

Regione Piemonte

CITTA' METROPOLITANA DI TORINO



COMUNE DI CAPRIE

***LAVORI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA
RIO CALCINERA E REALIZZAZIONE
DI AREE DI LAMINAZIONE
– PROGETTO ESECUTIVO LOTTO PRIMO –***

il progettista

ing. Roberto Truffa Giachet

il responsabile del servizio

geom. Patrizia Volturro



allegato

B

oggetto

RELAZIONE IDRAULICA

rif. **211474**

1	29/03/2021	PROGETTO DEFINITIVO
2	02/11/2021	PROGETTO ESECUTIVO

4

5

data **Novembre'21**

3

EMISSIONE

NOTE

6

EMISSIONE

NOTE

INDICE

1 - PREMESSE	4
2 – ANALISI IDROLOGICA	5
2.1 - GENERALITÀ	5
2.2 – ANALISI STATISTICA DELLE PIOGGE DELLE STAZIONI	6
2.3 – CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI	11
2.4 – DIRETTIVA “PIENA DI PROGETTO” DI AUTORITÀ BACINO FIUME PO	12
2.4.1 - PREMESSE	12
2.4.2 – LINEE SEGNALETRICI DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA PUNTUALI	13
2.4.3 – DISTRIBUZIONE SPAZIALE DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE	14
2.4.4 – INDICAZIONI PER IL CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA SUI BACINI DI PICCOLE DIMENSIONI	14
Metodo razionale	16
Coefficiente di deflusso c	17
Metodo S.C.S.	18
Considerazioni	20
2.4.5 – CALCOLAZIONI DI CUI AL PRESENTE PROGETTO	21
2.5 - CURVE DI MASSIMA POSSIBILITÀ CLIMATICA	23
2.6 - REGOLARIZZAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI	25
2.7 – TEMPO DI CORRIVAZIONE	27
2.8 - CALCOLO DELLA PORTATA DI MASSIMA PIENA	29
3 – ANALISI IDRAULICA	31
3.1 - MODELLO IDRAULICO	31
3.1.1 - MOTO PERMANENTE	31
3.1.2 - METODOLOGIA DI CALCOLO	32
3.2 - TRASPORTO SOLIDO	33
4 – VASCHE DI LAMINAZIONE	36

4.1 - GENERALITÀ	36
4.2 – INTERVENTI IN PROGETTO	38
4.3 – IDROGRAMMI DI PIENA RIO CALCINERA	40
4.3.1 – IDROGRAMMA TR20	42
4.3.2 – IDROGRAMMA TR100	42
4.3.3 – IDROGRAMMA TR200	43
4.3.4 – IDROGRAMMA TR500	43
4.4 – OPERE DI DERIVAZIONE	44
4.4.1 – LO SFIORATORE LATERALE	45
4.4.1.1 – Cenni teorici	45
4.4.1.2 - Andamento qualitativo delle h	47
4.4.1.3 - Procedimento risolutivo	48
4.4.1.4 - Condizioni al contorno	49
4.4.1.5 - Caso particolare: corrente lenta a monte e veloce a valle	52
4.4.1.6 - Generalizzazione dei risultati: sfioratore laterale senza perdite energetiche	54
4.4.2 – ELABORAZIONI NUMERICHE	55
4.4.3 – OSSERVAZIONI	55
4.5 – LUCI E STRAMAZZI	57
4.6 – FUNZIONE AREA BACINO - QUOTA	58
4.6.1 – RICERCA DEI PARAMETRI CON IL METODO DEI MINIMI QUADRATI	58
4.6.2 – CALCOLAZIONI DI CUI AL PRESENTE PROGETTO	60
4.7 - ANALISI DEI RISULTATI	63
4.7.1 – CONDIZIONE DI PROGETTO	65
4.7.2 – SITUAZIONI COMPLEMENTARI	67
4.7.3 – SITUAZIONI ULTERIORI	70
4.8 – CONSIDERAZIONI SUL TRASPORTO SOLIDO	74
 5 – ORGANI DI REGOLAZIONE	 75
 5.1 - SCARICHI DI SUPERFICIE	 75
5.1.1 - PORTATA DI PROGETTO	75
5.1.2 - TIPOLOGIE E CALCOLI DIMENSIONALI	76
5.2 - SCARICHI DI FONDO	79
5.2.1 - PRINCIPI GENERALI	79
5.2.2 - RIFORNIMENTO D’ARIA	80
5.2.3 - VUOTAMENTO DI UN SERBATOIO	80

5.2.4 - CALCOLI DI PROGETTO	81
6 – SISTEMAZIONI ALVEO DI MONTE	84
6.1 – CONSIDERAZIONI SULLA CAPACITÀ DI TRASPORTO SOLIDO: STABILITÀ DELLE DIFESE SPONDALI E DELLE MANTELLATE	84
6.2 – SALTO D’ACQUA	88
7 – TRATTO TOMBINATO	90
7.1 – STATO DI FATTO	90
7.2 – STATO DI PROGETTO (CON LAMINAZIONE)	94
8 – CONCLUSIONI	95
ALLEGATI	96
ALLEGATO 1 – DIAGRAMMI SFIORATORE LATERALE PER PETTO DI 70 CM.	96
ALLEGATO 2 – DIAGRAMMI SFIORATORE LATERALE PER PETTO DI 55 CM.	111
ALLEGATO 3 – DIAGRAMMI SFIORATORE LATERALE PER PETTO DI 40 CM.	128

1 - PREMESSE

Il presente elaborato riporta i calcoli di dimensionamento idraulico dei manufatti previsti in progetto.

In particolare viene studiata l'interazione delle vasche di laminazione con l'evolversi delle portate defluite nel rio Calcinera in riferimento a particolari idrogrammi di piena.

Per i calcoli strutturali si rimanda ad altri documenti progettuali.

Si precisa sin da ora che, viste le limitate grandezze idrauliche in gioco (bacino imbrifero del rio Calcinera ca. 0.5 km²) e la restrizione degli spazi disponibili, non sono previsti sbarramenti artificiali ma solo due vasche in cemento armato a cielo libero disposte in cascata. Esse sono denominate nel seguito:

- vasca di monte (ca. 450 m³ di invaso);
- vasca di valle (ca. 250 m³ di invaso).

La vasca di monte occupa una superficie utile di ca. **285 m²** e ha un volume di massimo invaso pari a ca. **450 m³**. Il paramento in cemento armato ha un'altezza massima di ca. **2.00** metri e si trova parzialmente interrato.

La vasca di valle occupa una superficie utile di ca. **160 m²** e ha un volume di massimo invaso pari a ca. **250 m³**. Il paramento in cemento armato ha un'altezza massima di ca. **2.00** metri e si trova parzialmente interrato.

Non si tratta quindi di sbarramenti artificiali ma bensì di due serbatoi disposti in fregio al corso d'acqua. Ai sensi dell'art.1 comma 2 della L.R. n. 25 del 06.10.2003 sono pertanto esclusi dall'applicazione della predetta normativa in quanto entrambi rientranti nella categoria di "vasche e serbatoi non costituenti fonte di rischio per gli insediamenti circostanti", come più avanti dimostrato.

2 – ANALISI IDROLOGICA

2.1 - Generalità

Negli studi idraulici relativi alla valutazione dei corsi d'acqua è indispensabile conoscere il valore di massima portata liquida ragionevolmente attendibile e il relativo comportamento della corrente (livelli liquidi). Esistono vari metodi che consentono di ricavare valori più o meno plausibili della portata liquida, i quali comunque non possono prescindere da una corretta impostazione del sistema degli afflussi idrici.

Con il presente capitolo si prendono pertanto in esame i dati relativi alle piogge tipiche dell'area in esame, e in modo particolare quelle registrate ai pluviografi caratteristici dell'intero bacino. La caratterizzazione idrologica e idraulica dei bacini ha l'obiettivo di fornire i valori di portata di piena relativi a tempi di ritorno nel nostro caso di **200** anni (valore di riferimento per il dimensionamento delle opere). Si procede altresì per tempi di ritorno di **20**, di **100** e di **500** anni, in modo da dare una rappresentazione più generale dei fenomeni per tali configurazioni.

La valutazione delle portate viene effettuata con il metodo della corrivazione, partendo quindi dai dati reali misurati delle precipitazioni ed estrapolando la relazione afflussi – deflussi. Il rapporto tra l'intensità di precipitazione misurata e le perdite dovute all'infiltrazione e all'evapotraspirazione, ovvero il coefficiente di deflusso, è tarato con i valori derivanti da studi analoghi, per dimensioni e posizione, a quello in oggetto.

La metodologia seguita ha previsto quindi la determinazione dei tempi di corrivazione relativi al bacino e l'attribuzione dei parametri della curva di possibilità pluviometrica, regolarizzando le serie storiche delle stazioni di misura e ragguagliandole alle intere superfici del bacino corrispondente.

2.2 – Analisi statistica delle piogge delle stazioni

Per impostare correttamente il bilancio idrico afflussi e deflussi occorre conoscere le caratteristiche delle piogge della zona. I dati di pioggia misurati dai pluviometri forniscono le altezze di pioggia relativa ad eventi di durata rispettivamente di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive.

Per effettuare la caratterizzazione idrologica dei bacini analizzati occorre elaborare i dati pluviometrici, ottenendo così parametri significativi che mettano in relazione le altezze di precipitazione con la loro durata. In generale, si tratta di studiare le serie storiche disponibili per ricercare la relazione esistente tra l'altezza h e le loro durate τ . Le equazioni che legano h e τ descrivono la curva di possibilità climatica, e sono del tipo:

$$h = a \cdot \tau^n$$

dove a ed n sono parametri caratteristici della stazione di misura considerata, calcolati per i rispettivi tempi di ritorno. Per tempo di ritorno si intende quel periodo di tempo entro il quale, statisticamente, si verifica il massimo evento una volta soltanto.

Le curve vengono elaborate a partire dai dati pluviometrici: essi rappresentano una serie a cui si può accordare significato statistico.

Fissate le durate di precipitazione, (1, 3, 6, 12, 24 h), si ricercano le serie annuali dell'intero lungo periodo considerato. Le elaborazioni statistiche consentono di assegnare, in forma esplicita, ad ogni evento, la relativa frequenza probabile; in questo modo è possibile valutare la ricorrenza media del verificarsi di un dato evento.

Le piogge prese come riferimento per le durate sopracitate sono elaborate al calcolatore con un programma che, dopo aver ordinato la serie di dati per valori crescenti, elabora statisticamente i dati considerati.

Il metodo di elaborazione statistica utilizzato è stato quello di Gumbel. Esso, nel caso di grandezze idrologiche, è largamente utilizzato in quanto regolarizza bene i dati pluviometrici. Tale affermazione si deduce anche dalle elaborazioni grafiche allegate, in cui si può osservare come sul cartogramma probabilistico di Gumbel i dati analizzati si possano ben approssimare con la retta corrispondente.

Considerando una generica funzione di probabilità $P(x)$, essa esprime, per ogni x , la probabilità di non superamento, vale a dire la probabilità che la variabile casuale sia minore o uguale della x . Di conseguenza la probabilità che essa sia superiore ad x sarà il complemento ad uno della $P(x)$:

$$\theta(x) = 1 - P(x)$$

Estraendo dalla popolazione di un campione N si ottengono m valori della variabile casuale che superano la soglia x prefissata. Ogni volta che la variabile assume valori superiori a x, si è verificato l'evento descritto dalla probabilità descritta dalla relazione successiva. Il numero m costituisce una variabile casuale discreta, compresa tra 0 ed N, distribuita con legge binomiale e avente valor medio pari a :

$$\mu(m) = N \cdot \theta(x) = N \cdot [1 - P(x)]$$

Il valore di x per cui m è pari ad uno, rappresenta il valore della variabile che viene mediamente superato una sola volta nel campione N; esso prende il nome di estremo atteso e viene indicato con u. Dalla relazione seguente si deduce che la probabilità dell'evento atteso è definita da:

$$P(x) = 1 - \frac{1}{N}$$

Sotto opportune condizioni la funzione di probabilità tende ad assumere un'unica forma asintotica:

$$P(x) = 1 - \frac{1}{N} \cdot e^{[-\alpha(x-u)]}$$

Si consideri ora un campione di dimensione N estratto dalla popolazione della variabile casuale x. Il valore massimo assunto dalla x, in generale, varierà da un campione all'altro. Tale valore massimo può dunque essere considerato come una nuova variabile casuale di probabilità $P_N(x)$: essa rappresenta la probabilità composta che tutti i campioni di dimensioni N non superino contemporaneamente il valore x.

Pertanto risulta:

$$P_N(x) = [P(x)]^N$$

Sostituendo l'espressione asintotica di P(x) si ottiene:

$$P_N(x) = \left\{ 1 - \frac{1}{N} \cdot e^{[-\alpha(x-u)]} \right\}^N$$

Se si applicano gli sviluppi in serie di Mc Laurin, è possibile dimostrare che la funzione e^{-z} tende asintoticamente alla funzione

$$\left(1 - \frac{z}{N} \right)^N$$

Indipendentemente dalla P(x) della variabile originaria, (purché sia di tipo esponenziale), la distribuzione del massimo valore di una grandezza in un campione di N elementi si può dunque rappresentare con la nuova funzione di probabilità:

$$W(x) = \exp\{-\exp[-\alpha(x-u)]\}$$

i cui parametri dipendono dalla distribuzione originaria e dalla dimensione N del campione.

La funzione densità di probabilità si ottiene derivando:

$$w(x) = \alpha \cdot \exp\{-\exp[-\alpha \cdot (x - u)] - \alpha \cdot (x - u)\}$$

Tale funzione è la funzione asintotica del massimo valore di Gumbel. Per semplificare la trattazione, si introduce la variabile ridotta y:

$$y = \alpha \cdot (x - u)$$

Le funzioni di probabilità e di densità di probabilità risultano quindi così trasformate:

$$P(y) = \exp[-\exp(-y)]$$

$$p(y) = \exp[-\exp(-y) - y]$$

I parametri caratteristici di questa distribuzione sono forniti dalle relazioni seguenti:

$$\mu(y) = \gamma$$

$$\sigma(y) = \pi / \sqrt{6}$$

dove γ è al costante di Eulero e vale circa 0,5772.

Dalle precedenti relazioni, tornando alla variabile x, si possono valutare la media $\mu(x)$ e lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$:

$$\mu(x) = \frac{0,5772}{\alpha} + u$$

$$\sigma(x) = \frac{1,283}{\alpha}$$

Le relazioni sopracitate vengono utilizzate per ricavare le espressioni dei parametri α ed u in funzione della media e dello scarto quadratico medio della distribuzione della variabile casuale x:

$$u = \mu(x) - 0,450 \cdot \sigma(x)$$

$$\alpha = \frac{1,283}{\sigma(x)}$$

L'introduzione del concetto di tempo di ritorno, a cui si è fatto riferimento, consente di avere uno strumento per valutare la rarità di un evento, in base alle informazioni dedotte dall'analisi statistica di un campione.

Data una variabile casuale x, di tipo idrologico, e fissato un certo valore di soglia x_L , esiste una certa probabilità che tale evento venga superato nel corso dell'anno. Tale superamento, in accordo con quanto descritto al paragrafo precedente e in riferimento alla media della distribuzione binomiale, in un periodo di N anni avverrà mediamente un numero k di volte pari a:

$$k = N \cdot [1 - P(x_L)]$$

Ponendo $k = 1$, è possibile stabilire il numero di anni in cui un assegnato valore x viene mediamente superato una sola volta:

$$T_r(x) = \frac{1}{[1 - P(x)]}$$

Il risultato ottenuto è definito tempo di ritorno, ed è legato alla probabilità di superamento dell'evento massimo.

Il tempo di ritorno, come si è detto, è relativo all'arco temporale durante il quale l'evento massimo considerato viene superato, mediamente, una sola volta. Senza però dimenticare il significato statistico di una tale affermazione.

Per determinare la curva di probabilità di una variabile casuale, si deve ricercare la distribuzione che meglio rappresenta i dati a disposizione. Prima di trattare i dati è comunque opportuno verificare l'ammissibilità di una tale scelta. Vengono utilizzate, a tal scopo, le carte probabilistiche, sulle quali le rispettive curve di probabilità sono rappresentate da rette.

Riportando, sulla carta probabilistica di Gumbel, i valori della variabile casuale in ascissa, e delle rispettive probabilità o frequenze cumulate in ordinata, se la legge è appropriata i punti si devono poter ben approssimare con una retta. Si costruiscono le rette regolarizzatrici di Gumbel nella forma:

$$F_{cr,mod} = b + c \cdot h$$

dove F è la frequenza cumulata e regolarizzata secondo Gumbel:

$$F_{cr,mod} = \frac{F_{cr}}{N + 1}$$

e h è l'altezza di precipitazione.

Ricordando, in accordo con quanto esposto ai paragrafi precedenti

$$\begin{aligned} P(F_{cr,mod}) &= \exp[-\exp(-F_{cr,mod})] & b &= -\alpha \cdot u \\ F_{cr,mod} &= \alpha \cdot (h - u) & c &= \alpha \end{aligned}$$

Il procedimento descritto è stato applicato alle altezze di precipitazione di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore delle stazioni pluviometriche presenti nel territorio.

In allegato **N** si sono riportati i cartogrammi relativi alla regolarizzazione di cui sopra. Di seguito vengono riassunti i valori ottenuti.

Tempo di ritorno TR20

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	29.68	49.87	63.75	87.61	127.41

Tempo di ritorno TR100

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	38.70	65.77	82.64	113.40	167.83

Tempo di ritorno TR200

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	42.54	72.56	90.70	124.36	185.08

Tempo di ritorno TR500

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	47.62	81.51	101.34	138.87	207.84

2.3 – Caratterizzazione dei bacini

Per determinare le altezze di pioggia caratteristiche di ogni bacino, è stato necessario adottare un procedimento che consideri l'influenza delle stazioni di misura presenti in ciascuna zona. Ad ogni pluviometro è stata attribuita un'area di competenza in base a criteri di similitudine geomorfologica e di collocazione sul territorio. Successivamente si sono determinate le altezze di precipitazione ad assegnati tempi di ritorno, pesando ogni stazione in funzione dell'area di competenza assegnatagli:

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n (A_j \cdot h_{i,j})}{\sum_{j=1}^n A_j}$$

Aree di competenza

Bacini	Area totale (kmq.)	Area di influenza stazione Bussoleno (kmq.)
Rio Calcinera	0.51	0.51

Valori di pioggia per TR20

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	29.68	49.87	63.75	87.61	127.41

Valori di pioggia per TR100

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	38.70	65.77	82.64	113.40	167.83

Valori di pioggia per TR200

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	42.54	72.56	90.70	124.36	185.08

Valori di pioggia per TR500

STAZIONE	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
Bussoleno	47.62	81.51	101.34	138.87	207.84

2.4 – Direttiva “piena di progetto” di Autorità Bacino Fiume Po

2.4.1 - Premesse

Nel presente paragrafo si procede all'esamina dell'idrologia di bacino utilizzando la direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica pubblicata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), all'art.10 delle Norme di attuazione, dispone quanto segue.

“1. L'Autorità di bacino definisce, con propria direttiva:

- i valori delle portate di piena e delle precipitazioni intense da assumere come base di progetto e relativi metodi e procedure di valutazione per le diverse aree del bacino;

- i criteri e i metodi di calcolo dei profili di piena nei corsi d'acqua;

- i tempi di ritorno delle portate di piena per il dimensionamento o la verifica delle diverse opere;

- i franchi da assumere per i rilevati arginali e per le opere di contenimento e di attraversamento.

2. Nella progettazione delle opere di difesa idraulica, delle opere di consolidamento dei versanti e delle infrastrutture interferenti con i corsi d'acqua, le Amministrazioni competenti sono tenute a rispettare la direttiva di cui al precedente comma. Le stesse Amministrazioni possono applicare deroghe, in relazione a particolari situazioni collegate sia a specifiche modalità di uso del territorio e ai relativi insediamenti, sia alle caratteristiche idrologiche dei corsi d'acqua, esplicitando le motivazioni delle scelte compiute e indicando gli effetti sulle opere progettate e sul livello di rischio per il territorio.

3. Ogni variazione rispetto ai valori definiti nella direttiva di cui al precedente comma 1, viene comunicata per l'approvazione dall'Amministrazione competente all'Autorità di bacino che provvede, se del caso, a validare i dati ed eventualmente ad aggiornare le tabelle di riferimento. “

La presente direttiva, in attuazione dell'art. 10, contiene i valori delle precipitazioni intense nelle diverse aree del bacino e quelli delle portate di piena sui corsi d'acqua principali, interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali (nell'ambito del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali - PSFF e del PAI) e, per gli stessi corsi d'acqua, il profilo della piena di progetto.

Per i corsi d'acqua interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali, i dati idrologici forniti costituiscono riferimento per le procedure di valutazione della compatibilità idraulica delle opere pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle Fasce A e B, di cui all'art. 38 delle Norme di attuazione del PAI, che sono definite dalla specifica *“Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle Fasce A e B”*.

2.4.2 – Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica puntuali

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

Si ricorda che con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, si intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

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

in cui i parametri a e n dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

Sono state utilizzate le serie storiche delle precipitazioni intense riportate negli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano (Parte I, tabella III) relative ai massimi annuali delle precipitazioni della durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive. L'intervallo di durata tra 1 e 24 ore rappresenta il campo entro cui sono da ricercare le durate critiche per la maggior parte dei corsi d'acqua per i quali la stima della portata di piena può essere effettuata tramite l'utilizzo delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica.

La stima delle curve di probabilità pluviometrica nelle stazioni di misura è stata effettuata sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione per le durate considerate, definendo i parametri a ed n per i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

I valori delle curve di probabilità pluviometrica sono riportati in Tabella 1 della direttiva. L'Allegato 2 contiene le caratteristiche delle stazioni di misura considerate, le

serie dei dati storici utilizzati e l'ubicazione cartografica delle stazioni di misura a livello di corografia.

2.4.3 – Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense

Al fine di fornire uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense nei punti privi di misure dirette è stata condotta un'interpolazione spaziale con il metodo di kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato.

I risultati sono rappresentati nell'Allegato 3 della direttiva; gli elaborati consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, a meno dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni, identificando la localizzazione sulla corografia e, in dettaglio, sulla cartografia in scala 1:250.000.

I valori indicati costituiscono riferimento per le esigenze connesse a studi e progettazioni che, per dimensioni e importanza, non possano svolgere direttamente valutazioni idrologiche più approfondite a scala locale.

Nelle parti del bacino ove sono disponibili, possono essere utilizzati, in alternativa, i risultati derivanti da studi di regionalizzazione, che siano stati predisposti a cura delle singole Regioni.

Gli studi idrologici che contengono stime di curve di probabilità pluviometrica devono indicare il modello di regionalizzazione eventualmente utilizzato ed evidenziare, effettuando gli opportuni confronti puntuali sullo specifico sottobacino idrografico, gli eventuali scostamenti rispetto ai valori forniti nell'Allegato 3 della direttiva.

2.4.4 – Indicazioni per il calcolo delle portate di piena sui bacini di piccole dimensioni

Le procedure adottabili per stima della portata di piena in un corso d'acqua si differenziano in relazione alla disponibilità di serie storiche di dati idrologici rappresentativi.

Il caso più favorevole si ha quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; in queste condizioni l'analisi statistica diretta di frequenza delle piene consente di determinare le stime richieste.

Poiché tale situazione si verifica raramente, in ragione del modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazione disponibile per alcune di

esse, nella maggior parte dei casi si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti.

In questo caso le procedure utilizzabili sono le seguenti:

- impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi a una porzione di territorio ("regione idrologica") omogenea rispetto ai fenomeni di piena;
- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di modelli afflussideflussi per la trasformazione in portate.

Il primo metodo consiste nell'utilizzare l'intera informazione idrometrica disponibile all'interno di una regione idrologica omogenea. In tal modo si perviene a un campione di dati storici di dimensioni molto maggiori rispetto a quelle di una singola stazione; sulla base di tale campione si ottiene, in genere mediante l'impiego di leggi di regressione statistica, la stima della distribuzione di probabilità delle portate di piena.

Il campo di validità dei modelli di regionalizzazione comprende i bacini idrografici con superfici comprese all'interno dell'intervallo definito dal valore minimo e massimo per i quali si dispone di serie storiche sufficientemente estese.

La costruzione di un modello di regionalizzazione richiede pertanto uno studio idrologico su vasta scala, che non è normalmente compatibile con le esigenze di progettazione o di verifica idraulica, di un singolo intervento, soprattutto se di dimensioni modeste.

Nelle parti del bacino ove sono disponibili, possono essere utilizzati i risultati derivanti da studi di regionalizzazione, che siano stati predisposti a cura della Regione interessata. In tal caso gli studi idrologici devono indicare il modello di regionalizzazione eventualmente utilizzato.

Nei casi in cui non sono disponibili modelli di regionalizzazione applicabili o per i quali l'applicazione può condurre a margini di incertezza elevati è necessario ricorrere all'impiego di procedure appartenenti alla seconda categoria sopra indicata; tra queste ne vengono proposte due tra quelle di più semplice applicazione, rivolte soprattutto ai casi in cui le modeste dimensioni degli interventi in progetto non giustificano studi idrologici approfonditi.

Metodo razionale

La formula del metodo razionale si scrive:

$$Q_c = 0.28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c = portata al colmo (m^3/s)

c = coefficiente di deflusso (-)

i = intensità di pioggia (mm/hr)

A = superficie del bacino (km^2)

Il metodo considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino,
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T di quello dell'intensità di pioggia,
- il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione,
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del *tempo di corrivazione* t_c .

Il tempo di corrivazione è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale; una definizione forse migliore è che esso rappresenta l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale.

Il coefficiente di deflusso tiene conto di tre fattori:

- il fattore di ragguaglio c_r della precipitazione alla superficie del bacino idrografico considerato,
- il fattore di trattenuta del terreno c_d , funzione della capacità di assorbimento del terreno (rapporto tra l'altezza di pioggia netta h_e e l'altezza di pioggia totale h),
- il fattore di laminazione c_l , che dipende dalla capacità di invaso sulla superficie del bacino e nel reticolo idrografico dello stesso.

In via teorica l'utilizzo della formula razionale per convertire una precipitazione di assegnato tempo di ritorno T in una portata al colmo con pari valore di T , richiede di caratterizzare anche il coefficiente di deflusso c con un valore medio di ricorrenza. Ciò è possibile solamente quando si disponga di serie storiche sufficientemente estese di dati pioggia e di portate al colmo.

Per quanto riguarda il tempo di corrivazione si rimanda al paragrafo dedicato.

Coefficiente di deflusso c

La stima del coefficiente di deflusso è estremamente difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nella valutazione della portata. Il parametro tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia; si utilizzano normalmente valori di riferimento, tratti dalla letteratura scientifica, che spesso sono adattabili con difficoltà alle effettive condizioni del bacino in studio.

Gli studi disponibili, per altro in numero piuttosto limitato, indicano tutti che il valore di *c* in un dato bacino varia in misura elevata da evento ad evento, in particolare in funzione delle differenti condizioni climatiche antecedenti. E' possibile comunque ipotizzare che, per gli eventi gravosi che sono di interesse nel campo della progettazione e delle verifiche idrauliche, il parametro assuma valori sufficientemente stabili. In qualche caso si assume che il valore di *c* cresca in funzione del tempo di ritorno dell'evento, supponendo in tal modo una risposta non lineare del bacino.

Normalmente per i bacini di piccole dimensioni si trascura l'effetto di invaso, mentre un'indicazione dei valori da attribuire al fattore di ritenuta del terreno è fornita nella letteratura scientifica come di seguito riportato.

Coefficienti di deflusso raccomandati da *American Society of Civil Engineers* e da *Pollution Control Federation*, con riferimento prevalente ai bacini urbani

Caratteristiche del bacino	c
Superfici pavimentate o impermeabili (strade, aree coperte, ecc.)	0,70 – 0,95
Suoli sabbiosi a debole pendenza (2%)	0,05 – 0,10
Suoli sabbiosi a pendenza media (2 - 7%)	0,10 – 0,15
Suoli sabbiosi a pendenza elevata (7%)	0,15 – 0,20
Suoli argillosi a debole pendenza (2%)	0,13 – 0,17
Suoli argillosi a pendenza media (2 - 7%)	0,18 – 0,22
Suoli argillosi a pendenza elevata (7%)	0,25 – 0,35

Coefficienti di deflusso raccomandati da *Handbook of Applied Hydrology*, Ven Te Chow, 1964

Tipo di suolo	c	
	Uso del suolo	
	Coltivato	Bosco
Suolo con infiltrazione elevata, normalmente sabbioso o ghiaioso	0,20	0,10
Suolo con infiltrazione media, senza lenti argillose; suoli limosi e simili	0,40	0,30
Suolo con infiltrazione bassa, suoli argillosi e suoli con lenti argillose vicine alla superficie, strati di suolo sottile al di sopra di roccia impermeabile	0,50	0,40

La stima del valore appropriato del coefficiente di deflusso richiede pertanto una notevole esperienza, integrata ovunque possibile da dati e osservazioni sperimentali su eventi di piena nella regione idrologica di interesse.

Metodo S.C.S.

Un'altra importante formula empirica per determinare la portata al colmo corrispondente a una precipitazione di assegnato tempo di ritorno è rappresentata dal Soil Conservation Service Method, applicabile per bacini di dimensioni medio-piccole, privi di stazioni di misura.

Il metodo adotta le seguenti assunzioni:

- la durata D della pioggia netta è inferiore o uguale di $0,133 t_c$,
- la durata D è minore di 0,2 volte il tempo crescita dell'onda di piena (t_p).

In queste condizioni il valore al colmo della portata si scrive:

$$Q_c = 28 R_o A / t_p$$

dove:

R_o = volume netto di pioggia per unità di superficie (mm)

A = superficie del bacino (km²)

t_p = tempo crescita dell'onda di piena (hr)

Il valore di t_p è posto:

$$t_p = D/2 + t_{lag}$$

dove:

D = durata della pioggia (hr),

t_{lag} = intervallo di tempo tra il centroide della pioggia e il colmo (hr),

con

$$t_{lag} = 0,6 t_c$$

e

$$t_{lag} = \left[2,587 L^{0.8} (1000/CN - 9)^{0.7} \right] / 1900 p^{0.5}$$

dove:

L = lunghezza idraulica del bacino (m),

CN = "curve number", dipende dal tipo di suolo e di copertura vegetale

p = pendenza media del bacino (%)

$$L = 110 A^{0.6}$$

dove:

A = superficie del bacino (ha)

Assumendo che l'invaso per infiltrazione nel suolo in ogni istante sia proporzionale al valore massimo dello stesso e che la precipitazione efficace sia proporzionale all'afflusso meteorico, si ha la seguente equazione (USDA – SCS, 1986):

$$R_0 = (h - 0.2S)^2 / (h + 0.8S)$$

dove:

h = precipitazione meteorica (mm)

S = valore massimo dell'invaso per infiltrazione (mm)

Il valore di S è calcolato dall'equazione:

$$S = 25.400 / CN - 254 \text{ (mm)}$$

Valori di CN in funzione delle diverse tipologia di uso del suolo, da *Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, 1992*

Tipologie di uso del suolo	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62 - 72	71 - 81	78 - 88	81 - 91
Pascoli	39 - 68	61 - 79	74 - 86	80 - 89
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco e di fruizione ricreativa:				
- con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
- con copertura erbacea dal 50 al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per l'85%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile:				
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, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade:				
- asfaltate	98	98	98	98
- inghiaiate	76	85	89	91

Tipo di suolo:

- A: elevata infiltrazione, per suoli con strati sabbiosi o di loess profondi, a siltosi aggregati (diametro 0,002-0,05 mm);
- B: infiltrazione moderata, per suoli con tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, quali limi sabbiosi;
- C: infiltrazione lenta, per suoli con tessitura fine, quali argille limose, deboli strati di limo sabbioso, suoli con debole contenuto organico;
- D: infiltrazione molto lenta, per argille plastiche e compatte.

Considerazioni

I metodi sopra elencati rispondono all'esigenza di ottenere, in mancanza di dati di misura, una valutazione delle portate di piena prevedibili per assegnati tempi di ritorno in una sezione di un corso d'acqua che sottende un bacino di piccole dimensioni.

L'impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili, appare preferibile ovunque tali modelli siano stati messi a punto e validati.

Le stime ricavabili dai metodi sopra indicati di trasformazione piogge-portate debbono ritenersi tutte più o meno largamente approssimate. Ove possibile, in funzione dei vincoli economici e di tempo esistenti, è consigliabile ricorrere a metodi di valutazione più approfonditi, che permettano di tenere conto in modo meno sintetico delle caratteristiche del bacino che condizionano la risposta dello stesso ad un evento meteorico intenso.

Va sottolineata l'importanza dei dati sperimentali per qualsiasi estrapolazione: campagne di misura di durata da 1 a 3 anni, con registrazione contemporanea di precipitazioni e portate, sono in genere sufficienti per l'applicazione di modelli idrologici che consentono valutazioni più attendibili.

In ogni caso, anche quando installazioni di strumentazioni di misura non sono possibili per ragioni economiche e di importanza delle valutazioni, è indispensabile, per una buona applicazione dei metodi sopra indicati, procedere alla raccolta delle informazioni occasionali disponibili sul corso d'acqua in studio: esse sono costituite da dati sulle piene storiche e sulle relative conseguenze (danni, interazioni con le infrastrutture), notizie locali sulle aree inondate e sui livelli idrici massimi raggiunti, dati sul dimensionamento delle opere idrauliche presenti e sul loro comportamento in piena.

E' inoltre indispensabile una ricognizione accurata sul corso d'acqua nella sezione di interesse e sul tratto a monte, finalizzata a valutare, anche con metodi speditivi, l'assetto

dell'alveo, la capacità di deflusso e di invaso e le eventuali modificazioni intervenute nel tempo a causa di interventi antropici (opere di difesa realizzate, presenza ed effetti di casse di laminazione, infrastrutture interferenti, ostacoli al deflusso).

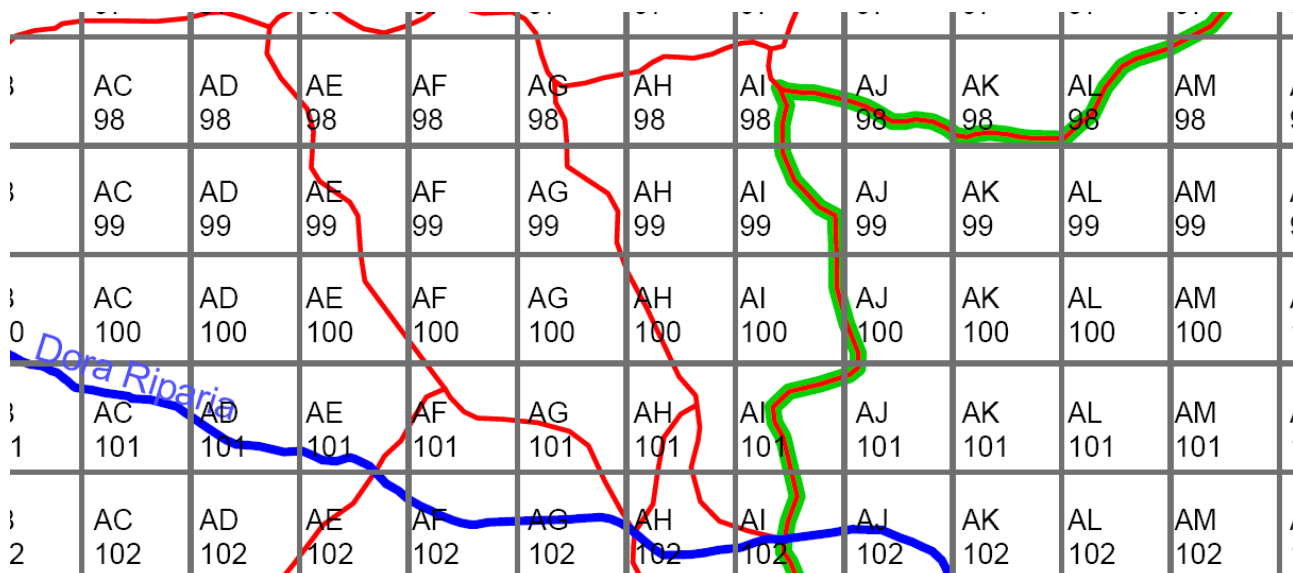
Infine è consigliabile impiegare più di un metodo di stima in modo da avere, tramite il confronto dei diversi risultati, maggiori elementi per la scelta del valore più appropriato della portata di piena, tenendo in debito conto le valutazioni, anche qualitative, derivate dalle informazioni raccolte sulle piene storiche.

In conclusione occorre inoltre tenere presente che, per i piccoli corsi d'acqua nella porzione montana del bacino, la determinazione della portata liquida di piena non è sufficiente per un corretto dimensionamento delle opere idrauliche e degli attraversamenti, in quanto i livelli idrici sono fortemente condizionati dai fenomeni di trasporto solido alimentati dal materiale d'alveo e dalla frane che interessano le sponde dell'alveo.

2.4.5 – Calcolazioni di cui al presente progetto

Si utilizza il metodo razionale.

Di seguito si riporta un estratto della tavola 8 dell'allegato 3 – distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - della citata direttiva.



I quadrati del reticolo di maglia 2 km per lato che ricomprendono i vari bacini sono i seguenti:

Rio Calcinera AJ101

I valori dei coefficienti a ed n corrispondenti ai quadranti in esame per i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni sono i seguenti:

Cella	TR 20		TR 100		TR 200		TR 500	
	a	n	a	n	a	n	a	n
AJ101	45,40	0,392	58,28	0,389	63,72	0,388	71,06	0,387

I valori a ed n relativi ai singoli bacini si ricavano dalla media pesata dei singoli quadranti, ove il relativo peso p_i è stabilito dal rapporto tra l'area della porzione di bacino ricadente nel quadrante i-esimo e l'area del quadrante stesso:

$$a_{bacino} = \frac{\sum (a_i p_i)}{\sum p_i}$$

$$n_{bacino} = \frac{\sum (n_i p_i)}{\sum p_i}$$

Nel nostro caso si hanno i seguenti valori:

Cella	Si (kmq)	TR 20		TR 100		TR 200		TR 500	
		a x Si	n x Si	a x Si	n x Si	a x Si	n x Si	a x Si	n x Si
AJ101	0,51	23,15	0,200	29,72	0,198	32,50	0,198	36,24	0,197
Σ=	0,51	23,15	0,200	29,72	0,198	32,50	0,198	36,24	0,197

a Tr20	n Tr20	a Tr100	n Tr100	a Tr200	n Tr200	a Tr500	n Tr500
45,40	0,392	58,28	0,389	63,72	0,388	71,06	0,387

2.5 - Curve di massima possibilità climatica

Riportando su un piano cartesiano avente come ascissa i tempi in ora e come ordinata le altezze di precipitazione in mm. i punti sperimentali ottenuti dall'indagine statistica di cui ai precedenti paragrafi, è possibile definire un'espressione matematica che ne rappresenti il fenomeno. Tale funzione viene denominata curva di massima possibilità climatica per un assegnato tempo di ritorno T_r , in quanto appunto i valori sono ricavati da indagine statistica di assegnato tempo di ritorno T_r , ed è ben rappresentata da una curva monomia del tipo:

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

dove a e n sono due parametri che determinano la forma della curva.

Essi vengono determinati con il criterio dei minimi quadrati, che consiste nel minimizzare gli scarti tra i valori sperimentali e quelli analitici definiti dalla funzione in esame:

$$\varepsilon^2 = \sum_{i=1}^m [y_i - f(x_i)]^2 = \min$$

dove:

m è il numero di dati sperimentali definiti dalla coppia (x_i, y_i)

y_i è l' i -esimo valore sperimentale

$f(x_i)$ è l' i -esimo valore analitico corrispondente a quello sperimentale

La condizione di minimo corrisponde all'annullamento delle derivate prime di:

$$\frac{\partial \varepsilon^2}{\partial c_j} = 0 \quad i = 1, \dots, n$$

dove $c_1, c_2, \dots, c_n$ sono gli n parametri incogniti della funzione di approssimazione.

L'aspetto essenziale affinché si possano ricavare espressioni matematiche è che la funzione di approssimazione sia lineare nei parametri c_j .

Nel caso in esame la funzione $h = a \cdot t^n$ nella variabile indipendente t , nella variabile dipendente h e nei parametri a e n può essere linearizzata passando ai logaritmi:

$$\ln h = \ln a + n \cdot \ln t$$

dalla quale si ha:

$$\varepsilon^2 = \sum_{i=1}^m [\ln h_i - \ln a + n \cdot \ln t_i]^2$$

Derivando quest'ultima espressione rispetto ai parametri a e n si ottiene un sistema di due equazioni nelle incognite a e n la cui risoluzione dà le seguenti espressioni:

$$\left\{ \begin{array}{l} \ln a = \frac{\sum_{i=1}^m \ln h_i \cdot \sum_{i=1}^m (\ln t_i)^2 - \sum_{i=1}^m \ln t_i \cdot \sum_{i=1}^m (\ln t_i \cdot \ln h_i)}{m \cdot \sum_{i=1}^m (\ln t_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^m \ln t_i \right)^2} \\ n = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^m (\ln t_i \cdot \ln h_i) - \sum_{i=1}^m \ln t_i \cdot \sum_{i=1}^m \ln h_i}{m \cdot \sum_{i=1}^m (\ln t_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^m \ln t_i \right)^2} \end{array} \right.$$

dove le m copie (ti, hi) sono i valori sperimentali.

Per l'analisi delle singole stazioni pluviometriche i calcoli vengono effettuati attraverso l'implementazione del programma CUREG il quale fornisce una tabella riassuntiva dei valori sperimentali a disposizione ed i valori dei parametri a ed n calcolati, ed un grafico della curva di massima possibilità climatica calcolata. Di seguito vengono riassunti i risultati:

Bacino	a	n
Rio Calcinera TR20	29.58	0.449
Rio Calcinera TR100	38.62	0.449
Rio Calcinera TR200	42.47	0.449
Rio Calcinera TR500	47.55	0.449

Per la metodologia direttiva sulle piene per tempo di ritorno assegnato si riassumono di seguito i valori desunti dall'analisi di cui al paragrafo precedente:

Bacino	a	n
Rio Calcinera TR20	45,40	0,392
Rio Calcinera TR100	58,28	0,389
Rio Calcinera TR200	63,72	0,388
Rio Calcinera TR500	71,06	0,387

2.6 - Regolarizzazione delle precipitazioni

L'osservazione sperimentale delle piogge intense mostra che, all'interno di un'area assegnata, l'intensità di precipitazione durante un certo evento piovoso risulta variabile, in maniera spesso accentuata, da punto a punto. Questa variabilità è tanto più accentuata quanto maggiore è l'estensione dell'area esaminata. Occorre pertanto fare riferimento a curve di possibilità pluviometrica areali, esprimenti cioè il legame, per un assegnato tempo di ritorno, tra l'altezza media di pioggia che in un'assegnata durata cade su un bacino idrografico di area A e la durata stessa.

Nel nostro paese il problema del ragguaglio delle piogge all'area viene usualmente affrontato applicando una correzione ai coeff. a e n della curva di possibilità climatica puntuale. La curva di possibilità climatica areale viene cioè espressa nella forma:

$$h_A(t, T) = a' \cdot t^{n'}$$

in cui a' e n' vengono messi in relazione con i coeff. a e n della curva puntuale e con l'area A del bacino:

$$a' = f(a, A)$$

$$n' = f(n, A)$$

Espressioni molto usate sono quelle trovate da Columbo, valevoli per $A < 50 \text{ km}^2$:

$$a' = a \cdot \left[1 - 0.06 \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^{0.4} \right]$$

$$n' = n + 0.003 \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^{0.6}$$

dove A è l'area del bacino espressa in ha.

Per bacini più grandi, sino ad $A < 600 \text{ km}^2$, si utilizzano le formule di Puppini:

$$a' = a \cdot \left[1 - 0.084 \cdot \frac{A}{100} + 0.007 \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^2 \right]$$

$$n' = n + 0.014 \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^1$$

Di seguito sono riportati i valori regolarizzati dai quali si evincono le curve di possibilità climatica:

$$h = a' \cdot t^{n'}$$

Nel nostro caso abbiamo:

metodologia analisi puntuale stazioni pluviometriche per tempo di ritorno assegnato

Bacino	A (kmq)	a	n	a'	n'
Rio Calcinera TR20	0.51	29.58	0.449	28.22	0.451
Rio Calcinera TR100	0.51	38.62	0.449	36.85	0.451
Rio Calcinera TR200	0.51	42.47	0.449	40.52	0.451
Rio Calcinera TR500	0.51	47.55	0.449	45.37	0.451

metodologia direttiva sulle piene per tempo di ritorno assegnato

Bacino	A (kmq)	a	n	a'	n'
Rio Calcinera TR20	0.51	45,40	0,392	43,32	0,394
Rio Calcinera TR100	0.51	58,28	0,389	55,61	0,391
Rio Calcinera TR200	0.51	63,72	0,388	60,80	0,390
Rio Calcinera TR500	0.51	71,06	0,387	67,80	0,389

2.7 – Tempo di corrivazione

Considerata la sezione di un corso d'acqua, le portate defluenti attraverso essa dipendono dalle caratteristiche dell'evento pluviometrico e dalle caratteristiche del bacino tributario sotteso dalla sezione stessa: estensione e lunghezza, forma, pendenze, natura dei terreni. Schematizzando il fenomeno, si assume che per un dato evento meteorico la portata massima defluita attraverso la sezione di chiusura si raggiunga quando alla sezione considerata arrivino i contributi di tutte le aree del bacino; il tempo necessario affinché ciò avvenga è definito tempo di corrivazione: è il tempo necessario alla goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più distante del bacino per raggiungere la sezione di chiusura.

In letteratura sono molte le relazioni empiriche proposte per valutare questo parametro; nello studio in oggetto sono stati valutati i tempi di corrivazione in riferimento ai seguenti metodi:

$$\text{Ventura} \quad \tau_c = 0,1275 \cdot \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{i_a}}$$

$$\text{Pasini} \quad \tau_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i_a}}$$

$$\text{Giandotti} \quad \tau_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,54 \cdot L}{0,8 \sqrt{H_m - H_0}}$$

$$\text{Pezzoli} \quad \tau_c = 0,055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$$

con:

- S: superficie totale del bacino sotteso [km²]
L: lunghezza dell'asta principale [km]
H_m: altitudine media del bacino [m s.l.m.]
H_{MAX}: altitudine massima del bacino [m s.l.m.]
H₀: quota della sezione di chiusura [m s.l.m.]
 τ_c : tempo di corrivazione [h]
 i_v : pendenza media dei versanti

i_a : pendenza media dell'asta principale

Per la valutazione della pendenza media dell'asta torrentizia, si è ipotizzato il percorso principale del corso d'acqua, valutando poi i_a con la relazione di Fornari:

$$\sqrt{i_a} = \frac{L}{\sum \left(\frac{l_k}{\sqrt{i_k}} \right)}$$

dove:

- L : lunghezza totale dell'asta torrentizia principale
- l_k : lunghezza del tratto con pendenza omogenea
- i_k : pendenza corrispondente al tratto considerato

Il risultato ottenuto con la metodologia descritta è riassunto nella seguente tabella

Bacini	Area (kmq)	L (km)	H (m)	Hmax (mslm)	Hmin (mslm)	Giandotti (h)	Pezzoli (h)	Ventura (h)	Pasini (h)
Rio Calcinera	0.51	3.0	350	1200	380	0.50	0.32	0.17	0.24

Come si può osservare, i risultati ottenuti evidenziano una certa discrepanza tra i vari metodi utilizzati. A maggior sicurezza delle successive elaborazioni si ritiene opportuno utilizzare di volta in volta le formule che danno il tempo di corrivazione minore, in quanto ad esso corrisponde una portata idrica maggiore.

2.8 - Calcolo della portata di massima piena

La valutazione della portata viene effettuata in modo indiretto, a partire dalle informazioni rilevate e dai parametri idrologici valutati. La trattazione consente di valutare, in termini probabilistici, i massimi valori che si possono verificare per prefissati tempi di ritorno: nel caso specifico sono stati considerati i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni. Si utilizza il metodo razionale.

$$Q_{MAX} = \frac{S \cdot a \cdot t_c^n}{3.6 \cdot t_c} \cdot \varphi \cdot \psi$$

dove:

Q_{MAX} portata in mc/s

S area bacino in kmq.

a, n parametri curva di massima possibilità climatica

t_c tempo di corrivazione in ore

φ coefficiente di deflusso

ψ coefficiente di laminazione

Si ottengono i seguenti risultati, dei quali si prendono i più gravosi (le portate maggiori):

metodologia analisi puntuale stazioni pluviometriche per tempi di ritorno assegnati

Bacino	TR (anni)	Area (kmq)	T. corr. (h)	φ	ψ	Qmax (mc/s)	qmax (mc/s.kmq)
Rio Calcinera	20	0.51	0.17	0.68	1.00	7.1	13.93
Rio Calcinera	100	0.51	0.17	0.70	1.00	9.5	18.73
Rio Calcinera	200	0.51	0.17	0.70	1.00	10.5	20.60
Rio Calcinera	500	0.51	0.17	0.72	1.00	12.1	23.72

metodologia direttiva sulle piene per tempi di ritorno assegnati

Bacino	TR (anni)	Area (kmq)	T. corr. (h)	φ	ψ	Qmax (mc/s)	qmax (mc/s.kmq)
Rio Calcinera	20	0.51	0.17	0.68	1.00	12.0	23.63
Rio Calcinera	100	0.51	0.17	0.70	1.00	16.0	31.39
Rio Calcinera	200	0.51	0.17	0.70	1.00	17.5	34.38
Rio Calcinera	500	0.51	0.17	0.72	1.00	20.2	39.51

Il coeff. di deflusso è stato adeguato a quanto richiesto da Regione Piemonte – Settore tecnico Città metropolitana di Torino - in sede di adeguamento al PAI del PRGC e risulta di molto superiore rispetto alle tabelle sopra riportate. Ciò va naturalmente a favore della sicurezza. Infatti, dalle tabelle si avevano, nella situazione più gravosa (suolo argilloso a pendenza elevata) valori compresi nell'intervallo 0.25 – 0.35, mentre ora si sono utilizzati coefficienti ricompresi tra 0.68 e 0.72.

Per uniformità si è posto $c_{20} = 0.68$, $c_{100} = 0.70$, $c_{200} = 0.70$ e $c_{500} = 0.72$. La differenza è giustificata dal fatto che, con l'aumentare del tempo di ritorno, ci si possa trovare in condizioni di maggiore saturazione del bacino imbrifero.

3 – ANALISI IDRAULICA

3.1 - Modello idraulico

Nel presente paragrafo vengono prese in esame le sezioni d'alveo più significative al fine di studiarne il comportamento idraulico a fronte di determinati valori di portata liquida.

3.1.1 - Moto permanente

Il moto permanente è caratterizzato da portate liquide costanti, mentre è consentita una variazione graduale della geometria lungo tutta l'asta fluviale considerata.

Le equazioni che regolano il moto permanente sono l'equazione di continuità:

$$\frac{\partial(\rho Q)}{\partial s} = 0$$

che, in caso di densità costante si riduce alla:

$$Q = \Omega \cdot U = \text{cost.}$$

e l'equazione dinamica:

$$\frac{d}{ds} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} \right) = -j$$

dove al solito si intende:

- Q portata liquida
- s ascissa curvilinea
- Ω area di deflusso
- U velocità media
- z quota fondo alveo
- p/γ pressione idrostatica
- j perdita di carico distribuita

Per quanto riguarda la cadente j del carico effettivo, essa si valuta con le espressioni consigliate per il calcolo della perdita di carico nel moto uniforme, assumendo che, come in quel caso, gli sforzi tangenziali sul contorno dipendano solo dalle condizioni alla parete, dalla forma della sezione e dalla velocità media.

In caso di corsi d'acqua naturali, o comunque per canali di sezioni complesse, il problema del tracciamento della superficie libera in moto permanente con una determinata portata Q si risolve con procedimenti di calcolo numerico, con i quali vengono discretizzate ad intervalli più o meno piccoli le grandezze infinitesimali di cui sopra.

Innanzitutto occorre un rilievo dettagliato dell'alveo, per suddividere il corso d'acqua in tronchi Δs , più o meno brevi ma tali da poter confondere i valori medi della sezione e della velocità in ciascun tronco con i valori ad un estremo.

Dopo di che si applica sostanzialmente il metodo delle differenze finite nella variabile indipendente Δs e nella variabile dipendente ΔH (carico totale).

Eventuali variazioni rapide di forma vanno valutate a parte in quanto le perdite devono tener conto anche degli eventi vorticosi localizzati.

Il procedimento di calcolo è inoltre valido solo nell'ambito di variazioni graduali della corrente, nelle quali cioè il comportamento nei confronti della situazione di criticità è univocamente definito alla sezione iniziale e non può più cambiare, a meno di spezzettare il calcolo per tratti omogenei.

3.1.2 - Metodologia di calcolo

Per la risoluzione numerica del problema si fa uso di un programma di calcolo al computer noto come HEC2 che la Boss International ha modificato rendendone possibile l'implementazione sotto ambiente Autocad.

Sostanzialmente si tratta di un modello numerico-idraulico che permette la risoluzione del problema del moto permanente per correnti liquide aventi criticità costanti.

Ciò vuol dire che qualora vi sia un passaggio tra moto lento e veloce o viceversa occorre studiare separatamente il problema suddividendo il tratto in esame in sotto tratti omogenei.

Occorre innanzitutto definire la geometria del tratto d'alveo in esame.

In tal senso il programma lavora in coordinate assolute e consente di effettuare i calcoli partendo da un modello grafico tridimensionale.

Qualora ciò non fosse disponibile, è comunque possibile inserire manualmente le coordinate delle sezioni considerate.

Dopo di che si devono individuare le condizioni al contorno: in caso di moto subcritico occorre definire la profondità del pelo libero nella sezione finale, mentre per

correnti supercritiche occorre definire la profondità del pelo libero nella sezione iniziale. Tali valori sono desumibili da una vasta casistica contemplata dal programma stesso per cui il problema si riduce alla formulazione di ipotesi su quale sia il comportamento della corrente a valle/monte dell'ultima/prima sezione considerata.

