



Comune di Oristano

Provincia di Oristano



***Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico nel
Comune di Oristano - Frazione di Silì***

Progetto di fattibilità tecnico economica

Relazione calcoli idraulici preliminari

DATA:
Aprile 2020

Aggiornamento:

SCALA:

Allegato B.3

Il Sindaco
Dott. Ing. Andrea Lutzu

Il Dirigente del Settore Lavori pubblici e manutenzioni
Dott. Ing. Roberto Sanna

I tecnici incaricati
Dott. Ing. Fabrizio Staffa

Dott. Geol. Fausto Pani

Collaboratori
Dott. Ing. Martina Secci
Dott. Ing. Fabrizio Boi





**INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO NEL
COMUNE DI ORISTANO - FRAZIONE DI SILÌ**

**PROGETTO DI FATTIBILITA'
TECNICO ECONOMICA**

Allegato B.3 - Relazione calcoli idraulici preliminari



INDICE

1	Premessa	3
1.1	Inquadramento generale degli interventi in progetto	4
1.2	Interventi previsti in progetto.....	6
2	Analisi idrologica ed idraulica	7
2.1	Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena.....	7
2.1.1	Metodologie di calcolo delle portate di piena.....	7
2.1.2	Metodi indiretti	7
2.1.3	Determinazione del tempo di corrivazione.....	8
2.1.4	Determinazione dell'altezza di pioggia critica	8
2.1.5	Modello TCEV	8
2.1.6	Coefficiente di riduzione areale.....	13
2.1.7	Coefficiente di deflusso	13
2.2	Analisi idraulica	16
3	Determinazione e caratterizzazione dei bacini idrografici drenanti l'abitato di Sili	17
3.1	Studio idrologico del bacino a monte del rilevato ferroviario.....	19
3.1.1	Morfologia del sottobacino	20
3.1.2	Risultati dello studio idrologico.....	22
3.2	Studio idrologico del bacino drenante la porzione dell'abitato di Sili a valle del rilevato ferroviario 29	
3.2.1	Morfologia del sottobacino.....	29
3.2.2	Risultati dello studio idrologico.....	30
4	VERIFICA IDRAULICA	37
4.1	Portate e volumi utilizzati per la verifica idraulica	37
4.2	Laminazione delle piene Tr dei 50 anni	39
4.3	Laminazione delle piene tr 100 anni	44
4.4	Laminazione delle piene tr 200 anni	50
4.5	Risultati della verifica idraulica	56
4.5.1	Eventi con tempo di ritorno dei 50 anni	56
4.5.2	Eventi con tempo di ritorno dei 100 anni	56
4.5.3	Eventi con tempo di ritorno dei 200 anni.	56
4.6	Mitigazione del rischio idraulico e considerazioni conclusive	57

1 PREMESSA

Gli “*Interventi di mitigazione del Rischio Idrogeologico nel Comune di Oristano - Frazione di Sili*” sono realizzati in applicazione di quanto previsto dal Piano Stralcio per l’Assetto idrogeologico che prevede per le aree a Pericolosità Idraulica l’individuazione e lo sviluppo un sistema di interventi per ridurre o eliminare le situazioni di pericolo e le condizioni di rischio, infatti nell’ambito dello “*Studio di compatibilità idraulica e di compatibilità geologica e geotecnica ai sensi dell’art. 8 delle NA del PAI relativo a tutto il territorio comunale*” del Comune di Oristano approvate con Delibera di Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino Regionale n. 2 del 03.07.2018, sono state individuate delle aree a ampie pericolosità idraulica anche molto elevata che interessano una buona porzione dell’abitato di Sili.

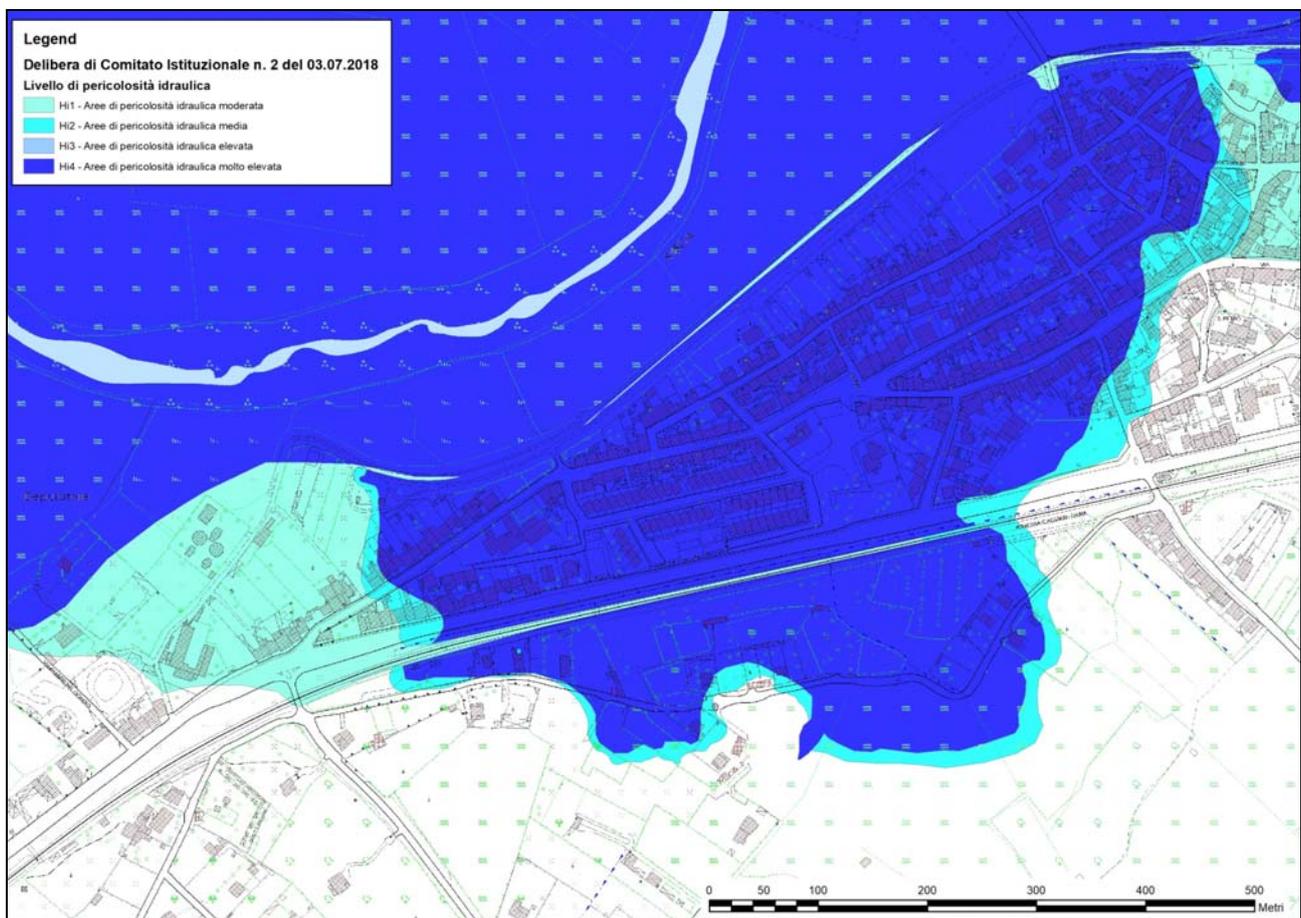


Figura 1.1: aree a pericolosità idraulica individuate nell’ambito dello “*Studio di compatibilità idraulica e di compatibilità geologica e geotecnica ai sensi dell’art. 8 delle NA del PAI relativo a tutto il territorio comunale*”

Nel presente “*Progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica*”, si individueranno una serie di interventi, per mitigare le condizioni di pericolosità e rischio idraulico, e nel dettaglio uno stralcio funzionale realizzabile con il finanziamento complessivo di 350.000 previsti nell’ambito del presente progetto.

1.1 Inquadramento generale degli interventi in progetto

Gli interventi in progetto riguardano la mitigazione del rischio idrogeologico nella Frazione di Sili, in comune di Oristano. In particolare gli interventi in progetto sono inquadrati cartograficamente nella Tavoletta 528 sez I "Oristano Nord" della cartografia IGM 1:25000, e nel foglio n°528080 delle Carta Tecnica Regionale "Oristano".

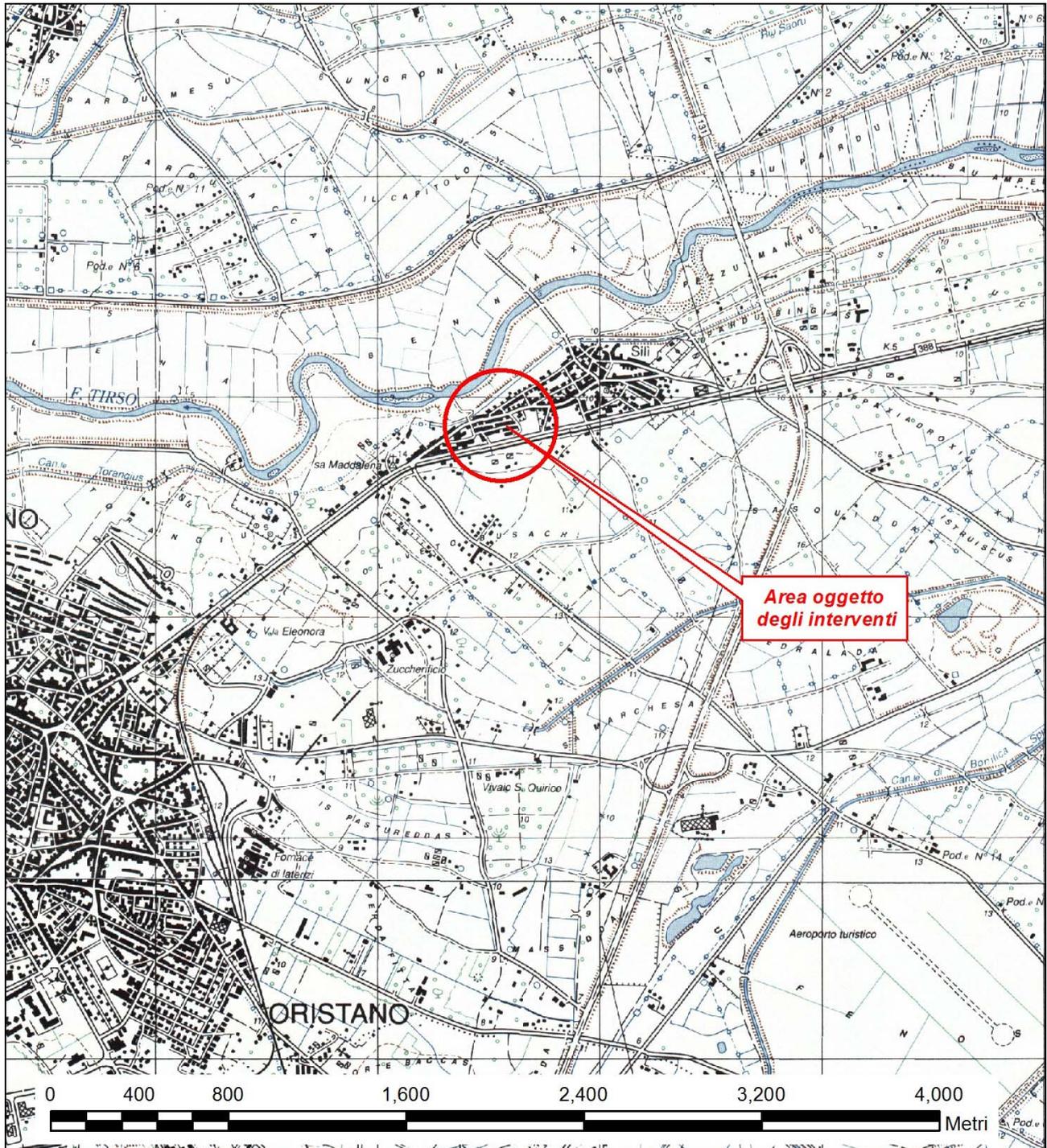


Figura 1.2: area oggetto degli interventi in progetto su cartografia IGM 1:25.000

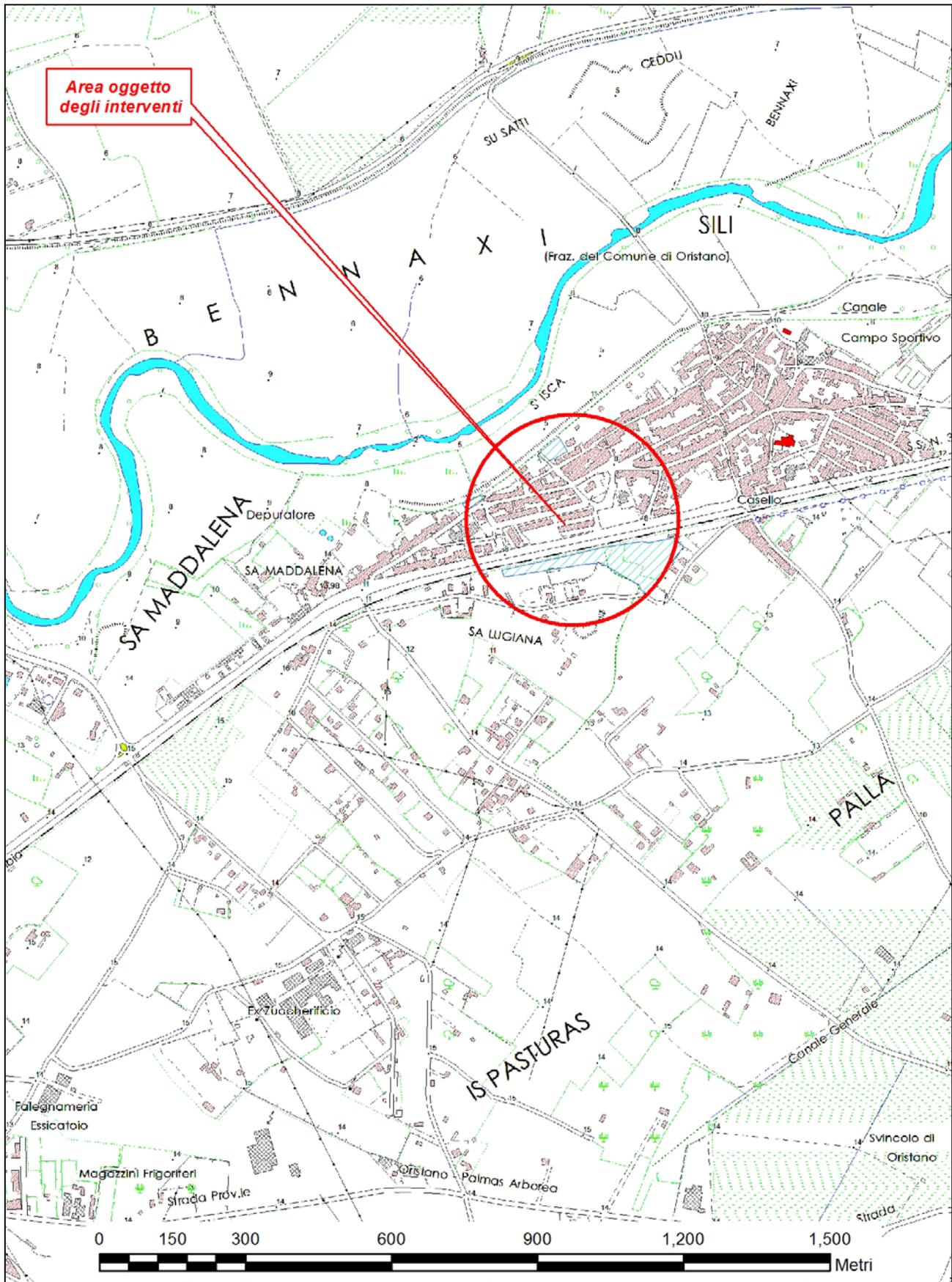


Figura I.3: area oggetto degli interventi in progetto su cartografia DBGT10k



1.2 Interventi previsti in progetto.

Nel presente progetto di fattibilità tecnica ed economica si illustrerà nel dettaglio l'alternativa progettuale che si intende sviluppare, e che oltre ad essere economicamente e tecnicamente fattibile è quella che garantisce il miglior rapporto costi benefici, detta alternativa in estrema sintesi, prevede la realizzazione di una vasca di laminazione a monte del rilevato ferroviario e della realizzazione di due nuove vasche a ridosso del canale San Giovanni in corrispondenza dell'arrivo dei due canali di dreno, che verranno mantenuti ed eventualmente adeguati nell'ambito del presente progetto.

I vantaggi di questa alternativa progettuale sono legati essenzialmente al fatto che una vasca di laminazione differirebbe nel tempo le portate di piena sul canale San Giovanni, che attualmente rappresenta la criticità principale dell'intero sistema di dreno delle acque meteoriche.

Questa ipotesi progettuale consentirebbe, inoltre, di intercettare le portate di piena a monte dell'abitato, limitando lo scorrimento superficiale nell'abitato di Sili alle sole piogge zenitali, infine garantirebbe una mitigazione del rischio idraulico anche nel caso di non funzionamento delle stazioni di pompaggio.



2 ANALISI IDROLOGICA ED IDRAULICA

2.1 Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena

2.1.1 Metodologie di calcolo delle portate di piena

Nel caso della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, e la necessità di stimarne i valori in sezioni non osservate, impone di valutare le portate di piena ad assegnata frequenza mediante il confronto critico dei risultati ottenuti dalle metodologie indirette.

2.1.2 Metodi indiretti

La poca disponibilità di osservazioni storiche di portata, fa' sì che non si possa prescindere dall'uso di procedure indirette per la valutazione della portata di piena. Tali metodologie stimano la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di questa ultima caratterizzi quella della portata al colmo.

Per la stima delle portate di piena si fa riferimento al modello cinematico (o razionale) che si basa sulle seguenti ipotesi fondamentali:

- la pioggia critica è quella che ha durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica;
- la trasformazione della piena è dovuta esclusivamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida.

La portata di massima piena che scaturisce dalle suddette ipotesi è fornita dalla relazione:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot \psi \cdot \frac{h_{T_c}}{T_c} \cdot S \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

dove:

T_c = tempo di corrivazione [ore]

S = superficie del bacino [km^2]

h_{T_c} = pioggia critica di durata T_c [mm]

Ψ = coefficiente di deflusso.



2.1.3 Determinazione del tempo di corrivazione

Per la determinazione del tempo di corrivazione T_c sono state utilizzate le formule sottoelencate:

- Soil Conservation Service: $T_c = 0,00227 * 1000L^{0.8} \cdot [(1000 / CN) - 9]^{0.7} i_{VERSANTE}^{0.5}$ [ore]

- Formule di Ventura: $T_c = 0.1272 \left(\frac{S}{i_m} \right)^{\frac{1}{2}}$ [ore]

- Formula di Giandotti: $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{(H_m - H_0)}}$ [ore]

- Formula di Viparelli: $T_c = \frac{L}{3.6V}$ [ore]

(dove V è la velocità media di scorrimento ed è stata assunta pari a 1 m/s)

- Formula di Pasini: $T_c = \frac{0.108(SL)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{i_m}}$ [ore]

- Formula VAPI $T_c = 0.212S^{0.231} \left(\frac{H_m}{i_m} \right)^{0.289}$ [ore]

2.1.4 Determinazione dell'altezza di pioggia critica

Per quanto riguarda la determinazione dell'altezza di pioggia critica lorda h_{Tc} da utilizzare per l'applicazione della formula razionale si fa usualmente ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo. Tali curve sono state ricavate utilizzando la distribuzione TCEV.

2.1.5 Modello TCEV

Recenti studi per la Sardegna mostrano che il modello probabilistico TCEV ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche, motivo per il quale è stato adottato per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica nella procedura VAPI.

La pioggia lorda h viene ricavata dalla nota formula:

$$h(T_p) = a \cdot T_p^n$$

dove:

$$\begin{cases} a = a_1 \cdot a_2 \\ n = n_1 + n_2 \end{cases}$$

quindi $h(T_p) = a_1 \cdot a_2 \cdot T_p^{n_1+n_2} = \mu(T_p) \cdot k(T_p)$



dove $\mu(T_p) = a_1 \cdot T_p^{n_1}$ è detta Pioggia Indice di durata T_p ed è data dalla media dei massimi annui delle piogge di durata T_p e $k(T_p) = a_2 \cdot T_p^{n_2}$ è detto Coefficiente di Crescita.

SZO	Durata ≤ 1 ora	Durata >1 ora
Sottozona 1	$a=0.46420+1.0376*\text{Log}(T)$	$a=0.46420+1.0376*\text{Log}(T)$
	$n=-0.18488+0.22960*\text{Log}(T)-3.3216*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=-1.0469*10^{-2}-7.8505*10^{-3}*\text{Log}(T)$
Sottozona 2	$a=0.43797+1.0890*\text{Log}(T)$	$a=0.43797+1.0890*\text{Log}(T)$
	$n=-0.18722+0.24862*\text{Log}(T)-3.36305*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=-6.3887*10^{-3}-4.5420*10^{-3}*\text{Log}(T)$
Sottozona 3	$a=0.40926+1.1441*\text{Log}(T)$	$a=0.40926+1.1441*\text{Log}(T)$
	$n=-0.19060+0.264438*\text{Log}(T)-3.8969*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=1.4929*10^{-2}+7.1973*10^{-3}*\text{Log}(T)$

Tabella 2-1: parametri della curva di possibilità climatica per T_r maggiori di 10 anni¹

I valori di a_1 e n_1 si determinano in funzione della pioggia indice giornaliera μ_g data dalla media dei massimi annui di precipitazione giornaliera; tali valori sono stati calcolati per diverse zone della Sardegna secondo la carta delle Isoiete.

$$a_1 = \frac{\mu_g}{0,886 \cdot 24^{n_1}}$$

$$n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log \mu_g$$

Dalla curva delle Isoiete Figura 2.1 si determina il valore di μ_g , da cui si ricava a_1 e n_1 e di conseguenza $\mu(T_p)$.

