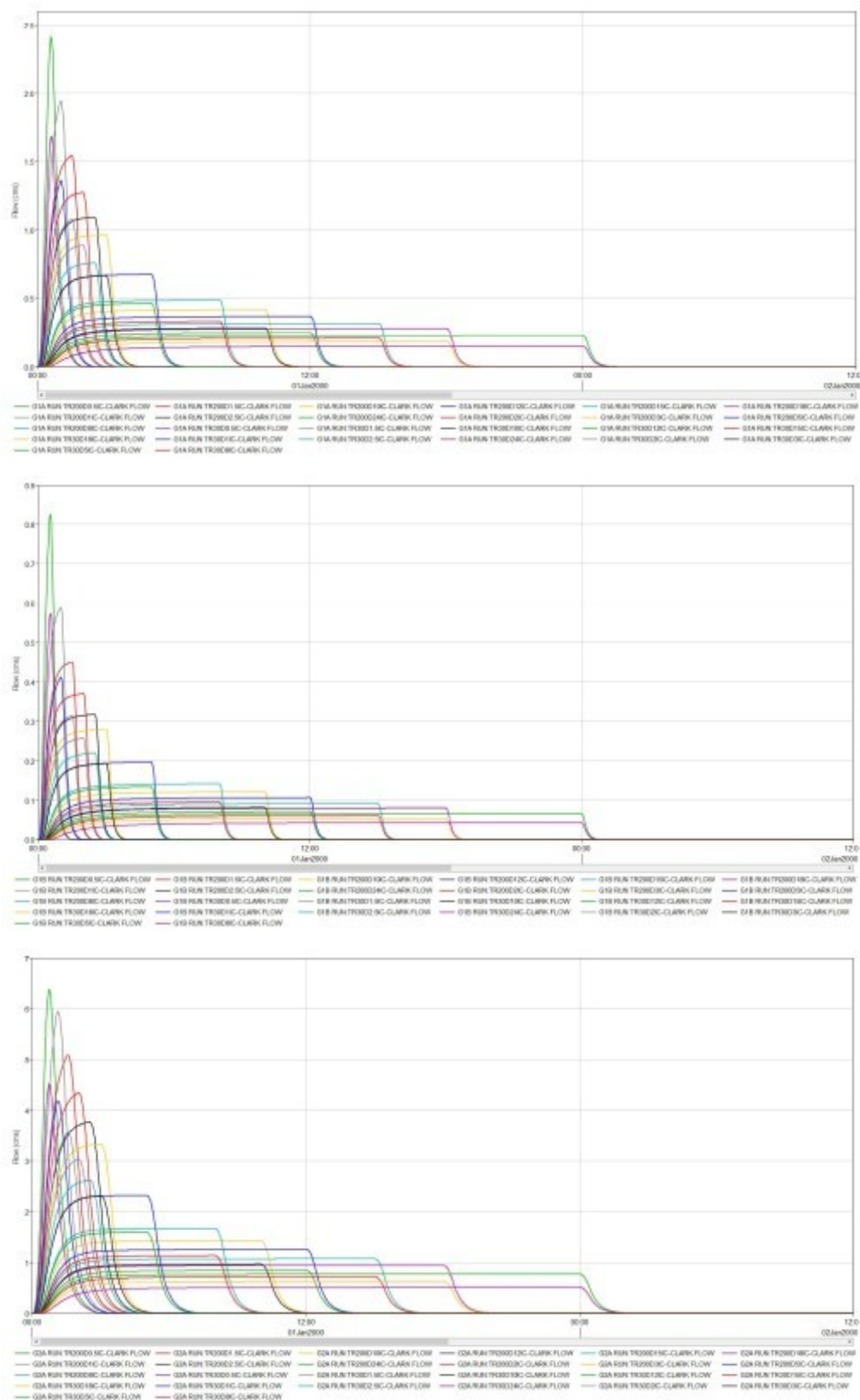
Si riportano quindi di seguito gli idrogrammi determinati per ciascun bacino.