A questo punto viene implementato l'algoritmo di calcolo, basato sulla risoluzione delle equazioni del moto uniforme alle differenze finite.

In allegato N sono riportati i tabulati relativi all'analisi numerica effettuata. I livelli dei peli liberi sono altresì riportati nelle sezioni d'alveo di cui alle tavole grafiche.

3.2 - Trasporto solido

Le correnti idriche trasportano frequentemente in natura materiali solidi incoerenti che derivano dalle azioni erosive sui versanti e dagli sforzi esercitati dalla corrente stessa sull'alveo.

In particolare, per torrenti montani in condizioni di piena, il fenomeno è assai diffuso e la potenza della corrente è tale da consentire il movimento di materiale anche di notevole dimensione.

La teoria classica non risulta applicabile in quanto le dimensioni del materiale trasportato sono talvolta dello stesso ordine di grandezza della profondità della corrente. Si ritiene pertanto più corretto tenere conto del fenomeno incrementando di $1/6$ l'altezza della corrente.

Di seguito è stata riportata una tabella riassuntiva dei valori di calcolo del pelo libero relativo alla sola portata liquida ed i relativi incrementi dovuti al trasporto solido.

Si precisa che, per la situazione di progetto, il trasporto solido viene di fatto quasi del tutto azzerato dalla presenza di una area di sedimentazione ubicata in corrispondenza delle vasche di laminazione.

Allo stesso modo viene meno anche il trasporto di materiale galleggiante (ramaglia ecc.) in quanto si prevede la realizzazione di due briglie a pettine.

COMUNE DI CAPRIE
Lavori di sistemazione idraulica Rio Calcinera e realizzazione di aree di laminazione – Lotto primo

Rio Calcinera
 Stato di fatto

altezza trasporto solido

0,167

sez.	% t.s.	quota fondo (m.s.l.m.)	TR20				TR100				TR200				TR500			
			Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)
1	0,167	357,70	358,61	8,45	1,06	358,76	358,63	10,91	1,09	358,79	358,99	4,92	1,51	359,21	359,01	5,53	1,53	359,23
2	0,167	357,90	358,71	9,13	0,95	358,85	358,72	11,82	0,96	358,86	359,51	3,88	1,88	359,78	359,30	5,58	1,63	359,53
3	0,167	358,24	359,30	8,39	1,24	359,48	359,30	11,19	1,24	359,48	359,33	4,96	1,27	359,51	359,35	5,61	1,30	359,54
4	0,167	358,30	359,31	7,52	1,18	359,48	359,32	9,95	1,19	359,49	359,54	5,01	1,45	359,75	359,54	5,77	1,45	359,75
5	0,167	358,41	359,35	7,83	1,10	359,51	359,37	10,24	1,12	359,53	359,50	5,17	1,27	359,68	359,52	5,84	1,30	359,71
6	0,167	358,50	359,40	8,26	1,05	359,55	359,42	10,83	1,07	359,57	359,61	5,52	1,30	359,80	359,58	6,60	1,26	359,76
7	0,167	358,59	359,45	8,72	1,00	359,59	359,48	11,45	1,04	359,63	359,71	5,66	1,31	359,90	359,68	6,89	1,27	359,86
8	0,167	358,61	359,67	8,59	1,24	359,85	359,67	11,43	1,24	359,85	359,72	5,87	1,30	359,91	359,67	7,20	1,24	359,85
9	0,167	358,68	360,00	6,88	1,54	360,22	360,00	9,18	1,54	360,22	360,00	5,88	1,54	360,22	360,00	6,78	1,54	360,22
10	0,167	358,73	360,09	6,68	1,59	360,32	360,10	8,85	1,60	360,33	360,11	6,60	1,61	360,34	360,10	7,70	1,60	360,33
11	0,167	359,28	361,22	5,45	2,26	361,54	361,80	5,32	2,94	362,22	362,09	5,14	3,28	362,56	361,75	6,86	2,88	362,16
12	0,167	359,90	361,49	6,13	1,86	361,76	361,59	6,94	1,97	361,87	361,73	6,20	2,14	362,04	361,81	6,42	2,23	362,13
13	0,167	360,02	361,54	6,34	1,77	361,79	361,62	7,24	1,87	361,89	361,72	6,56	1,98	362,00	361,78	6,86	2,05	362,07
14	0,167	360,36	361,99	6,15	1,90	362,26	362,07	7,15	2,00	362,36	362,21	6,21	2,16	362,52	362,27	6,53	2,23	362,59
15	0,167	360,79	362,36	6,50	1,83	362,62	362,40	7,81	1,88	362,67	362,53	6,63	2,03	362,82	362,57	7,06	2,08	362,87
16	0,167	361,49	362,93	7,17	1,68	363,17	362,96	8,88	1,72	363,21	363,12	7,19	1,90	363,39	363,15	7,78	1,94	363,43
17	0,167	361,99	363,49	7,51	1,75	363,74	363,66	8,83	1,95	363,94	363,89	6,60	2,22	364,21	363,92	7,34	2,25	364,24
18	0,167	363,00	364,48	7,62	1,73	364,73	364,64	9,05	1,91	364,91	364,77	6,38	2,07	365,07	364,77	7,44	2,07	365,07
19	0,167	364,04	365,49	7,79	1,69	365,73	365,57	9,80	1,79	365,83	365,57	8,24	1,79	365,83	365,62	8,81	1,84	365,88
20	0,167	365,48	366,86	8,24	1,61	367,09	367,12	9,94	1,91	367,39	367,12	9,89	1,91	367,39	367,09	11,68	1,88	367,36
21	0,167	366,59	367,89	8,86	1,52	368,11	368,20	9,31	1,88	368,47	368,31	9,44	2,01	368,60	368,49	9,67	2,22	368,81
22	0,167	368,21	369,42	9,64	1,41	369,62	369,71	10,07	1,75	369,96	369,82	10,18	1,88	370,09	370,00	10,41	2,09	370,30
23	0,167	371,07	372,29	9,51	1,42	372,49	372,58	9,90	1,76	372,83	372,70	10,00	1,90	372,97	372,88	10,20	2,11	373,18
24	0,167	373,56	374,82	9,26	1,47	375,03	375,13	9,59	1,83	375,39	375,24	9,67	1,96	375,52	375,39	9,93	2,14	375,70
25	0,167	375,46	376,76	8,91	1,52	376,98	377,09	9,16	1,90	377,36	377,23	9,18	2,07	377,53	377,45	9,20	2,32	377,78
26	0,167	377,14	378,52	8,33	1,61	378,75	378,88	8,50	2,03	379,17	379,04	8,44	2,22	379,36	379,28	8,39	2,50	379,64
27	0,167	378,80	380,37	7,17	1,83	380,63	380,69	7,49	2,21	381,01	380,76	7,62	2,29	381,09	380,85	7,89	2,39	381,19
28	0,167	380,86	382,49	6,35	1,90	382,76	382,82	6,48	2,29	383,15	382,87	6,58	2,35	383,21	382,94	6,83	2,43	383,29
29	0,167	381,71	383,44	6,21	2,02	383,73	383,54	6,82	2,14	383,85	383,59	6,91	2,19	383,90	383,65	7,13	2,26	383,97
30	0,167	382,18	383,65	6,54	1,72	383,90	383,89	6,75	2,00	384,18	383,94	6,86	2,05	384,23	384,01	7,16	2,14	384,32
31	0,167	383,51	384,64	6,53	1,32	384,83	384,73	6,99	1,42	384,93	384,77	7,08	1,47	384,98	384,82	7,33	1,53	385,04
32	0,167	384,42	385,37	6,40	1,11	385,53	385,44	7,02	1,19	385,61	385,46	7,17	1,21	385,63	385,50	7,53	1,26	385,68
33	0,167	384,83	385,82	6,22	1,16	385,99	385,90	6,75	1,25	386,08	385,94	6,90	1,30	386,13	385,99	7,15	1,35	386,18
34	0,167	385,31	386,13	7,17	0,96	386,27	386,18	7,80	1,02	386,33	386,20	7,95	1,04	386,35	386,24	8,20	1,09	386,40
35	0,167	386,11	387,06	6,40	1,11	387,22	387,13	7,12	1,19	387,30	387,16	7,26	1,23	387,34	387,21	7,50	1,28	387,39

sez.	% t.s.	quota fondo (m.s.l.m.)	TR20				TR100				TR200				TR500			
			Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.l. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)
36	0,167	386,83	387,99	4,91	1,35	388,18	388,05	5,82	1,42	388,25	388,08	6,00	1,46	388,29	388,13	6,30	1,52	388,35
37	0,167	387,39	388,37	5,25	1,14	388,53	388,44	5,98	1,23	388,62	388,47	6,16	1,26	388,65	388,53	6,45	1,33	388,72
38	0,167	387,61	388,70	5,27	1,27	388,88	388,75	6,18	1,33	388,94	388,77	6,38	1,35	388,96	388,83	6,66	1,42	389,03
39	0,167	388,68	389,30	5,45	0,72	389,40	389,37	6,10	0,81	389,49	389,40	6,29	0,84	389,52	389,47	6,53	0,92	389,60
40	0,167	389,27	389,84	4,89	0,67	389,94	389,92	5,56	0,76	390,03	389,97	5,78	0,82	390,09	390,01	6,11	0,86	390,13
41	0,167	389,55	390,25	5,40	0,82	390,37	390,34	5,83	0,92	390,47	390,38	5,98	0,97	390,52	390,44	6,16	1,04	390,59
42	0,167	389,77	390,68	5,56	1,06	390,83	390,78	5,99	1,18	390,95	390,81	6,16	1,21	390,98	390,88	6,23	1,30	391,07
43	0,167	390,00	391,01	5,55	1,18	391,18	391,11	5,98	1,30	391,30	391,13	6,16	1,32	391,32	391,21	6,12	1,41	391,41
44	0,167	390,36	391,21	6,36	0,99	391,35	391,30	6,72	1,10	391,46	391,33	6,87	1,13	391,49	391,87	6,70	1,76	392,12
45	0,167	390,76	391,59	6,64	0,97	391,73	391,66	7,10	1,05	391,81	391,69	7,28	1,09	391,85	391,75	7,03	1,16	391,92
46	0,167	391,40	392,64	5,46	1,45	392,85	392,83	5,45	1,67	393,07	392,88	5,55	1,73	393,13	392,88	5,57	1,73	393,13
47	0,167	391,00	392,97	6,01	2,30	393,30	393,23	5,58	2,60	393,60	393,28	5,51	2,66	393,66	393,36	5,50	2,75	393,75
48	0,167	392,33	393,45	5,98	1,31	393,64	393,65	5,59	1,54	393,87	393,70	5,54	1,60	393,93	393,80	5,33	1,72	394,05

COMUNE DI CAPRIE
Lavori di sistemazione idraulica Rio Calcinera e realizzazione di aree di laminazione – Lotto primo

Rio Calcinera			altezza trasporto solido				0,167													
Stato di progetto			TR20				TR100				TR200				TR500					
sez.	% t.s.	quota fondo (m.s.l.m.)	Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)		
1	0,167	357,70	358,59	7,42	1,04	358,74	358,86	4,27	1,35	359,05	358,88	4,37	1,38	359,08	358,98	4,84	1,49	359,19		
2	0,167	357,90	358,68	8,03	0,91	358,81	359,28	3,29	1,61	359,51	359,31	3,41	1,65	359,55	359,48	3,82	1,84	359,74		
3	0,167	358,24	359,24	7,29	1,17	359,41	359,26	3,66	1,19	359,43	359,26	3,91	1,19	359,43	359,35	4,65	1,30	359,54		
4	0,167	358,30	359,28	6,39	1,14	359,44	359,43	3,72	1,32	359,62	359,43	3,99	1,32	359,62	359,44	5,32	1,33	359,63		
5	0,167	358,41	359,30	6,81	1,04	359,45	359,44	3,72	1,20	359,61	359,44	3,98	1,20	359,61	359,49	5,03	1,26	359,67		
6	0,167	358,50	359,37	7,16	1,02	359,52	359,56	3,91	1,24	359,74	359,58	4,09	1,26	359,76	359,61	5,30	1,30	359,80		
7	0,167	358,59	359,42	7,56	0,97	359,56	359,66	4,01	1,25	359,84	359,67	4,24	1,26	359,85	359,72	5,40	1,32	359,91		
8	0,167	358,61	359,64	7,37	1,20	359,81	359,69	4,08	1,26	359,87	359,69	4,34	1,26	359,87	359,67	5,98	1,24	359,85		
9	0,167	358,68	359,70	7,68	1,19	359,87	359,71	5,30	1,20	359,88	359,70	5,86	1,19	359,87	359,70	7,79	1,19	359,87		
10	0,167	358,73	359,76	7,62	1,20	359,93	359,76	6,51	1,20	359,93	359,76	6,97	1,20	359,93	359,80	8,79	1,25	359,98		
11	0,167	359,28	360,83	5,70	1,81	361,09	361,11	5,71	2,14	361,42	361,28	5,49	2,33	361,61	361,74	5,73	2,87	362,15		
12	0,167	359,90	361,40	5,88	1,75	361,65	361,47	6,27	1,83	361,73	361,50	6,27	1,87	361,77	361,71	6,15	2,11	362,01		
13	0,167	360,02	361,47	6,03	1,69	361,71	361,52	6,49	1,75	361,77	361,55	6,49	1,79	361,81	361,71	6,49	1,97	361,99		
14	0,167	360,36	361,88	5,95	1,77	362,13	361,94	6,39	1,84	362,20	362,00	6,33	1,91	362,27	362,20	6,13	2,15	362,51		
15	0,167	360,79	362,28	6,21	1,74	362,53	362,31	6,82	1,77	362,56	362,37	6,71	1,84	362,63	362,51	6,56	2,01	362,80		
16	0,167	361,49	362,81	6,91	1,54	363,03	362,93	7,45	1,68	363,17	362,93	7,47	1,68	363,17	363,11	7,07	1,89	363,38		
17	0,167	361,99	363,30	7,26	1,53	363,52	363,46	7,48	1,72	363,71	363,53	7,57	1,80	363,79	363,88	6,47	2,21	364,20		
18	0,167	363,00	364,30	7,34	1,52	364,52	364,45	7,58	1,69	364,69	364,52	7,67	1,77	364,77	364,76	6,20	2,05	365,05		
19	0,167	364,04	365,31	7,49	1,48	365,52	365,47	7,75	1,67	365,71	365,53	7,85	1,74	365,78	365,57	7,91	1,79	365,83		
20	0,167	365,48	366,69	7,92	1,41	366,89	366,84	8,20	1,59	367,07	366,91	8,30	1,67	367,15	367,12	9,48	1,91	367,39		
21	0,167	366,59	367,73	8,53	1,33	367,92	367,87	8,82	1,49	368,08	367,93	8,93	1,56	368,15	368,26	9,38	1,95	368,54		
22	0,167	368,21	369,26	9,32	1,23	369,44	369,41	9,58	1,40	369,61	369,45	9,70	1,45	369,66	369,77	10,12	1,82	370,03		
23	0,167	371,07	372,14	9,21	1,25	372,32	372,26	9,47	1,39	372,46	372,33	9,56	1,47	372,54	372,65	9,94	1,84	372,91		
24	0,167	373,56	374,65	8,99	1,27	374,83	374,80	9,21	1,45	375,01	374,86	9,30	1,52	375,08	375,18	9,61	1,89	375,45		
25	0,167	375,46	376,60	8,65	1,33	376,79	376,73	8,85	1,48	376,94	376,80	8,92	1,56	377,02	377,17	9,13	2,00	377,46		
26	0,167	377,14	378,34	8,08	1,40	378,54	378,50	8,24	1,59	378,73	378,57	8,31	1,67	378,81	378,98	8,39	2,15	379,29		
27	0,167	378,80	380,17	6,93	1,60	380,40	380,37	7,02	1,83	380,63	380,44	7,09	1,91	380,71	380,74	7,45	2,26	381,06		
28	0,167	380,86	382,41	5,66	1,81	382,67	382,59	5,70	2,02	382,88	382,68	5,72	2,12	382,98	382,88	6,26	2,36	383,22		
29	0,167	381,71	383,48	4,79	2,07	383,78	383,51	5,29	2,10	383,81	383,53	5,49	2,12	383,83	383,61	6,38	2,22	383,93		
30	0,167	382,14	383,33	5,59	1,39	383,53	383,49	5,78	1,58	383,72	383,57	5,85	1,67	383,81	383,89	6,27	2,04	384,18		
31	0,167	382,71	383,20	6,82	0,57	383,28	383,26	7,10	0,64	383,35	383,30	7,20	0,69	383,40	383,44	7,72	0,85	383,56		
32	0,167	384,12	384,73	5,43	0,71	384,83	384,78	5,78	0,77	384,89	384,81	5,91	0,81	384,93	384,96	6,50	0,98	385,10		
33	0,167	384,27	384,82	6,13	0,64	384,91	384,88	6,43	0,71	384,98	384,91	6,54	0,75	385,02	385,06	7,07	0,92	385,19		
34	0,167	384,39	384,86	6,98	0,55	384,94	384,94	7,19	0,64	385,03	384,96	7,29	0,67	385,06	385,11	7,71	0,84	385,23		
35	0,167	386,05	386,83	4,33	0,91	386,96	386,89	4,72	0,98	387,03	386,92	4,89	1,02	387,07	387,07	5,49	1,19	387,24		

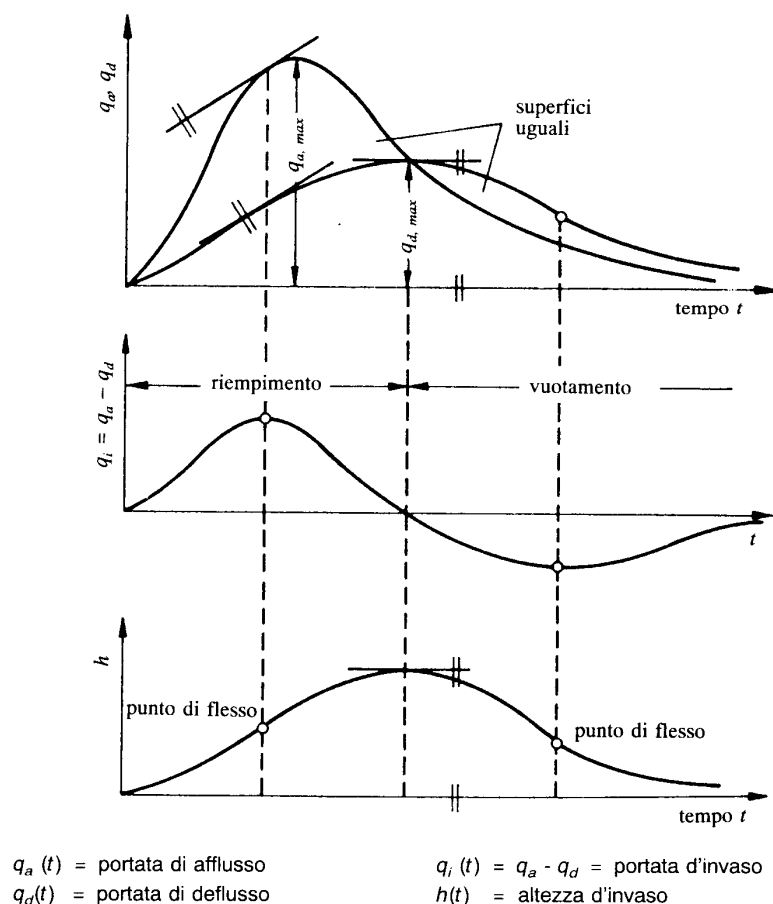
sez.	% t.s.	quota fondo (m.s.l.m.)	TR20				TR100				TR200				TR500			
			Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)	Quota p.i. (m.s.l.m.)	v (m/s)	battente (m)	Quota tot. (m.s.l.m.)
36	0,167	386,20	386,92	4,68	0,84	387,04	386,97	5,12	0,90	387,10	387,00	5,29	0,93	387,13	387,16	5,86	1,12	387,32
37	0,167	386,33	386,99	5,06	0,77	387,10	387,03	5,54	0,82	387,15	387,06	5,72	0,85	387,18	387,21	6,27	1,03	387,36
38	0,167	386,45	387,03	5,63	0,68	387,13	387,08	6,12	0,74	387,19	387,10	6,31	0,76	387,21	387,26	6,79	0,95	387,40
39	0,167	386,61	387,12	6,47	0,60	387,21	387,16	6,97	0,64	387,25	387,19	7,15	0,68	387,29	387,33	7,52	0,84	387,45
40	0,167	387,74	388,41	4,98	0,78	388,52	388,42	5,85	0,79	388,53	388,43	6,11	0,81	388,55	388,63	6,33	1,04	388,78
41	0,167	384,84	388,64	5,04	4,43	389,27	388,77	5,78	4,59	389,43	388,82	5,99	4,64	389,48	388,90	6,39	4,74	389,58
42	0,167	387,95	388,69	5,52	0,86	388,81	388,80	6,27	0,99	388,94	388,85	6,48	1,05	389,00	388,94	6,86	1,16	389,11
43	0,167	388,07	388,72	6,19	0,76	388,83	388,85	6,89	0,91	388,98	388,90	7,07	0,97	389,04	388,98	7,42	1,06	389,13
44	0,167	388,19	388,75	7,14	0,65	388,84	388,88	7,74	0,81	389,00	388,93	7,89	0,86	389,05	389,01	8,21	0,96	389,15
45	0,167	388,30	388,77	8,44	0,55	388,85	388,90	8,87	0,70	389,00	388,95	8,96	0,76	389,06	389,02	9,22	0,84	389,14
46	0,167	390,38	391,34	6,34	1,12	391,50	391,57	6,64	1,39	391,77	391,68	6,56	1,52	391,90	391,80	6,85	1,66	392,04
47	0,167	390,94	391,90	6,39	1,12	392,06	392,13	6,60	1,39	392,33	392,26	6,41	1,54	392,48	392,37	6,74	1,67	392,61
48	0,167	391,36	392,30	6,44	1,10	392,46	392,55	6,55	1,39	392,75	392,70	6,23	1,56	392,92	392,80	6,61	1,68	393,04

4 – VASCHE DI LAMINAZIONE

4.1 - Generalità

La laminazione costituisce uno dei mezzi di difesa attiva del territorio dalle portate di piena dei corsi d'acqua. Essa consiste nel creare, il più delle volte in modo artificiale, un sito nel quale accumulare i volumi d'acqua corrispondenti al colmo, e di rilasciarli in tempi successivi quando le condizioni idrometriche del fiume non destano più preoccupazione. Tale volume è detto cassa di espansione.

Nella figura appresso riportata viene illustrato schematicamente l'effetto di laminazione, rappresentando le curve cronologiche delle portate di afflusso $q_a(t)$ e di deflusso $q_d(t)$, della portata invasata $q_i(t) = q_a(t) - q_d(t)$ e dell'altezza di invaso del serbatoio $h(t)$.



Sull'effetto di laminazione influiscono le caratteristiche dell'onda di piena, il volume massimo d'acqua invasabile nel serbatoio, la sua geometria e le caratteristiche della bocca

di scarico, secondo processi fisici che possono essere descritti matematicamente dalle equazioni di seguito riportate.

Innanzitutto il fenomeno è governato dalla legge di continuità, che può essere espressa dalla seguente equazione differenziale

$$(q_{as} - q_{ds}) \cdot dt = S \cdot dh$$

dove $q_{as}(t)$ è la portata nota di afflusso al serbatoio nel generico istante t , che dipende dall'evento meteorico considerato e dalle caratteristiche del bacino a monte del serbatoio; $q_{ds}(t)$ è la portata di deflusso dal serbatoio, che dipende dal tipo di scarico (bocche a battente o a stramazzo, fisse o regolabili); S è la superficie del pelo libero del bacino, che dipende dalla geometria di questo e che può essere ricondotta ad una funzione monomia della profondità h del tipo $S = a \cdot h^b$ o anche ad altre forme che meglio approssimano i dati sperimentali.

Andando a sostituire le espressioni di $q_{as}(t)$, $q_{ds}(t)$ e S l'equazione risulta il più delle volte non risolvibile per via analitica. Si procede pertanto alla risoluzione della medesima con metodi di calcolo numerico, tra i quali quello delle differenze finite. Sostanzialmente si discretizzano gli intervalli infinitesimali dt e dh nelle variabili Δt e Δh . Il ciclo è reiterativo, e l'espressione diventa

$$\Delta h = \frac{\frac{q_{a1} + q_{a2}}{2} - \frac{q_{d1} - q_{d2}}{2}}{\frac{S_1 + S_2}{2}} \cdot \Delta t$$

dove gli indici 1 e 2 indicano due istanti successivi t_1 e t_2 separati da un intervallo Δt .

Nel nostro caso si sono utilizzate le seguenti espressioni:

$q_a(t)$ idrogramma di piena rio Calcinera;

$q_d(t)$ idrogramma di piena rio Calcinera depurato della parte derivata al quale si somma poi la portata di restituzione tracimata dagli stramazzi di troppo pieno delle due vasche;

S polinomio di terzo grado con i coeff a , b , c e d ottenuti con il metodo dei minimi quadrati.

4.2 – Interventi in progetto

Nel nostro caso, come si evince dall'analisi idraulica, le portate di piena per i vari tempi di ritorno esaminati non sono interamente smaltibili dal tratto terminale del corso d'acqua, il quale presenta situazioni molto artificializzate (tombinature ecc.).

Si è pertanto deciso di ricercare un sito ove poter immagazzinare i colmi di piena riducendone pertanto le rispettive portate in corrispondenza delle sezioni che presentano maggiori criticità.

La situazione geomorfologica non lasciava molta possibilità di scelta e si è optato per i prati esistenti prima dell'inizio del tratto tombinato. Spostarsi più a valle non avrebbe avuto senso in quanto si sarebbe perso l'effetto benefico della laminazione proprio dove esso serve, mentre più a monte le pendenze e gli spazi disponibili non avrebbero consentito un efficace funzionamento delle opere.

La topografia dei luoghi unitamente alle calcolazioni più avanti riportate addivengono alla proposizione di due vasche interamente in cemento armato disposte in cascata su due livelli differenti, entrambe disposte sul lato orografico destro del corso d'acqua. Tale scelta è ottimizzante sia da un punto di vista degli effetti di laminazione che da un corretto inserimento nel contesto ambientale, minimizzando il più possibile gli scavi e gli impatti.

La vasca di monte occupa una superficie utile di ca. **285 m²** e ha un volume di massimo invaso pari a ca. **450 m³**. Il paramento in cemento armato ha un'altezza massima di ca. **2.00** metri e si trova parzialmente interrato.

La vasca di valle occupa una superficie utile di ca. **160 m²** e ha un volume di massimo invaso pari a ca. **250 m³**. Il paramento in cemento armato ha un'altezza massima di ca. **2.00** metri e si trova parzialmente interrato.

Non si tratta quindi di sbarramenti artificiali ma bensì di due serbatoi disposti in fregio al corso d'acqua. Ai sensi dell'art.1 comma 2 della L.R. n. 25 del 06.10.2003 sono pertanto esclusi dall'applicazione della predetta normativa in quanto entrambi rientranti nella categoria di “vasche e serbatoi non costituenti fonte di rischio per gli insediamenti circostanti”.

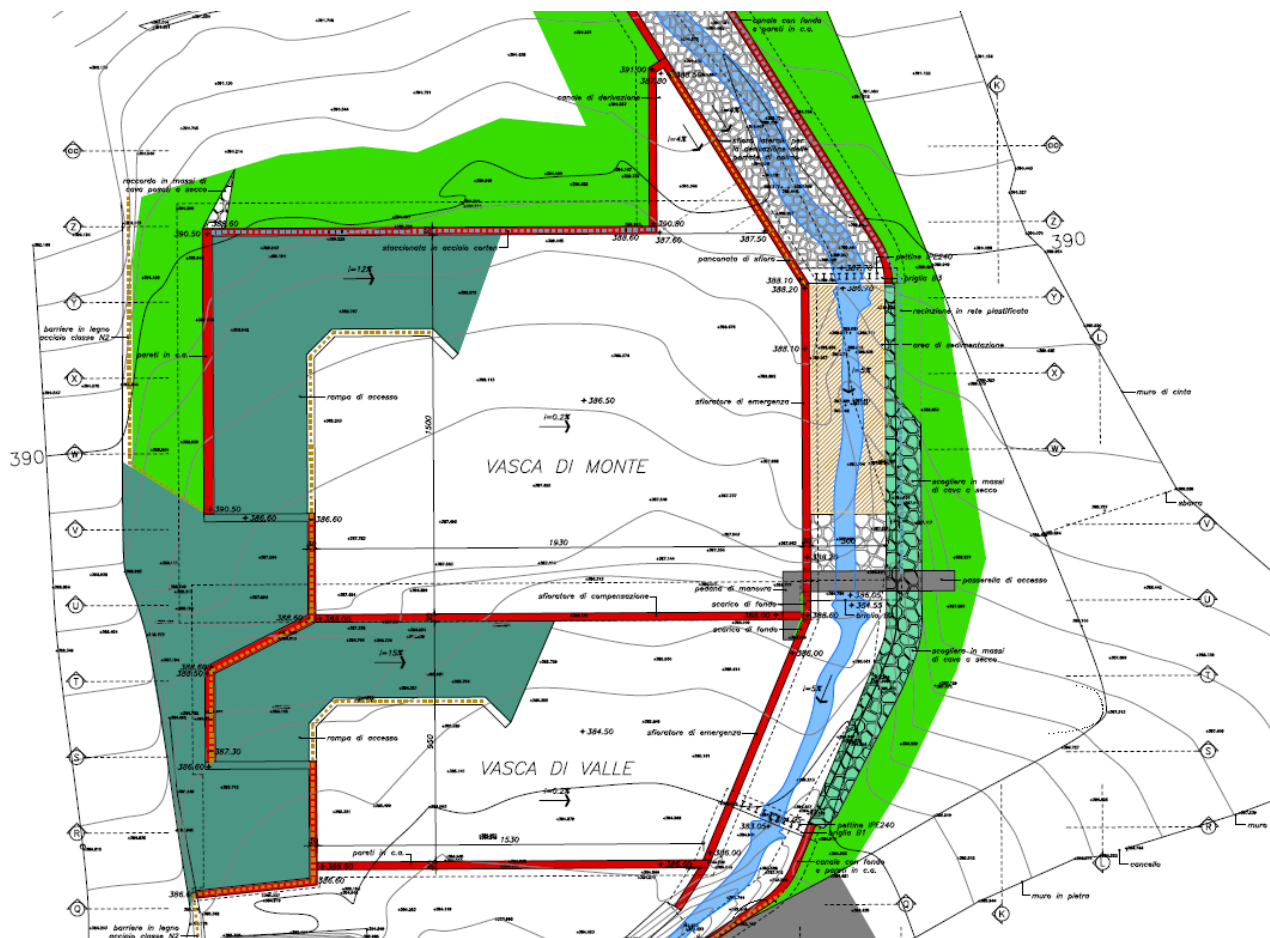
Il dimensionamento idraulico si sviluppa con il seguente schema cronologico.

Dall'analisi delle portate di piena riportata nel capitolo precedente si determinano i relativi idrogrammi di piena che, confrontati con le caratteristiche di smaltimento da parte del corpo idrico ricettore, determinano la capacità dell'invaso necessaria a garantire il non

superamento delle portate di efflusso ammissibili. L'ottimizzazione di tale processo non è banale e di seguito se ne riporteranno solo le parti che hanno poi permesso di addivenire alle scelte fatte.

Poi si procede alla verifica degli organi di regolazione (sfioratori di emergenza e scarichi di fondo).

A questo punto si effettuano le verifiche specifiche sulla stabilità dei singoli manufatti, per le quali si rimanda ad altro documento progettuale (allegato M).



Estratto planimetrico

4.3 – Idrogrammi di piena rio Calcinera

Il metodo della corrivazione consente di determinare l'andamento di un idrogramma di piena relativo ad un evento di precipitazione a partire dalla distribuzione spazio temporale di quest'ultimo.

Se in particolare si considera una distribuzione temporale pari a quella della curva di massima possibilità pluviometrica relativa ad un assegnato tempo di ritorno, la portata di colmo ottenuta corrisponde al valore di massima portata liquida relativa a quello stesso tempo di ritorno.

Per bacini di limitate dimensioni quali quello in esame, esso dà inoltre maggiore affidabilità sui risultati ottenuti.

L'utilizzo del metodo della corrivazione si basa sulle seguenti ipotesi:

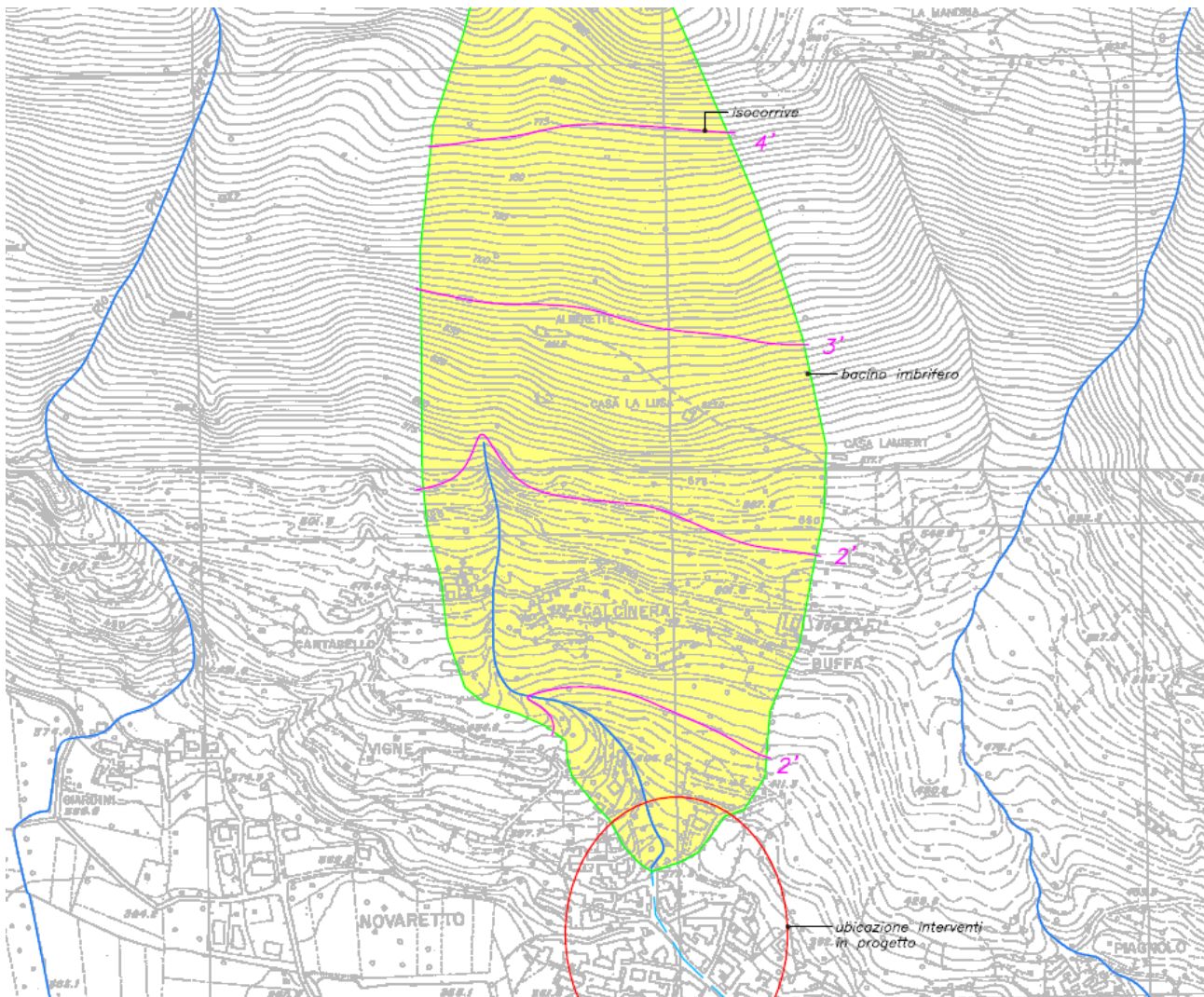
- la formazione della piena è dovuta unicamente a un fenomeno di trasferimento della massa liquida;
- ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui essa è caduta;
- la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre;
- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura.

Sono state tracciate le linee isocorrive, luogo dei punti del bacino caratterizzati dallo stesso tempo di corrivazione, secondo il metodo proposto da Viparelli, il quale considera le linee isocorrive approssimabili con le linee isoipse in quanto si presuppone che il tempo di corrivazione di ciascun punto del bacino sia proporzionale alla distanza che intercorre tra esso e la sezione di chiusura e che, in generale, a punti di quota più elevata corrispondono distanze maggiori e tempi di corrivazione più grandi.

Il tempo di corrivazione caratteristico del Rio Calcinera valutato alla sezione di derivazione delle piene risulta essere pari a 0.17 ore; l'equidistanza fra le linee isocorrive è pari a 1 min.

Ad ogni isocorriva corrisponde una determinata area di competenza, il cui valore moltiplicato per l'intensità di pioggia fornisce la portata defluente alla sezione di chiusura.

Per maggiori dettagli sulla suddivisione delle isocorrive si rimanda alla tavola 1 della quale viene riportato di seguito un estratto.



Estratto carta tecnica

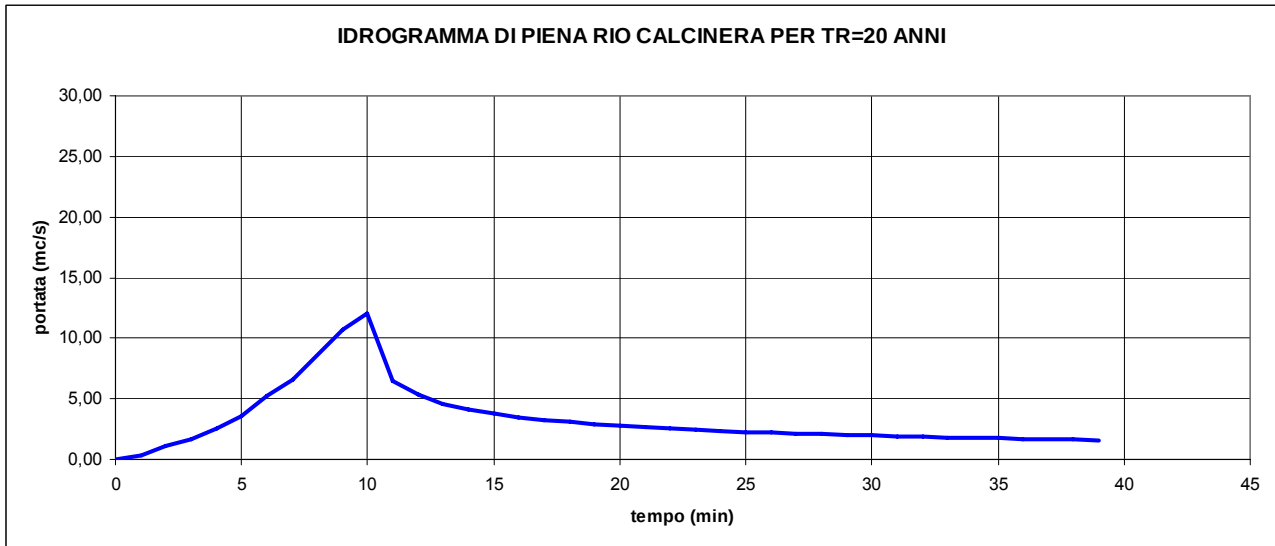
I colmi di piena sono un po' inferiori a quelli ottenuti con il metodo razionale. Ciò è dovuto esclusivamente alle approssimazioni numeriche: infatti se si infittiscono le curve isocorive la portata di colmo tende al valore determinato prima. Comunque la cosa non preoccupa in quanto ciò che realmente conta è il volume complessivamente defluito, definito dall'area sottesa dall'idrogramma di piena. In tal senso la sommità dell'idrogramma ha una superficie trascurabile rispetto a quella complessiva. Inoltre, come si vedrà più avanti, la condizione di invaso pieno si raggiunge in un tempo successivo a quello del passaggio del colmo di piena.

L'idrogramma **TR200** viene utilizzato per la definizione del volume totale del bacino. Per esso si dimensionano inoltre gli scarichi di emergenza (sfioratori) e il rilevato arginale (franco, spinte ecc.). In buona sostanza rappresenta la portata di massima piena.

I TR 20, TR100 e TR500 servono a dare indicazioni complementari.

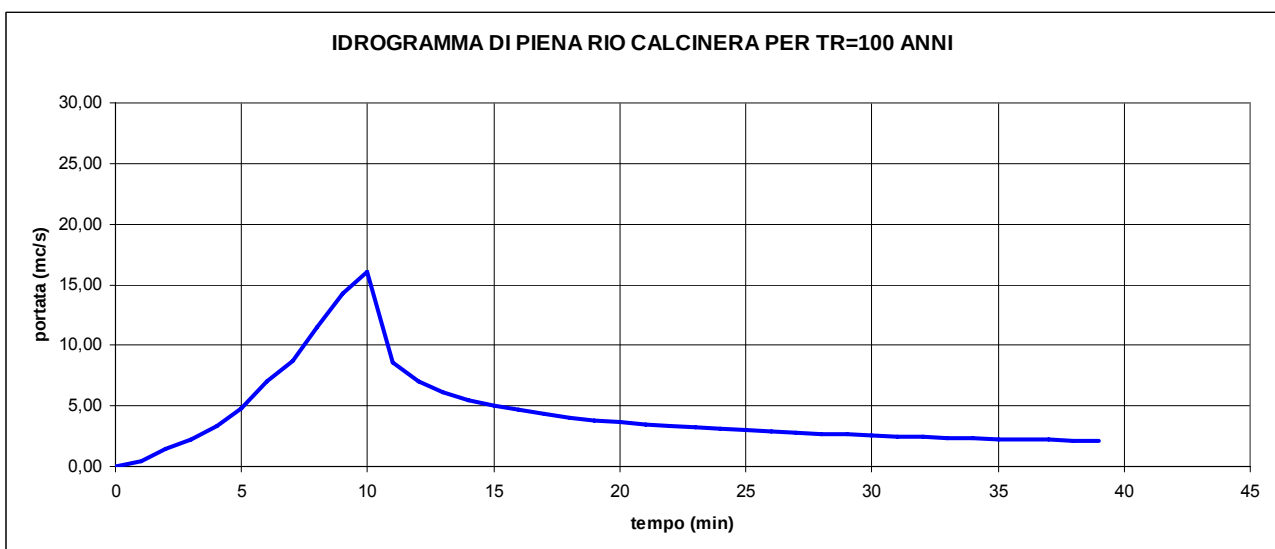
4.3.1 – Idrogramma TR20

Di seguito si è riportato l'idrogramma di piena del rio Calcinera corrispondente ad un coeff. di deflusso pari a **0.68**. Da esso si desume una portata al colmo pari ca. a **12 m³/s** e complessivi **7.780 m³** defluiti in **39** minuti



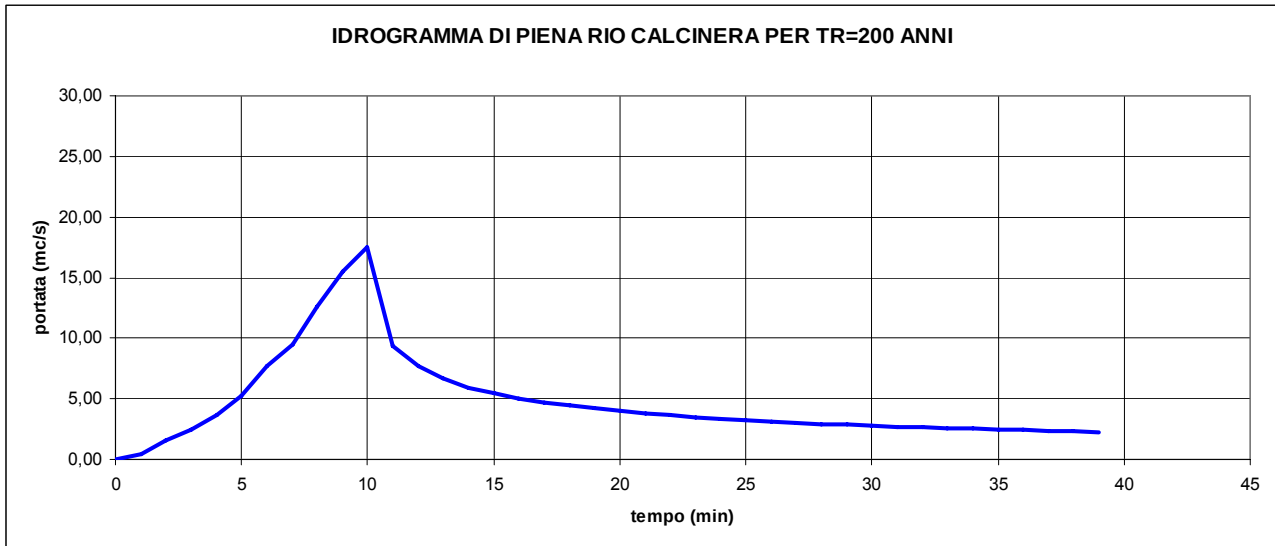
4.3.2 – Idrogramma TR100

Di seguito si è riportato l'idrogramma di piena del rio Calcinera corrispondente ad un coeff. di deflusso pari a **0.70**. Da esso si desume una portata al colmo pari ca. a **16 m³/s** e complessivi **10.307 m³** defluiti in **39** minuti



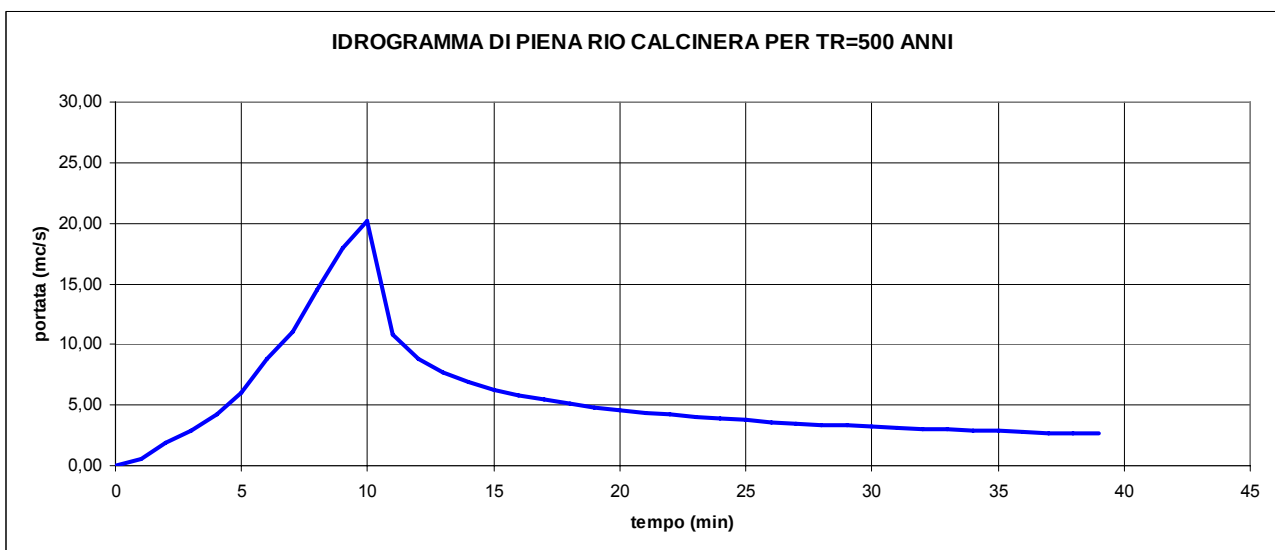
4.3.3 – Idrogramma TR200

Di seguito si è riportato l'idrogramma di piena del rio Calcinera corrispondente ad un coeff. di deflusso pari a **0.70**. Da esso si desume una portata al colmo pari ca. a **17.5 m³/s** e complessivi **11.226 m³** defluiti in **39** minuti



4.3.4 – Idrogramma TR500

Di seguito si è riportato l'idrogramma di piena del rio Calcinera corrispondente ad un coeff. di deflusso pari a **0.72**. Da esso si desume una portata al colmo pari ca. a **20 m³/s** e complessivi **12.951 m³** defluiti in **39** minuti



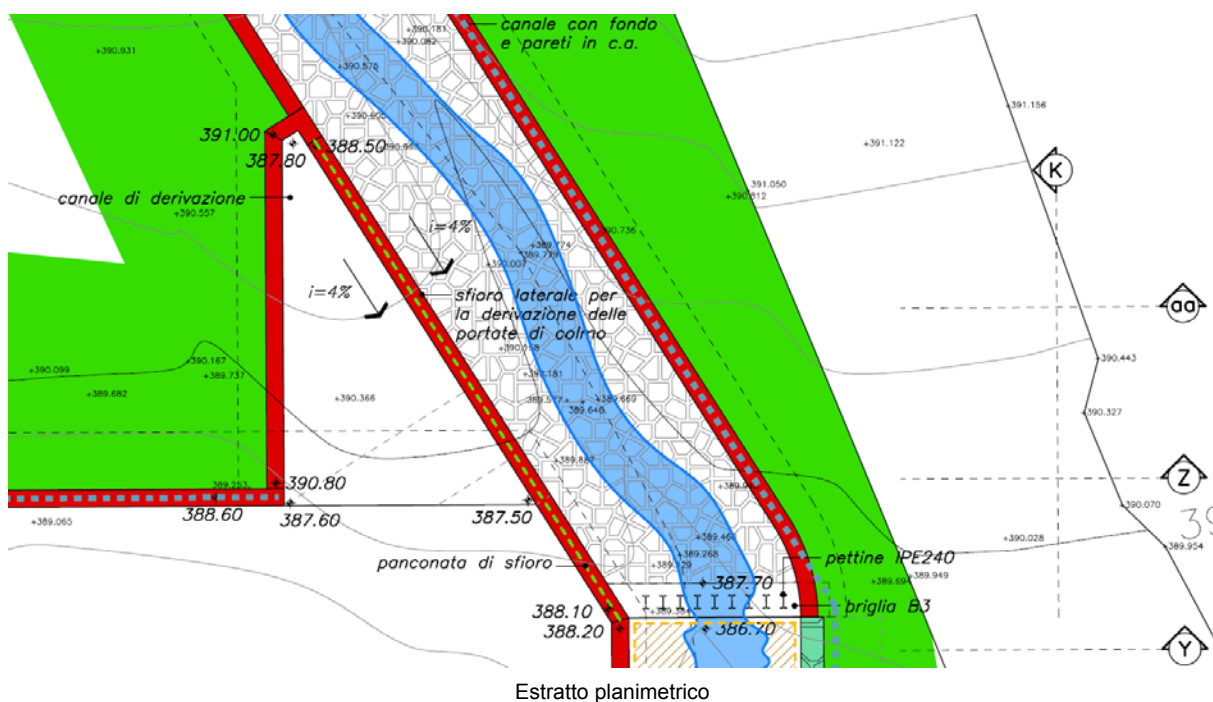
4.4 – Opere di derivazione

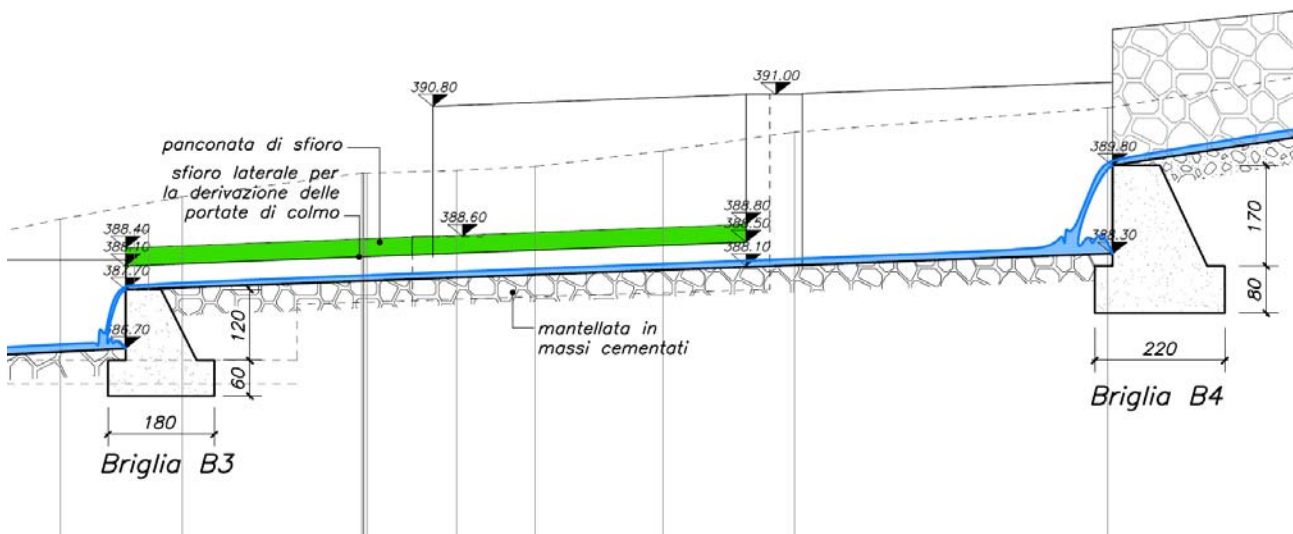
La derivazione dei colmi di piena avviene mediante sfioro laterale in sponda orografica destra. Esso viene di seguito dimensionato per un TR di 200 anni e poi si sono provate simulazioni per altri valori di TR (20, 100 e 500 anni).

Il manufatto consta di un tratto di soglia in cemento armato dello sviluppo rettilineo di complessivi metri **10.0** con pendenza parallela all'alveo del **4.0** %. Esso presenta un petto di sfioro di **40** cm. rispetto al fondo scorrevole del corso d'acqua. Al di sopra viene poi montata una panconatura costituita da piantoni in acciaio inox disposti ad un interasse di metri **2.0** e ancorati nel getto in calcestruzzo, che svolgono funzione di gargami, nei quali sono poi inserite due file sovrapposte di listoni in legno di castano dimensioni cm. **15x5**, per un'altezza complessiva di **30** cm. La soglia di sfioro avrà pertanto un petto complessivo di **70** cm rispetto al fondo alveo e si comporterà come uno stramazzo in parete sottile.