Per quanto riguarda a_2 e n_2 si determinano con relazioni differenti per tempi di ritorno T_R maggiori o minori di 10 anni, per durate di pioggia T_p maggiori o minori di 1 ora e a seconda delle 3 sottozone omogenee (SZO) in cui è stata suddivisa la Sardegna². Il PAI consiglia i valori della tabella sopra riportata, da cui per i bacini dei corsi d'acqua che interessano il territorio dell'abitato di Sili, come si può vedere nella Figura 2.2, ricadono interamente nella SZO 1, dalla tabella sopra riportata le espressioni di a_2 e n_2 per T_p , che nel metodo cinematico è posto pari al T_c , maggiore di 1 ora sono:

$$a_2 = 0,46420 + 1,0376 \log T_R$$

$$n_2 = -1,0469 \cdot 10^{-2} - 7,8505 \cdot 10^{-3} \cdot \log T_R$$

mentre per T_p minori di 1 ora sono:

$$a_2 = 0,46420 + 1,0376 \log T_R$$

$$n_2 = -0,18488 + 0,22960 \log T_R - 3,3216 \cdot 10^{-2} \cdot (\log T_R)^2$$

¹ LINEE GUIDA: Attività di coordinamento e di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia "DL 180 e Legge 267 del 3-08-1998"

²(Vedasi Deidda e Piga, curve di possibilità pluviometrica basate sul modello TCEV, Informazione 81, pagg.9-14, Cagliari 1998).



Il Piano Stralcio Fasce Fluviali propone, invece, le formule riportate nella figura seguente, che sono state estrapolate dall'elaborato “STUDI, INDAGINI, ELABORAZIONI ATTINENTI ALL'INGEGNERIA INTEGRATA, NECESSARI ALLA REDAZIONE DELLO STUDIO DENOMINATO PROGETTO DI PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI (PSFF) - METODOLOGIE DI ANALISI”.

a) <u>per tempi di ritorno T <= 10 ANNI</u>	
SZO 1	$a_2 = 0,66105 + 0,85994 \text{ Log}_{10} T ;$
	$n_2 = -1,3558 \cdot 10^{-4} - 1,3660 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T ;$
SZO 2	$a_2 = 0,64767 + 0,89360 \text{ Log}_{10} T ;$
	$n_2 = -6,0189 \cdot 10^{-3} + 3,2950 \cdot 10^{-4} \text{ Log}_{10} T ;$
SZO 3	$a_2 = 0,62408 + 0,95234 \text{ Log}_{10} T ;$
	$n_2 = -2,5392 \cdot 10^{-2} + 4,7188 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T ;$
b) <u>per tempi di ritorno T > 10 ANNI</u>	
SZO 1	$a_2 = 0,46378 + 1,0386 \text{ Log}_{10} T$
	$n_2 = -0,18449 + 0,23032 \text{ Log}_{10} T - 3,3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora)
	$n_2 = -1,0563 \cdot 10^{-2} - 7,9034 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)
SZO 2	$a_2 = 0,44182 + 1,0817 \text{ Log}_{10} T$
	$n_2 = -0,18676 + 0,24310 \text{ Log}_{10} T - 3,5453 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora)
	$n_2 = -5,6593 \cdot 10^{-3} - 4,0872 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)
SZO 3	$a_2 = 0,41273 + 1,1370 \text{ Log}_{10} T$
	$n_2 = -0,19055 + 0,25937 \text{ Log}_{10} T - 3,8160 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora)
	$n_2 = 1,5878 \cdot 10^{-2} + 7,6250 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)

Tabella 2-2: parametri della curva di possibilità climatica per il PSFF

Quindi per i bacini dei corsi d'acqua che interessano il territorio di Sili, come detto in precedenza ricadenti nella SZO 1, per $T_R < 10$ anni, si ha:

$$a_2 = 0,46378 + 1,0386 \text{ Log}_{10} T_R$$

$$n_2 = -1,0563 \cdot 10^{-2} - 7,9034 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T_R$$

$$n_2 = -0,18449 + 0,23032 \text{ Log}_{10} T_R - 3,3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T_R)^2$$

per $T_p = T_c$ maggiore di 1 ora

per $T_p = T_c$ minore di 1 ora

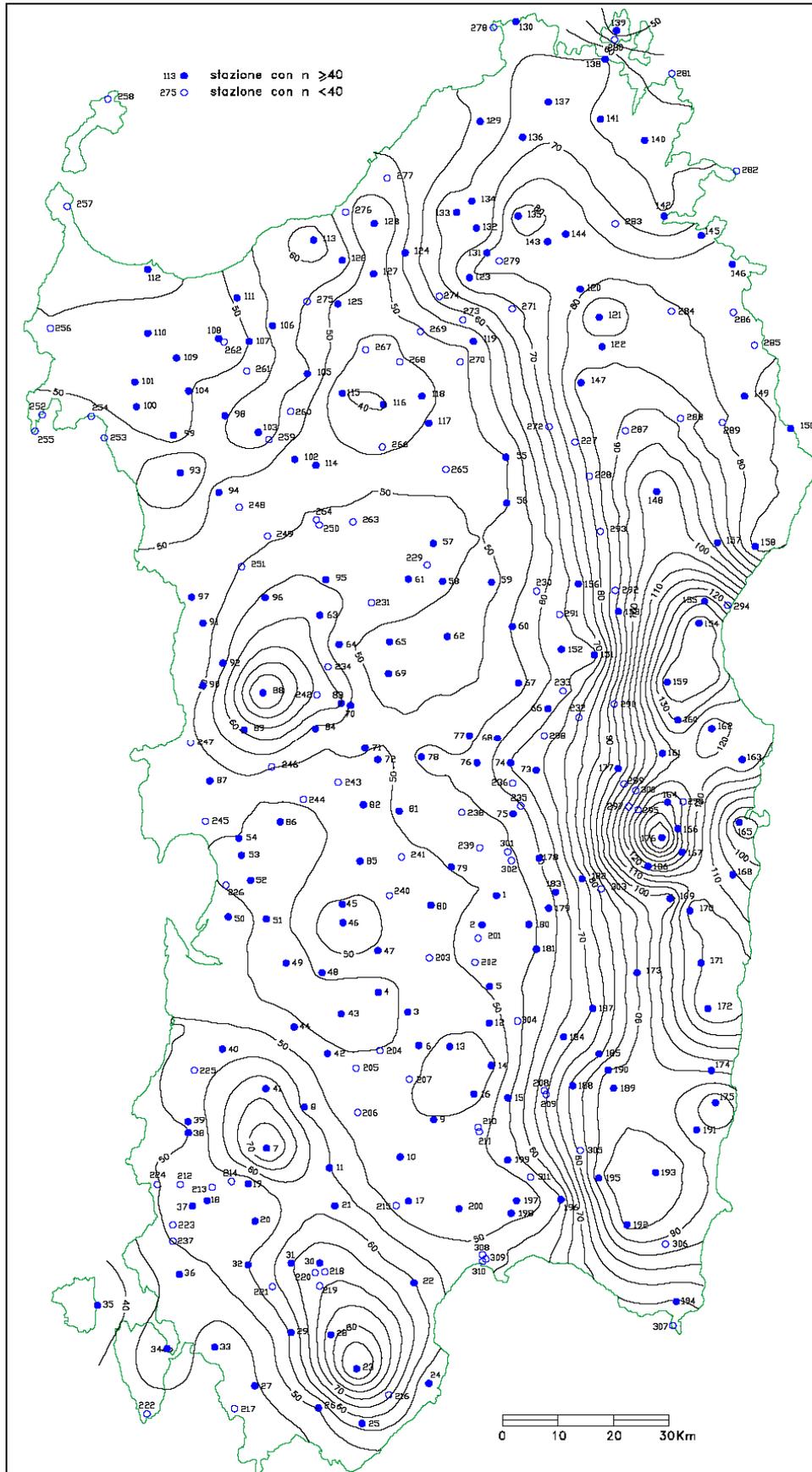


Figura 2.1: Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca dell'Università di Cagliari, 1997)

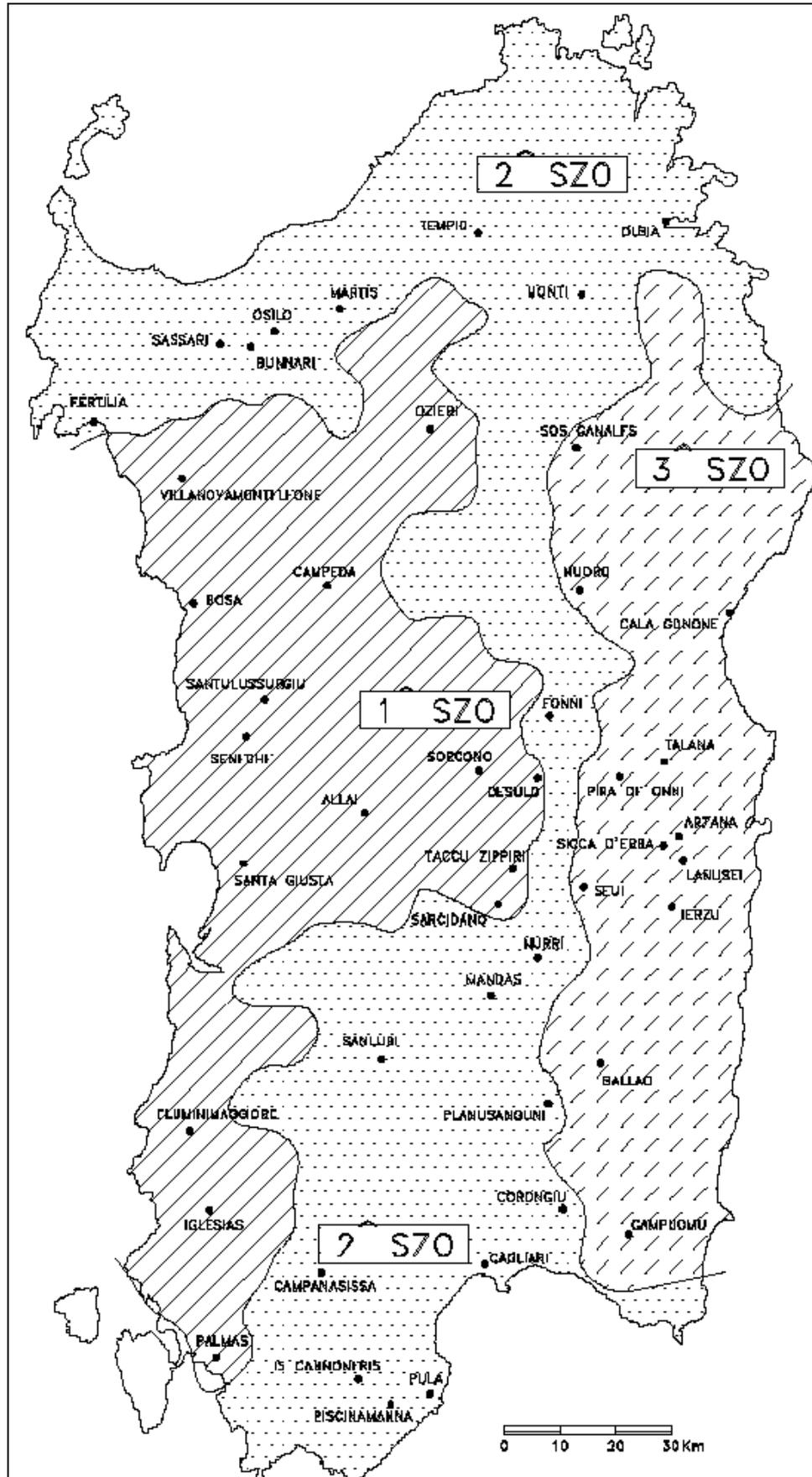


Figura 2.2: Carta delle Sottozone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. (da Deidda ed AL., 1993)



2.1.6 Coefficiente di riduzione areale

Quando si ricavano le altezze h di pioggia dalle curve di possibilità pluviometrica si suppone che tali valori corrispondano al centro di scroscio che viene individuato per ipotesi nel punto in cui vi è la stazione di misura.

Poi si considera tale pioggia uniformemente distribuita su tutto il bacino. In realtà la pioggia diminuisce allontanandosi dal centro di scroscio, quindi considerare quella stessa intensità di pioggia costante su tutto il bacino porta ad un errore per eccesso.

Per tenere conto di ciò si è deciso di applicare alle altezze di pioggia ottenute un coefficiente di riduzione areale che è espresso da diverse formulazioni tra cui quella, utilizzata dal VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report del Wallingford Institute (UK 1977):

$$ARF = 1 - f_1 \cdot T_p^{-f_2}$$

dove:

$$f_1 = 0,0394 \cdot S^{0,354}$$

$$f_2 = 0,4 - 0,0208 \cdot \ln(4,6 - \ln S) \quad \text{per } S < 20 \text{ km}^2$$

$$f_2 = 0,4 - 0,003832 \cdot \ln(4,6 - \ln S) \quad \text{per } S > 20 \text{ km}^2$$

Per il coefficiente ARF si osserva che:

diminuisce all'aumentare dell'area S ;

aumenta all'aumentare della durata di pioggia T_p .

In base a tale coefficiente verranno ricavate delle altezze di pioggia h' pari alle altezze di pioggia lorda h calcolate con le curve di possibilità pluviometrica moltiplicate per il coefficiente ARF di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino.

2.1.7 Coefficiente di deflusso

Di fondamentale importanza per una corretta valutazione delle portate di piena è la stima del coefficiente di deflusso Ψ , che merita particolare attenzione perché può dar luogo a sottostime o soprastime, anche rilevanti, della portata di piena.

Infatti non tutta l'acqua della precipitazione (PIOGGIA TOTALE) contribuisce alla portata superficiale, parte si infiltra nel sottosuolo e va ad alimentare le falde, parte viene assorbita dalle piante, parte ritorna in testa al ciclo idrologico sotto forma di vapore per fenomeni diretti di evaporazione o evapotraspirazione delle piante, parte viene immagazzinata nelle depressioni superficiali e come umidità del suolo, e infine vi è una parte, in genere la più cospicua, che va a formare il deflusso superficiale e scorre verso le zone di compluvio formando prima i rigagnoli quindi i torrenti e i fiumi arricchendosi sempre più in quantità.

La parte di pioggia totale che alimenta il deflusso superficiale è detta **pioggia netta** e il coefficiente di deflusso rappresenta appunto il rapporto tra tale pioggia e la pioggia totale.



Il coefficiente di deflusso individua le cosiddette perdite del bacino che dipendono da diversi fattori, in primo luogo dal tipo di terreno, dalla copertura vegetale e dalle condizioni iniziali di umidità. Per la sua determinazione sono stati proposti diversi metodi che vanno da semplici tabelle di riferimento che tengono in considerazione alcuni elementi come copertura del suolo e superficie del bacino ai metodi più complessi che cercano di tenere in conto della pluralità di fattori sopra riportati.

Uno di questi è il **Metodo Curve Number** elaborato dal Soil Conservation Service fin dal 1956 che è tra quelli più utilizzati ed è attualmente considerato tra i più appropriati riportati in letteratura. Nel rapporto VAPI per la Sardegna si è scelto di ricorrere a questo metodo, che consente di ricavare il valore della pioggia netta mediante la stima delle perdite di bacino dovute ai fenomeni di infiltrazione:

$$h_N = \frac{(h - I_a)^2}{h - I_a + f_s} \quad (1)$$

dove:

I_a = fattore di ritenzione iniziale;

f_s = capacità massima di assorbimento del bacino (è la massima quantità invasabile nel terreno dopo l'inizio del deflusso superficiale).

Da riscontri sperimentali si è ricavato:

$$I_a = 0,20 \cdot f_s$$

quindi la (1) diventa:

$$h_N = \frac{(h - 0,20 \cdot f_s)^2}{h + 0,80 \cdot f_s} \quad (2)$$

f_s è collegato alle caratteristiche del suolo dalla seguente formula:

$$f_s = \frac{25400}{CN} - 254 \text{ [mm]} \quad (3)$$

Il CN è un indice numerico che descrive in percentuale la quantità d'acqua caduta nel suolo che contribuirà al deflusso superficiale. Può variare da 0 a 100 anche se in pratica oscilla tra 25 e 98; per esempio un'area completamente pavimentata può avere CN=98 e un campo coltivato CN≈25. In altre parole, com'è evidente dalla (3) se CN è grande, l'infiltrazione F_s è piccola e quindi avremo elevato coefficienti di deflusso.

I valori del CN, che teoricamente possono variare tra zero (assenza di deflusso superficiale) e 100 (assenza di perdite per infiltrazione), si ricavano dalle tabelle del Soli Conservati Service in funzione principalmente dell'uso del suolo e della capacità di infiltrazione di questo ultimo.



E' necessario tener conto delle condizioni iniziali di imbibimento del terreno attribuendo al terreno in esame una classe AMC (ANTECEDENT MOISTURE CONDITION):

AMC I	Terreno poco saturo
AMC II	Terreno mediamente saturo
AMC III	Terreno molto saturo
Riferiti a valori di saturazione analizzati in base ai 5 g.g. di pioggia precedenti l'evento.	

Tabella 2-3: classi AMC per le condizioni iniziali di imbibimento del terreno

USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI IDROLOGICHE	TIPO DI TERRENO			
			A	B	C	D
Terreno Residenziale						
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	“ “	81	88	91	93
Case a schiera	65% impermeabile	“ “	77	85	90	92
Ville isolate	25% impermeabile	“ “	54	70	80	85
Parcheggi	100% impermeabile	“ “	98	98	98	98
Parchi	75% a verde	“ “	39	71	74	80
Strade pavimentate	Con cunette e fognatura	“ “	98	98	98	98
Strade in macadam	---	“ “	76	85	89	91
Strade sterrate	---	“ “	72	82	87	89
Terreno Agricolo						
Prato stabile	---	qualsiasi	77	86	91	94
Seminativo	Solchi a rittocchino	Cattive	65	76	84	88
Seminativo	Solchi a rittocchino	Buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi a traversochino	Cattive	63	74	82	85
Seminativo	Solchi a traversochino	Buone	61	73	81	84
Seminativo	Terrazzato	Cattive	61	72	79	82
Seminativo	Terrazzato	Buone	59	70	78	81
Pascolo	---	Cattive	68	79	86	89
Pascolo	---	Discrete	49	69	79	84
Pascolo	---	Buone	39	71	64	80
Erbaio	---	qualsiasi	30	58	71	78
Terreno boschivo	---	Cattive	45	66	77	83
Terreno boschivo	---	Discrete	36	60	73	79
Terreno boschivo	---	Buone	25	55	70	77

Tabella 2-4: Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli di copertura vegetale e per condizioni medie di umidità antecedenti l'evento (AMCII)

I valori del parametro CN tabellati in letteratura sono quelli riferiti a condizioni medie di umidità del terreno all'inizio della precipitazione e in funzione del tipo di terreno illustrati nella Tabella 2-5 riportata nella pagina seguente.



Gruppo	Tipo di terreno
A	<i>Suolo con alta capacità di infiltrazione</i> , anche se già bagnato. Principalmente sabbia e ghiaia, con strati profondi e ben drenati.
B	<i>Suolo con moderata capacità di infiltrazione</i> allorquando risultano bagnati. Moderato drenaggio profondo. Tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana
C	<i>Suolo con piccola capacità di infiltrazione</i> allorquando risultano bagnati. Solitamente presentano uno strato che impedisce il drenaggio verticale possiedono una tessitura da moderatamente fina a fina.
D	<i>Suolo con molto piccola capacità di infiltrazione</i> . Principalmente argille con alto potenziale di rigonfiamento; suoli con livello di falda alto e permanente; suoli con strati argillosi in superficie; suoli poco profondi su strati impermeabili o semi-impermeabili.

Tabella 2-5: suddivisione in classi del tipo di terreno in funzione della capacità di infiltrazione del suolo

2.2 Analisi idraulica

L'analisi idraulica delle opere in progetto e dei loro effetti sulle aree a pericolosità idraulica non può essere sviluppata con una modellazione in moto permanente canonica in quanto non è presente un'asta fluviale che per l'insufficienza della sua sezione idraulica o per la presenza di opere d'arte, ponti, tombini etc. non correttamente dimensionati presenta delle aree di esondazione.

Le aree sono determinate dall'allagamento delle aree morfologicamente più depresse dell'abito di Sili a causa delle acque di pioggia che in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi che non riescono a essere smaltite dall'attuale rete di dreno verso il Canale San Giovanni.

Quindi una volta determinate le portate e i volumi relativi agli eventi critici per i 4 tempi di ritorno, come descritto nei capitoli successivi, si sono determinata la risposta delle opere idrauliche in progetto per i tempi di ritorno dei 50, 100 e 200 anni, in termini di portate di picco e di volumi transitanti nel sistema idraulico oggetto del presente progetto di fattibilità tecnica ed economica.

3 Determinazione e caratterizzazione dei bacini idrografici drenanti l'abitato di Sili

Come anticipato in premessa gli interventi interessano essenzialmente l'abitato di Sili in quest'area l'idrografia superficiale è stata profondamente modificata dalle opere antropiche, per questo motivo per la determinazione dei bacini idrografici non si può prescindere dal considerare i principali interventi che hanno modificato volutamente o accidentalmente le linee di naturale deflusso delle acque meteoriche.