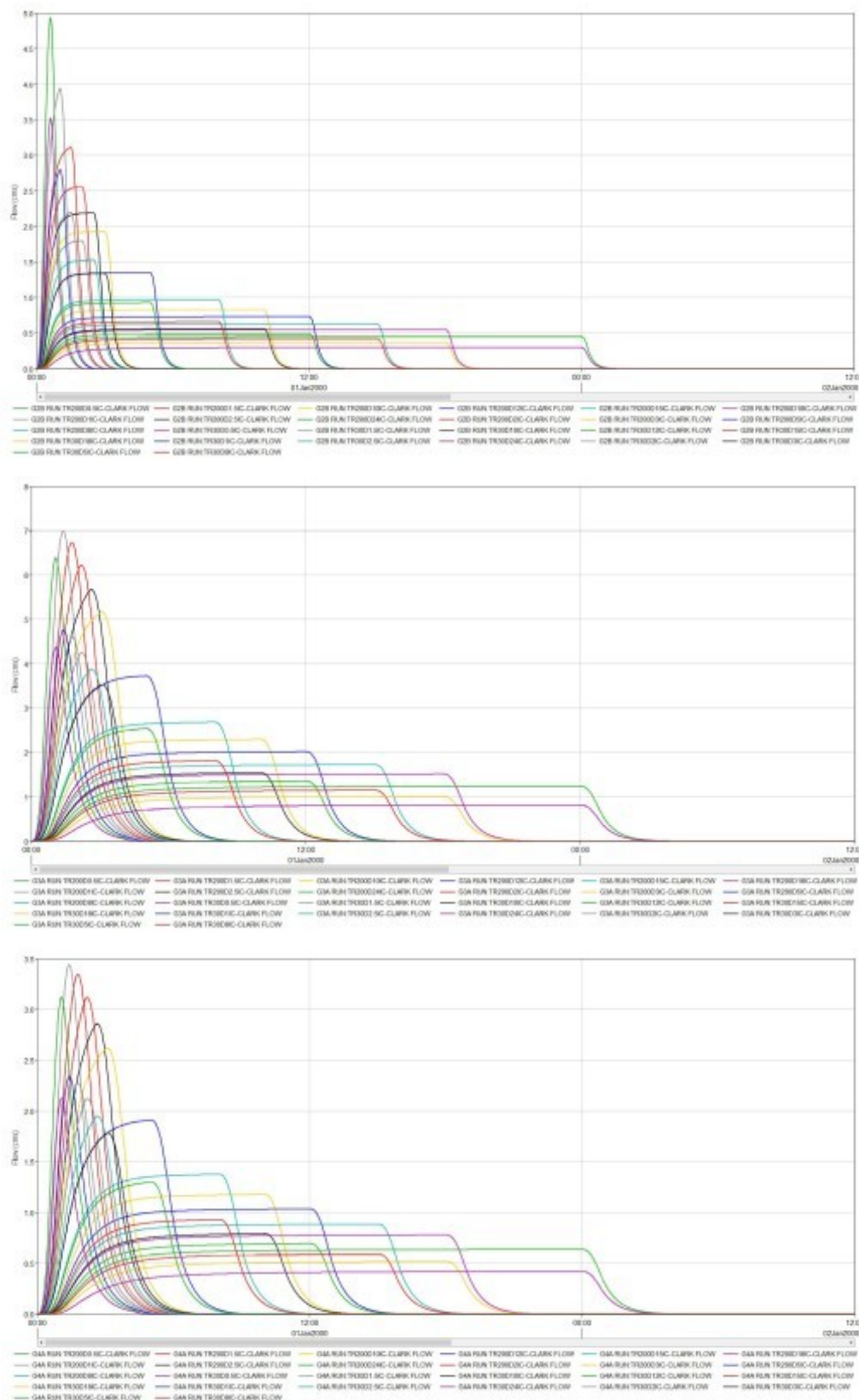


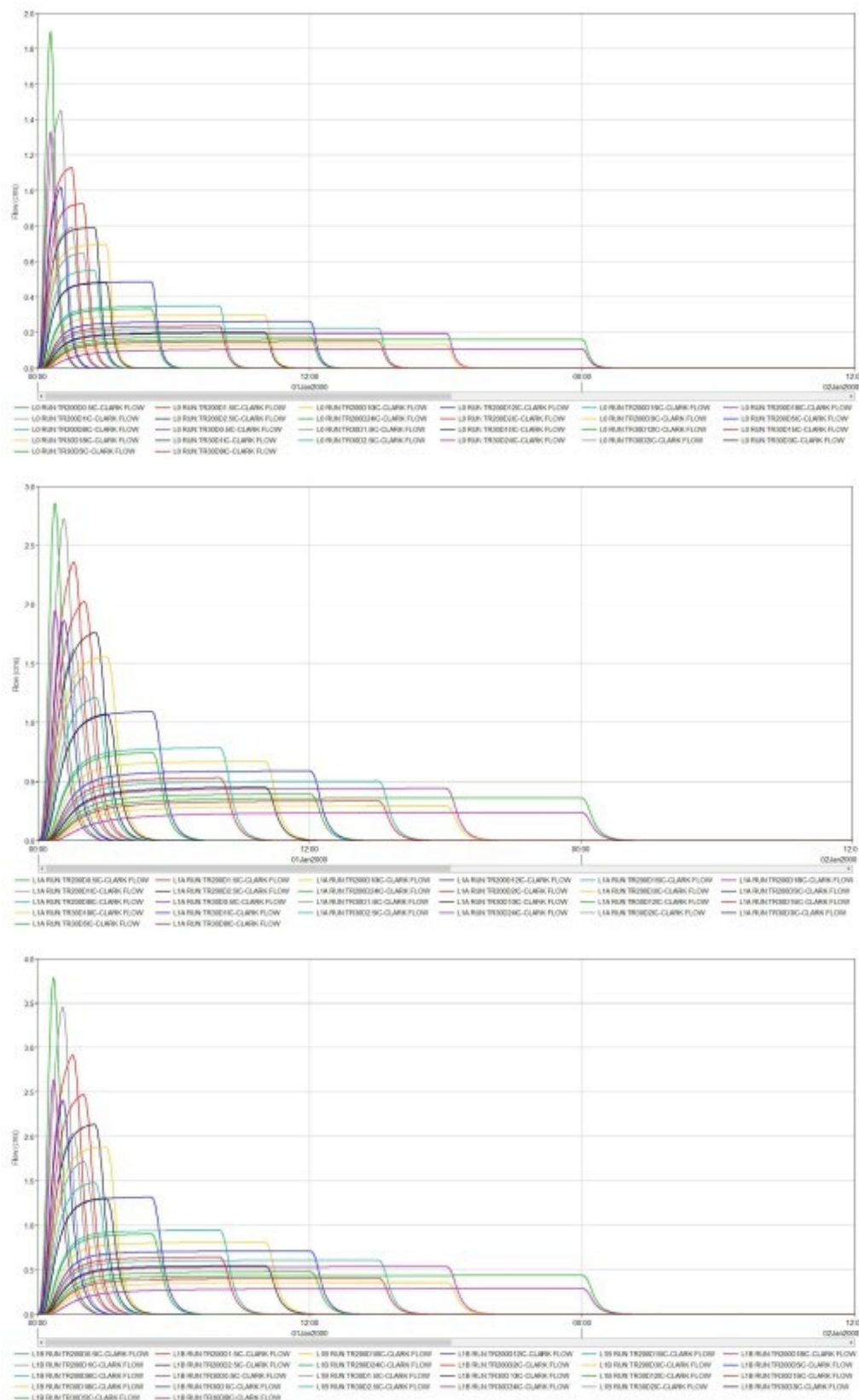


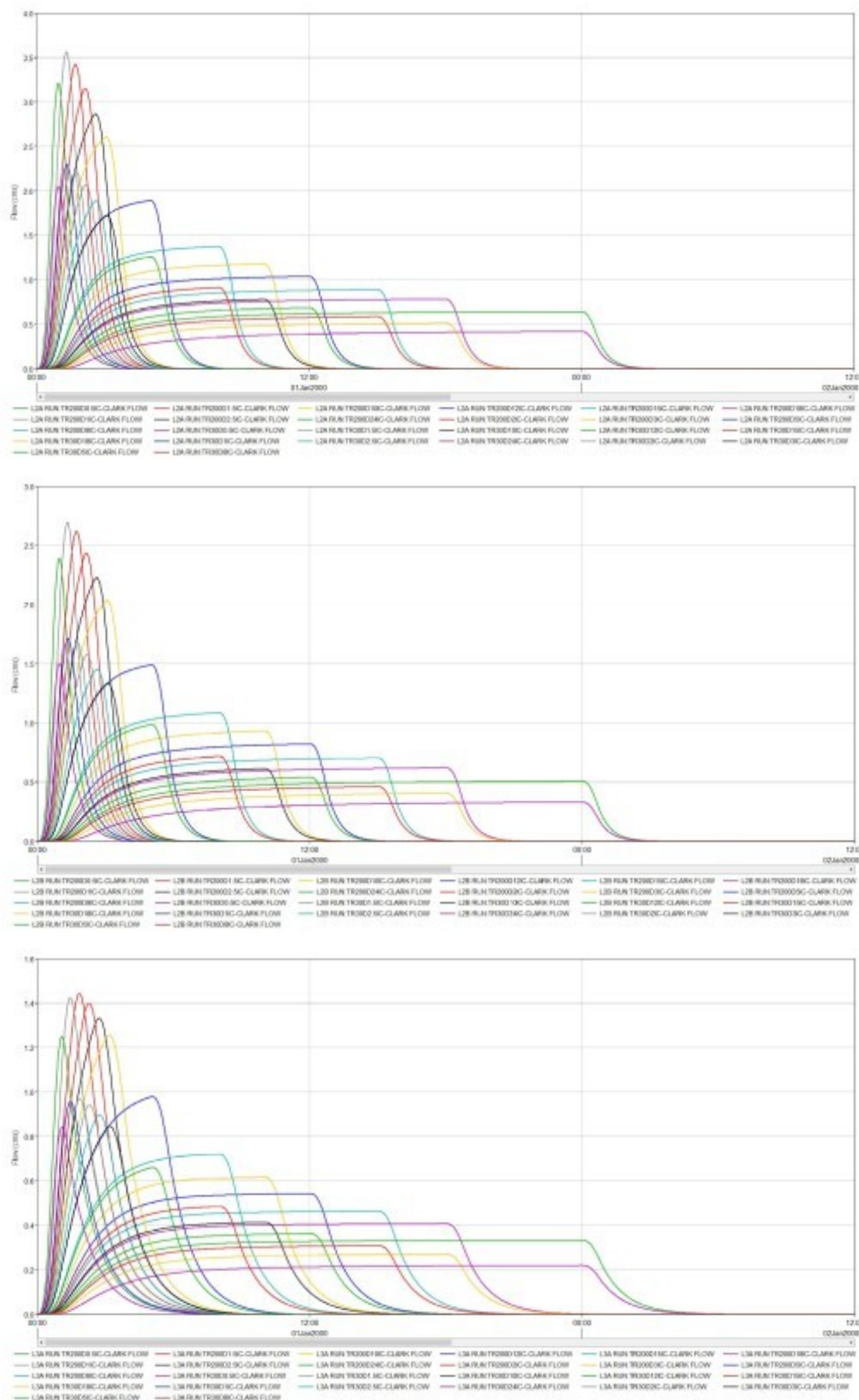


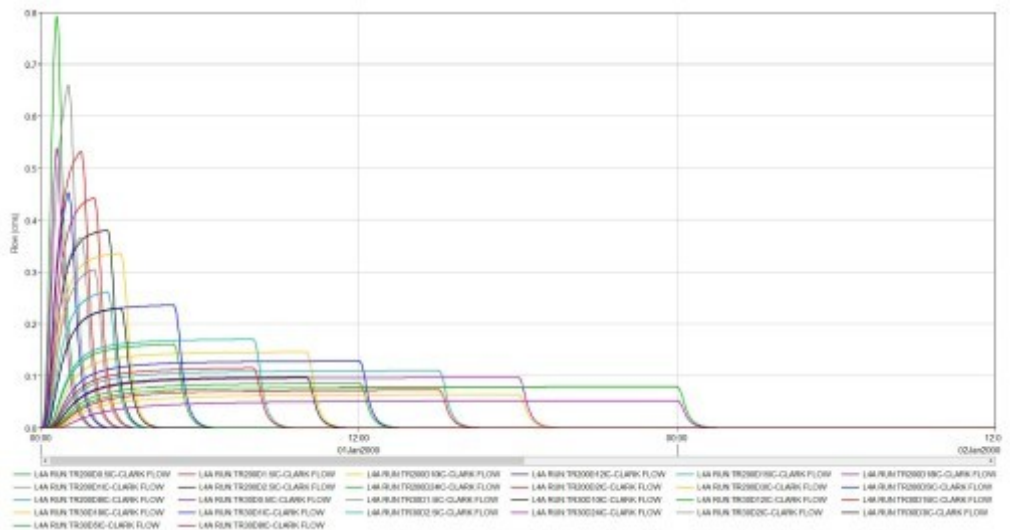


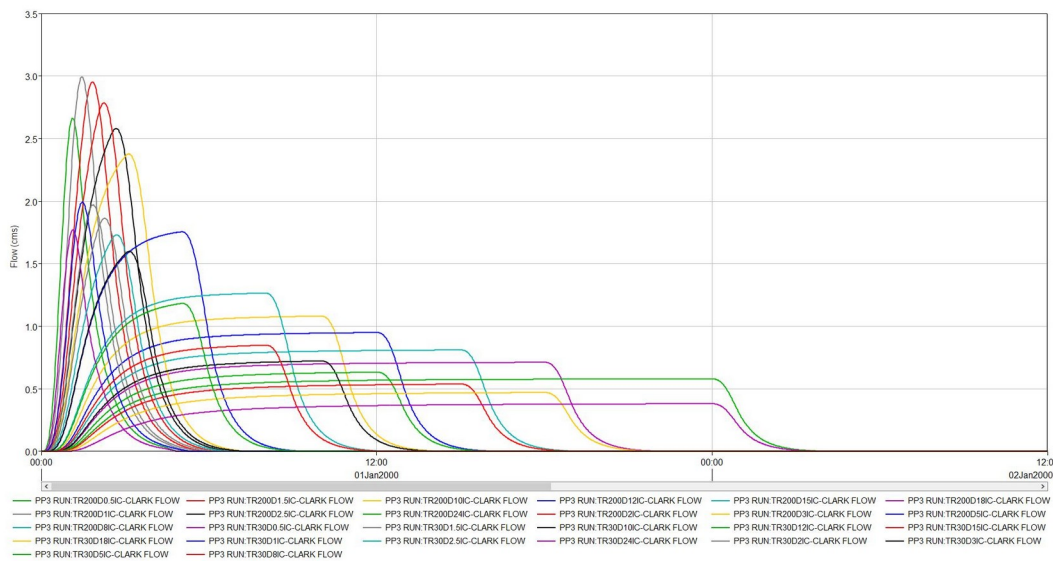
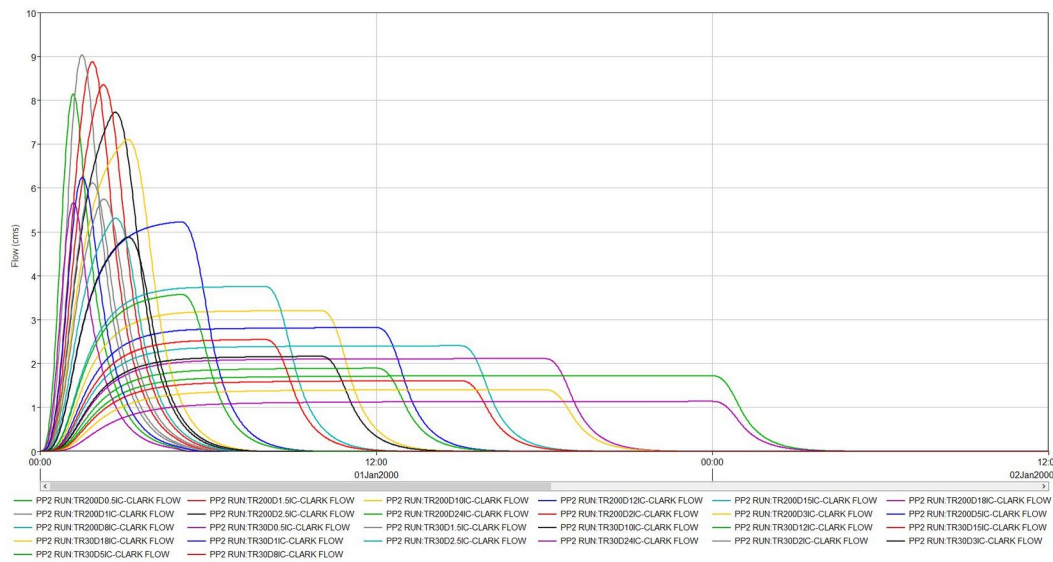
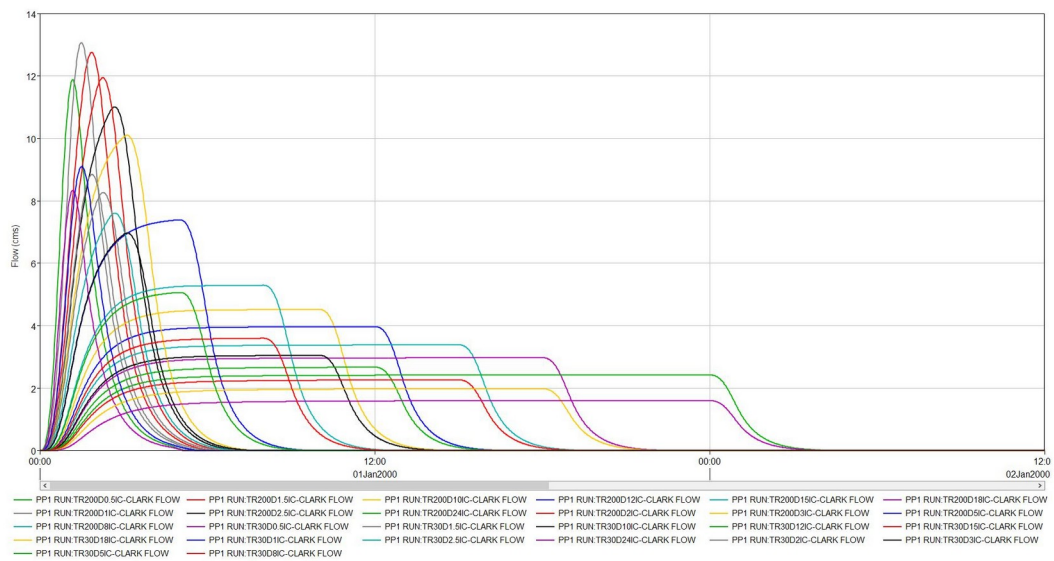


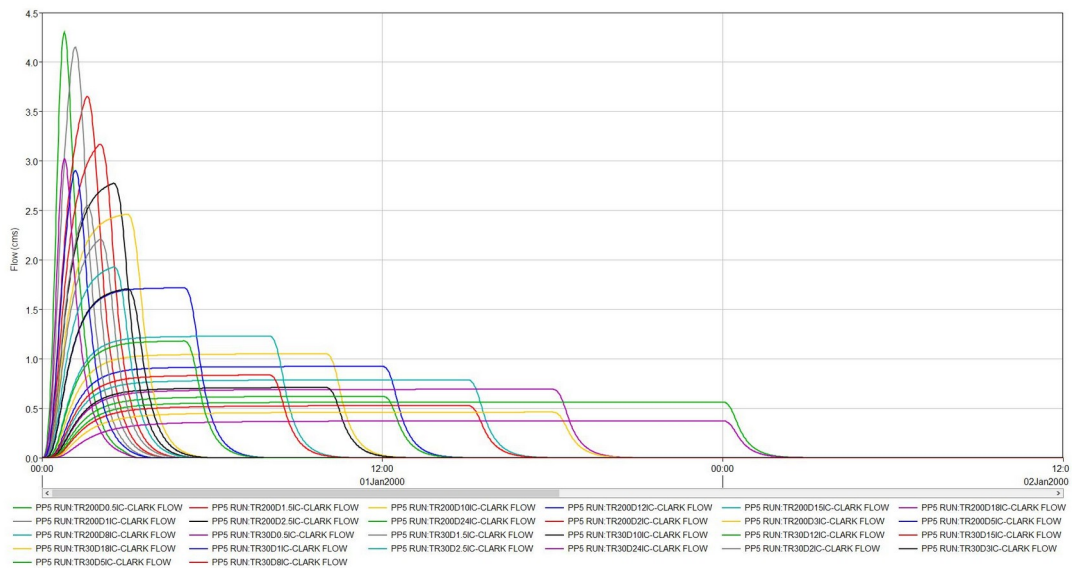
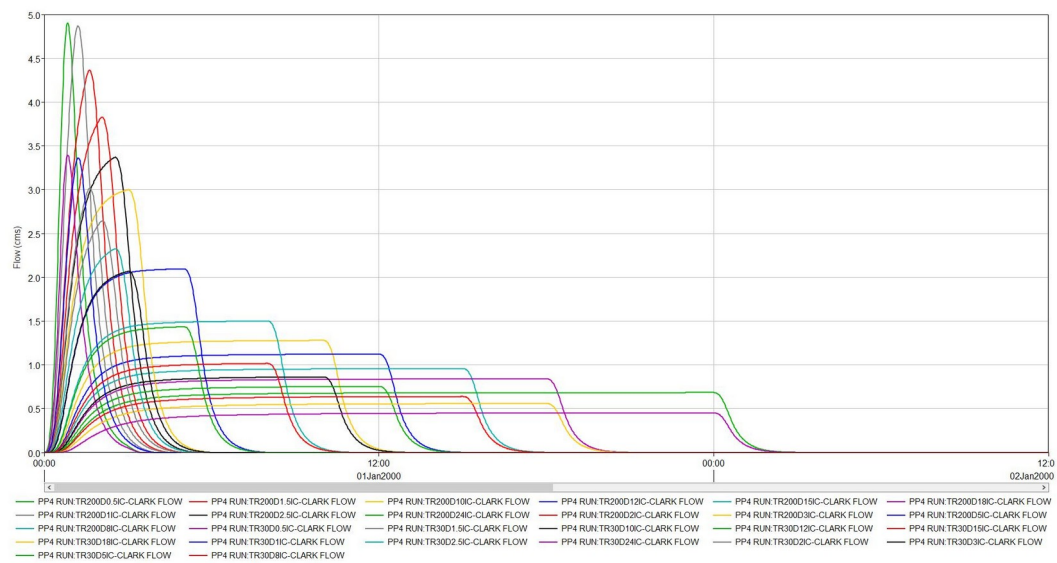












4 ANALISI IDRAULICA

4.1 Descrizione dell'analisi matematica idraulica

Il software HEC-RAS è un sistema integrato predisposto per un uso interattivo tramite un'interfaccia grafica che permette di accedere alle altre componenti quali l'analisi idraulica, l'archiviazione e la gestione dei dati e la visualizzazione dei risultati.

Il sistema dispone di tre componenti principali per la modellazione idraulica secondo lo schema monodimensionale destinate rispettivamente al regime di moto permanente, vario e a quello con fondo mobile.

La componente del sistema di modellazione relativa al regime permanente serve per calcolare la variazione del pelo libero per tali condizioni di moto lungo il corso d'acqua.

Il sistema può considerare sia una rete completa di canali, sia un sistema endoreico e sia infine un singolo corso d'acqua.

La componente di moto permanente è in grado di modellare correnti lenti, veloci e miste.