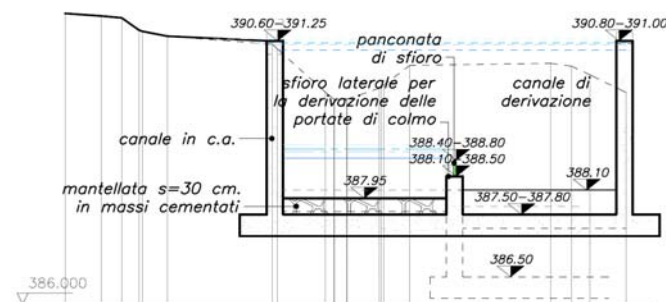
Il canale di derivazione, a portata variabile, presenta una sezione rettangolare in cemento armato di larghezza variabile da metri **0.5** a ca. metri **4.5**. Presenta anch'esso una pendenza del **4.0 %** e pertanto il dislivello tra il proprio piano di scorrimento e la soglia di sfioro si mantiene costante ed è pari a **90 cm**. Ciò consente di evitare, in condizioni normali, problemi di rigurgito. Esso termina in corrispondenza della vasca di monte.

Di seguito si riportano alcuni estratti grafici.





Prospetto lato alveo



Sezione trasversale tipo

4.4.1 – Lo sfioratore laterale

4.4.1.1 – Cenni teorici

Il problema degli sfioratori laterali dei canali può essere risolto con il criterio della costanza dell'altezza di energia totale. La descrizione di seguito riportata è un po' prolissa e può anche essere vista in modo molto veloce.

Si considera un alveo prismatico indefinito; in un suo tratto di breve lunghezza sia disposta lungo una generatrice una soglia sfiorante (stramazzo laterale). La corrente, in moto permanente, che ha la portata q_m in corrispondenza della sezione iniziale dello stramazzo (sezione m), perde nel tratto dello stramazzo la portata $\Delta q = q_m - q_v$ ed è q_v la portata nel canale in corrispondenza della sezione finale (sezione v). Le altezze d'acqua della corrente variano corrispondentemente tra m e v, da h_m ad h_v .

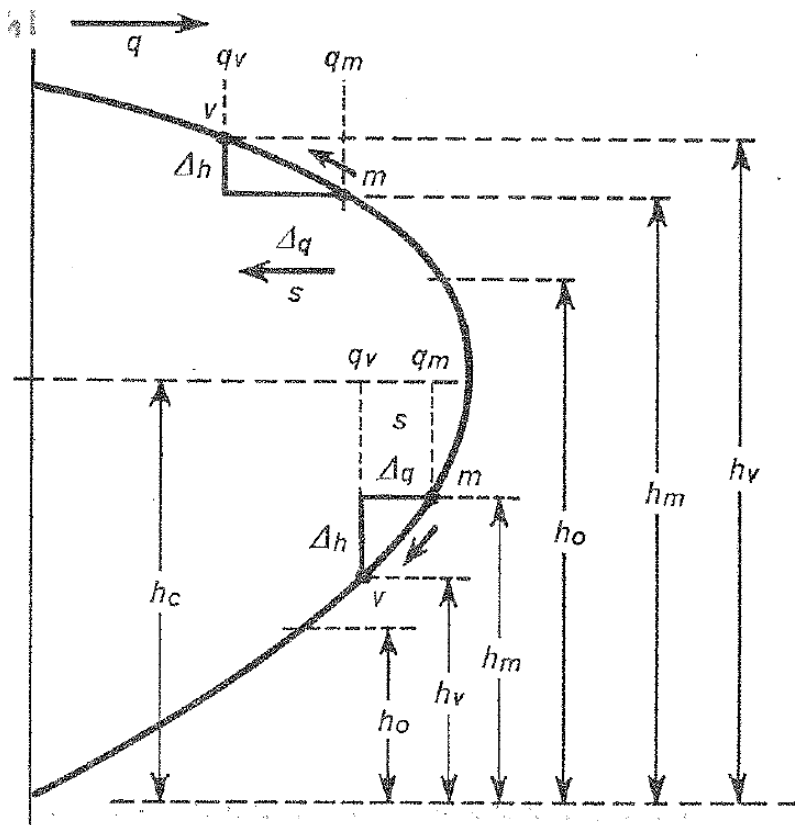


Grafico della $h(q)$ base della determinazione del profilo superficiale della corrente con sfioratore laterale

Si ammette che $\Delta h = h_m - h_v$ sia piccolo cosicchè la corrente possa essere considerata lineare lungo tutto il tratto dello sfioratore. Si ammette ancora l'assenza di particolari fenomeni di turbolenza (quindi di dissipazione di energia) dovuti all'efflusso laterale, come pure che le perdite di energia relative al tratto di corrente tra m e v, dovute al normale flusso, siano piccole a fronte delle trasformazioni fra energia cinetica e potenziale.

In tali condizioni si può considerare che ogni unità di volume della corrente transitante nel canale e che non devia lateralmente conservi su tutto il tratto m-v la sua energia totale, riferita al fondo; con ciò l'equazione della corrente nel tratto predetto è $K = \text{cost.}$ e quindi:

$$q = \varpi \sqrt{2g(K - h)} \quad (1)$$

con K costante; questa costituisce la relazione tra q ed h ed è espressa graficamente dalla curva sopra riportata.

Sia μ il coefficiente di efflusso dello stramazzo, supposto costante. Se h_0 è l'altezza della soglia sfiorante sul fondo ed h l'altezza d'acqua in una sezione generica di coordinata

s nella direzione e verso della corrente, la portata stramazzante, e quindi perdita dalla corrente per unità di lunghezza, è:

$$\mu\sqrt{2g}(h-h_0)^{3/2}$$

L'equazione di continuità della corrente è quindi:

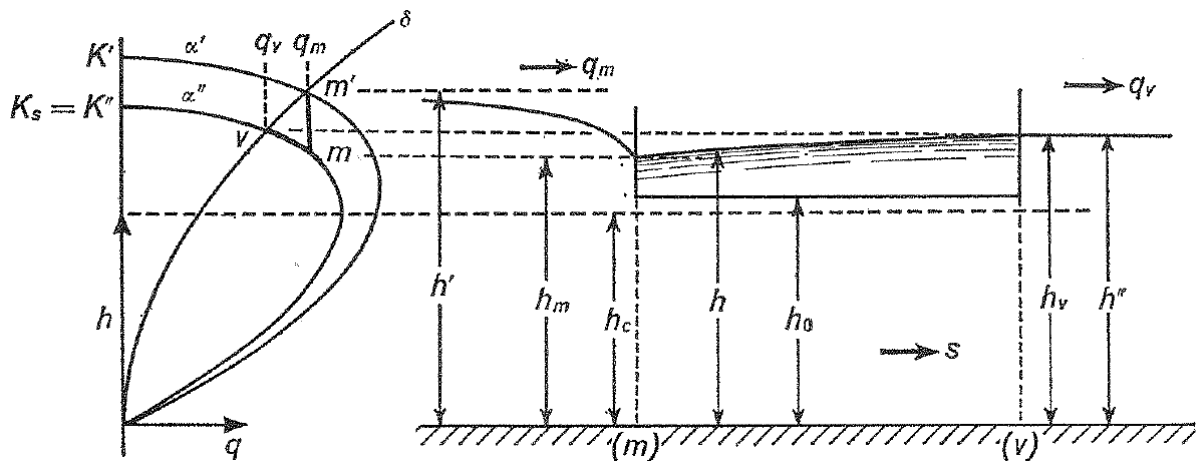
$$\frac{dq}{ds} = -\mu\sqrt{2g}(h-h_0)^{3/2} \quad (2)$$

Le (1) e (2) costituiscono le equazioni della corrente nel tratto dello stramazzo.

4.4.1.2 - Andamento qualitativo delle h

Interessa anzitutto stabilire l'andamento generale delle h nel tratto predetto.

Si suppone dapprima che l'altezza h_0 sia maggiore dell'altezza critica h_c della corrente; è evidente che le h , per essere nel tratto tutte maggiori di h_0 , sono tutte maggiori di h_c e la corrente nel tratto è lenta. Dal grafico della $h(q)$ si rileva poi che, in quanto q decresce lungo lo stramazzo (verso positivo di s), la curva $h(q)$ viene percorsa verso l'alto per cui h cresce nel verso stesso e l'andamento del profilo è quello riportato nella figura di seguito riportata.



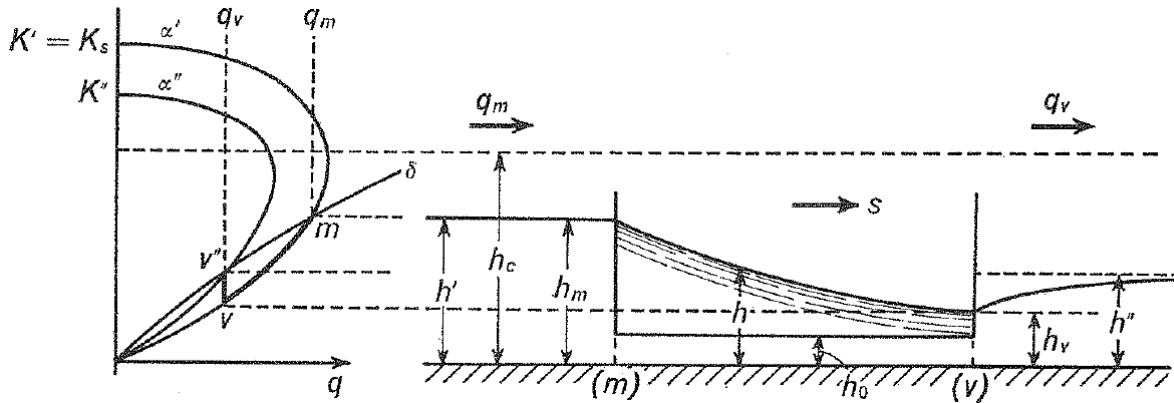
Profilo superficiale della corrente con sfioratore laterale; corrente lenta a monte e a valle

Si suppone poi che l'altezza h_0 sia minore dell'altezza critica h_c della corrente. Si possono allora verificare due casi.

Il primo è quello in cui h_m e h_v sono entrambe superiori ad h_c e situazione e andamento del profilo sono analoghi a quelli già indicati nel caso precedente.

Il secondo è quello in cui h_m e h_v sono entrambi minori di h_c (corrente veloce nel tronco); il grafico della $h(q)$ indica che per il diminuire di q nel verso positivo di s , la curva

$h(q)$ viene percorsa verso il basso e l'andamento del profilo diventa quello riportato nella figura sottostante.



Profilo superficiale della corrente con sfioratore laterale; corrente veloce a monte e a valle

4.4.1.3 - Procedimento risolutivo

Viene indicato dapprima il procedimento per la determinazione delle h supposta nota una qualunque delle due condizioni agli estremi h_m o h_v , e in secondo tempo quale di queste due deve essere, nei diversi casi, assunta a base della determinazione stessa.

Si considera la funzione ausiliaria di h :

$$\theta = \frac{2}{\mu \sqrt{2g(h - h_0)}}.$$

Si riconosce immediatamente che:

$$\frac{d\theta}{dh} = -\frac{1}{\mu \sqrt{2g(h - h_0)^{3/2}}},$$

con ch  la (2) pu  essere scritta:

$$\frac{dq}{ds} = \frac{1}{\frac{d\theta}{dh}},$$

da cui, con semplici passaggi:

$$\frac{ds}{dh} = \frac{d\theta}{dh} \frac{dq}{dh},$$

e, sostituendo anche secondo la (1) e ricordando che $d\omega/dh = l(h)$ = larghezza del pelo libero del canale in corrispondenza dell'altezza h :

$$\frac{ds}{dh} = \frac{(K-h)^{1/2}}{\mu(h-h_0)^{3/2}} \left(\frac{1}{2} \frac{\varpi}{K-h} - l \right),$$

il secondo membro della quale è funzione solo di h .

Questa può essere risolta numericamente alle differenze finite, ad esempio con elevata precisione con il procedimento di Runge-Kutta.

Siano h_i ed h_{i+1} due altezze, prossime, della corrente, la cui differenza $h_{i+1} - h_i$ verrà indicata con Δh , e che si suppongono prefissate; se la prima si verifica alla ascissa s_i , la seconda si verifica alla ascissa $s_{i+1} = s_i + \Delta s_i$, con:

$$\Delta s_i = \frac{\Delta h}{6} \left(f_{h=h_i} + 4f_{h=h_i+\frac{1}{2}\Delta h} + f_{h=h_i+\Delta h} \right).$$

In altre parole, l'incremento Δs di s tra le altezze h_i e h_{i+1} è uguale alla media pesata dei valori di ds/dh : all'inizio dell'intervallo ($h = h_i$) con peso uno, a metà dello intervallo ($h = h_i + \frac{1}{2} \Delta h$) con peso quattro, e alla fine dell'intervallo ($h = h_i + \Delta h$) con peso uno.

Con la regola precedente è possibile, nota un'altezza h_0 alla ascissa $s = 0$, determinare le successive ascisse s a cui si verificano altezze progressivamente crescenti o decrescenti rispetto ad h_0 e quindi determinare, procedendo per piccoli intervalli di altezza, il profilo della corrente.

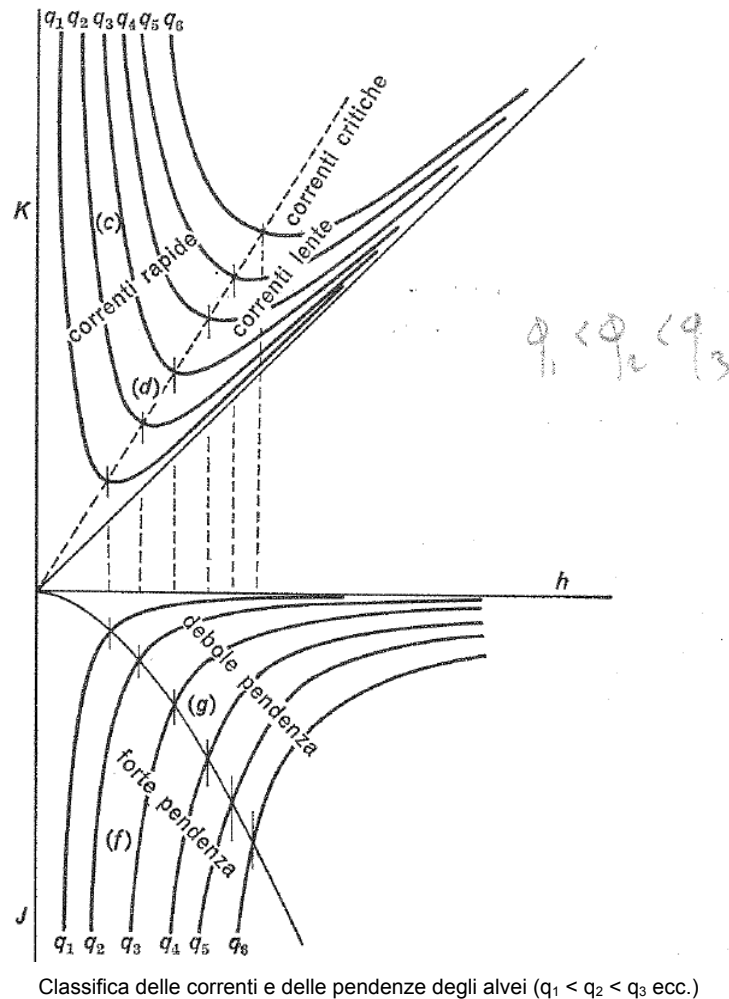
Tale algoritmo è stato implementato su foglio elettronico Excel.

Dalle considerazioni che seguiranno risulta che in ogni caso, delle due altezze estreme h_m e h_v , quella determinata dalle caratteristiche generali della corrente è la maggiore delle due, cioè h_v nel caso della corrente lenta ed h_m nel caso di corrente veloce; il calcolo di cui sopra procederà quindi per valori di h decrescenti cui corrispondono Δs negativi ed s decrescenti nel primo dei due predetti casi e Δs positivi ed s crescenti nel secondo.

4.4.1.4 - Condizioni al contorno

Le osservazioni che seguono permettono di precisare le condizioni di estremità del tratto.

Si considera il caso che l'alveo risulti a debole pendenza per la portata q_v ; esso, per uguale pendenza di fondo, è anche a debole pendenza per la maggior portata q_m (vedi grafico seguente, quadrante inferiore), per cui la corrente è lenta a valle, lungo lo stramazzo e a monte.



Giacchè in tale situazione i rigurgiti si propagano verso monte, è l'altezza finale del tratto di stramazzo, h_v , che si uguaglia con quella di regime uniforme a valle h'' .

L'altezza iniziale del tratto stesso, h_m , risulta inferiore a quella di regime uniforme a monte h' ; pertanto la corrente a monte assume un profilo di rigurgito di depressione.

Relativamente all'andamento lungo la corrente dell'altezza di energia totale K si può osservare quanto segue.

La K è per ipotesi costante lungo il tratto m-v (e il suo valore sarà indicato con K_s) ed è uguale a quella K'' della corrente a valle per la identità di h_v con h'' .

La K a monte, di regime uniforme, (indicata con K') è invece superiore a K_s per essere $h' > h_m$ e la differenza $K' - K_s$ viene perduta per le maggiori velocità della corrente lungo il rigurgito di depressione.

La situazione è riassunta nella figura sopra riportata relativa alle correnti lente. Vi sono tracciate le curve α' e α'' delle $q(h)$ per le altezze di energia K' e K'' e la curva δ delle $q(h)$ per il regime uniforme:

$$q = \frac{\varpi^{5/3} k_{st} j^{1/2}}{c^{2/3}}$$

dove k_{st} è il coeff. di scabrezza di Gaukler-Strikler, j è la pendenza del fondo e c è lo sviluppo del contorno bagnato.

Il punto m' di incontro di δ con α' rappresenta i valori di q (uguale a q_m) ed h' in regime uniforme, e cioè all'infinito a monte. Procedendo lungo il profilo della corrente a monte, il punto rappresentativo scende lungo la retta $q = q_m = \text{cost.}$ fino al punto m di incontro con la curva α'' , punto m che è quindi rappresentativo delle condizioni all'inizio dello stramazzo ($q = q_m$, $h = h_m$).

Relativamente al tratto lungo lo stramazzo il punto rappresentativo risale lungo la curva α'' ($K = K_s = \text{cost.}$, q decrescente, h crescente) fino al punto v , incontro della δ con α'' , che rappresenta le condizioni di regime uniforme a valle ($q = q_v$, $h = h''$).

Nel caso che l'alveo risulti a forte pendenza per la portata a monte q_m , esso per uguale pendenza di fondo, è anche a forte pendenza per la minor portata q_v (vedi quadrante inferiore del grafico sopra riportato) per cui la corrente è veloce a monte, lungo lo stramazzo e a valle. Giacchè in tale situazione i rigurgiti si propagano verso valle, è l'altezza iniziale del tratto di stramazzo h_m che si uguaglia con quella di regime uniforme a monte h' . L'altezza finale del tratto stesso h_v risulta inferiore a quella di regime uniforme a valle h'' ; pertanto la corrente a valle assume un profilo di rigurgito di sollevamento (vedi figura dello sfioratore in condizioni di correnti veloci).

Circa l'andamento lungo la corrente dell'altezza di energia totale K si può osservare quanto segue.

Il suo valore, costante, K_s lungo lo stramazzo è uguale a quello K' della corrente a monte per l'identità di h_m con h' . La K di regime uniforme a valle, K'' , è invece inferiore a K_s per essere $h_v < h''$ e la differenza $K_s - K''$ viene perduta per le maggiori velocità rispetto al regime uniforme nel successivo tratto depresso di profilo di rigurgito.

La situazione è riassunta nella figura delle correnti veloci. Vi sono tracciate le curve α' , α'' e δ analoghe a quelle del caso precedente. Il punto m di incontro di α' con δ (coordinate $q = q_m$ e $h = h' = h_m$) rappresenta la situazione della corrente a monte ed all'inizio dello stramazzo; l'arco $m v$ sulla α' ($K = K' = K_s = \text{cost.}$, q ed h decrescenti) rappresenta la situazione della corrente lungo lo stramazzo; il segmento $v v''$ (sulla $q_v = \text{cost.}$) rappresenta la situazione della corrente rigurgitata a valle ed il punto v'' , Incontro della α'' con δ , rappresenta la situazione stessa all'infinito a valle (il diagramma mostra

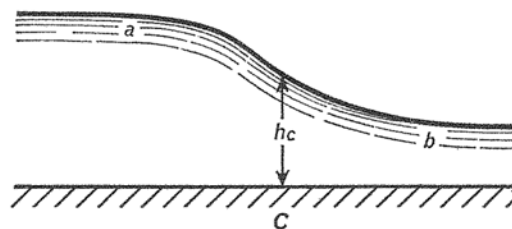
anche che, per normali tipi di sezione che hanno andamento della δ quale rappresentato nella figura delle correnti veloci, la h'' risulta superiore ad h_v).

4.4.1.5 - Caso particolare: corrente lenta a monte e veloce a valle

Il grafico sopra riportato (quadrante inferiore) indica che per il diminuire della portata lungo un alveo a pendenza di fondo costante, se esso risulta a debole pendenza per la minor portata (a valle), tale è anche a monte (maggior portata); se esso risulta a forte pendenza per la maggior portata (a monte) lo è anche a valle (minor portata); ma che se è a debole pendenza per la maggior portata (a monte) può essere a valle (minor portata) ancora a debole pendenza oppure può divenire a forte pendenza.

È quindi da analizzare, nei riguardi dello stramazzo laterale, ancora questo ultimo caso.

Si può osservare anzitutto che, relativamente al passaggio della corrente da alveo a debole pendenza ad alveo a forte pendenza, il profilo superficiale della corrente è costituito da un primo tratto di rigurgito in corrente lenta accelerata (tratto a della figura di seguito riportata) fino allo stato critico (sezione c), indi da un tratto di rigurgito in corrente veloce accelerata (tratto b) a partire dallo stato critico.



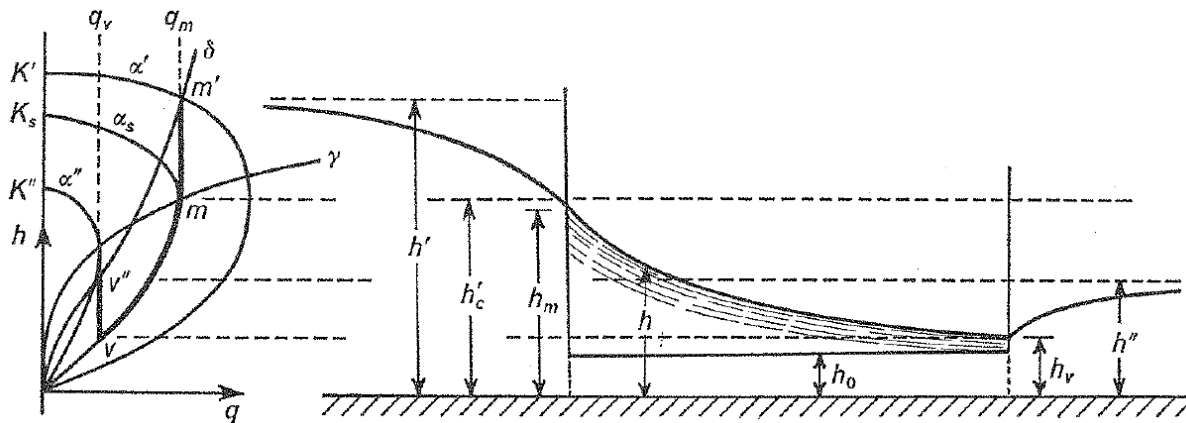
Passaggio della corrente per lo stato critico

Orbene, il ramo a del profilo non è compatibile, ad energia totale costante, con la diminuzione di portata (relativamente alla quale, in corrente lenta, si deve avere rialzamento del profilo, come precedentemente dimostrato) mentre è compatibile il ramo b (vedi la stessa figura).

Agli effetti dello sfioratore laterale ciò significa che è il ramo b che si verifica lungo esso e che quindi nella sezione m dello sfioratore si stabilisce l'altezza critica.

Risulta in base a ciò determinata l'altezza iniziale $h_m = h'_c$ intesa con h'_c l'altezza critica per la corrente di monte; il profilo lungo lo stramazzo e a valle seguirà poi l'andamento del secondo dei casi precedentemente trattati.

Si hanno, pertanto, rigurgiti sia a monte che a valle dello stramazzo, del tipo indicato nella figura di seguito riportata e la altezza di energia totale a monte K' per corrente uniforme risulta maggiore di quella lungo lo stramazzo K_s (ammessa costante) e questa a sua volta maggiore di quella per corrente uniforme a valle K'' .



Profilo superficiale della corrente con sfioratore laterale: corrente lenta a monte e rapida a valle.

Nella figura sopra riportata sono tracciate le curve α' , α_s , α'' , di $q(h)$ per altezze di energia totale rispettivamente K' , K_s , K'' . Nella figura stessa è tracciata la curva δ che rappresenta la correlazione $q(h)$ per il regime uniforme e la curva γ che unisce i punti di massimo di tutte le curve della famiglia delle α , curva che, pertanto, rappresenta gli stati critici per diverse energie totali K .

La situazione che si verifica è la seguente. Il punto m' di intersezione di δ con α' rappresenta la coppia di valori q_m e h' di regime uniforme, e ad esso corrisponde il punto all'infinito del profilo di monte; il punto m di intersezione della retta $q = q_m = \text{cost}$ con la curva γ rappresenta la coppia di valori q_m ed $h'_c = h_m$ che si verificano nella sezione iniziale dello stramazzo; per il punto m passa, e vi ha il massimo, la curva α_s correlativa al valore dell'altezza di energia K_s lungo lo stramazzo. I punti del segmento $m'm$ sono associati alla situazione della corrente lungo la curva di rigurgito a monte.

La situazione lungo il tratto di stramazzo è rappresentata dall'arco mv della curva α_s ; il punto v è l'intersezione della curva stessa con la retta $q = q_v = \text{cost}$.

Quest'ultima retta interseca la curva δ nel punto v'' , ove la h ha il valore h'' , ed h'' è l'altezza di regime uniforme della corrente a valle e quindi l'altezza della corrente all'infinito a valle; per il punto v'' passa la curva α'' correlativa all'altezza di energia K'' per il regime uniforme a valle. I punti del segmento vv'' sono associati alla situazione della corrente lungo la curva di rigurgito a valle.

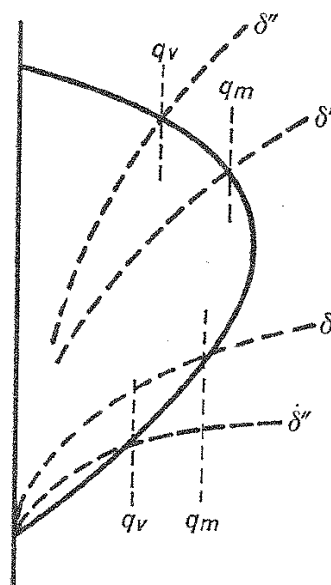
4.4.1.6 - Generalizzazione dei risultati: sfioratore laterale senza perdite energetiche

Le osservazioni e le determinazioni sopra svolte sono facilmente estensibili al caso in cui la pendenza o il tipo di sezione dei due canali a monte e a valle dello stramazzo siano diverse.

Nei casi del genere, in luogo di considerare una sola curva δ della relazione $q(h)$ di regime uniforme, valevole sia per monte che per valle, sono da considerarne due, una δ' relativa al canale a monte ed una δ'' relativa al canale a valle.

Le situazioni che si possono allora presentare sono più numerose delle tre sopra trattate, dipendentemente dalle posizioni relative che possono avere nel piano q, h le due curve δ ; tuttavia esse possono essere affrontate con considerazioni analoghe a quelle dei casi sopra svolti.

Si accennerà qui solo al problema particolare di stabilire le pendenze (o le sezioni d'alveo) di uno dei due canali, a monte o a valle, assegnate le caratteristiche dell'altro o le caratteristiche dello sfioratore, e tali che in nessuno dei due si verifichino rigurgiti (e cioè le altezze iniziali e finali dello stramazzo coincidano con quella di regime uniforme a monte e a valle). Si ha in tal caso uno sfioratore senza perdita di energia (per rigurgiti). La situazione è illustrata nella figura di seguito riportata: le curve δ' e δ'' di regime uniforme $q(h)$ rispettivamente a monte e a valle, diverse per diversità di pendenze di fondo o di sezioni, intersecano la curva $K = \text{cost}$ dello sfioratore alle ascisse q_m e q_v tali che la differenza $q_m - q_v$ è la portata defluente lateralmente dallo sfioratore.



Determinazione dello sfioratore laterale senza perdita di energia

In pratica, noti gli elementi della corrente a regime uniforme (q ed h) per uno degli estremi dello stramazzo, verrà determinato il profilo della corrente lungo questo partendo dal valore di h a tale estremo; si otterranno così gli elementi q ed h ai secondo estremo; è con questi che si passerà a determinare le caratteristiche del canale che precede o segue, tali che quei valori di q ed h corrispondano a regime uniforme.

4.4.2 – Elaborazioni numeriche

Come già menzionato al paragrafo precedente, i calcoli sono stati implementati su un foglio elettronico.

Il tratto d'alveo prospiciente la derivazione viene artificializzato mediante la formazione di un canale in cemento armato con mantellata di fondo in massi cementati, di larghezza costante $l = 3.0$ metri e pendenza costante $i = 4.0$ %.

Si considera una scabrezza (Gauckler-Strickler) $k_s = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

I calcoli si sono sviluppati discretizzando la portata in arrivo da monte q_m per intervalli di $1 \text{ m}^3/\text{s}$ in un range di valori che vanno da 4 a $20.2 \text{ m}^3/\text{s}$. Con procedimento iterativo si determinano i rispettivi livelli h' di moto uniforme. La corrente è risultata sempre di tipo veloce.

A questo punto, per ogni singolo valore di portata q_m considerato, è stata risolta l'equazione differenziale dello sfioratore laterale con metodo numerico alle differenze finite (procedimento di Runge-Kutta) e si è determinata la portata derivata q_d . Nel procedimento è ricompreso anche il calcolo del profilo di sfioro, dell'altezza di valle h_v in corrispondenza della sezione finale dello sfioratore e dell'altezza di moto uniforme h'' corrispondente alla portata di valle $q_v = q_m - q_d$.

In allegato 1, 2 e 3 sono riportati, per ogni valore di portata q_m considerato, il profilo di sfioro, la scala di deflusso della portata sfiorata (derivata) e i diagrammi $h(q)$, rispettivamente per altezze del petto di sfioro di cm. 70 (panconata completa), di cm. 55 (panconata a metà) e di cm. 40 (panconata assente).

4.4.3 – Osservazioni

Lo sfioratore di derivazione rappresenta il fulcro centrale di tutto il sistema. Allo stato attuale esso è stato dimensionato per ottimizzare l'intero sistema per portate di deflusso duecentennali.

Nel capitolo 2 si è fatto cenno di come il calcolo delle portate sia stato commisurato alle indicazioni recepite da Regione Piemonte in fase di adeguamento del PRGC al PAI.

Sostanzialmente ciò deriva dall'aver considerato valori molto alti del coefficiente di deflusso, pari ca. al doppio di quanto proposto dalla letteratura scientifica.

Questa scelta, peraltro condivisibile in quel contesto, si riferiva nello specifico alla verifica dei deflussi in condizioni limite, e quindi introduceva un principio di elevata cautela nei confronti della programmazione urbanistica ecc.

Valori del coefficiente di deflusso molto alti presumono assenza di sottazione dei deflussi da parte dei fenomeni di evapotraspirazione, sempre presenti, ma soprattutto mancanza di capacità di assorbimento da parte dei suoli, tipico questo degli impluvi completamente asciutti che si attivano solo in concomitanza di fenomeni metereologici intensi.

Nel nostro caso siamo invece in presenza di portate di deflusso abbastanza costanti dell'ordine di qualche litro al secondo che presumono l'esistenza di sorgenti dotate di un non trascurabile bacino di emungimento. Stessa cosa avviene anche nei bacini limitrofi (rio Bruttacosta e rio Prabarbè) per cui si ipotizza che buona parte delle acque provengano esclusivamente dal singolo bacino di appartenenza.

Il valore della portata duecentennale sopra considerato potrebbe quindi non avverarsi mai, o quanto meno la laminazione non si svolgerebbe in maniera efficace.

Si è pertanto scelto di realizzare lo sfioratore in due parti: una prima parte è fissa (muro in cemento armato) e presenta un petto di 40 cm. rispetto al piano di scorrimento del corpo idrico da derivare mentre la seconda parte (panconatura in legno) è modulabile sino ad un massimo di 70 cm.

Il petto di sfioro potrà quindi essere regolato in qualsiasi momento successivo il singolo evento di piena in base alle indicazioni da esso derivate. Tale operazione dovrà essere comunque sempre sovrintesa da personale tecnico di elevata specializzazione in quanto si potrebbero verificare situazioni anomale e pericolose.

E' questo il caso in cui, per particolari idrogrammi di piena, si potrebbe verificare la situazione limite nella quale le vasche sono piene e cominciano a tracimare verso l'alveo e la portata di quest'ultimo continua ad aumentare. In tal caso, per un istante molto limitato, si andrebbero a sommare la portata di monte (non più derivabile) alla portata di restituzione.

4.5 – Luci e stramazzi

La portata in uscita è correlata agli organi di manovra. Nel nostro caso essi sono localizzati in prospicienza del Rio Calcinera e sono costituiti da due luci sottobattente rettangolari di dimensioni regolabili pari a massime metri 0.60 x 0.60 (con funzioni anche di scarico di fondo) e da due stramazzi rettilinei sviluppo metri 11.2 e metri 10.3 profilo tipo Bazin (scarichi di emergenza).

Le luci sottobattente vengono normalmente utilizzate solo per lo scarico di fondo (svuotamento controllato delle vasche dopo l'esaurimento della piena) per cui nel seguito non ne vengono considerate l'esistenza.

Esiste poi uno sfioratore di compensazione che collega idraulicamente la vasca di monte con quella di valle, sempre di tipo Bazin, dello sviluppo lineare di metri 19.3.

4.6 – Funzione area bacino - quota

L'implementazione dell'equazione dei laghi abbiamo visto essere svolta con il calcolo numerico attraverso il metodo delle differenze finite. Al fine di consentire la creazione di un codice di calcolo generalizzabile ad ogni singolo caso occorre definire una funzione che rappresenta la superficie dello specchio libero del bacino in funzione della sua quota. Molto utilizzata è la forma monomia

$$S = a \cdot h^b$$

che trova buona corrispondenza nei casi di convessità costante della forma dell'invaso. Altre formule possono essere utilizzate nel caso di bacini di forma più complessa.

4.6.1 – Ricerca dei parametri con il metodo dei minimi quadrati

La determinazione dei parametri viene effettuata con il metodo dei minimi quadrati. Tale metodologia trova applicazione nei problemi di approssimazione dei dati sperimentali.

Supponiamo che in corrispondenza di $(m+1)$ nodi x_i , non necessariamente tutti distinti, siano stati rilevati i valori y_i . Supponiamo inoltre di aver scelto $n+1$ ($n < m+1$) funzioni base $\{\varphi_0(x), \varphi_1(x), \dots, \varphi_n(x)\}$ e di voler approssimare il fenomeno in esame, rappresentato dai dati $\{(x_i, y_i)\}$, con una combinazione lineare (a coefficienti costanti) delle funzioni $\{\varphi_k(x)\}$

$$f_n(x) = c_0\varphi_0(x) + c_1\varphi_1(x) + \dots + c_n\varphi_n(x)$$

individuata con il criterio dei minimi quadrati, ossia con i coefficienti c_k determinati nel modo che il residuo

$$\varepsilon^2 = \sum_{i=0}^m \left[y_i - \sum_{k=0}^n c_k \varphi_k(x_i) \right]^2$$

risulti minimo.

Perché il metodo dia risultati utili è importante scegliere bene il modello $f_n(x)$, ovvero le funzioni $\{\varphi_k(x)\}$. Tale scelta è in genere guidata dalle possibili informazioni note sul comportamento del fenomeno in esame, oppure semplicemente dalla distribuzione dei dati stessi.

Introducendo gli errori $r_i = y_i - f_n(x_i)$ il problema può essere formulato nella forma seguente: determinare i coefficienti $c_0, c_1, \dots, c_n$ definiti dal sistema

$$\begin{pmatrix} \varphi_0(x_0) & \varphi_1(x_0) & \dots & \varphi_n(x_0) \\ \varphi_0(x_1) & \varphi_1(x_1) & \dots & \varphi_n(x_1) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \varphi_0(x_m) & \varphi_1(x_m) & \dots & \varphi_n(x_m) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} c_0 \\ c_1 \\ \dots \\ c_n \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} r_0 \\ r_1 \\ \dots \\ r_m \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} y_0 \\ y_1 \\ \dots \\ y_m \end{pmatrix}$$

(in forma matriciale)

$$A \cdot c + r = y$$

in modo che la quantità

$$\varepsilon^2 = \sum_{i=0}^m r_i^2$$

assuma il valore minimo. E' ovvio che se $m > n$ vi sono più equazioni che incognite, e quindi in generale l'eventuale soluzione ottima non potrà dare $r_i = 0$, $i = 0, 1, \dots, m$. L'aspetto essenziale della funzione $f_n(x)$ è la linearità dei parametri incogniti c_k ; per questo motivo il modello viene denominato lineare.

Al problema lineare dei minimi quadrati possiamo sempre dare la forma seguente: dati una matrice $A \in \mathfrak{R}^{(m+1) \times (n+1)}$ ed è un vettore $b \in \mathfrak{R}^{m+1}$, determinare un vettore $z \in \mathfrak{R}^{n+1}$ tale che:

$$\|b - Az\|_2^2 = \text{minimo}$$

Applicando la condizione di minimo agli $(n+1)$ coefficienti c_k

$$\frac{\partial \varepsilon^2}{\partial c_k} = 0 \quad k = 0, 1, \dots, n$$

il sistema diventa quadrato $(n+1) \times (n+1)$

$$\begin{pmatrix} \sum_{i=0}^m \varphi_0^2(x_i) & \sum_{i=0}^m \varphi_0(x_i)\varphi_1(x_i) & \dots & \sum_{i=0}^m \varphi_0(x_i)\varphi_n(x_i) \\ \sum_{i=0}^m \varphi_1(x_i)\varphi_0(x_i) & \sum_{i=0}^m \varphi_1^2(x_i) & \dots & \sum_{i=0}^m \varphi_1(x_i)\varphi_n(x_i) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \sum_{i=0}^m \varphi_n(x_i)\varphi_0(x_i) & \sum_{i=0}^m \varphi_n(x_i)\varphi_1(x_i) & \dots & \sum_{i=0}^m \varphi_n^2(x_i) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} c_0 \\ c_1 \\ \dots \\ c_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sum_{i=0}^m y_i \varphi_0(x_i) \\ \sum_{i=0}^m y_i \varphi_1(x_i) \\ \dots \\ \sum_{i=0}^m y_i \varphi_n(x_i) \end{pmatrix}$$

e la sua risoluzione viene effettuata con uno dei metodi di risoluzione dei sistemi lineari.

Il problema dei minimi quadrati ammette sempre soluzione. Essa è unica se e solo se le colonne della matrice A sono linearmente indipendenti. Se invece le colonne di A sono linearmente dipendenti allora il problema ha infinite soluzioni; tuttavia quella di lunghezza minima è unica.

4.6.2 – Calcolazioni di cui al presente progetto

Per la definizione della curva della superficie del bacino in funzione della quota del pelo libero si sono analizzate le seguenti due equazioni:

formula monomia $S = a \cdot h^b$

polinomio di terzo grado $S = a \cdot h^3 + b \cdot h^2 + c \cdot h + d$

mentre i dati sperimentali sono stati acquisiti con cad grafico .

Di seguito si riportano le isoipse così ottenute, che per noi costituiscono i dati sperimentali del fenomeno. Le altezze del pelo libero sono riferite al fondo dei singoli invasi:

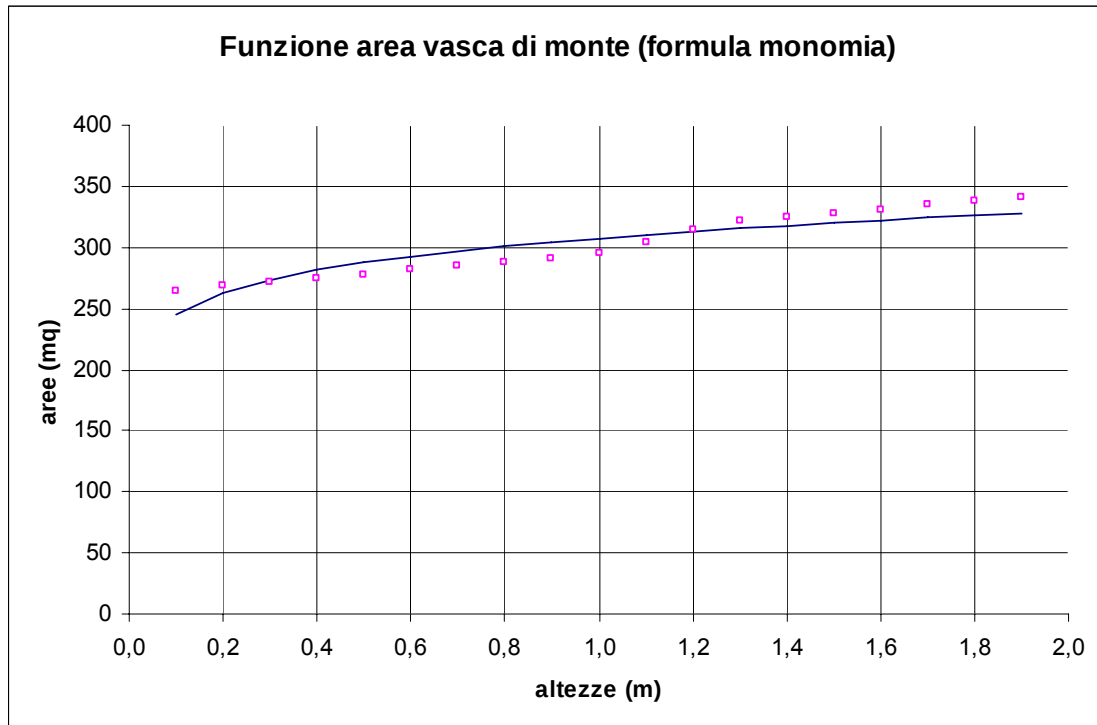
- quota 386.50 m.s.l.m. per la vasca di monte;
- quota 384.50 m.s.l.m. per la vasca di valle;

vasca di monte		vasca di valle	
altezza (m)	area (mq)	altezza (m)	area (mq)
0,1	264,6	0,1	137,2
0,2	268,0	0,2	139,5
0,3	271,4	0,3	141,7
0,4	274,7	0,4	143,8
0,5	278,0	0,5	145,9
0,6	281,3	0,6	148,0
0,7	284,6	0,7	150,1
0,8	287,9	0,8	152,2
0,9	291,5	0,9	154,3
1,0	295,5	1,0	156,4
1,1	304,2	1,1	158,5
1,2	314,7	1,2	160,9
1,3	321,2	1,3	163,2
1,4	324,6	1,4	165,3
1,5	327,9	1,5	167,2
1,6	331,2	1,6	169,5
1,7	334,6	1,7	172,3
1,8	337,9	1,8	175,0
1,9	341,2	1,9	177,6

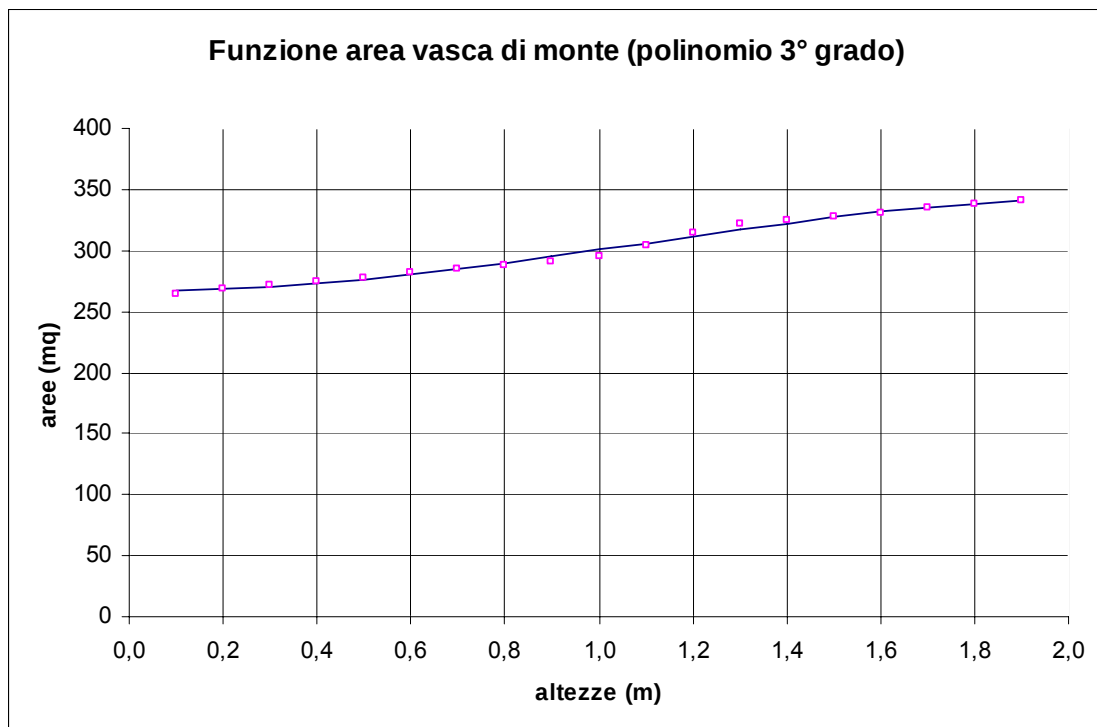
Isoipse dei bacini di laminazione ricavate con intervallo di 10 cm.

Con l'equazione monomia si ottiene $a = 307.7$ e $b = 0.098$ per la vasca di monte e $a = 159.7$ e $b = 0.092$ per la vasca di valle mentre per il polinomio di terzo grado i parametri che minimizzano gli scarti al quadrato sono: $a = -18.5$, $b = 60.1$, $c = -8.4$ e $d = -267.4$ per la vasca di monte e $a = 1.6$, $b = -3.5$, $c = 23.5$ e $d = 134.9$. Di seguito si riportano i relativi grafici. Dal loro esame si evince come, per entrambe le vasche e nell'intervallo preso in esame, il polinomio di terzo grado (linea azzurra del secondo grafico) rappresenti meglio i

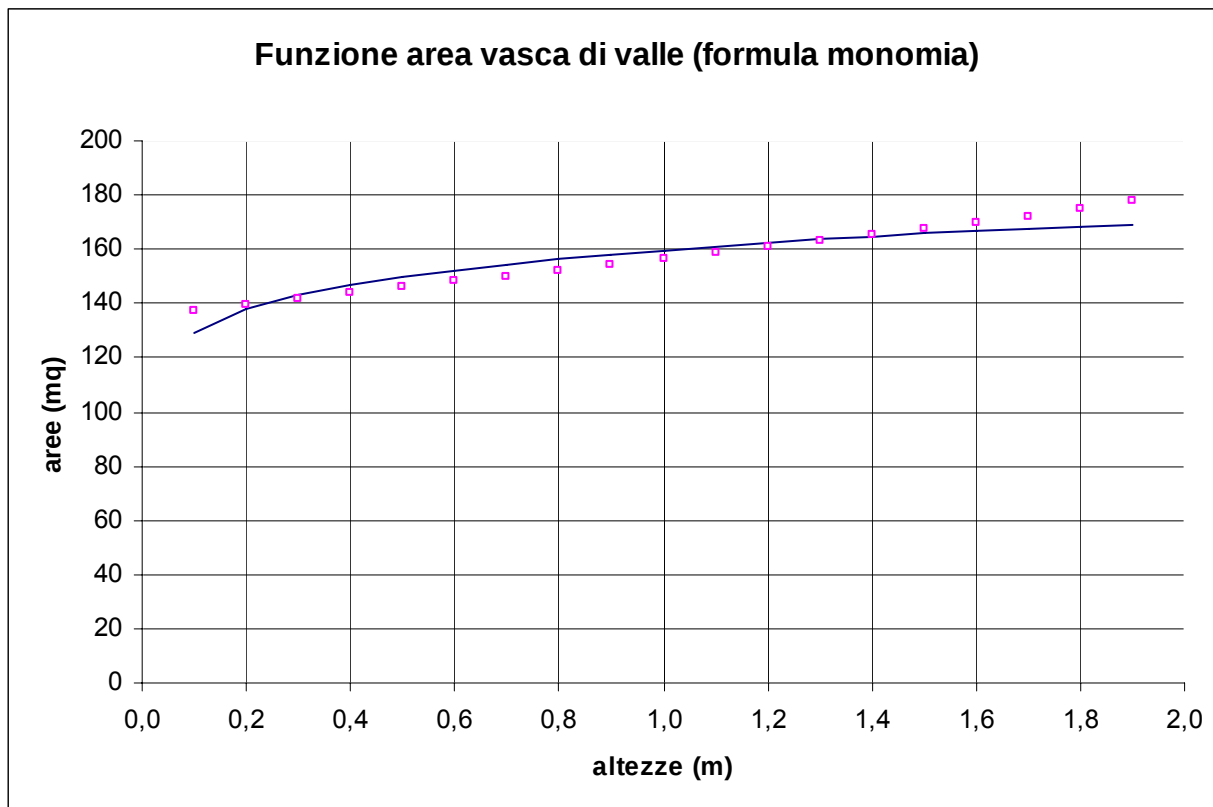
dati sperimentali (puntini rossi). Pertanto esso viene preso come equazione delle aree degli invasi.



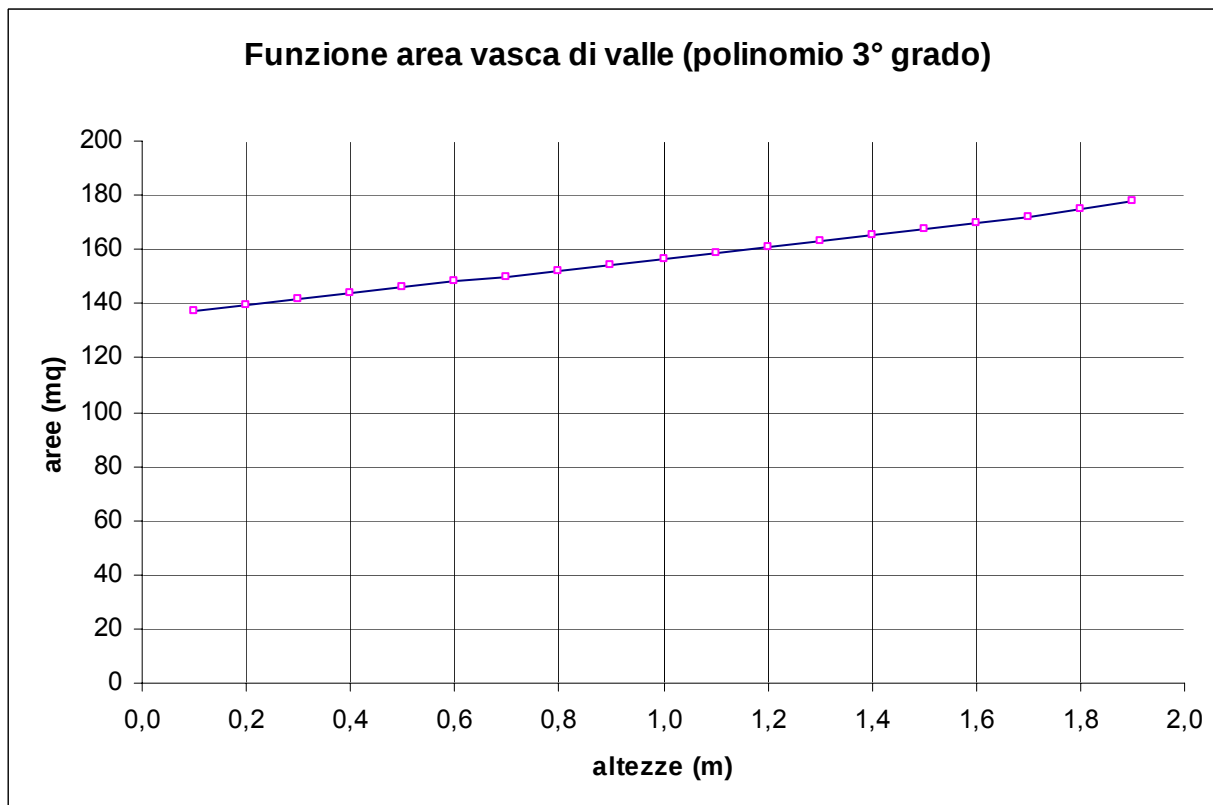
Formula monomia vasca di monte



Polinomio di terzo grado vasca di monte



Formula monomia vasca di valle



Polinomio di terzo grado vasca di valle

4.7 - Analisi dei risultati

L'implementazione del metodo viene fatta su foglio elettronico. Le iterazioni sono spinte sino a quando l'errore nella valutazione dell'incremento di quota del pelo libero (Δh) diventa minore del centimetro. L'intervallo temporale di integrazione è $\Delta t = 1$ min. per un totale di 39 minuti, cioè di molto superiore a quello necessario al passaggio del colmo di piena.

I calcoli sono ripetuti per i quattro idrogrammi di piena visti prima (TR20, TR100 TR200 e TR500) nelle condizioni di paratoie scarico di fondo completamente chiuse (60 x 60 cm).

I calcoli sono stati svolti per varie situazioni e qui si riportano solo quelli relativi alla verifica della geometria scelta.