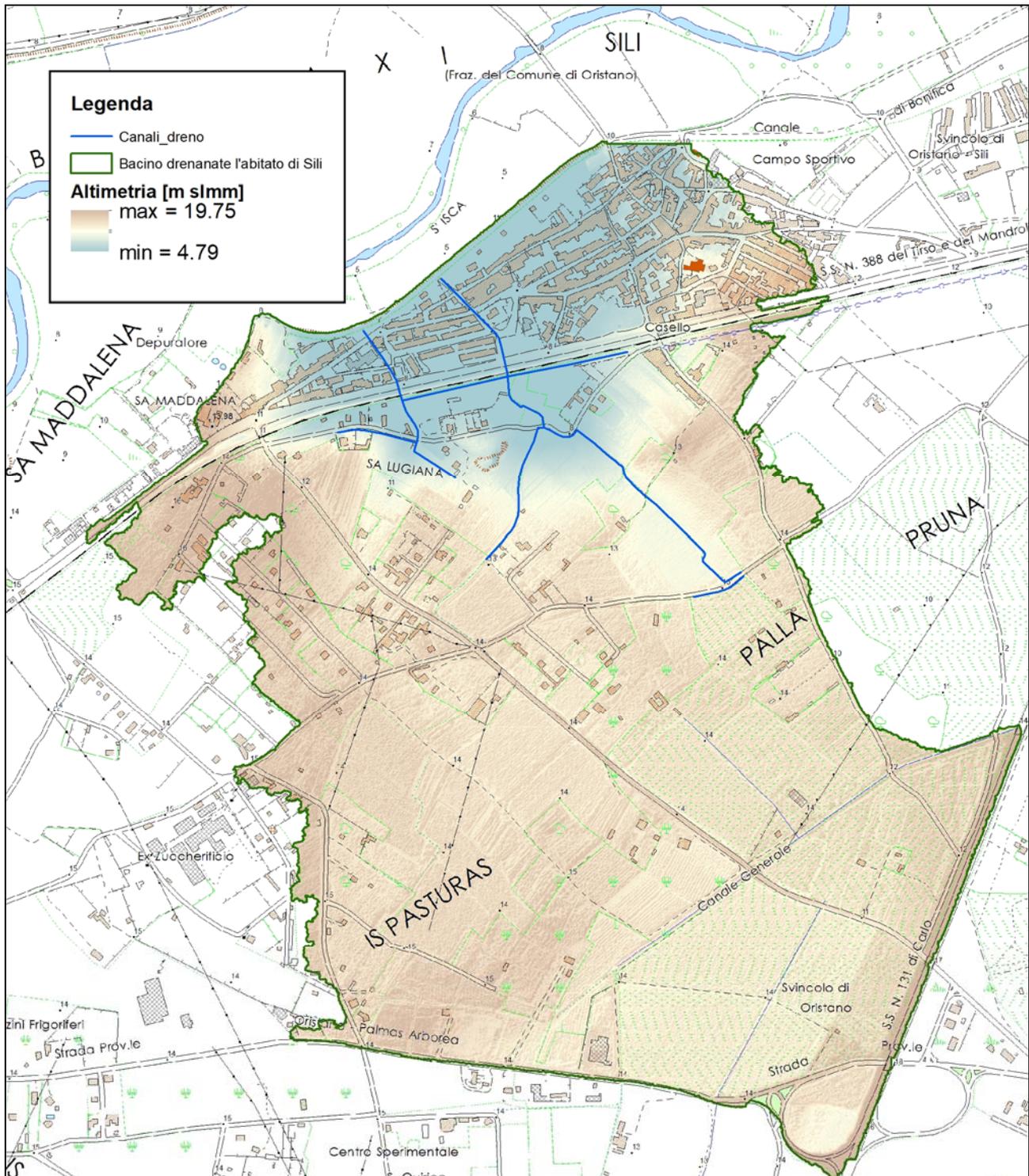


Figura 3.1: Bacino idrografico drenante l'abitato di Sili (su DBG10k - Foglio 528080)



L'attenta analisi del territorio ha permesso di individuare un bacino principale suddiviso in due sottobacini per tenere conto del rilevato ferroviario che determina una vera e propria barriera al deflusso superficiale verso valle.

Nell'area oggetto dello studio non sono presenti dei veri e propri impluvi naturali, attualmente le piogge zenitale e quelle provenienti dall'area immediatamente a monte dell'abitato vengono collettate attraverso i canali del consorzio di bonifica e la rete di drenaggio delle acque meteoriche verso il Canale San Giovanni che corre parallelamente agli argini del Tirso a valle dell'edificato di Sili.

I due sottobacini individuati sono caratterizzati da usi del suolo completamente differenti, infatti il bacino a monte dell'abitato è una zona per lo più agricola, con vaste fasce di rispetto della linea ferroviaria, zone incolte e qualche caseggiato sparso, mentre il bacino di valle coincide proprio con l'abitato di Sili, quindi per lo più impermeabilizzato.

3.1 Studio idrologico del bacino a monte del rilevato ferroviario

Il Bacino a monte dell'abitato drena la parte sud occidentale della frazione di Sili, e come sezione di chiusura per lo studio idrologico del bacino si è considerato il ponte ferroviario sul canale del Consorzio di Bonifica.

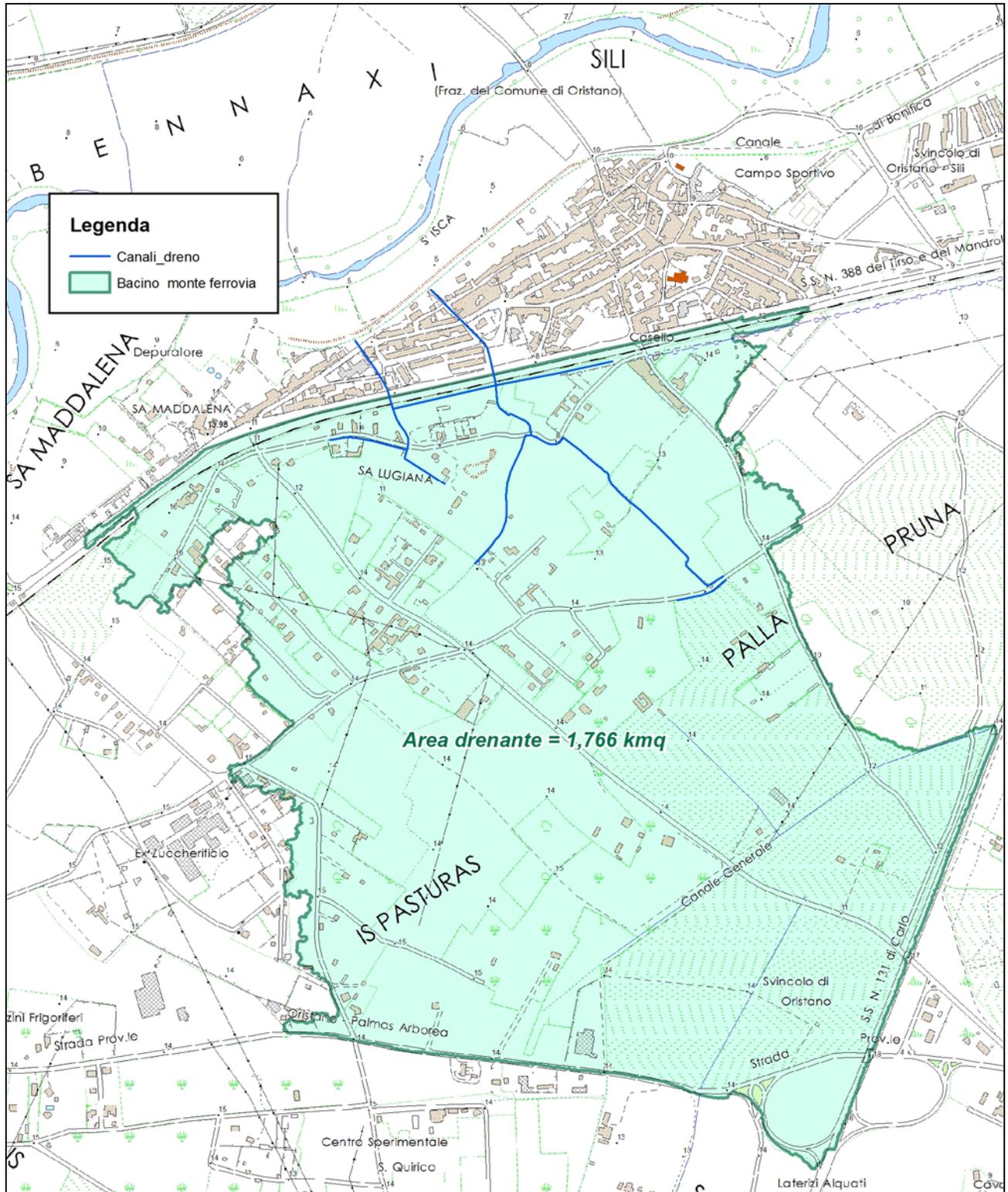


Figura 3.2: Bacino idrografico drenante l'abitato di Sili a monte del rilevato ferroviario (su Carta DBGT10k)



3.1.1 Morfologia del sottobacino

- Dall'analisi del bacino idrografico si sono ottenuti i seguenti risultati:
- Superficie $S = 1,766 \text{ Km}^2$
- Lunghezza asta principale $L = 1,595 \text{ km}$
- Altitudine massima $H_{\text{MAX}} = 19,75 \text{ m s.l.m}$
- Altitudine minima $H_0 = 5,59 \text{ m s.l.m}$
- Altitudine media $H_m = 12,32 \text{ m s.l.m.}$
- Pendenza media dell'asta principale $i_m = 0.0012 = 0,12 \%$
- Pendenza media del bacino drenante $i_{\text{VERSANTE}} = 4,69 \%$

Parametri di Forma del bacino

Indice di forma di Horton $H_F = 0,6943$

Il Fattore di Forma di Horton è il rapporto tra l'area del bacino A e l'area di un quadrato avente il lato pari alla lunghezza dell'asta principale.

$$H_F = \frac{A}{L^2}$$

Indice di circolarità $R_C = 0,1700$

L'indice di circolarità è il rapporto tra l'area del bacino A e l'area del cerchio di uguale perimetro P:

$$R_c = 4\pi \frac{A}{P^2}$$

Indice di uniformità o compattezza di Gravelius $R_U = 2,4254$

L'indice di uniformità o di compattezza di Gravelius è il rapporto tra il perimetro del bacino e quello di un cerchio avente lo stesso perimetro del bacino:

$$R_U = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}}$$

Indice di allungamento $R_A = 0,9402$

L'indice di allungamento è il rapporto tra il diametro di un cerchio avente area uguale a quella del bacino e la lunghezza dell'asta principale L:

$$R_A = \frac{2\sqrt{A}}{L\sqrt{\pi}}$$

Altitudine media del bacino

E' la media ponderata delle altezze medie tra 2 curve di livello:

$$H_{med} = \frac{1}{S} \left(\sum_{i=1}^N \left(\frac{H_i + H_{i+1}}{2} \right) \cdot S_i \right)$$

S_i = superficie compresa tra due curve di livello H_i e H_{i+1}

Altitudine media bacino = **12,32** m slmm

Pendenza media dell'asta principale

$$\sqrt{im} = \frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{i_1}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{i_n}}}$$

La pendenza media dell'asta principale è stata calcolata con la formula di Fornari :

dove i valori di i^i ed l^i rappresentano rispettivamente la pendenza e la lunghezza dei tratti nei quali la pendenza dell'alveo può considerarsi uniforme; L rappresenta la lunghezza complessiva dell'asta principale del bacino, ed è uguale alla sommatoria delle l^i .

Hi+1 (m)	Hi (m)	ΔH	li (m)	ii=ΔH/li	vii	li/vii
12.57	12.39	0.18	372.66	0.000483	0.021978	16956.37
12.39	12.32	0.07	131.83	0.000531	0.023043	5721.005
12.32	12.08	0.24	347.35	0.000691	0.026286	13214.34
12.08	10.42	1.66	181.81	0.00913	0.095553	1902.71
10.42	9.82	0.6	225.54	0.00266	0.051578	4372.801
9.82	6.76	3.06	158.47	0.01931	0.138959	1140.407
6.76	6.6	0.16	55.28	0.002894	0.053799	1027.524
6.6	5.88	0.72	122.00	0.005902	0.076822	1588.084
		L=	1594.94			45923.24

Da cui la pendenza media dell'asta principale risulta:

$$im=0,0012 = 0,12\%$$



3.1.2 Risultati dello studio idrologico

Il bacino in studio ricade interamente nella SZO 1 e ha un T_p , che nel metodo cinematico è posto pari al T_c . Si determinano i parametri della curva di possibilità pluviometrica, descritti nel paragrafo 2.5.1, dove ricordiamo che μ_g è la pioggia indice giornaliera data dalla media dei massimi annui di precipitazione giornaliera; tali valori sono stati calcolati per diverse zone della Sardegna secondo la carta delle Isoiete riportata in Figura 2.1 e come si può vedere dalla Figura 4.6, il bacino dell'abitato di Sili è praticamente compreso tra la isoietta dei 45 mm e quella dei 40 mm quindi si può assumere come pioggia indice giornaliera cautelativamente il valore di **45 mm**. Mentre il T_c è il tempo di corrivazione che è stato calcolato secondo i diversi metodi trattati nel paragrafo 2.1.3, fornendo i seguenti risultati:

METODO	Tc (ore)
SCS	0.678
Ventura	4.868
Giandotti	3.714
Viparelli	0.433
Pasini	4.392
VAPI	3.484

Inoltre ricordiamo che h'_{tc} è l'altezza critica moltiplicata per il coefficiente di riduzione areale ARF ottenuto con il metodo VAPI pari a 0,934 così determinato:

Coefficiente di riduzione areale

Quando si ricavano le altezze h di pioggia dalle curve di possibilità pluviometrica si suppone che tali valori corrispondano al centro di scroscio che viene individuato per ipotesi nel punto in cui vi è la stazione di misura.

Poi si considera tale pioggia uniformante distribuita su tutto il bacino. In realtà la pioggia diminuisce allontanandosi dal centro di scroscio, quindi considerare quella stessa intensità di pioggia costante su tutto il bacino porta ad un errore per eccesso.

Per tenere conto di ciò si è deciso di applicare alle altezze di pioggia ottenute un coefficiente di riduzione areale che è espresso da diverse formulazioni tra cui quella, utilizzata dal VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report del Wallingford Institute (UK 1977):

$$ARF = 1 - f_1 \cdot T_p^{-f_2}$$

dove:

$$f_1 = 0,0394 \cdot S^{0,354}$$

$$f_2 = 0,4 - 0,003832 \cdot \ln(4,6 - \ln S)$$

Per il coefficiente ARF si osserva che:

- diminuisce all'aumentare dell'area S ;
- aumenta all'aumentare della durata di pioggia T_p .



Per bacino in esame che ha un'area complessiva pari a 2.001 km² si trova:

S [km ²]	f1	f2	ARF
1,766	0.048189955	0.371003898	0.93426

In base a tale coefficiente verranno ricavate delle altezze di pioggia h' pari alle altezze di pioggia lorda h calcolate con le curve di possibilità pluviometrica moltiplicate per il coefficiente ARF di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino.

Coefficiente di deflusso

Di fondamentale importanza, come affermato in precedenza, per una corretta valutazione delle portate di piena è la stima del coefficiente di deflusso Ψ , che merita particolare attenzione perché può dar luogo a sottostime o soprastime, anche rilevanti, della portata di piena. Per i bacini in esame l'uso del suolo è stato ricavato dalla carta d'uso del suolo suddivisa in 80 tipologie contenute in 5 livelli gerarchici secondo l'impostazione della CORINE LAND COVER. Questi dati si sono inoltre incrociati con quelli relativi alla permeabilità, rappresentata dal tipo di terreno suddivisi in quattro classi, andando dalla più alta (classe A) alla più bassa (classe D), i risultati sono illustrati nella Tabella 3.1.

Uso Del Suolo	Descrizione	Tipo di terreno	CN II	CN III	AREA [m ²]	AREA [%]
221	VIGNETI	B	76.00	87.93	21047.70	1.021%
222	FRUTTETI E FRUTTI MINORI	B	70.00	84.29	152463.82	7.396%
223	OLIVETTI	B	70.00	84.29	123550.31	5.994%
231	PRATI STABILI	B	86.00	93.39	97672.38	4.738%
242	SISTEMI COLTURALI E PARTICELLARI COMPLESSI	B	76.00	87.93	353501.84	17.149%
321	AREE A PASCOLO NATURALE	B	69.00	83.66	12494.02	0.606%
1111	TESSUTO RESIDENZIALE COMPATTO E DENSO	B	92.00	96.36	167344.11	8.118%
1112	TESSUTO RESIDENZIALE RADO	B	85.00	92.87	63266.83	3.069%
1121	TESSUTO RESIDENZIALE RADO E NUCLEIFORME	B	70.00	84.29	19762.20	0.959%
1122	FABBRICATI RURALI	B	70.00	84.29	22084.04	1.071%
1211	INSEDIAMENTI INDUSTRIALI/ARTIG. E COMM. E SPAZI ANNESSI	B	92.00	96.36	44807.43	2.174%
1221	RETI STRADALI E SPAZI ACCESSORI	B	98.00	99.12	21446.78	1.040%
1222	RETI FERROVIARIE E SPAZI ANNESSI	B	98.00	99.12	33742.76	1.637%
2121	SEMINATIVI SEMPLICI E COLTURE ORTICOLE A PIENO CAMPO	B	76.00	87.93	516378.54	25.050%
2122	RISAIE	B	100.00	100.00	395932.49	19.207%
2411	COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE ALL'OLIVO	B	70.00	84.29	2666.72	0.129%
3232	GARIGA	B	66.00	81.70	22.98	0.001%
3241	AREE A RICOLONIZZAZIONE NATURALE	B	66.00	81.70	13212.57	0.641%
	BACINO TOTALE		82.556	88.785	2061397.52	

Tabella 3.1: uso del suolo, tipo di terreno in funzione della permeabilità e Curve Number per il bacino a monte del rilevato

In base ai risultati ottenuti, sono stati calcolati gli h_{Ni} relativi a ciascuna codifica UDS ed è stata poi calcolata

la media pesata $h_N = \frac{\sum h_{Ni} \cdot S_i}{S_{bacino}}$ per ottenere la pioggia netta del nostro bacino.

Il coefficiente di deflusso sarà dato dal rapporto tra l'altezza di pioggia netta e quella lorda: $\psi = \frac{h_N}{h}$.

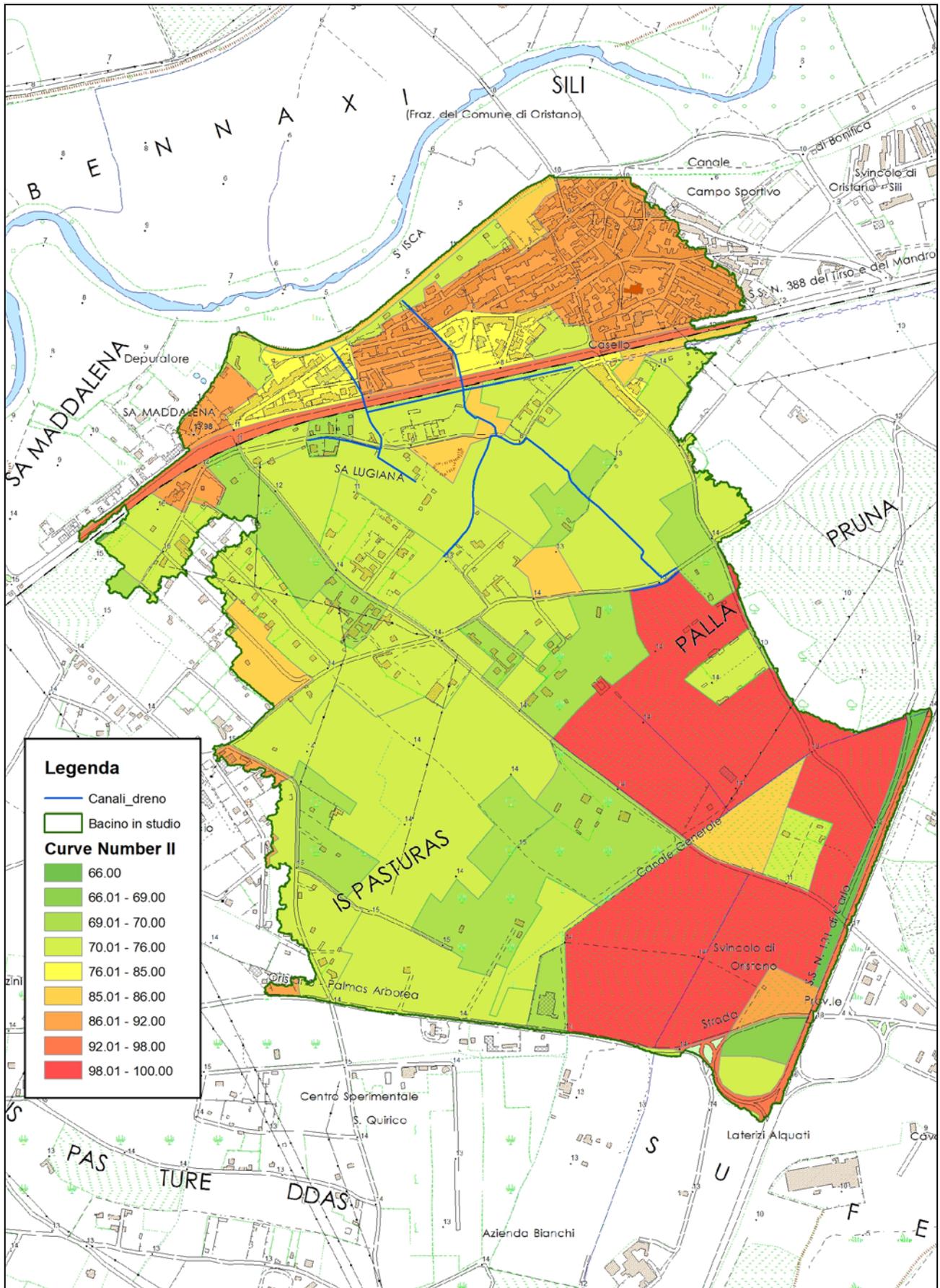


Figura 3.3: Curve Number del bacino oggetto dell'analisi idrologica per la determinazione del coefficiente di deflusso.