La procedura di calcolo è basata sulla soluzione delle equazioni dell'energia secondo lo schema monodimensionale. Le perdite di energia considerate sono dovute alla scabrezza (eq. di Manning) ed alla contrazione e/o espansione della vena fluida, attraverso un coefficiente moltiplicatore della variazione dell'energia cinetica. L'equazione dei momenti è utilizzata nelle situazioni in cui il pelo libero dell'acqua subisce variazioni repentine.

Questa situazione comprende la valutazione in corrente mista (es: risalto idraulico), dell'idraulica dei ponti e dei profili in corrispondenza della confluenza tra diversi corsi d'acqua.

L'effetto di diverse ostruzioni quali ponti, tombini, briglie e strutture in genere lungo i corsi d'acqua può essere considerata nei calcoli idraulici.

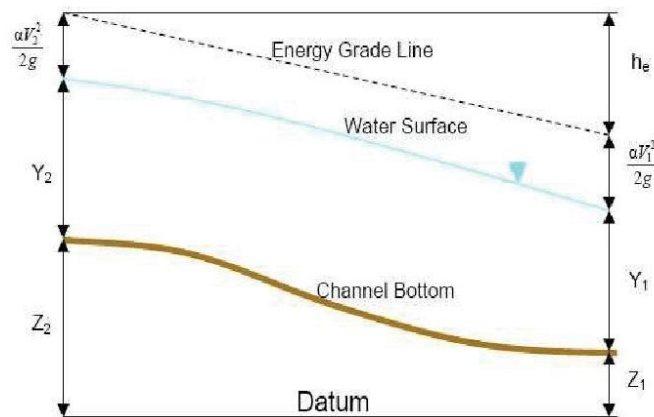
Il sistema di calcolo in moto permanente è concepito per applicazioni nella sistemazione dei corsi d'acqua e delle pianure alluvionali e per gli studi finalizzati alla determinazione delle aree allagabili con diversi tempi di ritorno in caso di esondazioni dai corsi d'acqua. È inoltre possibile valutare il cambiamento nelle caratteristiche di moto dovuto alla rettifica della sezione e/o alla realizzazione di argini.

Il modello presuppone che siano fornite tutte le informazioni necessarie, ed in particolare la geometria di un numero sufficiente di sezioni trasversali, la scabrezza che metta in conto le resistenze idrauliche, le condizioni al contorno e le portate.

Il programma consente di inserire sezioni trasversali fittizie, interpolando quelle rilevate, in modo da assicurare che il passo di discretizzazione spaziale non ecceda un assegnato valore limite ed è in grado di modellare il comportamento di canali naturali e artificiali tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo quali ponti, briglie, paratoie che influenzano le caratteristiche della corrente.

Per l'analisi in moto permanente HEC-RAS determina il profilo del pelo libero tra una sezione e la successiva mediante la procedura iterativa denominata standard step,

risolvendo l'equazione del bilancio energetico, andando ad analizzare solamente la componente della velocità diretta secondo la direzione prevalente del moto.



$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Dove:

- Y_1, Y_2 sono i tiranti idrici;
- Z_1, Z_2 sono le quote geodetiche;
- V_1, V_2 sono le velocità medie;
- a_1, a_2 sono i coefficienti di ragguglio delle altezze cinetiche;
- g è l'accelerazione di gravità;
- h_e è la perdita di carico totale nel tratto considerato;

Il termine h_e dipende sia dalle perdite per attrito che da quelle per contrazione ed espansione.

Esso si può valutare mediante la seguente relazione:

$$h_e = L S_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right|$$

con:

- L la lunghezza del tratto fluviale mediata sulle portate, calcolata come segue

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{rob} Q_{rob} + L_{ch} Q_{ch}}{Q_{lob} + Q_{rob} + Q_{ch}}$$

Dove il pedice *lob*, *rob* e *ch* indica la golena sinistra, destra e il canale centrale, relativamente alle lunghezze e alle portate;

- S_f è la cadente della linea dei carichi totali;
- C è il coefficiente di espansione/contrazione compreso tra 0 e 1, che tiene conto delle perdite di carico dovute all'espansione e alla contrazione della vena fluida.

Il primo termine rappresenta la perdita totale per attrito, prodotto tra la distanza tra le due sezioni e la cadente media. Il programma prevede diverse possibilità di calcolo

della cadente, che viene determinata presupponendo una suddivisione della sezione d'alveo in sottosezioni all'interno delle quali la velocità possa ritenersi con buona approssimazione costante. Per ciascuna di queste sottosezioni (golena sinistra, alveo e golena destra) è possibile assegnare un diverso valore del coefficiente di Manning da adottare nel calcolo.

Il secondo termine della equazione per il calcolo delle perdite di carico rappresenta invece il contributo dovuto alla contrazione ed espansione dell'area bagnata; tali perdite sorgono nel momento in cui si abbia un allargamento o restringimento della sezione che determini una situazione di corrente non lineare. Il coefficiente C varia in un intervallo compreso tra 0.1 e 1 per correnti subcritiche, mentre in caso di correnti veloci generalmente si assumono valori inferiori.

L'altezza del pelo libero, in riferimento ad una assegnata sezione, viene determinata mediante una risoluzione iterativa delle equazioni prima illustrate. Il modello fornisce inoltre i valori dell'altezza critica nelle diverse sezioni fluviali. Qualora si verificino transizioni da corrente lenta a veloce o viceversa, in tali segmenti di asta fluviale l'equazione di bilancio energetico è sostituita dall'equazione globale di equilibrio dinamico o dei momenti.

Il modello HEC-RAS consente anche di modellare l'effetto indotto sulla corrente dalla presenza di attraversamenti fluviali, nel caso che il deflusso attraverso il ponte avvenga a pelo libero ma anche in pressione. La perdita di energia causata dal ponte è divisa in tre parti: in primo luogo le perdite che si hanno nella zona immediatamente a valle del ponte dove, generalmente, si ha un'espansione della corrente. Sono poi considerate le perdite di energia che si verificano durante l'attraversamento del ponte, nonché le perdite che si hanno immediatamente a monte, ove la corrente subisce una contrazione. Per i coefficienti di contrazione ed espansione si sono quindi adottati rispettivamente i valori di 0.3 e 0.5, salvo aumentarli a 0.5 e 0.7 in presenza di ostruzioni particolarmente brusche.

In caso di simulazione in moto vario il software HEC-RAS utilizza le equazioni di De Saint Venant secondo differenti metodi di risoluzione a seconda che l'analisi si svolga in condizioni di corrente lenta, veloce o mista.

Equazione di continuità:

$$\frac{(\partial A)}{(\partial t)} + \frac{(\partial(\Phi \cdot Q))}{(\partial x_e)} + \frac{(\partial[(1-\Phi) \cdot Q])}{(\partial x_f)} = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto:

$$\frac{(\partial Q)}{(\partial t)} + \frac{(\partial(\Phi^2 Q^2 / A_e))}{(\partial x_e)} + \frac{(\partial((1-\Phi^2) Q^2 / A_f))}{(\partial x_f)} + g A_e \left[\frac{(\partial Z)}{(\partial x_e)} + S_{f_e} \right] + g A_f \left[\frac{(\partial Z)}{(\partial x_f)} + S_{f_f} \right] = 0$$

con:

$$Q_e = \Phi \cdot Q ; \quad \Phi = (K_e) / (K_e + K_f)$$

Per approfondimenti sulle equazioni ed algoritmi di calcolo si rimanda alla manualistica di HEC-RAS, ed in particolare all'Hydraulic Reference Manual.

MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE

Il modello matematico bidimensionale utilizza le equazioni di continuità (o conservazione della massa) e della quantità di moto, risolte con uno schema ai volumi finiti.

Assumendo il fluido incomprimibile l'equazione differenziale di continuità in moto vario si riduce:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(h \cdot u)}{\partial x} + \frac{\partial(h \cdot v)}{\partial y} + q = 0$$

In cui u e v sono rispettivamente le componenti di velocità lungo le direzioni x ed y .

Quando la dimensione orizzontale caratteristica dell'area di deflusso è molto maggiore della verticale, gli effetti legati alla componente verticale della velocità possono essere trascurati, assumendo una distribuzione idrostatica delle pressioni. Assumendo quindi costante la densità del fluido l'equazione di conservazione della quantità di moto si riduce:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial y} = -g \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f \cdot u + f \cdot v$$

Dove V_t è il coefficiente di viscosità turbolenta, C_f il coefficiente di attrito al fondo ed f è il coefficiente di Coriolis.

Per la modellazione del campo di moto HEC-RAS impiega l'approccio batimetrico con il quale riesce a rappresentare informazioni topografiche dettagliate pur utilizzando celle di calcolo di dimensioni maggiori, ricavandone la legge di variazione delle grandezze idrauliche (curva di invaso della cella e sezione idraulica lungo il bordo) con la quota del pelo libero. Tale metodologia risolutiva consente di raggiungere un elevato dettaglio dei risultati, abbattendo drasticamente i tempi computazionali e migliorando notevolmente il dettaglio di calcolo rispetto ad altri software.

Preme sottolineare che nel modello in analisi, sebbene fosse sufficiente l'implementazione del modello Diffusion wave equation DWE, per tutte le aree 2D indagate è stato applicato il modulo computazionale **Full Momentum (noto nelle nuove versioni del software come Shallow Water Equations Eulerian-Lagrangian Method SWE-ELM)** che adotta per il calcolo le intere equazioni 2D di De Saint Venant, senza trascurarne alcun termine, assicurando la massima accuratezza del risultato a scapito di un maggior onere computazionale.

4.2 Descrizione del modello implementato

La modellazione del fenomeno idraulico di trasferimento dell'onda di piena lungo i corsi d'acqua analizzati è avvenuta facendo ricorso al noto software HEC-RAS sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Nonostante l'estensione del territorio oggetto di analisi, l'informazione morfologica di base, la gerarchia tra bacini e sottobacini indagati nonché il notevole carico di lavoro e la tempistica computazionale, si è scelto di perseguire l'obiettivo di realizzare un unico modello idraulico valido per l'intera area d'indagine, quindi riducendo il numero di disconnessioni idrauliche fonte di incertezze nella determinazione delle condizioni al contorno.

Il modello dell'area sud di Viareggio vede implementati i tre corsi d'acqua indagati, ed un quarto di collegamento tra il Fosso della Fontanella ed il Fosso Lamalunga, secondo 62 sezioni d'alveo per il Fosso Guidario, 65 per il Fosso Lamalunga, 78 sezioni per il Fosso della Fontanella ed altre 9 per il tratto di connessione. Sono stati inoltre modellati i tre lunghi tombamenti allo sbocco nel Canale Burlamacca come Lid associati alle sezioni trasversali, e altre 13 opere d'arte sul Fosso Guidario, 7 sul Fosso Lamalunga, 27 sul Fosso della Fontanella e 3 sulla connessione.

Mentre le sezioni d'alveo e le opere d'arte sono state oggetto di apposito rilievo topografico GPS (restituito nel sistema di riferimento Gauss Boaga Roma 40 EPSG3003 mediante trasformazione delle coordinate con grigliato IGM verto per assicurare la congruenza con le altre cartografie impiegate), la modellazione delle aree bidimensionali è stata sviluppata usufruendo della cartografia lidar 1x1 distribuita dalla Regione Toscana, fonte dei dati: Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare – RILIEVI LIDAR, adottando maglie di calcolo a celle quadrate di lato 10x10 m localmente infittite ed integrate in corrispondenza di singolarità con apposite break lines.

Tuttavia è da precisare che la cartografia disponibile risale all'epoca del rilievo 2006, manca cioè di alcune modifiche morfologiche successive. In particolare la cartografia lidar è stata da noi integrata per tenere conto delle modifiche morfologiche ritenute idraulicamente rilevanti quali la nuova viabilità Via delle Darsene, il nuovo svincolo della SS1 all'altezza di Marina di Torre del Lago, e due strade che da qui si dipartono via Renzo Zia e Via Vittime del 29 giugno. Inoltre la morfologia lidar è stata modificata ripristinando la connessione idraulica attraverso i rilevati della SS1 e dell'autostrada A12 in corrispondenza dei sottopassi, al fine di consentire al modello il deflusso delle acque verso il Lago di Massaciuccoli.

A livello di modellazione il territorio è stato scomposto in quattro distinte aree bidimensionali frapposte tra i Fossi analizzati, e connesse tra loro oltre che dalle lateral structures dei corsi d'acqua, anche da apposite storage area connections in corrispondenza della nuova viabilità Via Vittime del 29 giugno. Non è stato necessario invece introdurre storage area connections in corrispondenza dei rilevati ferroviari in quanto posti a quota nettamente superiore alle esondazioni.

Come accennato, il tratto di Fosso della Fontanella posto a Sud di Torre del Lago non è stato modellato come alveo monodimensionale ma come bacino di invaso dato il suo isolamento idraulico dal contesto in occasione degli eventi meteorici considerati.

Analogamente il sottobacino L0 è stato cautelativamente introdotto direttamente nelle celle bidimensionali perché non vi è tratto a cielo aperto del Fosso Lamalunga a valle dell'attraversamento ferroviario, quindi non vi è connessione idraulica diretta tra il corso d'acqua ed il sottobacino.

Sempre a favore di sicurezza, non sono stati modellati invece i due scolmatori in destra al Fosso Guidario, il TN38365 e il TN38525, sia perché regolati da paratoia metallica protetta da griglia che, già al momento del sopralluogo, mostrava criticità di ostruzione da parte del materiale galleggiante come foglie, plastiche, canne e altro, sia soprattutto perché all'altezza di tali derivazioni il Fosso Guidario risulta esondare già per il livello imposto quale condizione di valle pari alla quota liquida del lago di Massaciuccoli, minimizzando di fatto il contributo offerto dalla sezione della paratoia a favore dello sfioro superficiale dato dalle esondazioni.

