

Indice

1. Premessa	2
2. Analisi dei corsi d'acqua	2
2.1. F. ARNO.....	2
2.2. FIUME ELSA.....	10
2.3. FIUME EGOLA	14
2.4. RIO DI S. BARTOLOMEO	20
3. Procedure e metodi usati per le verifiche idrauliche.....	34
3.1 – Moto Permanente.....	36
3.2 - Moto vario.....	39
4. Risultati delle elaborazioni	46
4.1. F. ARNO.....	46
4.2. F. EGOLA	50
4.3 RIO S. BARTOLOMEO	50
4.4 F. ELSA.....	51
5. Conclusioni.....	51
Allegati HEC-RAS	53

-COMUNE DI SAN MINIATO
PROVINCIA DI PISA

STUDIO IDROLOGICO ED IDRAULICO
DI SUPPORTO AL PIANO STRUTTURALE

1. Premessa

Il presente studio idrologico-idraulico di supporto al Piano Strutturale del Comune di San Miniato (PI) ha lo scopo di studiare la rete dei corsi d'acqua principali che attraversano il territorio comunale per verificarne le sezioni idrauliche e valutare le aree soggette ad esondazione.

I corsi d'acqua che sono stati presi in considerazione sono quelli che vengono interessati da previsioni urbanistiche e che compaiono nell'elenco della Deliberazione del Consiglio Regionale della Toscana 21 giugno 1994 n° 230 "Provvedimenti sul rischio idraulico ai sensi degli artt. 3 e 4 della L.R. 74/84 «Adozione di prescrizione e vincoli. Approvazione di direttive»", e cioè:

Fiume Arno

Fiume Egola;

Fiume Elsa ;

Rio di San Bartolomeo;

2. Analisi dei corsi d'acqua

2.1. F. ARNO

Il Fiume Arno rappresenta l' elemento di maggior rischio idraulico per il territorio comunale, e' attualmente interessato dalla progettazione di importanti opere di sistemazione che dovrebbero portare, ad una drastica

riduzione delle condizioni di rischio, in particolare la casa di espansione del Roffia con un invaso di circa 18 milioni di metri cubi.

Per la verifica idraulica del fiume Arno sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena relativamente ai tempi di ritorno duecentennale adottati dall'Autorità di bacino del fiume Arno e contenuti nel Sistema Informativo del Modello Idraulico e relativamente al tempo di ritorno ventennale con idrogrammi estrapolati in via analitico-statistica, dagli idrogrammi con tempi di ritorno di 30, 100, 200 e 500 anni dello stesso modello.

Nelle calcolazioni si è tenuto conto delle esondazioni di monte e in particolare è stato ricostruito il volume d'invaso dell'attuale area del Roffia che già nel 1992 partecipò attivamente alla laminazione della piena .

Gli idrogrammi suddetti sono riportati nel seguito sia in forma tabulare che grafica per la sezione di monte n. 397, in corrispondenza delle immissioni dell'Elsa e dell'Egola sono stati considerati gli stessi contributi previsti nel Sistema Informativo del Modello Idraulico dell'Autorità di bacino.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite a moto vario utilizzando il programma HEC-RAS (v. 3.0.1). Il valore di scabrezza Manning adottato è pari a 0.04 per l'alveo e a 0.05 per le aree golenali.

t [h]	Q [mc/s]	t [h]	Q [mc/s]	t [h]	Q [mc/s]
0	259.8	26	3525.46	52	1864.99
1	261.86	27	3529.22	53	1755.6
2	262.68	28	3552.95	54	1541.82
3	261.05	29	3608.83	55	1401.02
4	277.52	30	3535.95	56	1304.07
5	284.67	31	3548.43	57	1186.58
6	319.15	32	3594.9	58	1056.33
7	371.2	33	3594.9	59	984.8
8	509.57	34	3539.21	60	861.46
9	664.46	35	3621.74	61	810.54
10	892.89	36	3623.7	62	729.6
11	1125.78	37	3617.88	63	665.09
12	1428.93	38	3601.72	64	598.87
13	1700.06	39	3508.27	65	538.25
14	1982.19	40	3544.09	66	498
15	2178.56	41	3510.43	67	444.07
16	2339.94	42	3458.74	68	412.79
17	2380.87	43	3367.48	69	360.87
18	2621.45	44	3277.69	70	345.54
19	2708.97	45	3245.21	71	303.71
20	3025.47	46	3084.4		
21	3071.37	47	3023.59		
22	3420.17	48	2806.42		
23	3220.59	49	2589.19		
24	3485.87	50	2284.96		
25	3331.19	51	2074.66		

Tab 2.1.I Idrogramma di piena fiume ARNO con TR 200 anni sez. 397

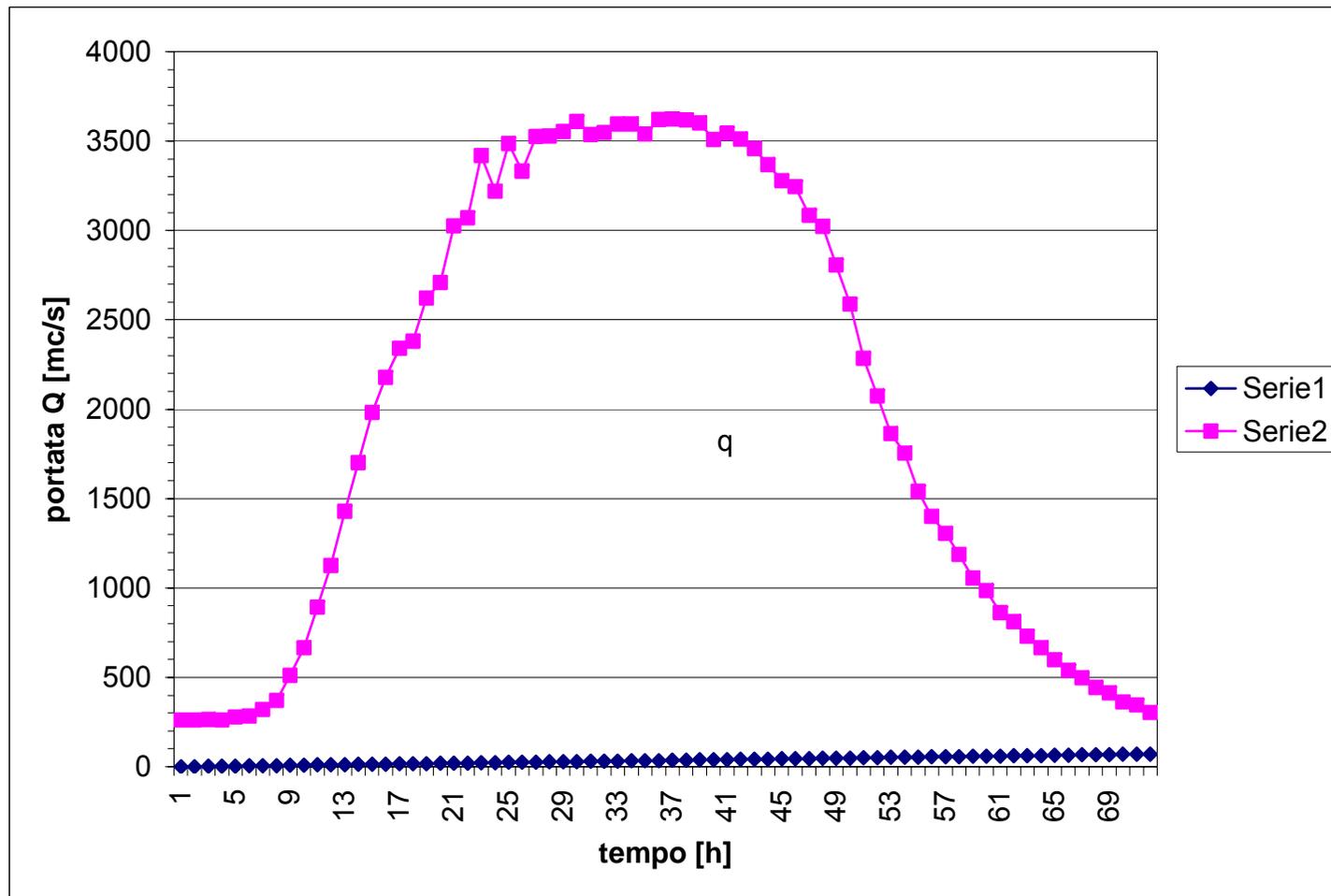


Fig. 2.1.1. Idrogramma di piena fiume ARNO con TR 200 anni sez. 397

t [h]	Q [mc/s]	t [h]	Q [mc/s]	t [h]	Q [mc/s]
0	239	26	1992	52	1089
1	239	27	2050	53	1045
2	242	28	2166	54	922
3	238	29	2232	55	872
4	240	30	2417	56	781
5	247	31	2449	57	736
6	248	32	2507	58	661
7	258	33	2615	59	623
8	272	34	2614	60	548
9	305	35	2747	61	526
10	346	36	2634	62	466
11	413	37	2752	63	433
12	481	38	2560	64	398
13	583	39	2713	65	362
14	674	40	2513	66	338
15	824	41	2561	67	312
16	926	42	2366	68	292
17	1108	43	2292	69	261
18	1205	44	2140	70	250
19	1388	45	2000	71	227
20	1448	46	1832		
21	1652	47	1765		
22	1669	48	1504		
23	1828	49	1455		
24	1934	50	1315		
25	1942	51	1257		