VASCA DI MONTE

La vasca di monte occupa una superficie utile di ca. **285 m²** e ha un volume di massimo invaso pari a ca. **450 m³**. Il paramento in cemento armato ha un'altezza massima di **2.10** metri e si trova parzialmente interrato. Presenta:

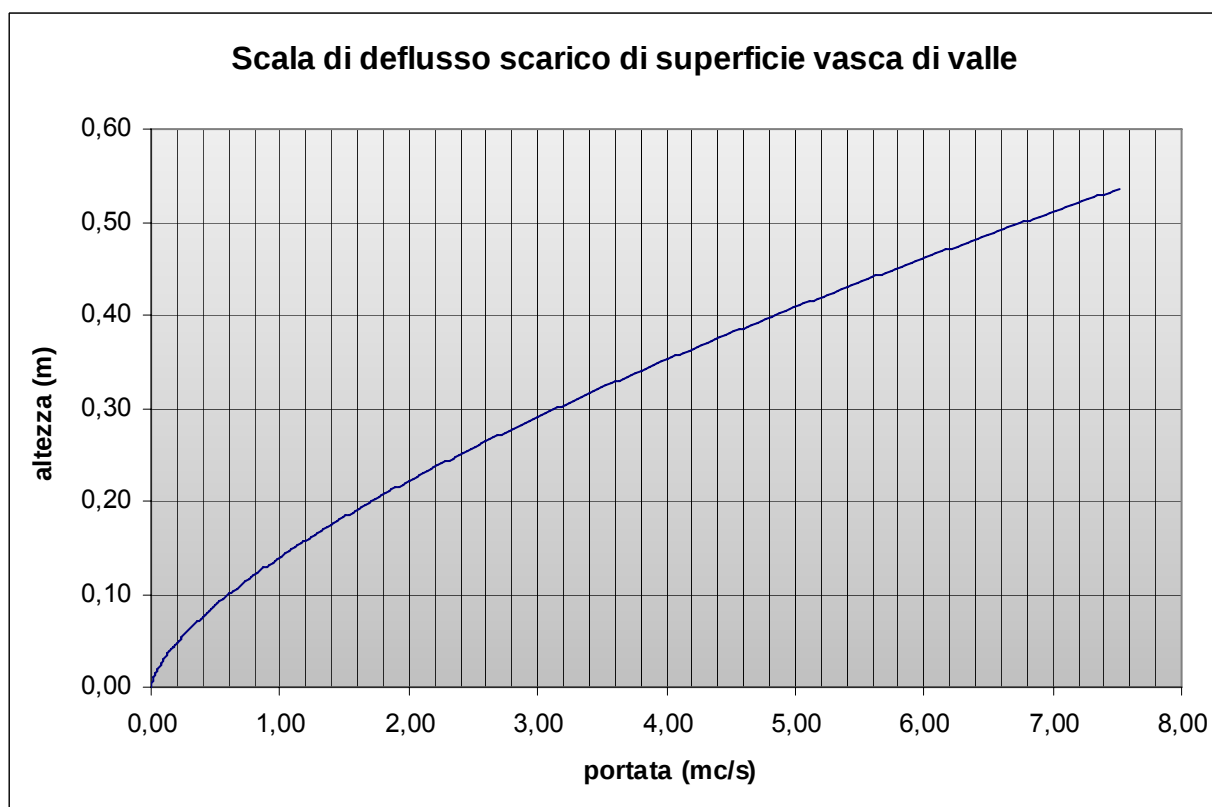
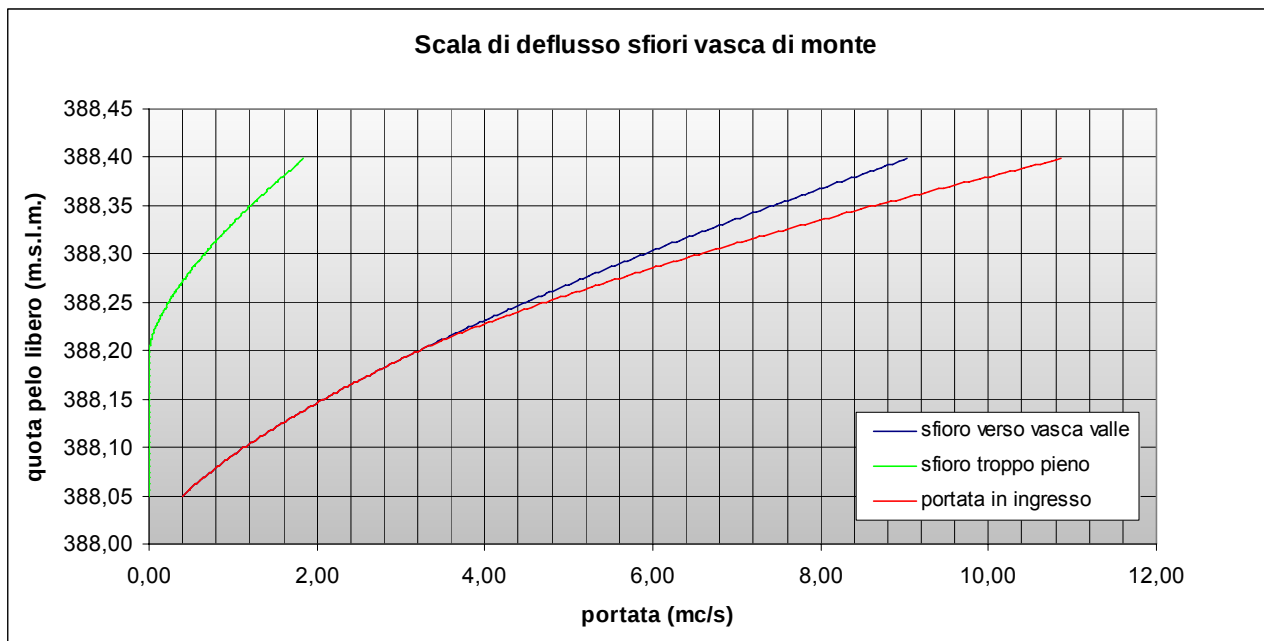
quota del coronamento	388.60 m.s.l.m.
quota dello sfioratore	388.20 m.s.l.m.
quota dello sfioratore di compensazione	388.00 m.s.l.m.
quota della luce sotto battente	386.50 m.s.l.m.
lunghezza sfioratore	11.2 metri
lunghezza sfioratore di compensazione	19.3 metri
dimensioni luce sottobattente	rettangolare larghezza 0.60 m. altezza 0.60 m.

VASCA DI VALLE

La vasca di valle occupa una superficie utile di ca. **160 m²** e ha un volume di massimo invaso pari a ca. **250 m³**. Il paramento in cemento armato ha un'altezza massima di **2.10** metri e si trova parzialmente interrato. Presenta:

quota del coronamento	386.60 m.s.l.m.
quota dello sfioratore	386.00 m.s.l.m.
quota della luce sotto battente	384.50 m.s.l.m.
lunghezza sfioratore	10.3 metri
dimensioni luce sottobattente	rettangolare larghezza 0.60 metri altezza 0.60 metri.

Di seguito si riportano le scale di deflusso dei manufatti di regolazione scelti.



4.7.1 – Condizione di progetto

Fermo restando quanto detto in merito alle opere di derivazione (sfioratore laterale) l'idrogramma TR200 costituisce la condizione di funzionamento di progetto dell'opera. Le paratoie di scarico di fondo sono chiuse per cui non vi sono problemi dovuti ad errori di regolazione. Inoltre nei calcoli non si tiene conto, a vantaggio della sicurezza, delle luci di deflusso esistenti in corrispondenza dei paramenti delle vasche lato alveo (piccoli fori per lo smaltimento ordinario delle acque piovane aventi una portata complessiva trascurabile rispetto a quelle presenti durante gli eventi di piena).

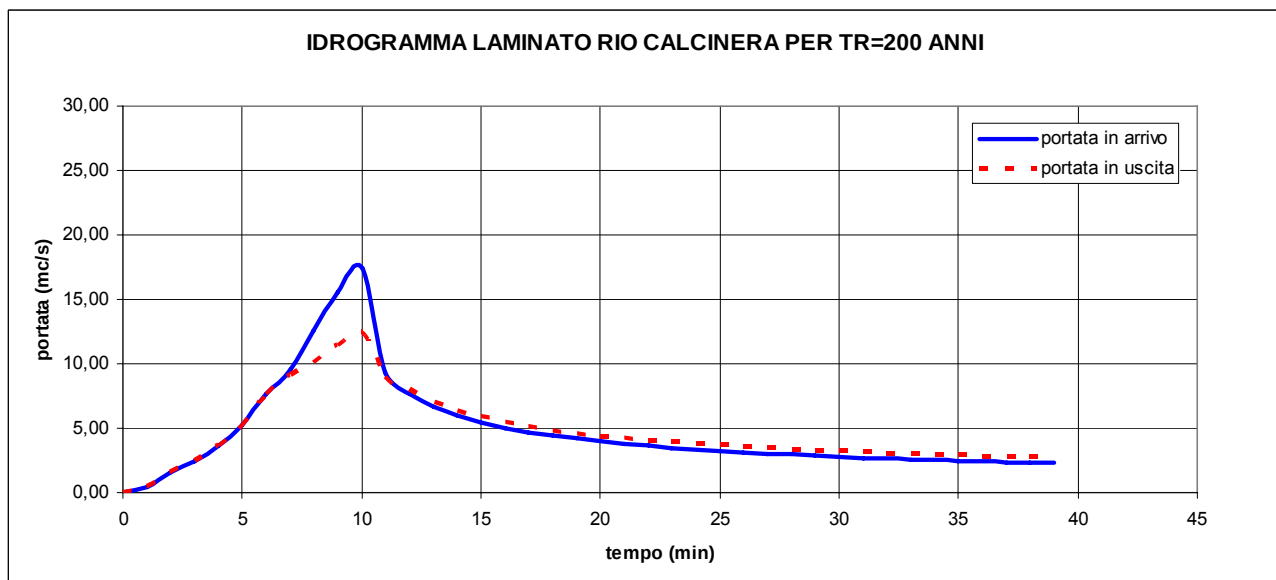
Di seguito si riporta un grafico nel quale vengono indicate le portate di afflusso e di deflusso. In particolare si ha:

$$q_{a \max} 17.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{d \max} 12.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

che danno origine a un coeff. di laminazione $\eta = \frac{q_{d \max}}{q_{a \max}}$ pari a **0.71**.

Tale valore è un po' alto per un bacino di laminazione, che normalmente ha coeff. di laminazione pari a 0.3 - 0.4; ciò era già comunque prevedibile in quanto gli spazi disponibili sono limitati.



La derivazione ha inizio tra il minuto 6 e il minuto 7 dell'idrogramma di piena TR200 e la portata massima invasata nella vasca di monte durante il decorso del fenomeno è di **6.32 m³/s**. Il livello massimo raggiunto dal pelo libero nella vasca di monte è a una quota di

388.29 m.s.l.m. In queste condizioni la portata defluisce per la maggior parte nella vasca di valle attraverso lo sfioro di compensazione per un valore di **5.72** m³/s e per una parte minore ritorna in alveo attraverso lo sfioro di troppopieno (**0.60** m³/s).

La vasca di valle comincia a riempirsi dopo che il livello in quella di monte ha raggiunto la quota dello sfioro di compensazione (**388.00** m.s.l.m.). In questa condizione il volume immagazzinato dalla vasca di monte è dato dal seguente integrale:

$$V = \int_0^{1.50} (a \cdot h^3 + b \cdot h^2 + c \cdot h + d) dh = \frac{a}{4} \cdot 1.50^4 + \frac{b}{3} \cdot 1.50^3 + \frac{c}{2} \cdot 1.50^2 + d \cdot 1.50 = \mathbf{436 \text{ m}^3}$$

dove a, b, c e d sono i parametri della curva polinomio terzo grado altezza-superficie del bacino.

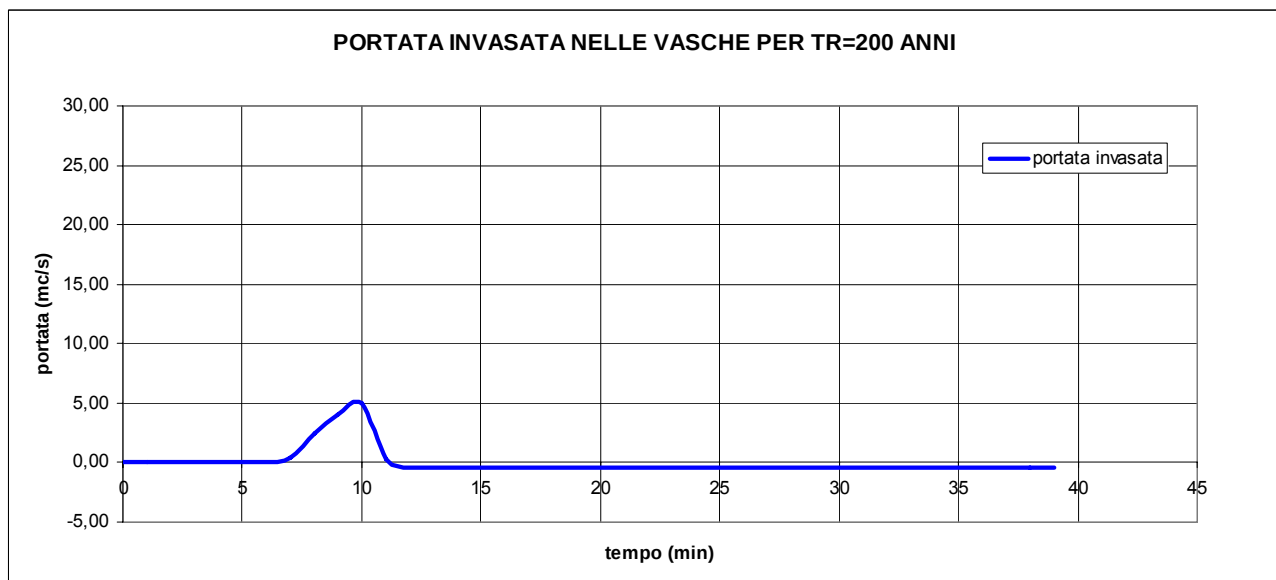
Ciò avviene tra il minuto 10 e il minuto 11 dell'evento.

Nelle condizioni di massimo invaso (**388.29** m.s.l.m.) la vasca di monte occupa una superficie di **338** m² per un'altezza max di **1.79** metri. Il volume si determina con il seguente integrale

$$V = \int_0^{1.79} (a \cdot h^3 + b \cdot h^2 + c \cdot h + d) dh = \frac{a}{4} \cdot 1.79^4 + \frac{b}{3} \cdot 1.79^3 + \frac{c}{2} \cdot 1.79^2 + d \cdot 1.79 = \mathbf{532 \text{ m}^3}$$

dove a, b, c e d sono i parametri della curva polinomio terzo grado altezza-superficie del bacino.

Di seguito si riporta ancora il diagramma temporale delle portate invasate.



Per quanto riguarda la vasca di valle abbiamo visto che la massima portata duecentennale affluibile è pari a **5.72 m³/s**. In siffatte condizioni si raggiunge il bilanciamento con quella defluita dallo sfioratore di troppo pieno quando il battente idrico su quest'ultimo è pari a **44.7 cm.**, ovvero il pelo libero raggiunge la quota di **386.45 m.s.l.m.** In tale condizione il volume invasato dalla vasca di valle è dato dal seguente integrale:

$$V = \int_0^{1.95} (a \cdot h^3 + b \cdot h^2 + c \cdot h + d) dh = \frac{a}{4} \cdot 1.95^4 + \frac{b}{3} \cdot 1.95^3 + \frac{c}{2} \cdot 1.95^2 + d \cdot 1.95 = \mathbf{305 \text{ m}^3}$$

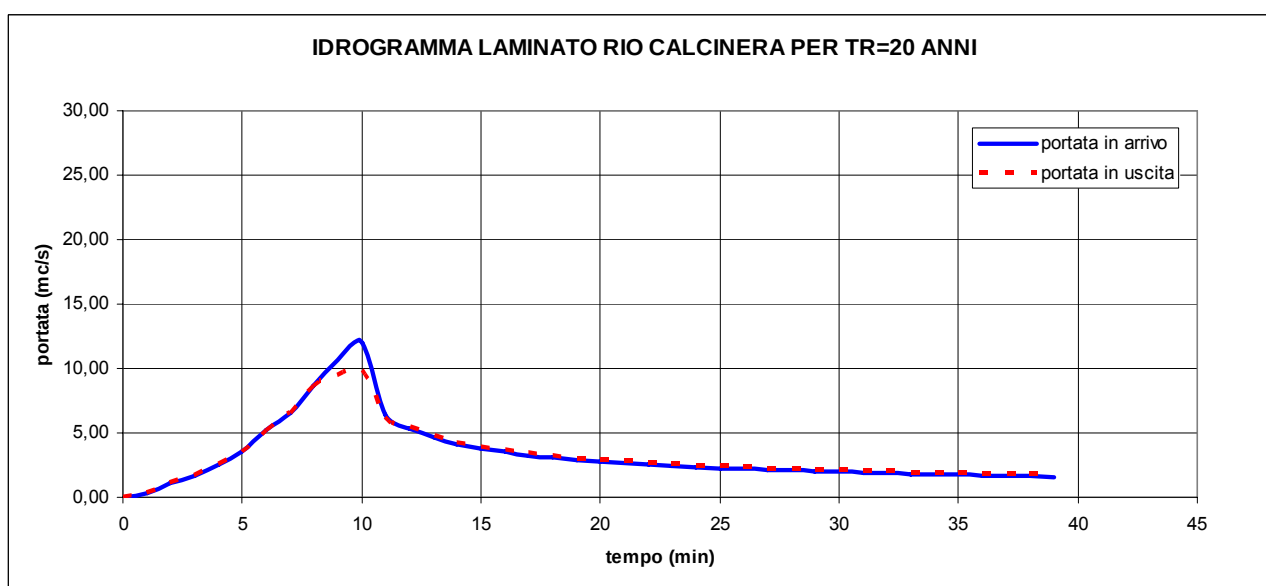
dove a, b, c e d sono i parametri della curva polinomio terzo grado altezza-superficie del bacino.

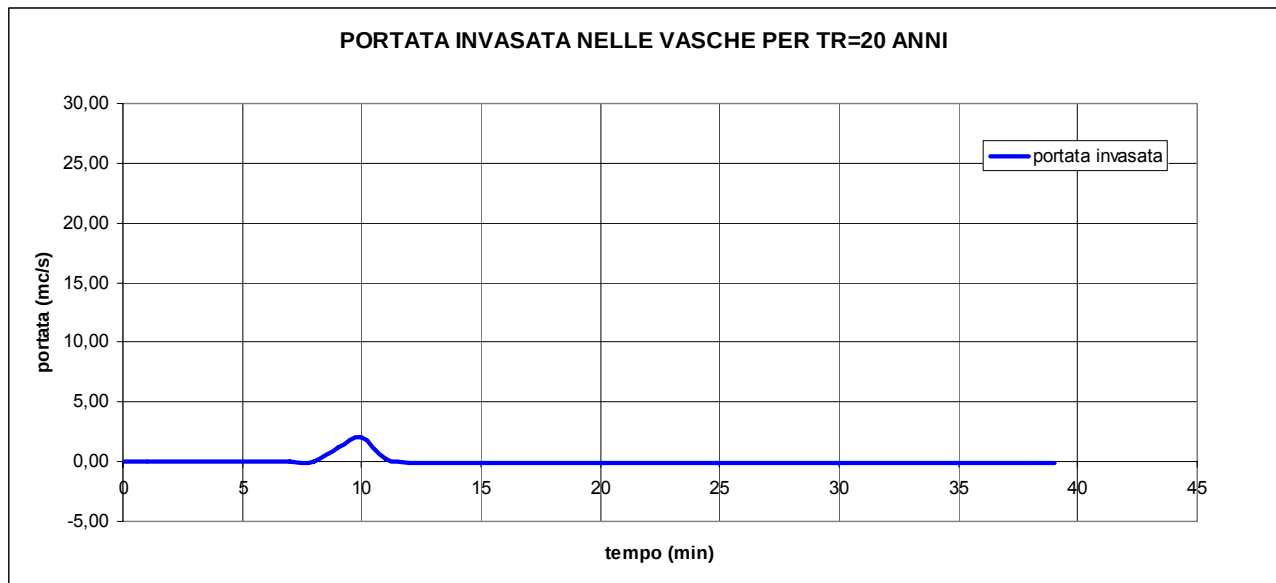
Le elaborazioni numeriche soddisfano quanto richiesto per l'evento alluvionale considerato: la massima portata di deflusso viene ridotta di ca. 1/3 e i volumi eccedenti sono tutti contenuti nelle vasche.

Una volta che l'evento alluvionale sarà terminato si procederà allo svuotamento controllato delle vasche mediante manovra sulle paratoie degli scarichi di fondo.

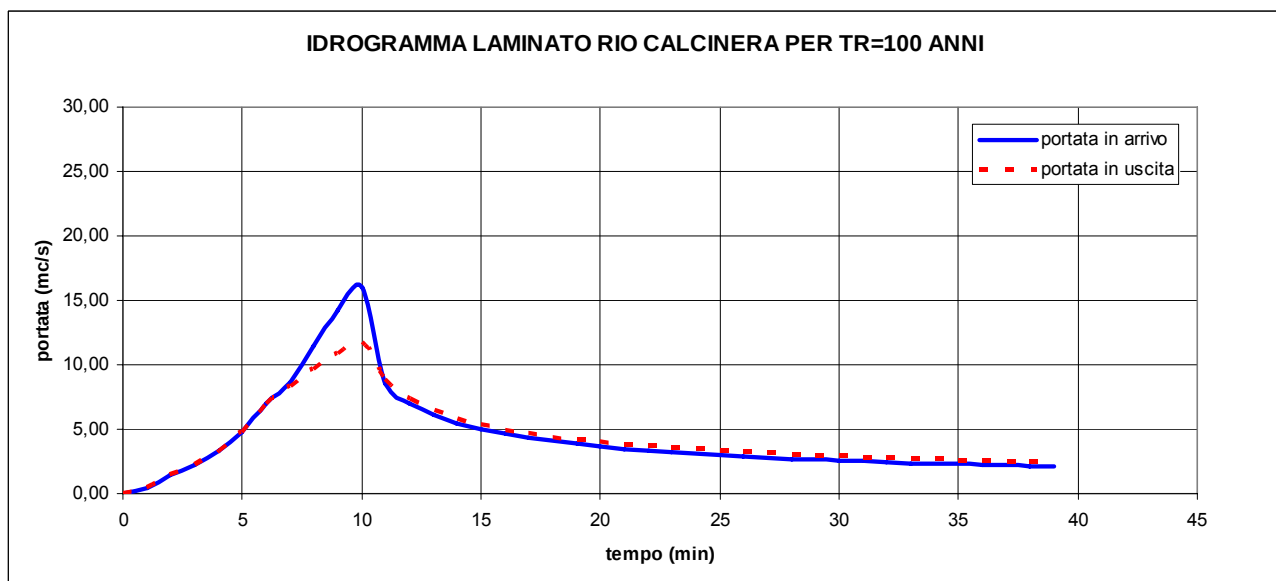
4.7.2 – Situazioni complementari

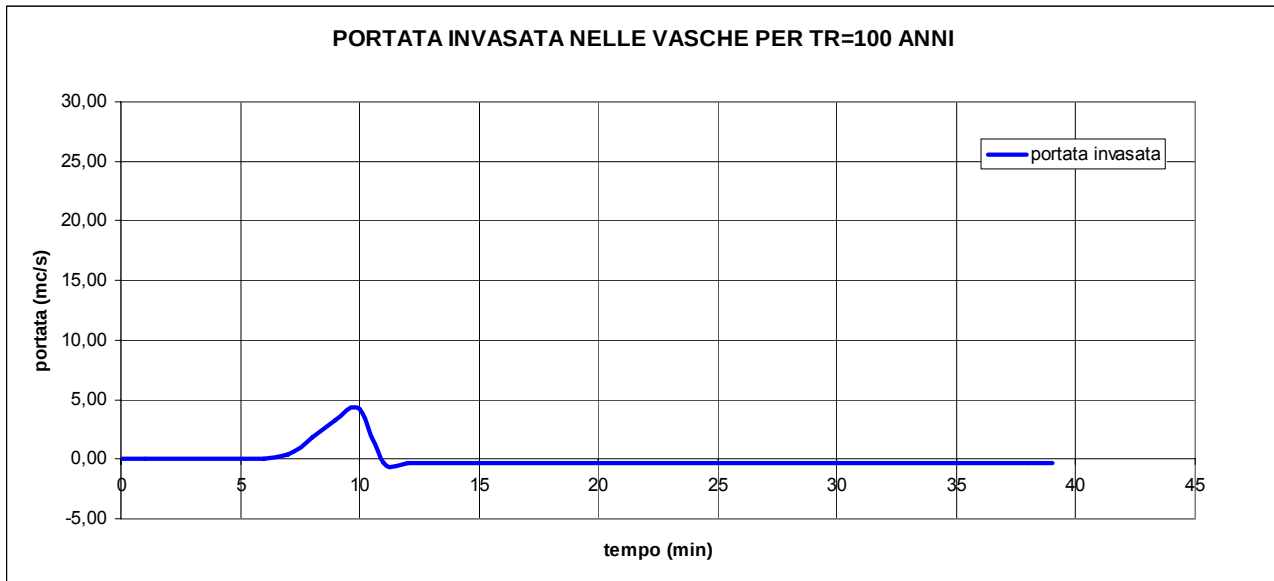
Di seguito si riportano i principali risultati relativi agli idrogrammi con tempi di ritorno di 20, 100 e 500 anni.





Per TR20 uno si aspettava una maggiore influenza dell'effetto della laminazione sulle portate. In questo caso infatti il coeff. di laminazione $\eta = \frac{q_{d \max}}{q_{a \max}}$ vale $9,92 / 12 = \mathbf{0,83}$ ed è addirittura superiore a quello di TR200. La cosa si spiega semplicemente con il fatto che la capacità di derivazione delle vasche non è pienamente sfruttata in quanto la soglia di sfioro della derivazione in alveo è troppo alta (**70 cm.**) rispetto a buona parte dei valori dell'idrogramma di piena. Il massimo volume invasato si attesta a ca. **214 m³**, contro gli **837 m³** invasati per TR200.

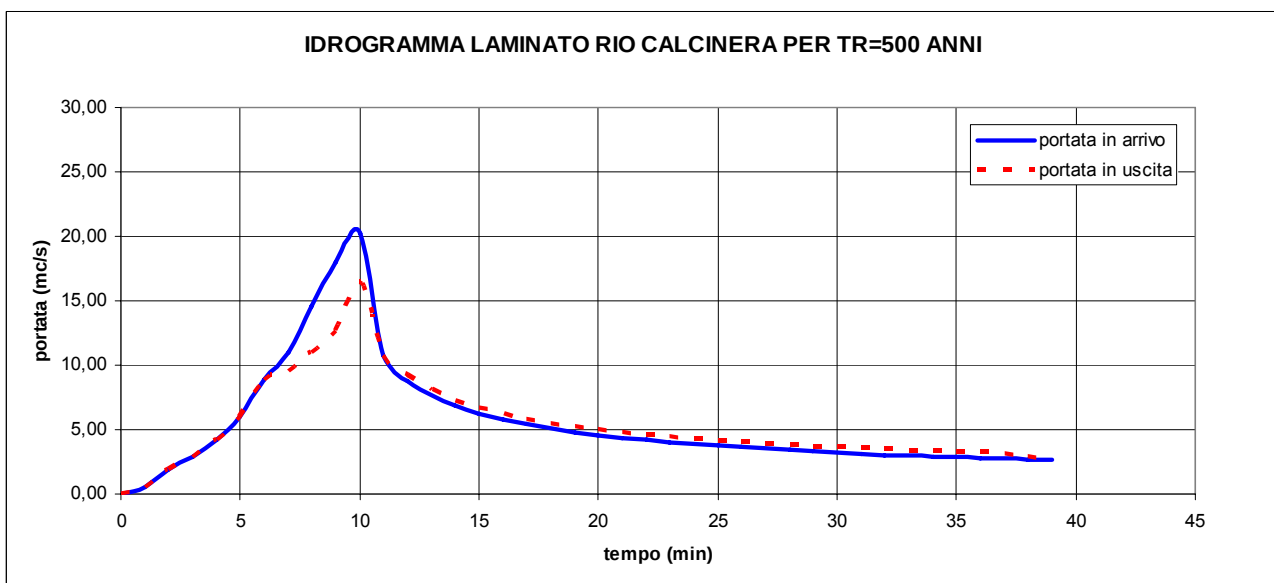


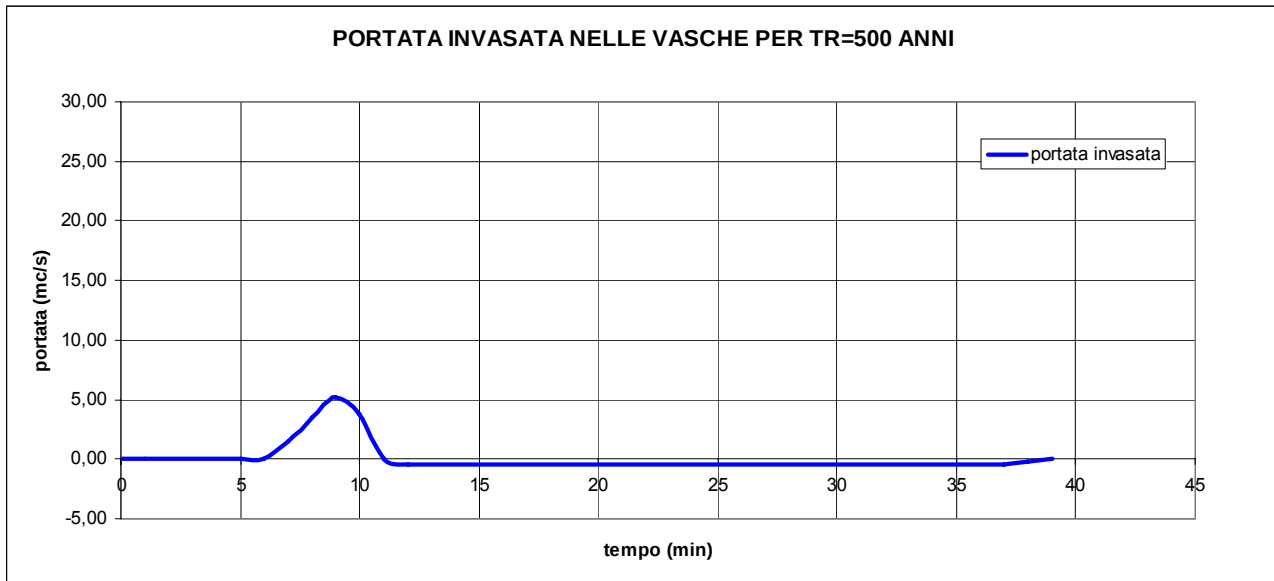


Anche in questo caso il coeff. di laminazione vale $11.73 / 16 = 0.73$ ed è superiore a quello di TR200. La cosa si spiega con lo stesso ragionamento di prima. In questo caso il massimo volume invasato si attesta a ca. **578 m³**.

Per quanto concerne infine il TR500 di seguito riportato si rileva che, in concomitanza del passaggio del colmo di piena, le vasche sono quasi piene, per cui si genera un'impennata dovuta al fatto che la portata derivata si riduce in maniera brusca.

In questo caso il coeff. di laminazione vale $14.96 / 20.2 = 0.74$ e il massimo volume invasato si attesta a ca. **840 m³**.



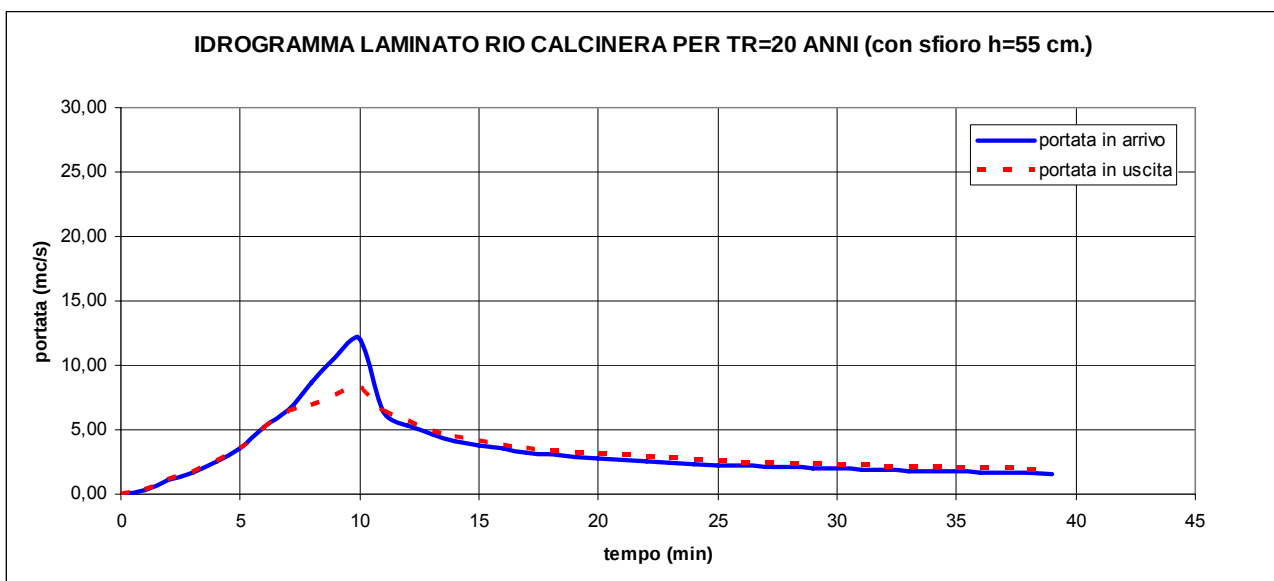


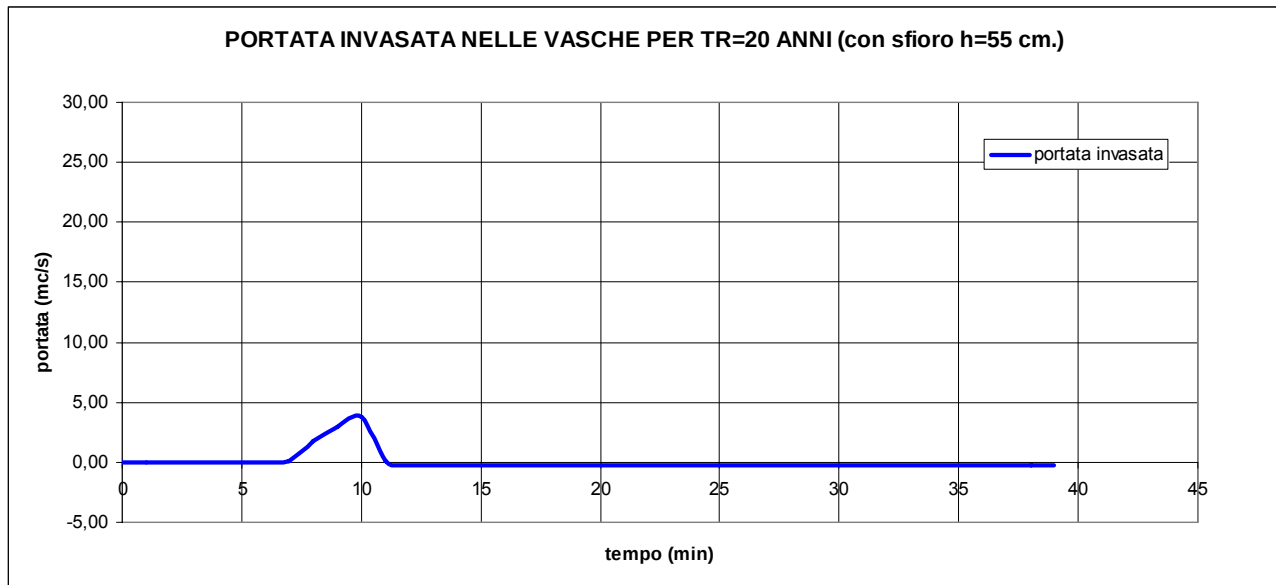
Nella seguente tabella vengono riassunti i principali risultati

condizione	portata max di afflusso (mc/s)	portata max di deflusso (mc/s)	coeff. di laminazione	volume invasato (mc)
TR20	12.0	9.9	0.83	214
TR100	16.0	11.7	0.73	578
TR500	20.2	15.0	0.74	840

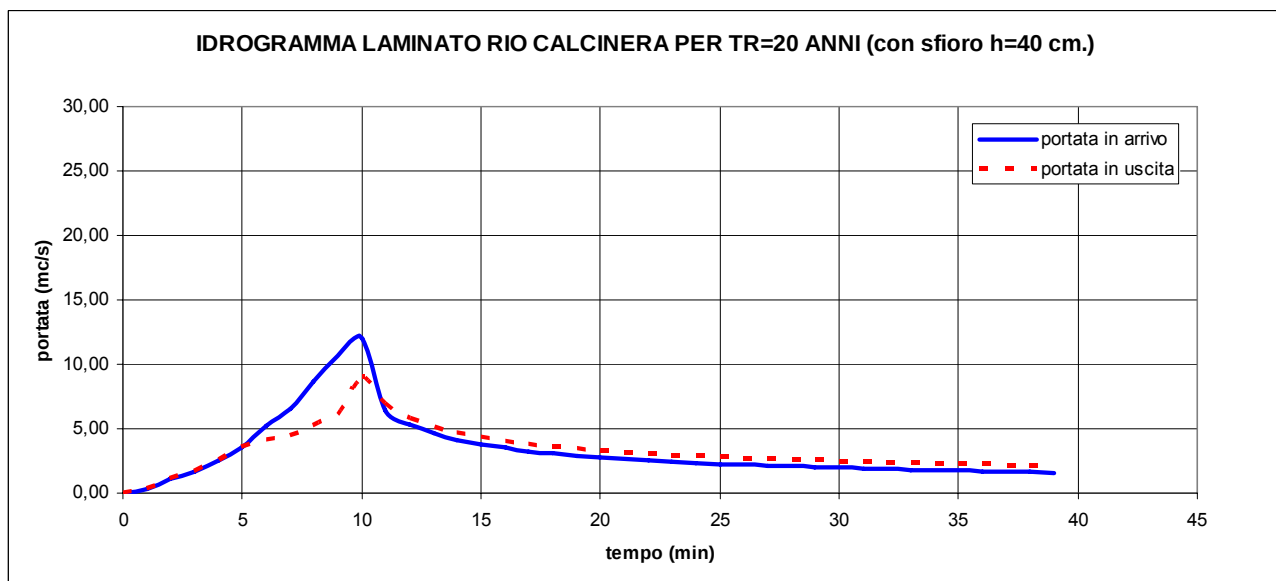
4.7.3 – Situazioni ulteriori

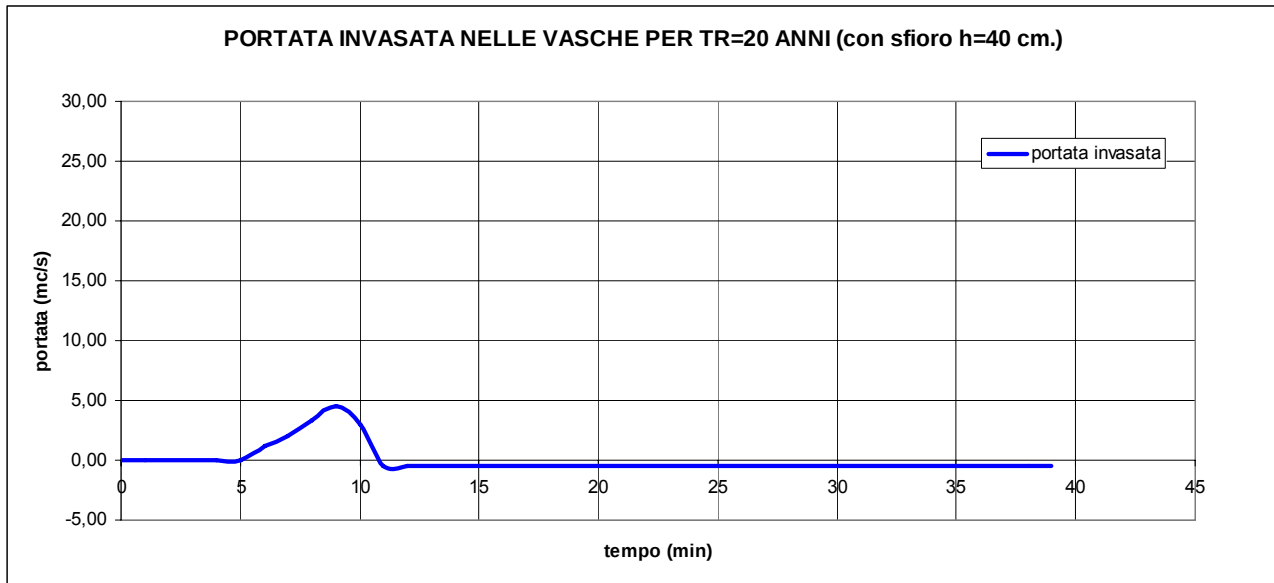
A puro scopo didattico si riportano di seguito i risultati determinati sulla portata TR20 abbassando la soglia di sfioro di mezza panconata (55 cm. finali) e di tutta la panconata (40 cm. finali).





In questo caso il coeff. di laminazione vale $8.26 / 12 = 0.69$ e migliora rispetto a prima. Infatti la capacità di derivazione delle vasche è più sfruttata in quanto la soglia di sfioro della derivazione in alveo è più bassa (55 cm.) e pertanto va ad interessare una parte maggiore dell'idrogramma di piena. Il massimo volume invasato si attesta a ca. 518 m³.





In questo caso il coeff. di laminazione vale $7.43 / 12 = 0.62$ e migliora ulteriormente rispetto a prima. La capacità di derivazione delle vasche è ancora più sfruttata in quanto la soglia di sfioro della derivazione in alveo è ancora più bassa (**40 cm.**). Si rileva inoltre che, in concomitanza del passaggio del colmo di piena, le vasche sono quasi piene, per cui si genera un'impennata dovuta al fatto che la portata derivata si riduce in maniera brusca. Il massimo volume invasato si attesta a ca. **837 m³**.

Sempre a scopo didattico consideriamo infine cosa sarebbe successo se il coeff. di deflusso fosse stato pari a **0.35**, valore riportato nella letteratura scientifica per terreni simili al nostro caso.

Senza stare a riportare tutti i calcoli (che il lettore può facilmente verificare andando a sostituire i valori nelle formule sopra indicate), la curva di massima possibilità climatica per tempo di ritorno di 200 anni avrebbe avuto i seguenti parametri:

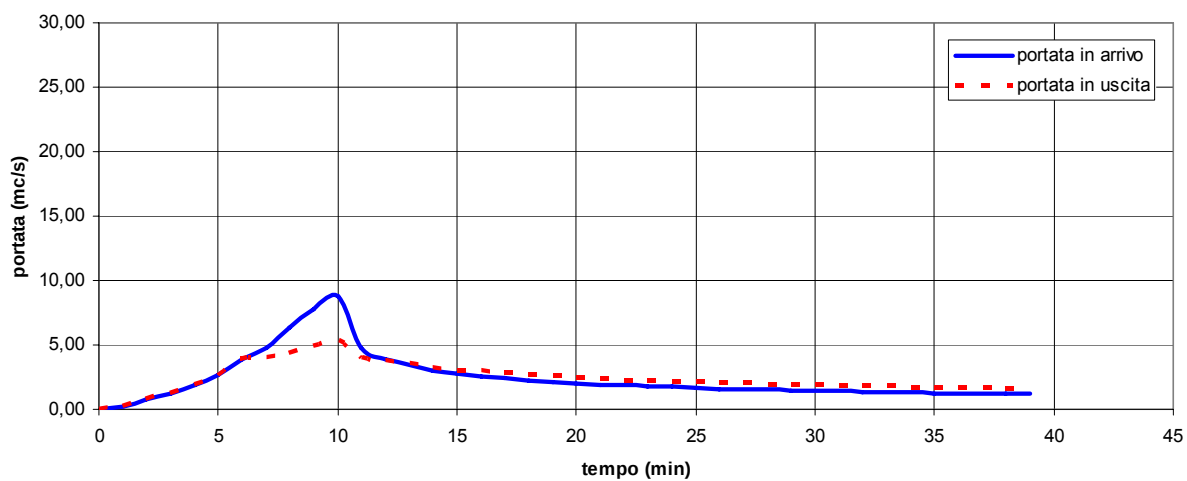
$$h_{TR200} = 60.80 \cdot t^{0.390}$$

alla quale sarebbe corrisposta una portata massima di **8.8 m³/s** (sempre relativa al tempo di corrivazione di 0.17 ore – metodo Ventura).

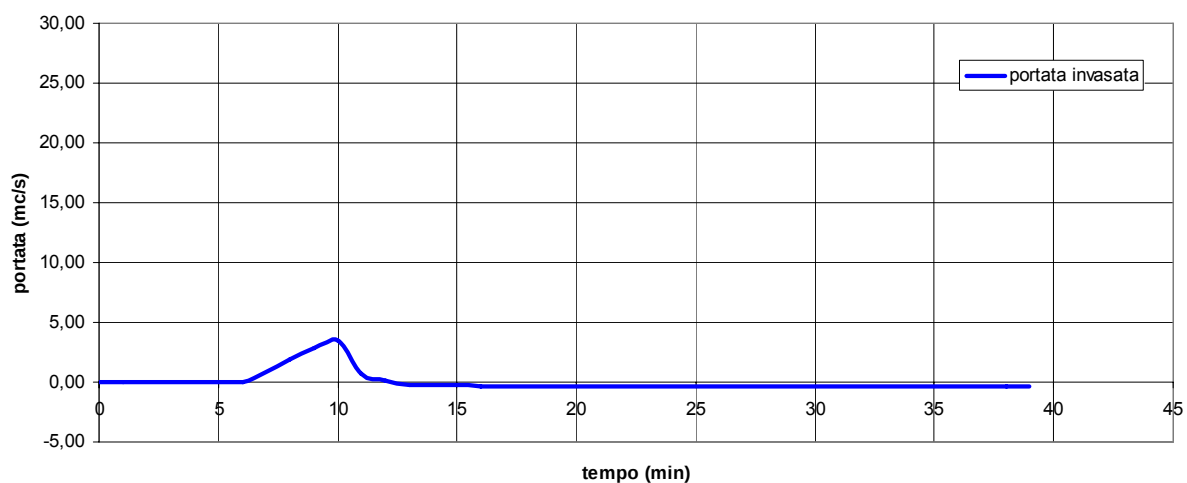
Considerando la panconata completamente abbassata (petto di sfioro di 40 cm.) il coeff. di laminazione sarebbe stato pari a $5.3 / 8.8 = 0.60$ ed il volume massimo invasato di **598 m³**.

Di seguito si riporta l'idrogramma di piena laminato e il diagramma delle portate invasate.

IDROGRAMMA LAMINATO RIO CALCINERA PER TR=200 ANNI (c=0.35 e sfioro h=40 cm.)



PORTATA INVASATA NELLE VASCHE PER TR=200 ANNI (c=0.35 e sfioro h=40 cm.)

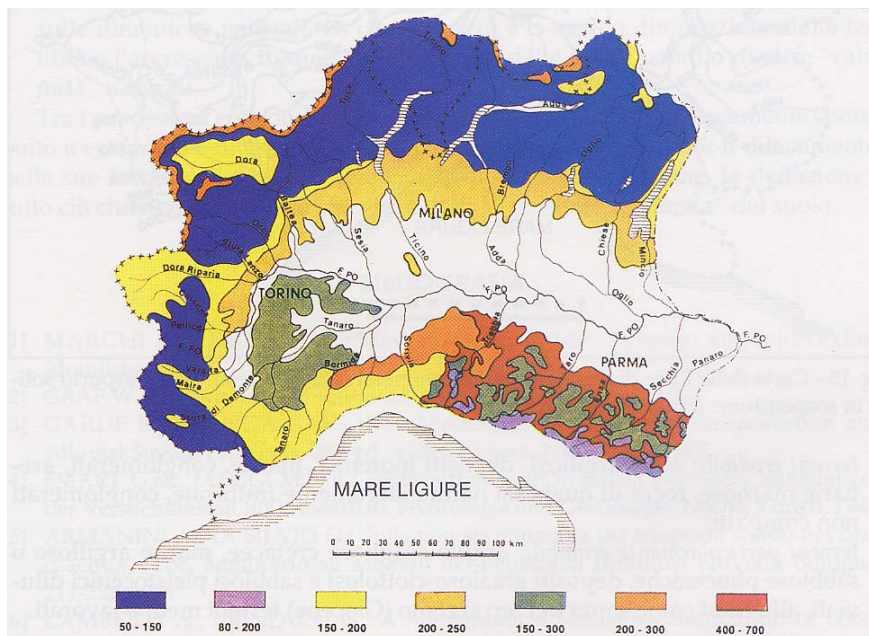


4.8 – Considerazioni sul trasporto solido

Nel capitolo 3 abbiamo già introdotto la questione trasporto solido in riferimento alla influenza determinata da esso nei confronti dei livelli idrici corrispondenti a determinate piene di progetto.

Nel contesto attuale interessa invece dare una stima del materiale trasportabile dalla corrente e che potrebbe andare a depositarsi nelle vasche riducendone, a lungo andare, la capacità di invaso.

Utilizzando i valori medi definiti dalla pubblicazione n.19 dell'Ufficio Idrografico del Po si può dare un ordine di grandezza del fenomeno. Nel nostro caso rientriamo nella zona gialla per la quale si ha un apporto medio annuo di $150\text{-}200\text{ m}^3/\text{km}^2$.



Carta del trasporto solido relativa al bacino idrografico del Fiume Po

Nel nostro caso si ha $0.51\text{ km}^2 \times 150\text{ m}^3/\text{km}^2 = 75\text{ m}^3/\text{anno}$, valore non trascurabile rispetto al volume totale invasabile (800 m^3). In realtà occorre aggiungere che solo una frazione di detto materiale si deposita nel bacino di laminazione in quanto la derivazione interessa solo la parte superficiale della sezione di deflusso.

In ogni caso occorrerà provvedere periodicamente all'asportazione di eventuale materiale di deposito accumulatosi dopo un evento di piena.

All'uopo si è deciso di realizzare due rampe di accesso alle vasche, percorribili da mezzi di cantiere di limitate dimensioni.

5 – ORGANI DI REGOLAZIONE

Di seguito vengono esaminati gli organi di regolazione del bacino in progetto, riprendendo in parte quanto già anticipato nel capitolo precedente. Si rammenta che si trascura, a vantaggio della sicurezza, la presenza degli sfiati per il deflusso delle acque piovane che altrimenti ristagnerebbero nelle vasche.

5.1 - Scarichi di superficie

5.1.1 - Portata di progetto

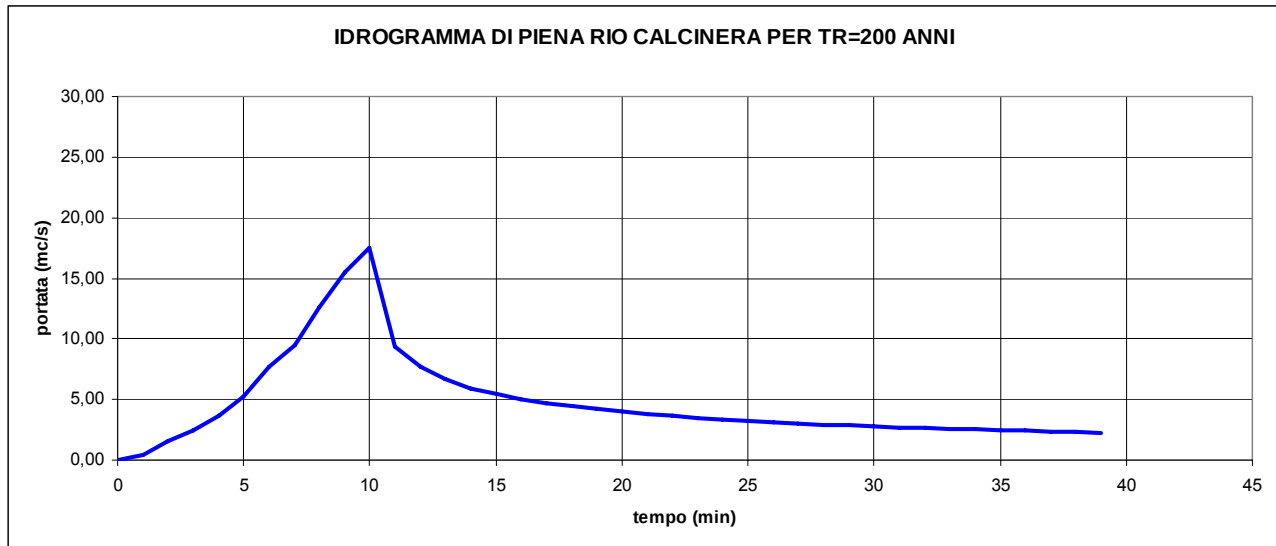
In generale, le portate che affluiscono al serbatoio, quando il livello sia alla quota di regolazione, vengono smaltite dagli scaricatori di superficie: le loro dimensioni devono assicurare che la quota di massimo invaso (quella dalla quale si conta il franco) non venga superata. L'evento di piena di riferimento è generalmente assunto con un periodo di ritorno molto grande: nel nostro caso $Tr = 200$ anni.

Gli scaricatori possono essere a deflusso libero quando lo scarico inizia appena il livello superi la quota della soglia sfiorante; regolato, se presidiato da paratoie automatiche o variamente manovrabili. Il loro intervento è graduale per evitare piene improvvise a valle.

Le dimensioni degli scaricatori dipendono dalla forma, durata e intensità dell'evento di piena di progetto e dal volume contenuto tra la quota di regolazione e quella di massimo invaso. Se esso è una frazione non trascurabile di quello proprio dell'onda di piena, la portata in uscita (di progetto per lo scaricatore) può ridursi, anche significativamente, rispetto alla massima entrante. In questo caso, un'indagine deve essere svolta per essere certi che eventi meno intensi, ma di durata maggiore, non possano dare luogo a una portata massima più elevata della prima.