Figura 6: paratoia di derivazione ostruita



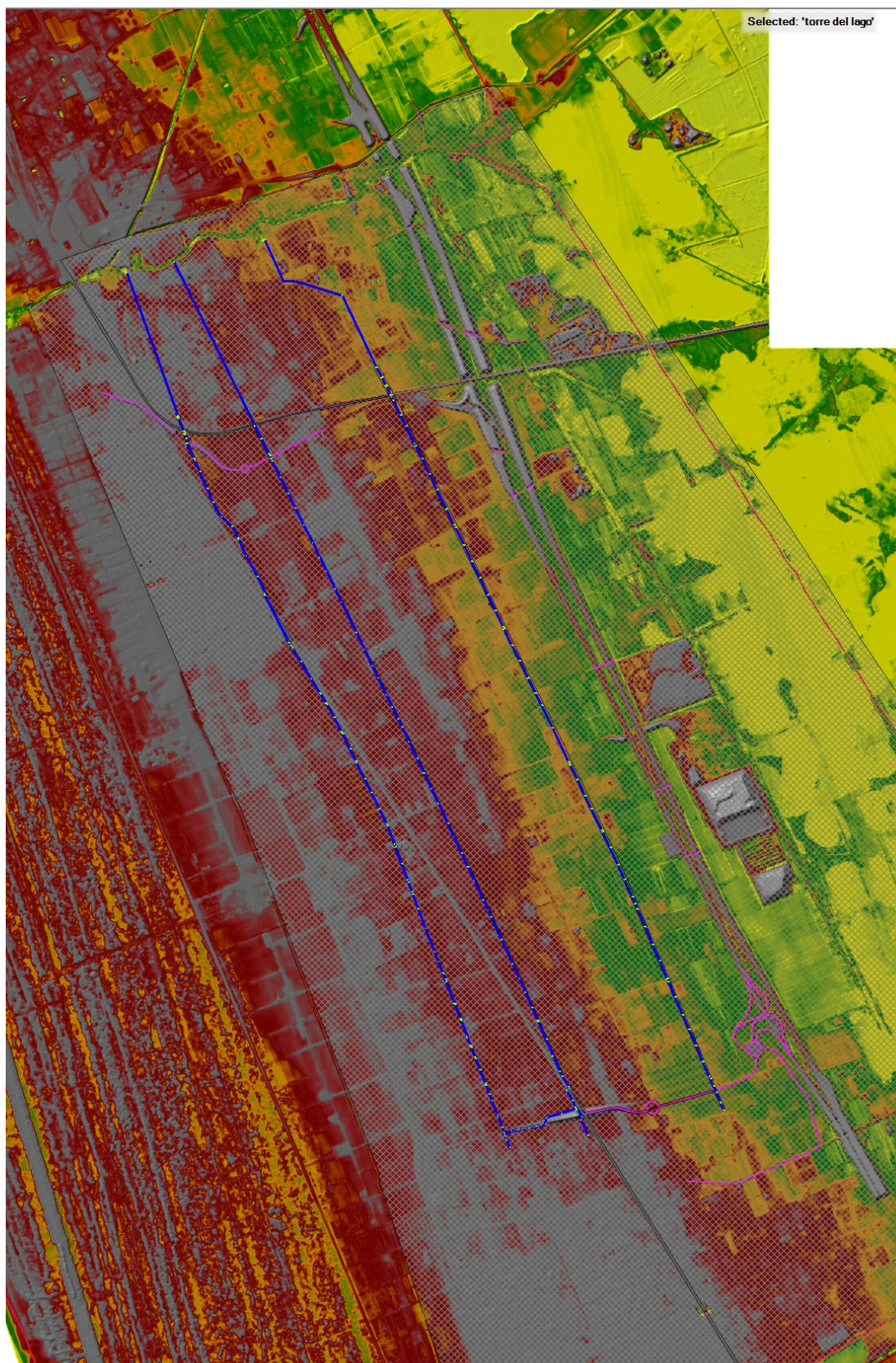
Infine è stato modellato lo scolmatore presente in destra idraulica al Fosso Lamalunga. Tale scolmatore è costituito da un lungo tratto intubato che si diparte dal corso d'acqua all'altezza di via della Bozzana Est, incrocia il Fosso Guidario e termina all'intersezione

tra il TN38312, il TN38167 e il TN38168 oltre il rilevato autostradale. Questi ultimi hanno sezione talmente ampia interamente sommersa in corrispondenza delle quote liquide del Lago poste quale condizione al contorno di valle, da poterne trascurare la modellazione. Lo scolmatore è quindi stato simulato come lateral structure con quota liquida di valle imposta.

Come semplice nota si fa presente che in condizioni di magra lo scolmatore al Fosso Lamalunga richiama le acque sia da monte che da valle, segno questo che l'alveo del Fosso assume una forma a conca con minimo in corrispondenza dello scolmatore. Analoga osservazione può essere sviluppata nei confronti del Fosso Guidario, sintomo questo di un'importante sottodimensionamento di alcune opere d'arte sui due fossi. D'altronde è tipica caratteristica di fossi di bonifica la possibilità di funzionamento con inversione delle direzioni di flusso in dipendenza delle condizioni al contorno. Ancora si osserva che il Fosso TN38990 è stato realizzato quale connessione idraulica tra il Fosso della Fontanella ed il Fosso Lamalunga, consentendo alle acque del Fontanella di defluire, oltre che naturalmente verso il Canale Burlamacca, anche verso il Fosso Lamalunga. Questo in quanto l'attraversamento ferroviario del Fosso della Fontanella è decisamente sottodimensionato, mentre risulta più generoso quello del Lamalunga. Dall'analisi di dettaglio delle simulazioni sviluppate si può osservare infatti in quest'ultimo una importante valvola di sfogo che consente il deflusso delle acque esondate verso valle altrimenti arginate dal rilevato ferroviario.

Di seguito si riporta la rappresentazione planimetrica del modello dove è possibile leggere la morfologia lidar in toni di colore dal giallo per le quote inferiori al grigio per quelle superiori, in blu il tracciato dei corsi d'acqua modellati secondo schematizzazione monodimensionale, in verde le tracce delle sezioni d'alveo, la griglia di calcolo bidimensionale ed in magenta le modifiche morfologiche introdotte.

Figura 7: schema planimetrico del modello idraulico dell'area sud



Nel caso invece del modello relativo all'area della Pineta di Ponente, le particolari caratteristiche dell'area di indagine hanno imposto un importante confronto preliminare con gli Uffici del Genio Civile Regione Toscana sede Lucca e dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale sede Lucca, al fine di definire una schematizzazione idraulica condivisa capace di approssimare con buona affidabilità il fenomeno, mantenendo tuttavia una semplicità d'analisi e limitando gli impatti economici legati ai rilievi topografici di dettaglio delle sezioni d'alveo.

Analizzando la morfologia lidar 1x1 distribuita dalla Regione Toscana, fonte dei dati: Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare – RILIEVI LIDAR, è infatti facile osservare la particolarità caratteristica della Pineta di Ponente costituita da un'area pianeggiante depressa rispetto al contorno. Si osservi nell'immagine seguente le aree dal marrone al grigio poste a quota superiore, rispetto a quelle degradanti dall'arancione – giallo – verde – ciano.

Si osservi peraltro che le zone maggiormente depresse sono poste nell'area nord della Pineta, in prossimità del Fiume Camaio. Tuttavia le acque di deflusso superficiale non sono libere di riversarsi nello stesso Fiume per la presenza del rilevato del Viale Luigi Einaudi e del muro arginale a protezione del Camaio. Il deflusso a valle avviene infatti grazie a due impianti idrovori che sollevano le acque dai corsi d'acqua interni alla Pineta e li riversano verso il Fiume Camaio. Sono trascurati invece gli scarichi fognari a gravità, sia perché le dimensioni dei collettori fognari posti a monte non sono significative per il drenaggio delle acque meteoriche connesse agli eventi di interesse del presente studio, sia perché il loro deflusso a valle non è comunque da ritenersi libero, essendo regolato da paratoie di tipo clapet, la cui apertura è definita dai livelli del mare, dalla piena del Fiume Camaio e del Canale Burlamacca; sono cioè da ritenere ad impedito deflusso in occasione di eventi estremi come quelli di interesse.

Figura 8: morfologia del modello idraulico della Pineta Ponente



In accordo con gli Enti competenti, quindi, è stato scelto di omettere la modellistica monodimensionale delle aste fluviali, ritenuta poco rappresentativa, in favore di un modello esclusivamente bidimensionale che è stato confidenzialmente definito “a vasca”. Le considerazioni illustrate relativamente alla morfologia dell’area mostrano infatti come le acque meteoriche di deflusso superficiale tendano naturalmente a

concentrarsi ed accumularsi nelle aree più depresse della Pineta Ponente. La connessione idraulica offerta internamente alla Pineta dai corsi d'acqua fornisce contributo esclusivamente per eventi meteorici modesti o comunque per portate di magra. In corrispondenza di eventi meteorici intensi come quelli oggetto del presente studio, il deflusso in termini di portate nei corsi d'acqua risulta decisamente di secondaria importanza, in quanto essi risultano rigurgitati a causa della condizione al contorno di valle.

Come accennato, infatti, il deflusso a valle delle acque meteoriche è garantito esclusivamente dalla presenza di due impianti idrovori dimensionati per eventi tipici dei fenomeni caratteristici delle fognature urbane, e sono pertanto del tutto insufficienti a garantire il drenaggio di eventi oggetto del presente studio. Peraltro lungo i corsi d'acqua interni alla Pineta, essi stessi sottodimensionati ed in carenze condizioni manutentive, sono presenti numerosi tombamenti ed attraversamenti che costituiscono collo di bottiglia per il deflusso delle acque lungo l'asta idraulica.

Il modello "a vasca" così definito non vede implementata la modellistica monodimensionale delle sezioni d'alveo, ma esclusivamente di tipo bidimensionale, sviluppata usufruendo della cartografia lidar 1x1 distribuita dalla Regione Toscana, fonte dei dati: Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare – RILIEVI LIDAR, adottando maglie di calcolo a celle quadrate di lato 10x10 m localmente infittite ed integrate in corrispondenza di singolarità con apposite break lines.

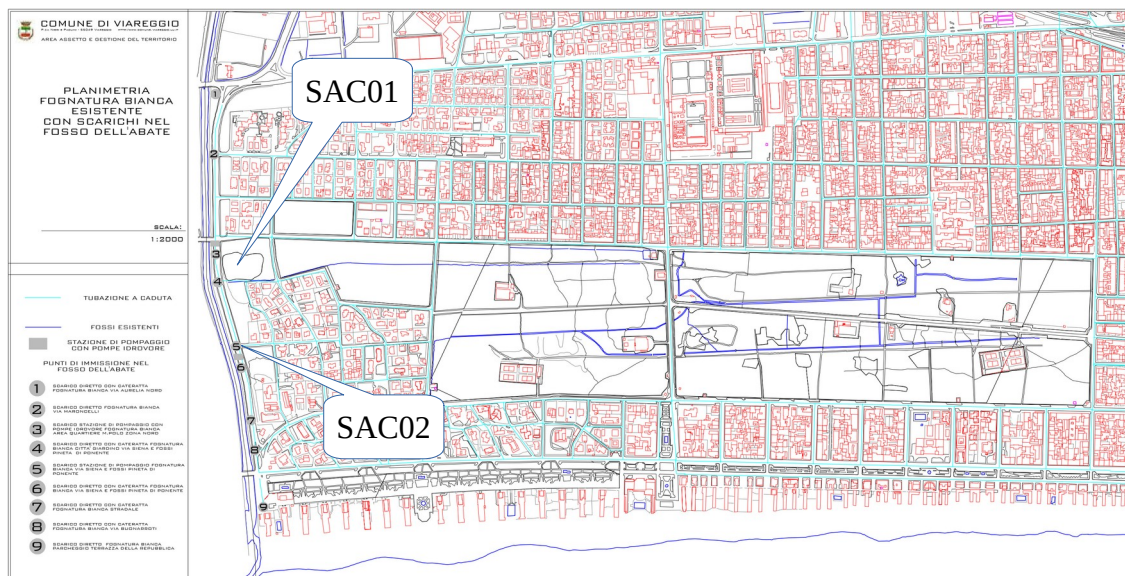
Tuttavia è da precisare che la cartografia disponibile risale all'epoca del rilievo 2006, manca cioè di alcune modifiche morfologiche successive. In particolare la cartografia lidar è stata da noi integrata per tenere conto oltre che di alcune nuove fosse di scolo, anche di difetti del rilievo dovuti alla forte presenza di vegetazione; il rilievo lidar della Pineta, infatti, non presenta alvei fluviali geometricamente scanditi e con continuità del fondo ed è pertanto stato necessario introdurre una continuità seppur approssimata della sezione d'alveo, eliminando tutte le interruzioni dovute alla vegetazione o a piccole opere d'arte. Inoltre la morfologia lidar è stata modificata ripristinando la connessione idraulica offerta dai principali attraversamenti presenti in corrispondenza di via Udine, via Zara e via Marco Polo. La descrizione della loro sezione idraulica è avvenuta grazie a rilievi speditivi; per quanto già rappresentato in precedenza un ridotto dettaglio della loro descrizione geometrica non inficia in alcun modo la validità del modello in corrispondenza delle elevate portate in gioco e degli importanti rigurgiti dovuti alla condizione di valle.

Date le caratteristiche pianeggianti ed altamente urbanizzate del territorio, è stato ritenuto inoltre opportuno modificare la morfologia offerta dal rilievo lidar introducendo le discontinuità dovute agli ingombri dei fabbricati. Facendo quindi ricorso alla cartografia CTR2k in formato shapefile sono stati estratti i poligoni raffiguranti gli edifici. La morfologia lidar è stata quindi modificata assegnando una quota fittizia del terreno in corrispondenza di tali poligoni affinché costituissero ostacolo opaco al deflusso delle acque. Tale accorgimento è stato adottato per meglio rappresentare le vie preferenziali al deflusso delle acque offerte dalla presenza della viabilità, valutando così in modo maggiormente cautelativo l'entità dei battenti idraulici e particolarmente delle velocità di deflusso lungo le viabilità. Tuttavia, come descritto più avanti, la restituzione

cartografica dei risultati ha richiesto particolari accorgimenti di interpolazione necessari alla rappresentazione del dato anche in corrispondenza dell'ingombro dei fabbricati che altrimenti sarebbero risultati "asciutti".