Tab 2.1. Il Idrogramma di piena fiume ARNO con TR 20 anni sez. 397

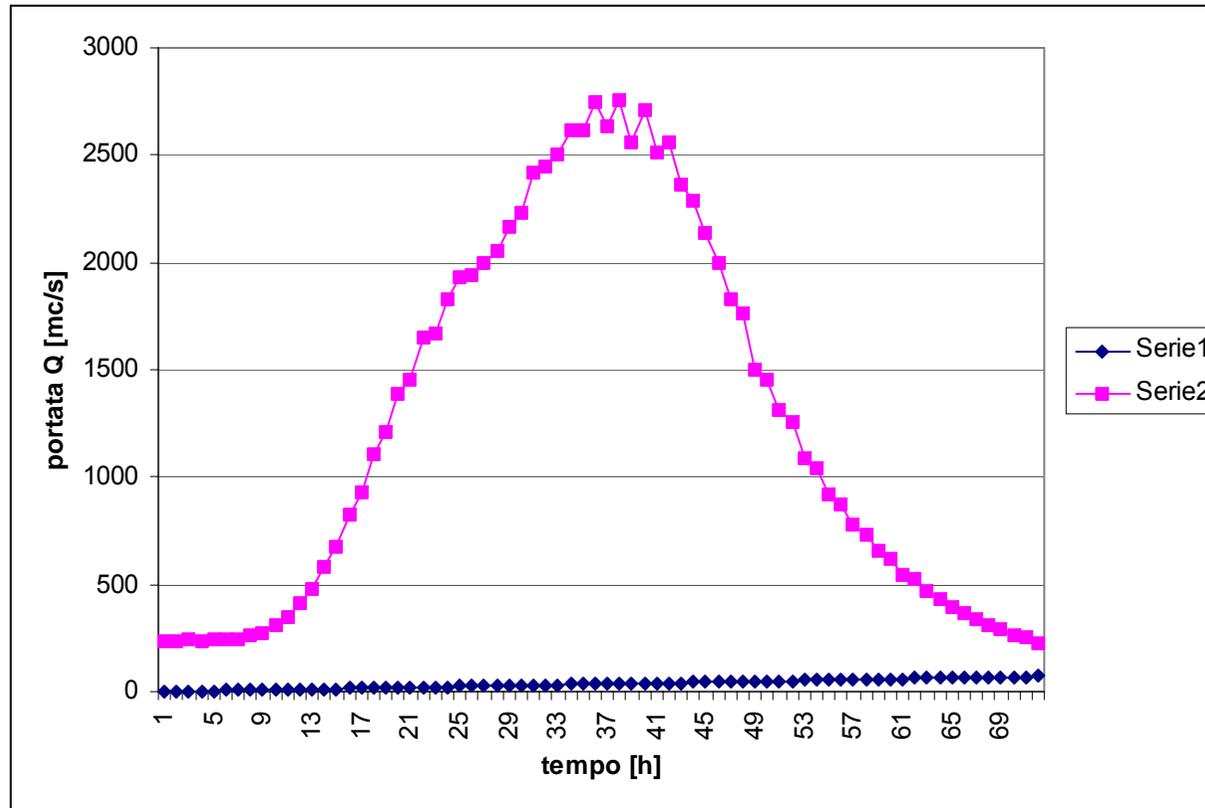


Fig. 2.1.2 Idrogramma di piena fiume ARNO con TR 20 anni sez. 397

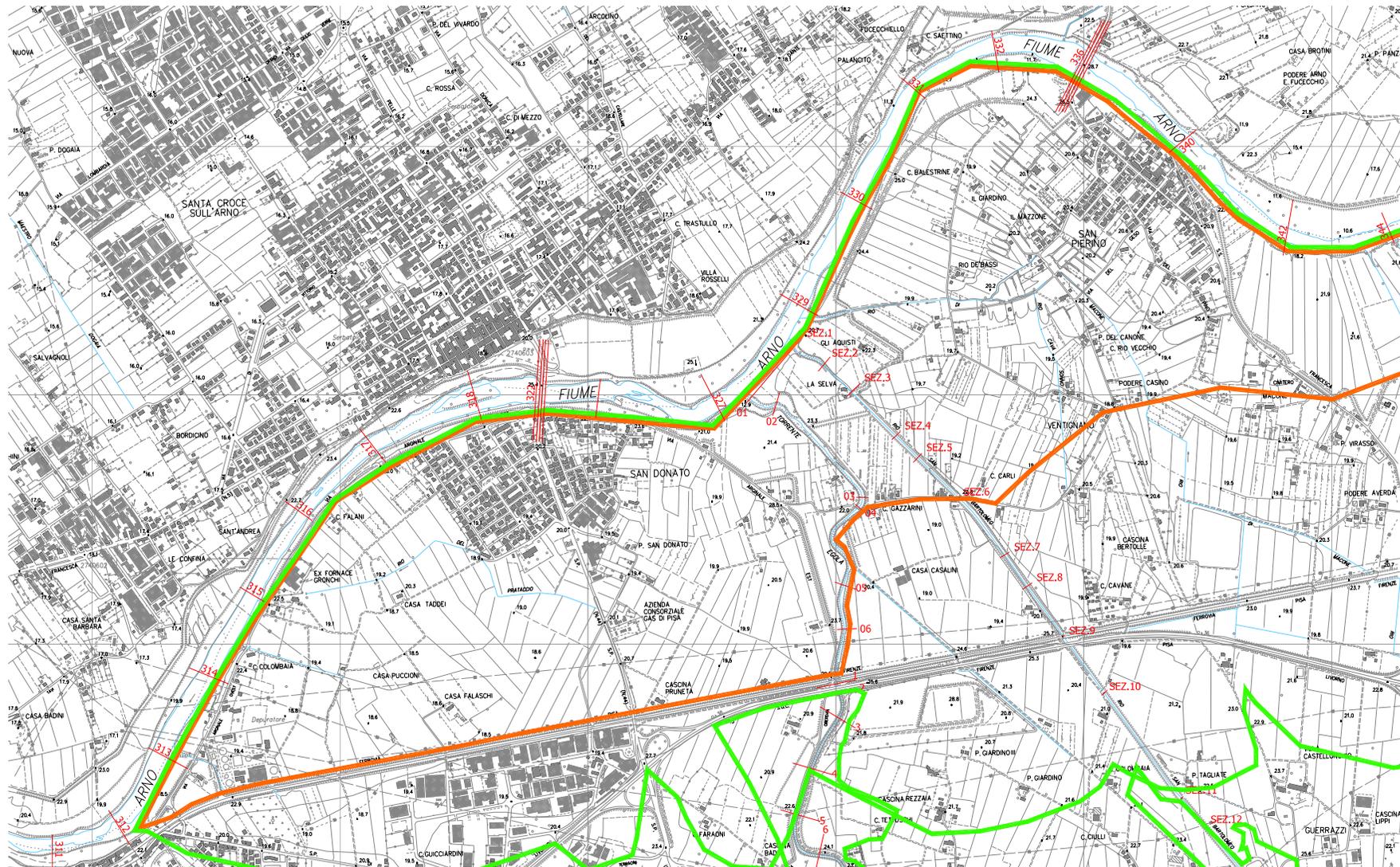


Fig. 2.1.3 Sezioni Arno-primi tratto

2.2. FIUME ELSA

Per la verifica idraulica del fiume Elsa sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena relativamente ai tempi di ritorno duecentennale adottati dall'Autorità di bacino del fiume Arno e contenuti nel Sistema Informativo del Modello Idraulico e relativamente al tempo di ritorno ventennale con idrogrammi estrapolati in via analitico-statistica, dagli idrogrammi con tempi di ritorno di 30, 100, 200 e 500 anni dello stesso modello.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite a moto permanente utilizzando il programma HEC-RAS (v. 3.0.1).

Le portate massime fatte defluire per i tempi di ritorno di 20 e 200 anni sono pari rispettivamente a $Q_{20}=465$ mc/s e $Q_{200}=661$ mc/s. Come coefficiente di scabrezza Manning è stato adottato un valore pari a 0.04.

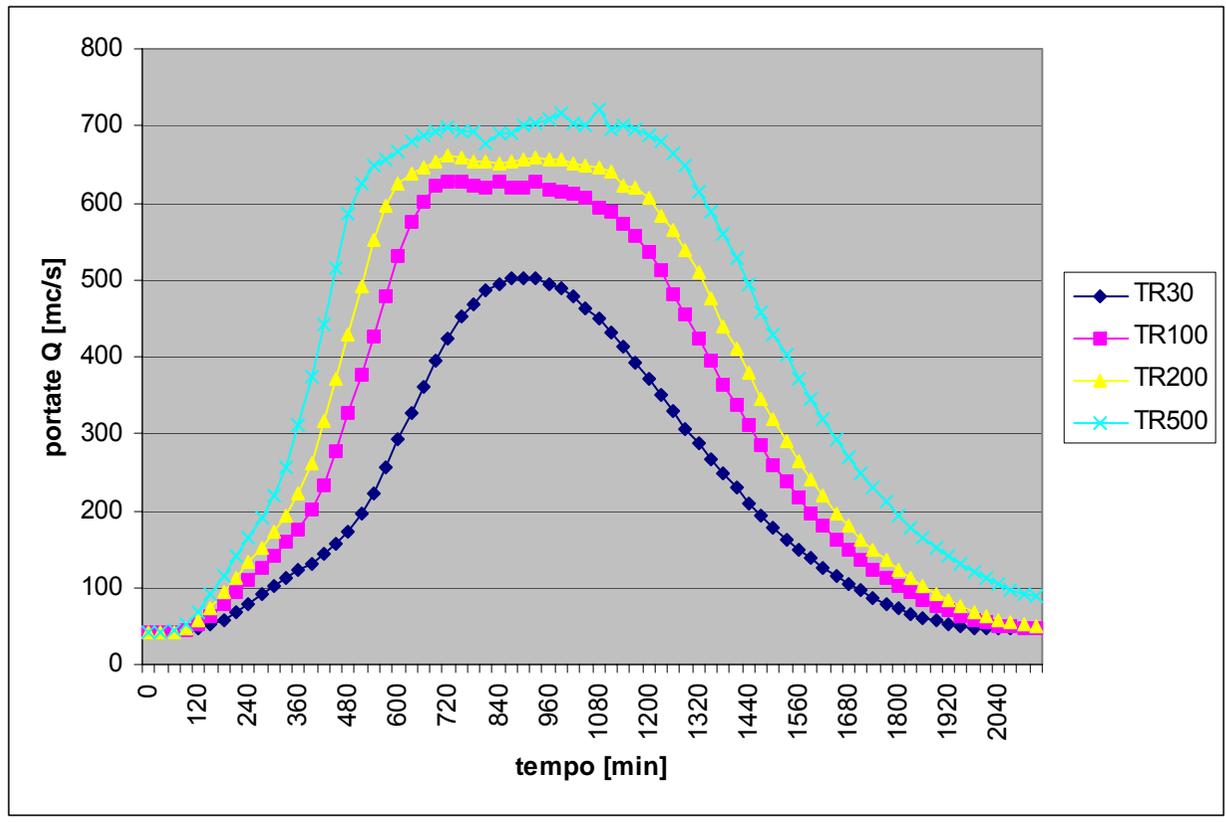


Fig. 2.2.1 Idrogrammi di piena fiume Elsa con TR 30, 100, 200 e 500 anni sez. el_3015