Nel nostro caso trattasi di bacini posto fuori alveo la cui portata di adduzione è proporzionale al deflusso naturale del rio Calcinera. Gli idrogrammi di piena sono quelli visti nel capitolo 4 (TR20, TR100, TR200 e TR500) combinati nel modo più gravoso. La portata di piena considerata per il dimensionamento degli scarichi di superficie è quella del

TR200 il cui colmo vale $17.5 \text{ m}^3/\text{s}$. La quota di regolazione è quella dei bacini vuoti (386.50 m.s.l.m. per la vasca di monte e 384.50 m.s.l.m. per la vasca di valle)



Dai calcoli visti prima sulla laminazione si evince che la condizione di portata massima defluita dagli scarichi superficiali è subito successiva al passaggio del colmo di piena (ca. 10.2 minuti dall'inizio dell'evento, durante il quale le vasche sono in fase di riempimento) e si ha ca. dopo 11 minuti dall'inizio dell'evento; essa vale $0.60 \text{ m}^3/\text{s}$ per la vasca di monte e $5.72 \text{ m}^3/\text{s}$ per la vasca di valle.

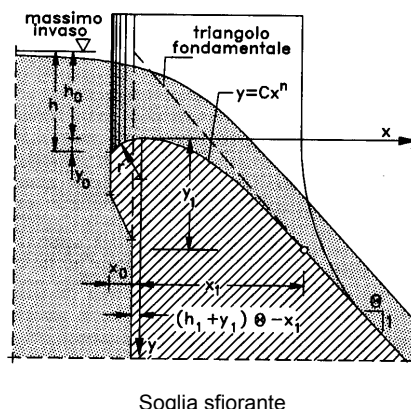
5.1.2 - Tipologie e calcoli dimensionali

Le soglie sfioranti sono costituite di regola da una soglia a pianta rettilinea. Noti la portata Q e il carico h_0 massimo sulla soglia, si determina la portata q per unità di lunghezza da $q = C_q h_0 \sqrt{2gh_0}$ e, quindi, il suo sviluppo L . Il ciglio ed il paramento di valle sono sagomati in modo che per il carico h_0 la lama aderisca ad esso. Sul paramento vige la pressione atmosferica.

Molto usati sono i profili Scimemi-Creager in quanto ottimizzano la capacità di portata a parità di battente idrico disponibile. L'equazione del paramento a valle della soglia riferita al carico fondamentale h_0 (profilo Scimemi-Creager) è:

$$\frac{y}{h_0} = 0,5 \left(\frac{x}{h_0} \right)^{1,85}$$

a monte la forma della soglia è data da: $x_0 = 0,285 h_0$; $y_0 = 0,12 h_0$; $r = 0,40 h_0$



Con il profilo indicato è $C_q = 0,48$; se esso è sagomato per $h_1 = 0,75 h_0$ (la portata è $Q_1 \approx 0,65Q$), la tollerabile (e infrequente) depressione che si ha per h_0 comporta $C_q \approx 0,52$ e un incremento della portata. Lo sviluppo utile delle luci si ottiene da quello netto L_0 ponendo in conto gli effetti di contrazione: $L = L_0 - 2(mk_p + k_s)h_0$, dove m il numero delle pile del ponte, $k_p = 0 \sim 0,02$ il coefficiente di forma e $k_s = 0 \sim 0,20$ quello delle spalle (se a spigolo vivo).

Se il paramento di valle ha scarpa Θ , l'ascissa dove è $dx/dy = \Theta$, assunto $y/h_0 = C(x/h_0)^n$, ha coordinate $x_1 = h_0/(nC\Theta)^{1/(n-1)}$ e $y_1 = Cx_1^n / h_0^{n-1}$. Lo spessore del paramento alla profondità Y_1 è $(h_0 + Y_1)\Theta$; l'origine degli assi (x, y) è da porre a $(h_0 + Y_1)\Theta - x_1$ dal paramento di monte della vasca.

Altro tipo di profilo utilizzato è quello Bazin, avendo però cura che si possa areare la vena liquida al di sotto del medesimo. In questo caso la portata unitaria q è data dalla formula vista prima con la sola differenza che il coeff. di deflusso è minore e vale ca. 0.42.

Nel nostro caso non ricadiamo nella normativa delle dighe in quanto trattasi di "vasche e serbatoi non costituenti fonte di rischio per gli insediamenti circostanti". Non vi sono quindi vincoli particolari se non quelli dettati dalla buona progettazione.

In particolare si vuole fare in modo che la quota del pelo libero dei bacini in condizioni di massima piena rispetti il franco di 10 cm rispetto ai bordi della vasca. Non si richiedono invece particolari restrizioni in relazione al battente massimo sullo sfioratore.

I dati di partenza sono i seguenti:

- vasca di monte: quota del coronamento pari a **388.60** m.s.l.m. si impone che la quota del pelo libero del bacino in condizioni di massimo invaso sia di **388.50** m.s.l.m.
- vasca di valle: quota del coronamento pari a **386.60** m.s.l.m. si impone che la quota del pelo libero del bacino in condizioni di massimo invaso sia di **386.50** m.s.l.m.

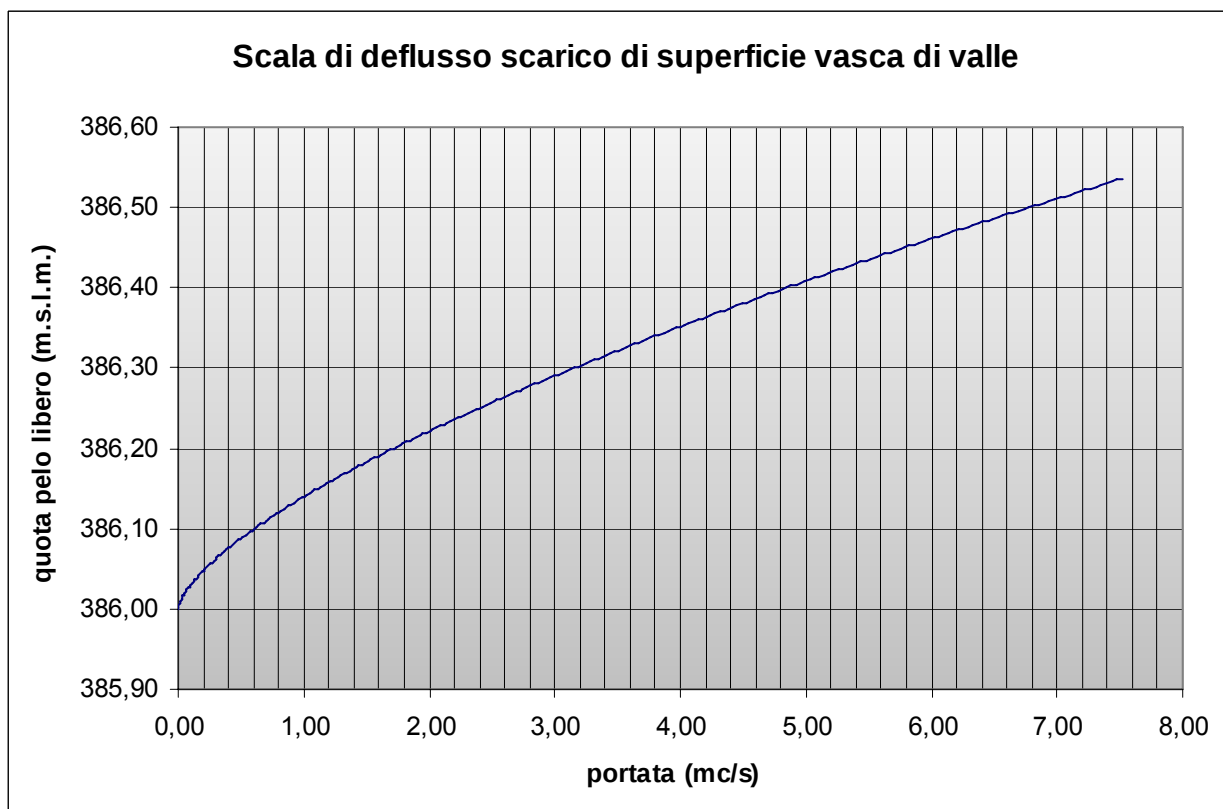
Per entrambe le vasche si utilizzano stramazzi lineari a parete sottile (Bazin):

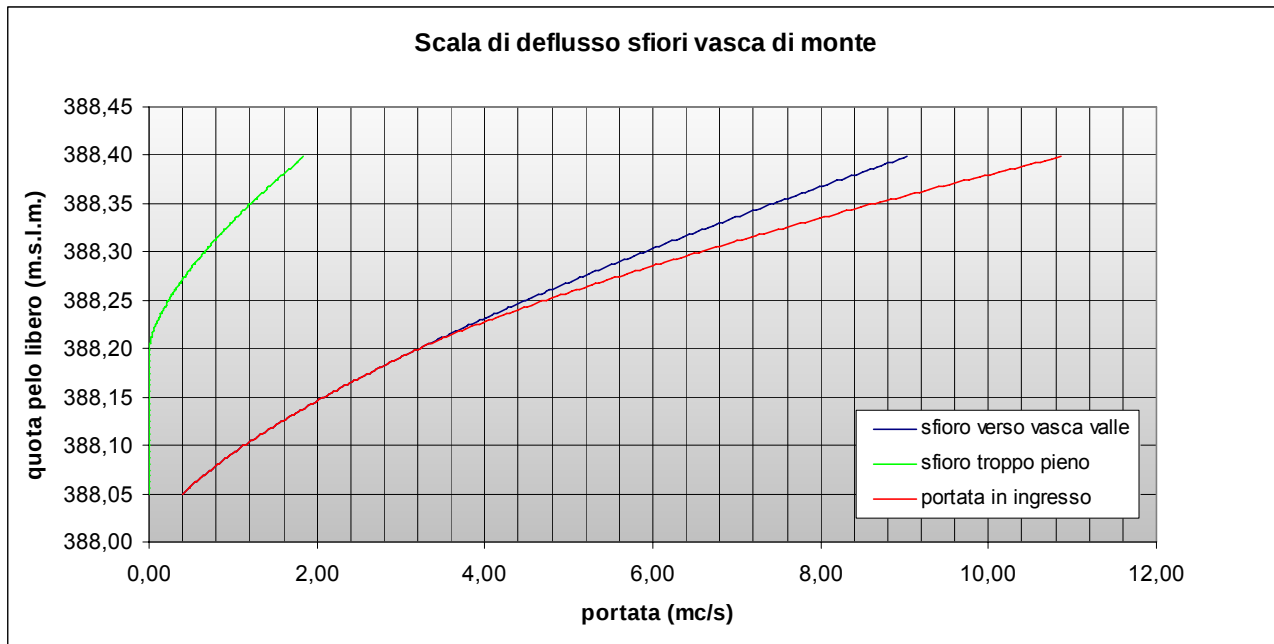
$$Q = 0.42 \cdot b h_0 \sqrt{2gh_0}$$

In dettaglio abbiamo:

- scarico di troppo pieno vasca di monte: tipo Bazin rettilineo dello sviluppo di metri **11.2** con sfioro alla quota di **388.20** m.s.l.m.; nel caso di evento duecentennale la massima portata in arrivo dal canale di derivazione è di **5.02** m³/s che, in caso di serbatoio pieno, raggiunge la quota **388.26** m.s.l.m.; in questo caso, con un battente di **5.9** cm. la portata da esso defluita è pari a **0.30** m³/s; la differenza (**4.72** m³/s) viene smaltita dallo sfioratore di compensazione (tipo Bazin rettilineo dello sviluppo di metri **19.3** con sfioro alla quota di **388.00** m.s.l.m.) e da questo addotta alla vasca di valle
- scarico di troppo pieno vasca di valle: tipo Bazin rettilineo dello sviluppo di metri **10.3** con sfioro alla quota di **386.00** m.s.l.m.; nel caso di evento duecentennale la massima portata in arrivo dalla vasca di monte è di **4.72** m³/s che, in caso di serbatoio pieno, raggiunge la quota **386.39** m.s.l.m.; in questo caso, con un battente di **39.3** cm. la portata da esso defluita è pari a quella in arrivo e viene restituita al corso d'acqua.

Di seguito si riportano le scala di deflusso.





In questa situazione il franco assume i seguenti valori:

vasca di monte = $388.60 - 388.26 = 0.34$ m.

vasca di valle = $386.60 - 386.39 = 0.21$ m.

Infine, in caso di eventi cinquecentennali, abbiamo visto che la massima portata derivata è di **6.31** m³/s; dalle scale di deflusso sopra riportate si evince, in caso di serbatoi pieni, che i franchi assumono i seguenti valori:

vasca di monte = $388.60 - 388.29 = 0.31$ m.

vasca di valle = $386.60 - 386.45 = 0.15$ m.

5.2 - Scarichi di fondo

5.2.1 - Principi generali

Lo scarico di fondo serve per il vuotamento del serbatoio: per emergenza, per manutenzione, per rimuovere il materiale sedimentato, per integrare talvolta lo scaricatore di superficie durante le piene e per uno svaso preventivo.

La portata massima dello scarico (completa apertura e con il carico massimo) non deve creare esondazioni nei tratti di valle del corso d'acqua con riferimento al tempo di vuotamento.

5.2.2 - Rifornimento d'aria

Il moto a valle degli organi di regolazione è, di norma, a superficie libera con velocità assai elevate ed elevati numeri di FROUDE. Quando lo sbocco è in galleria, si deve provvedere con un aeroforo a rifornire di aria la corrente, affinché il moto si mantenga a superficie libera.

La portata d'aria necessaria Q_a , da consegnare alla sezione di sbocco, dipende dal numero di FROUDE e dalla portata Q secondo le due relazioni:

$$Q_a = 0,03 \cdot Q(F - 1)^{1,06} \quad \text{e} \quad Q_a = 0,0066 \cdot Q(F - 1)^{1,40}$$

valide, rispettivamente, quando il deflusso in galleria avvenga senza la produzione di un risalto o con un risalto. La depressione Δ per derivare Q_a con una condotta d'aerazione lunga L e di diametro d è, in colonna d'acqua:

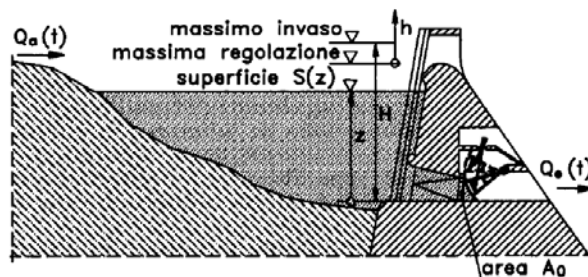
$$\Delta = \frac{\gamma_a}{\gamma} (1 + k_i + \lambda L/d + k_s) \frac{u^2}{2g}$$

essendo $\gamma_a/\gamma \cong 1,15 \div 1,30 \cdot 10^{-3}$ (aria secca), $k_i = 0,5$, $k_s = 1$ e $\lambda = 0,02$. La velocità da assumere è generalmente non superiore a 50m/s.

Nel nostro caso il problema non sussiste in quanto siamo a cielo libero.

5.2.3 - Vuotamento di un serbatoio

Il calcolo del tempo di vuotamento T di un serbatoio si svolge con le equazioni dei serbatoi associate a una legge di scarico dalle luci di fondo. La conoscenza di T è elemento di progetto anche, nei serbatoi di notevole importanza, per ragioni militari.



Schema di serbatoio in fase di svuotamento

Indicate con $Q_a(t)$ e $Q_e(t)$ rispettivamente le portate affluente ed effluente, funzioni del tempo t , e con $z(t)$ la quota istantanea dello specchio liquido contata a partire dalla quota di fondo della luce d'area A , le equazioni sono:

$$Q_a - Q_e = S \frac{dz}{dt} = \frac{dV}{dt}$$

$$Q_e = CA\sqrt{2gz}$$

essendo S l'area dello specchio liquido e V il volume invasato funzione di z , mentre C rappresenta un coefficiente di portata.

Il caso di vuotamento comporta che sia $Q_a = 0$, $A = A_0$ fin da $t = 0$ e che il deflusso avvenga a battente fino al completo vuotamento: il calcolo è svolto, note le funzioni numeriche $Q_a(t)$ e $S(z)$ per differenze finite. Una notevole semplificazione è ottenuta rappresentando il volume d'invaso V con un polinomio:

$$V = \sum a_n z^n$$

avvertendo che già con $n = 3$ si ottengono eccellenti approssimazioni.

Il sistema delle equazioni di prima integrato con $Q_a = 0$, $A = A_0$, e $z = H$ per $t = 0$, dà:

$$t = \frac{2}{CA_0\sqrt{2gH}} \sum_{n=0} \frac{na_n}{2n-1} H^n \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^{n-1/2} \right]$$

Il tempo di vuotamento T per $z = 0$ è:

$$T = \frac{2}{CA_0\sqrt{2gH}} \sum_{n=0} \frac{na_n H^n}{2n-1}$$

5.2.4 - Calcoli di progetto

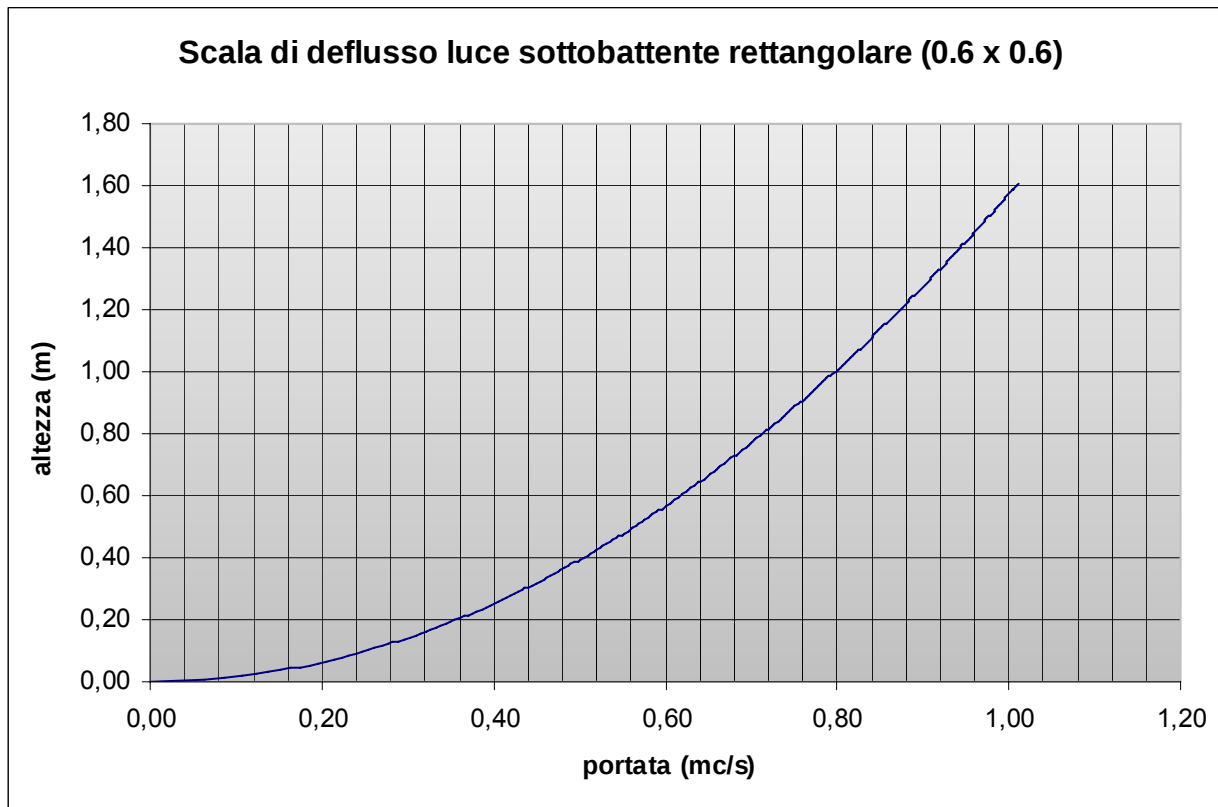
Nel nostro caso abbiamo una luce sotto battente di sezione rettangolare con paratoia di regolazione che in posizione di massima apertura prevede una luce di metri 0.60×0.60 pari ad un'area di 0.36 m^2 scaricante direttamente nel Rio Calcinera.

La massima portata defluibile si ha in caso di apertura completa con battente al livello di massimo invasato. Il carico utile è pari a:

- vasca di monte $388.00 - 386.50 = 1.50$ metri
- vasca di valle $386.00 - 384.50 = 1.50$ metri

In entrambi i casi la portata è data da $Q_e = CA\sqrt{2gh} = 0,50 \cdot 0.36 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1.50} = \mathbf{0.98} \text{ m}^3/\text{s}$.

Per valori minori del battente si veda la scala di deflusso di seguito riportata.



Si osserva che le portate calcolate sono molto inferiori alle portate di piena duecentennali del Rio Calcinera (17.5 m³/s) e che pertanto non vanno ad incidere sul regime idraulico attuale. Inoltre sono smaltibili in sicurezza dal corpo idrico di valle.

Non occorre prevedere l'installazione di un aeroforo in quanto lo scarico di fondo rimane sempre a pelo libero.

Per quanto riguarda il tempo di svuotamento si considera, al tempo zero, il serbatoio pieno sino alla quota dello sfioratore di troppo pieno e la portata di ingresso nulla. Fissato l'asse z verticale con verso positivo verso l'alto e con lo zero coincidente con la base del bacino abbiamo visto valere le seguenti relazioni lineari dell'area del pelo libero in funzione della quota z:

$$A_{MONTE} = a \cdot z^3 + b \cdot z^2 + c \cdot z + d = -18.55 \cdot z^3 + 60.09 \cdot z^2 - 8.45 \cdot z + 267.41$$

$$A_{VALLE} = a \cdot z^3 + b \cdot z^2 + c \cdot z + d = 1.57 \cdot z^3 - 3.54 \cdot z^2 + 23.50 \cdot z + 134.89$$

Il volume invasato varia di conseguenza con le seguenti leggi:

$$V_{MONTE} = \int_0^z A_{MONTE} \cdot dz = -\frac{18.55}{4} \cdot z^4 + \frac{60.09}{3} \cdot z^3 - \frac{8.45}{2} \cdot z^2 + 267.41 \cdot z$$

$$V_{VALLE} = \int_0^z A_{VALLE} \cdot dz = \frac{1.57}{4} \cdot z^4 - \frac{3.54}{3} \cdot z^3 + \frac{23.50}{2} \cdot z^2 + 134.89 \cdot z$$

e il tempo per lo svuotamento completo è dato da:

$$T_{MONTE} = \frac{2}{CA_0 \sqrt{2gH}} \left(267.41 \cdot H - \frac{8.45 \cdot H^2}{3} + \frac{60.09 \cdot H^3}{5} - \frac{18.55 \cdot H^4}{7} \right) = \mathbf{14.4 \text{ min}}$$

$$T_{VALLE} = \frac{2}{CA_0 \sqrt{2gH}} \left(134.89 \cdot H + \frac{23.50 \cdot H^2}{3} - \frac{3.54 \cdot H^3}{5} + \frac{1.57 \cdot H^4}{7} \right) = \mathbf{7.5 \text{ min}}$$

Dai calcoli sopra esposti si vede che lo svuotamento delle vasche a completa apertura dello scarico di fondo avviene in tempi brevi. Si ritiene pertanto di poter procedere per aperture parziali delle paratoie in modo da avere deflussi più contenuti.

6 – SISTEMAZIONI ALVEO DI MONTE

Occorre adattare il tratto di alveo prospiciente alle vasche di laminazione alle esigenze idrauliche di quest'ultime. In particolare le sezioni di deflusso devono permettere la ripartizione controllata delle portate in corrispondenza della derivazione e non generare interferenza di rigurgito in corrispondenza degli sfiori di rilascio.

Per permettere ciò si prevede la realizzazione di quattro briglie in cemento armato.

Due di queste sono selettive di tipo a pettine, costituito da 9 putrelle (profilo IPE240) disposte verticalmente con interasse di 30 cm. le quali trattengono i corpi galleggianti transitanti durante le piene, evitando quindi che questi possano creare disturbo in corrispondenza della successiva tombinatura.

Inoltre l'alveo viene regolarizzato mediante la creazione di un percorso obbligato delimitato da muri in c.a. e da scogliere in massi di cava posati a secco.

Le verifiche di stabilità dei manufatti sono riportate nell'allegato M. Di seguito si riportano:

- verifiche al trascinamento;
- verifiche dei salti di fondo.

6.1 – Considerazioni sulla capacità di trasporto solido: stabilità delle difese spondali e delle mantellate

Si procede ad una verifica al trascinamento in corrispondenza delle sezioni più sollecitate che sono: la sezione 38 per le scogliere e la sezione 43 per la mantellata di fondo. Le velocità medie sono rispettivamente di 6.3 m/s e 7.1 m/s.

Le difese spondali sono costituite da massi ciclopici posati a secco mentre le mantellate da scapoli di cava cementati.

Per verificarne la stabilità nei confronti del trascinamento occorrono valutazioni sulla capacità erosiva della corrente in termini di trasporto solido di fondo.

Per la determinazione quantitativa del fenomeno erosivo lungo l'alveo di un corso d'acqua, occorre fare riferimento allo studio della *condizione di moto incipiente*, ovvero della condizione di equilibrio limite di una particella solida sottoposta all'azione di trascinamento di una corrente.

Tale condizione può essere risolta facendo ricorso a equazioni di equilibrio in cui compaiono i valori critici delle variabili del moto: in particolare, si fa riferimento alla *velocità critica della corrente* V_c , definita come il valore medio della velocità della corrente che discrimina lo stato fisico di moto delle particelle solide costituenti l'alveo fluviale. In letteratura sono presenti diversi approcci per la valutazione della velocità critica di trascinamento, sostanzialmente riconducibili a due tipologie: la prima ricerca la relazione diretta tra la velocità e la granulometria dell'alveo, basandosi su una vasta gamma di risultati sperimentali, mentre la seconda, seguendo un approccio teorico, fornisce una relazione analitica che, sebbene semplificata, permette di tenere in considerazione anche le caratteristiche idrodinamiche della corrente.

Seguendo l'approccio analitico, è possibile ottenere un legame funzionale tra la velocità critica della corrente, le caratteristiche fisiche del materiale costituente il fondo (peso specifico dei grani, diametro medio caratteristico) e le caratteristiche idrodinamiche (viscosità dell'acqua, altezza della corrente). Tralasciando la trattazione analitica del problema, l'espressione finale della velocità critica della corrente V_c può essere espressa mediante la seguente espressione analitica (NEILL, ASHIDA, BAYAZIT, BUTERA E SORDO), valida in condizioni idrauliche di macroscabrezza ($1 \leq h/d \leq 6$):

$$V_c = \left[3,062g \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \right]^{0.5} h^{0.05} d^{0.45}$$

dove:

γ_s = peso specifico delle particelle costituenti il fondo alveo;

γ = peso specifico dell'acqua;

h = altezza idrica della corrente in moto uniforme;

d = diametro medio delle particelle costituenti il fondo alveo.

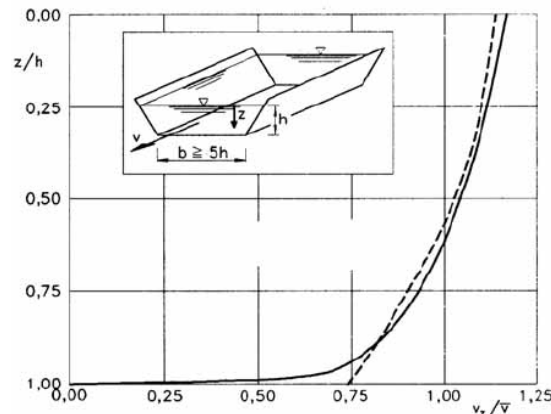
Una seconda formulazione per il calcolo della velocità critica della corrente V_c è quella proposta da MIRTSKHULAVA:

$$V_c = \left[\log \frac{8.8h}{d} \right] \sqrt{\frac{2g}{0.44\sqrt{n}} (\gamma_s - \gamma) d}$$

dove

$$n = 1 + \frac{d}{0.00005 + 0.3d}$$

Entrambe le formulazioni restituiscono un valore di velocità medio valutato su tutta la sezione di deflusso, che risulterà essere maggiore (circa del 40%) del valore di velocità di trascinamento esercitata dalla corrente sul fondo dell'alveo e pertanto i valori risultano essere cautelativi.



Distribuzione delle velocità v_z in funzione della velocità media v e di z/h

L'analisi della condizione di moto incipiente può essere affrontata anche sotto l'aspetto dinamico, prendendo in considerazione l'azione di trascinamento esercitata dalla corrente sul fondo dell'alveo. In particolare, la movimentazione del materiale sul fondo è considerato un fenomeno dipendente dalla tensione di trascinamento t , il cui valore minimo τ_c perché abbia inizio il suo moto individua appunto la condizione critica.

Lo sforzo tangenziale τ_0 esercitato dalla corrente sul materiale costituente il contorno bagnato dell'alveo può essere espresso come:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot i$$

dove:

γ : peso specifico dell'acqua;

h : altezza idrica della corrente in moto uniforme;

i : pendenza idraulica.

Il valore di τ_0 deve essere confrontato con lo sforzo tangenziale critico τ_c (condizione di equilibrio limite per il moto delle parti solide costituenti il fondo): nel caso in cui $\tau_0 \geq \tau_c$ si instaura la condizione di moto incipiente e le particelle costituenti il fondo alveo vengono movimentate.

Valutando le condizioni più critiche, le formulazioni consentono di evidenziare la condizione di stabilità; si osserva che il risultato è sicuramente cautelativo, in quanto non si tiene conto del reciproco incastro tra i massi e della coesione fornita dal calcestruzzo.

Sezione 38

i	5.0 %
Ω	3.3 mq
ρ	1000 kg/mc
ρ_s	2500 kg/mc

$$d = \frac{\rho \cdot h \cdot i}{(\rho_s - \rho) \cdot 0.06} = 38 \text{ cm}$$

h	0.76 m
---	--------

$$V_c = \left[3,062g \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \right]^{0.5} h^{0.05} d^{0.45} = 4.3 \text{ m/s}$$

$$V_c = \left[\log \frac{8.8h}{d} \right] \sqrt{\frac{2g}{0.44\sqrt{n}} (\gamma_s - \gamma) d} = 4.2 \text{ m/s}$$

imponendo la velocità della corrente della sezione (6.3 m/s) pari alla critica si ottiene un diametro minimo di 0.90 m al quale corrisponde un volume di

$$V = \frac{4}{3} \cdot \pi \frac{d^3}{8} = 0.38 \text{ mc}$$

Considerando che l'appalto prevede dimensioni minime dei massi non inferiori a 0.4 m³ si vede come la verifica al trascinamento è abbondantemente superata.

Sezione 43

i	4.0 %
Ω	3.4 mq
ρ	1000 kg/mc
ρ_s	2500 kg/mc

$$d = \frac{\rho \cdot h \cdot i}{(\rho_s - \rho) \cdot 0.06} = 30 \text{ cm}$$

h	0.97 m
---	--------

$$V_c = \left[3,062g \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \right]^{0.5} h^{0.05} d^{0.45} = 4.6 \text{ m/s}$$

$$V_c = \left[\log \frac{8.8h}{d} \right] \sqrt{\frac{2g}{0.44\sqrt{n}} (\gamma_s - \gamma) d} = 4.8 \text{ m/s}$$

imponendo la velocità della corrente della sezione (7.1 m/s) pari alla critica si ottiene un diametro minimo di 1.12 m al quale corrisponde un volume di

$$V = \frac{4}{3} \cdot \pi \frac{d^3}{8} = 0.73 \text{ mc}$$

Considerando che l'appalto prevede che i massi siano cementati si ritiene che la coesione del calcestruzzo determini singoli agglomerati di volume ben maggiore a quello minimo richiesto

6.2 – Salto d'acqua

L'equazione che regola la traiettoria di un getto d'acqua orizzontale è la seguente:

$$x = v \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot y}{g}}$$

dove:

- x ascissa con origine nello stacco del getto
- y quota a partire dallo stacco e rivolta verso il basso
- v velocità iniziale del getto

Nel caso di briglie e di salti d'acqua in genere, la velocità da considerare è il valore medio della corrente d'acqua in arrivo.

Nella tabella appresso riportata vengono indicati i valori del getto corrispondente alle portate progettuali per i diversi elementi interessati (TR200). La x rappresenta la lunghezza di caduta del getto mentre la L reale è la lunghezza del manufatto atto a contenere il getto.

Manufatto	v (m/s)	y (m)	x (m)	L reale (m)
briglia B1	5.9	1.2	3.2	5
briglia B2	4.9	1.7	3.8	9

briglia B3	6.1	1.2	3.3	12
briglia B4	6.6	1.7	5.1	16

Come si vede tutti i manufatti soddisfano tale condizione che nella fattispecie si riferisce ad alveo regimato con massi di cava.

7 – TRATTO TOMBINATO

Dai rilievi effettuati esistono alcuni manufatti nei quali la corrente defluibile potrebbe percorrerli in pressione. E' infatti superfluo ricercare ad esempio il franco idraulico quanto ci si trova in presenza di tratti anche abbastanza lunghi di tubazioni interrati. Essi rappresentano comunque uno stato di fatto e si ritiene opportuno stabilire quali siano le loro reali capacità di smaltire le portate di piena.

Il dimensionamento idraulico viene effettuato in regime permanente (moto uniforme).

La formula utilizzata per la portata è la seguente:

$$Q = v \cdot \Omega = \Omega^{\frac{5}{3}} \cdot k \cdot \sqrt{i} / C^{\frac{2}{3}} \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

dove:

- v velocità in m/s
Ω sezione del condotto in mq.
k scabrezza di Gaukler-Strikler
i pendenza motrice (dislivello / distanza)
C contorno bagnato in m

7.1 – Stato di fatto

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva nella quale sono state calcolate le massime portate refluibili nei singoli manufatti analizzati. Detti valori sono poi stati confrontati con quelli risultanti dall'analisi idrologica dello stato di fatto.

Tratto	Manufatto	dimensioni (cm)	scabrezza (G.S.)	lunghezza (m)	dislivello (m)	portata (mc/s)	note
Rio Calcinera	Canalizzazione coperta in cemento armato di sezione rettangolare larghezza cm. 160 altezza cm. 140	160x140	40	15	1.8	19.8	Defluiscono le Q20 = 12.0 mc/s con un battente di 94 cm e un franco di 46 cm Q100 = 16.0 mc/s con un battente di 118 cm e un franco di 22 cm Q200 = 17.5 mc/s

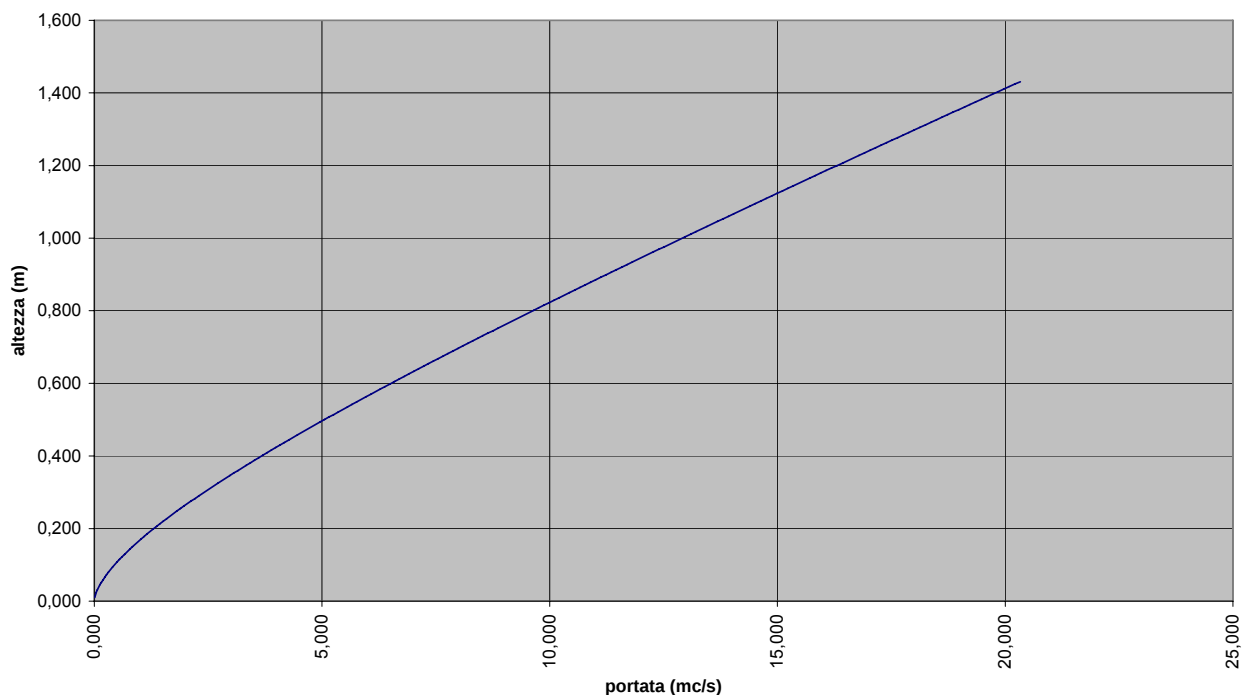
con un battente di
124 cm e un franco
di 16 cm.
Non defluisce
interamente la
Q500

Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C4-C5	Diam. 120	60	91	11.5	11.6	Nessuna defluisce interamente	portata
Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C3-C4	Diam. 120	60	92	6.0	8.3	Nessuna defluisce interamente	portata
Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C2-C3	Diam. 120	60	56	1.7	5.7	Nessuna defluisce interamente	portata
Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C1-C2	Diam. 120	60	29	1.0	6.1	Nessuna defluisce interamente	portata

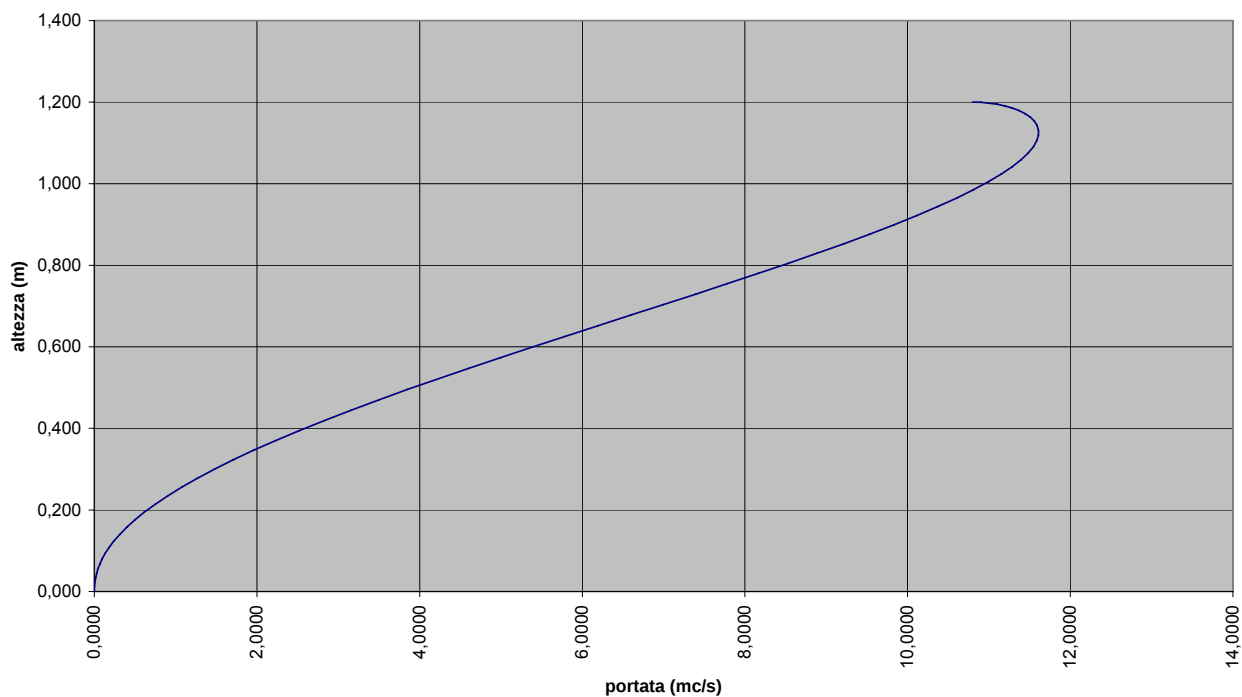
Per quanto invece concerne la verifica dei singoli imbocchi si deve prevedere un sovrizzo del pelo libero necessario a innescare il moto. Senza scendere troppo nei dettagli si presume comunque che il tombino si intasi e che la portata defluisca tutta al di fuori di esso. Si precisa però che, in tutti i casi esaminati, la corrente è risultata di tipo veloce, e che quindi tale sovrizzo non comporta problemi di rigurgito verso monte.

Di seguito si riportano le scale di deflusso dei manufatti sopra menzionati.

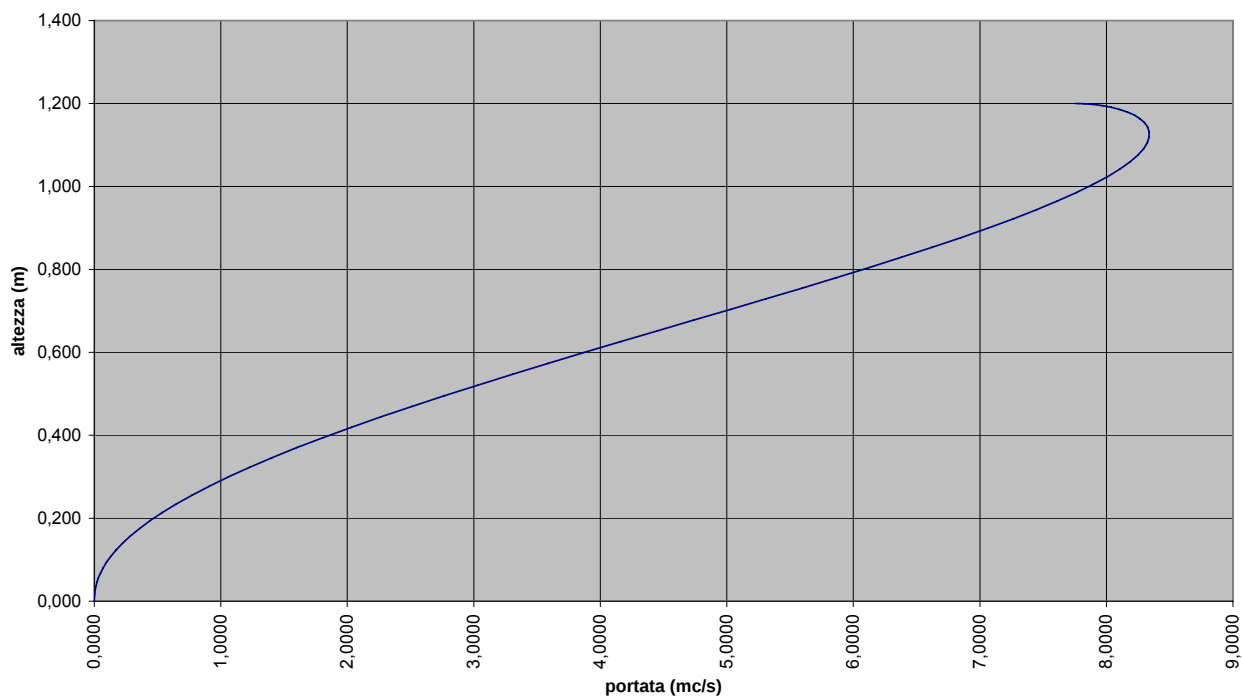
Scala di deflusso sezione rettangolare 160x140



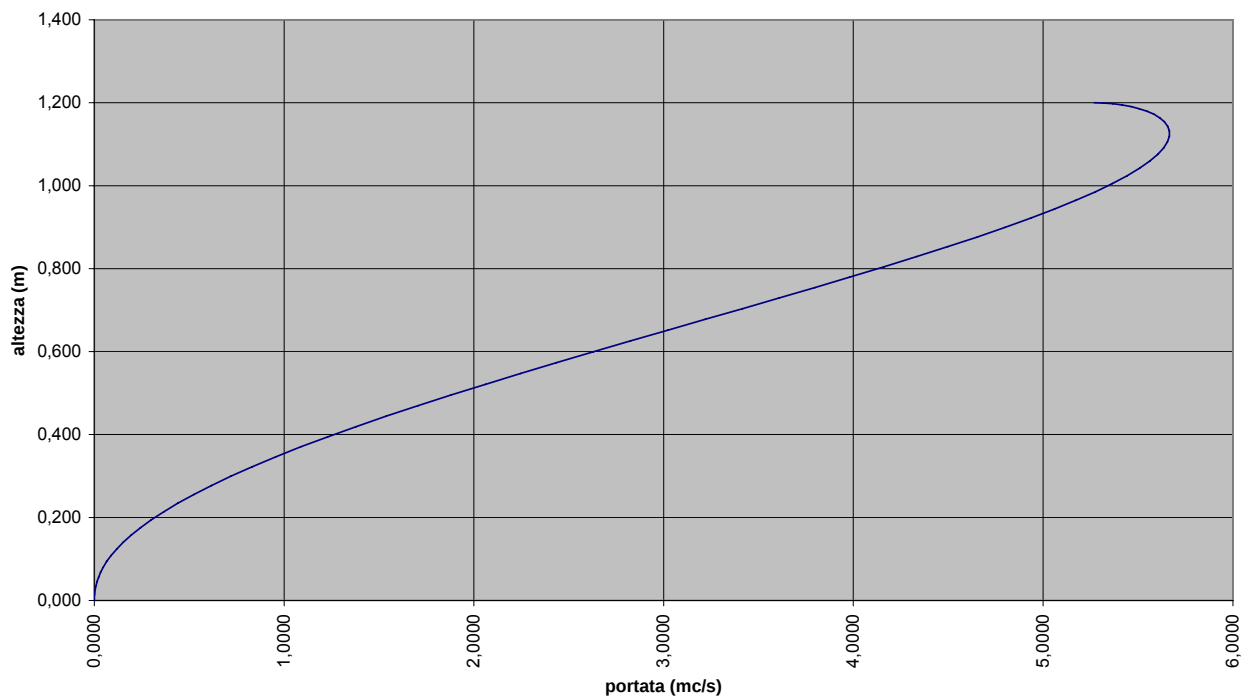
Scala di deflusso sezione circolare tratto C4-C5



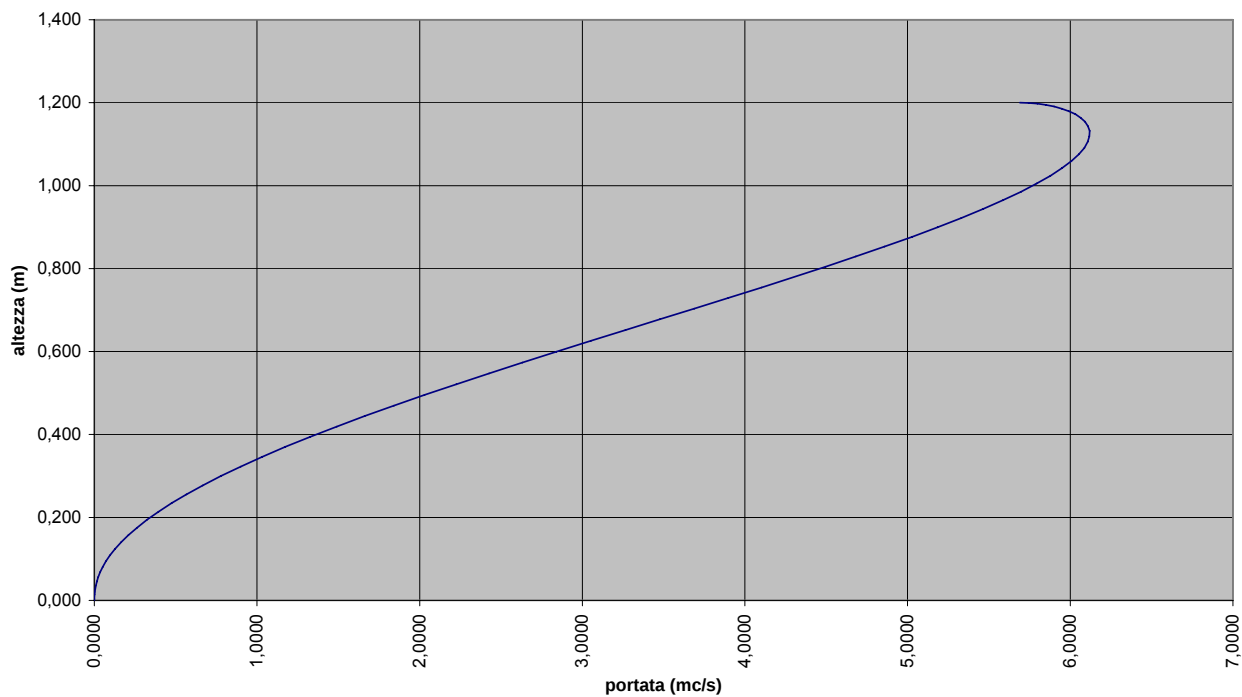
Scala di deflusso sezione circolare tratto C3-C4



Scala di deflusso sezione circolare tratto C2-C3



Scala di deflusso sezione circolare tratto C1-C2



7.2 – Stato di progetto (con laminazione)

Di seguito si riporta la stessa tabella riassuntiva di prima nella quale sono state calcolate le massime portate refluibili nei singoli manufatti analizzati. Detti valori sono poi stati confrontati con quelli risultanti dall'analisi idrologica dello stato di progetto.

Tratto	Manufatto	dimensioni (cm)	scabrezza (G.S.)	lunghezza (m)	dislivello (m)	portata (mc/s)	note
Rio Calcinera	Canalizzazione coperta in cemento armato di sezione rettangolare larghezza cm. 160 altezza cm. 140	160x140	40	15	1.8	19.8	Defluiscono le Q20 = 9.92 mc/s con un battente di 82 cm e un franco di 58 cm Q100 = 11.73 mc/s con un battente di 93 cm e un franco di 47 cm Q200 = 12.48 mc/s con un battente di 97 cm e un franco di 43 cm. Q500 = 14.96 mc/s con un battente di 112 cm e un franco di 28 cm.
Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C4-C5	Diam. 120	60	91	11.5	11.6	Defluisce la Q20 = 9.92 mc/s con un battente di 91 cm e un franco di 29 cm Non defluiscono interamente la Q100, la Q200 e la Q500
Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C3-C4	Diam. 120	60	92	6.0	8.3	Nessuna portata defluisce interamente
Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C2-C3	Diam. 120	60	56	1.7	5.7	Nessuna portata defluisce interamente
Rio Calcinera	Tubazione cls diam. 120 cm. tratto C1-C2	Diam. 120	60	29	1.0	6.1	Nessuna portata defluisce interamente

Dalla tabella riassuntiva sopra riportata si vede che le varie portate analizzate non passano comunque interamente nei tratti tombinati. Si rileva comunque l'importanza della laminazione in quanto si riduce la quota parte di volume esondabile, con conseguente diminuzione degli effetti collaterali quali danni a cose e persone.

All'uopo vengono anche predisposte 5 vasche di ispezione disposte lungo tutto il tratto tombinato.

8 – CONCLUSIONI

Il rilievo piano altimetrico è stato effettuato con stazione totale cercando di effettuare battute corrispondenti alle sezioni idrauliche maggiormente significative. La geometria è poi stata trattata in modo tridimensionale mediante la creazione della superficie topografica e la relativa rappresentazione con curve di livello.

L'analisi idraulica è stata concentrata sul tratto terminale del rio Calcinera. Si è costruito un modello idraulico in moto permanente, nel quale la corrente è risultata sempre di tipo veloce (il passaggio alla fase critica si ha solo in pochi casi per i quali il modello matematico subisce delle forzature; è comunque palese che il moto continua a rimanere di tipo veloce anche se i risultati portano a livelli di pelo libero maggiori e quindi a favore della sicurezza).

Come si può dedurre dagli elaborati di calcolo riportati nell'allegato N e dai relativi grafici (tavole varie), i valori delle portate liquide considerati mettono in evidenza la criticità di alcune sezioni di deflusso. A questi occorre aggiungere la presenza di alcuni tombini stradali che di fatto riducono la sezione di deflusso.

La scelta di intervenire in modo attivo sui fenomeni di piena è comunque premiante. Nelle ipotesi di progetto la portata duecentennale viene laminata dalle due vasche in cemento armato ubicate a monte del tratto con maggiori criticità (la tombinatura stradale) con un coeff. pari a ca. 1/3.