I due sollevamenti meccanici, di cui si discuterà approfonditamente più avanti, sono stati introdotti con l'apposita funzione e costituiscono l'unica forma di allontanamento delle acque verso l'esterno del modello idraulico. In particolare si fa presente che la loro ubicazione è quella riportata nella cartografia di seguito, tuttavia nel modello è stata trascurata la presenza del lungo tombamento che percorre via Bologna ed il relativo sollevamento meccanico SAC02 è stato simulato in corrispondenza della sua sezione di ingresso.

Figura 9: planimetria della fognatura



Di seguito si riporta la rappresentazione planimetrica del modello dove è possibile leggere la morfologia lidar in toni di colore dal giallo per le quote inferiori al grigio per quelle superiori, la griglia di calcolo bidimensionale, i sollevamenti meccanici, gli attraversamenti modellati ed in magenta le modifiche morfologiche introdotte.

Figura 10: schema planimetrico del modello idraulico dell'area della Pineta Ponente



4.3 Coefficiente di scabrezza

Parametro fondamentale per la modellazione dell'alveo all'interno del solutore adottato, è costituito dal coefficiente di scabrezza di Manning. Tale parametro deve essere definito sia per quanto riguarda la modellistica idraulica in alveo, sia per quella bidimensionale.

Per quanto riguarda i valori di Manning adottati per la modellistica idraulica in alveo, si è fatto riferimento ad una importante campagna fotografica da noi sviluppata lungo tutte le aste indagate. Date le ridotte velocità delle correnti in gioco, le dimensioni delle sezioni, il loro grado vegetativo, si è ritenuto di adottare uniformemente sulle aste il valore del coefficiente di Manning pari a 0.035, ridotto a 0.013 in corrispondenza dei tombamenti.

Il coefficiente di scabrezza delle celle bidimensionali è stato invece assegnato a partire dall'uso del suolo derivato dal progetto Corine, secondo la seguente tabella di corrispondenza (R. Pestana et al. 2013, Calibration of 2d hydraulic inundation models in the floodplain region of the lower Tagus river, ESA Living Planet Symposium 2013). All'elaborato grafico - QG2.6_Coefficiente di Manning per le aree bidimensionali - è rappresentata la distribuzione del parametro di scabrezza bidimensionale.

Tabella 9: Stile tabella

Code	Designation	n
111	Continuous urban fabric	0.230
112	Discontinuous urban fabric	0.115
121	Industrial or commercial units	0.230
122	Roads and rail networks and associated land	0.038
124	Airports	0.230
131	Mineral extraction sites	0.104
132	Dump sites	0.115
133	Construction sites	0.115
142	Sport and leisure facilities	0.023
211	Non-irrigated arable land	0.043
212	Permanently irrigated land	0.043
213	Rice fields	0.023
221	Vineyards	0.043
222	Fruit trees and berry plantations	0.043
223	Olive groves	0.043
231	Pastures	0.298
241	Annual crops associated w/permanent crops	0.043
242	Complex cultivation patterns	0.023
243	Agriculture, w/significant natural vegetation	0.058
244	Agro-forestry areas	0.058
311	Broad-leaved forest	0.230
312	Coniferous forest	0.127
313	Mixed forest	0.230
321	Natural grasslands	0.039
322	Moors and heathland	0.058
323	Sclerophyllous vegetation	0.058
324	Transitional woodland-shrub	0.058
331	Beaches, dunes, sands	0.138
332	Bare rocks	0.104
333	Sparsely vegetated areas	0.104
334	Burnt areas	0.104
411	Inland marshes	0.115
511	Water courses	0.035
512	Water bodies	0.035

4.4 Modellazione delle opere d'arte

La modellazione degli attraversamenti introdotti nel software di calcolo HEC-RAS e di altre opere geometricamente rilevanti è stata ricavata dalla campagna di rilievo GPS condotta ai fini del presente studio.

Oltre all'introduzione geometrica dell'attraversamento, sono stati definiti i parametri di calcolo; per quanto riguarda il "low flow method" è stato impiegato quello che di volta in volta richiedeva un maggior valore di energia tra il metodo dell'energia a standard step ed il momentum. Per quanto riguarda invece il "high flow method" si è scelto il metodo noto come "pressure and/or weir" per il quale è stato assegnato un coefficiente per il flusso sommerso pari a 0.8, mentre è stato assegnato 1.44 per il coefficiente weir.

Per quanto riguarda i Contraction/Expansion Coefficients sono stati adottati rispettivamente i valori di 0.1 e 0.3 in tutte le sezioni modellate dell'alveo, localmente incrementati rispettivamente a 0.3 e 0.5 per le sezioni immediatamente a monte e a valle di tutti gli attraversamenti o altre singolarità che impongono sollecitazioni al normale deflusso come ad esempio le confluenze.

Inoltre sono state definite le "ineffective flow areas" per le sezioni di monte e di valle, al fine di escludere le porzioni di sezione che non partecipano al deflusso.

Nel caso dei tre lunghi tombamenti interni alla frazione di Viareggio, prima dello sbocco nel Canale Burlamacca, è stato necessario procedere alla modellazione mediante l'implementazione di appositi "lid" nelle sezioni descrittive, attivando la funzione "Preissmann Slot".

Non sono stati invece modellati salti di fondo o altre inline structures in quanto non presenti.

All'elaborato grafico - QG2.5_Planimetria delle sezioni di rilievo ed opere d'arte – sono riportate le sezioni d'alveo modellate, così come ottenute dal rilievo GPS, e lo shapefile collegato contiene l'informazione riguardo la massima altezza in alveo determinata per ciascun tempo di ritorno.

La connessione tra l'alveo monodimensionale e le aree bidimensionale è stata invece implementata impiegando le "lateral structures" la cui geometria è dettata dalle sezioni di rilievo GPS. Solo talvolta, localmente, il profilo della lateral structure è stato modificato secondo la morfologia lidar, là dove questa offriva un maggior dettaglio. Quale metodo di calcolo della connessione con le aree bidimensionali è stata impiegata la "normal 2D equation domain" attivando la funzione che prende in conto la velocità lungo il contorno dell'area 2D.

Nel caso del modello della Pineta Ponente oltre all'introduzione geometrica dell'attraversamento sotto forma di Storage area/2D connection, ottenuta estraendo la componente weir dal profilo lidar, sono stati definiti i parametri di calcolo per il tombino rappresentato mediante la funzione culvert. Quale metodo di calcolo della connessione è stata impiegata la "normal 2D equation domain" che assicura una maggiore continuità di calcolo sul dominio bidimensionale.

4.5 Condizioni al contorno

Per consentire l'avvio della simulazione di deflusso in alveo, è ancora necessario introdurre le condizioni al contorno.

Le condizioni al contorno devono essere obbligatoriamente definite nelle sezioni di monte e di valle del modello monodimensionale, pena il mancato avvio della simulazione; sono tuttavia introducibili numerose condizioni al contorno aggiuntive utili a migliorare l'aderenza del modello alla realtà, nonché per introdurre afflussi laterali, tanto nel modello 1D che in quello 2D.

Nella maggior parte dei modelli è conveniente introdurre come condizione al contorno in corrispondenza della sezione di monte l'idrogramma calcolato per il bacino chiuso a tale sezione; per la sezione di valle, se non sono note più specifiche informazioni, è solitamente definita la pendenza della linea dell'energia in condizioni di deflusso a moto uniforme, per la quale è possibile assumere generalmente il medesimo valore di pendenza al fondo desumibile dal profilo longitudinale del corso d'acqua nel tratto terminale. Talvolta, in presenza di rigurgiti o altre condizioni note, si sceglie di introdurre nella sezione di valle valori definiti per la quota liquida. Quando poi il corso d'acqua riceve contributi da bacini posti lungo il percorso o da affluenti, è possibile inserire, come ulteriori condizioni al contorno, idrogrammi distribuiti o concentrati. Molte altre sono infine le possibili condizioni al contorno, impiegate però meno frequentemente.

4.5.1 Condizioni al contorno di monte

La condizione al contorno di monte è stata definita dagli idrogrammi calcolati nella modellazione idrologica precedentemente illustrata.

In particolare alcuni degli idrogrammi calcolati sono stati introdotti nel modello come localizzati in specifiche sezioni, o distribuiti uniformemente lungo tratti del corso d'acqua o in celle di calcolo bidimensionali, come descritto nella seguente tabella.

Tabella 10: Scondizioni al contorno di monte

Corso d'acqua / Area 2D	Idrogramma	Tipo di immissione	Sezioni / ubicazione
Guidario	G1a	distribuito	6-2
Guidario	G1b	distribuito	6-2
Guidario	G2a	distribuito	18-9
Guidario	G2b	distribuito	18-9
Guidario	G3a	distribuito	32-19
Guidario	G4a	distribuito	41-34

Corso d'acqua / Area 2D	Idrogramma	Tipo di immissione	Sezioni / ubicazione
Guidario	G5a	distribuito	49-41
Guidario	G6a	distribuito	62-50
Guidario	G7	localizzato	62.1
Lamalunga	L1a	distribuito	17-4
Lamalunga	L1b	distribuito	17-4
Lamalunga	L2a	distribuito	34-18
Lamalunga	L2b	distribuito	34-18
Lamalunga	L3a	distribuito	51-35
Lamalunga	L3b	distribuito	56-35
Lamalunga	L5	distribuito	56-55
Lamalunga	L4a	localizzato	65
TN38990	F5b	localizzato	6
Fontanella	F0	distribuito	1.96-1.92
Fontanella	F1b	distribuito	19-5
Fontanella	F2a	distribuito	20.5-20
Fontanella	F3a	distribuito	38-20
Fontanella	F4a	distribuito	72-39
Fontanella	F4b	distribuito	72-39
Fontanella	F5a	localizzato	78
Fontanella	F6a	localizzato	78
Fontanella	F6b	localizzato	78
Area 2D lato mare	F7	distribuito 2D	Torre del Lago
Area 2D Lago	L0	distribuito 2D	Viareggio

Nel caso del modello della Pineta Ponente gli idrogrammi calcolati sono stati introdotti come distribuiti uniformemente lungo i rispettivi tratti del corso d'acqua rappresentati da celle di calcolo bidimensionali.

4.5.2 Condizioni al contorno di valle

La condizione di valle è stata imposta dall'Autorità di Bacino Distrettuale in ogni caso sempre pari alla quota liquida prevista per il Lago di Massaciuccoli per il rispettivo tempo di ritorno.

Conseguentemente come condizione al contorno di valle dei tre corsi d'acqua è stata imposta costante la relativa quota pari a 0.85 mslm per TR30 e 1.15 mslm per TR200. La stessa quota liquida è stata imposta quale condizione al contorno alle aree bidimensionali di esondazione in corrispondenza del Lago oltre il rilevato autostradale, del Canale Burlamacca e del Fosso Bufalina, considerati quest'ultimi in diretta connessione idraulica con il Lago.

Il modello idraulico è stato quindi avviato tenendo in conto la condizione iniziale dovuta agli allagamenti provenienti dal Lago. I volumi esondanti cioè dai corsi d'acqua analizzati nel presente studio non sono così assorbiti dalle stesse aree alluvionate dalla quota lago, ma si sommano a queste.

Come accennato è stato modellato lo scolmatore in destra al Fosso Lamalunga come lateral structure dotata di culvert, alla cui sezione di valle è stata nuovamente imposta la quota liquida del Lago. A causa di limitazioni del software, non è stato possibile connettere la sezione di valle della lateral structure direttamente alla area 2D del Lago, ma è stato necessario introdurre una storage area fittizia; tuttavia l'ubicazione della sezione di valle di tale scolmatore oltre il rilevato autostradale è tale da rendere assolutamente trascurabile il suo effetto.

Si riporta di seguito estratto della nota rilasciata dalla stessa Autorità, e la rappresentazione delle esondazioni all'istante iniziale di avvio del modello per TR200.

Figura 11: Nota dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale per l'indicazione delle condizioni al contorno



Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale

Rif. richiesta dati: prot. 4166 del 16/4/2024

TRASMISSIONE INFORMAZIONI DI QUADRO CONOSCITIVO Bacino del Lago e del padule di Massaciuccoli in Comune di Viareggio (UoM ITSNP01 Serchio)

Le informazioni di interesse sono ricavate dal quadro conoscitivo di pericolosità idraulica connesso al primo aggiornamento del "Piano di gestione del rischio di alluvioni – PGRA - del distretto idrografico dell'Appennino Settentrionale" (approvato con D.P.C.M. 1 dicembre 2022 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 31 del 7.02.2023).

I tre corsi d'acqua indicati (Fosso Guidario, Fosso Lamalunga e Fosso della Fontanella) recapitano tutti nel Canale Burlamacca, corso d'acqua per il quale non sono disponibili dati modellistici specifici ma che rappresenta l'unico emissario del bacino del Lago di Massaciuccoli.