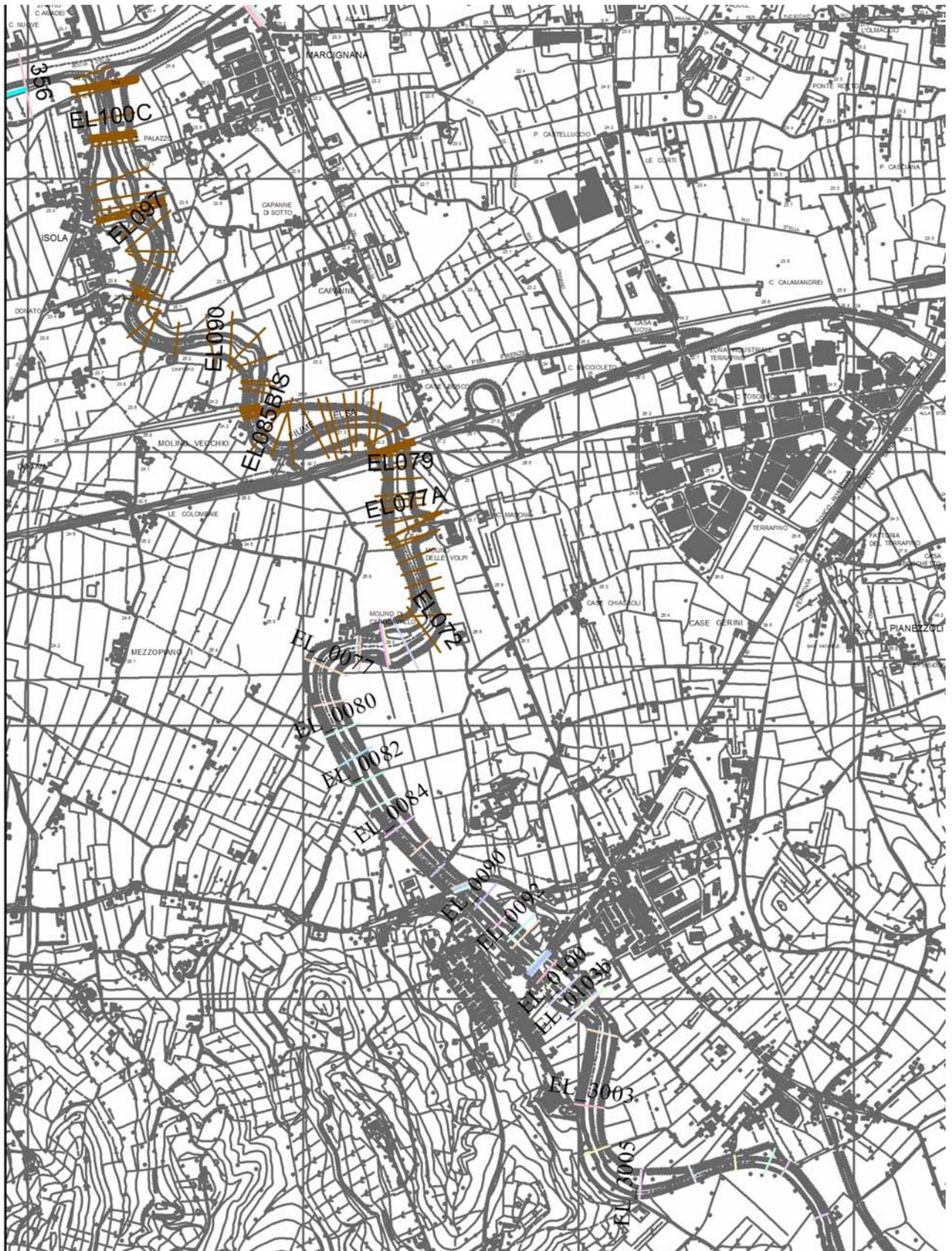


Fig. 2.2.2 Planimetria F. Elsa con sezioni-primo tratto

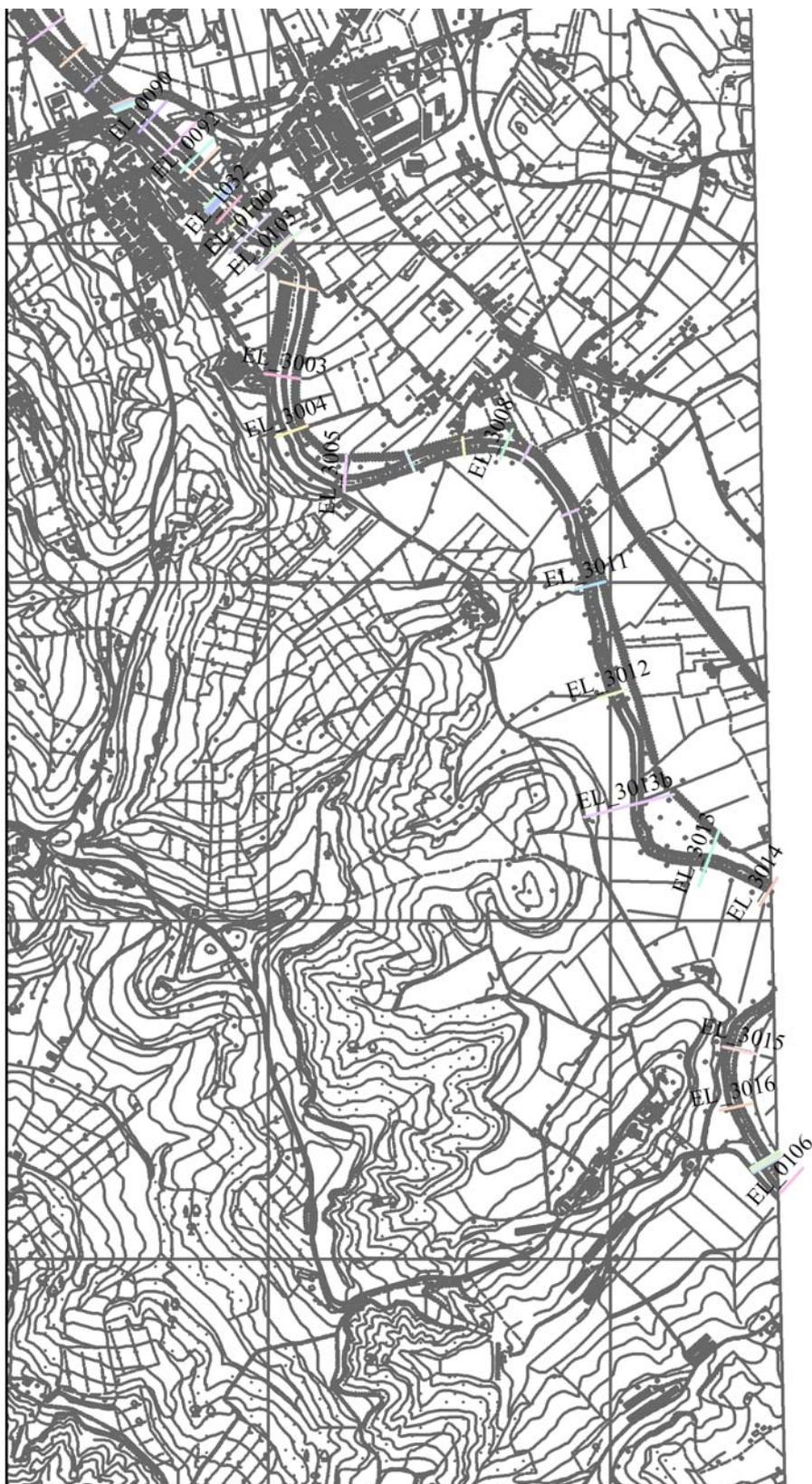


Fig. 2.2.3 Planimetria F. Elsa con sezioni-secondo tratto

2.3. FIUME EGOLA

Per la verifica idraulica del fiume Egola sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena ricavati dallo “Studio idrologico-idraulico del Fiume Egola” del 2001 redatto dall'ing. S. Pagliara, per conto del Comune di San Miniato. Le sezioni investigate sono quelle del tratto finale dell'Egola fino alla confluenza nell'Arno.