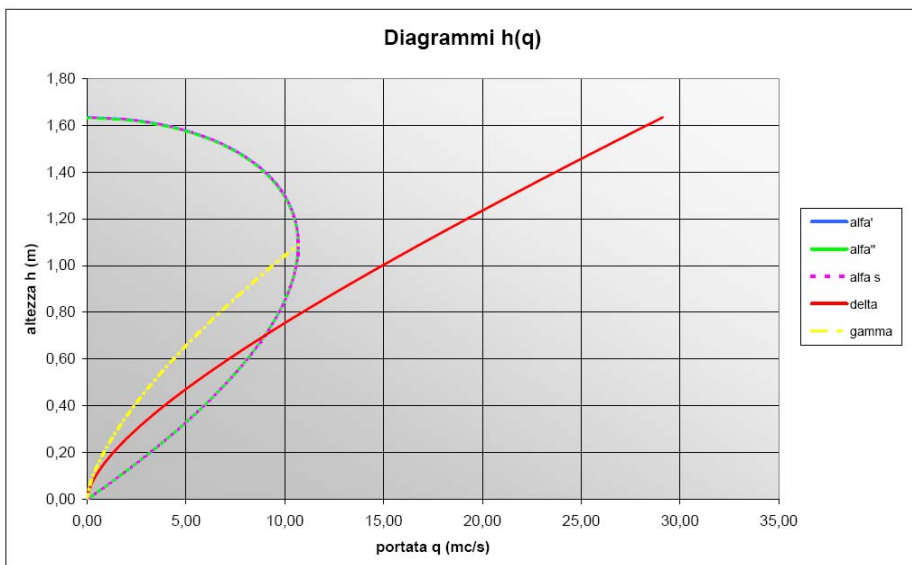
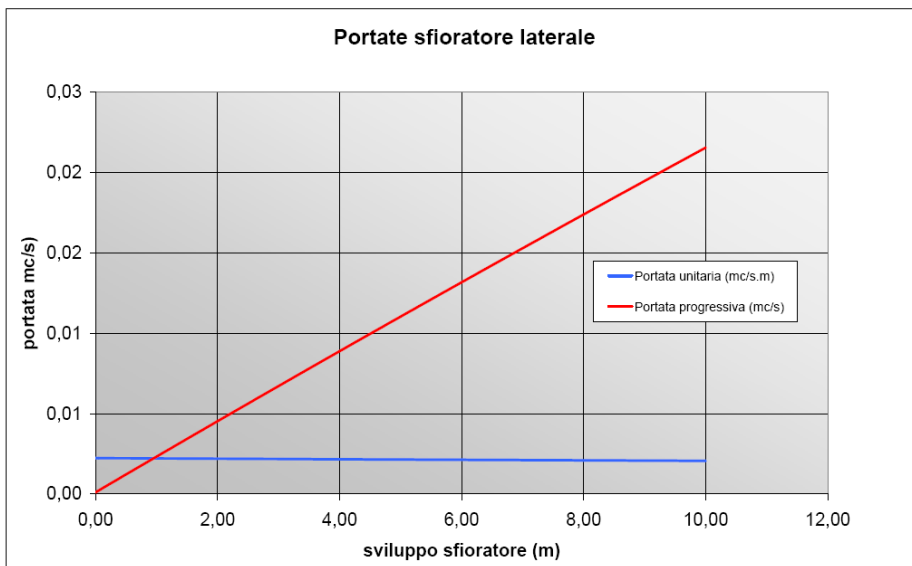
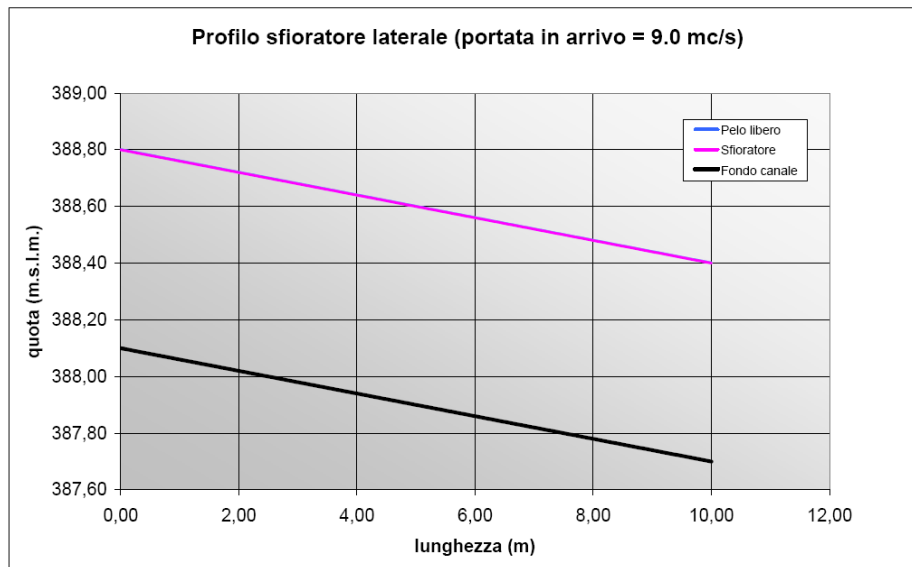
Dalle osservazioni sopraesposte risulta poi che tale riduzione si potrebbe spingere sino a 0.6. In questo caso si potrebbero addirittura scongiurare possibili fuoriuscite di acqua lungo tutto il tratto tombinato.

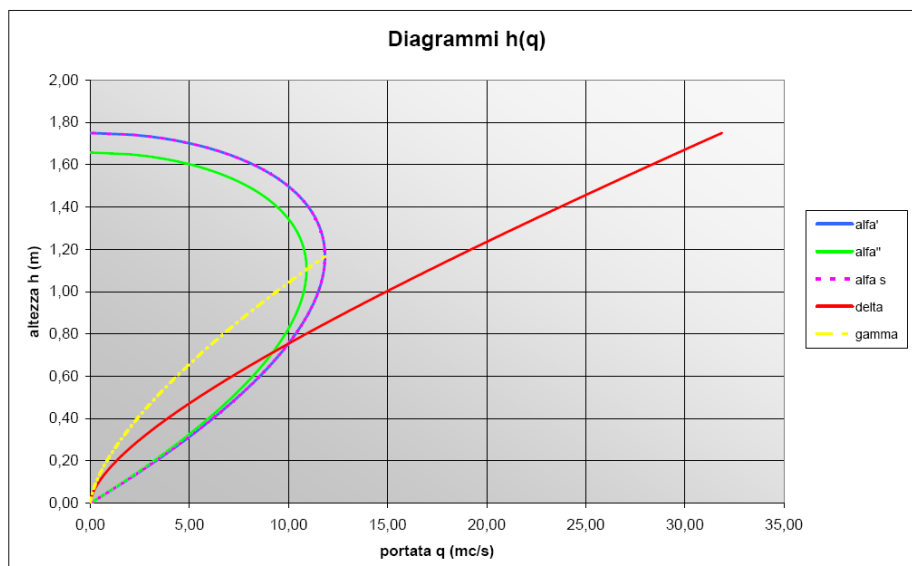
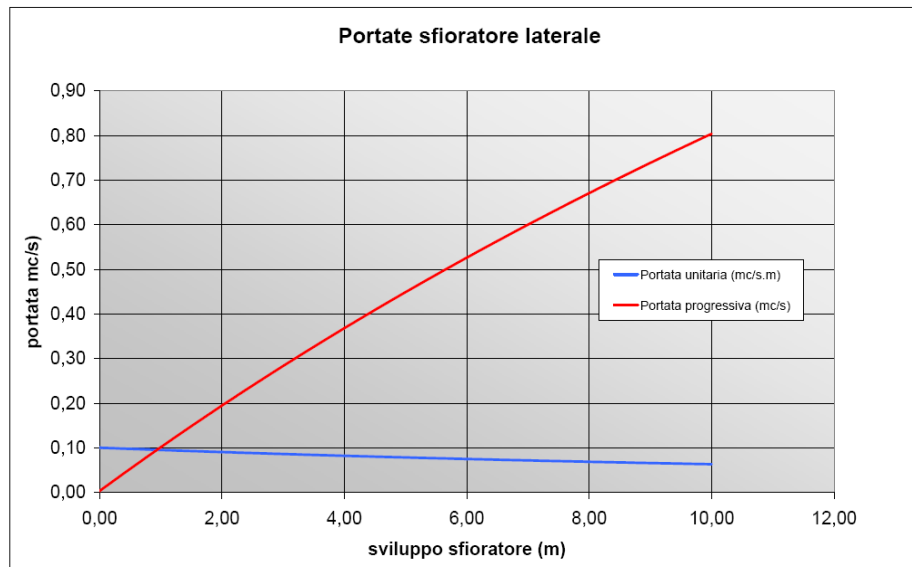
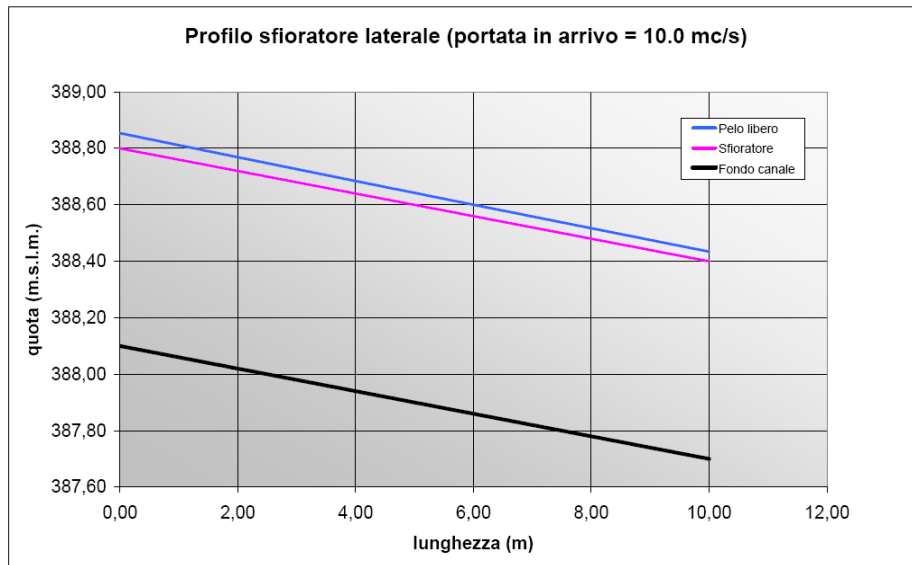
Pont Canavese, 2 novembre 2021

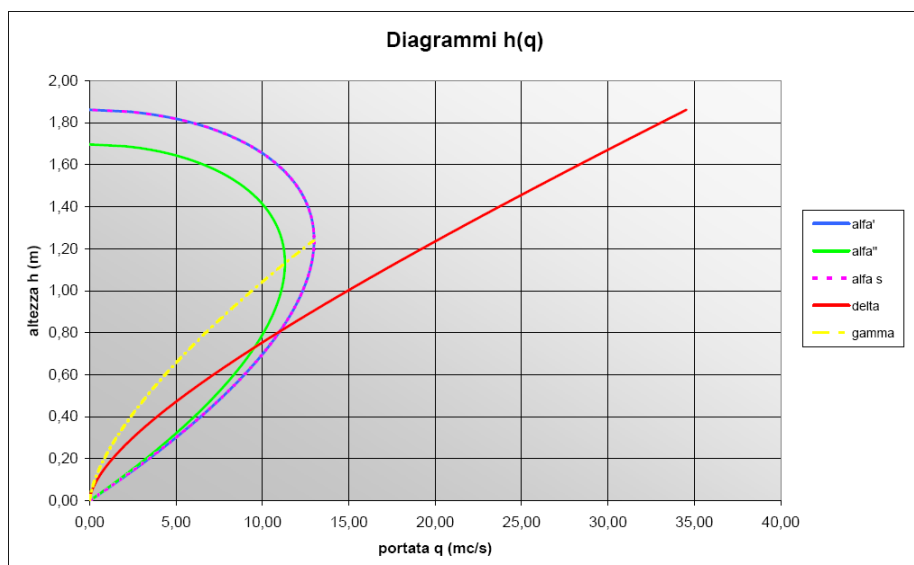
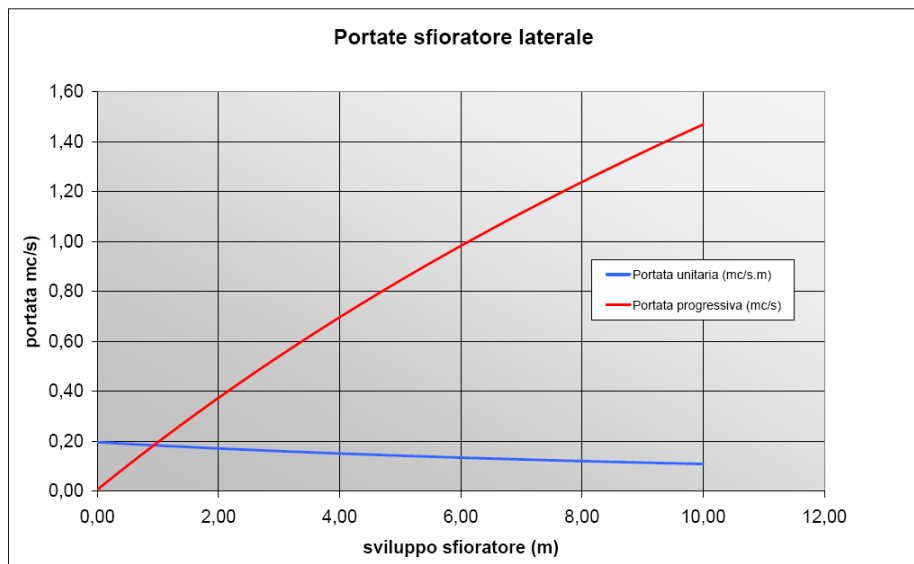
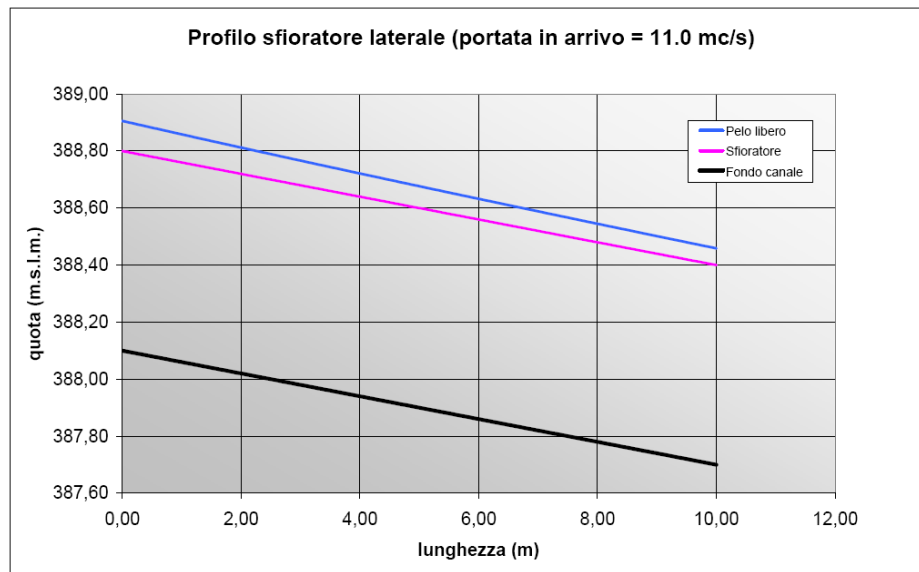
ing. Roberto Truffa Giachet

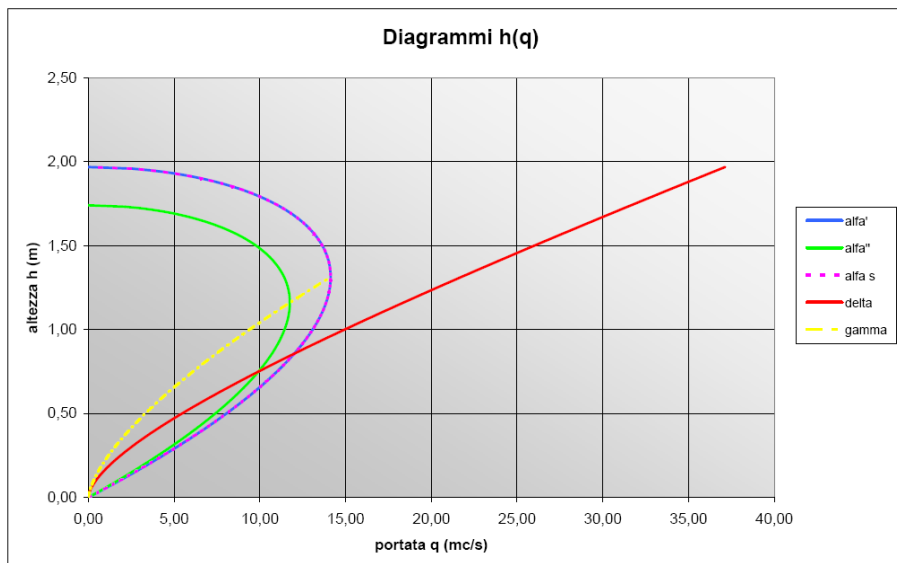
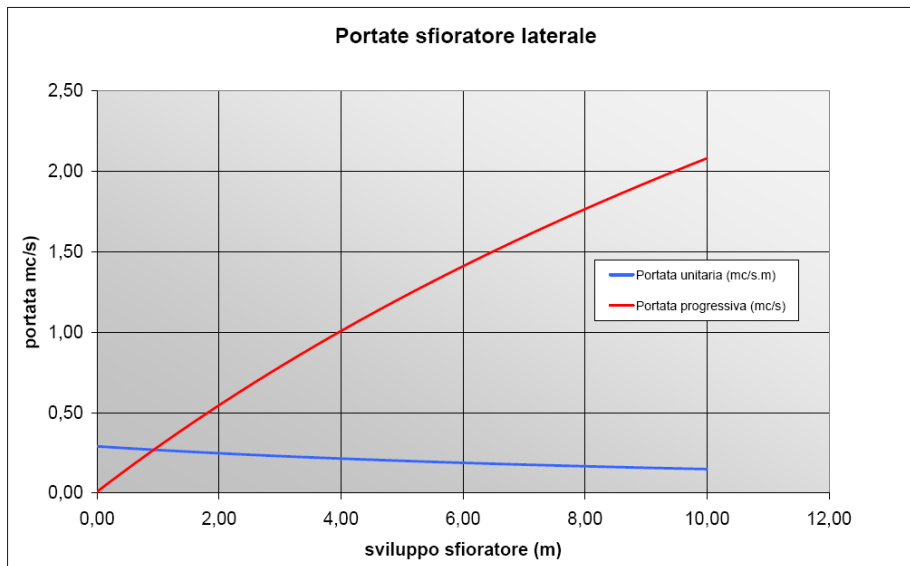
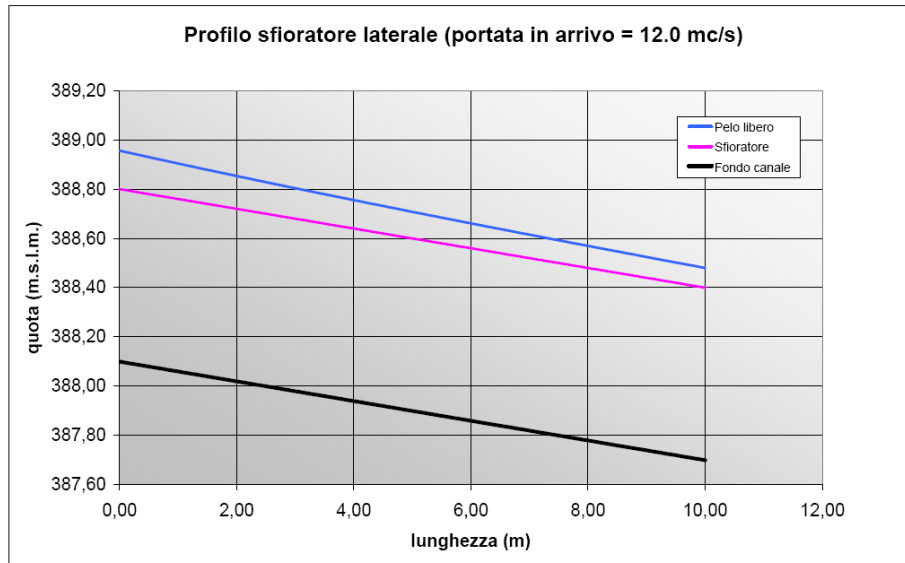
ALLEGATI

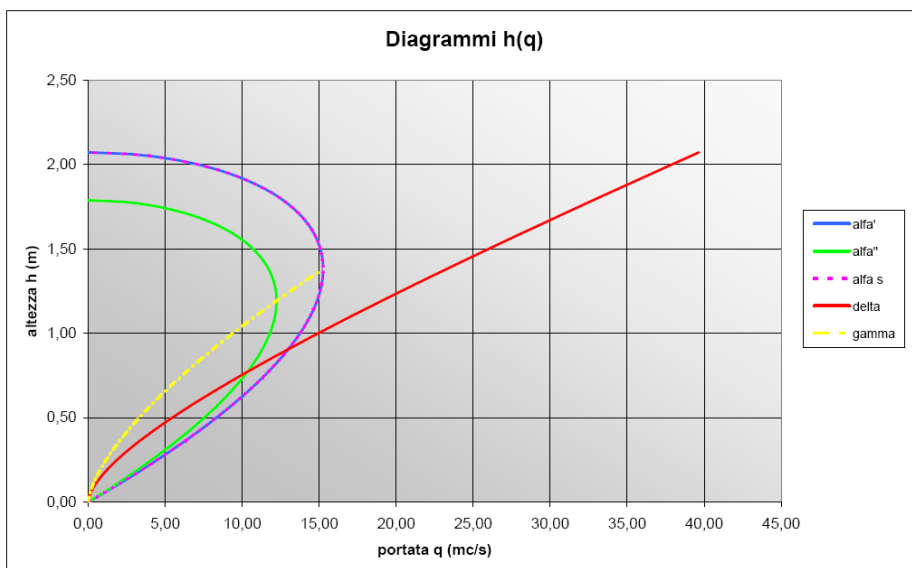
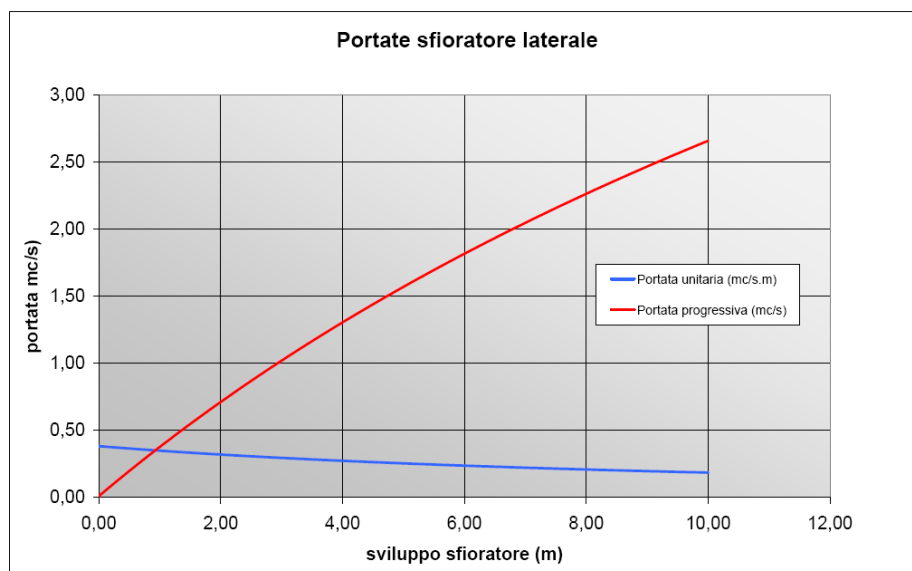
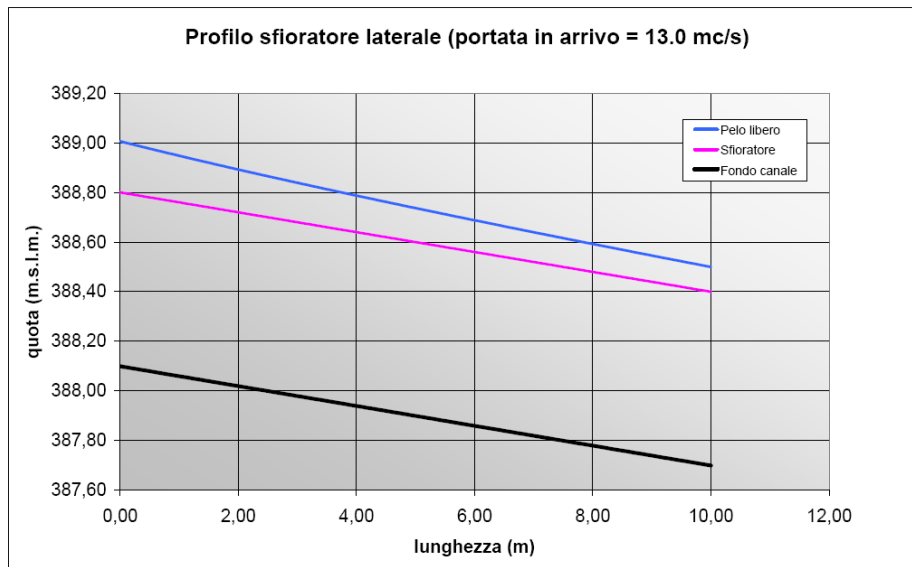
Allegato 1 – Diagrammi sfioratore laterale per petto di 70 cm.

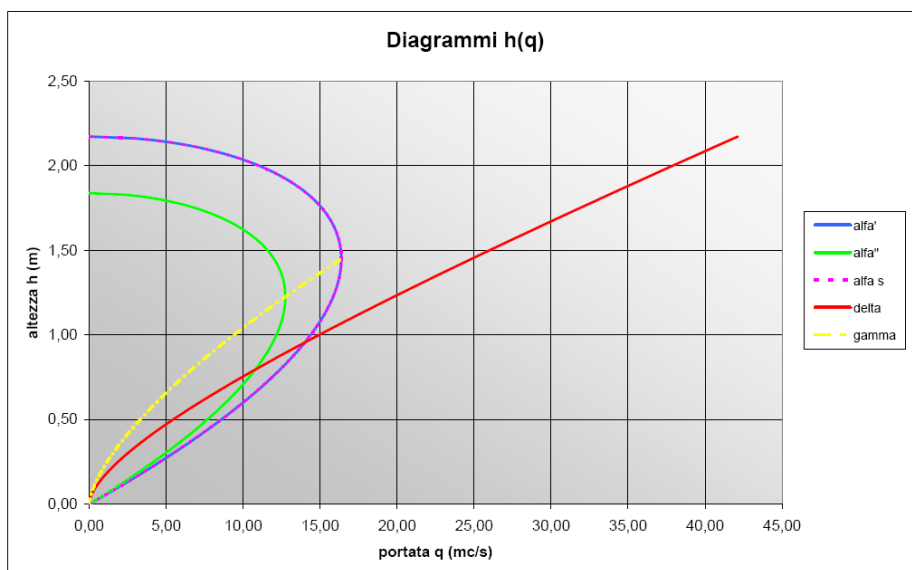
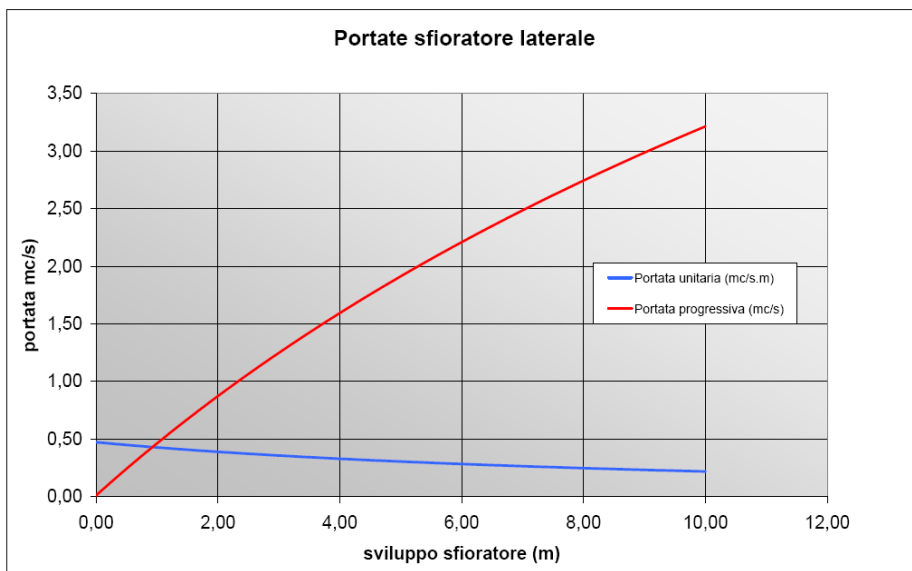
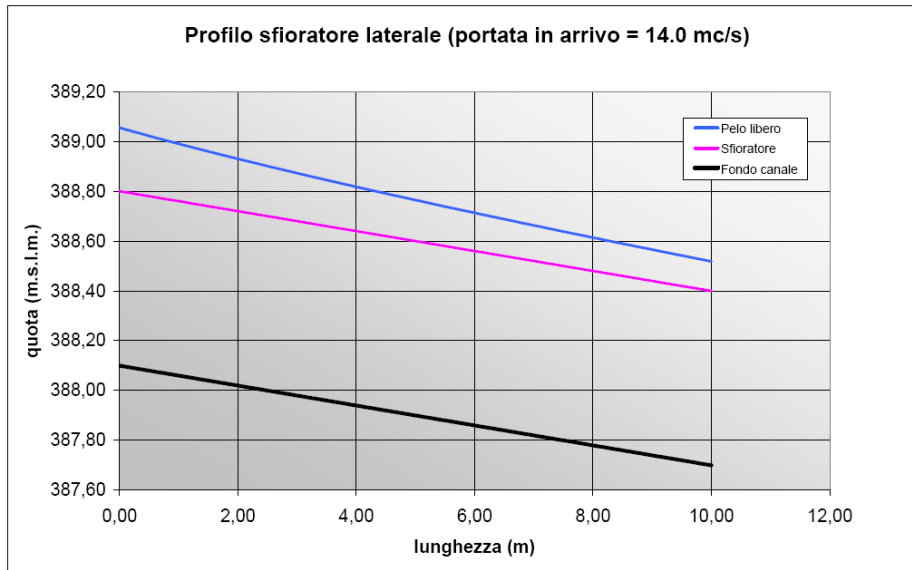


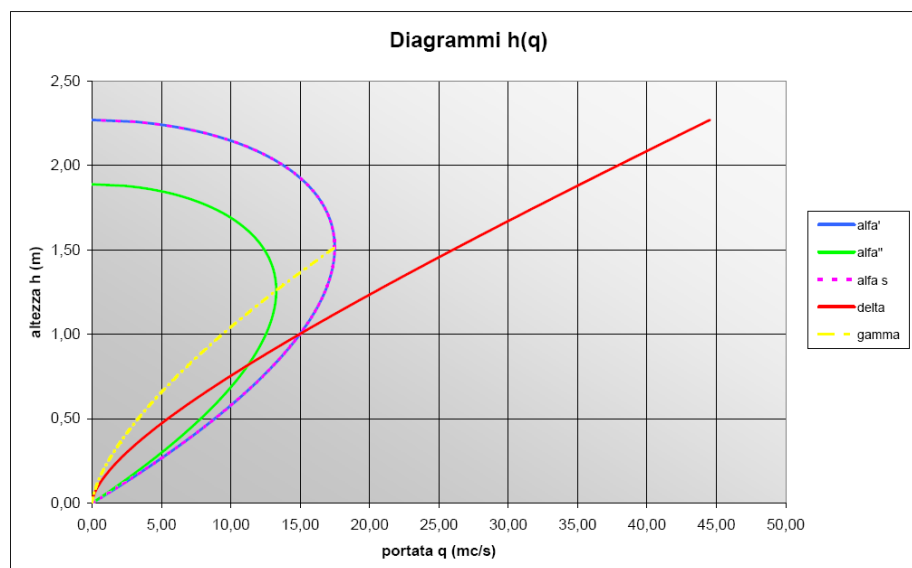
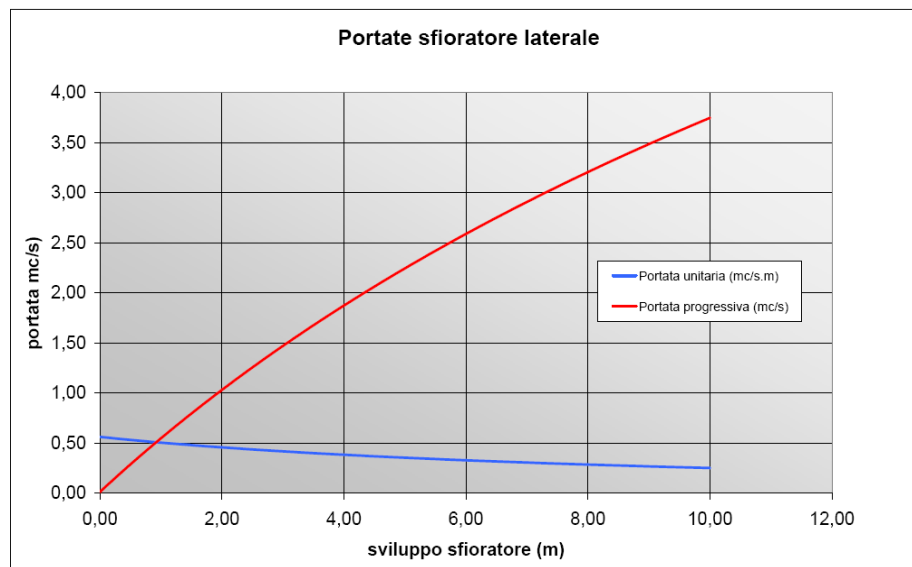
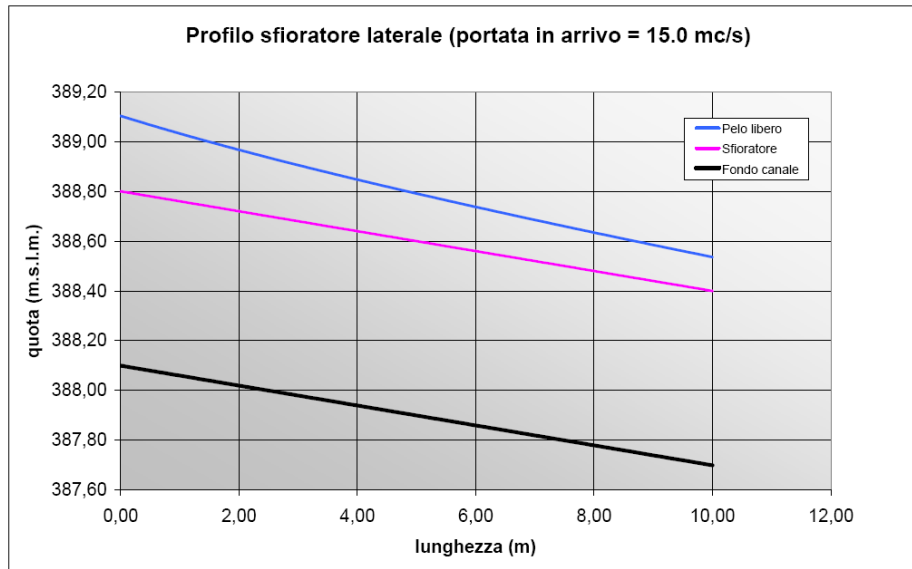


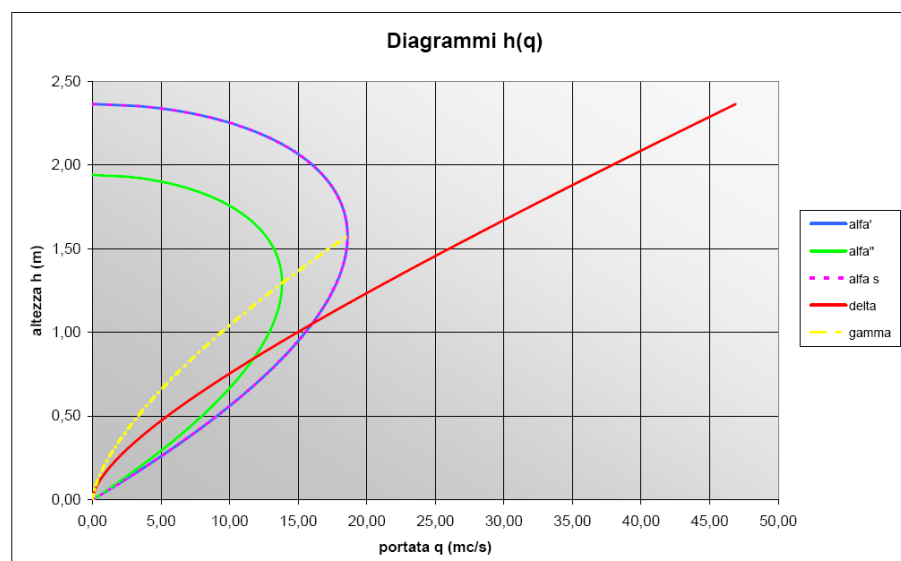
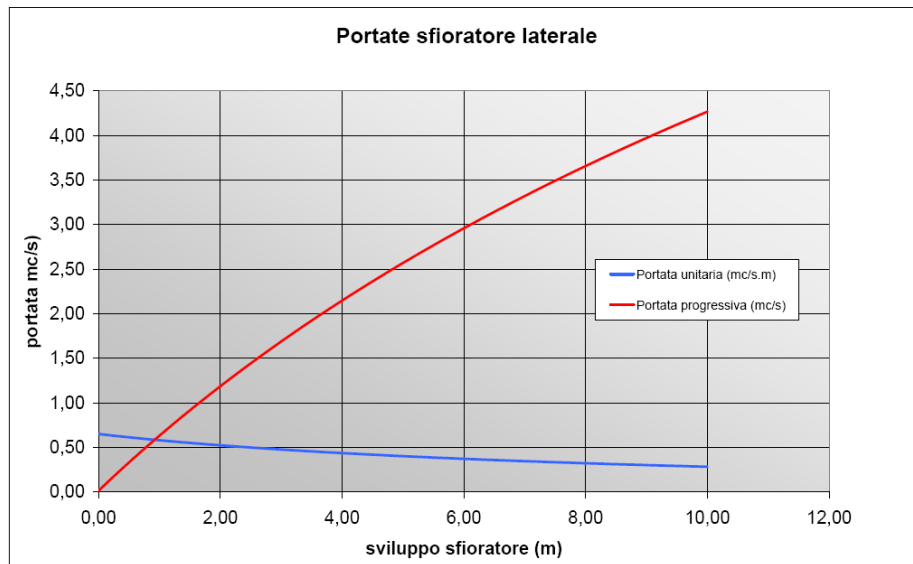
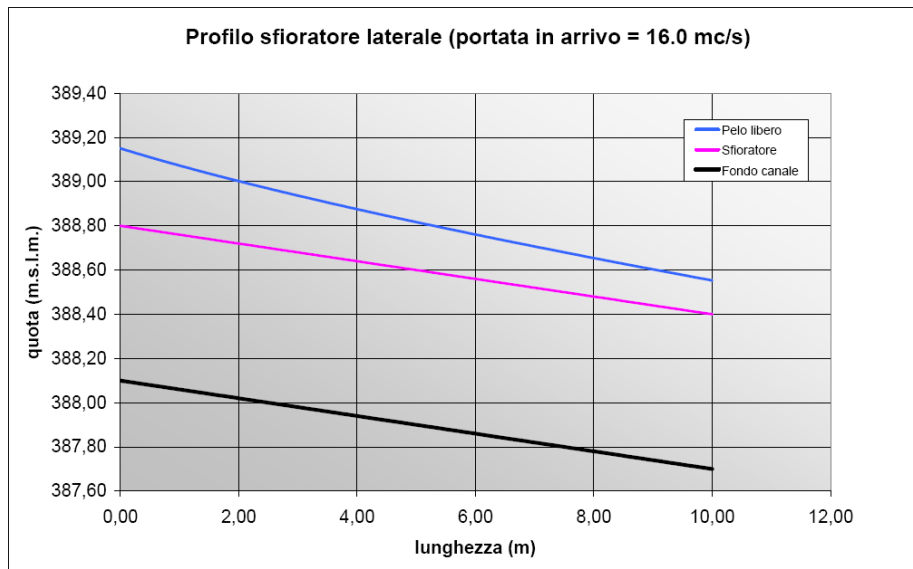


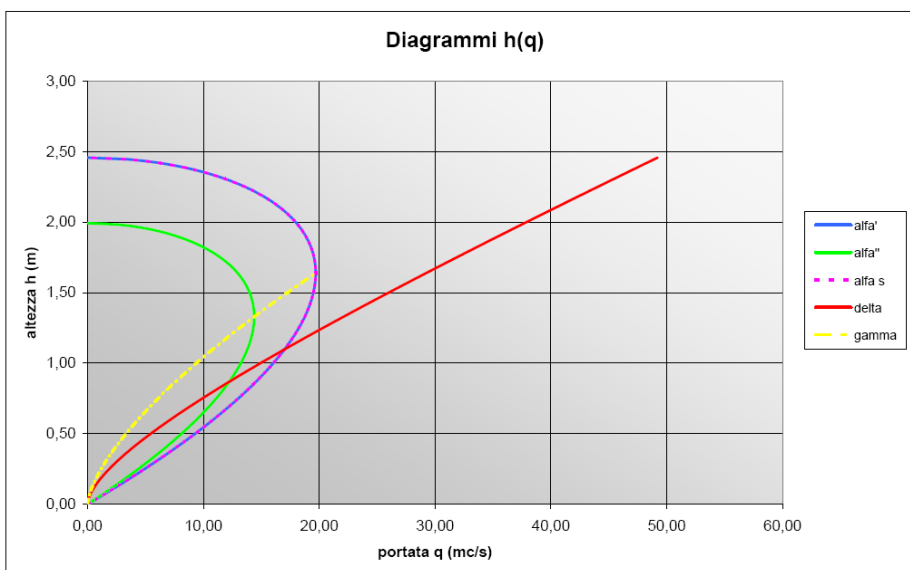
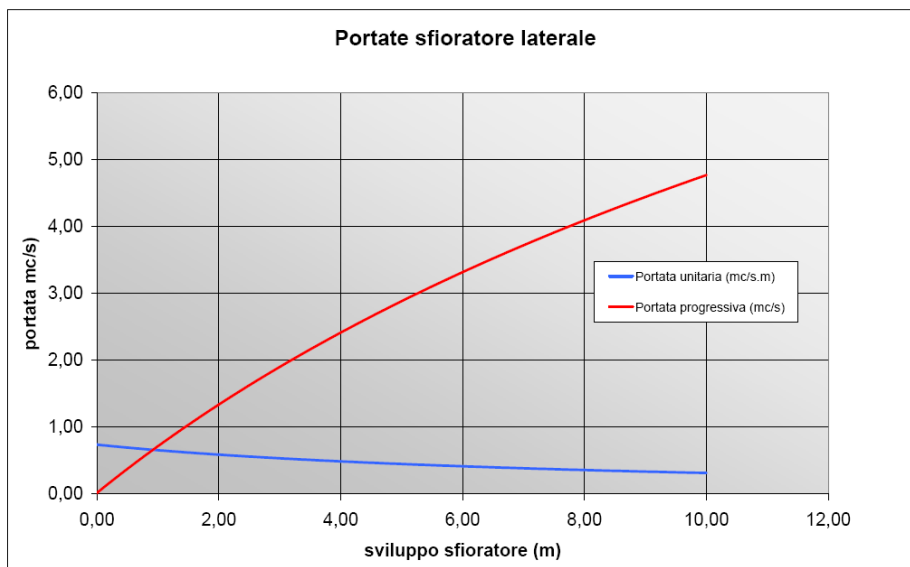
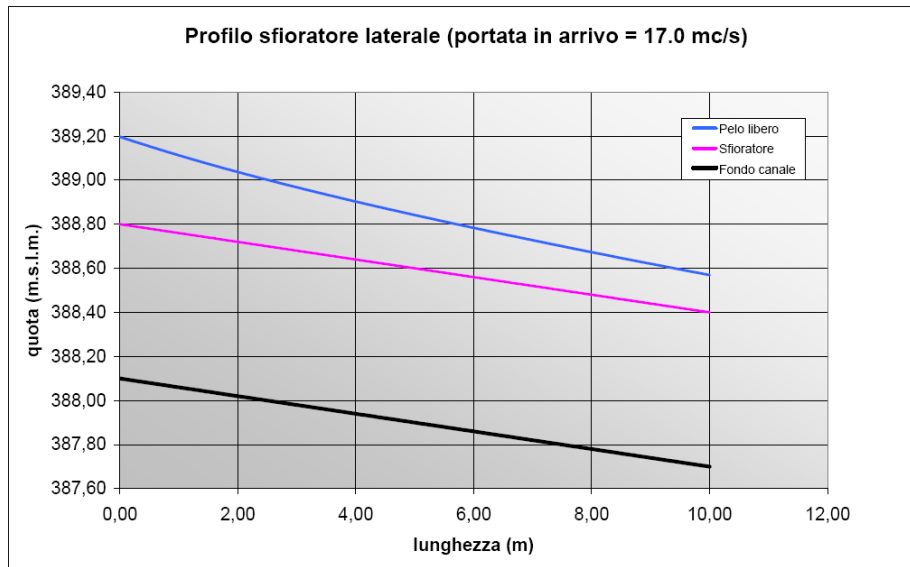


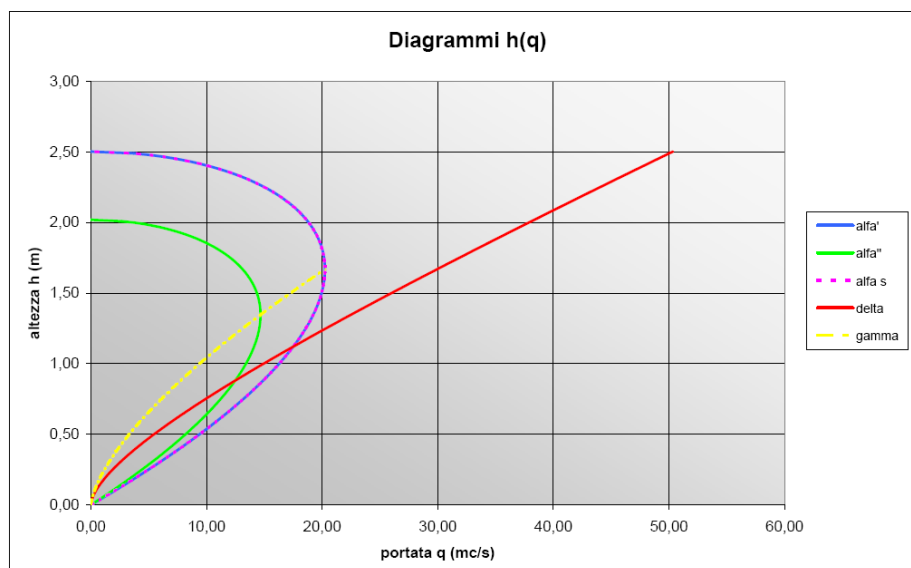
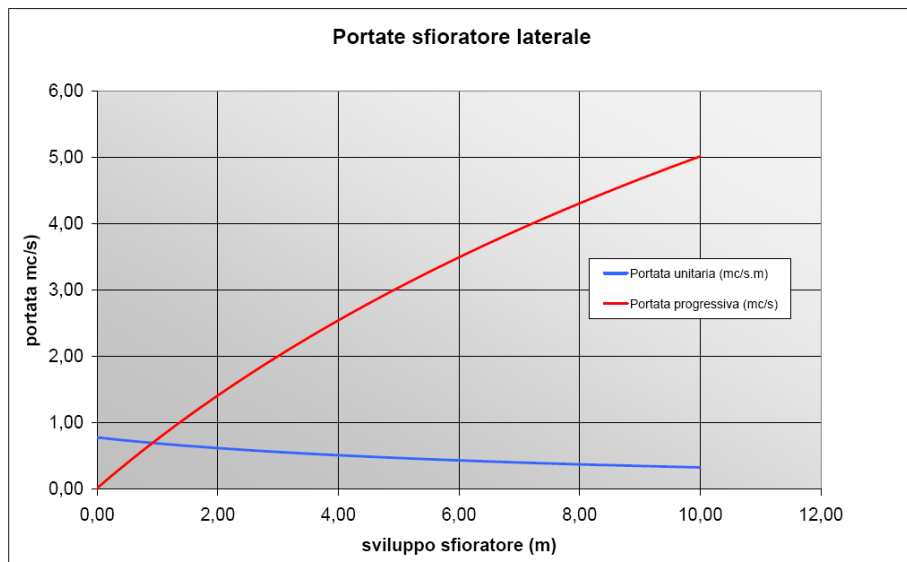
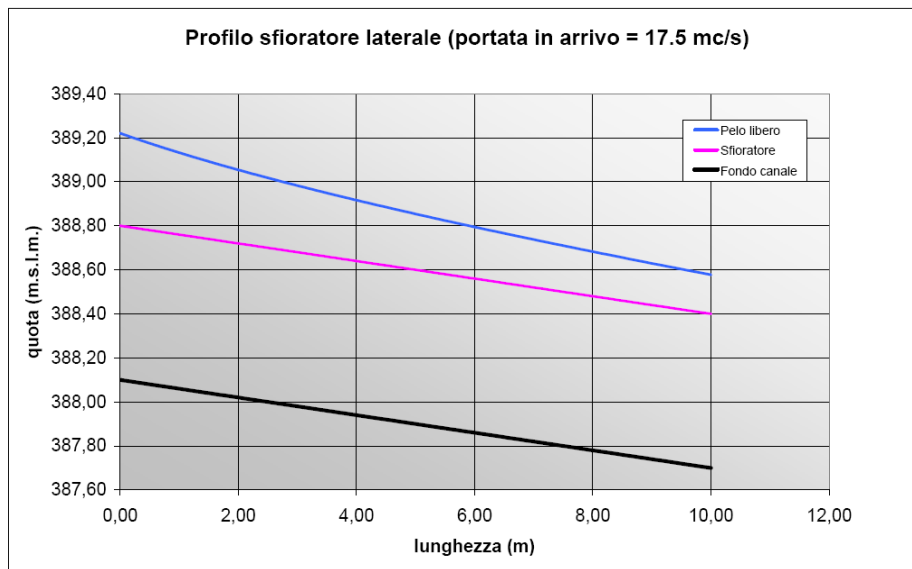


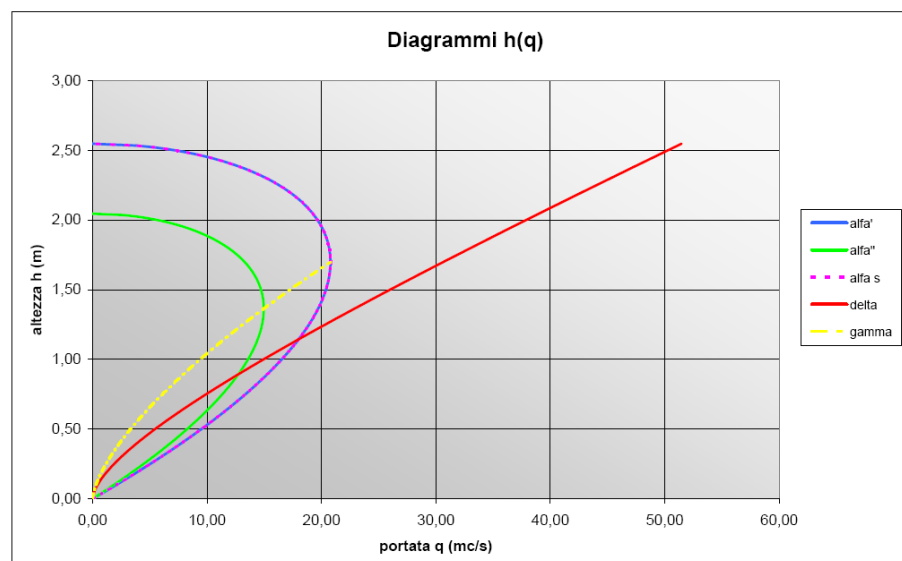
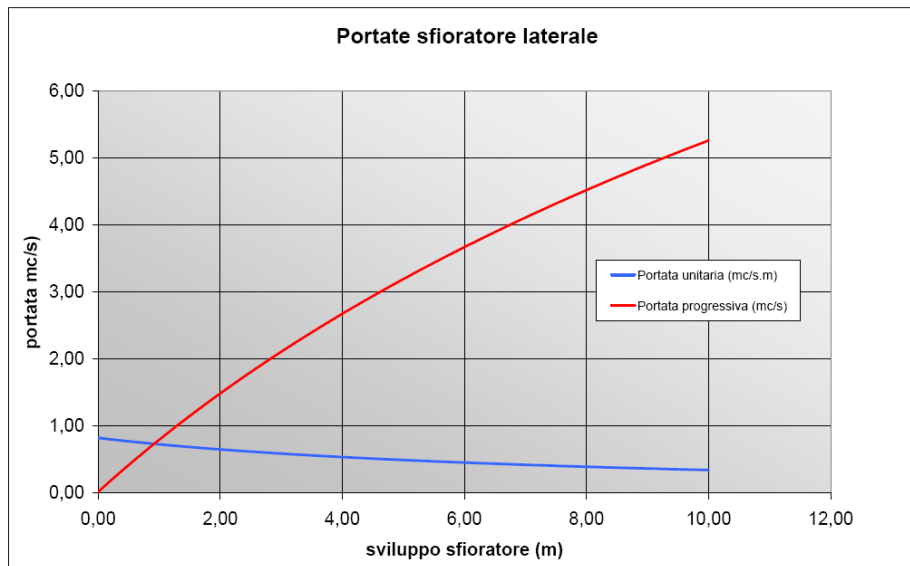
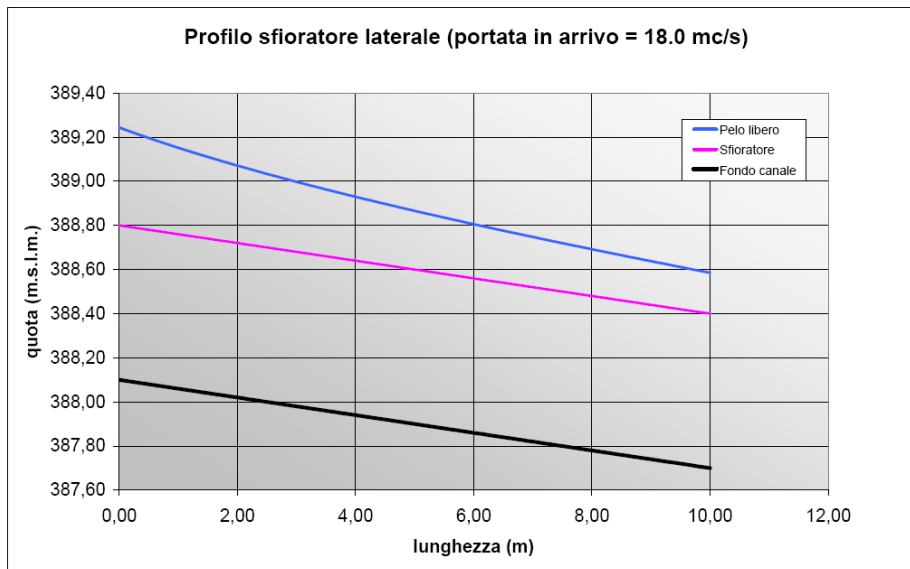