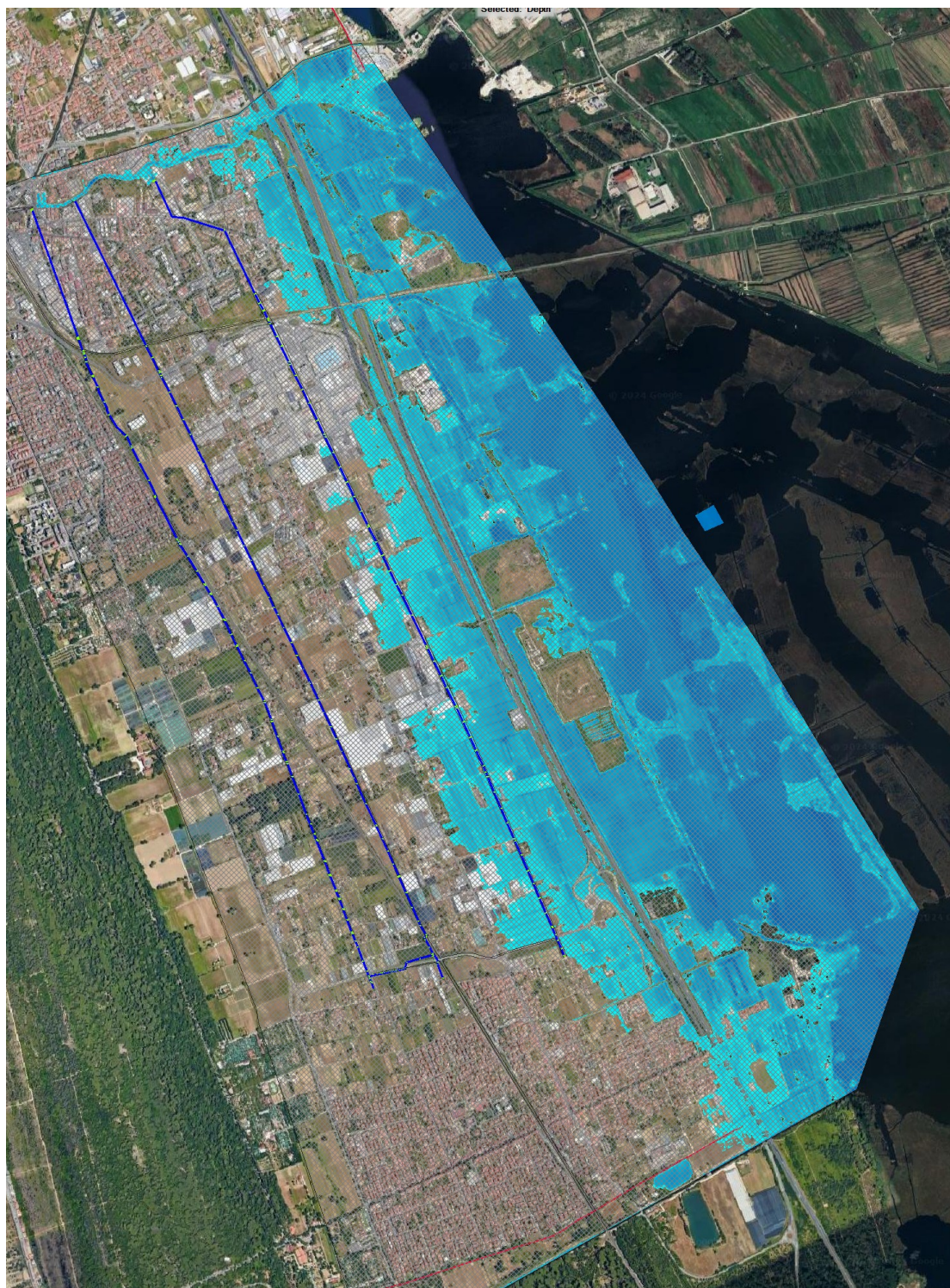
Si forniscono, pertanto, i dati relativi ai massimi livelli idrometrici stimati per eventi con Tr 30 e 200 anni, nell'ambito degli studi sugli scenari di esondazione del bacino del lago di Massaciuccoli (PAI Fiume Serchio, 2007 e successivi aggiornamenti).

Tali studi hanno analizzato tutto il bacino idrologico afferente all'alveo del lago e al padule compreso entro gli argini circondariali e hanno ricostruito gli scenari di esondazione definendo livelli statici di fine evento riferiti a sottozone di invaso potenziale (*storage areas*) delimitate dai principali rilevati e argini.

Massimi livelli idrometrici statici stimati

	Sottozone	
	3 (lago)	1 A (nord)
Tr [anni]	[m slm]	[m slm]
30	0.85	0.20
200	1.15	0.58

Figura 12: Condizione al contorno di avvio del modello



Nel caso del modello della Pineta Ponente i due sollevamenti meccanici sono stati introdotti quali condizioni al contorno di valle. Per la loro definizione è stato necessario un approfondito confronto con gli Uffici comunali volto a reperire le informazioni dimensionali.

Purtroppo però la documentazione disponibile in merito è risultata decisamente limitata. E' stato infatti possibile reperire unicamente il modello ed il numero delle elettropompe impiegate nei due impianti ed i livelli di attacco – stacco delle due pompe. Tuttavia i livelli di attacco – stacco delle pompe non erano definiti secondo uno zero univoco confrontabile con il sistema di riferimento del rilievo lidar, le dimensioni delle vasche di aspirazione delle pompe sono state indicate solo approssimativamente dal personale addetto alla manutenzione non avendo potuto reperire alcuna documentazione di progetto, e le perdite di carico geodetiche e distribuite in condotta sono state stimate qualitativamente. Si riporta di seguito l'estratto della scheda tecnica delle pompe e la loro curva caratteristica.

Per l'impianto SAC01 sono installate due pompe idrovore modello Amacan PA4 800-540_1006, mentre per l'impianto SAC02 risultano invece installate due pompe Flygt CP3127.181LT

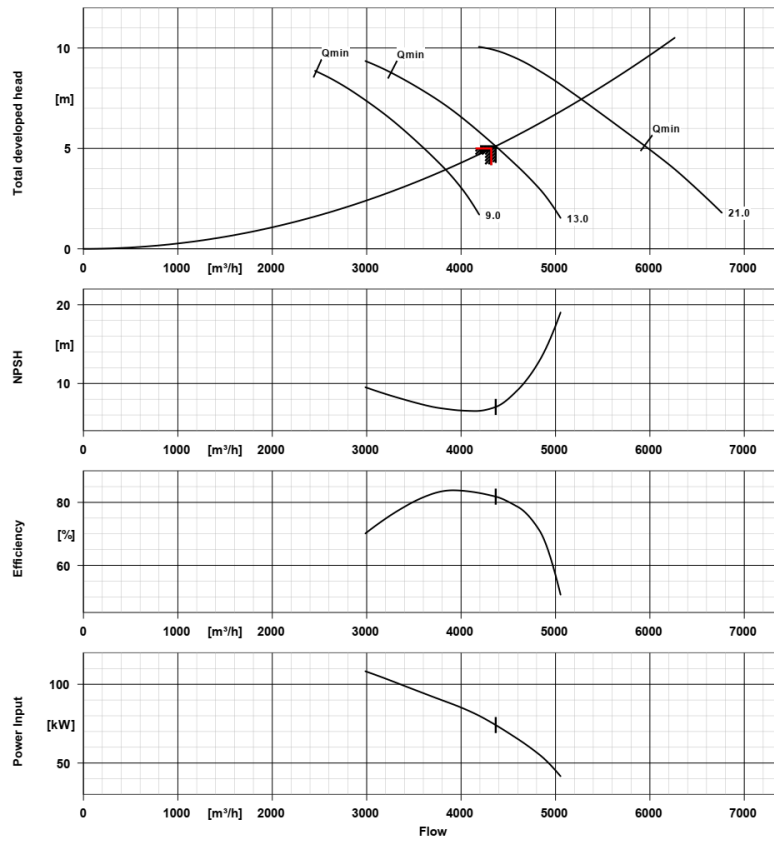
Figura 13: Caratteristiche Amacan PA4 800-540_1006

Performance curve



Customer item no.:
Communication dated:
Doc. no.: Quick quote
Quantity: 1

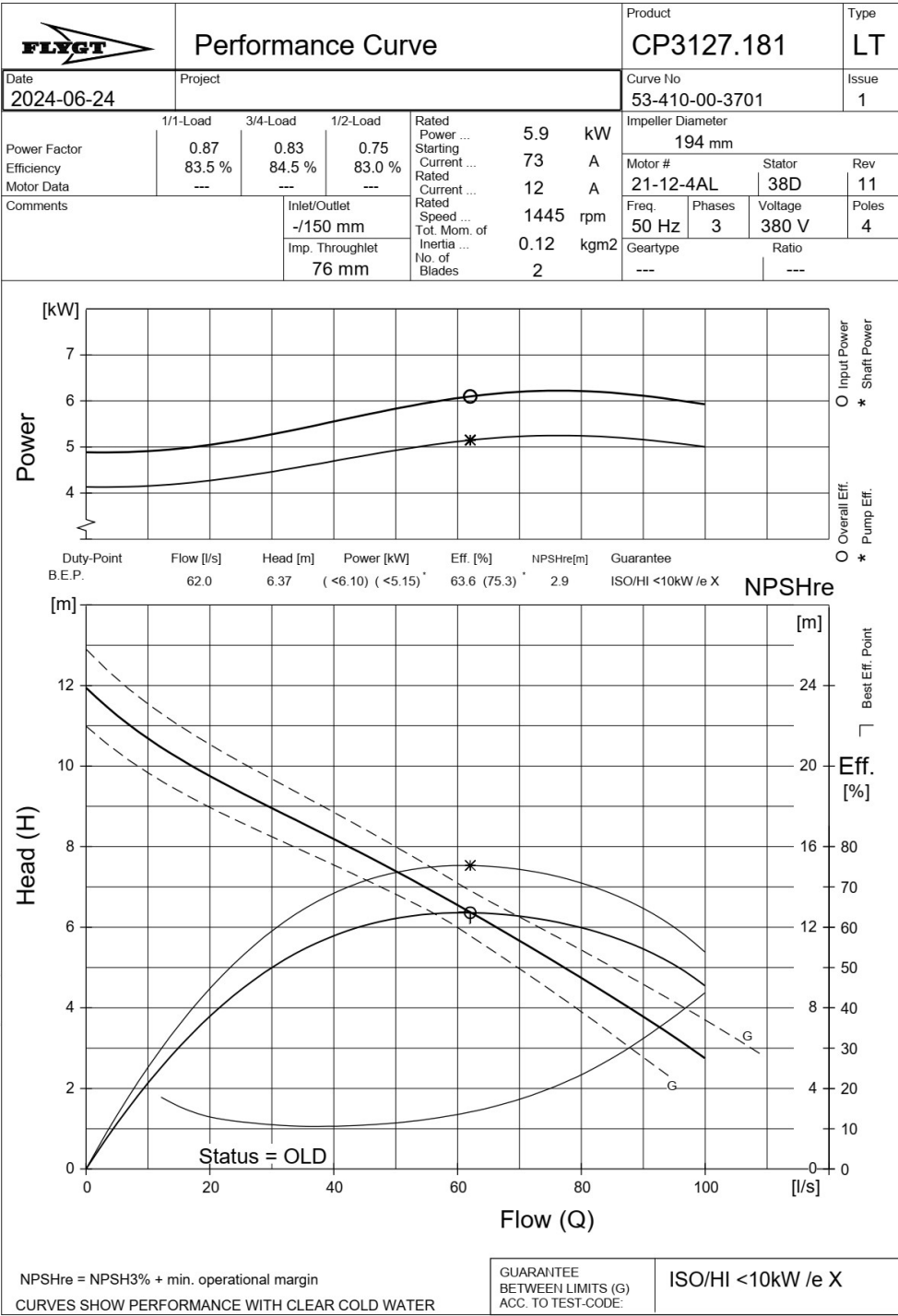
Amacan PA4 800-540/1006



Curve data

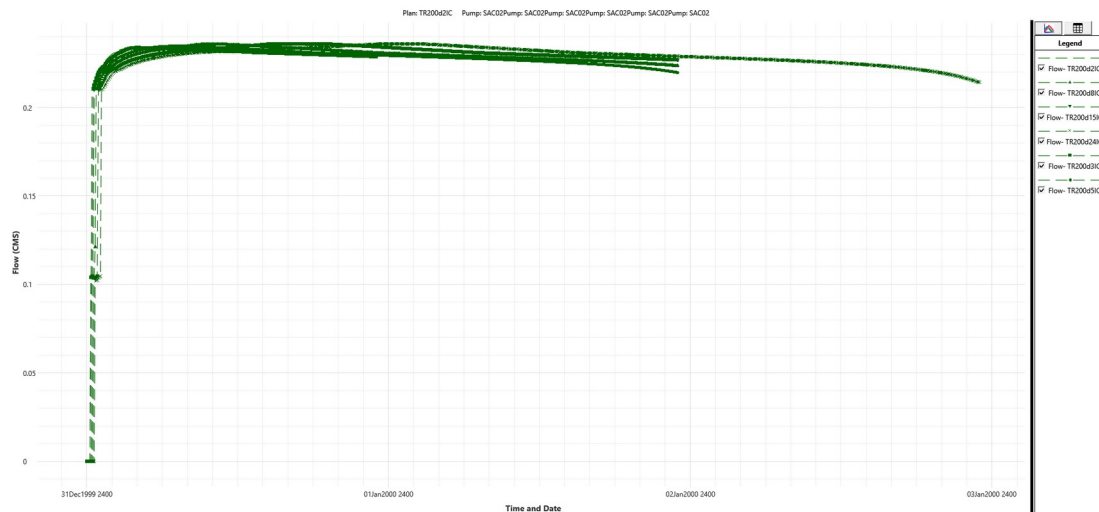
Speed of rotation	985 rpm	Efficiency	81.8 %
Fluid density	998 kg/m ³	Power absorbed	74.13 kW
Viscosity	1.00 mm ² /s	NPSH 3%	7.02 m
Flow rate	4366.87 m ³ /h	Curve number	K4200312s
Requested flow rate	4320.00 m ³ /h	Impeller diameter	540.0 mm
Total developed head	5.11 m	Blade pitch angle	13.0 °
Requested developed head	5.00 m		

Figura 14: Caratteristiche Flygt CP3127.181LT



Vista quindi l'incertezza nella definizione dei dati di cui sopra, il modello idraulico è stato avviato numerose volte variando aleatoriamente i parametri all'interno di range verosimili, secondo numerose combinazioni. Si è quindi testata la sensibilità del modello rispetto ai suddetti parametri. Da tali test è emerso come l'impianto SAC02 sia sostanzialmente insensibile ad ogni parametro variato all'interno dei range di affidabilità. La portata delle pompe è infatti piuttosto limitata (inferiore a 100 l/s ciascuna), sempre inferiore alla capacità di alimentazione proveniente da monte dal modello bidimensionale. Conseguentemente infatti le due pompe risultano costantemente attive quasi dai primi afflussi idrici sino ad esaurimento dell'evento. Si riportano di seguito i grafi delle portate sollevate per alcuni eventi rappresentativi con TR200.