Si riassumono di seguito i risultati dell'analisi idrologica di dettaglio e l'analisi di sensitività dei risultati al variare del tempo di corrivazione determinato come illustrato nei paragrafi precedenti:

METODO	Tc (ore)
SCS	0.678
Ventura	4.868
Giandotti	3.714
Viparelli	0.433
Pasini	4.392
VAPI	3.484

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Superficie del bacino	S	1.766	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	1	
Pioggia indice giornaliera	μg	45	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.948	
Curve Number II	CN II	82,556	
Curve Number III	CN II	88.785	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	47.168	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	la	9.434	

- Risultati per Tc = 0,678 h (metodo SCS – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	[m ³ /s - kmq]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	0.1093	37.989	35.874	14.100	0.393	10.210	5.78
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	0.1415	42.779	40.397	17.478	0.433	12.656	7.17
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	0.1676	47.555	44.907	20.992	0.467	15.200	8.61
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	0.1928	53.908	50.906	25.848	0.508	18.717	10.60

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per Tc = 0,678 h (metodo SCS – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	0.1106	37.992	35.877	14.102	0.393	10.211	5.78
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	0.1428	42.783	40.401	17.480	0.433	12.657	7.17
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	0.1690	47.560	44.912	20.996	0.467	15.203	8.61
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	0.1943	53.914	50.912	25.853	0.508	18.720	10.60

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF



- Risultati per Tc = 4,868 h (metodo VENTURA – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	68.152	66.327	39.015	0.588	3.933	2.23
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	77.421	75.347	47.036	0.624	4.741	2.68
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	86.619	84.299	55.159	0.654	5.560	3.15
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	98.672	96.028	65.986	0.687	6.651	3.77

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per Tc = 4,868 h (metodo VENTURA – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	68.172	66.345	39.032	0.588	3.934	2.23
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	77.445	75.370	47.057	0.624	4.743	2.69
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	86.647	84.326	55.183	0.654	5.562	3.15
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	98.704	96.059	66.015	0.687	6.654	3.77

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per Tc = 3,714 h (metodo Giandotti – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	63.353	61.477	34.788	0.566	4.595	2.60
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	72.015	69.882	42.154	0.603	5.568	3.15
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	80.622	78.234	49.641	0.635	6.557	3.71
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	91.918	89.195	59.656	0.669	7.880	4.46

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per Tc = 3,714 h (metodo Giandotti – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	63.374	61.497	34.806	0.566	4.597	2.60
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	72.041	69.907	42.176	0.603	5.571	3.15
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	80.652	78.264	49.667	0.635	6.560	3.71
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	91.953	89.230	59.688	0.669	7.884	4.46

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 0,433$ h (metodo Viparelli – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda ′	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	0.1093	32.007	29.921	9.938	0.332	11.006	6.23
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	0.1415	35.554	33.237	12.211	0.367	13.523	7.66
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	0.1676	39.088	36.540	14.587	0.399	16.154	9.15
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	0.1928	43.836	40.978	17.923	0.437	19.849	11.24

Pioggia Lorda ′ = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 0,433$ h (metodo Viparelli – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda ′	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	0.1106	31.697	29.613	9.733	0.329	11.029	6.24
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	0.1428	35.183	32.870	11.954	0.364	13.545	7.67
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	0.1690	38.655	36.114	14.275	0.395	16.175	9.16
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	0.1943	43.325	40.477	17.539	0.433	19.873	11.25

Pioggia Lorda ′ = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 4,392$ h (metodo Pasini – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda ′	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	66.285	64.441	37.364	0.580	4.174	2.36
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	75.318	73.222	45.131	0.616	5.042	2.85
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	84.287	81.941	53.006	0.647	5.922	3.35
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	96.046	93.373	63.519	0.680	7.096	4.02

Pioggia Lorda ′ = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 4,392$ h (metodo Pasini – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda ′	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	66.305	64.460	37.380	0.580	4.176	2.36
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	75.343	73.246	45.152	0.616	5.044	2.86
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	84.316	81.969	53.032	0.647	5.924	3.35
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	96.079	93.405	63.549	0.680	7.099	4.02

Pioggia Lorda ′ = Pioggia Lorda x ARF



- Risultati per $T_c = 3,484$ h (metodo VAPI – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	62.266	60.378	33.840	0.560	4.766	2.70
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	70.790	68.643	41.057	0.598	5.782	3.27
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	79.263	76.860	48.399	0.630	6.816	3.86
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	90.387	87.646	58.229	0.664	8.200	4.64

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 3,484$ h (metodo VAPI – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto	Contributo Unitario
		a1	n1	a2	n2						
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]	
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	62.288	60.399	33.858	0.561	4.768	2.70
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	70.817	68.669	41.080	0.598	5.785	3.28
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	79.294	76.890	48.426	0.630	6.819	3.86
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	90.423	87.681	58.261	0.664	8.205	4.65

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Nella seguente tabella sono riassunti i risultati dell'analisi di sensitività delle portate di progetto in funzione dei tempi di corrvazione, calcolate con le formule PAI:

Tempi di corrvazione	Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.798	6.796	8.796	10.923
Ventura	4.868	3.135	3.873	4.630
Giandotti	3.714	3.606	4.485	5.392
Viparelli	0.443	6.871	8.841	10.955
Pasini	4.392	3.308	4.097	4.908
VAPI	3.484	3.725	4.641	5.587

Mentre nella seguente quelle calcolate con le formule PSFF:

Tempi di corrvazione	Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.798	6.801	8.802	10.930
Ventura	4.868	3.137	3.875	4.632
Giandotti	3.714	3.608	4.488	5.395
Viparelli	0.443	6.863	8.831	10.943
Pasini	4.392	3.310	4.099	4.910
VAPI	3.484	3.727	4.644	5.590

In conclusione per quanto appena illustrato il bacino in studio si hanno le condizioni di deflusso più gravose metodo indiretto TCEV con le curve segnalatrici del PSFF e tempo di corrvazione determinato con la formula di Viparelli.

3.2 Studio idrologico del bacino drenante la porzione dell'abitato di Silì a valle del rilevato ferroviario

Il Bacino dell'abitato drena la parte maggiormente edificata della frazione di Silì, e come asta per lo studio idrologico del bacino si sono considerati i canali di dreno con sezione di chiusura nel punto di immissione nel Rio San Giovanni.

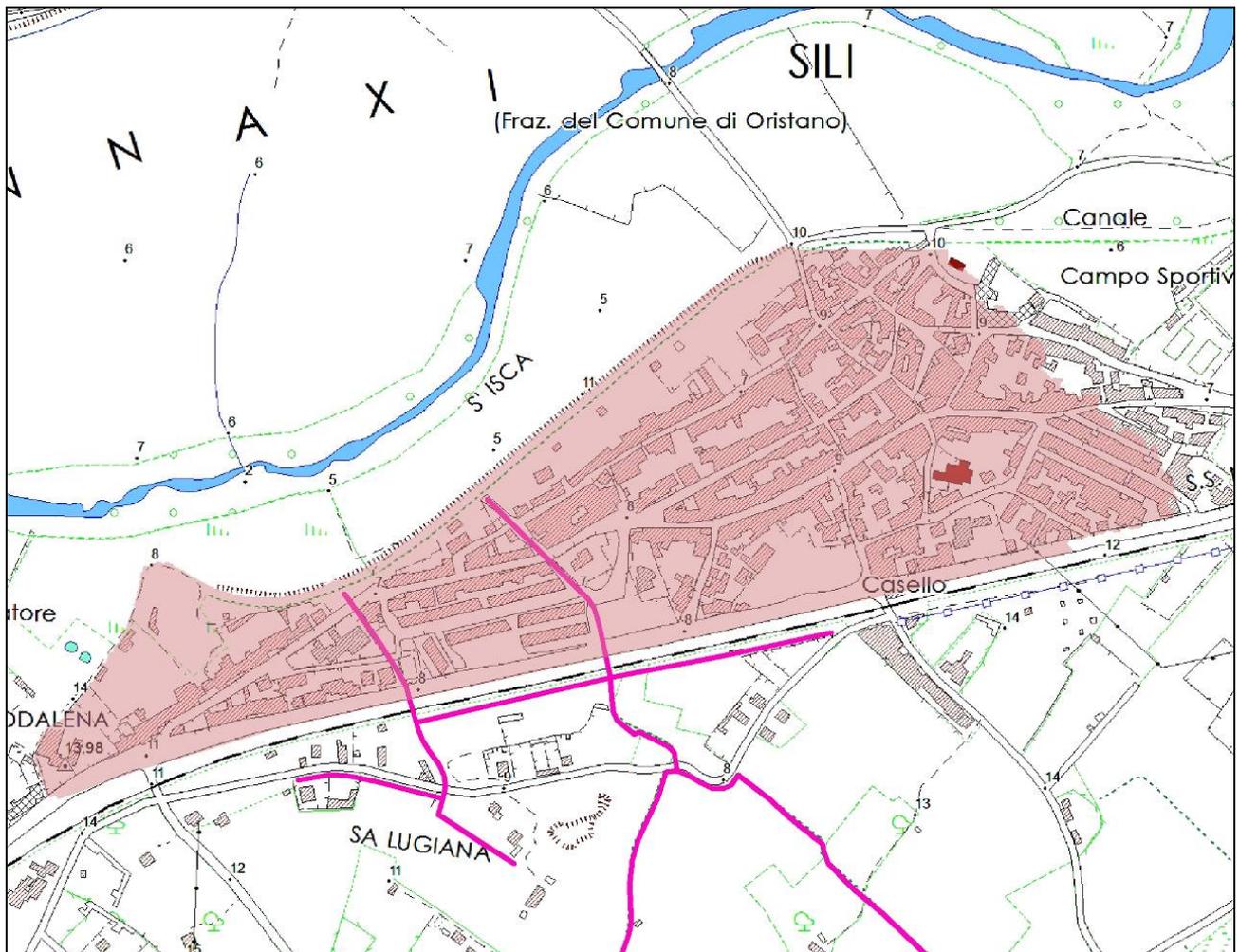


Figura 3.4: Bacino idrografico drenante l'abitato di Silì (su Carta CTR) a valle del rilevato ferroviario

3.2.1 Morfologia del sottobacino

- Dall'analisi del bacino idrografico si sono ottenuti i seguenti risultati:
- Superficie $S = 0,295 \text{ Km}^2$
- Lunghezza asta principale $L = 0,596 \text{ km}$
- Altitudine massima $H_{\text{MAX}} = 15,28 \text{ m s.l.m}$
- Altitudine minima $H_0 = 4,79 \text{ m s.l.m}$
- Altitudine media $H_m = 8,63 \text{ m s.l.m.}$
- Pendenza media dell'asta principale $i_m = 0.0021 = 0,21 \%$
- Pendenza media del bacino drenante $i_{\text{VERSANTE}} = 6,26 \%$

Parametri di Forma del bacinoIndice di forma di Horton $H_F = 0,8308$

Il Fattore di Forma di Horton è il rapporto tra l'area del bacino A e l'area di un quadrato avente il lato pari alla lunghezza dell'asta principale.

$$H_F = \frac{A}{L^2}$$

Indice di circolarità $R_C = 0,2615$

L'indice di circolarità è il rapporto tra l'area del bacino A e l'area del cerchio di uguale perimetro P:

$$R_c = 4\pi \frac{A}{P^2}$$

Indice di uniformità o compattezza di Gravelius $R_U = 1,9557$

L'indice di uniformità o di compattezza di Gravelius è il rapporto tra il perimetro del bacino e quello di un cerchio avente lo stesso perimetro del bacino:

$$R_U = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}}$$

Indice di allungamento $R_A = 1,0285$

L'indice di allungamento è il rapporto tra il diametro di un cerchio avente area uguale a quella del bacino e la lunghezza dell'asta principale L:

$$R_A = \frac{2\sqrt{A}}{L\sqrt{\pi}}$$

Altitudine media del bacino

E' la media ponderata delle altezze medie tra 2 curve di livello:

$$H_{med} = \frac{1}{S} \left(\sum_{i=1}^N \left(\frac{H_i + H_{i+1}}{2} \right) \cdot S_i \right)$$

Si = superficie compresa tra due curve di livello Hi e Hi+1

Altitudine media bacino = **8,63** m slmm**3.2.2 Risultati dello studio idrologico**

Il bacino in studio ricade interamente nella SZO 1 e ha un Tp, che nel metodo cinematico è posto pari al Tc. Si determinano i parametri della curva di possibilità pluviometrica, descritti nel paragrafo 2.5.1, dove ricordiamo che μ_g è la pioggia indice giornaliera data dalla media dei massimi annui di precipitazione giornaliera; tali valori sono stati calcolati per diverse zone della Sardegna secondo la carta delle Isoiete riportata in Figura 2.1 e come si può vedere dalla Figura 4.6, il bacino dell'abitato di Sili è praticamente compreso tra la isoietta dei 45 mm e quella dei 40 mm quindi si può assumere come pioggia indice giornaliera cautelativamente il valore di **45 mm**. Mentre il Tc è il tempo di corrivazione che è stato calcolato secondo i diversi metodi trattati nel paragrafo 2.1.3, fornendo i seguenti risultati:



METODO	Tc (ore)
SCS	0.317
Ventura	1.515
Giandotti	1.956
Viparelli	0.166
Pasini	1.327
VAPI	1.776

Inoltre ricordiamo che h'_{tc} è l'altezza critica moltiplicata per il coefficiente di riduzione areale ARF ottenuto con il metodo VAPI pari a 0,945 così determinato:

Coefficiente di riduzione areale

Quando si ricavano le altezze h di pioggia dalle curve di possibilità pluviometrica si suppone che tali valori corrispondano al centro di scroscio che viene individuato per ipotesi nel punto in cui vi è la stazione di misura.

Poi si considera tale pioggia uniformante distribuita su tutto il bacino. In realtà la pioggia diminuisce allontanandosi dal centro di scroscio, quindi considerare quella stessa intensità di pioggia costante su tutto il bacino porta ad un errore per eccesso.

Per tenere conto di ciò si è deciso di applicare alle altezze di pioggia ottenute un coefficiente di riduzione areale che è espresso da diverse formulazioni tra cui quella, utilizzata dal VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report del Wallingford Institute (UK 1977):

$$ARF = 1 - f_1 \cdot T_p^{-f_2}$$

dove:

$$f_1 = 0,0394 \cdot S^{0,354}$$

$$f_2 = 0,4 - 0,003832 \cdot \ln(4,6 - \ln S)$$

Per il coefficiente ARF si osserva che:

- diminuisce all'aumentare dell'area S ;
- aumenta all'aumentare della durata di pioggia T_p .

Per bacino in esame che ha un'area complessiva pari a 2.001 km² si trova:

S [km2]	f1	f2	ARF
0,295	0,025578018	0,363363415	0,96091

In base a tale coefficiente verranno ricavate delle altezze di pioggia h' pari alle altezze di pioggia lorda h calcolate con le curve di possibilità pluviometrica moltiplicate per il coefficiente ARF di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino.

Coefficiente di deflusso

Di fondamentale importanza, come affermato in precedenza, per una corretta valutazione delle portate di piena è la stima del coefficiente di deflusso Ψ , che merita particolare attenzione perché può dar luogo a



sottostime o soprastime, anche rilevanti, della portata di piena. Per i bacini in esame l'uso del suolo è stato ricavato dalla carta d'uso del suolo suddivisa in 80 tipologie contenute in 5 livelli gerarchici secondo l'impostazione della CORINE LAND COVER. Questi dati si sono inoltre incrociati con quelli relativi alla permeabilità, rappresentata dal tipo di terreno suddivisi in quattro classi, andando dalla più alta (classe A) alla più bassa (classe D), i risultati sono illustrati nella Tabella 3.2.

Uso Del Suolo	Descrizione	Tipo di terreno	TIPO DI SUOLO CN II	TIPO DI SUOLO CN III	AREA [m2]	AREA [%]
231	PRATI STABILI	A	30.00	49.92	22.98	0.01
242	SISTEMI COLTURALI E PARTICELLARI COMPLESSI	A	64.00	80.52	24290.97	8.35
1111	TESSUTO RESIDENZIALE COMPATTO E DENSO	A	77.00	88.62	167344.11	57.55
1112	TESSUTO RESIDENZIALE RADO	A	61.00	78.44	29870.43	10.27
1211	INSEDIAMENTI INDUSTRIALI, ARTIGIANALI E COMMERCIALI E SPAZI ANNESSI	A	89.00	94.95	54680.17	18.80
1222	RETI FERROVIARIE E SPAZI ANNESSI	A	98.00	99.13	6974.88	2.40
2121	SEMINATIVI SEMPLICI E COLTURE ORTICOLE A PIENO CAMPO	A	63.00	79.84	7582.80	2.61
3232	GARIGA	A	35.00	55.60	22.98	0.01

Tabella 3.2: uso del suolo, tipo di terreno in funzione della permeabilità e Curve Number per il bacino drenante l'abitato

In base ai risultati ottenuti, sono stati calcolati gli h_{Ni} relativi a ciascuna codifica UDS ed è stata poi calcolata

la media pesata $h_N = \frac{\sum h_{Ni} \cdot S_i}{S_{bacino}}$ per ottenere la pioggia netta del nostro bacino.

Il coefficiente di deflusso sarà dato dal rapporto tra l'altezza di pioggia netta e quella lorda: $\psi = \frac{h_N}{h}$.

Si riassumono di seguito i risultati dell'analisi idrologica di dettaglio e l'analisi di sensitività dei risultati al variare del tempo di corrivazione determinato come illustrato nei paragrafi precedenti:

METODO	Tc (ore)
SCS	0.317
Ventura	1.515
Giandotti	1.956
Viparelli	0.166
Pasini	1.327
VAPI	1.776

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Superficie del bacino	S	0.295	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	1	
Pioggia indice giornaliera	μg	45	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.951	
Curve Number	CN	84.611	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	46.198	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	la	9.240	



- Risultati per $T_c = 0,317$ h (metodo SCS – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]		a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	0.1093	27.757	26.672	4.776	0.179	1.258
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	0.1415	30.485	29.294	6.070	0.207	1.599
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	0.1676	33.207	31.909	7.462	0.234	1.966
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	0.1928	36.910	35.467	9.498	0.268	2.502

$Pioggia\ Lorda' = Pioggia\ Lorda \times ARF$

- Risultati per $T_c = 0,317$ h (metodo SCS – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]		a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	0.1106	27.732	26.648	4.764	0.179	1.255
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	0.1428	30.455	29.265	6.055	0.207	1.595
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	0.1690	33.173	31.876	7.444	0.234	1.961
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	0.1943	36.871	35.430	9.476	0.267	2.496

$Pioggia\ Lorda' = Pioggia\ Lorda \times ARF$

- Risultati per $T_c = 1,515$ h (metodo VENTURA – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]		a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	49.722	48.629	18.128	0.373	0.981
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	56.640	55.395	23.067	0.416	1.248
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	63.545	62.147	28.245	0.454	1.528
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	72.651	71.053	35.375	0.498	1.914

$Pioggia\ Lorda' = Pioggia\ Lorda \times ARF$

- Risultati per $T_c = 1,515$ h (metodo VENTURA – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]		a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	49.747	48.653	18.145	0.373	0.982
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	56.671	55.424	23.089	0.417	1.249
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	63.581	62.182	28.273	0.455	1.530
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	72.695	71.096	35.410	0.498	1.916

$Pioggia\ Lorda' = Pioggia\ Lorda \times ARF$



- Risultati per $T_c = 1,956$ h (metodo Giandotti – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	53.278	52.210	20.707	0.397	0.868
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	60.654	59.438	26.141	0.440	1.095
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	68.006	66.643	31.806	0.477	1.333
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	77.690	76.133	39.567	0.520	1.658

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 1,956$ h (metodo Giandotti – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	53.302	52.233	20.725	0.397	0.868
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	60.683	59.467	26.163	0.440	1.096
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	68.041	66.677	31.834	0.477	1.334
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	77.732	76.174	39.601	0.520	1.659

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 0,166$ h (metodo Viparelli – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	0.1093	21.521	20.463	2.194	0.107	1.086
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	0.1415	23.161	22.023	2.771	0.126	1.372
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	0.1676	24.817	23.597	3.404	0.144	1.686
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	0.1928	27.148	25.813	4.376	0.170	2.167

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

- Risultati per $T_c = 0,166$ h (metodo Viparelli – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	0.1106	21.484	20.427	2.181	0.107	1.080
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	0.1428	23.119	21.982	2.755	0.125	1.364
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	0.1690	24.769	23.551	3.385	0.144	1.676
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	0.1943	27.093	25.761	4.352	0.169	2.155

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF



- Risultati per $T_c = 1,327$ h (metodo Pasini – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	47.971	46.864	16.888	0.360	1.044
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	54.663	53.401	21.583	0.404	1.334
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	61.345	59.929	26.520	0.443	1.639
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	70.165	68.546	33.338	0.486	2.060

$Pioggia\ Lorda\ ' = Pioggia\ Lorda \times ARF$

- Risultati per $T_c = 1,327$ h (metodo Pasini – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	47.996	46.888	16.905	0.361	1.045
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	54.694	53.431	21.606	0.404	1.335
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	61.382	59.965	26.548	0.443	1.640
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	70.210	68.589	33.373	0.487	2.062

$Pioggia\ Lorda\ ' = Pioggia\ Lorda \times ARF$

- Risultati per $T_c = 1,776$ h (metodo VAPI – formule PAI)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2271	-0.0238	51.907	50.829	19.704	0.388	0.909
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5394	-0.0262	59.107	57.880	24.946	0.431	1.151
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8517	-0.0285	66.287	64.911	30.424	0.469	1.404
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2647	-0.0317	75.748	74.176	37.943	0.512	1.751

$Pioggia\ Lorda\ ' = Pioggia\ Lorda \times ARF$

- Risultati per $T_c = 1,776$ h (metodo VAPI – formule PSFF)

Tempo di ritorno	Frattile	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata di progetto
		a1	n1	a2	n2					
[anni]						[mm]	[mm]	[mm]		[m ³ /s]
50	0,980	19.9570	0.2939	2.2283	-0.0240	51.931	50.853	19.721	0.388	0.910
100	0,990	19.9570	0.2939	2.5410	-0.0264	59.137	57.909	24.969	0.431	1.152
200	0,995	19.9570	0.2939	2.8536	-0.0287	66.322	64.946	30.452	0.469	1.405
500	0,998	19.9570	0.2939	3.2669	-0.0319	75.791	74.218	37.977	0.512	1.753

$Pioggia\ Lorda\ ' = Pioggia\ Lorda \times ARF$



Nella seguente tabella sono riassunti i risultati dell'analisi di sensitività delle portate di progetto in funzione dei tempi di corrivazione, calcolate con le formule PAI:

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.317	1.258	1.599	1.966	2.502
Ventura	1.515	0.981	1.248	1.528	1.914
Giandotti	1.956	0.868	1.095	1.333	1.658
Viparelli	0.166	1.086	1.372	1.686	2.167
Pasini	1.327	1.044	1.334	1.639	2.060
VAPI	1.776	0.909	1.151	1.404	1.751

Mentre nella seguente quelle calcolate con le formule PSFF:

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.317	1.255	1.595	1.961	2.496
Ventura	1.515	0.982	1.249	1.530	1.916
Giandotti	1.956	0.868	1.096	1.334	1.659
Viparelli	0.166	1.080	1.364	1.676	2.155
Pasini	1.327	1.045	1.335	1.640	2.062
VAPI	1.776	0.910	1.152	1.405	1.753

I metodi indiretti come il TCEV si dimostrano del tutto inadatti a modellare un bacino urbano di così piccole dimensioni e tende a sottostimare le portate (anche del 50%), motivo per il quale si è deciso per il bacino residuo a valle del rilevato ferroviario di determinare le portate di picco come contributo unitario del bacino di monte e di adottare queste per le verifiche idrauliche.