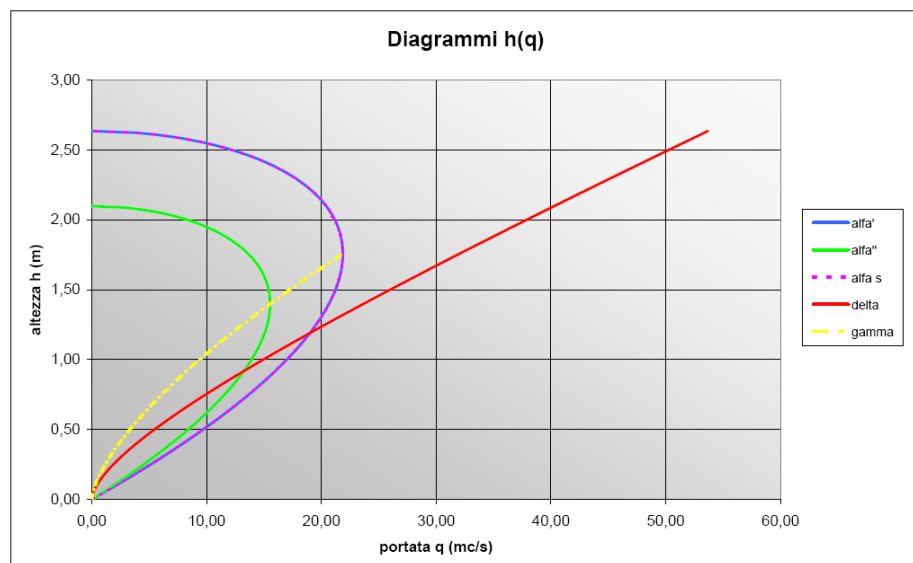
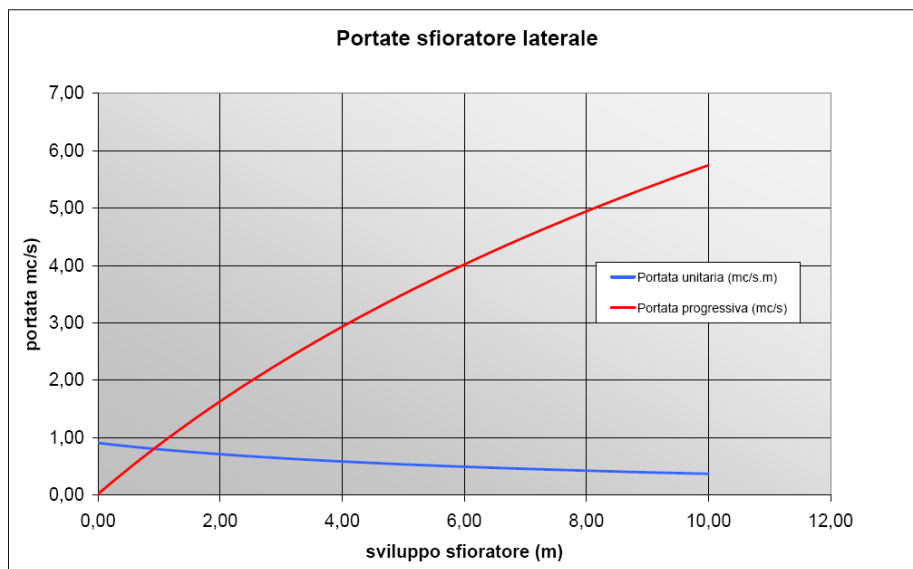
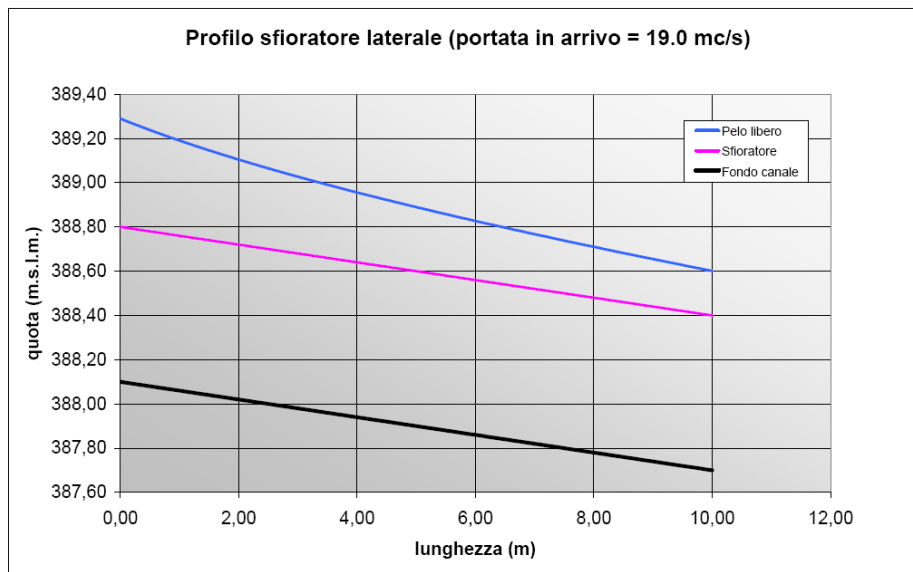


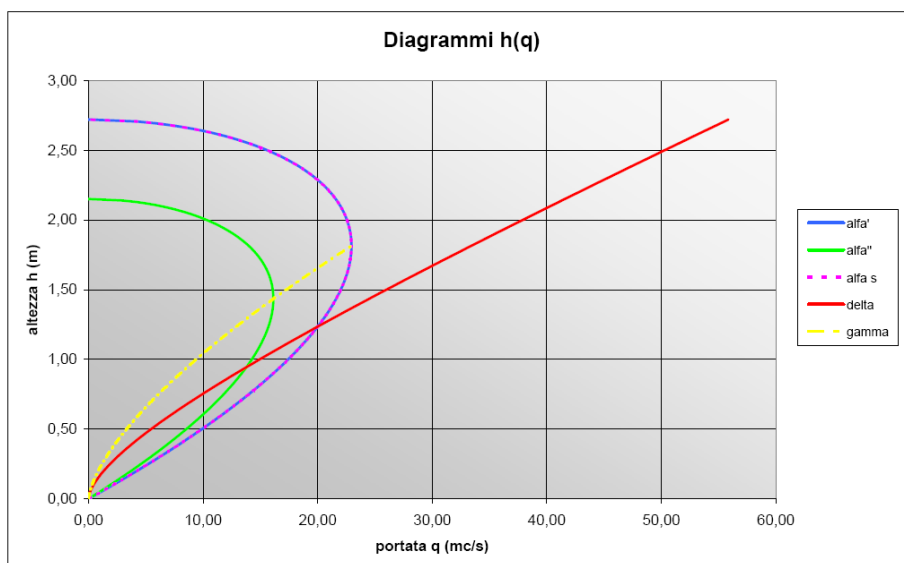
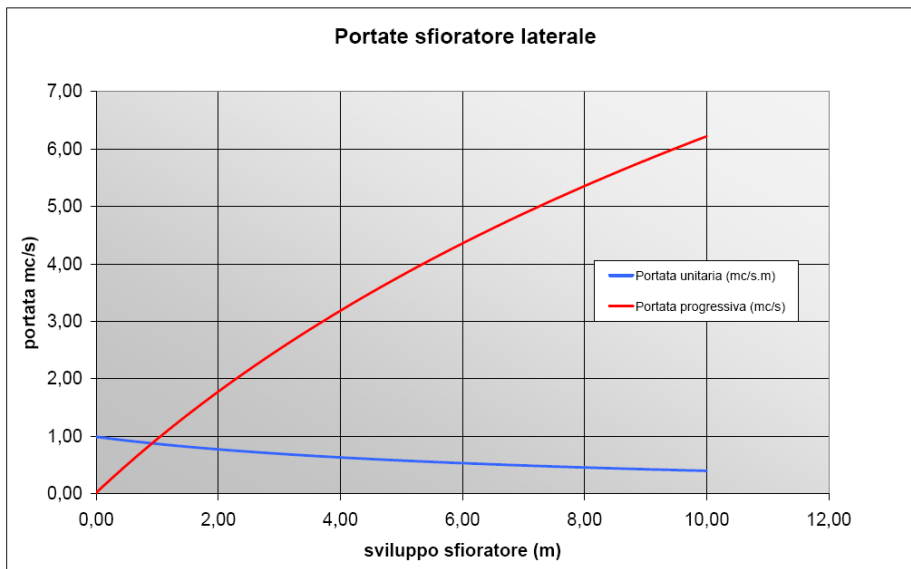
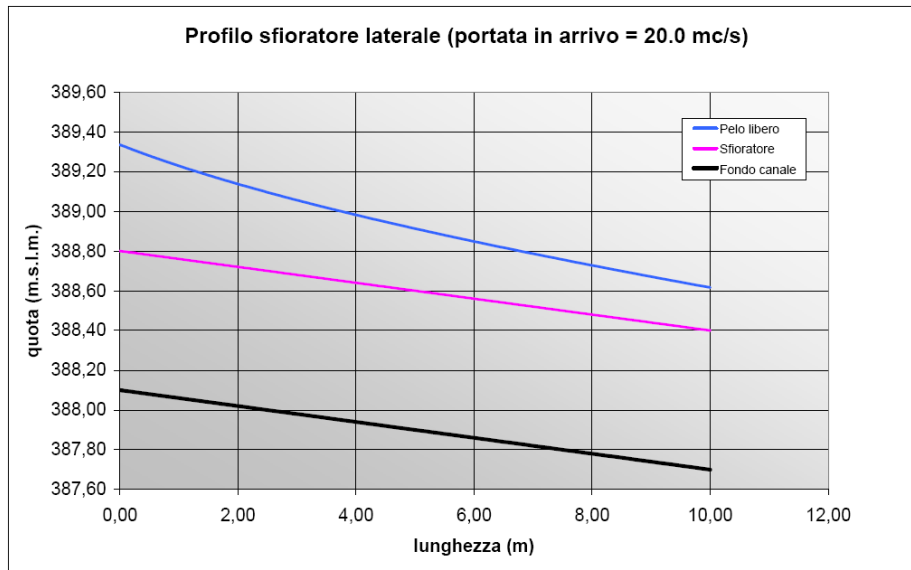


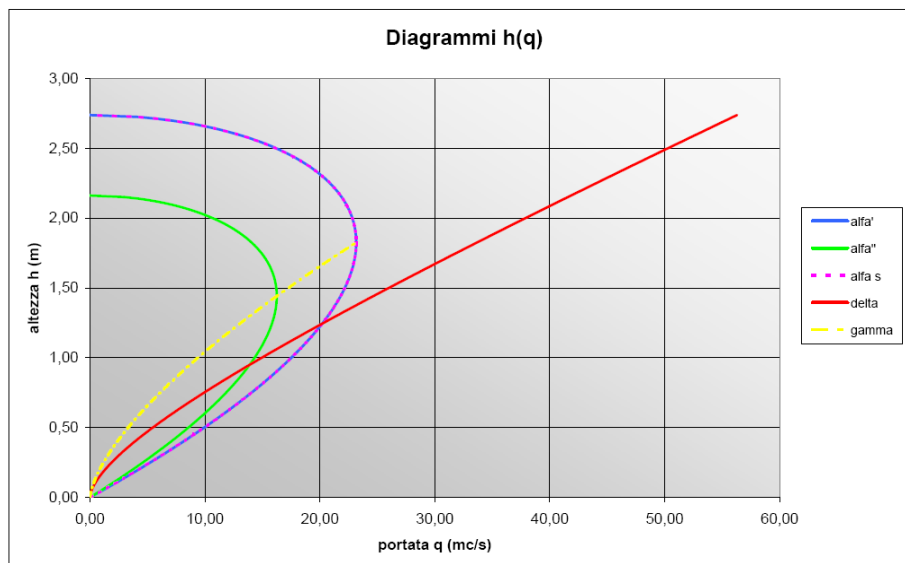
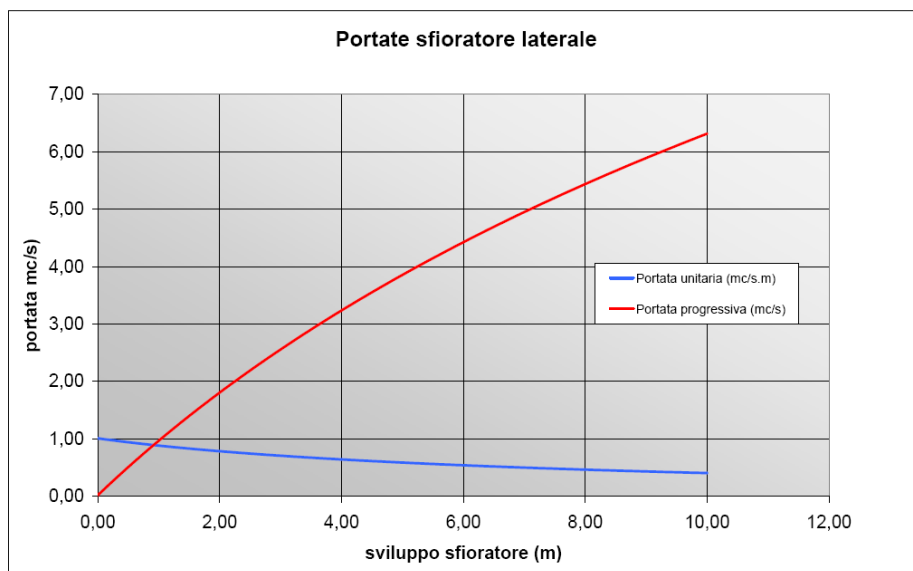
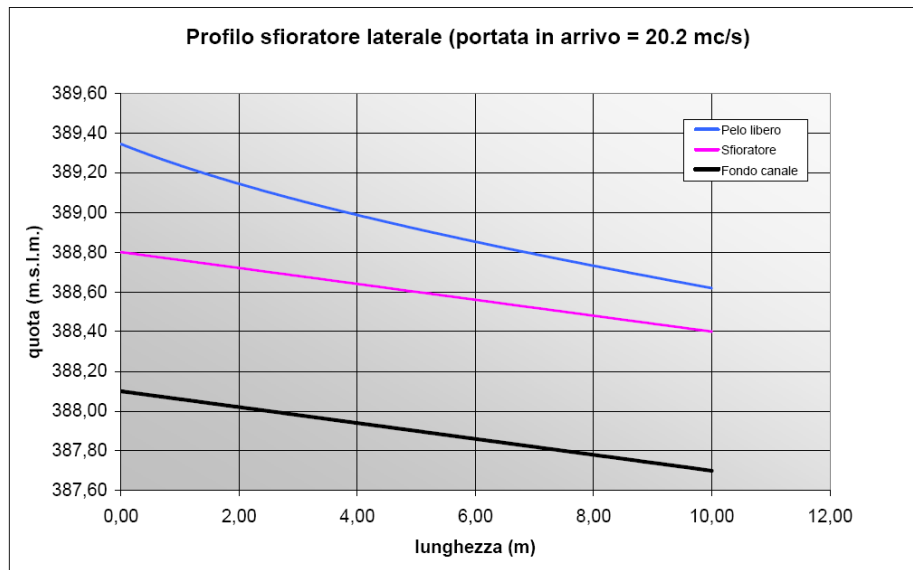




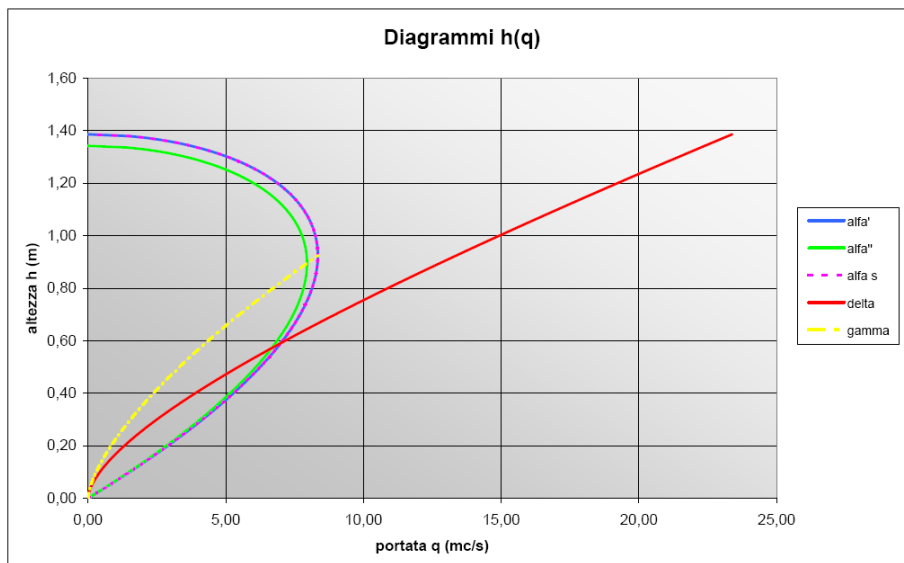
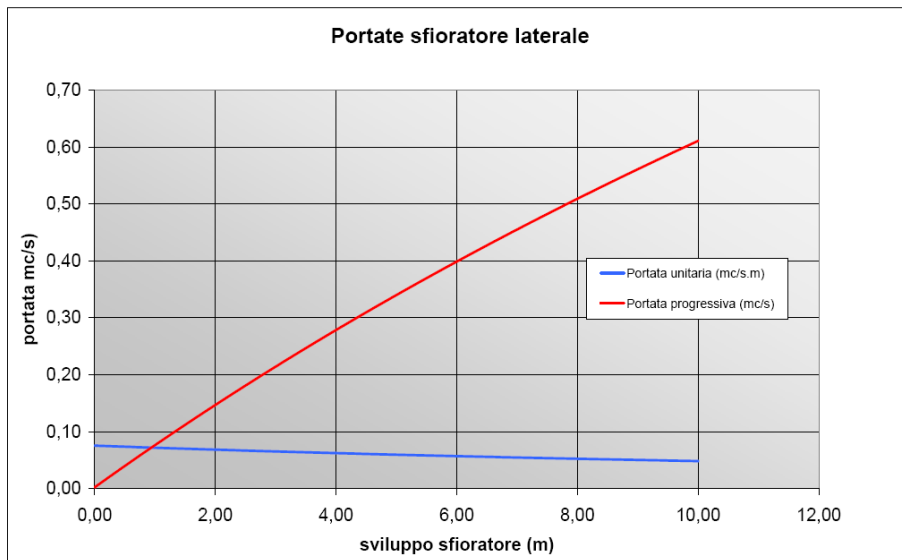
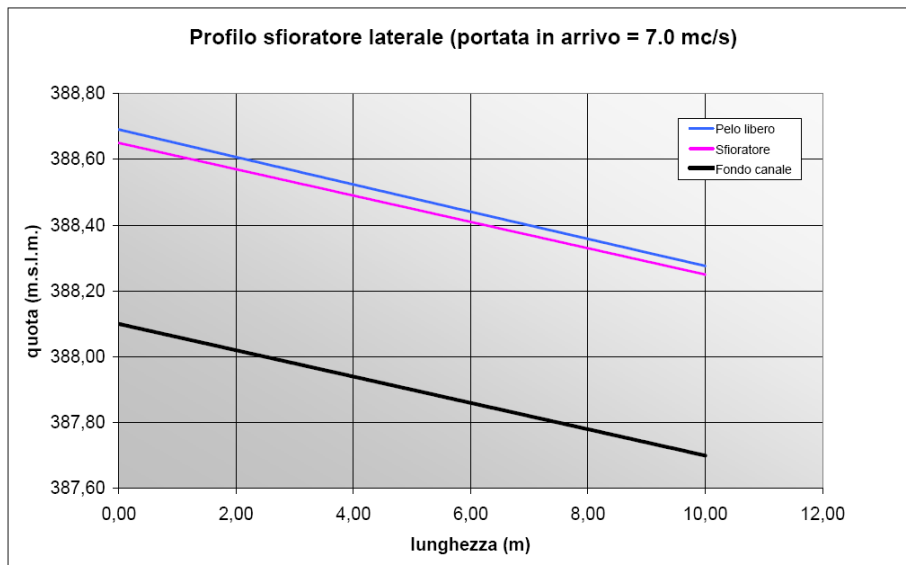


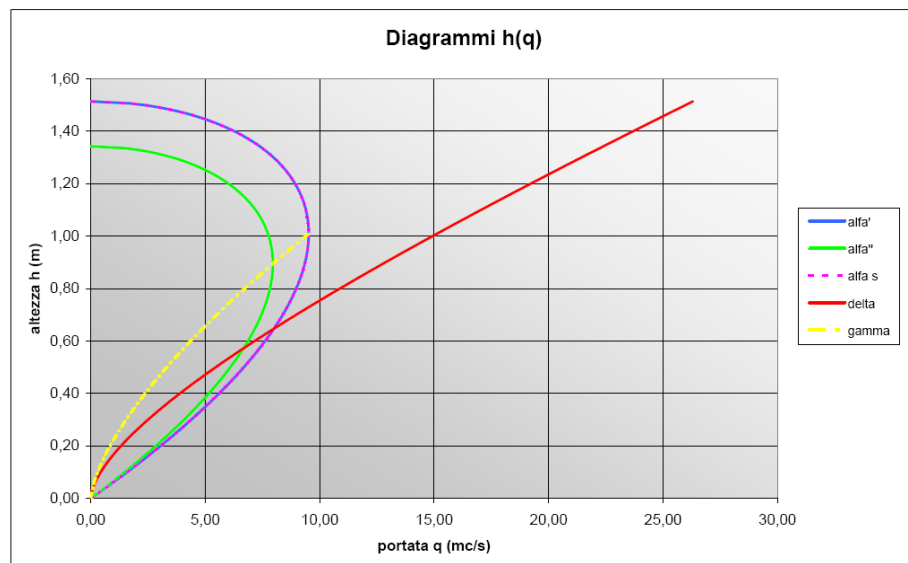
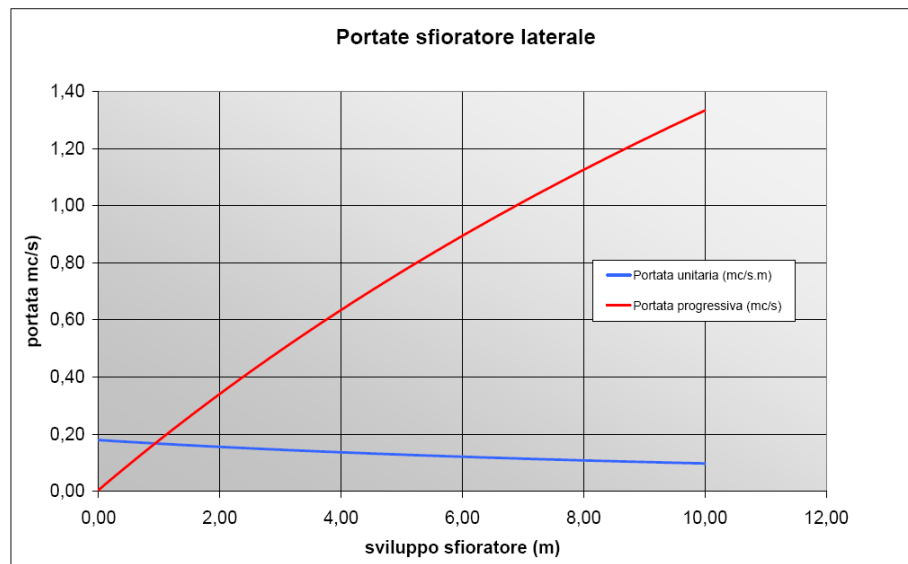
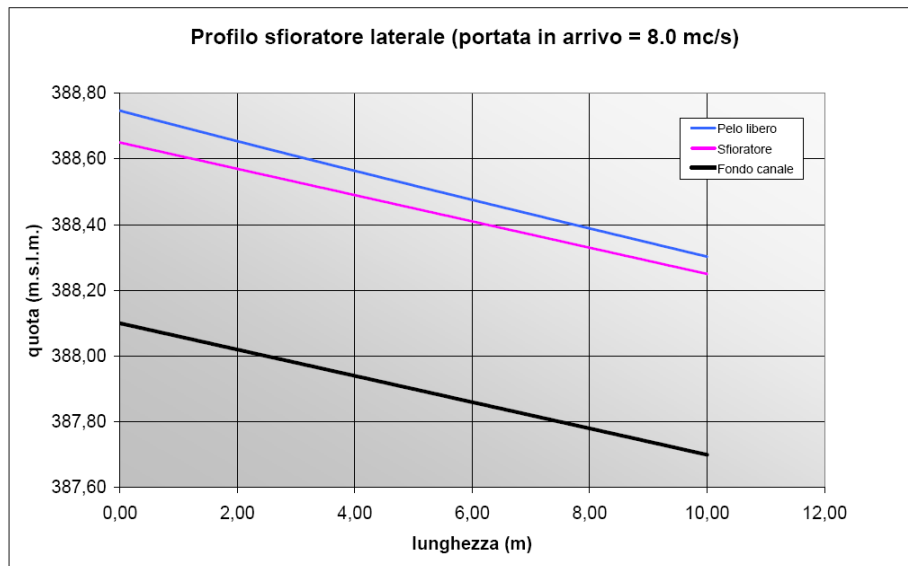


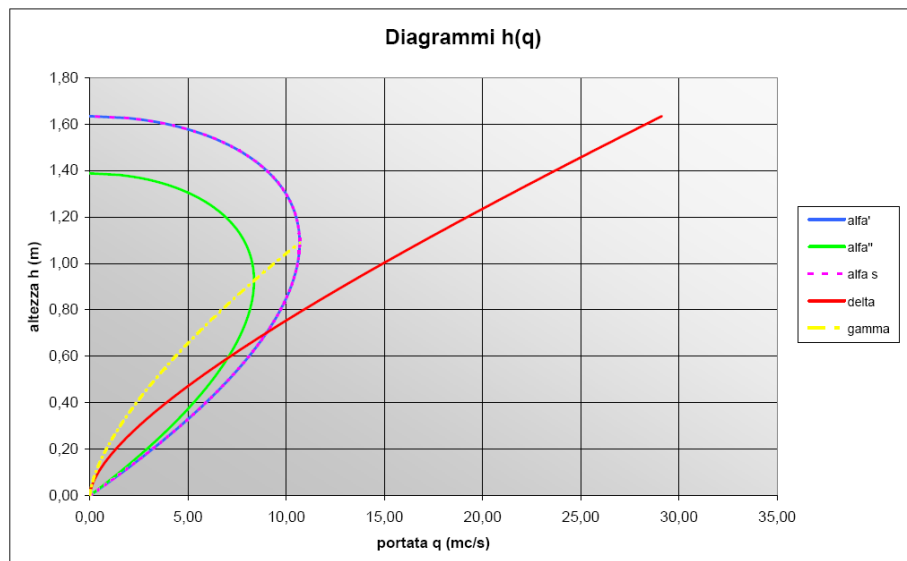
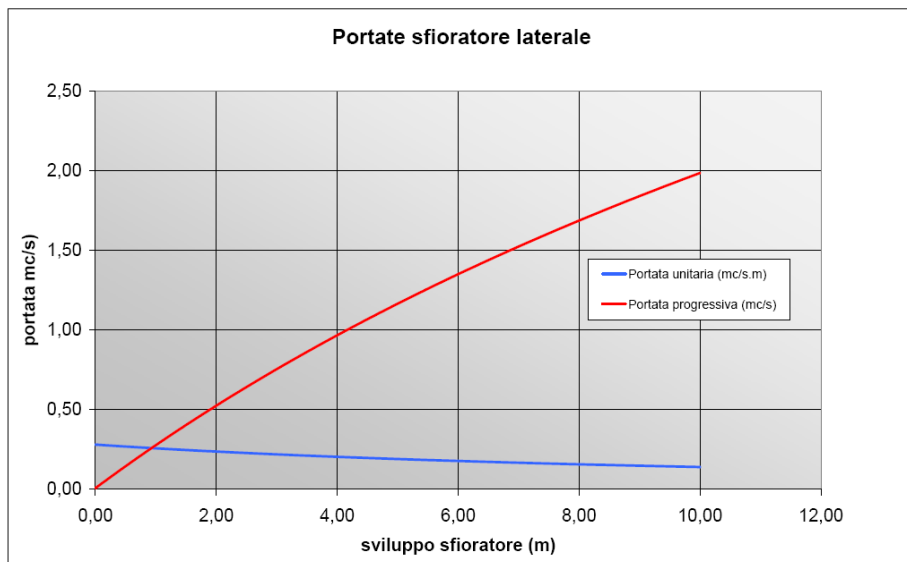
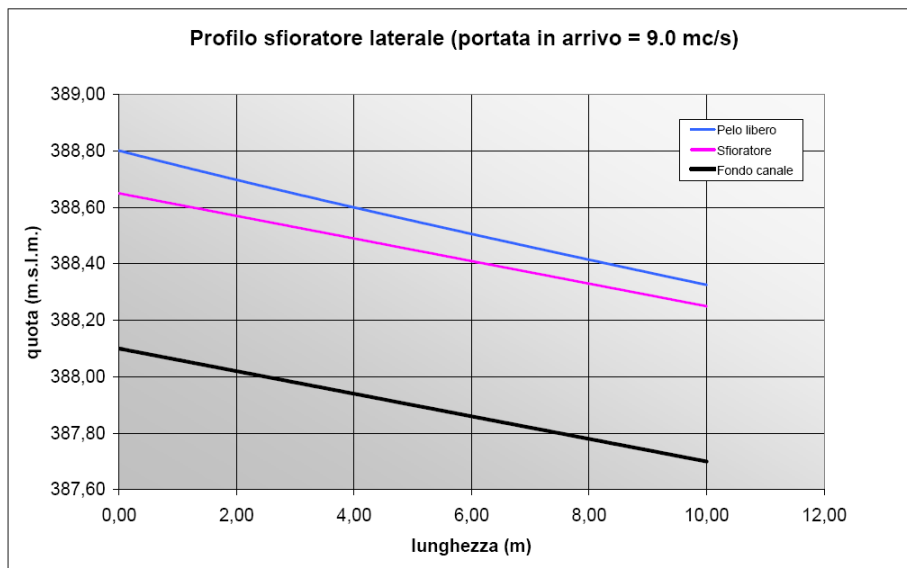


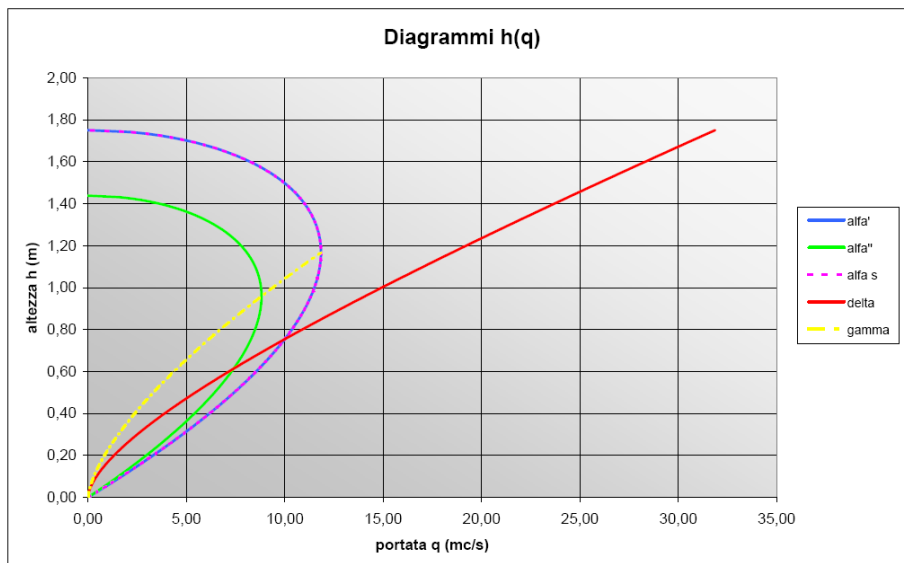
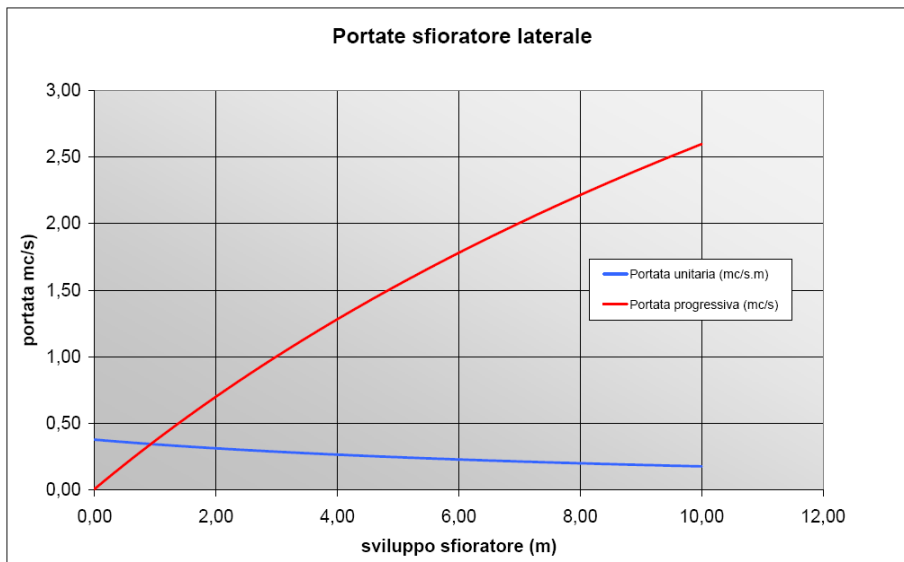
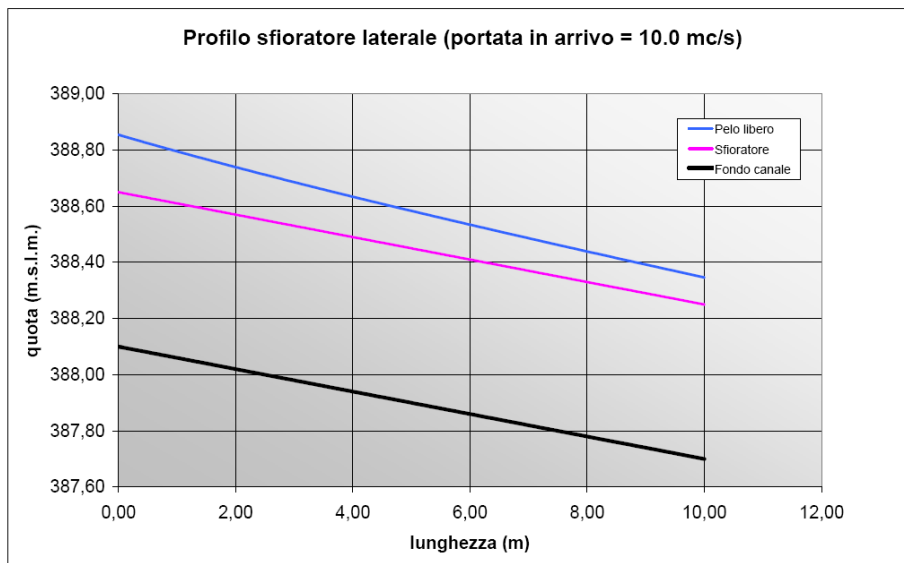


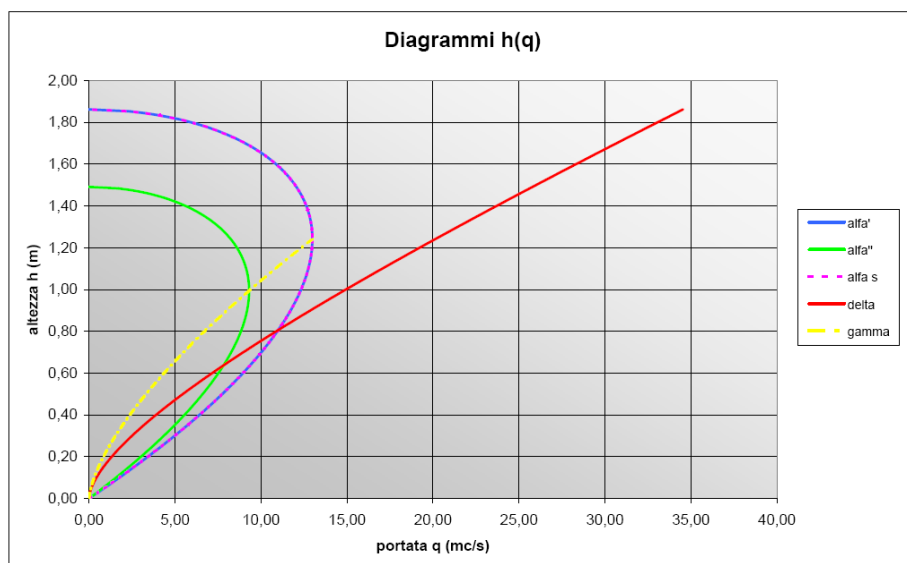
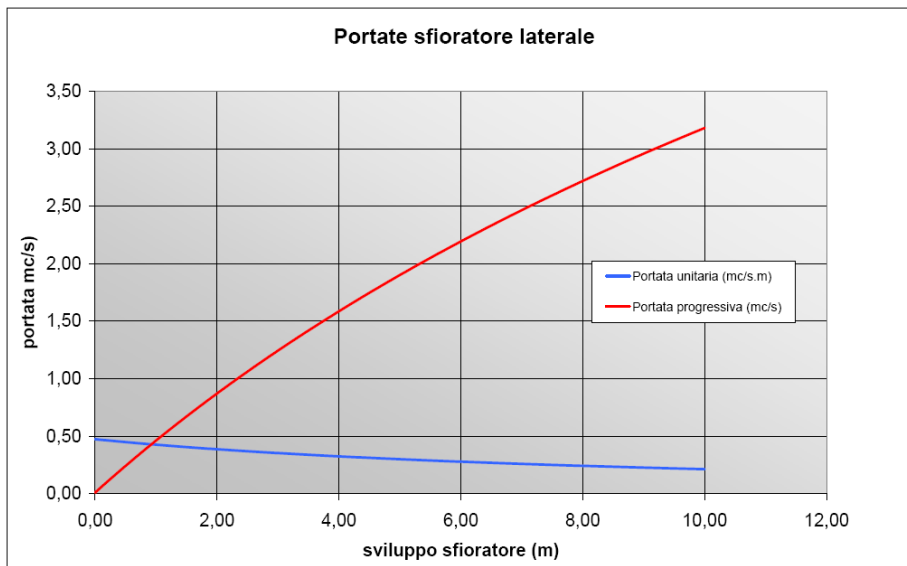
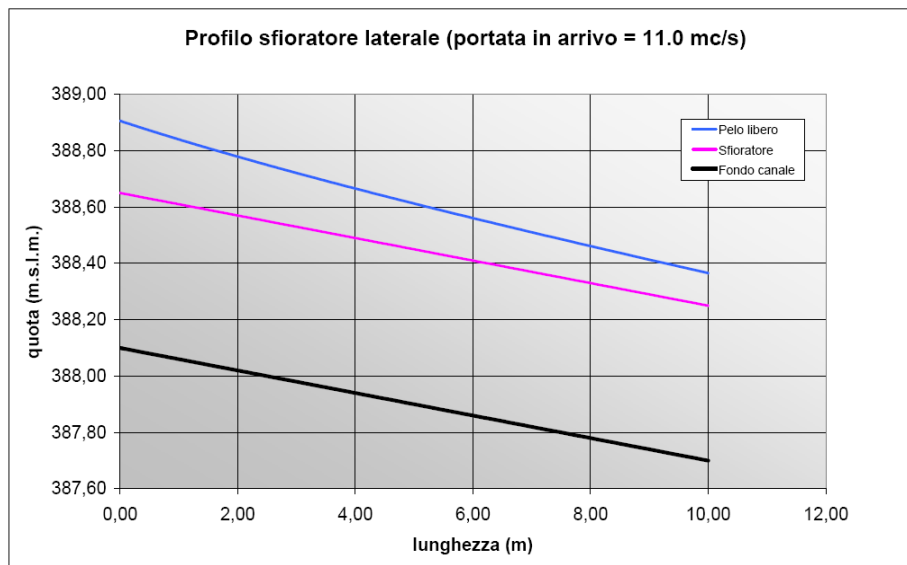
Allegato 2 – Diagrammi sfioratore laterale per petto di 55 cm.

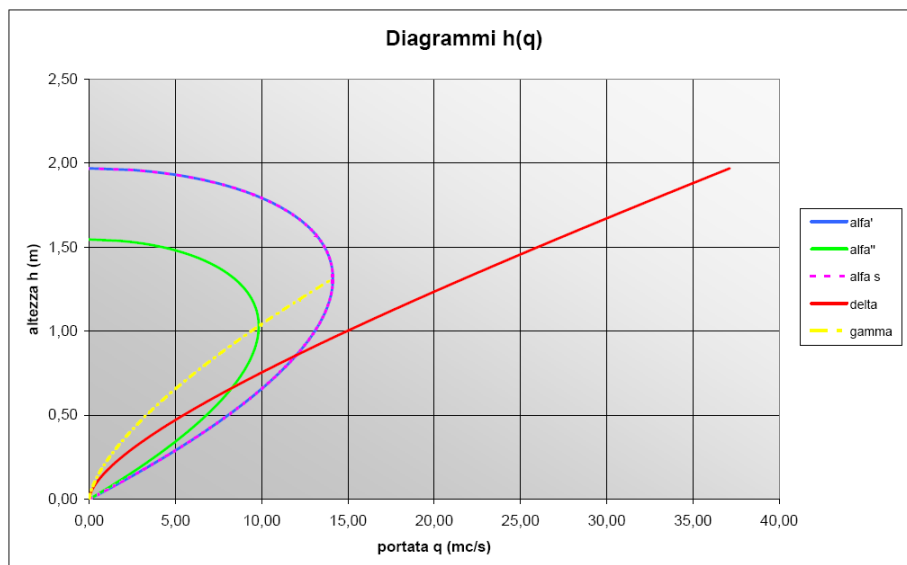
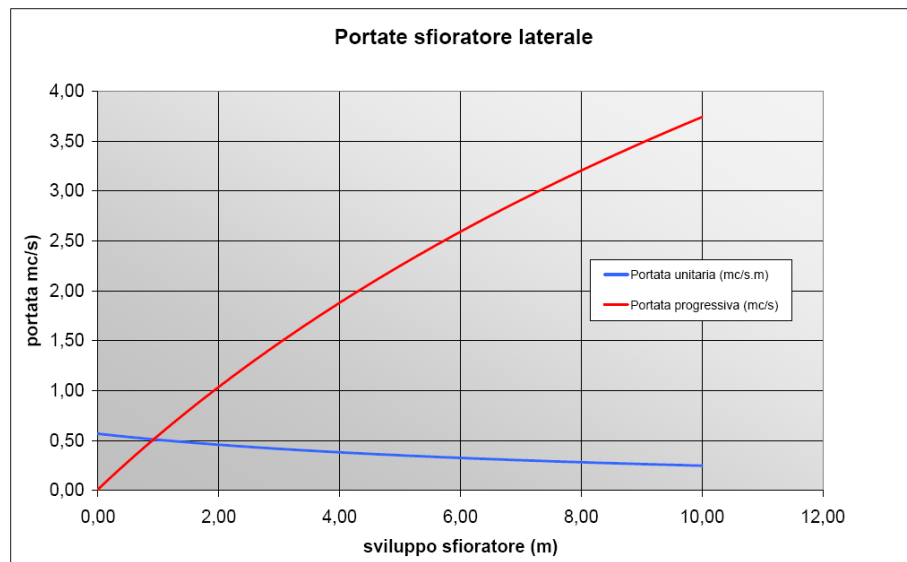
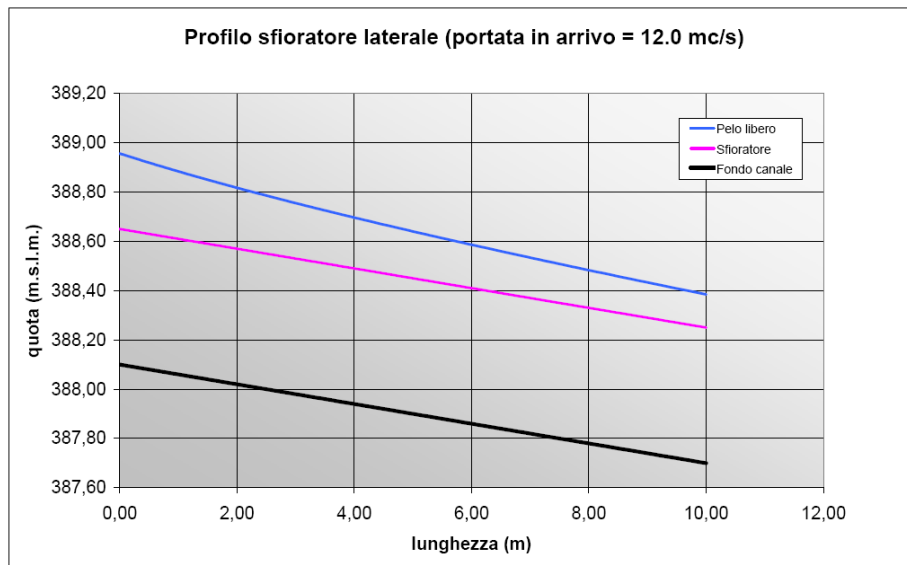


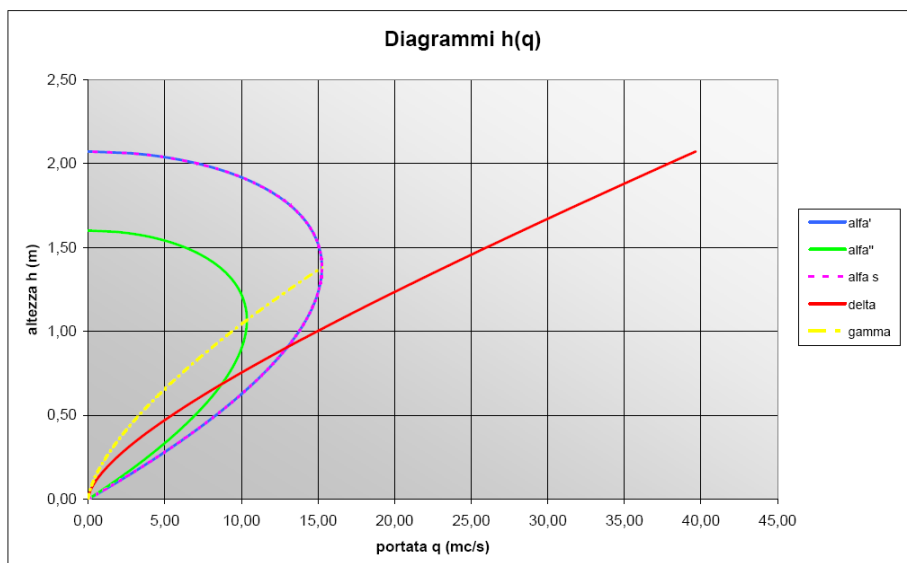
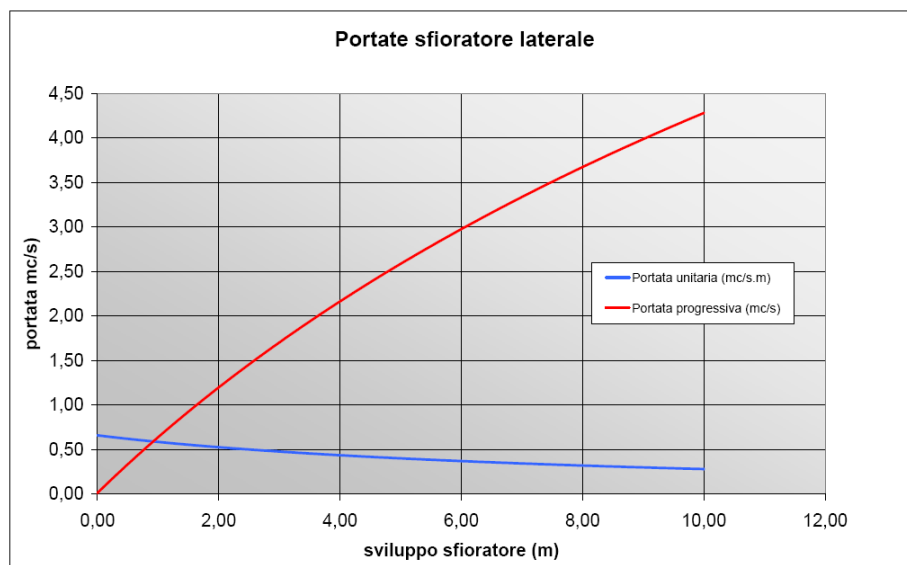
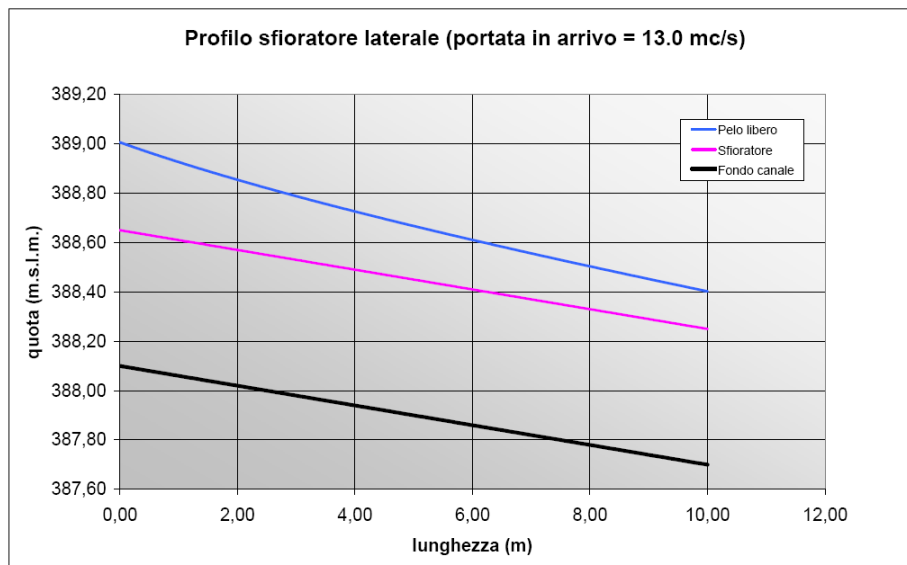


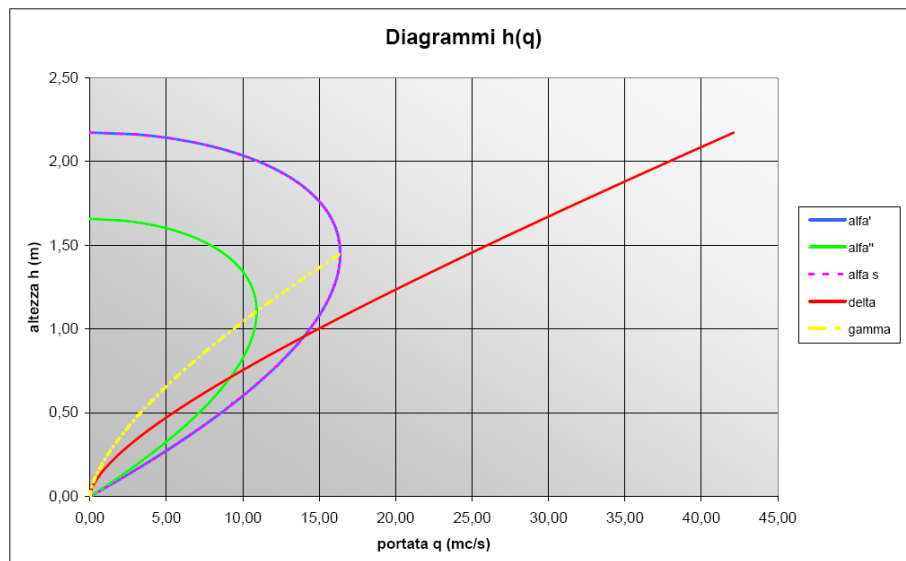
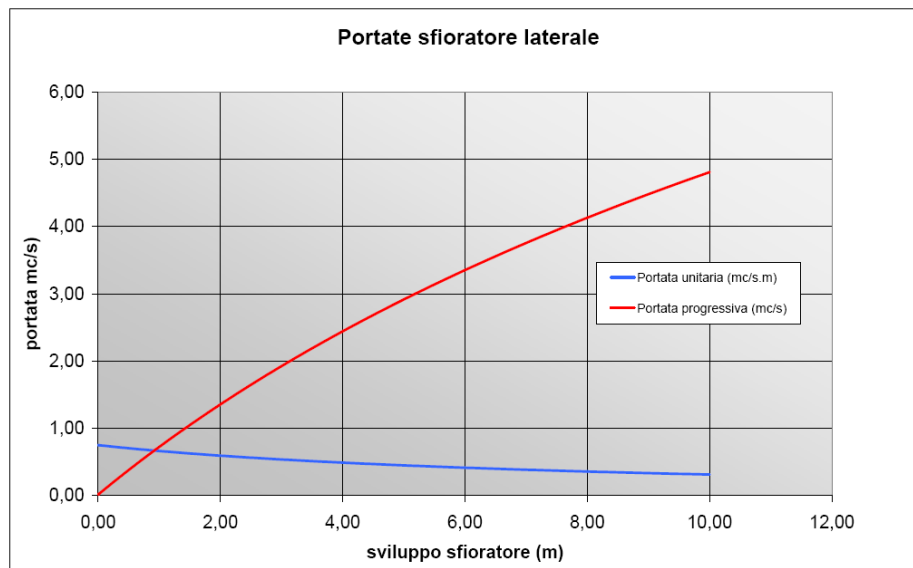
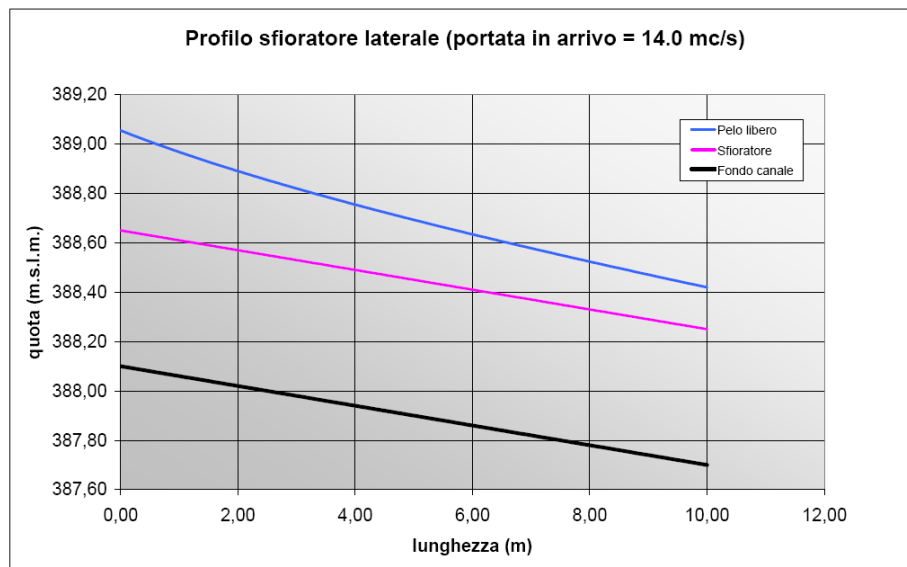