Figura 15: Portate sollevate dall'impianto idrovoro SAC02



Viceversa è emerso che le portate sollevabili dall'impianto SAC01 sono sensibilmente maggiori (fino a 1400 l/s ciascuna) e la loro attivazione determina un importante richiamo delle acque dal corso d'acqua. Tuttavia l'attraversamento di via Udine, l'ultimo prima dell'ingresso nell'impianto idrovoro, risulta decisamente sottodimensionato.

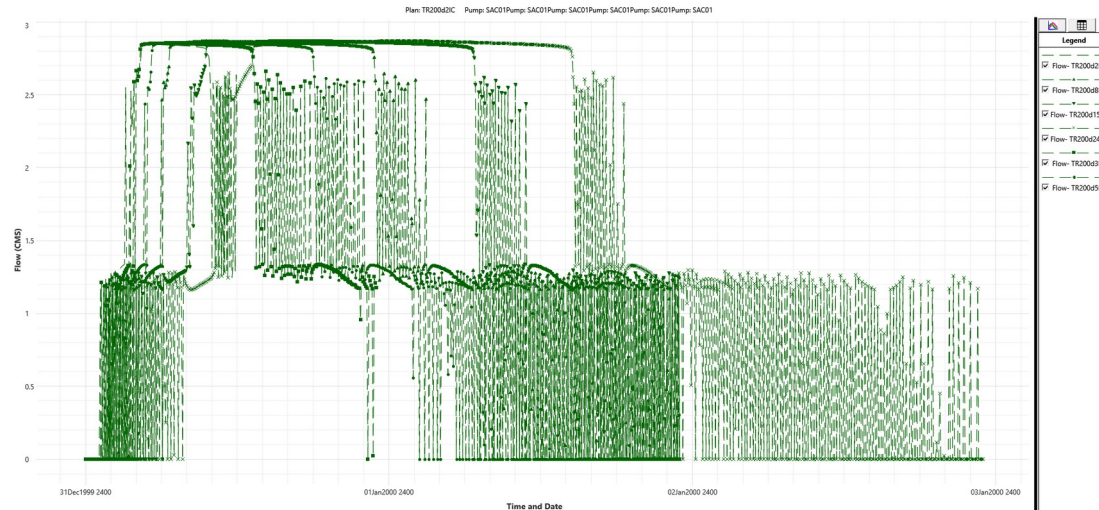
Figura 16: Attraversamento sottodimensionato



Tale tombamento costituisce quindi collo di bottiglia per l'afflusso delle acque dal corso d'acqua verso l'impianto idrovoro, che avvia invece prevalentemente per sfioro al di sopra del tombamento stesso. Conseguentemente le portate addotte alla vasca di aspirazione dell'impianto idrovoro non sono in grado di attivare costantemente le due pompe. Si osserva infatti che la prima pompa si attiva in modo discontinuo durante le fasi di crescita e di decrescita dell'onda di afflusso in ingresso alla vasca di aspirazione; la seconda pompa si avvia invece in modo alternato durante la fase di stanca dell'onda, quando la prima pompa rimane invece costantemente attiva.

L'attraversamento è quindi tale da costituire bocca tarata in ingresso all'impianto idrovoro che risulta così sotto sfruttato. Si riportano di seguito i grafici delle portate sollevate per alcuni eventi rappresentativi con TR200.

Figura 17: Portate sollevate dall'impianto idrovoro SAC01



Nel caso dell'impianto idrovoro SAC01 si nota quindi una certa sensibilità del modello al variare della dimensione della vasca di aspirazione e dei livelli di attacco – stacco delle pompe. Tuttavia il range di variabilità per tali parametri è stato ritenuto sufficientemente contenuto in virtù delle dimensioni geometriche in gioco. Conseguentemente si ritiene di aver adottato parametri che possano dare adito ad incertezze di calcolo sufficientemente contenute rispetto agli eventi meteorici in gioco.

Sarebbe invece auspicabile risolvere il collo di bottiglia dovuto all'attraversamento di via Udine, assicurando una migliore alimentazione idraulica del sistema idrovoro, consentendone il funzionamento a pieno regime.

A margine si fa inoltre presente che il sistema di scarico a gravità verso il Fiume Camaiore, protetto da una valvola clapet, si attiverebbe per livelli idrici ben superiori a quelli di lavoro dell'impianto idrovoro, e risulta peraltro danneggiato, determinando una circuitazione delle acque del Fiume Camaiore, che sono così derivate verso la Pineta Ponente, in corrispondenza della vasca di aspirazione dell'impianto idrovoro che le riconviolgia verso il Fiume Camaiore. Sarebbe auspicabile risolvere anche tale anomalia, sia per evitare la derivazione di acque verso la Pineta Ponente, sia perché tale cortocircuito determina sicuramente un più frequente intervento dell'impianto idrovoro anche in condizioni di magra, con conseguenti inutili costi di gestione per l'energia elettrica.

4.6 Risultati delle modellazioni ed analisi critica

Si riportano nell'apposito allegato i profili idraulici, i valori tabellari e le sezioni di calcolo.

Nelle cartografie grid allegate al progetto QGis si riportano invece i risultati sotto forma di battenti idraulici di esondazione determinati come inviluppo dei massimi ottenuti da ciascuna delle simulazioni, indipendentemente dalla durata dell'evento meteorico che li ha determinati. Si mantiene invece la distinzione tra gli eventi meteorici con TR30 e quelli con TR200.

Gli stessi elaborati digitali sono stati prodotti per rappresentare i valori di inviluppo delle velocità di deflusso derivanti dal modello e la magnitudo.

In tali cartografie digitali sono riportati i risultati delle elaborazioni, così come restituiti dal modello.

Rielaborando quindi tali risultati, si sono ottenute le cartografie di restituzione finale dell'analisi idrologico – idraulica, quali la perimetrazione delle aree a diversa pericolosità idraulica, la cartografia dei battenti TR200 e la cartografia della magnitudo calcolata secondo le indicazioni di cui alla L.R. 41/2018.

Si fa presente che la perimetrazione delle aree a pericolosità è stata ridefinita manualmente in base alla sensibilità del progettista, pertanto può risultare localmente più abbondante o più contenuta di quanto strettamente indicato dai risultati della modellazione, dovendo tenere conto di particolarità e singolarità non implementabili nel modello stesso, o errori nella morfologia lidar 1x1 dovuti alla presenza di edifici e vegetazione; pertanto, là dove le caratteristiche della corrente di esondazione non sono determinate dal modello, la stima dell'entità di tali parametri è stata ottenuta quale interpolazione lineare dei valori assunti nelle immediate vicinanze, impiegando iterativamente appositi algoritmi GIS.

È stato poi imposto un valore minimo di battente pari a 1 cm e 0,1 m/s per quanto riguarda la velocità. Così facendo si è assicurata la congruità tra tutti gli strati cartografici proposti a base di aggiornamento del PGRA.

Non potendo il presente studio aderire perfettamente ad ogni singolo intervento previsto sul territorio comunale, sono fornite anche le cartografie digitali della quota liquida ottenuta da modello WSE, affinché, se necessario, il tecnico possa localmente individuare con maggior dettaglio le caratteristiche delle correnti esondative e la quota liquida cui sommare il franco idraulico per determinare la quota di messa in sicurezza idraulica.

Si ricorda comunque che, qualsiasi valutazione di maggior dettaglio secondo quanto definito nel presente studio, dovrà necessariamente essere supportata da rilievi morfologici di dettaglio restituiti nel sistema di riferimento Gauss Boaga Roma 40 EPSG3003, con trasformazione delle coordinate mediante l'impiego dei grigliati IGM Verto, al fine di assicurare la massima coerenza con il dato prodotto dal presente studio.

Inoltre, per tener conto del grado di affidabilità del modello idraulico, si suggerisce comunque di assumere un franco minimo di 30 cm. Nelle aree perimetrali della pericolosità idraulica, in corrispondenza di magnitudo moderata con ridotte velocità della corrente se note, là dove il battente risulta inferiore a 20 cm, il franco idraulico potrà essere ridotto proporzionalmente secondo la sensibilità del progettista, supportata da rilievi topografici di dettaglio.

Infine si ricorda che per tutti gli edifici ricadenti all'interno della fascia di rispetto pari a 10 m dal corso d'acqua, dovranno essere verificate le condizioni di fattibilità degli interventi anche in rapporto alle interferenze con il corretto regime idraulico e l'accessibilità per la manutenzione del corso d'acqua, ai sensi della LR41/2018 art.3, nonché del Regio Decreto 523 del 1904.

5

RESTITUZIONE CARTOGRAFICA

5.1 Quadro conoscitivo preesistente

Come già accennato in introduzione, si è provveduto a reperire gli studi idrologici ed idraulici validati di interesse del territorio, intrattenendo confronti, oltre che con lo stesso Comune di Viareggio, anche con il Genio Civile Regione Toscana sede Lucca, l'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale sede Lucca, il Consorzio di Bonifica 1 Toscana Nord ed il Comune di Camaiore.

In particolare sono stati reperiti i seguenti studi:

- Quadro conoscitivo di pericolosità idraulica relativi ai livelli del Lago di Massaciuccoli, connesso al primo aggiornamento del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni – PGRA – del Distretto Idrografico dell'Appennino Settentrionale;
- Stima dei battenti idraulici dovuti ad esondazione nel territorio comunale di Viareggio redatto nel 2019 dall'Ing. Enrico Galigani a supporto del Regolamento Urbanistico del Comune di Viareggio;
- Calcolo idraulico e delle esondazioni del bacino del Fiume Camaiore e dei canali di acque Alte redatto nel 2015 dal Prof. Ing. Stefano Pagliara a supporto del Piano Strutturale del Comune di Camaiore;

A questi si affiancano i risultati dello studio di cui narrato ai paragrafi precedenti.

5.1.1 PGRA per i livelli del Lago di Massaciuccoli

Il Quadro Conoscitivo connesso al primo aggiornamento del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico, oltre a fornire le attuali perimetrazioni della pericolosità sul territorio, fornisce anche i massimi livelli idrometrici stimati per eventi con TR30 e 200 anni, nell'ambito degli studi sugli scenari di esondazione del bacino del Lago di Massaciuccoli (PAI Fiume Serchio, 2007 e successivi aggiornamenti), già visti quali condizioni al contorno di valle del modello.

Tali livelli statici sono definiti distinti per due sottozone di invaso potenziale (storage areas) delimitate dai principali rilevati ed argini. In particolare la sottozona 3 è riferita alla porzione di territorio comunale connessa al Lago a Sud della Gora di Stiava, mentre la sottozona 1A è relativa all'area posta a Nord della stessa Gora.

Assunti tali livelli statici quindi, è stato determinato in ambiente GIS il raster dei massimi battenti stimati per gli eventi TR30 e TR200 a partire dai dati altimetrici dei modelli digitali del terreno lidar 1x1 di cui già ampiamente trattato.

Non sono invece disponibili informazioni relativamente alla velocità della corrente, sebbene si potrebbe pacificamente supporre velocità nettamente inferiori a 1 m/s trattandosi essenzialmente di livello statico del lago. Ciononostante si è ritenuto di considerare non disponibile la distribuzione delle velocità della corrente di esondazione.

5.1.2 Regolamento Urbanistico del Comune di Viareggio

Lo studio dei battenti idraulici dovuti ad esondazione nel territorio comunale di Viareggio redatto nel 2019 dall'Ing. Enrico Galigani ha provveduto all'implementazione di un modello esclusivamente bidimensionale delle esondazioni determinate dal Fosso dell'Abate (o di Camaione), dal Fosso Farabola e dalla Gora di Stiava, nonché dei livelli statici del Lago di Massaciuccoli di cui trattato al paragrafo precedente.

In particolare l'Ing. Galigani non aveva a disposizione i files in formato raster per i battenti di esondazione del Fiume Camaione secondo lo studio redatto dal Prof. Ing. Stefano Pagliara per conto del Comune di Camaione, pertanto stimò in modo più verosimile possibile i volumi di esondazione che generassero perimetrazioni simili a quelle rappresentate negli elaborati pdf dello studio, per poi inserirli come condizione a contorno nel modello 2D implementato. Per maggiori dettagli si rimanda al paragrafo 2.1 della relazione allegata al Regolamento Urbanistico.