Bacino valle ferrovia	Sup	Tc	Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
	0.295	0,317	1.842	2.263	2.702	3.320
Contributo unitario			6,240	7,670	9,160	11,250



4 VERIFICA IDRAULICA

Come illustrato nella presente relazione le verifiche idrauliche si sono condotte considerando due bacini e due sistemi idraulici distinti ma connessi, il bacino a monte del rilevato ferroviario, che interessa aree per lo più agrarie, e il bacino a valle del rilevato prevalentemente urbano.

La connessione idraulica tra questi due bacini può avvenire realizzare esclusivamente tramite due canalette del consorzio di bonifica che attraversano il rilevato ferroviario.

Per le verifiche e le modellazioni idrauliche non si può procedere con una classica modellazione monodimensionale, infatti non si può individuare un'asta o un sistema di direzioni di deflusso principali ben definite e le rispettive aree di esondazione, le aree a pericolosità idraulica individuate nell'ambito dello "Studio di compatibilità idraulica e di compatibilità geologica e geotecnica ai sensi dell'art. 8 delle NA del PAI relativo a tutto il territorio comunale" del Comune di Oristano approvate con Delibera di Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale n. 2 del 03.07.2018, infatti sono inquadrabili come aree di ristagno urbano.

Per quanto appena illustrato le modellazioni idrauliche e le determinazioni degli effetti di mitigazione degli interventi in progetto verrà valutata in termini di volume di pioggia e superficie interessate dagli eventi e relativi battenti idrici.

4.1 Portate e volumi utilizzati per la verifica idraulica

PORTATE DI PROGETTO,						
Denominazione	Area	Tc	Q Tr =50	Q Tr =100	Q Tr =200	Q Tr =500
	[Km ²]	[h]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
Bacino totale	2,061		12.871	15.808	18.877	23.193
Bacino monte ferrovia	1,766	0,433	11,029	13,545	16,175	19,873
Bacino valle ferrovia	0,295	0,317	1,842	2,263	2,702	3,320
VOLUMI DI PROGETTO						
Denominazione	Area		VTr =50	Q Tr =100	Q Tr =200	Q Tr =500
	[Km ²]	[h]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]
Bacino totale	2,061		38.584	47.389	56.588	69.527
Bacino monte ferrovia	1,766	0,433	34.384	42.229	50.427	61.957
Bacino valle ferrovia	0,295	0,317	4.200	5.160	6.161	7.570

Tabella 4-1: Portate e volumi utilizzati per la verifiche idrauliche.

Cautelativamente per le verifiche idrauliche preliminare si utilizza degli idrogrammi di piena triangolari con tempo di concentrazione pari al tempo di corrivazione e fase di morbida pari a tre volte il tempo di concentrazione, questo tipo idrogramma a parità di portate di picco fornisce generalmente un volume complessivo dell'evento di piena maggiore rispetto ad altri modelli di idrogrammi comunemente usati in letteratura.



In corrispondenza dell'altura della Maddalena il canale è costituito da un cunicolo interrato in mattoni di larghezza 1,00 m, altezza 2,00 m e lunghezza di oltre un chilometro, che rappresenta la sezione idraulicamente più critica del Canale San Giovanni. La massima portata che può defluire attraverso il cunicolo in moto uniforme è piuttosto modesto (1,73 mc/s) e pertanto in occasione di eventi di piena, anche non particolarmente eccezionali, tutto il tratto di monte risulterebbe rigurgitato.

Questo valore è stato assunto anche come massima portata colettibile dal canale San Giovanni per l'allontanamento delle portate di piena a valle degli interventi in progetto, oltre queste portate l'intero sistema potrebbe andare in crisi.

Nelle pagine successive vengono rappresentati i risultati della laminazione delle vasche di monte combinate con le vasche di valle nelle differenti ipotesi progettuali.

Come rappresentato nei grafici il sistema risulta efficiente se la portata in uscita è inferiore alla portata limite di 1,730 mc/s, che è la massima che può transitare nel tratto in galleria del Canale San Giovanni, se non viene rispettata questa portata limite il sistema va in crisi e si determina un allagamento che interessa l'abitato di Sili.

Come ipotesi progettuale per le verifiche idrauliche si è imposto cautelativamente che si verifichino contemporaneamente i due picchi di piena a monte e a valle, che alle vasche di valle arrivi la portata laminata dalle vasche di monte e la portata integrale del subbacino di valle, quello dall'abitato senza alcun ritardo, situazione più gravosa per il sistema.

Date le dimensioni piuttosto piccole dei bacini e la loro prossimità l'ipotesi appena fatta per quanto cautelativa è comunque realistica, è probabile infatti che il "centro di scroscio" dell'evento meteorico sia praticamente contemporaneo per il bacino a monte e per quello a valle del rilevato ferroviario.

Nelle pagine successive sono illustrati i risultati delle simulazioni idrauliche in diverse configurazioni di progettuali e di funzionamento, per i tempi di ritorno dei 50, 100, e 200 anni.

Configurazione progettuale con vasche grandi e stazioni di pompaggio funzionanti;

Configurazione progettuale con vasche grandi e stazioni di pompaggio non funzionanti;

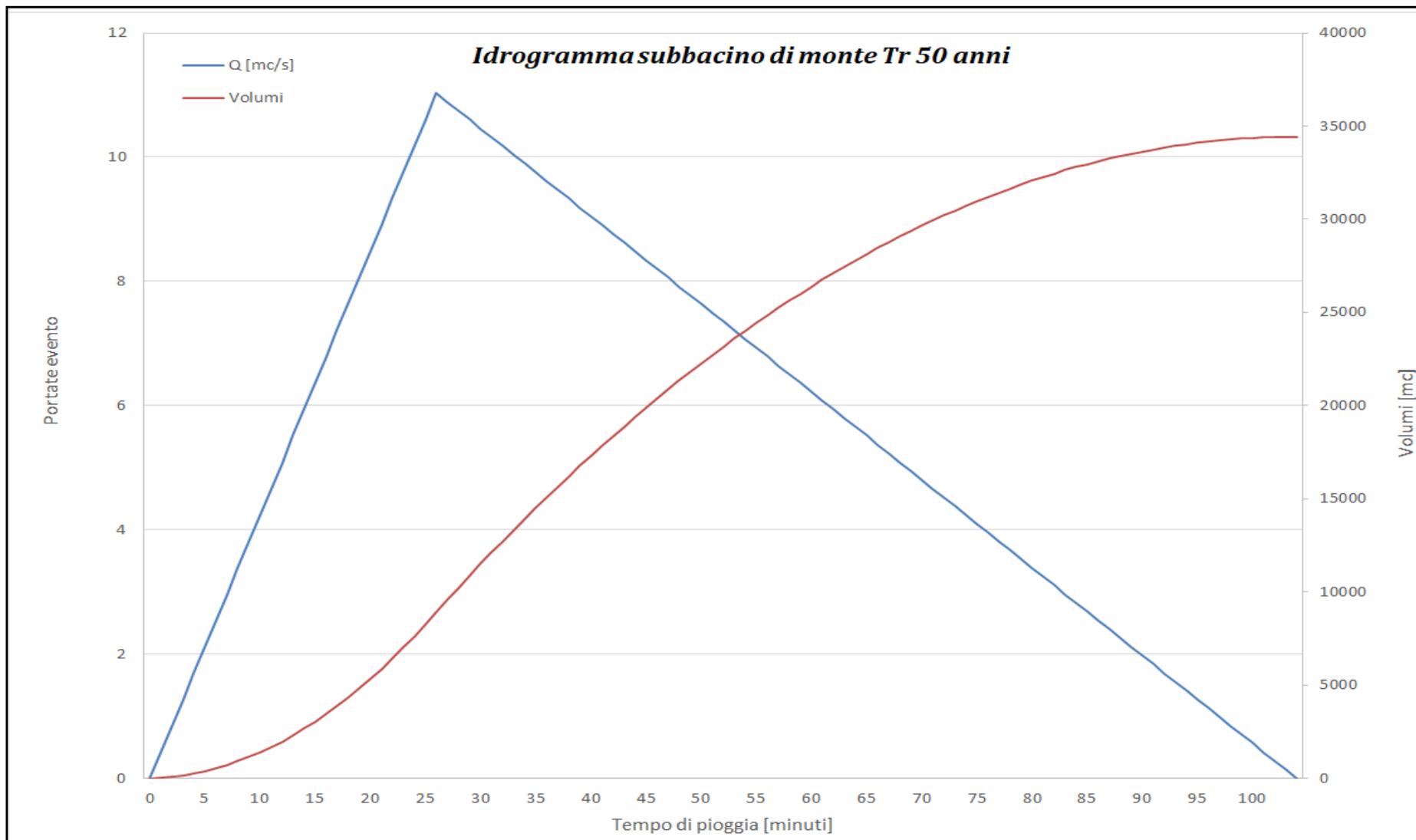
Configurazione progettuale con vasche ridotte e soglia di fondo senza stazioni di pompaggio.

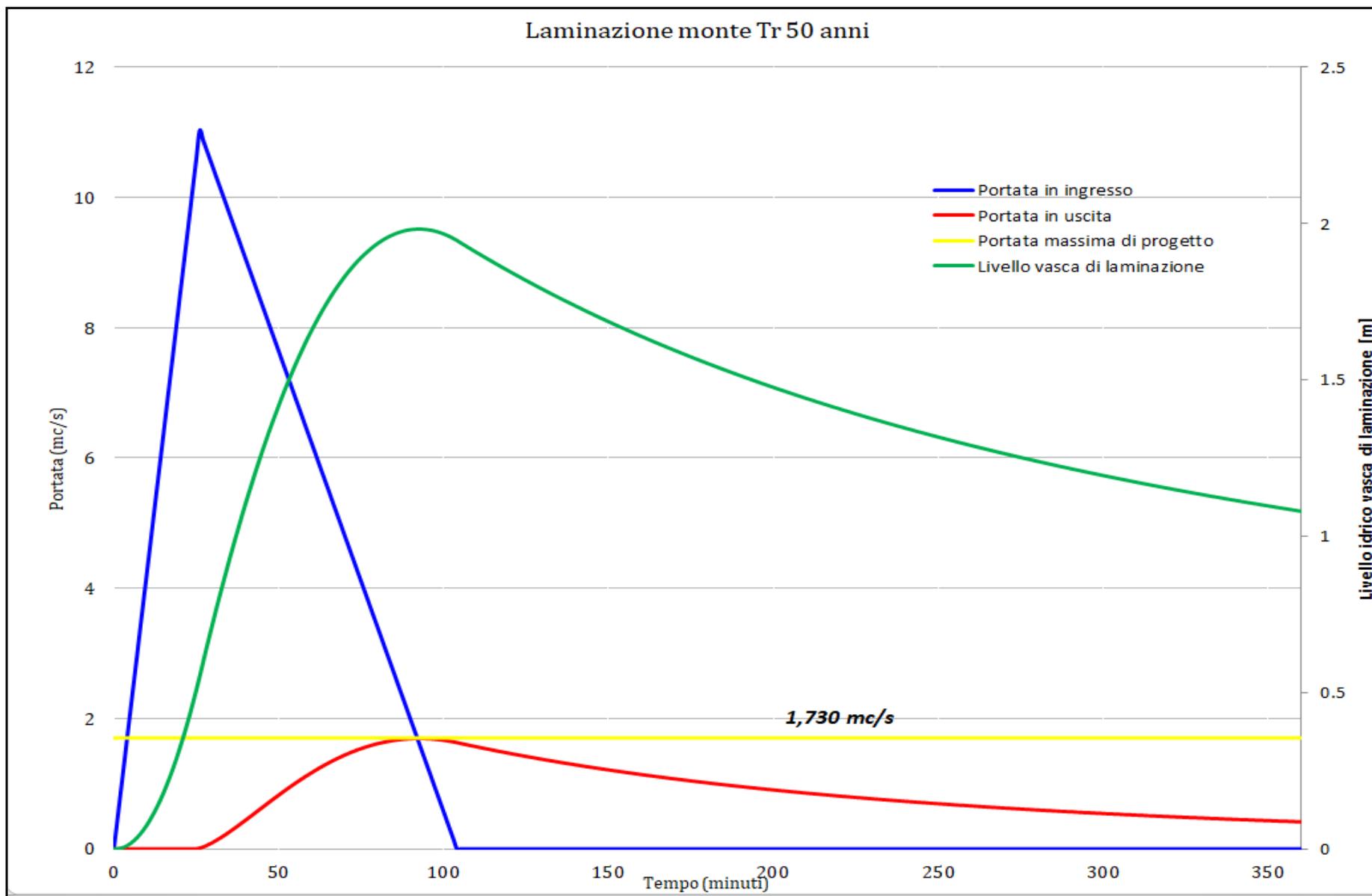
Le modellazioni nelle diverse configurazioni producono degli effetti differenti in termini di risposta ed efficienza del sistema complessivo, l'analisi combinata dei risultati con la stima preliminare dei costi di intervento, fornisce gli elementi per poter individuare la scelta tecnicamente ed economicamente più valida.

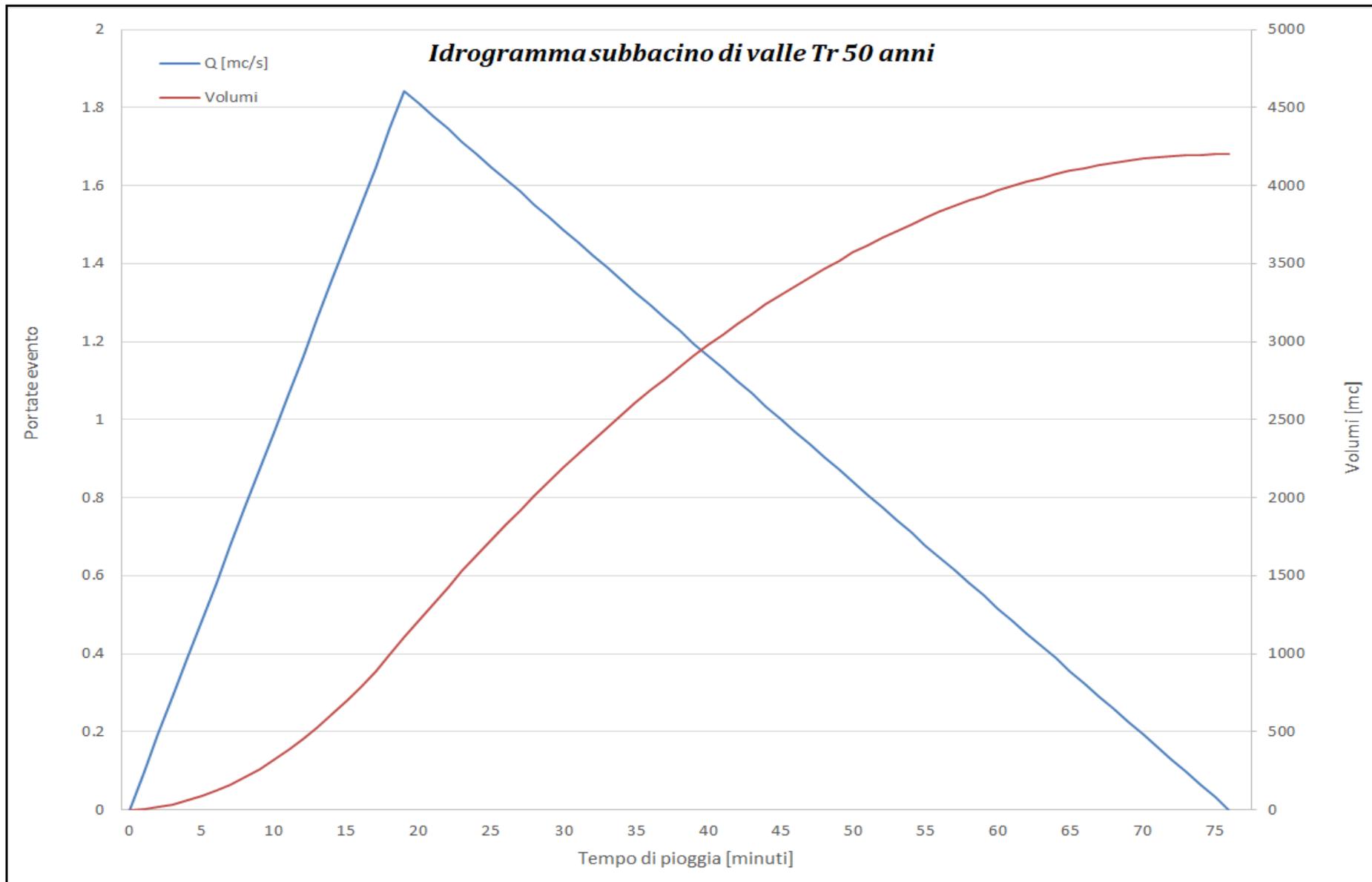
I risultati in termini di mitigazione della pericolosità e del rischio idraulico sono illustrati nel dettaglio nello studio di compatibilità idraulica, allegato al presente Progetto di fattibilità tecnica ed economica, ed in particolare nell' **Allegato G.3: Area a pericolosità idraulica di progetto – post operam.**

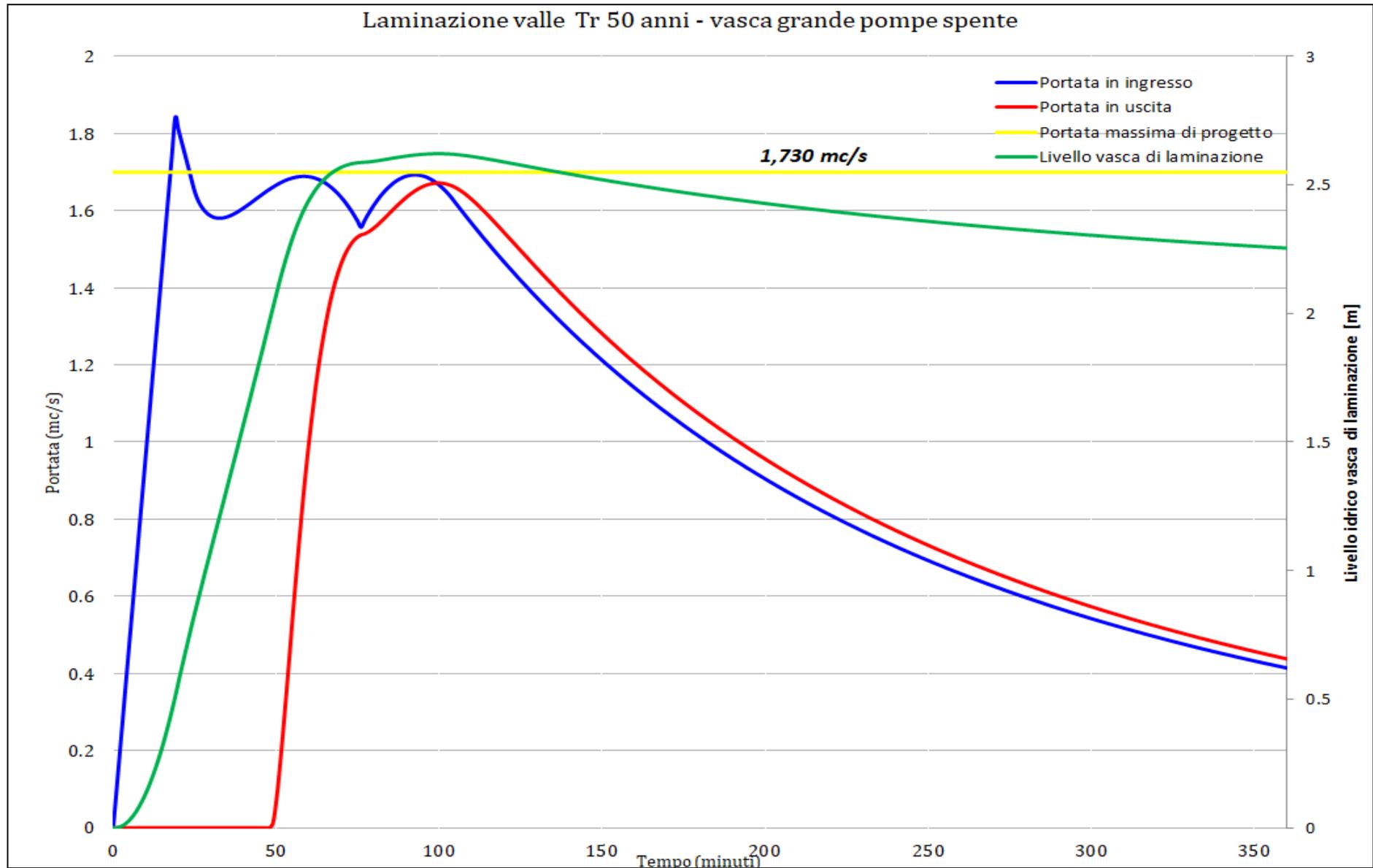


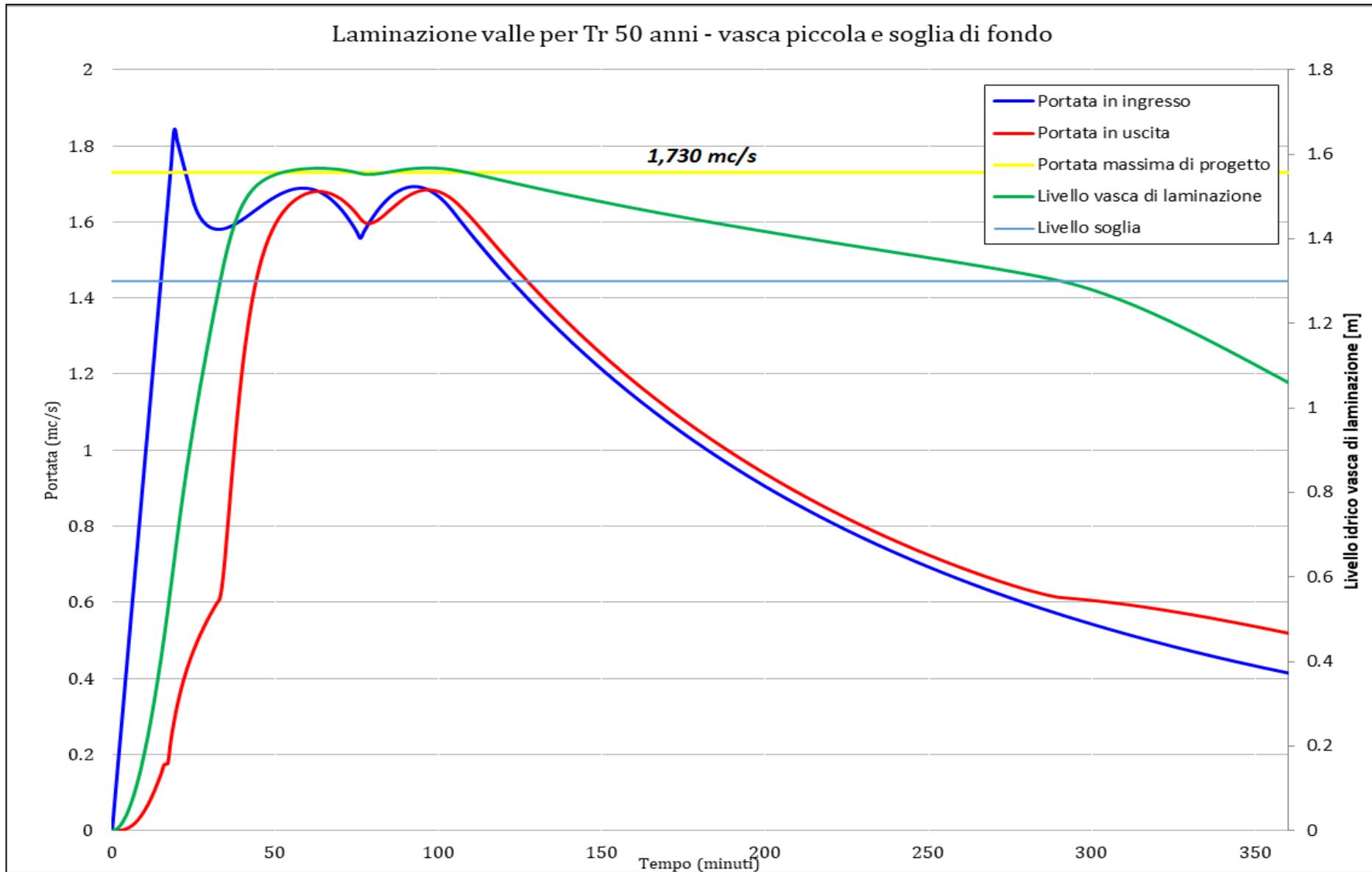
4.2 Laminazione delle piene Tr dei 50 anni