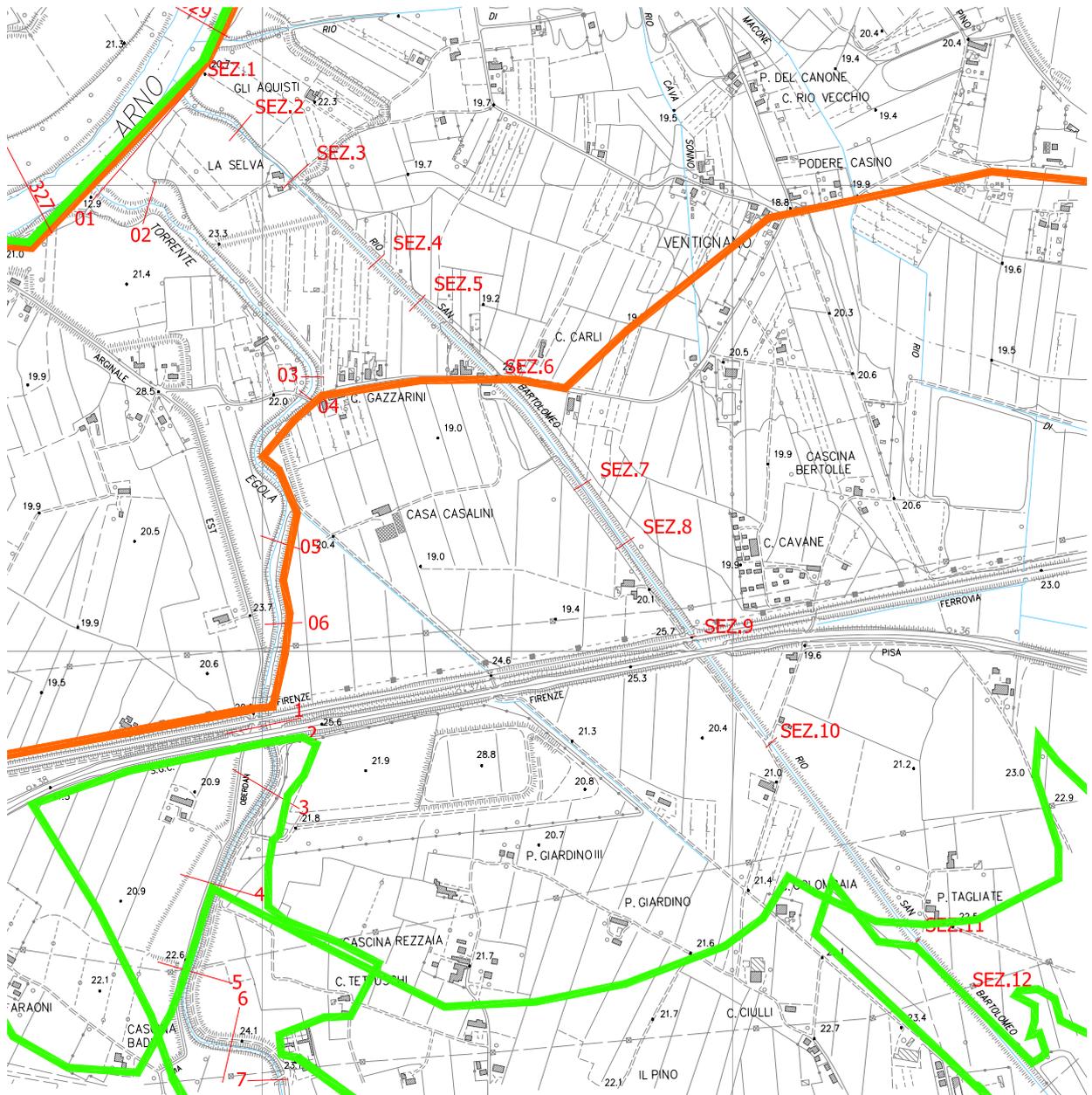


Fig. 2.3.1 Sezioni dell'Egola e del Rio di S. Bartolomeo-Primo tratto

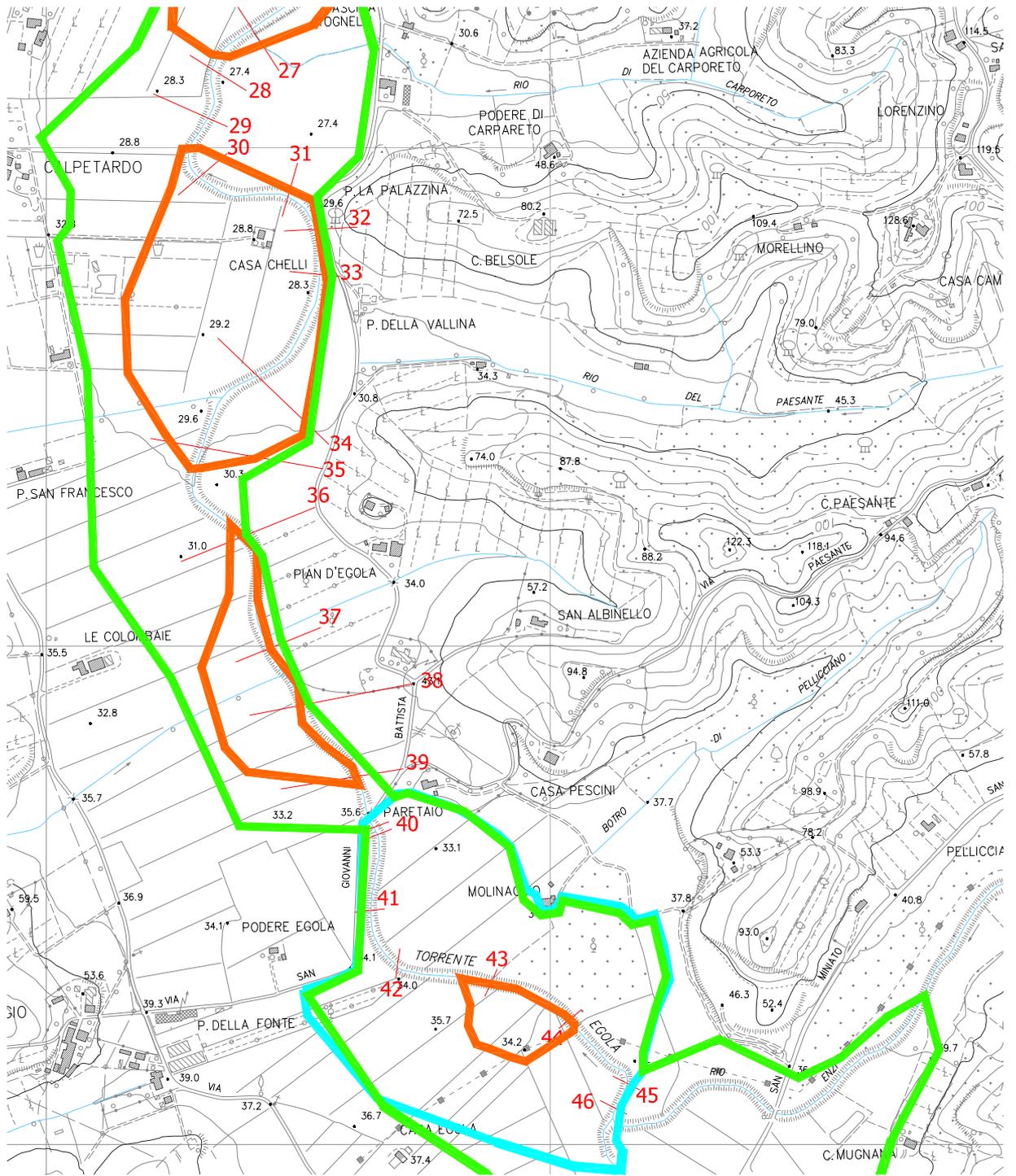


Fig. 2.3.3 Sezioni dell'Egola -terzo tratto

Le portate utilizzate sono riportate nella tabella seguente in corrispondenza delle sezioni.

Egola	TR 200	TR 100	TR 50	TR 30	TR 20
	Portata [mc/s]	Portata [mc/s]	Portata [mc/s]	Portata [mc/s]	Portata [mc/s]
sez.68.2	239.44	189.94	156.26	132.58	112.9977
sez. 56	251.38	198.3	163.32	138.79	118.4304
sez 54	224.83	195.67	160.7	136.11	115.7516
sez45	333.98	269.05	220.95	187.02	159.0453
sez40.1	331.65	267.86	216.45	182.79	153.1021
sez 33	342.28	275.82	225.85	187.64	158.2728
sez 24	337.64	258.25	212.72	181.45	155.0952

Allo stato attuale e quindi con le casse di laminazione in linea fin qui realizzate sono stati calcolati a moto permanente i profili di rigurgito e le eventuali aree allagabili. Occorre precisare che attualmente è in corso la progettazione atta a mettere in sicurezza idraulica l'intera asta fluviale per il tempo di ritorno duecentennale. Gli interventi consistono nel potenziamento delle attuali casse, nella progettazione di nuove e nell'adeguamento delle sezioni d'alveo. Le verifiche idrauliche sono state eseguite a moto permanente utilizzando il programma HEC-RAS (v. 3.1.1). Il valore di scabrezza Manning adottato è pari a 0.03. Come condizione al contorno è stata adottata l'altezza liquida del fiume Arno nella corrispondente sezione di sbocco per i tempi di ritorno di 20 e 200 anni.

2.4. RIO DI S. BARTOLOMEO

Il Rio di S. Bartolomeo, si sviluppa in direzione SE-NO per una lunghezza di circa 5.5 km da una altezza di circa 100 m slmm fino allo sbocco in Arno. Il bacino sotteso dalla sezione prossima all'Arno risulta pari a circa 2.6 Km².

Sotto il profilo litologico, nelle zone collinari, il bacino è caratterizzato da terreni con permeabilità buona, mentre nella parte valliva con terreni a permeabilità media.

Per quanto riguarda l'uso del suolo, il bacino risulta prevalentemente costituito da colture seminative e da una media copertura boschiva nella parte alta collinare e da zone ad uso abitativo –urbano nella parte bassa.

Al fine di definire il regime pluviometrico della zona in esame e definire quindi gli idrogrammi di piena relativi ai vari tempi di ritorno si è fatto riferimento ai dati relativi alle piogge di durata compresa tra 1 e 24 ore registrate alle stazioni pluviometriche di S. Miniato gestita dal Servizio Idrografico (Sezione di Pisa), che risulta essere quella più significative in considerazione della posizione rispetto al bacino idrografico e della lunghezza della serie storica che la caratterizza.

Sono state studiate quindi studiate le piogge, relative alla stazione di S. Miniato, di durata 1 ora, 3-6-12 e 24 ore.

Per ciascuna durata sono stati raccolti i valori massimi relativi a ciascun anno del periodo di osservazione.

I dati raccolti, sono stati sottoposti ad analisi statistica secondo il metodo di Gumbel.

Tale metodo consente, nota che sia la serie cronologica dei valori assunti da una certa grandezza (in questo caso le piogge di data durata), di individuare sia i valori di tale grandezza corrispondenti ad un prefissato tempo di ritorno T_r , che cioè hanno probabilità di verificarsi non più di una volta in un dato intervallo di anni, sia il tempo corrispondente ad un dato valore della grandezza in esame.

Il valore del tempo di ritorno è legato a quello della probabilità di superamento (probabilità che l'evento X assuma un valore maggiore od uguale ad x dalla seguente relazione:

$$2.4.1) P(X \geq x) = 1/Tr$$

Il valore della probabilità di non superamento risulta:

$$2.4.2) P(X \leq x) = 1 - P(X \geq x) = 1 - 1/Tr$$

Secondo il metodo di Gumbel il valore della probabilità di non superamento risulta il seguente:

$$2.4.3) P(X \leq x) = e^{-e^{-\alpha(x-N)}}$$

dove α ed N rappresentano i due parametri della distribuzione che possono essere determinati dall'esame statistico di un campione della variabile X .

Per la determinazione dei parametri di una distribuzione di probabilità data esistono vari metodi, il più comunemente usato e il cosiddetto "Metodo dei Momenti" che fornisce le seguenti espressioni dei due parametri della

legge di distribuzione di Gumbel:

$$2.4.4) \frac{1}{\alpha} = 0.7797 \cdot \sigma$$

$$2.4.5) N = M - 0.45 \cdot \sigma$$

dove σ ed M rappresentano lo scarto quadratico medio e la media del campione della variabile X .

La relazione di Gumbel può essere scritta anche come:

$$2.4.6) x = N + \frac{y}{\alpha}$$

avendo posto:

$$2.4.7) y = -\ln(-\ln(P(X \leq x)))$$

Attraverso l'applicazione delle espressioni viste in precedenza si possono calcolare i valori della variabile X corrispondenti a prefissati Tr ovvero determinare il Tr di un dato valore della variabile X .

In pratica per determinare il valore della variabile X corrispondente ad un dato Tr si calcolano i due parametri α ed N della distribuzione, attraverso i valori dello scarto quadratico medio campionario e del valor medio del campione di dati disponibile, si calcola il valore della probabilità di non superamento impiegando la (2.4.2) e quindi il valore della y mediante la (2.4.7), determinando poi il valore della variabile x attraverso la (2.4.6).

Tale metodo è stato impiegato anche nello studio Pagliara-Viti (Giornale del Genio Civile, n. 7-8-9, 1990) trovando per la stazione di S. Miniato le seguenti curve di possibilità pluviometrica per tempi di ritorno pari a 20 e 200 anni;

$$h_{TR20} = 50.25 \cdot t^{0.29}$$

$$h_{TR200} = 74.33 \cdot t^{0.29}$$

La trasformazione afflussi-deflussi è stata condotta determinando lo ietogramma di progetto.

Dalle elaborazioni statistiche riportate nelle pagine precedenti è possibile ricavare la relazione che esiste tra la quantità di pioggia caduta e la corrispondente durata (curva di possibilità pluviometrica), tale relazione non fornisce alcuna indicazione circa la distribuzione temporale delle

piogge (ietogramma) che, soprattutto per piccoli bacini, rappresenta un elemento determinante 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 a individuare il valore della probabilità da associare ad una data forma di ietogramma.

È altresì noto che l'adozione di ipotesi semplificative tra cui quella che ipotizza la pioggia distribuita in maniera uniforme nel tempo (cioè che abbia intensità costante per tutta la sua durata) porta a notevoli sottostime del valore delle portate di picco e dà luogo a degli idrogrammi di piena di forma sostanzialmente diversa dagli idrogrammi reali.

Nella pratica progettuale si ovvia al fatto che non si possano definire a priori andamenti temporali della precipitazione, attraverso l'adozione di ietogrammi cosiddetti *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*. Nella letteratura tecnica esistono diverse metodologie per la definizione del suddetto *ietogramma di progetto*.

In molti paesi l'uso dello ietogramma di progetto è normato, mentre in Italia, in assenza di normativa specifica, la scelta viene lasciata alla discrezionalità del progettista.

Nel caso in esame, tra le varie procedure disponibili è stata utilizzata quella basata su uno ietogramma detto del tipo *Chicago*, che ha come caratteristica principale il fatto che per ogni durata, anche parziale, l'intensità media della precipitazione è congruente con quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica di assegnato periodo di ritorno. Questo pluviogramma, qualunque sia la sua durata, contiene al suo interno tutte le piogge massime di durate inferiori. Questa caratteristica lo rende idoneo a

rappresentare le condizioni di pioggia critica indipendentemente dalla durata complessiva della pioggia adottata. Nel caso particolare è stata scelta una durata dello ietogramma pari a 1.5 ore con la posizione del picco di pioggia nel centro; lo ietogramma è stato determinato in forma discreta con un passo temporale pari a 15', congruente con le dimensioni del bacino esaminato.

I calcoli sono stati effettuati per le piogge con tempo di ritorno di 20 e 200 anni:

I valori delle altezze di pioggia determinate in base allo ietogramma di progetto, per ciascun passo temporale pari a 15 minuti, sono riportati nelle Tabelle 2.4.1 e .2.

Tr 200		
t [min]	pioggia [mm/h]	p [mm]
15	17.78	4.4
30	23.64	5.9
45	38.97	9.7
60	198.90	49.7
75	75.31	18.8
90	19.80	5.0

Tabella 2.4.1, Pluviogramma di progetto con tempo di ritorno pari a 200 anni

Tr 20		
t [min]	pioggia [mm/h]	p [mm]
15	12.02	3.0
30	15.98	4.0
45	26.34	6.6
60	134.46	33.6
75	23.87	6.0
90	13.38	3.3

Tabella 2.4.2, Pluviogramma di progetto con tempo di ritorno pari a 20 anni

Per la determinazione degli idrogrammi di piena si è utilizzato un modello matematico di trasformazione afflussi-deflussi basato sull'impiego dell'idrogramma unitario del Soil Conservation Service, tale procedura è stata applicata mediante l'impiego del codice di calcolo HEC-1 (sviluppato dall'US army Corps of Engineers- The Hydrologic Engineering Center).

Hec1 è un programma che consente lo studio e la modellazione del fenomeno della trasformazione afflussi-deflussi che avviene in un bacino idrografico.

Il risultato della modellazione è la costruzione dell'idrogramma di piena in uno o più punti del corso d'acqua in esame.