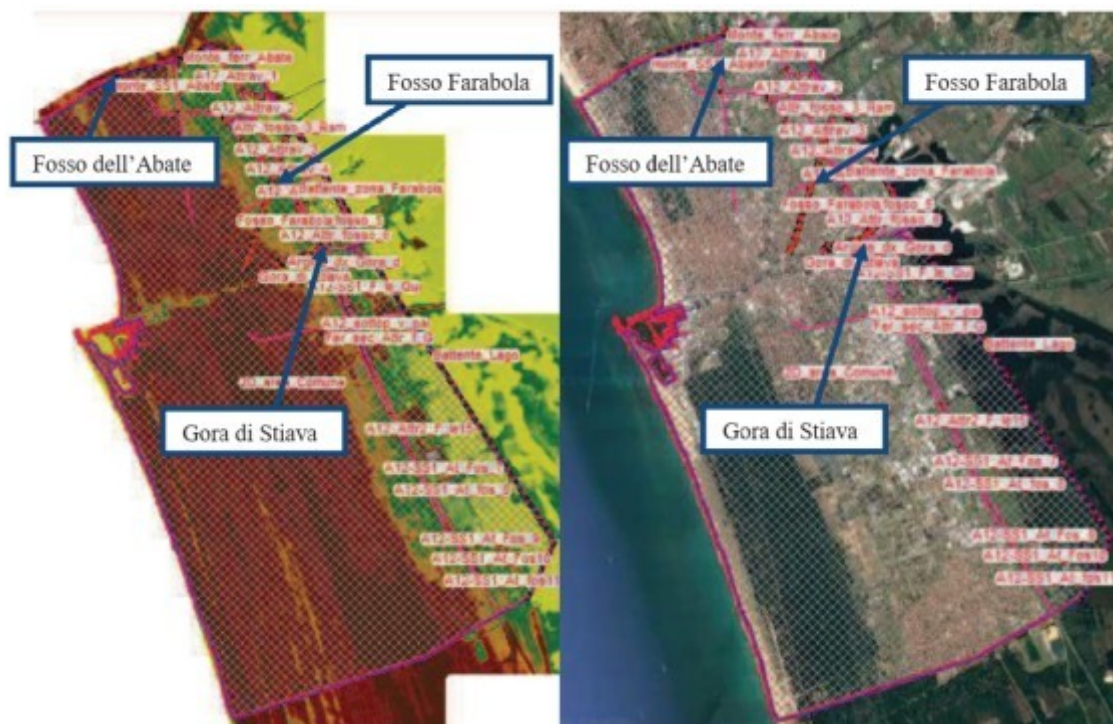
L'Ing. Galigani al paragrafo 2.2 della stessa relazione mostrava poi come il Fosso Farabola escluda fenomeni esondativi interni al Comune di Viareggio riferendosi alle evidenze tratte dal "Piano Attuativo di iniziativa privata – proponente Valleverde Viareggio – dicembre 2018 – Analisi del rischio idraulico e ipotesi di sistemazione dell'area in loc. Poggio alle Viti in Comune di Massarosa – a firma dell'Ing. Stefano Pagliara" e dallo "Studio della rete delle acque alte dell'area compresa tra il Torrente Camaione e il lago di Massaciuccoli – Consorzio di Bonifica Versilia – Ente di Diritto Pubblico – Ing. David Settesoldi".

Il paragrafo 2.3 della relazione riassume invece le considerazioni relativamente alla Gora di Stiava nella determinazione degli idrogrammi di esondazione successivamente inseriti nella modellazione 2D, sulla base del precedente Regolamento Urbanistico redatto dallo stesso Galigani e dello studio "Interventi per la mitigazione del rischio sulla Gora di Stiava in loc. Montramito a firma dell'Ing. Bavecchi".

Quanto ai massimi livelli statici del Lago di Massaciuccoli, erano assunti i medesimi valori indicati dall'AdB di cui discusso in precedenza.

Implementando quindi le condizioni al contorno determinate, all'interno del modello idraulico predisposto, l'Ing. Galigani produceva le mappe di battenti e velocità delle correnti di esondazione derivanti dai corsi d'acqua analizzati (Camaione, Farabola, Gora di Stiava e Lago)

Figura 18: Schematizzazione geometrica del modello implementato dall'Ing. Galigani



Vista la tipologia di analisi implementata l'Ing. Galigani tiene poi a specificare in conclusione alla propria relazione che “è necessario, in un secondo momento, approfondire lo studio al fine di superare i limiti intrinseci, mediante l'analisi dettagliata dei vari corsi d'acqua sia amonte del Comune, al fine di verificare i risultati ad oggi acquisiti, sia soprattutto nel tratto interno al territorio comunale, mediante modellazione 1D delle aste fluviali, in modo da tener conto delle effettive sezioni di deflusso dei corsi d'acqua, delle criticità locali legate alla presenza di manufatti che possono ridurre la luce idraulica e di eventuali interventi di mitigazione realizzati sul reticolo”.

Al paragrafo 2.5 ancora l'Ing. Galinani descrive invece le modalità applicate nella determinazione delle cartografie dei battenti e velocità della corrente valide per l'area sud-ovest del Comune di Viareggio dove le perimetrazioni di pericolosità del Distretto Appennino Settentrionale individuano “una serie di strisciate classificate P3 parallele al mare, localizzate nelle zone maggiormente depresse”. In particolare l'Ingegnere determina una cartografia di battenti corrispondente alla quota liquida costante pari a 1.90 mslm “cui corrisponde una perimetrazione più simile possibile a quanto riportato nelle carte di pericolosità visualizzabili dal sito del Distretto Appennino Settentrionale. Egli assume anche ovunque velocità inferiori a 1 m/s.

5.1.3 Piano Strutturale del Comune di Camaione 2015

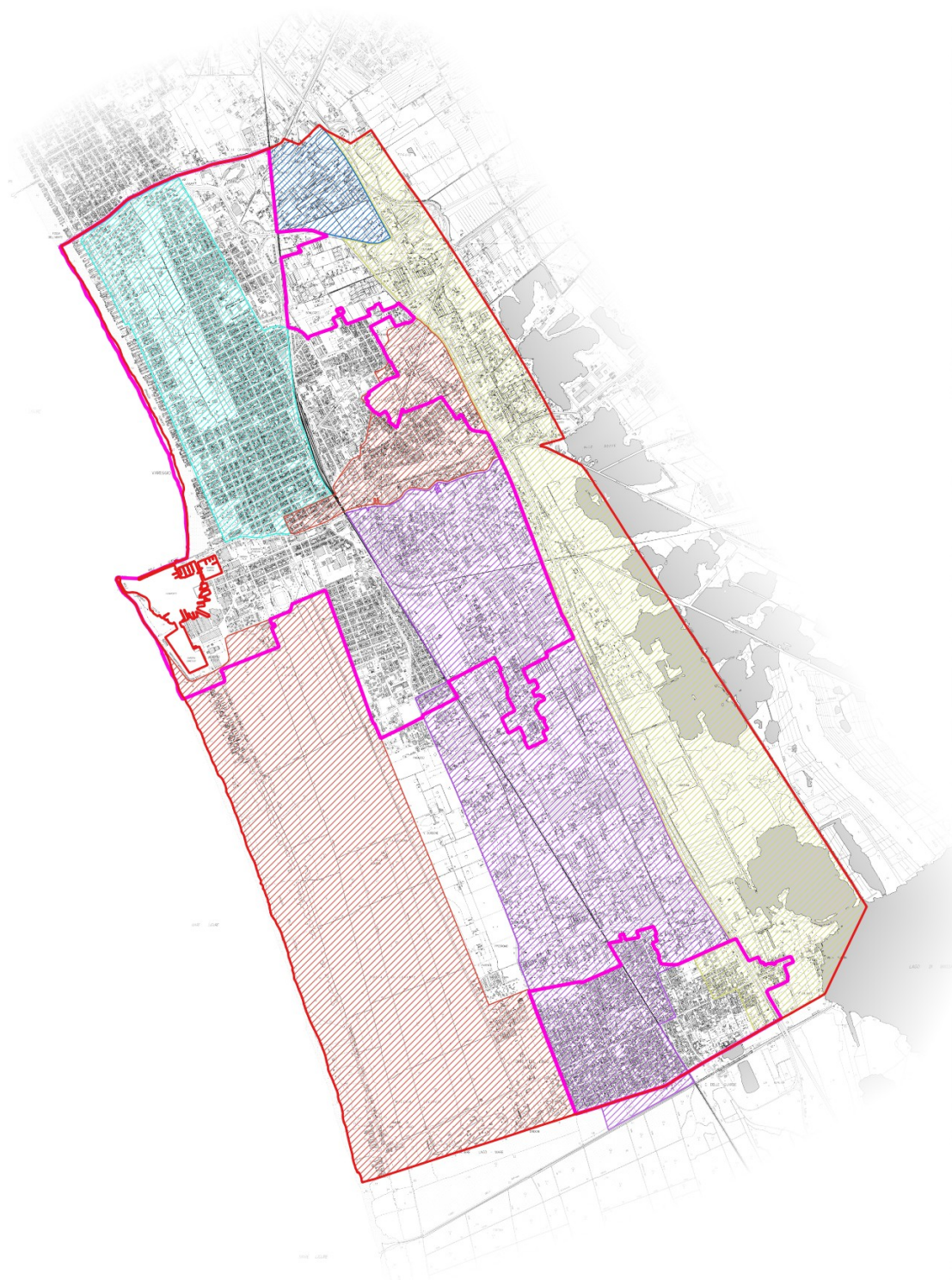
Si è fatto poi riferimento allo studio “Calcolo idraulico e delle esondazioni del bacino del Fiume Camaione e dei canali di acque Alte redatto nel 2015 dal Prof. Ing. Stefano Pagliara a supporto del Piano Strutturale del Comune di Camaione”, per il quale il Comune di Camaione ha gentilmente fornito i grid dei battenti di esondazione sia per l'evento con tempo di ritorno TR30 che per TR200. Purtroppo non sono disponibili i grid relativi alla distribuzione delle velocità in quanto, all'epoca della redazione dello studio, non erano richieste dalla normativa vigente.

5.2 Ambiti di valenza degli studi idrologico-idraulici

Il territorio comunale è stato quindi scomposto in macroaree secondo quanto indicato all'elaborato grafico - QG2.2_Ambiti di valenza degli studi idraulici -, di seguito riportato in estratto, in funzione degli studi disponibili per l'aggiornamento del quadro conoscitivo, per la generazione delle cartografie prodotte valide al livello dell'intero territorio comunale.

- Per la porzione di territorio evidenziata a retino blu, avendo ricevuto dal Comune di Camaione i grid relativi alle esondazioni del Fiume Camaione, si è scelto di trascurare i risultati dell'analisi condotta dall'Ing. Galigani in occasione dell'aggiornamento del Regolamento Urbanistico. I grid forniti sono stati quindi inviluppati con la quota statica dei livelli del Lago per ottenere la cartografia dei soli battenti finale allegata alla presente;
- Per la zona evidenziata a retino giallo gli unici dati disponibili sono quelli legati al livello statico nel Lago, pertanto nelle cartografie prodotte i battenti sono ottenuti in base alla morfologia lidar 1x1, mentre non sono prodotte cartografie di velocità;
- Le aree a retino rosso, ereditano i grid dei battenti sviluppati dall'Ing. Galigani in occasione del Regolamento Urbanistico del 2019, msia in termini di battenti che di velocità;
- Nella porzione di territorio evidenziata a retino ciano, la pericolosità idraulica e le relative caratteristiche delle correnti di esondazione, complete di battenti, velocità e magnitudo sono derivate esclusivamente dagli studi redatti nel presente studio e relativi alla modellazione della Pineta di Ponente;
- Per le aree a retino viola infine valgono i risultati delle modellazioni sviluppate nel presente studio, relativamente alla porzione sud del territorio di Viareggio, che già tengono in conto delle condizioni al contorno del Sistema del Lago di Massaciuccoli, e producono quindi sia le cartografie dei battenti che quelle delle velocità.

Figura 19: Ambiti di valenza degli studi idraulici



5.2.1 Ambiti di calcolo della magnitudo

In definitiva risultano disponibili le cartografie delle distribuzioni dei battenti e delle velocità per le aree del Regolamento Urbanistico del 2019 e per quelle oggetto del presente studio di cui più ampiamente rappresentato ai paragrafi precedenti, rappresentate a retino verde nell'elaborato grafico - QG2.11_Ambiti di calcolo della magnitudo idraulica - riportato di seguito in miniatura. Diversamente per le altre aree interessate dallo studio del Fiume Camaio, o quello del Sistema Lago, rappresentate a retino rosso, sono disponibili le sole cartografie dei battenti.

La cartografia della magnitudo idraulica per il territorio comunale è stata quindi determinata secondo la definizione riportata alla lettera h) dell'art. 2 della LR41/2018. La magnitudo è definita in base alla combinazione del valore di battente e quello della velocità della corrente, distinguendo però due differenti casi:

- In caso siano disponibili sia le cartografie dei battenti sia quelle relative alla distribuzione delle velocità (aree a retino verde):
 - **magnitudo idraulica moderata**: valori di battente inferiore o uguale a 0.5 metri e velocità inferiore o uguale a 1 m/s;
 - **magnitudo idraulica severa**: valori di battente inferiore o uguale a 0.5 m e velocità superiore a 1 m/s oppure battente superiore a 0.5 m e inferiore o uguale a 1 m e velocità inferiore o uguale a 1 m/s;
 - **magnitudo idraulica molto severa**: battente superiore a 0.5 m e inferiore o uguale a 1 m e velocità superiore a 1 m/s oppure battente superiore a 1 m.

		velocità	
		$v \leq 1$ m/s	$v \geq 1$ m/s
battente	$h \leq 0.5$ m	Magnitudo moderata	Magnitudo severa
	$0.5 \leq h \leq 1$ m	Magnitudo severa	Magnitudo molto severa
	$h \geq 1$ m	Magnitudo molto severa	

- In caso non siano disponibili le cartografie relative alla distribuzione delle velocità (aree a retino rosso):
 - **magnitudo idraulica moderata**: battente uguale o inferiore a 0.3 m;
 - **magnitudo idraulica severa**: battente superiore a 0.3 m e inferiore o uguale a 0.5 m;
 - **magnitudo idraulica molto severa**: battente superiore a 0.5 m.

battente	$h \leq 0.3$ m	Magnitudo moderata
	$0.3 \leq h \leq 0.5$ m	Magnitudo severa
	$h \geq 0.5$ m	Magnitudo molto severa

Si fa tuttavia osservare che vi sono zone di territorio dove le esondazioni in termini di battenti sono determinate sia dalle analisi sviluppate mediante modellistica idrologica-idraulica, sia dalle quote liquide del lago, mentre i valori delle velocità dipendono solo dalle prime. La magnitudo in tali aree è stata quindi calcolata assumendo la maggiore tra quella derivante dal primo metodo applicato ai risultati di modello del presente studio, e dal secondo metodo applicato ai livelli statici del Lago, determinando così la condizione più cautelativa. A retino blu sono quindi individuate quelle zone dove la magnitudo idraulica determinata sulla base dei soli battenti statici del Lago è prevalente rispetto a quella determinata dalle modellistiche idrauliche.

Figura 20: Ambiti di calcolo della magnitudo