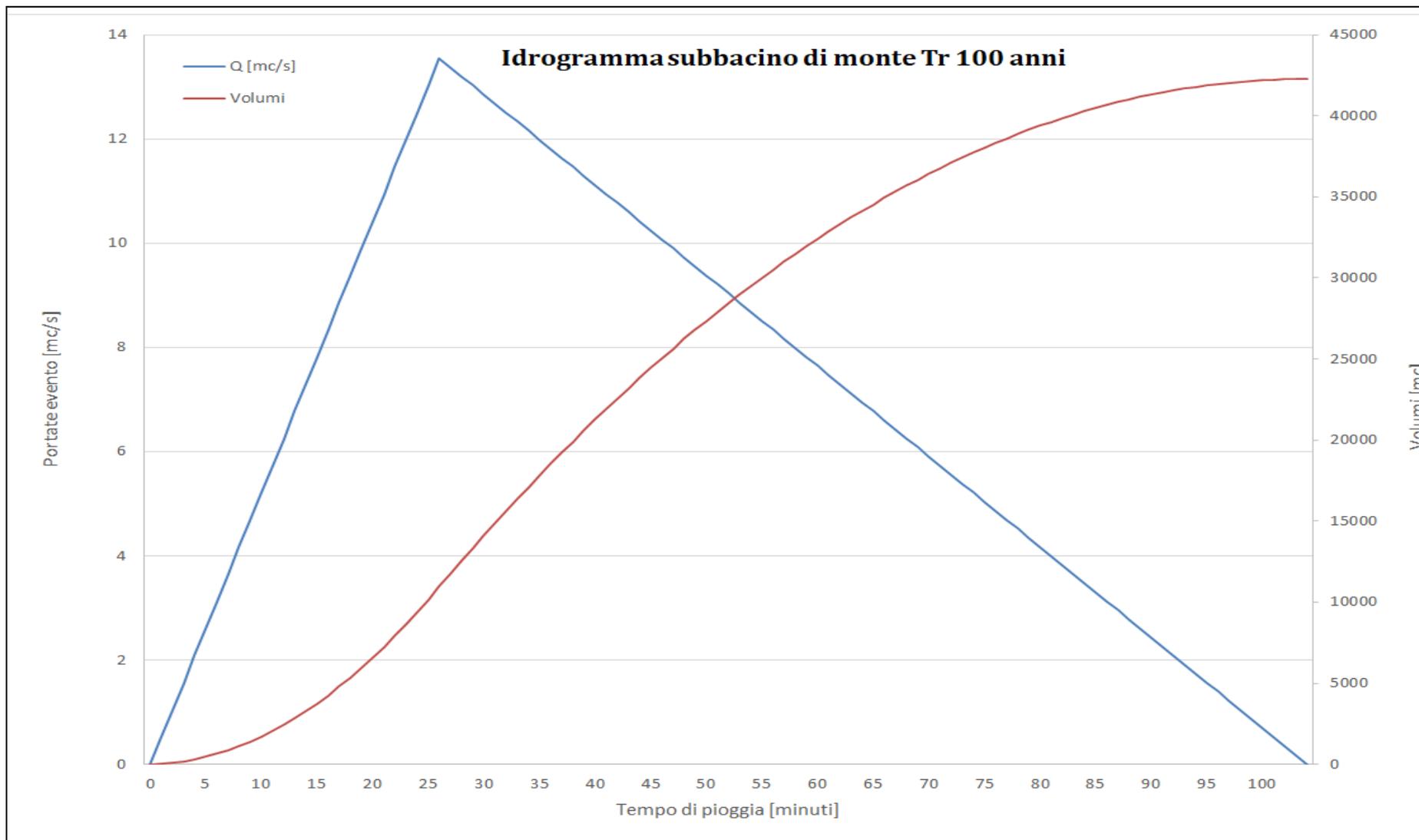


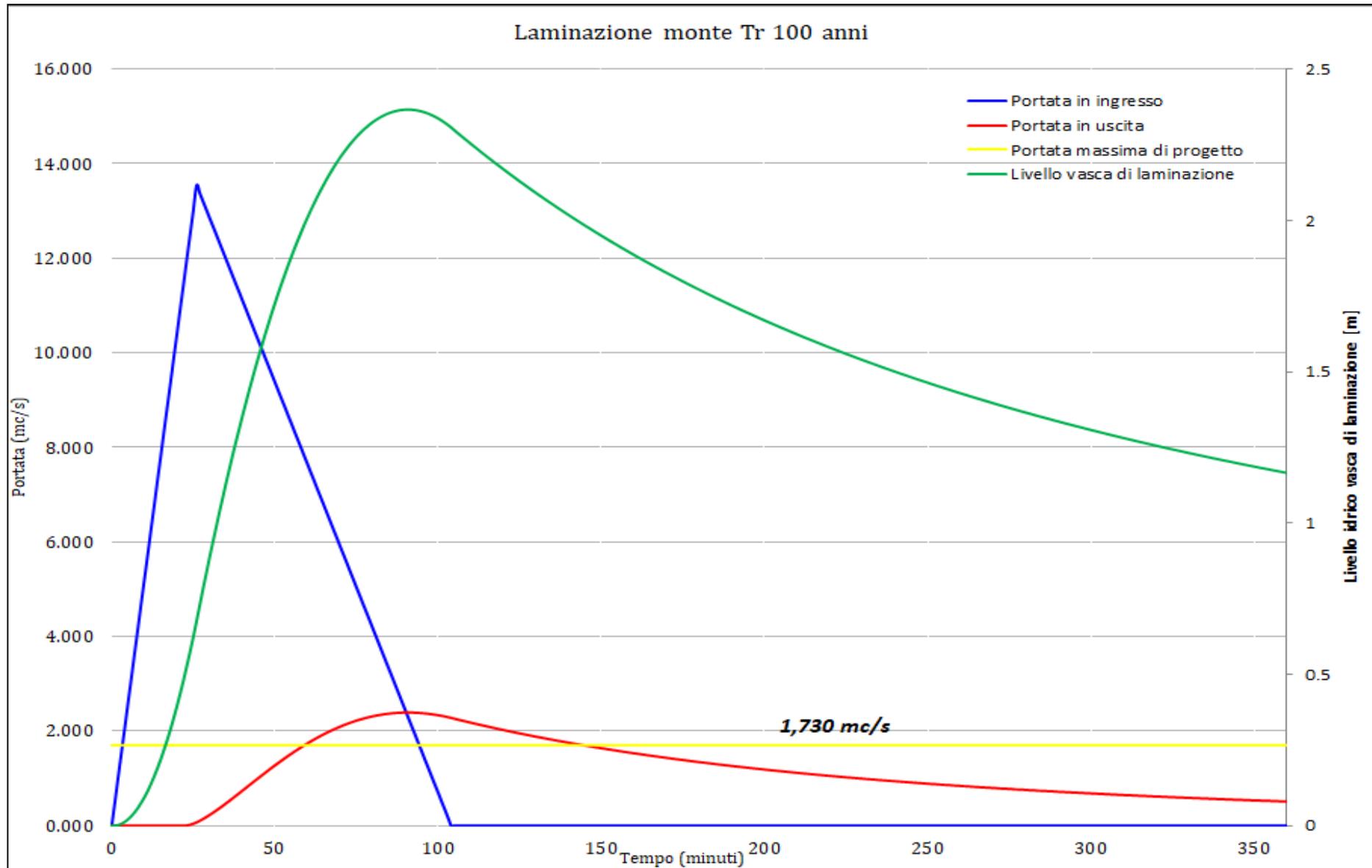


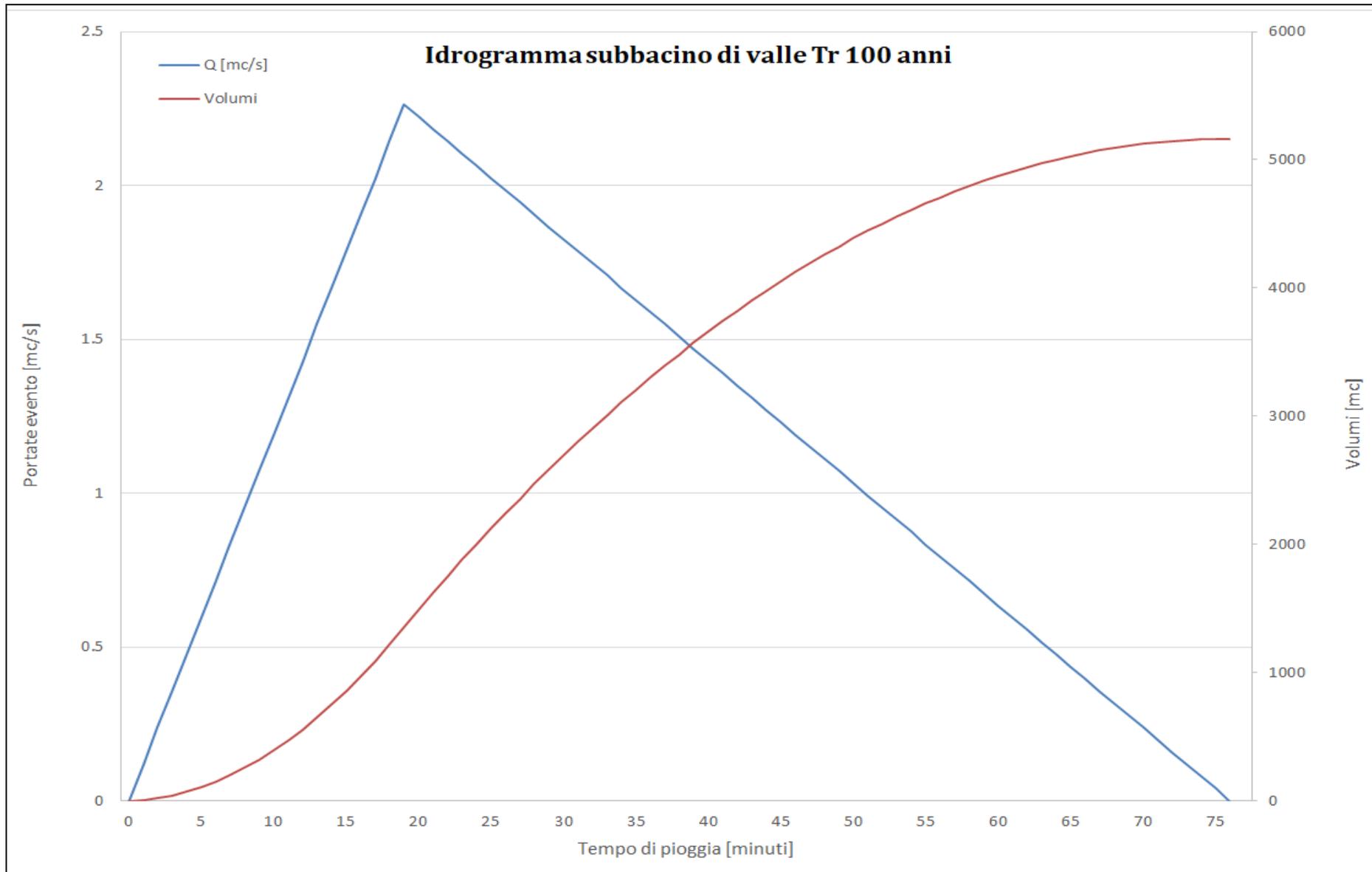


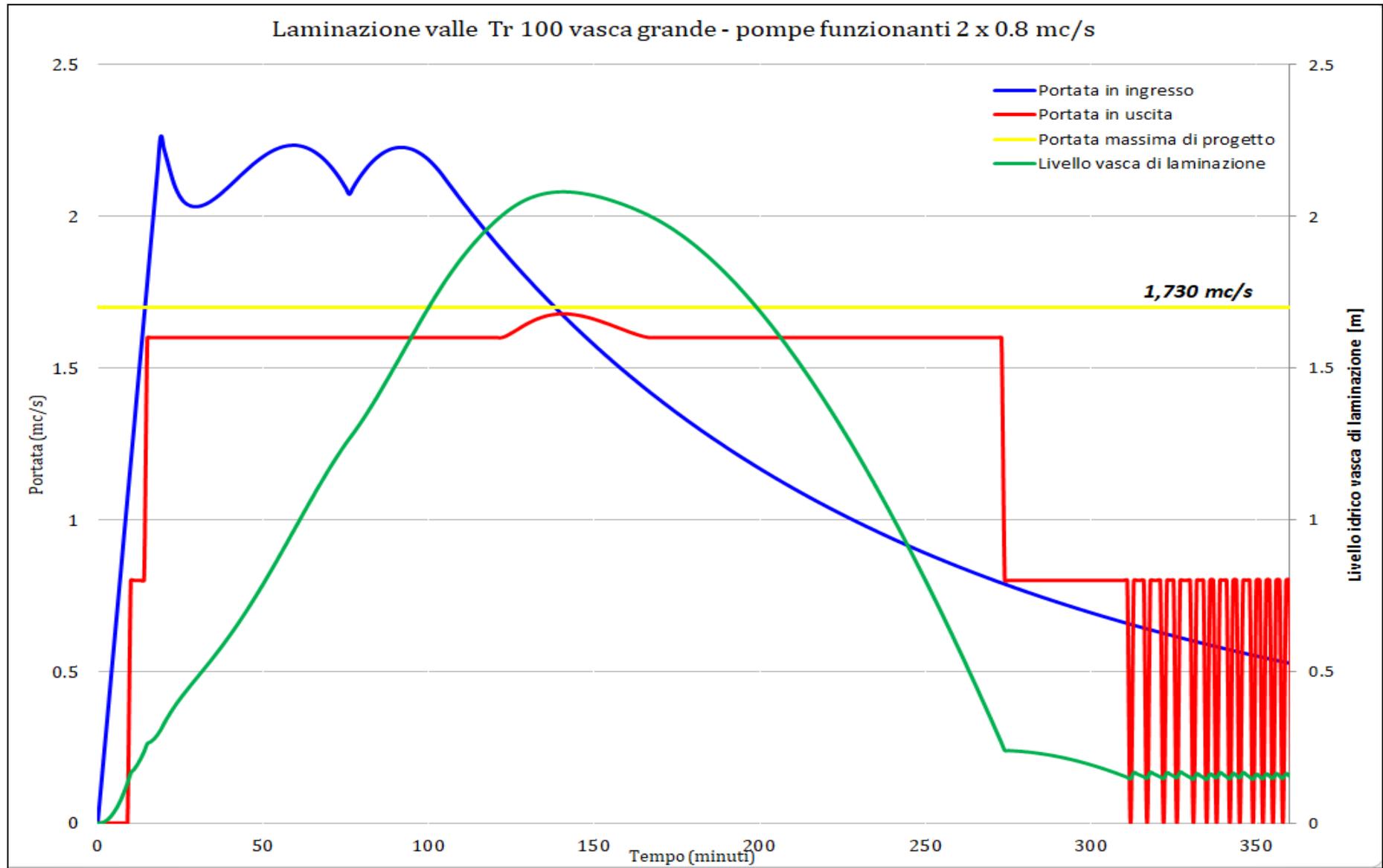


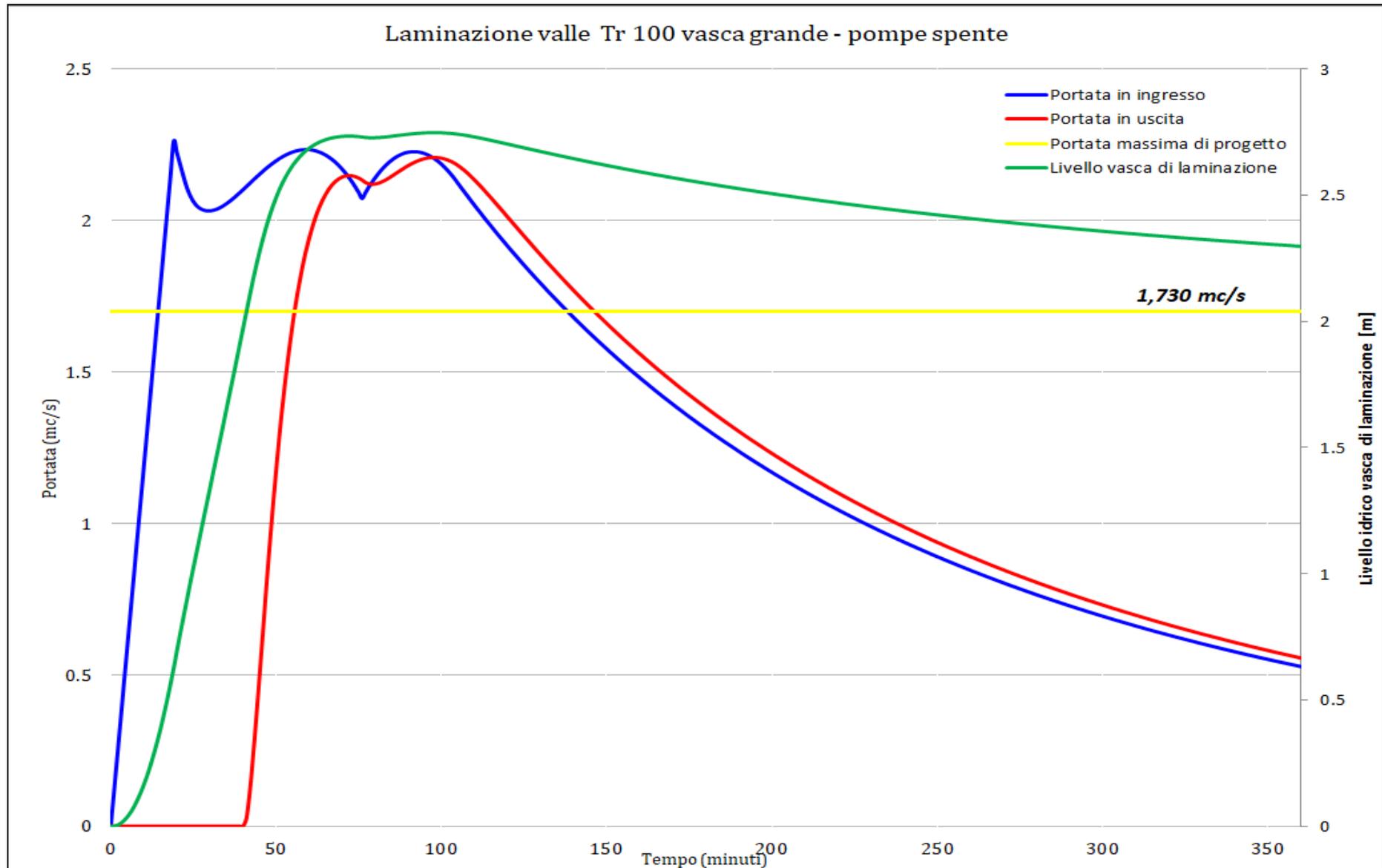
4.3 Laminazione delle piene tr 100 anni

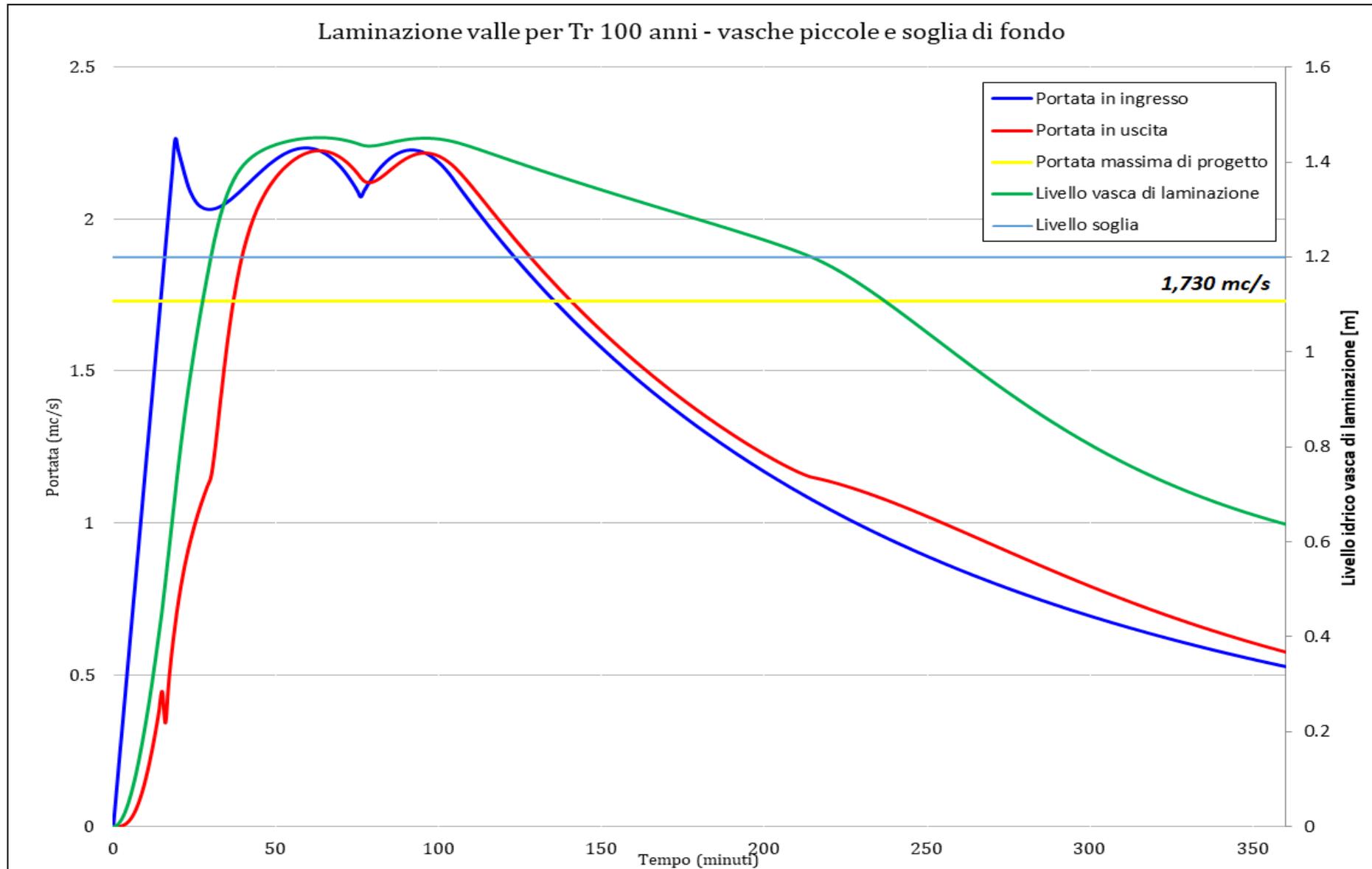






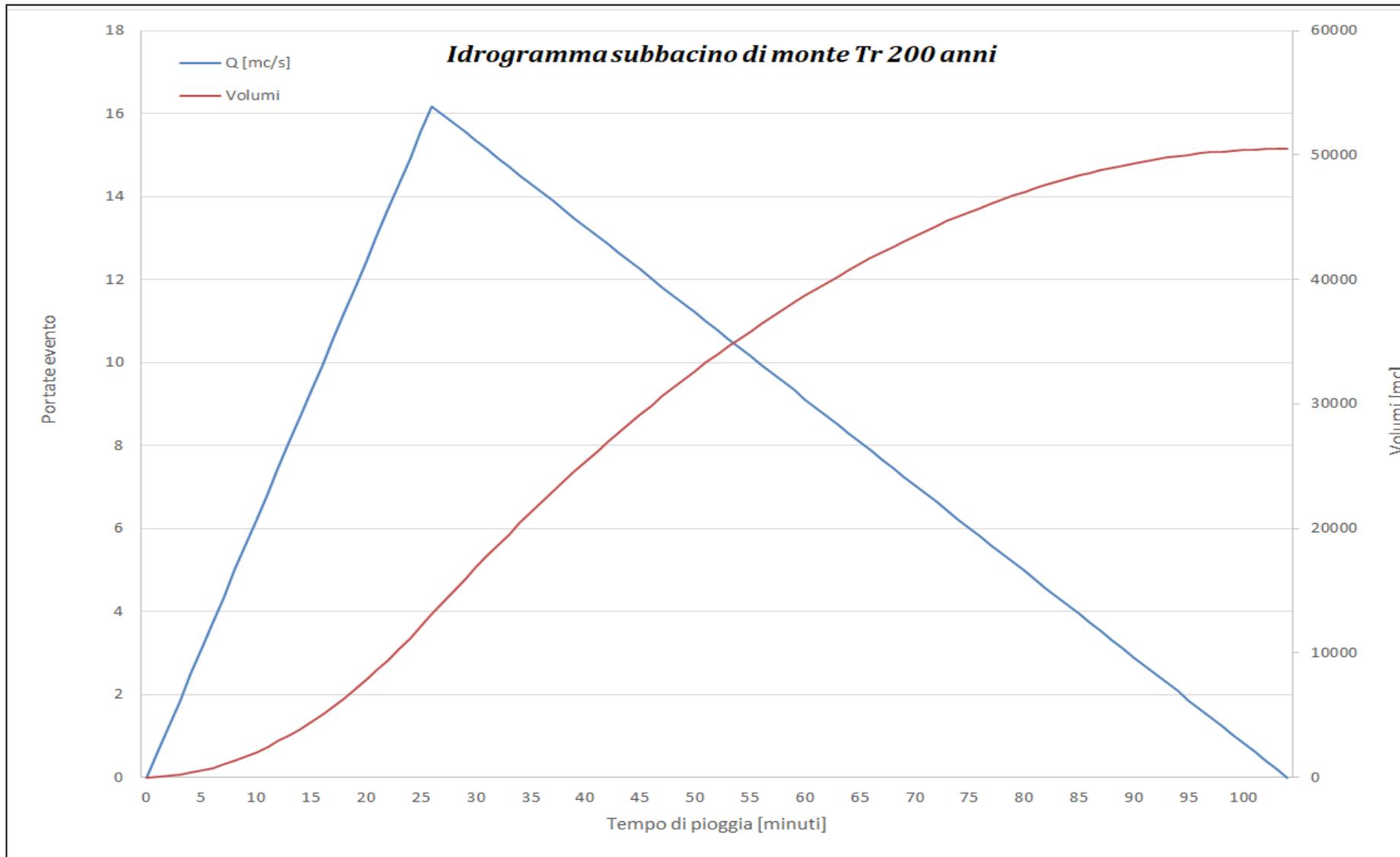


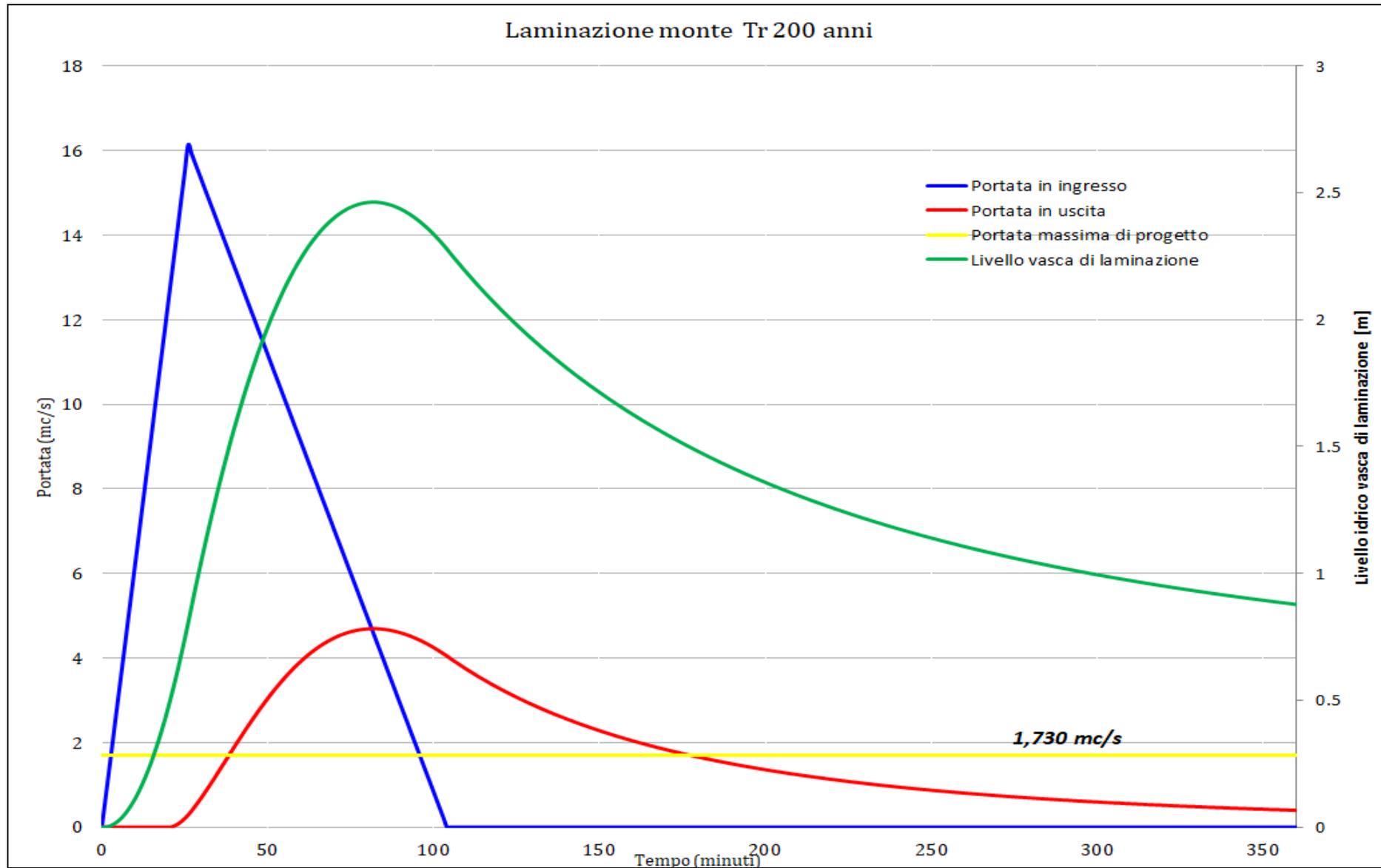


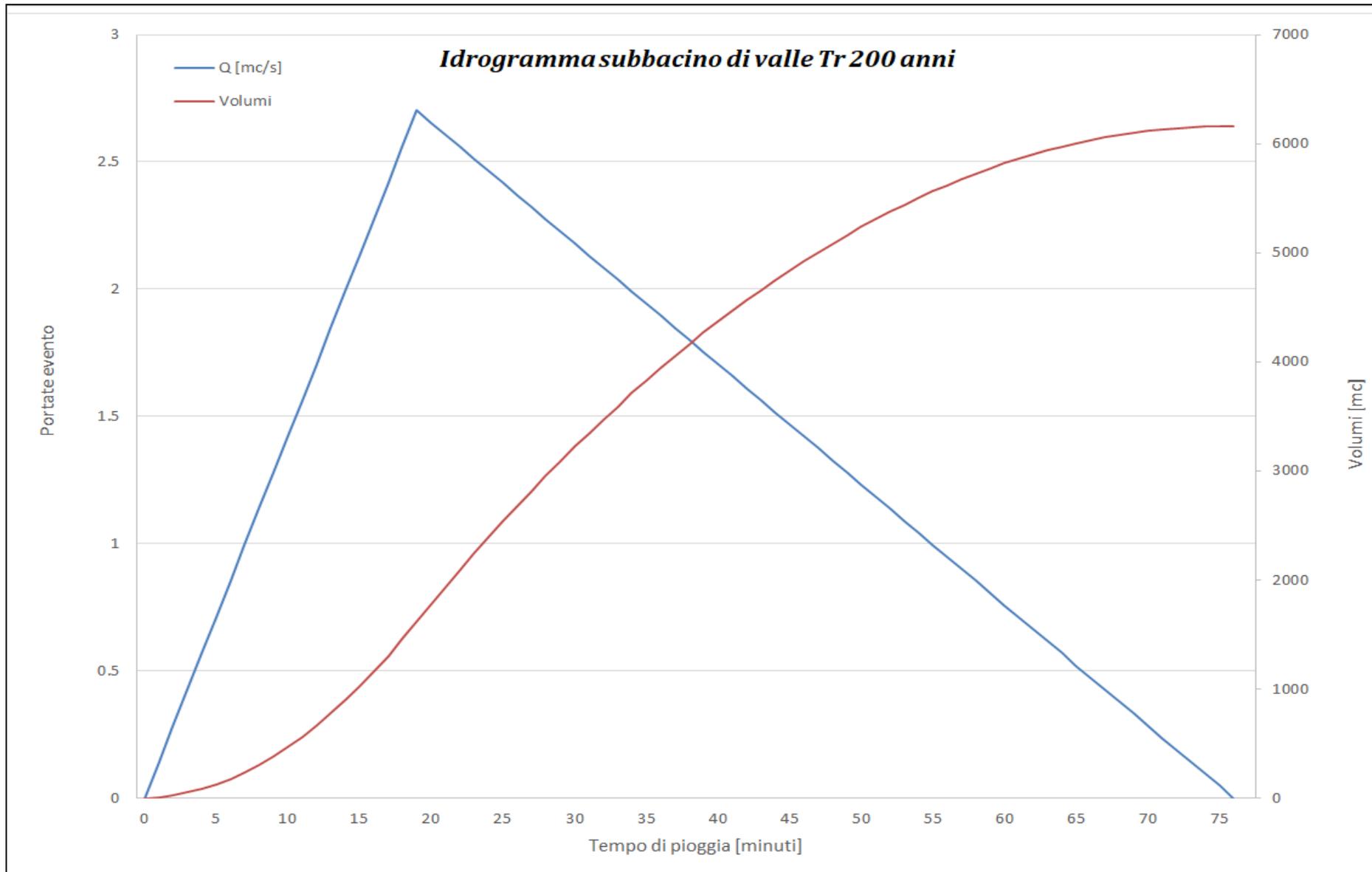


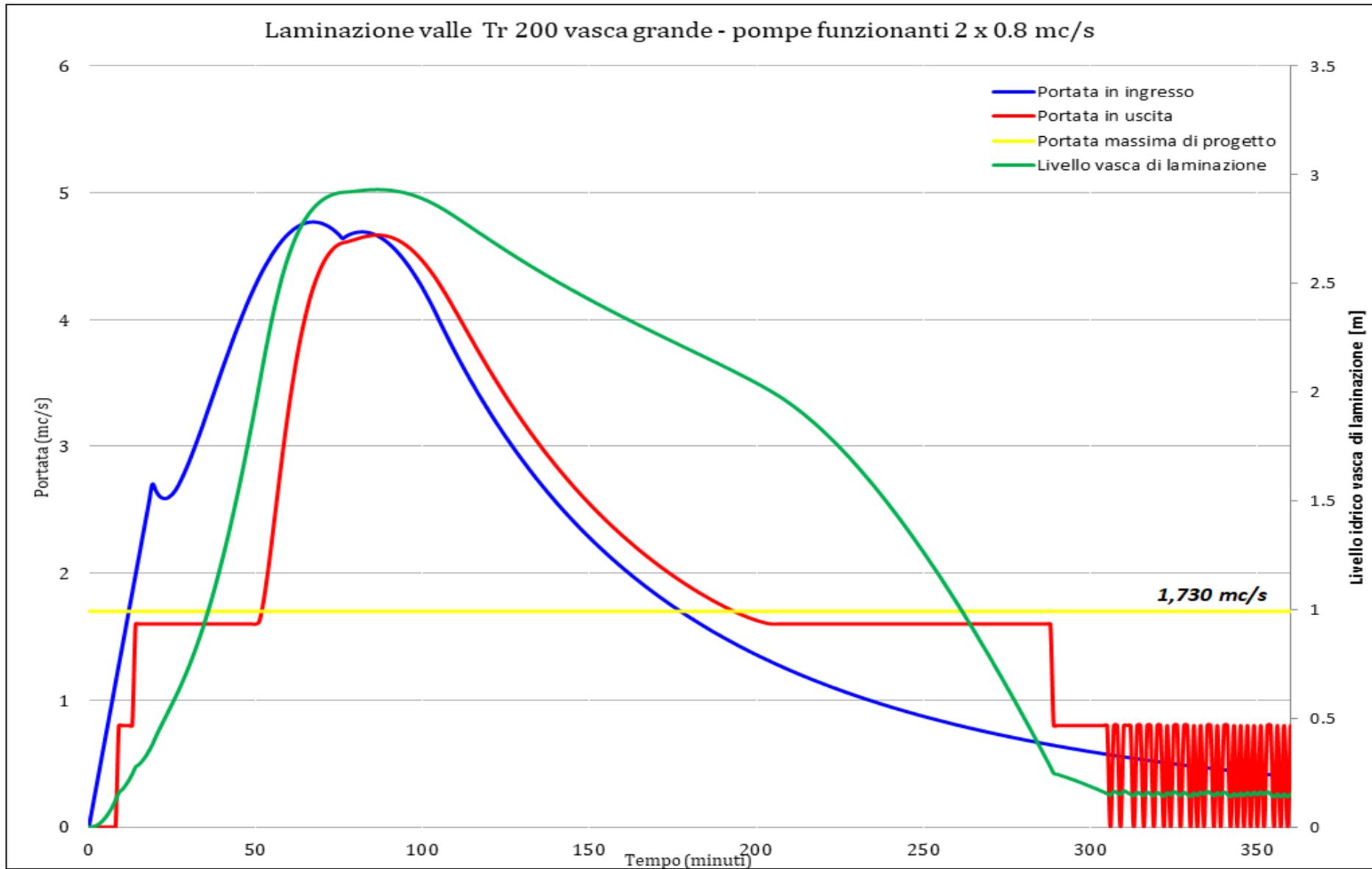


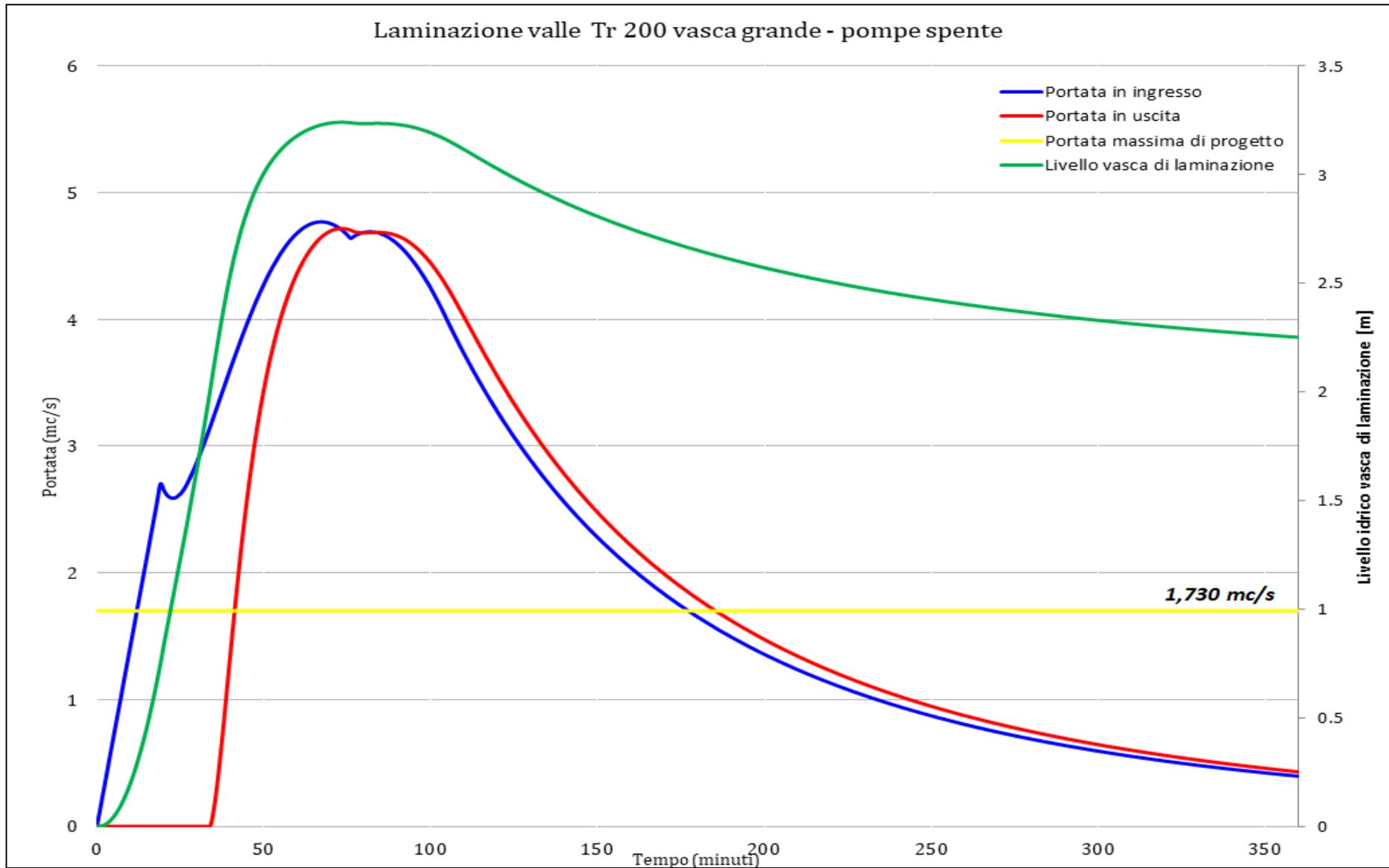
4.4 Laminazione delle piene tr 200 anni

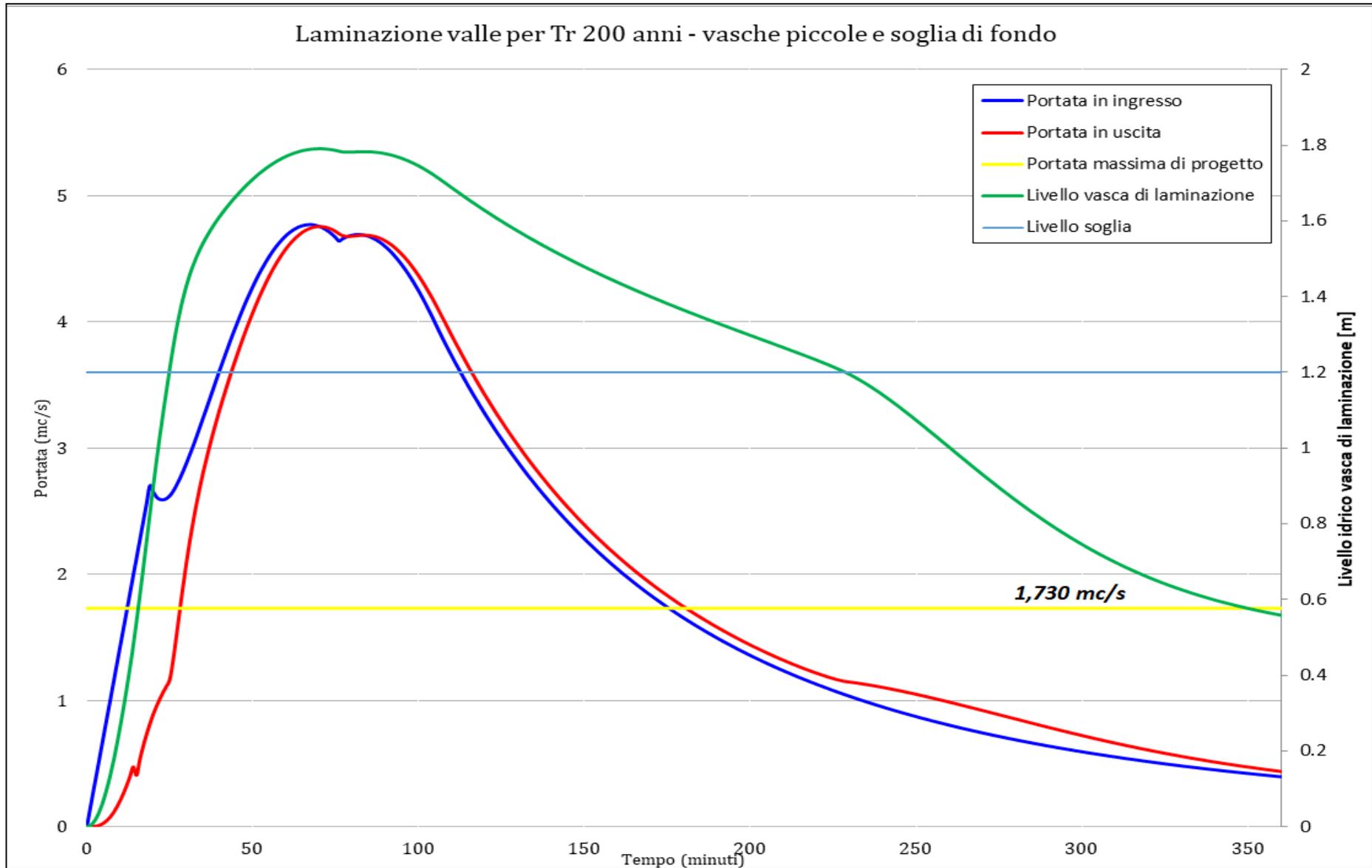














4.5 Risultati della verifica idraulica

4.5.1 Eventi con tempo di ritorno dei 50 anni

Dall'analisi dei risultati delle modellazioni idrauliche vediamo che il sistema è in grado di smaltire in sicurezza le portate di piena relative ai 50 anni anche nell'ipotesi progettuale con soglia di fondo, vasche di dimensioni ridotte e senza stazioni di pompaggio.

4.5.2 Eventi con tempo di ritorno dei 100 anni

Con le stazioni di pompaggio in perfetta efficienza il sistema non va in crisi per l'evento centennale, la prima batteria di pompe attacca dopo circa 10 minuti la seconda batteria dopo 15 minuti dall'inizio dell'evento di piena al raggiungimento di soglie prestabilite. Il picco di piena di 1,68 mc/s si raggiunge dopo circa due ore e venti minuti.

Il sistema in progetto senza stazioni di pompaggio o in caso di guasto alle stazioni di pompaggio, va in crisi per le portate con tempo di ritorno superiore ai 100 anni determinando delle aree a pericolosità elevata (Hi3) nelle aree morfologicamente più depresse dell'abitato.

Un risultato molto interessante che emerge dal confronto dei risultati è che la differenza di volume delle vasche di valle delle due ipotesi progettuali non incide in maniera significativa sull'efficienza del sistema, in caso di malfunzionamento delle pompe le due soluzioni sono molto simili, quindi in termini di mitigazione della pericolosità intesa come deperimetrazione delle aree a pericolosità e rischio idraulico le due ipotesi progettuali sono praticamente equivalenti.

Entrando nel dettaglio dei risultati per le piene centennali le vasche di dimensioni maggiori hanno l'effetto di posticipare il picco di piena, infatti si inizia ad avere un deflusso dopo circa 40 minuti e il picco di piena lo si ha dopo circa un ora e mezzo dall'inizio dell'evento con una portata di picco di circa 2.20 mc/s, e una durata della crisi del sistema ovvero portate maggiori di quelle di progetto di circa un ora e 25 minuti, trascorso questo tempo il sistema è in grado di allontanare le portate di piena e la situazione torna alla normalità.