La modellazione viene fatta mediante la simulazione dei vari processi fisici che avvengono nel bacino, ognuno dei quali può essere simulato per mezzo di uno o più metodi matematici.

I processi fisici che vengono simulati consistono sostanzialmente nella depurazione delle piogge per tenere conto della quota parte di pioggia che viene perduta per intercettazione da parte della vegetazione, per detenzione nelle depressioni superficiali e per infiltrazione, e nella conseguente trasformazione della quota parte di pioggia residua (pioggia netta) in deflusso superficiale sulle pendici del bacino e nel reticolo idrografico.

Il programma provvede alla determinazione, partendo da uno idrogramma di progetto, che rappresenta l'andamento temporale dell'intensità di pioggia, alla determinazione dello idrogramma netto (depurato delle perdite), che rappresenta la pioggia disponibile per il deflusso

Nel caso specifico è stato adottato, per simulare le perdite di bacino, il metodo SCS-CURVE NUMBER, che è basato sulle curve di precipitazione e perdita cumulate ed in cui in funzione del tipo di suolo, del suo uso e del grado di imbibizione dello stesso, calcola istante per istante il quantitativo di pioggia che va a produrre il deflusso.

Tale metodo è molto diffuso, soprattutto grazie alla notevole mole di dati reperibili in letteratura per la sua applicazione, esso permette di calcolare

l'altezza di pioggia persa fino ad un dato istante attraverso la valutazione dell'altezza di pioggia massima immagazzinabile nel suolo a saturazione (S), il cui valore viene determinato attraverso un parametro detto CN (Curve Number) il quale è funzione della natura del terreno, del tipo di copertura vegetale dello stesso del corrispondente grado di imbibizione.

La classificazione dei suoli secondo la natura del terreno è riportata nella seguente Tabella 2.4.I, una volta definito il tipo di suolo si determina il valore del CN corrispondente al grado di copertura attraverso l'uso della Tabella 2.4.II.

I valori riportati nella Tabella 2.4.II sono relativi a condizioni medie di umidità del terreno antecedenti l'evento definite attraverso il valore della precipitazione totale nei cinque giorni precedenti l'evento stesso (Antecedent Moisture Condition classe II - che in sigla viene indicata come AMC II).

CLASSIFICAZIONE DEI SUOLI SECONDO S.C.S.

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 che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se se meno che nel 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 2.4.I

TIPO DI 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 boscosi o forestati				
Terreno sottile sottobosco povero senza 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 2.4.II

PRECIPITAZIONE TOTALE NEI 5 GIORNI PRECEDENTI (mm)

CLASSE AMC	STAGIONE DI RIPOSO	STAGIONE DI CRESCITA
I	< 12.7	< 35.5
I	12.7 -- 28.0	35.5 -- 53.3
III	>28.0	> 53.3

Tabella 2.4.III

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

Tabella 2.4.IV

L'individuazione della classe AMC viene effettuata con i valori riportati in Tabella 2.4.III, mentre la Tabella 2.4.IV rappresenta la tabella di conversione dal valore del CN valido per AMC II (valore determinato attraverso la Tabella 2.4.II) ai valori corrispondenti per AMC I o AMC III.

Per quanto riguarda la classe AMC da adottare per la determinazione dell'idrogramma di piena generato dalle piogge di progetto è stata scelta la classe AMCII.

Una volta determinato il valore medio del parametro CN relativo al singolo sottobacino e la pendenza media dello stesso si è determinato l'idrogramma di piena che poi è stato combinato con gli idrogrammi provenienti da altri sottobacini confluenti nello stesso nodo.

Il valore del tempo di picco dell'idrogramma unitario istantaneo è dato dalla seguente espressione:

$$t_p^* = \frac{l^{0.8} \cdot (s + 1)^{0.7}}{1900 \cdot y^{0.5}}$$

Dove

$s = 1000/CN-10$;

l = lunghezza dell'asta in "feet";

y = pendenza media del bacino.

I risultati ottenuti dall'applicazione del codice HEC 1, le portate di picco per i vari tempi di ritorno sono illustrate nei grafici che seguono.

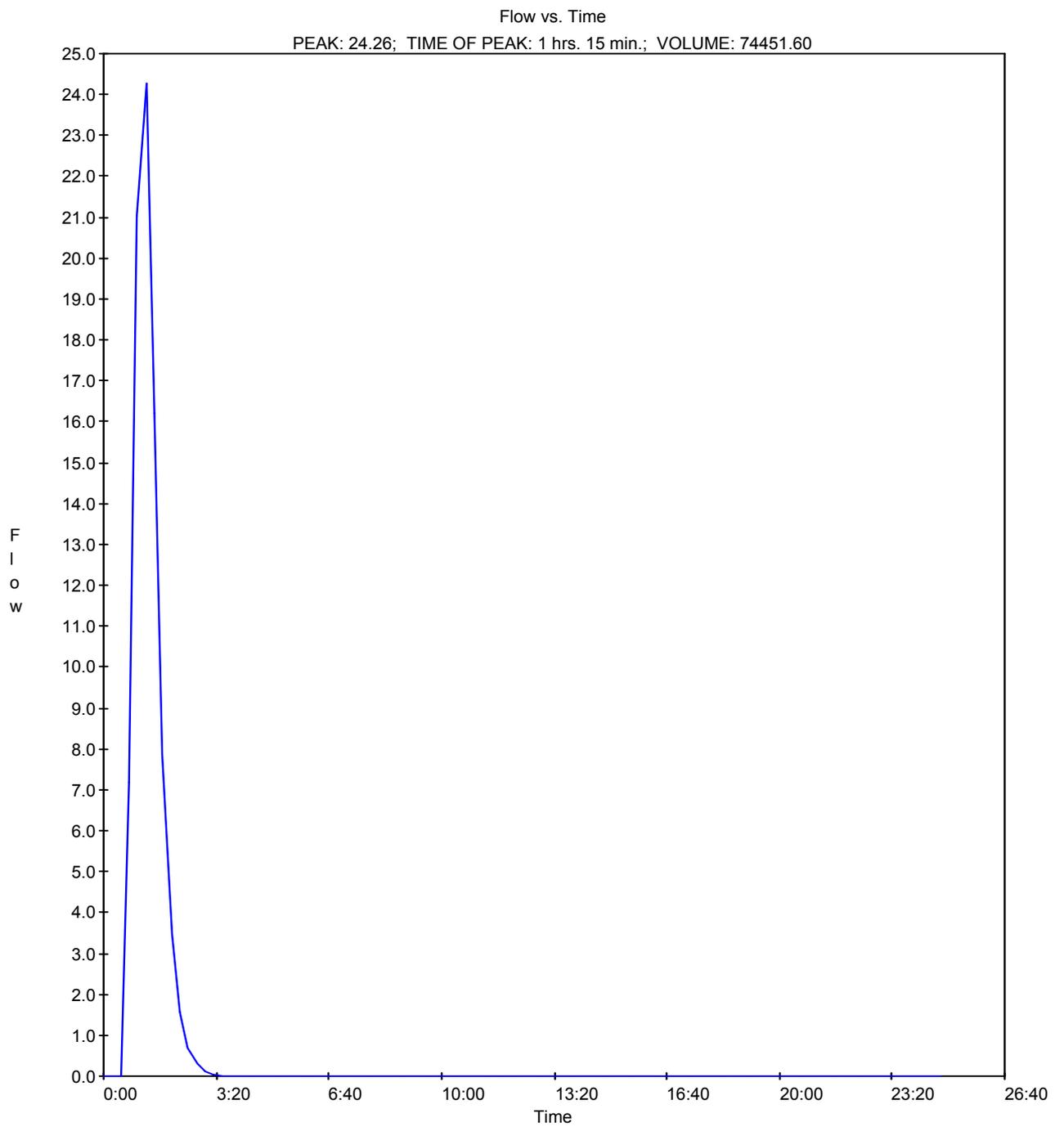


Fig. 2.4.1 Idrogramma di piena duecentennale

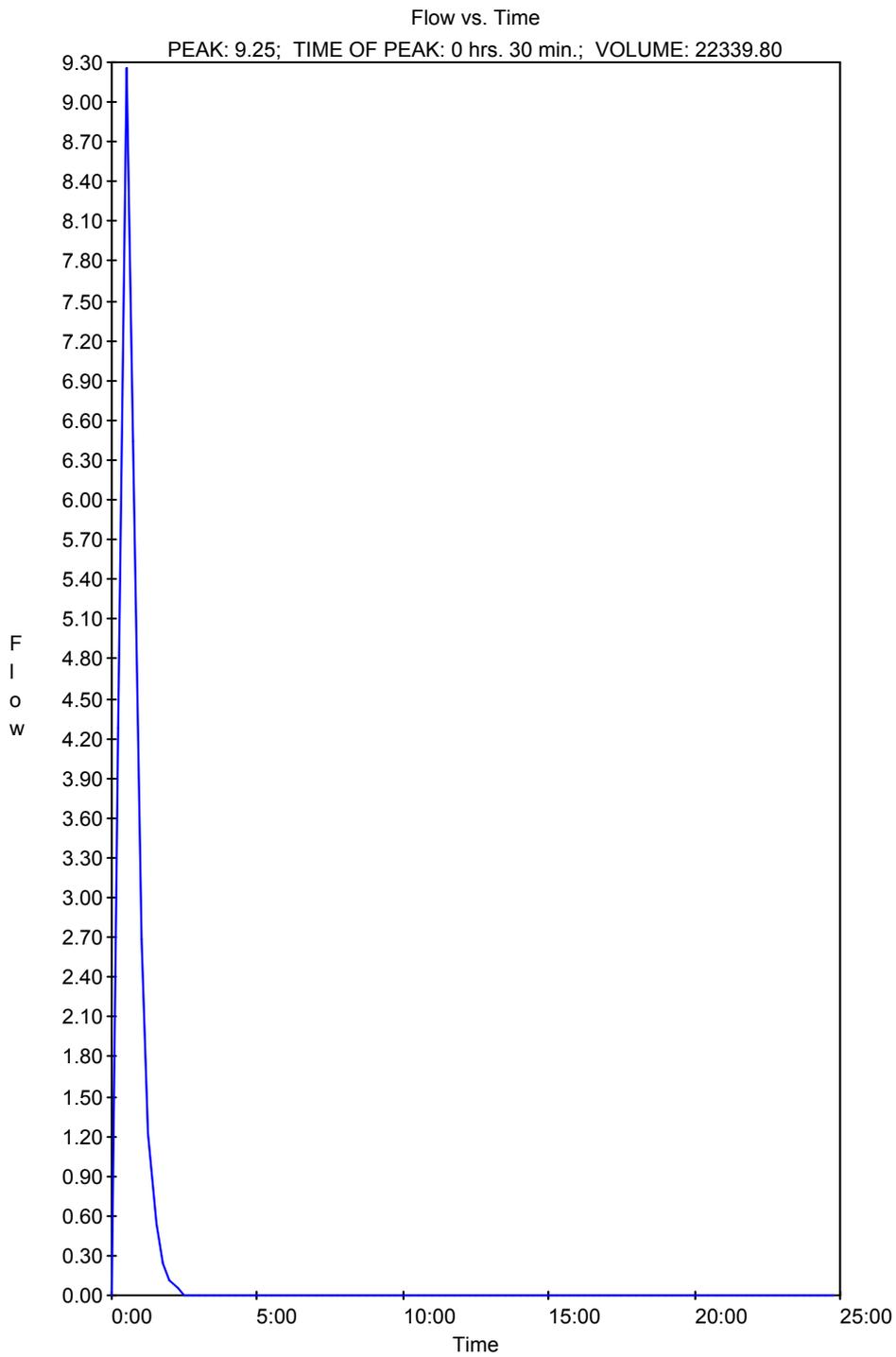


Fig. 2.4.2 Idrogramma di piena ventennale

3. Procedure e metodi usati per le verifiche idrauliche

I profili di rigurgito per le portate duecentennali e ventennali sono stati tracciati utilizzando il software HEC RAS 3.1.1 per le simulazioni idrauliche.'