Con le vasche di dimensioni minori il deflusso verso il canale San Giovanni inizia subito dopo appena 5 minuti il picco (2.23 mc/s) si raggiunge dopo circa un ora, e la crisi del sistema dura circa un ora e 45 minuti.

4.5.3 Eventi con tempo di ritorno dei 200 anni.

Come si può vedere dai grafici riportati nella pagina precedente, mentre la vasca di monte opera un'importante opera di laminazione delle portate di piena smorzando il picco da oltre 16 mc/s a 4,7 mc/s, le vasche di valle hanno volumi modesti e non sono in grado di laminare in modo efficiente le portate relative ai tempi di ritorno dei 200 anni, si hanno quindi degli allagamenti e dei disagi con tutte e tre le ipotesi progettuali, l'unica cosa che cambia è il tempo in cui il sistema riesce a smaltire le portate e tornare in condizioni di normalità, si passa da un tempo di circa 2 ore e venti minuti in caso di vasche grandi e pompe perfettamente efficienti o spente o non funzionanti, a un tempo di circa 2 ore e 30 in caso di ipotesi progettuali con vasche piccole. Anche le portate di picco in uscita dal sistema non sono troppo diverse si passa da una portata di picco in uscita dalle vasche di valle di 4,67 mc/s in caso di vasche grandi e pompe perfettamente efficienti a una portata di picco di 4,76 mc/s in caso di ipotesi progettuali con vasche piccole.

Questi risultati non devono sorprendere più di tanto perché in assenza di importanti volumi di laminazione anche a valle, il limite del sistema è sempre la massima portata che può essere allontanata dal Canale San Giovanni, che è limitata a 1,73 mc/s dal tratto in galleria in località sa Maddalena.



4.6 Mitigazione del rischio idraulico e considerazioni conclusive

Per valutare l'efficacia degli interventi previsti in progetto, si è ricostruita la curva Livelli Volumi Superfici, attraverso l'analisi del modello digitale del terreno dell'area potenzialmente interessate dagli allagamenti.

Se il sistema è in grado di smaltire completamente i volumi di piena le aree allagabili sono ovviamente nulle, se il sistema va in crisi per un determinato evento si stima il volume che non è in grado di smaltire il relativo livello idrico e la superficie delle aree potenzialmente allagabili.