Questo modello, sviluppato nel 2002 presso l'U.S. Army Corps of Engineers sul codice di calcolo UNET, gode oggi di una vasta diffusione grazie alle vaste potenzialità offerte.

Proprio alla sua diffusione, incentivata da una distribuzione di tipo freeware, si deve la stima posta su un prodotto considerato ampiamente collaudato.

HEC RAS adotta una schematizzazione monodimensionale (variazioni graduali della sezione dell'alveo, limitata curvatura dei filetti liquidi, distribuzione di velocità pressoché uniforme nelle sezioni trasversali) su alveo assunto a fondo fisso sia per il moto permanente che per quello vario (non stazionario).

La geometria fluviale, intesa come insieme delle sezioni trasversali e asse fluviale che le collega, può essere editata mediante un'apposita interfaccia oppure, utilizzando l'estensione HEC-GeoRAS per GIS, può essere importata da una morfologia TIN. A questo riguardo va però detto che è assai difficile trovare modelli digitali del suolo (TIN o GRID) ad una risoluzione tale da permettere l'estrazione di informazioni aventi lo stesso grado di dettaglio di un rilievo topografico.

Questa metodologia di lavoro, se adottata congiuntamente all'utilizzo delle tradizionali orografie digitali (1:2000 o 1:5000), può dunque considerarsi adatta per lo più alla sola progettazione su larga scala di corsi d'acqua aventi letti fluviali molto estesi.

A livello di schematizzazione di un bacino, HEC RAS gestisce la modellazione di più tronchi fluviali con la rappresentazione delle confluenze secondo diversi approcci teorici (metodo dei momenti, metodo dell'energia...) a seconda delle portate e delle angolazioni presenti nei singoli casi.

A tal proposito, oltre al caricamento di una portata da una sezione di monte e nei pressi di un'immissione localizzata, è altresì possibile gestire immissioni di portate distribuite (versamento dalle pendici). I limiti applicativi sono invece rappresentati dalla impossibilità di simulare l'inondazione di territori extra-alveo. Non è infatti supportato lo studio di fenomeni di trasferimento bidimensionale.

Si deve qui notare che nella fase computazionale le sezioni sono assunte ortogonali alla direzione della corrente idrica.

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite si utilizza l'equazione di Manning che risulta:

$$3.1) \quad S_f = v^2 n^2 / R^3$$

in cui :

S_f = perdita di carico distribuita ;

v = velocità media della corrente ;

n = coefficiente di scabrezza;

R = raggio idraulico della sezione (rapporto tra l'area liquida ed il contorno bagnato);

Considerando che in letteratura tecnica la portata della corrente liquida può essere rappresentata dalla seguente espressione:

$$3.2) \quad Q = K S_f^{1/2}$$

dove il termine K definito conveyance (esso misura l'attitudine di una data sezione a far defluire le portate) diviene, tenendo conto della formula di Manning e introducendo l'area A della sezione liquida

$$3.3) \quad K = \frac{1}{n} A R^{2/3}$$

Per il calcolo del coefficiente di Manning si è fatto riferimento alla "Guide for selecting Manning's roughness coefficient for natural channels and

flood plains” del United States Geological Survey Water Supply- Paper 2339, che in funzione della granulometria del letto del fiume e della vegetazione oltre che del grado di irregolarità del corso d’acqua consente di calcolare il valore di scabrezza..

Qui di seguito vengono descritte sommariamente le basi teoriche delle due procedure utilizzate

3.1 – Moto Permanente

La procedura di calcolo si basa sulla soluzione dell'equazione del moto permanente gradualmente variato con un metodo alle differenze finite.

L'equazione differenziale del profilo liquido di una corrente in moto permanente gradualmente variato risulta la seguente:

$$3.4) \quad \frac{dH}{ds} = -S_f$$

con:

$$3.5) \quad H = z + \frac{v^2}{2g}$$

in cui:

H = carico totale della corrente nella sezione generica di ascissa s misurato rispetto ad un riferimento orizzontale;

S_f = perdita di carico unitaria dovuta alle resistenze continue;

z = quota del pelo liquido misurato rispetto ad un riferimento orizzontale;

v = velocità media della corrente nella sezione generica di ascissa s;

g = accelerazione di gravità.

Passando alle differenze finite la 5.1), applicata tra due sezioni distanti Δs , può essere scritta come:

$$3.6) \quad H_2 - H_1 = - S_{fm} \Delta s$$

in cui:

H_1 = carico totale della corrente nella sezione iniziale;

H_2 = carico totale della corrente nella sezione finale;

S_{fm} = perdita di carico unitaria dovuta alle resistenze continue media tra le due sezioni.

tenendo conto della (3.5) ed indicando con i pedici 1 e 2 rispettivamente le grandezze relative alla sezione iniziale e quelle relative alla sezione finale la (3.6) diviene:

$$3.7) \quad z_1 + \frac{v_1^2}{2g} - z_2 - \frac{v_2^2}{2g} + \frac{J_1 + J_2}{2} \cdot \Delta s = 0$$

ovvero :

$$3.7') \quad z_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^2} - z_2 - \frac{Q^2}{2gA_2^2} + \frac{1}{2} \left(\frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \Delta s = 0$$

in cui:

Q = portata;

A_1 = area liquida della corrente nella sezione iniziale;

A_2 = area liquida della corrente nella sezione finale.

Essendo le caratteristiche geometriche di una data sezione funzione della sola altezza liquida la (3.7') permette di determinare la quota liquida nella sezione terminale di un tratto di corrente di lunghezza Δs una volta che sia nota la quota liquida in corrispondenza della sezione iniziale (condizione al contorno).

L'equazione (3.7') rappresenta quindi un'equazione non lineare in cui l'incognita è rappresentata dal valore z_2 della quota liquida finale.

Per la determinazione del profilo liquido relativo ad un dato tronco di un corso d'acqua, occorre suddividere tale tronco in una successione di tratti delimitati da sezioni di cui sia nota la geometria.

Partendo quindi da una delle sezioni estreme, in cui deve essere noto il valore della quota liquida (condizione al contorno), l'applicazione reiterata della (5') permette di determinare le quote liquide nelle sezioni successive.

Il modello permette la determinazione del profilo liquido secondo tre schemi di calcolo e precisamente:

- Corrente lenta (subcritical flow)
- Corrente veloce (supercritical flow)
- Corrente mista (mixed flow)

Il primo schema, che è applicabile quando la corrente è ovunque lenta e presenta quindi in tutte le sezioni di calcolo un'altezza liquida maggiore dell'altezza critica, richiede che la condizione al contorno sia posta in corrispondenza della sezione estrema di valle del tratto considerato.

Il secondo schema, che è applicabile quando la corrente è ovunque veloce e presenta quindi in tutte le sezioni di calcolo un'altezza liquida minore dell'altezza critica, richiede che la condizione al contorno sia posta in corrispondenza della sezione estrema di monte del tratto considerato.

Il terzo schema, deve essere utilizzato quando nel tratto in esame si possono verificare transizioni da un tipo di corrente all'altro, dando luogo ad una successione di tronchi con differenti caratteristiche di moto, che nel caso di transizione da corrente veloce a lenta porteranno alla formazione di risalti idraulici. Tale schema richiede che siano definite due diverse condizioni al contorno in corrispondenza delle due sezioni estreme (di monte e di valle) del tratto considerato.

Nel caso di simulazioni in moto permanente sarà dunque sufficiente fornire il valore della portata in ingresso nella stazione di monte, eventuali

cambiamenti della stessa dovuti a immissioni localizzate o distribuite, e le condizioni al contorno per le sezioni di chiusura del tronco in esame.

Per la soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia le perdite di carico sono determinate, come detto in precedenza, tramite l'equazione di Manning e, in corrispondenza di brusche variazioni di velocità dovute ad irregolarità d'alveo, tramite appositi coefficienti di espansione/contrazione. Irregolarità idrauliche (salti di fondo, confluenze, sbarramenti, etc...) nelle quali si viene a determinare un brusca variazione nel profilo del pelo libero della corrente, sono modellate attraverso la conservazione della spinta totale.

3.2 - Moto vario

Le equazioni che descrivono il moto delle acque nei corpi idrici superficiali, sono basate sui concetti classici di conservazione della massa (equazione di continuità), e della quantità di moto (equazioni della quantità di moto) o dell'energia (teorema di Bernoulli).

Per la derivazione delle equazioni del moto vario si adottando le seguenti ipotesi:

- La distribuzione della pressione è di tipo idrostatico (ipotesi valida se le linee di flusso non presentano curvatura accentuata).
- La pendenza di fondo alveo è piccola, così che la sezione trasversale normale alla corrente si confonde con la sezione verticale.
- L'alveo è prismatico, le variazioni nella sezione trasversale e nella pendenza di fondo possono essere prese in considerazione approssimando il corso d'acqua con una serie di tratti prismatici.
- Le perdite di carico in moto vario possono essere espresse tramite una delle classiche formule adottate per il moto uniforme (si utilizza l'equazione di Manning); con questa ipotesi si assume

che in regime di moto vario ad una data velocità V della corrente si abbiano le stesse perdite di carico che si avrebbero in moto uniforme con la stessa velocità

- La velocità e le accelerazioni lungo la verticale sono trascurabili rispetto alle analoghe grandezze in direzione del moto.
- Le variazioni della densità del fluido sono trascurabili

Adottando le ipotesi sopra elencate; e nell'ipotesi di moto monodimensionale, si ottengono le classiche equazioni di De Saint Venant nella seguente forma:

$$3.2..2) \quad \frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

$$3.2.16) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + g \cdot A \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

dove q_l è la portata laterale per unità di lunghezza e S_f la perdita di carico esprimibile, anche in questo caso, attraverso l'equazione di Manning.

Lo schema monodimensionale è applicabile nel caso di corsi d'acqua con un alveo a sezione semplice (channel), privo cioè delle aree golenali laterali (floodplain). Tale schema viene, comunque, applicato anche al caso di alvei a sezione composta considerando le aree golenali al di fuori del canale come un'unica area di accumulo o di espansione che scambia acqua con il canale, mentre il flusso in tali aree è considerato come flusso in un canale separato.

Per i due flussi separati vengono scritte le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto, per semplificare il problema si ipotizza che la superficie dell'acqua sia definita da un'unica superficie

orizzontale in ogni sezione normale alla direzione del flusso, in maniera tale che lo scambio di quantità di moto tra il canale e le aree laterali sia trascurabile e la portata sia distribuita secondo l'intera sezione

La suddivisione della portata defluente tra l'alveo centrale (channel) e l'area costituita dalle golene viene effettuata attribuendo al primo una frazione della portata complessiva determinata come segue:

$$3.2.17) \quad Q_c = \phi Q$$

dove:

Q_c = portata nell'alveo centrale;

Q = portata totale;

ϕ = $K_c / (K_c + K_f)$;

K_c = trasporto (conveyance) dell'alveo centrale (channel);

K_f = trasporto (conveyance) dell'area golenale (floodplain).

Sotto queste ipotesi l'equazione del moto monodimensionale può essere scritta:

$$3.2.18) \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\Phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi) \cdot Q]}{\partial x_c} = 0$$

$$3.2.19)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\Phi^2 Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi)^2 Q^2 / A_f]}{\partial x_c} + gA_c \left[\frac{\partial Z}{\partial X_c} + S_{fc} \right] + gA_f \left[\frac{\partial Z}{\partial X_f} + S_{ff} \right] = 0$$

nelle quali i suffissi c e f si riferiscono all'alveo centrale e all'area golenale.

Lo schema di calcolo precedente, consente di tener conto delle diverse caratteristiche di scabrezza tra l'alveo centrale e le golene.

Queste equazioni rappresentano un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali non lineare la cui soluzione non è

generalmente possibile per via analitica, per la loro integrazione è necessario quindi ricorrere a metodi numerici.

Il solutore di Hec-Ras per il moto vario adotta un metodo alle differenze finite basato su uno schema implicito a quattro punti. Il sistema di equazioni algebriche che così si ottiene viene risolto con il metodo di Newton-Raphson. L'equazione 3.2.18 ha subito ulteriori affinamenti al fine di rendere le soluzioni più stabili, in particolare alle classiche equazioni di continuità e di moto nella formulazione generale di De Saint Venant, si vanno ad aggiungere opportune equazioni per la stima delle dissipazioni energetiche sia di carattere concentrato che di carattere distribuito.

Per molti manufatti particolari, l'USACE ha svolto campagne sperimentali mirate alla determinazione di appositi modelli di calcolo, permettendo all'utente la specificazione del caso progettuale mediante il solo inserimento di alcuni coefficienti reperibili da tabelle allegate.

Ovviamente, oltre che da questi, il grado di risoluzione della simulazione dipenderà dalla attendibilità dei dati inseriti, dalla distanza adottata tra le sezioni e dal numero di punti con cui queste saranno descritte.

Nello schema alle differenze finite adottato le funzioni derivate e i valori di funzione sono calcolati in un punto interno $(n+\theta)\Delta t$; questo valore a $(n+1)\Delta t$ entra in tutti i termini delle equazioni. Per un corso d'acqua questo dà luogo a un sistema di soluzioni simultanee delle equazioni; il sistema di soluzioni simultanee rappresenta un importante aspetto dello schema perché da informazioni dall'intero corso d'acqua che possono influenzare le soluzioni in ogni punto, pertanto il passo temporale deve essere significativamente più grande rispetto agli schemi numerici espliciti.

L'analisi di stabilità della soluzione con Von Neumann mostra che lo schema implicito è teoricamente incondizionatamente stabile per $0.5 < \theta \leq 1$, condizionatamente stabile per $\theta = 0.5$ e instabile per $\theta < 0.5$.

Altri fattori che contribuiscono all'instabilità della soluzione sono:

- brusche variazioni delle caratteristiche delle sezioni;

- brusche variazioni di pendenza longitudinale;
- caratteristica dell'onda di piena;
- opere d'arte come argini, soglie sfioranti, luci a battente, sfioratori che provochino variazioni brusche nella geometria dell'alveo o delle condizioni del moto.

Pertanto ogni simulazione richiede uno studio di dettaglio specifico per eliminare le cause di instabilità numerica.

Il codice UNET assicura soluzioni stabili nelle simulazioni in moto permanente per correnti lente, per correnti veloci ed anche per scenari misti (gestiti tramite uno switch automatico tra i due approcci). Maggiori problemi si hanno invece per quanto riguarda il moto vario dove, per ottenere la convergenza alla soluzione, si deve porre grande attenzione alle condizioni al contorno imposte, alla specificazione del modello geometrico ed alla scelta del passo temporale per l'elaborazione.

Per quanto riguarda il moto vario, le simulazioni saranno ancora estendibili ad un intero reticolo fluviale ma, per ogni tronco, questa volta le determinazioni dei valori di portata dovranno esser rappresentate dall'introduzione degli interi idrogrammi di piena.

Per la modellazione di ponti, tombamenti, dighe e altre particolarità idrauliche sono stati incorporati gli stessi codici di calcolo sviluppati nel modulo relativo al moto permanente.

La soluzione delle equazioni di moto monodimensionale gradualmente variato basata sul codice UNET, nata inizialmente per correnti essenzialmente in regime sub-critico, presenta talvolta problemi di stabilità, specialmente in presenza di passaggi da corrente lenta a veloce e viceversa.

La corretta specificazione delle condizioni al contorno ricoprirà qui un'importanza fondamentale. Ad esempio, per quanto riguarda

l'inserimento della condizione di valle, se in condizioni di moto permanente è generalmente sufficiente introdurre la pendenza della linea dell'energia approssimata alla pendenza del fondo alveo, in moto vario questo risulta generalmente invalidare l'attendibilità dei risultati nelle prossimità delle condizioni stesse. Si avrà perciò la necessità di ottenere ulteriori informazioni quali la scala di deflusso della sezione di valle piuttosto che, nei particolari casi in cui sia noto, un idrogramma osservato.

Si ricorda qui che UNET, per la risoluzione del sistema non lineare di equazioni differenziali (2.1) e (2.2) adotta la linearizzazione proposta da Preissmann-Cunge-Chen. Come schema generale, avendo per ogni tronco fluviale, diviso in $N-1$ tratti, $2N$ incognite (Q e z negli N nodi) e $2N-2$ equazioni (equazioni (2.1) e (2.2) negli $N-1$ tratti), le condizioni al contorno da imporre saranno sempre due. In realtà sarà qui richiesto di seguire piccole prescrizioni dettate dall'esperienza e di calibrare alcuni parametri quali tolleranze, passi temporali, numero di iterazioni massimo per passo, raddoppi di sezione, etc... che, pur non essendo classificabili come condizioni al contorno, caratterizzano il modello variando da caso a caso. Relativamente alle prescrizioni di cui si è ora accennato, si dovrà cercare di ottenere una specificazione geometrica del modello, caratterizzata da un infittimento delle sezioni trasversali nelle prossimità di particolarità idrauliche, così da compensare le rapide variazioni del livello idrico (z) con il minore passo (x). E' consigliabile poi eliminare tratti di alveo a forte pendenza, se privi di manufatti idraulici di non trascurabile importanza, trasferendo eventualmente inalterata l'onda di piena a valle di essi. Spesso infatti, lo studio delle equazioni di moto vario per le correnti supercritiche, rappresenta un forte limite di HEC RAS.

Per quanto riguarda invece la descrizione dell'onda di piena, di norma si dovrà disporre di una serie di valori misurati a intervalli di tempo di ampiezza costante tale da non determinare differenze di portate superiori al 10-12%. L'esperienza nell'utilizzo del codice UNET inoltre consiglia l'eliminazione di eventuali code nell'idrogramma, caratterizzate da portate molto ridotte, per le quali si crea un fenomeno di "run bombing"

dovuto al calcolo delle differenze percentuali tra livelli idrici nei successivi passi temporali.

Sia per l'editing della Geometry Data che per quello della Flow Data sarà dunque utile ricorrere, dove richiesto e dove non supportato dalla reperibilità degli stessi, alla generazione di valori con tecniche di interpolazione.

Molti studi dimostrano che da questi stessi dati dipenderà anche la scelta del Computation Interval. L'USACE, a titolo orientativo, indica una relazione tra velocità di convergenza e caratteristiche medie dei dati immessi del tipo (criterio di Von Neumann):

$$(2.3) \quad D_c = K e^{-\lambda/\Delta x}$$

$$(2.4) \quad \Delta T_c \propto \Delta T_f * \Delta x/\lambda$$

dove:

D_c = damping estimator;

K = model accuracy factor;

λ = length of wave;

x = distance between cross sections;

T_c = optimal computation interval;

T_f = hydrograph simulation time.

4. Risultati delle elaborazioni

4.1. F. ARNO

Le verifiche condotte con le portate duecentennale e ventennale delineano uno scenario abbastanza preoccupante soprattutto per quanto riguarda l'entità dei volumi che esondano.

Le sommità arginali presentano quote diverse che determinano esondazioni preferenziali (soprattutto con bassi tempi di ritorno), come si evince anche dalle foto 4.1 e 4.2 relativa all'evento dell'ottobre 1993 che interessa in maniera maggiore i territori in destra idrografica. Nella Foto 4.1 si vedono i territori limitrofi all'Egola in parte allagati con l'indicazione delle fittizie casse di laminazione.