In estrema sintesi i risultati della mitigazione idraulica sono riassunti nell'Allegato G3, con gli interventi realizzabili con il finanziamento del primo stralcio riusciamo ad operare un'importante mitigazione del rischio (la prima carta a sinistra della tavola), permangono solo delle piccole aree a pericolosità molto elevata nelle aree morfologicamente più depresse dell'abitato, per il resto abbiamo delle Hi3 e delle Hi2 appena più estese, ma la maggior parte dell'abitato è comunque affrancata dalla pericolosità idraulica e permangono solo le aree in Hi1 che sono determinate dalle fasce determinate con il criterio geomorfologico dal PSFF lungo l'asta del Fiume Tirso che prescindono dai tempi di ritorno ed equivalgono dal punto di vista vincolistico alle Hi1, per queste aree lo strumento urbanistico di Oristano, ai sensi dell'art. 30 comma 1 delle NTA del PAI, ha la possibilità di regolamentare i termini di trasformazione del territorio in relazione agli interventi consentiti e loro modalità di realizzazione, attraverso un approccio precauzionale in grado prevenire eventuali rischi idraulici anche più elevati di quelli attualmente rappresentati, considerando ad esempio anche i criteri legati al battente e alla velocità idraulica, determinabile mediante l'applicazione di analisi specialistiche fondate sui modelli idraulici bidimensionali.

Ciò comporterebbe, ad esempio, il divieto di realizzare in queste aree volumi edilizi interrati o seminterrati, oppure l'obbligo per gli eventuali insediamenti di eseguire opere di sopraelevazione senza creare incrementi di pericolosità e rischio nelle aree limitrofe. La prevenzione dei rischi idraulici per tali aree, quindi, dovrà essere garantita con l'attuazione di progetti di trasformazione che garantiscano, cautelativamente, elevati standard di sicurezza idraulica.

Infine dall'analisi dei risultati si evince, come illustrato nelle immagini sottoriportate, come il nucleo storico dell'abitato di Sili si affranchi completamente dalla pericolosità idraulica con gli interventi previsti nel primo stralcio progettuale.

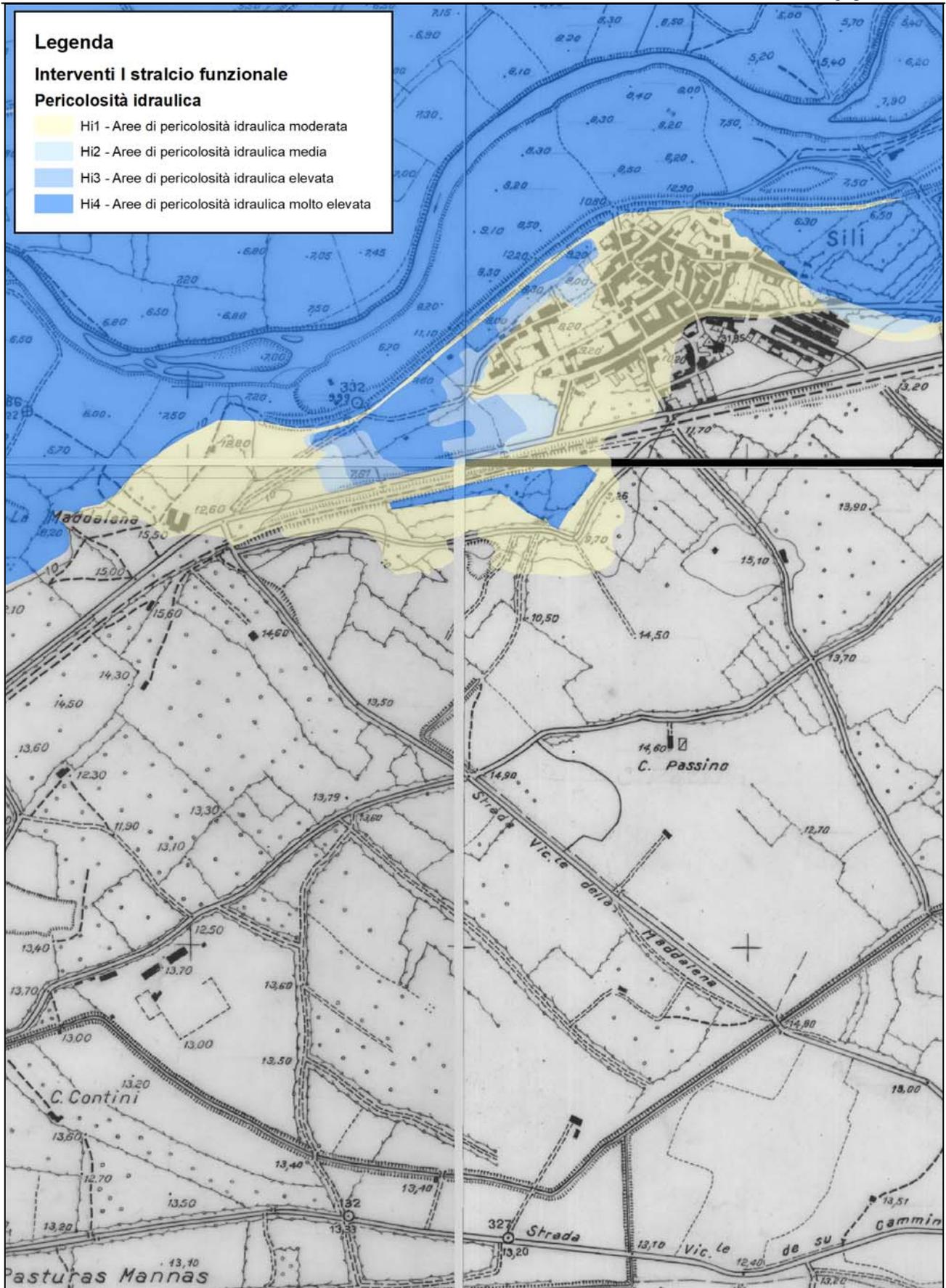


Figura 4.1: Aree allagabile a seguito degli interventi previsti con il primo stralcio su carte storiche del 1953

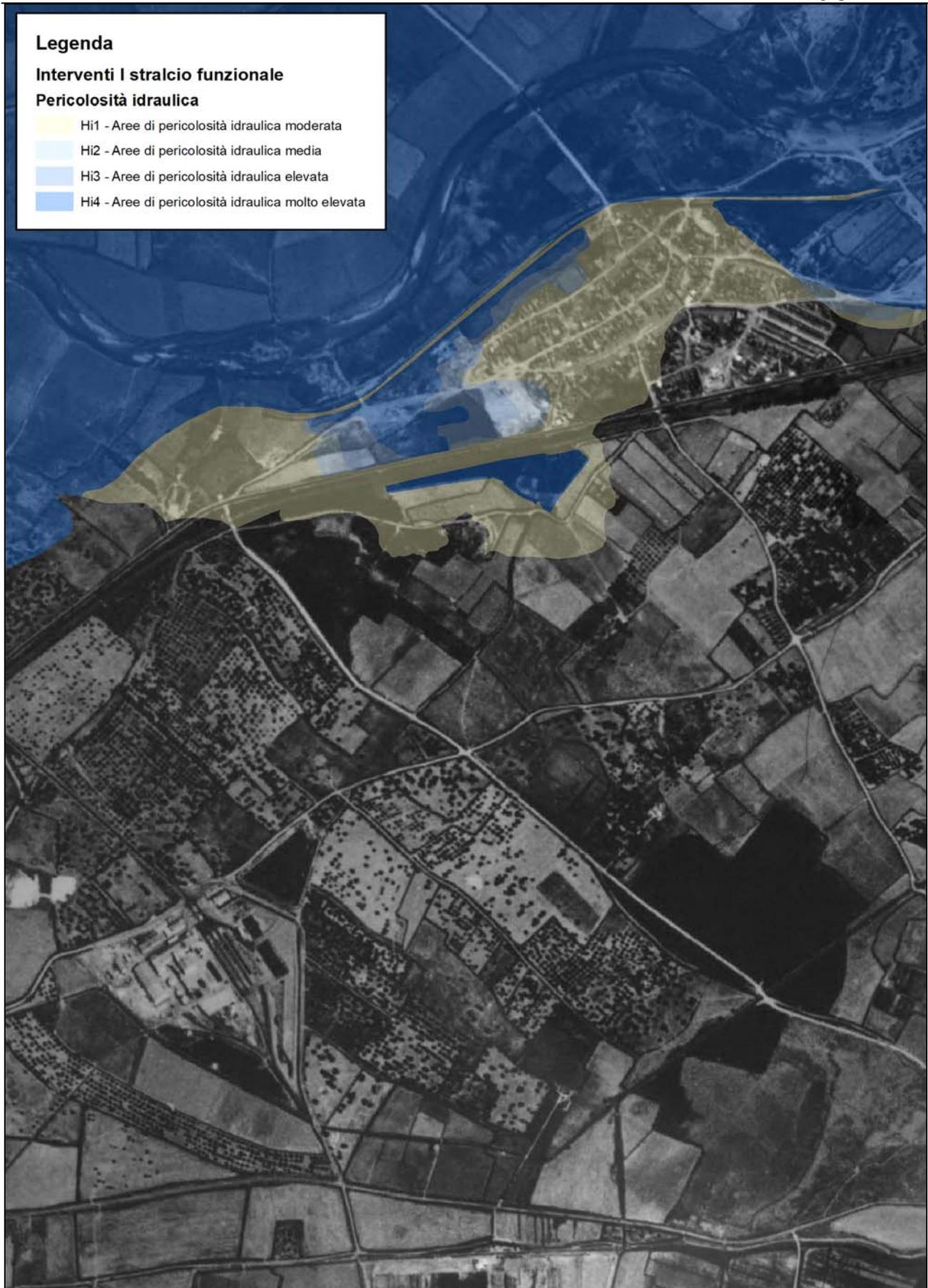


Figura 4.2: Aree allagabile a seguito degli interventi previsti con il primo stralcio su carte storiche del 1945

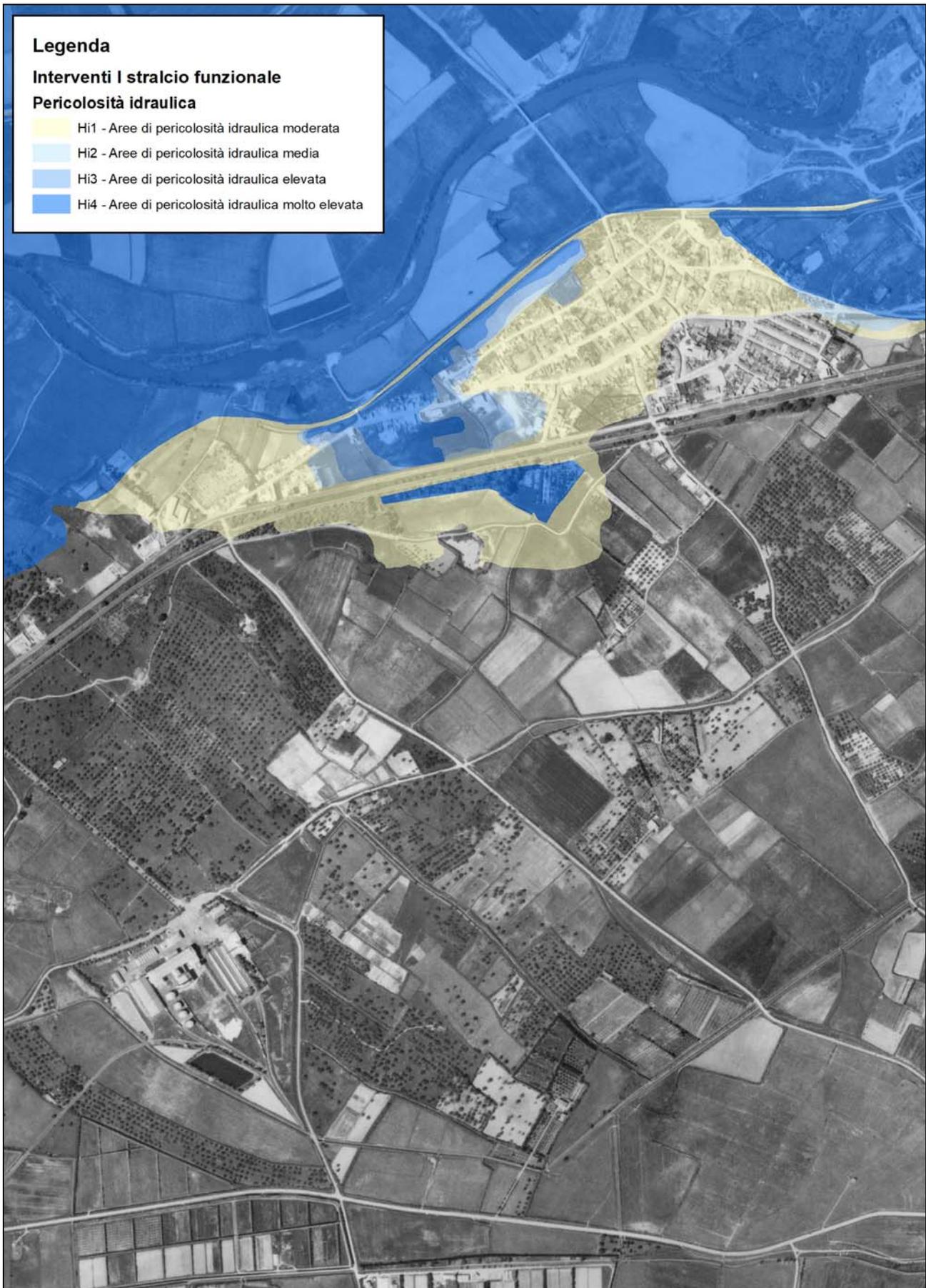


Figura 4.3: Aree allagabile a seguito degli interventi previsti con il primo stralcio su carte storiche del 1968