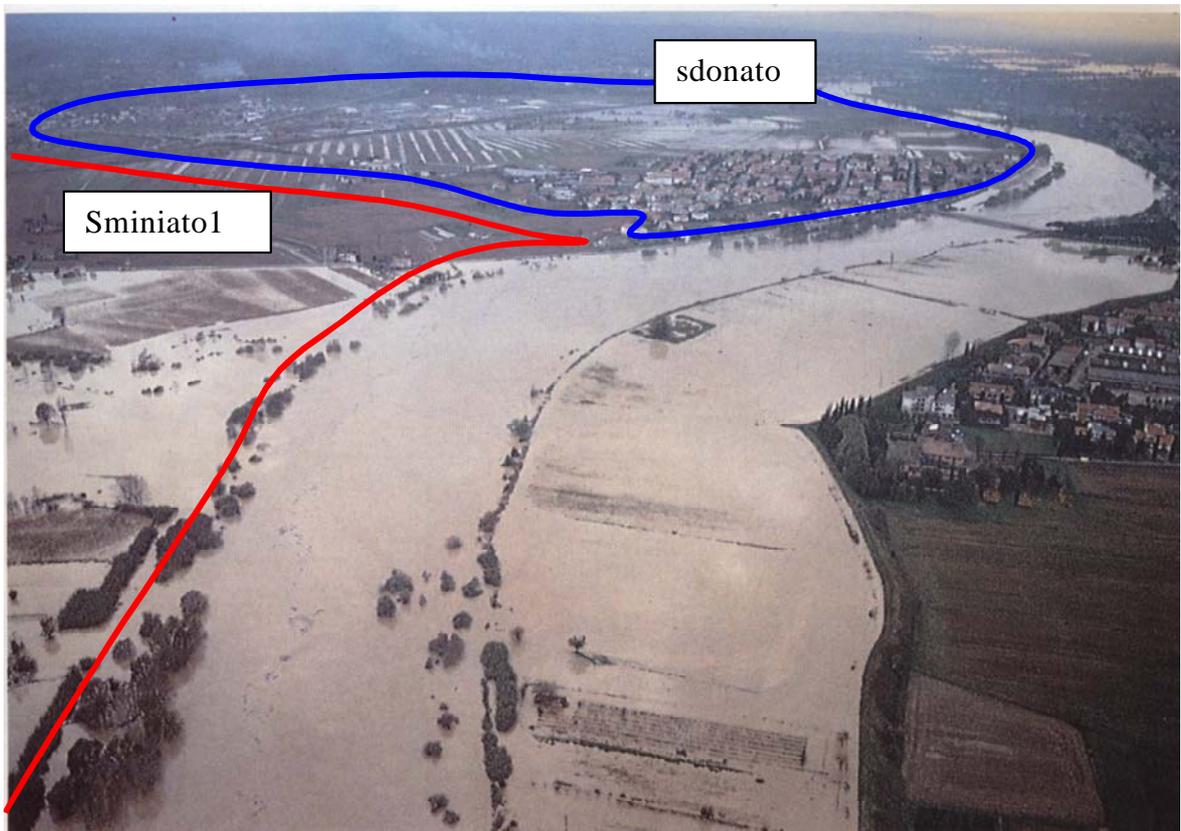


Foto 4.1 Vista dalla sezione 322 a sinistra l'Egola , in alto S. Donato

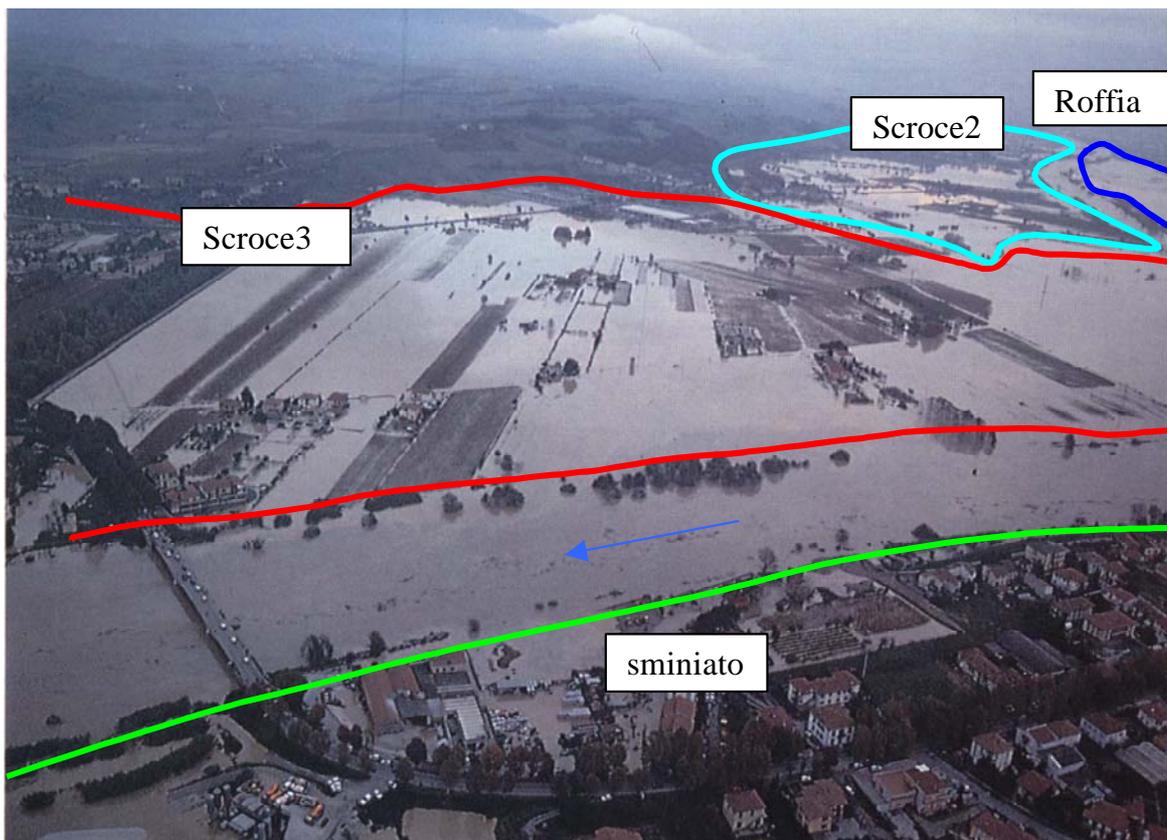


Foto 4.2 Vista dalla sezione 336 in alto a destra il lago di Roffia

Le verifiche sono state condotte simulando l'esistenza di 7 casse di laminazione, tre in destra e quattro in sinistra i cui sfioratori sono posizionati in corrispondenza delle sezioni in cui comincia la tracimazione arginale; le casse sono situate in prossimità degli sfioratori.

La tracimazione arginale è stata simulata senza rottura arginale. Nella foto 4.2 sono indicate alcune delle casse usate per la simulazione.

Per la cassa di roffia è stato considerato l'attuale volume della stessa; si ricorda che detta cassa entrò in funzione naturalmente per rottura arginale nell'ottobre del 1992 laminando efficacemente l'onda di piena con effetti significativi.

Dalle simulazioni effettuate è risultato che per la portata duecentennale esonda per un volume pari a circa 78 milioni di metri cubi sia in destra che in sinistra idrografica.

L'esame degli idrogrammi indica che circa 62 milioni di metri cubi laminano effettivamente il picco di piena, ma nonostante tutto la portata continua a non essere contenuta in alveo.

Alla luce di queste considerazioni risulta che la cassa di laminazione del Roffia, da sola, con i suoi 18 milioni di metri cubi, non è sufficiente a garantire la sicurezza idraulica che deve essere perseguita con altre misure quali la risagomatura d'alveo e l'innalzamento delle sommità arginali.

Nell'area del territorio di San Miniato esondano circa 28 milioni di metri cubi (la cassa di Roffia allo stato attuale è delimitata e contiene il volume esondato) che si spalmano su un'area di circa 18.7 milioni di metri quadri dando luogo ad un battente medio di circa 1.5 m delimitato nella planimetria del rischio idraulico. Tale superficie è stata ricavata dal modello tridimensionale basato sulla cartografia regionale in scala 1:2000 riportata in figura 1.

Con la portata con tempo di ritorno ventennale esonda un volume pari a circa 4.8 milioni di metri cubi su una superficie di circa 6 milioni di metri quadri con un'altezza media di circa 80 cm

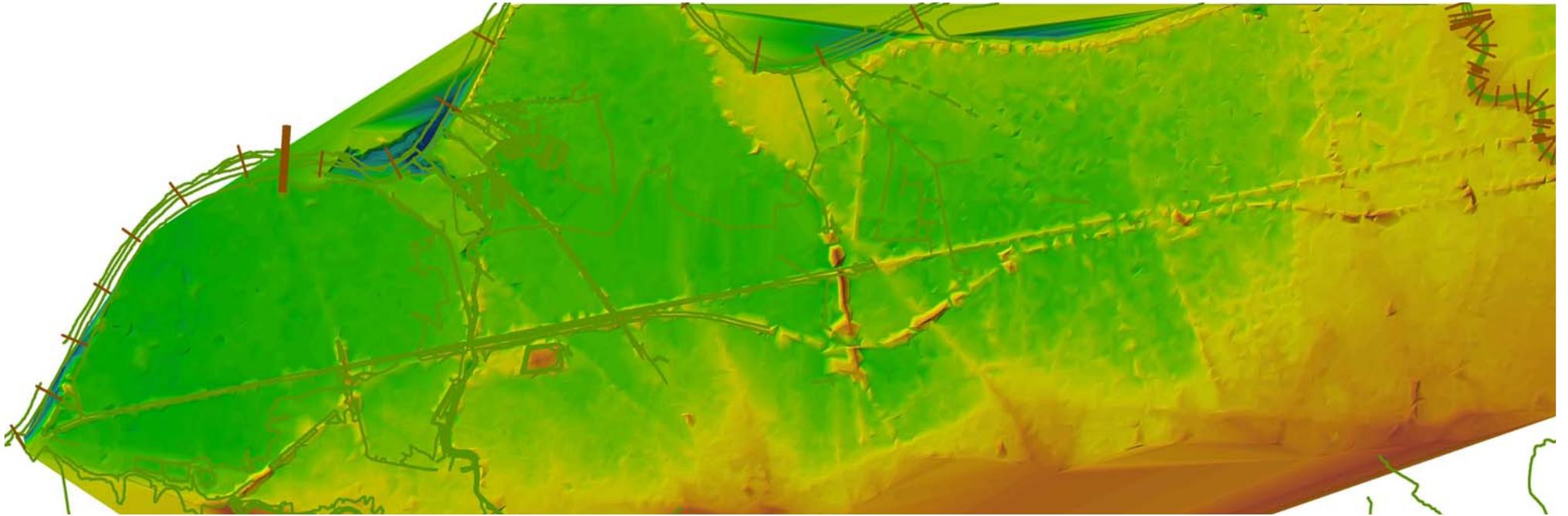


Fig. 4.1 Planimetria tridimensionale dell'area in sinistra idrografica del F. Arno nel comune di San Miniato, in verde le aree più depresse, in marrone le aree più elevate

4.2. F. EGOLA

Il F. Egola, allo stato attuale, esonda per la portata ventennale nella sezione 02 in sinistra a seguito del rigurgito provocato dal F. Arno, la portata duecentennale esonda oltre che nella sezione 02 anche nella 03 e 05 sia in destra che in sinistra.

Il ponte sulla Toscoromagnola rappresenta un ostacolo al deflusso sia della portata duecentennale che ventennale (sezione 10).

A monte si verificano diffuse esondazioni sia in destra che in sinistra anche in prossimità delle esistenti casse di laminazione che dovranno essere potenziate ed incrementate, mentre simultaneamente dovrà essere risagomato l'alveo e innalzati gli argini come comunque previsto nel progetto di messa in sicurezza del fiume Egola in fase di elaborazione.

Sulla tavola del rischio idraulico sono perimetrate le aree allagabili con TR 20 e 200 anni.

4.3 RIO S. BARTOLOMEO

La verifica effettuata a moto vario ha messo in evidenza l'inadeguatezza della sezione di attraversamento della Toscoromagnola, infatti a monte del manufatto si verifica una diffusa esondazione di circa 48 mila metri cubi che lamina l'onda di piena duecentennale in maniera tale da consentire il transito della portata a valle – anche se per la messa in sicurezza duecentennale è opportuno demolire anche i manufatti di attraversamento esistenti.

Anche la portata ventennale viene laminata dal manufatto di attraversamento della Toscoromagnola, dando luogo ad una esondazione di circa 5000 metri cubi.

Appare evidente che l'intervento di messa in sicurezza da prevedere è la realizzazione di una cassa di laminazione in linea, in sinistra, proprio a monte dell'attraversamento della SS n. 67 e la demolizione di alcuni manufatti di attraversamento non idonei al transito della portata duecentennale.

4.4 F. ELSA

Dalle verifiche effettuate risultano esondazioni soprattutto nella parte collinare. I ponti della della SS n. 67 e quello a monte non risultano adeguati al transito della portata duecentennale, quello più a monte risulta inadeguato anche per la portata ventennale.

Le aree interessate dalle esondazioni nel territorio di S. Miniato risultano abbastanza modeste.

5. Conclusioni

La maggiore minaccia idraulica per il territorio di S. Miniato è rappresentata dal F. Arno non tanto per i picchi di portata quanto per i volumi da considerare nel calcolo delle onde di piena. A tale proposito occorre considerare che nelle calcolazioni sono state sempre considerate condizioni di stabilità arginale (cosa che ovviamente non corrisponde al modello reale) e mai rotture o aperture di brecce. Queste ultime eventualità farebbero aumentare di molto le quantità esondate.

Alla luce di queste considerazioni non si vedono soluzioni progettuali in grado di garantire la sicurezza idraulica del territorio basate esclusivamente sulla realizzazione di eventuali casse di laminazione infatti queste ultime dovrebbero generare volumi non compatibili con l'attuale assetto del territorio neanche con escavazioni massicce all'interno delle casse (escavazione peraltro limitata dal livello di falda).

Pertanto alla realizzazione delle casse dovrebbe seguire la risagomatura dell'alveo e il rialzamento arginale.

L'alternativa possibile appare quella di realizzare degli argini circondariali intorno alle aree di espansione che potrebbero anche essere usate come viabilità di collegamento in maniera da isolarle dall'eventuale piena. In questo caso ciascuna *isola* dovrebbe essere

dotata di un bacino di accumulo per la raccolta delle acque meteoriche e di un impianto di sollevamento per quest'ultime

Pisa Ottobre 2003

Dott. Ing. Nicola Croce

Allegati HEC-RAS