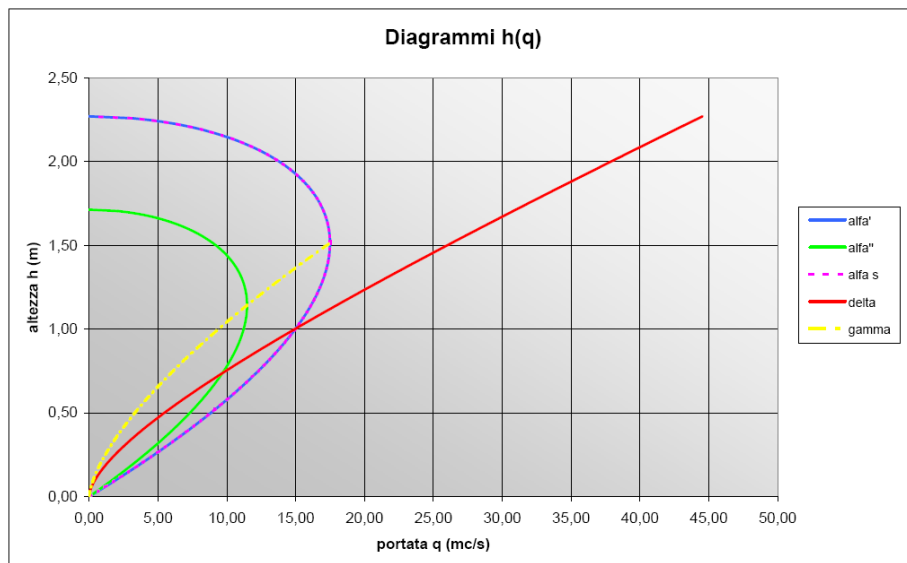
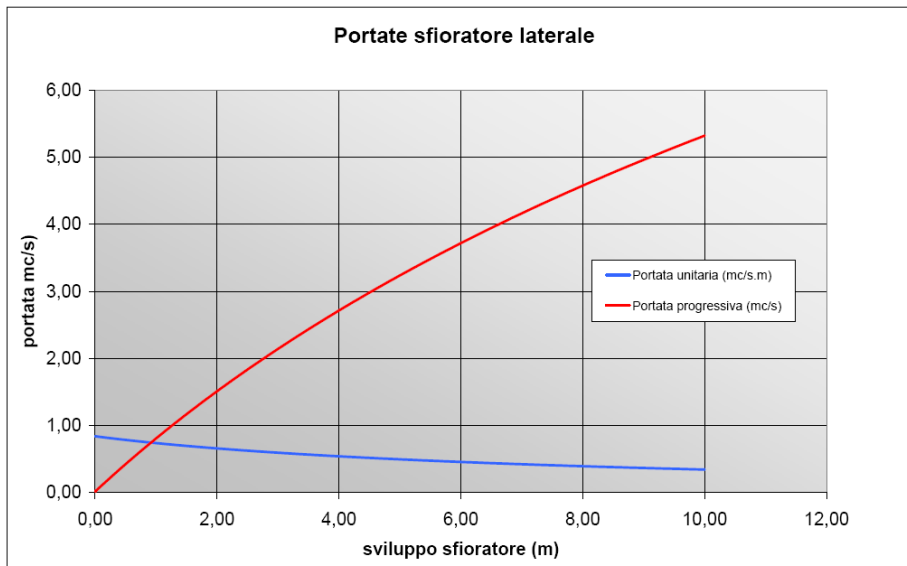
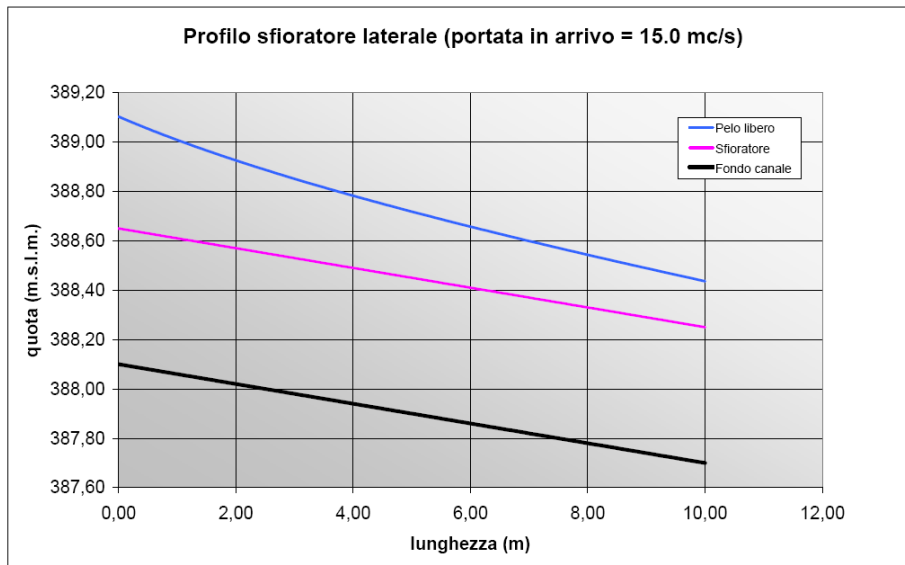


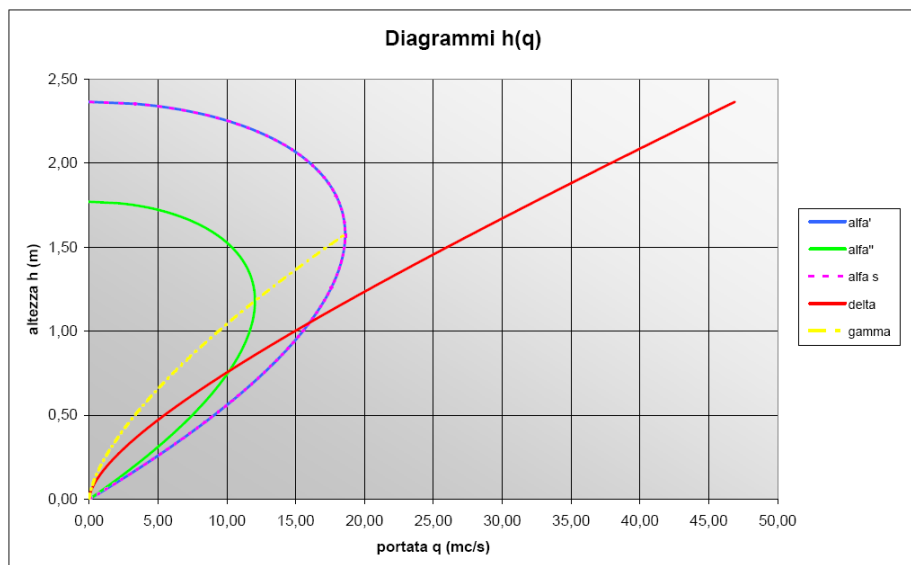
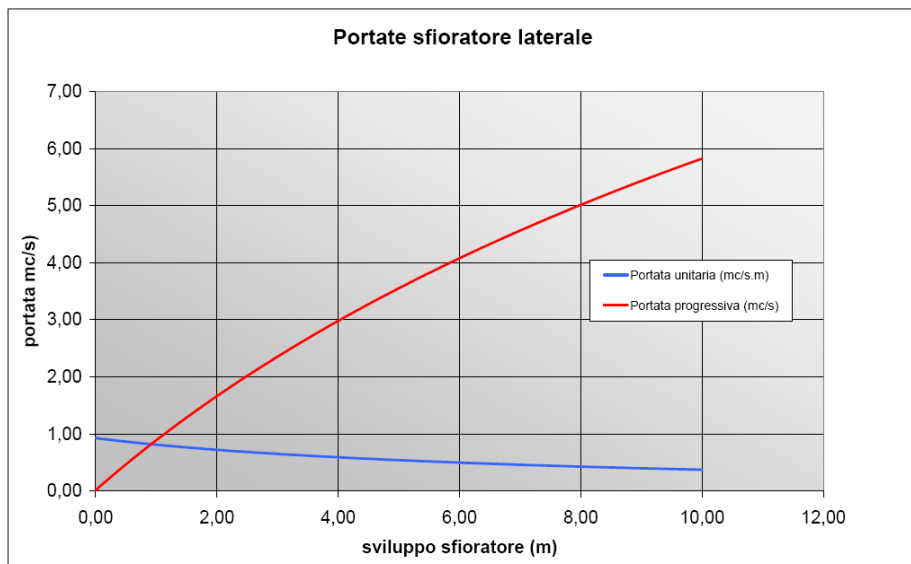
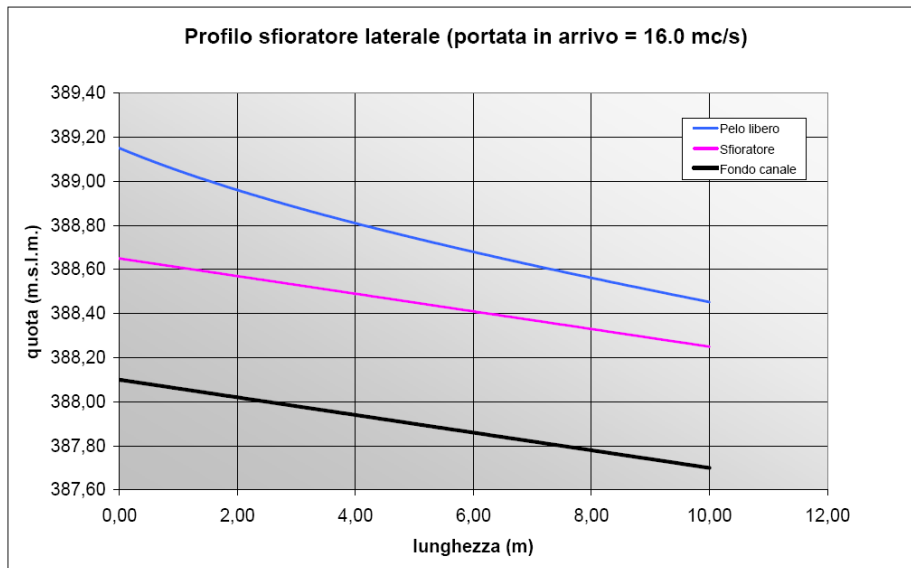


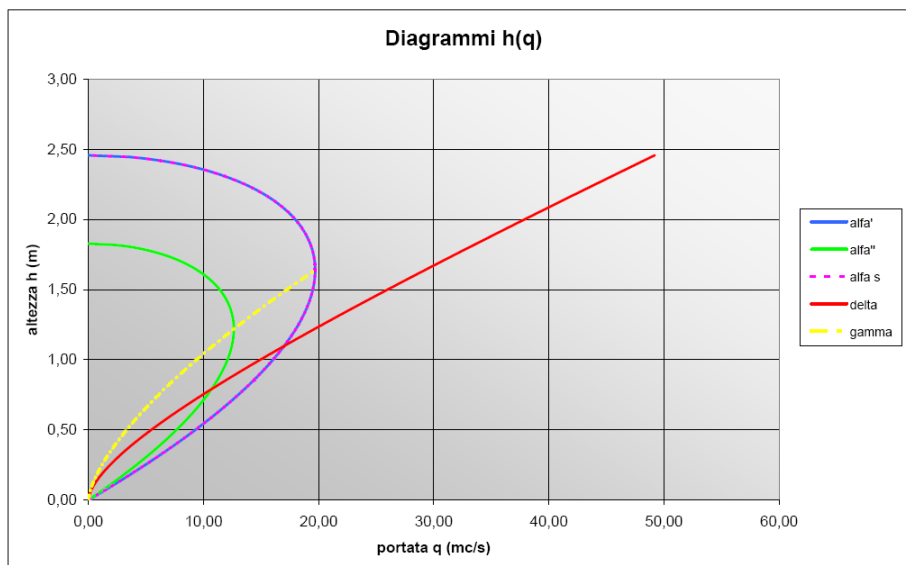
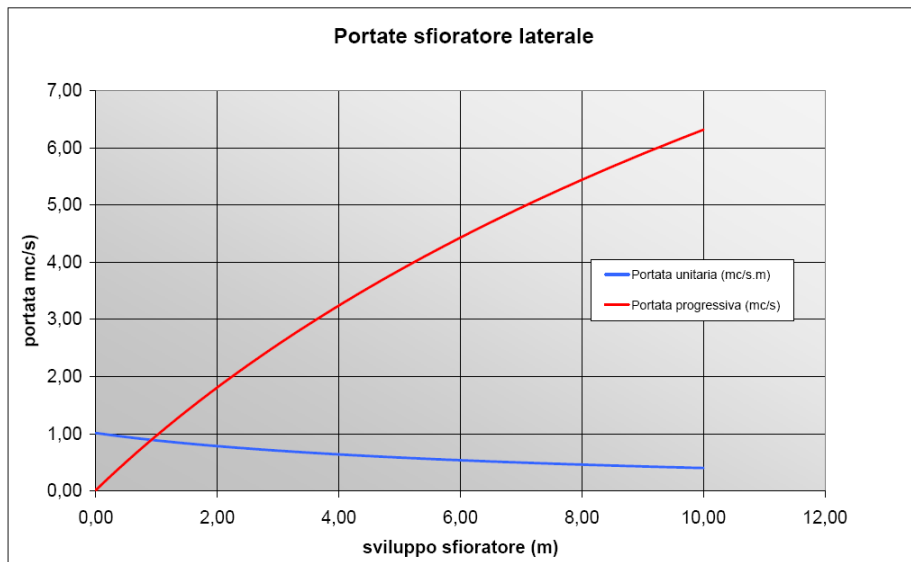
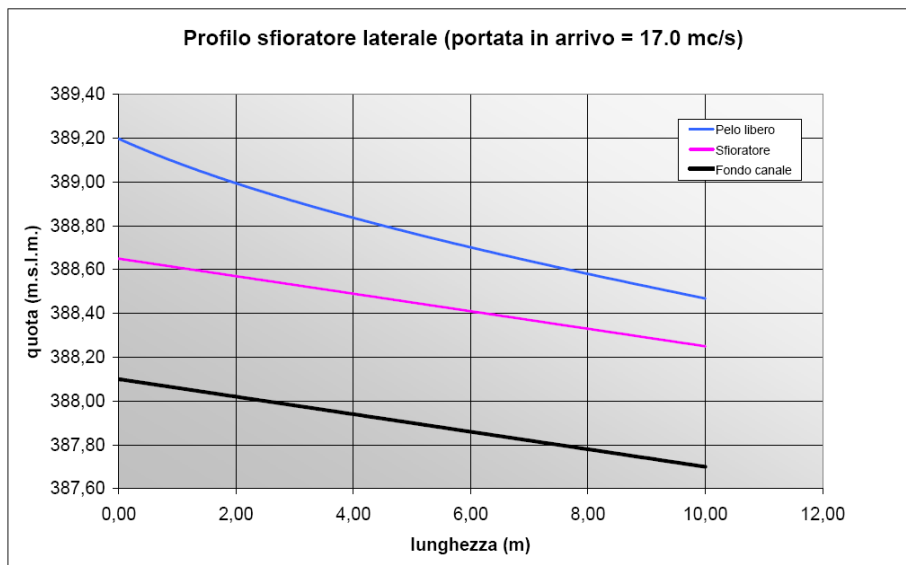


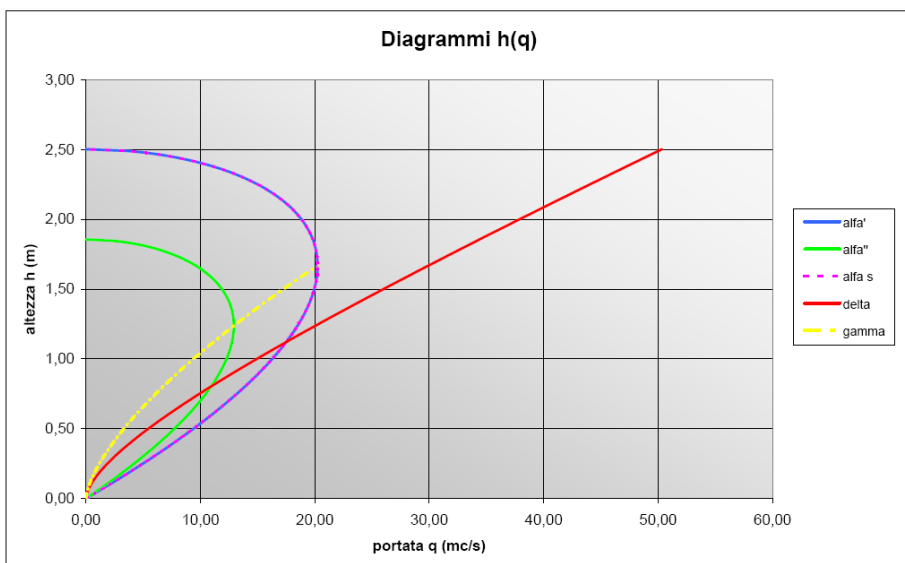
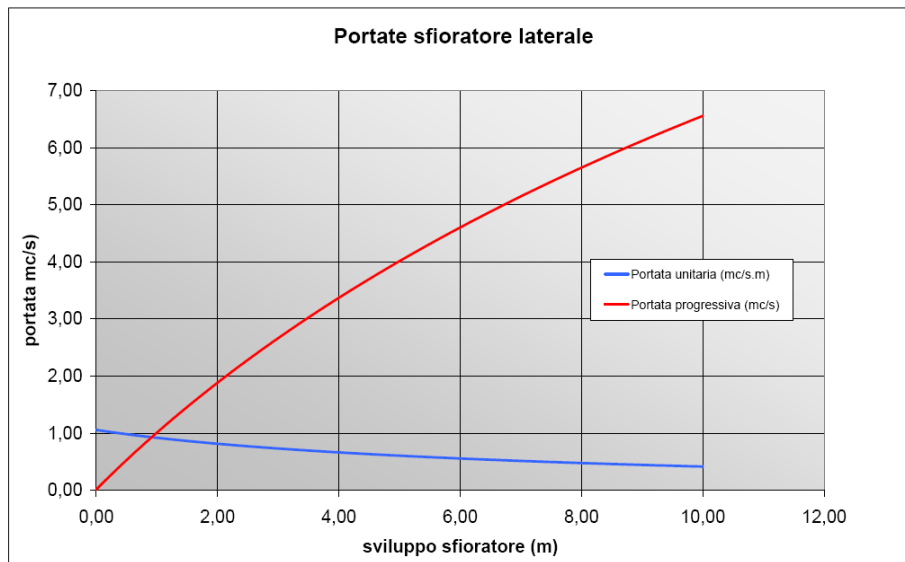
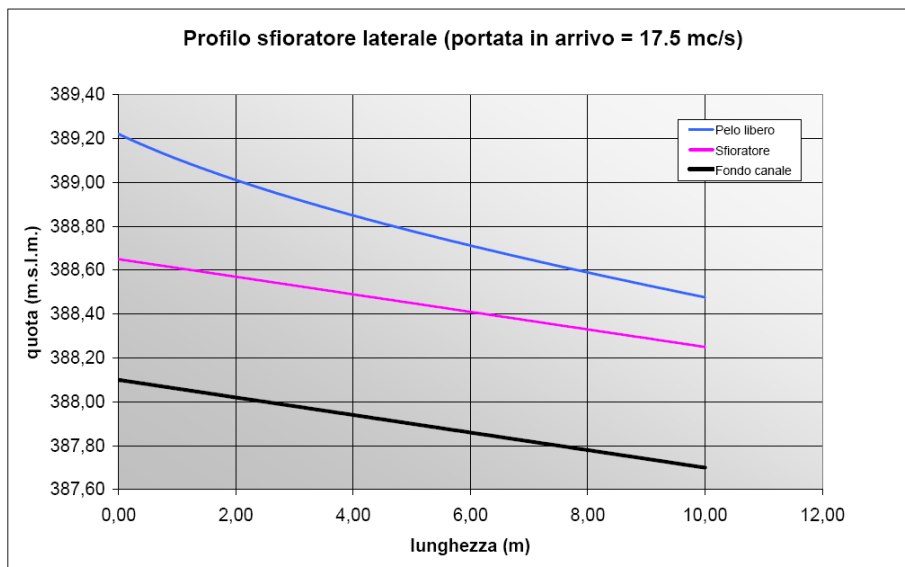


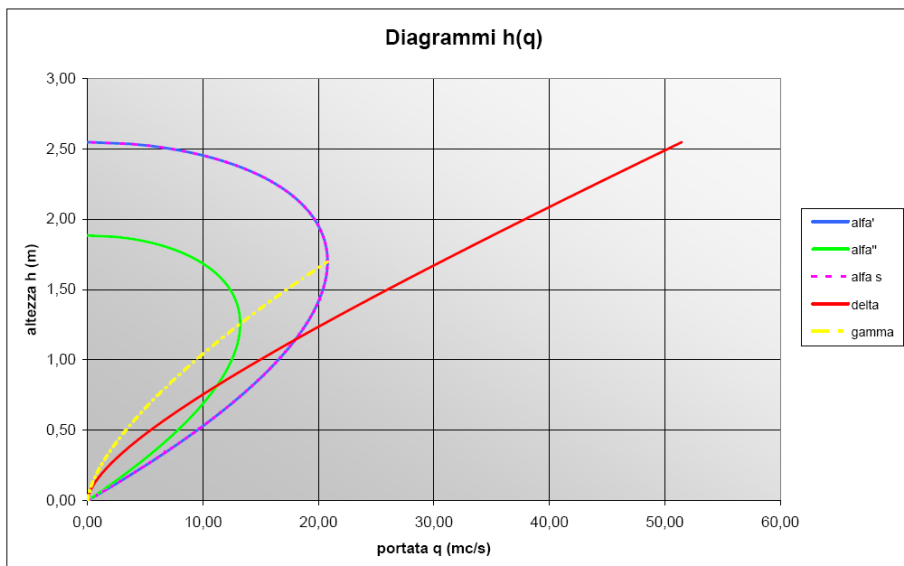
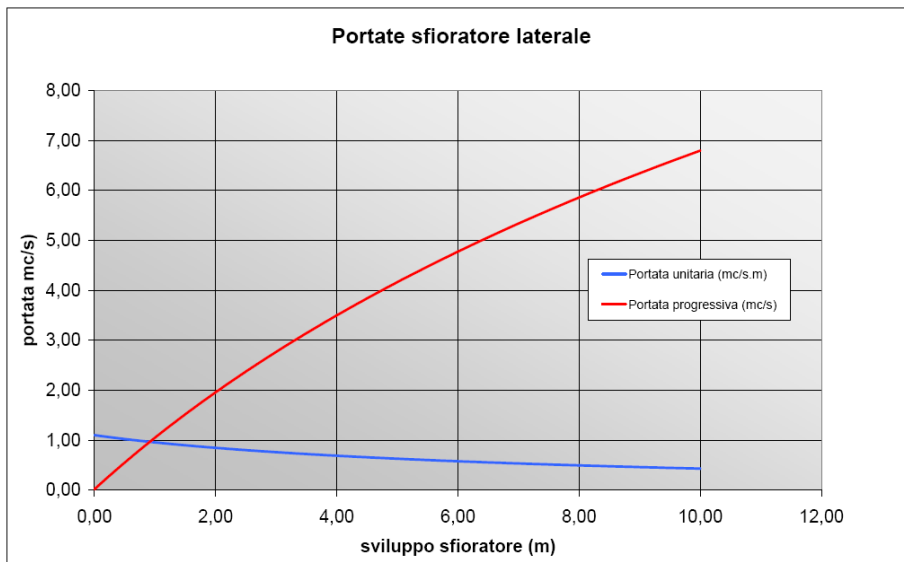
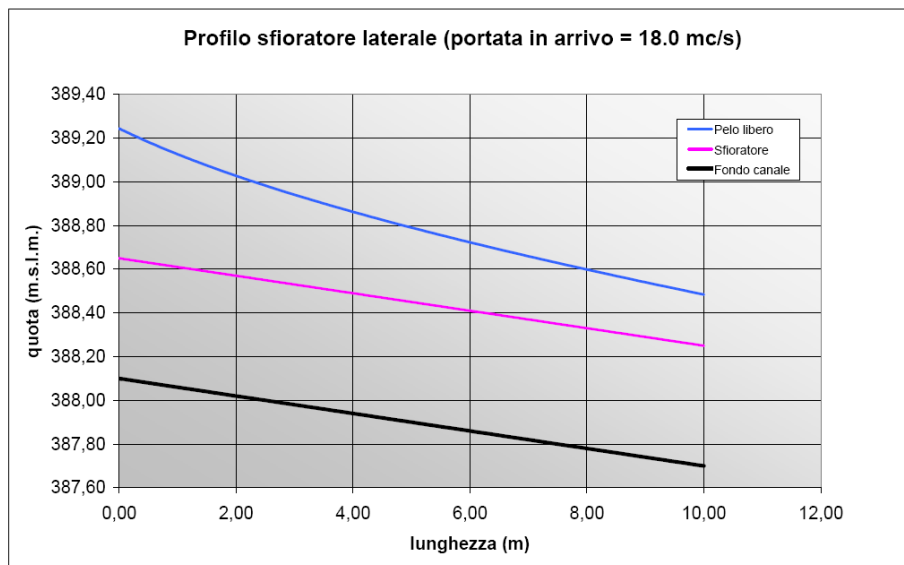


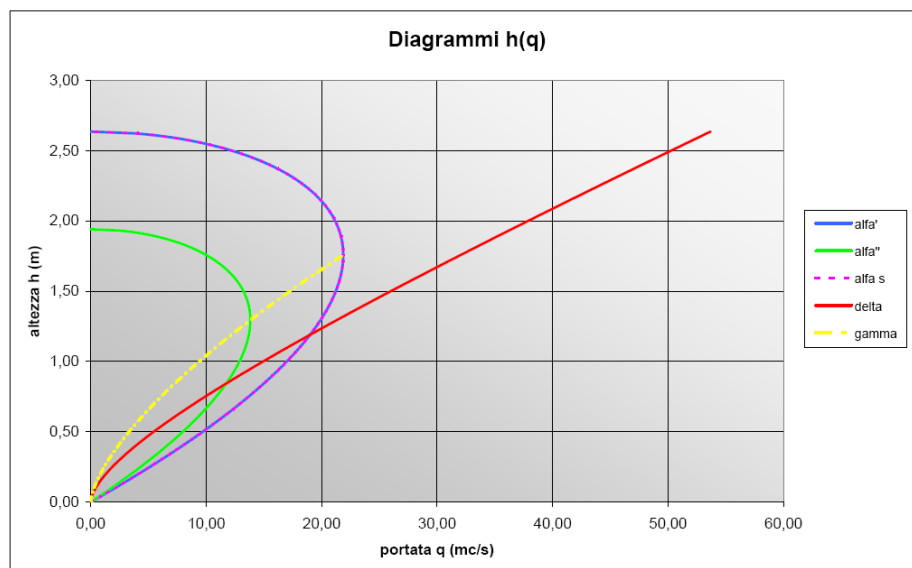
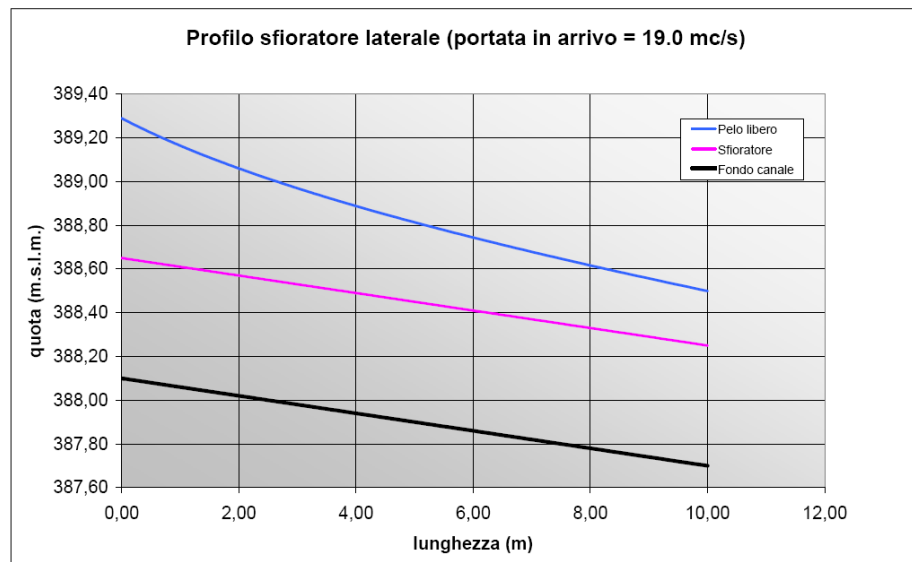
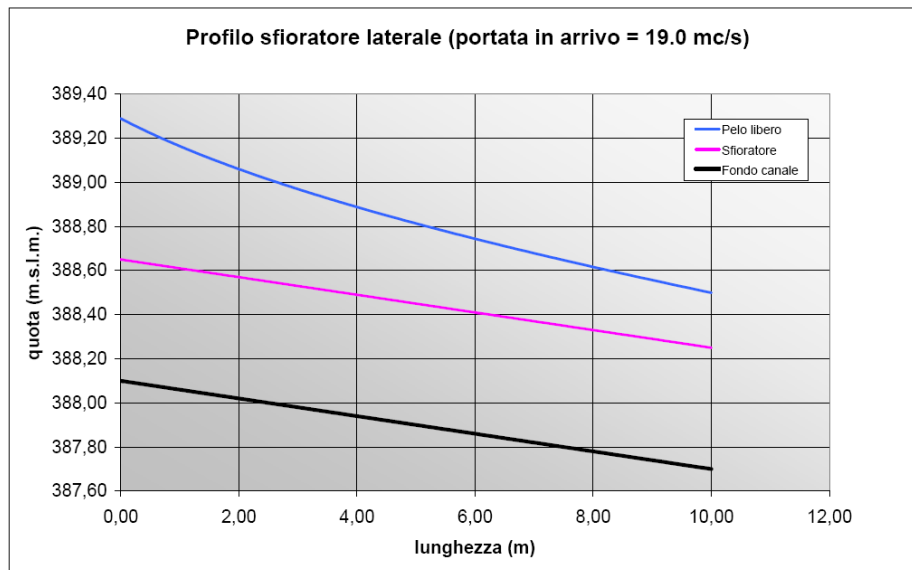


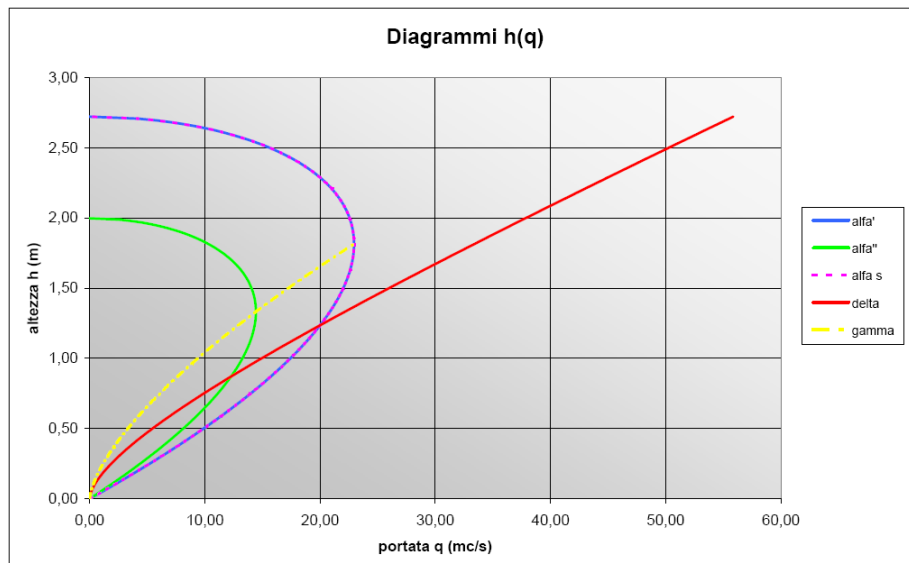
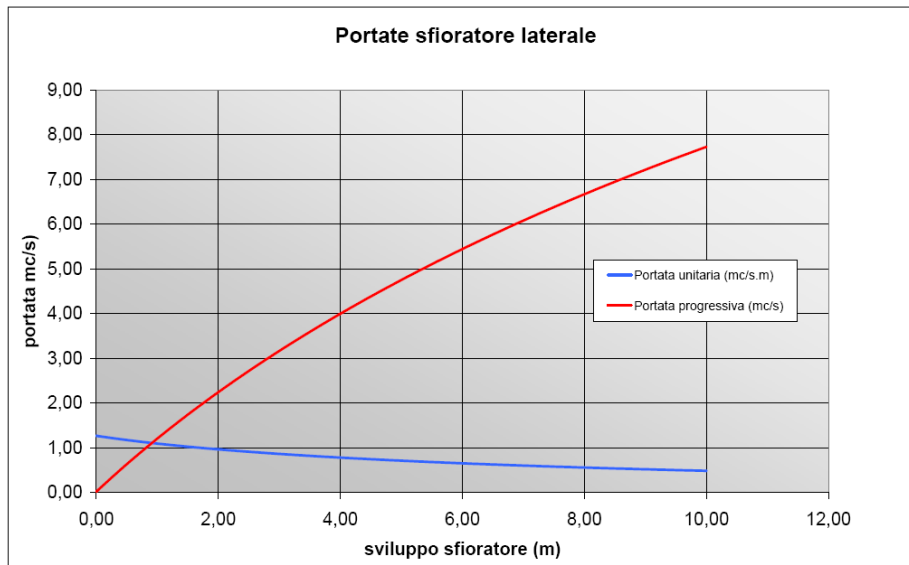
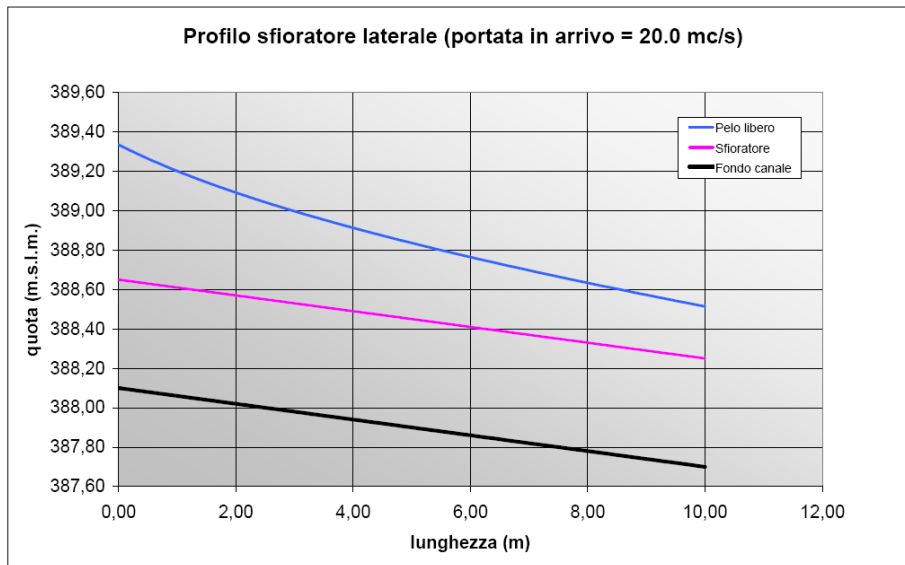


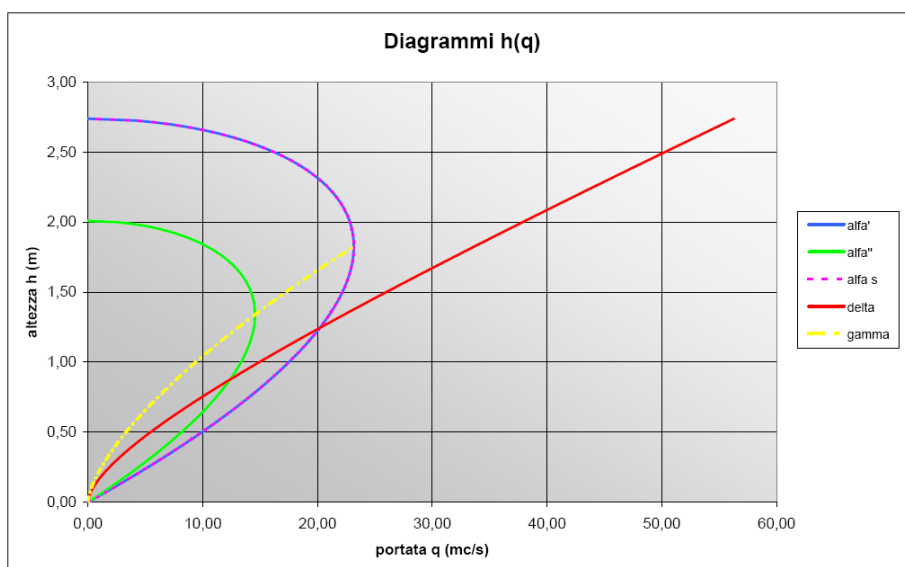
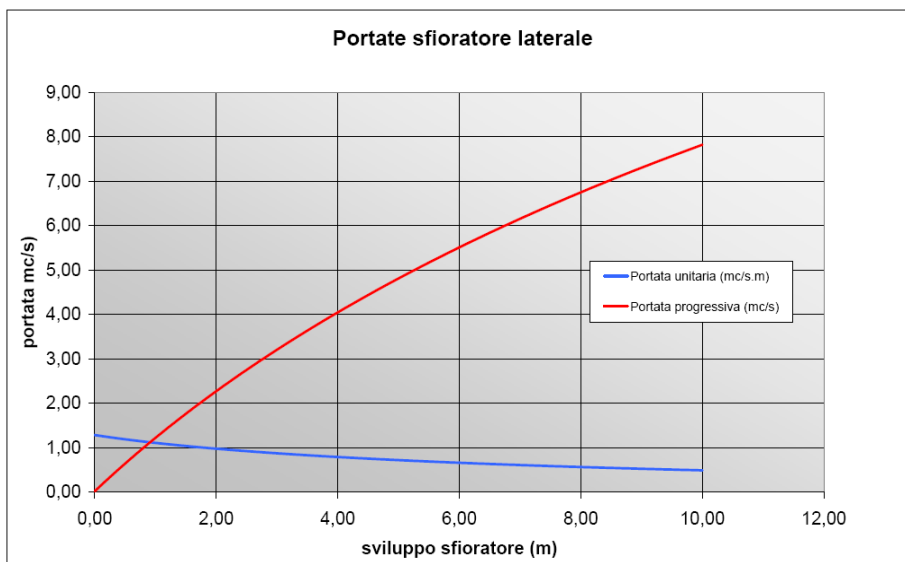
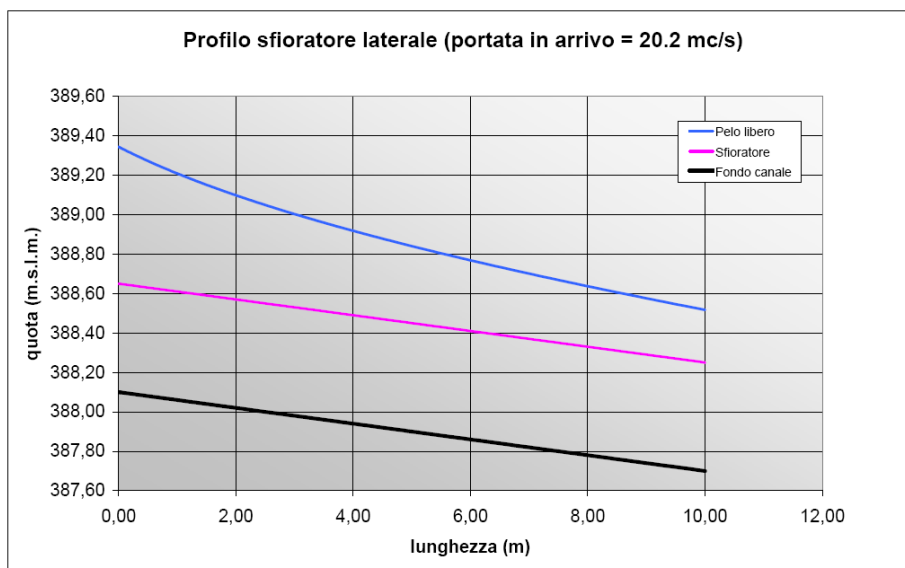




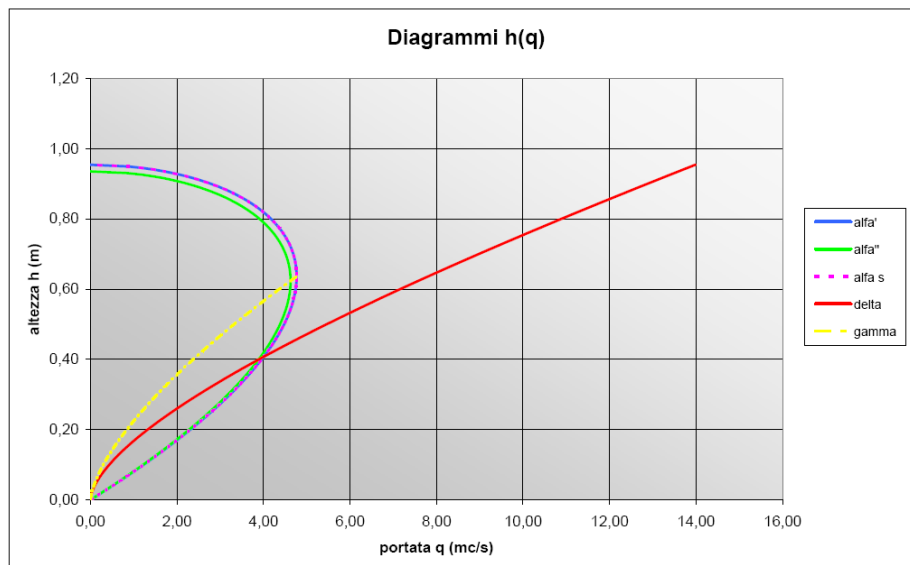
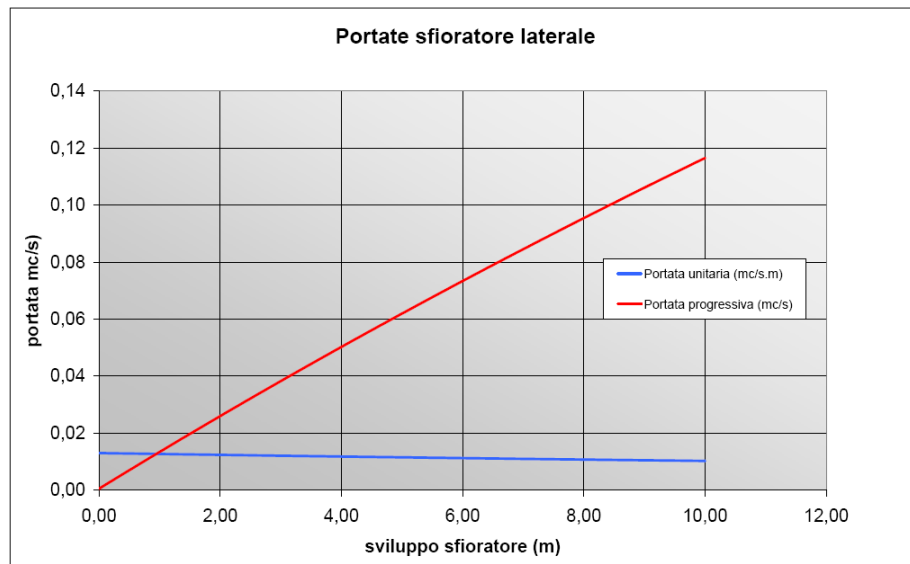
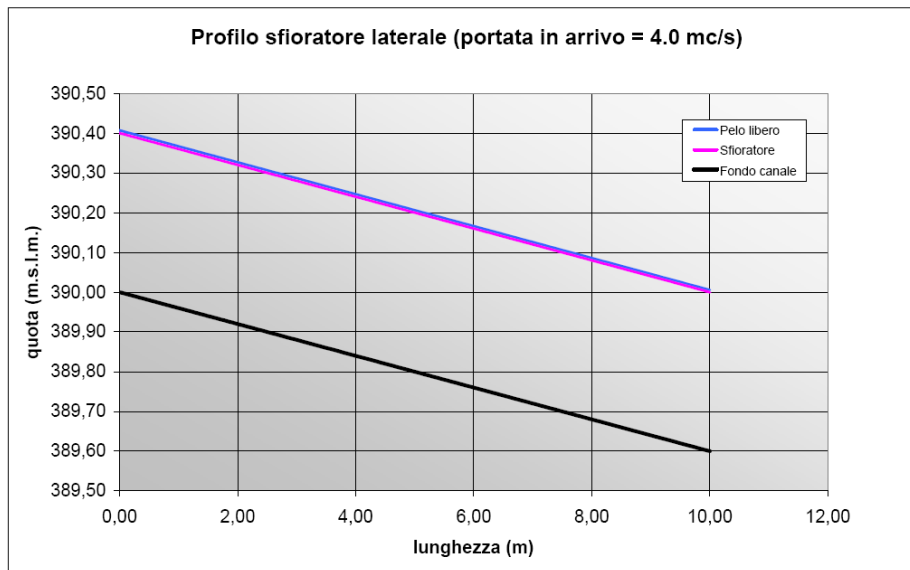


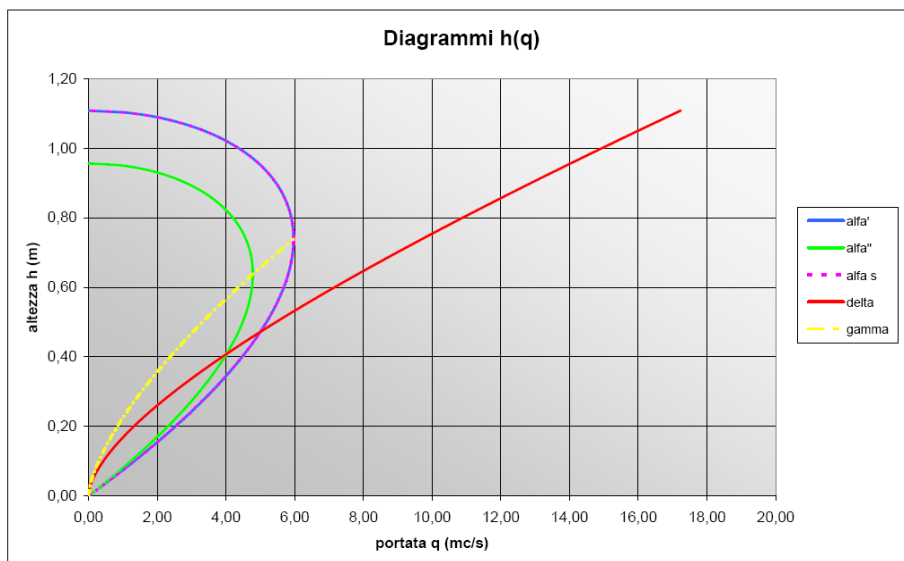
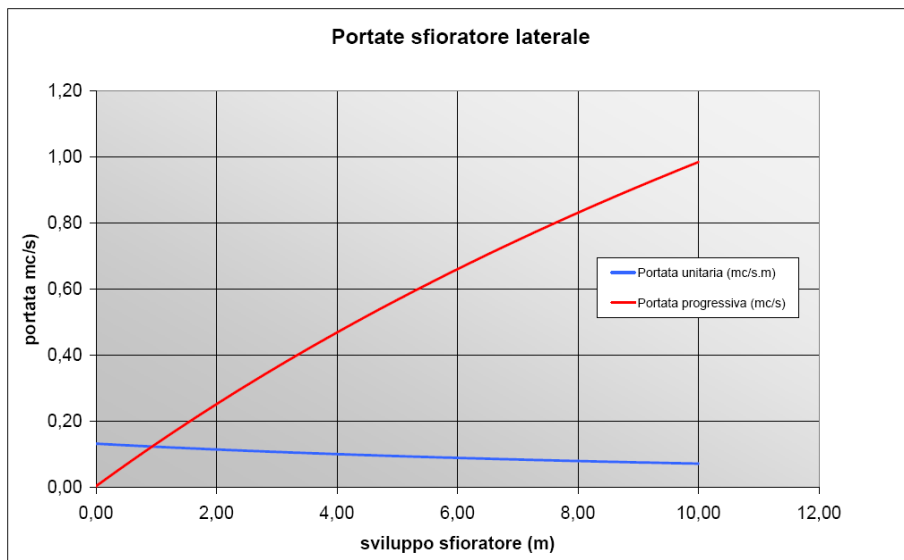
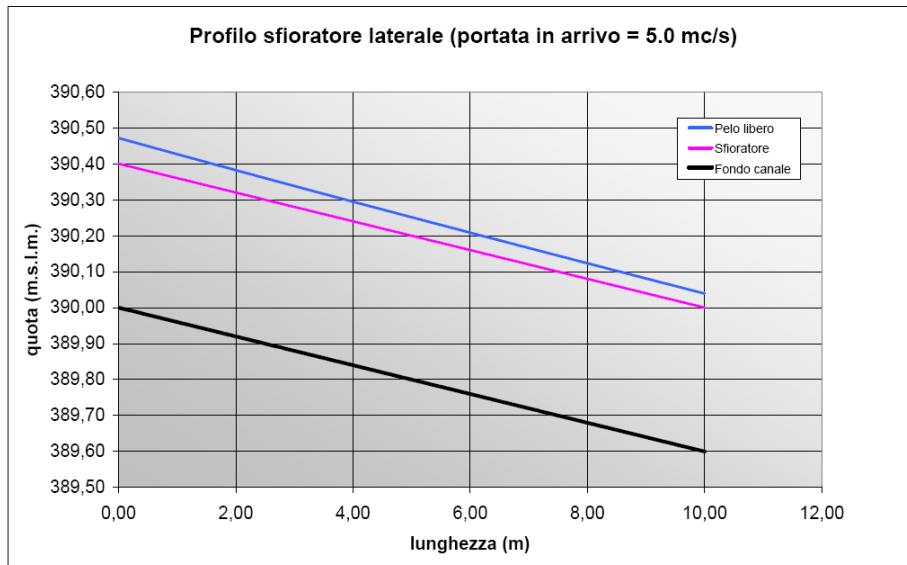


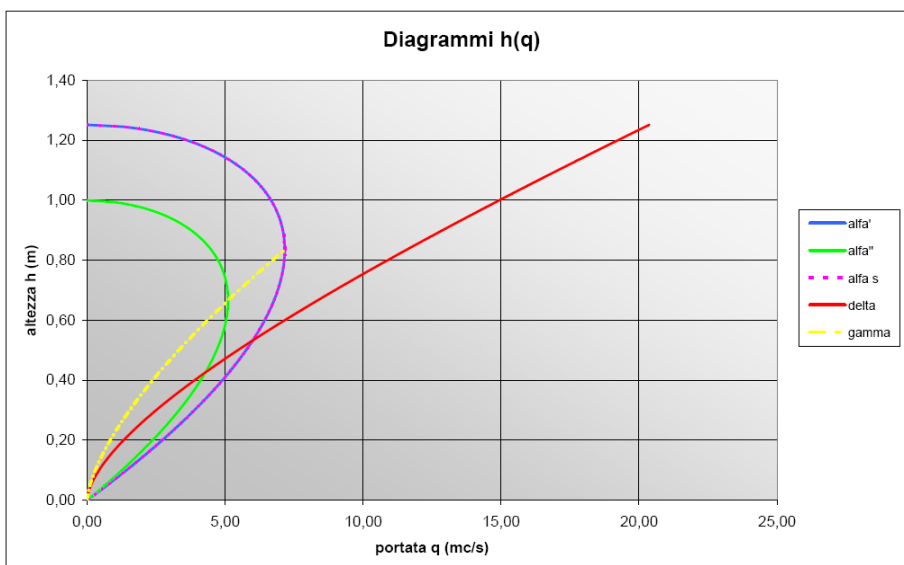
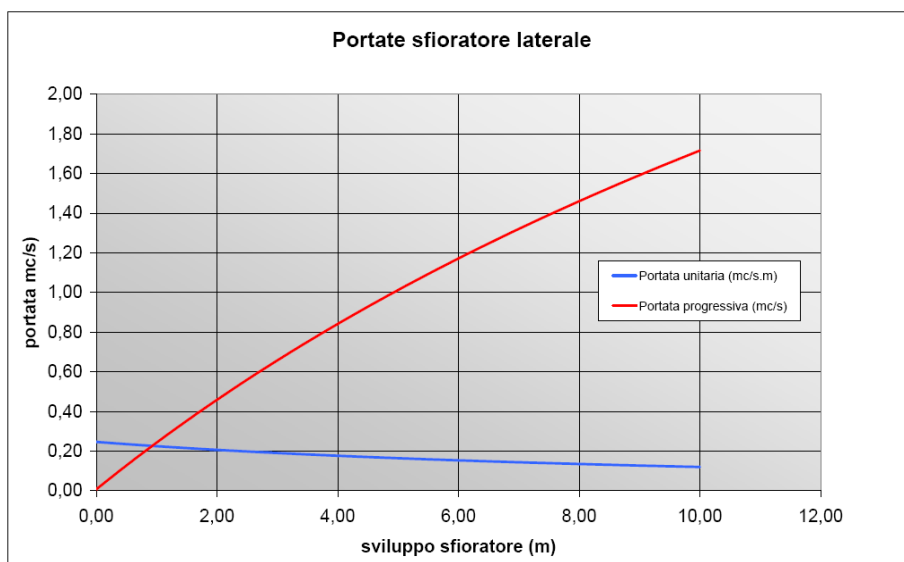
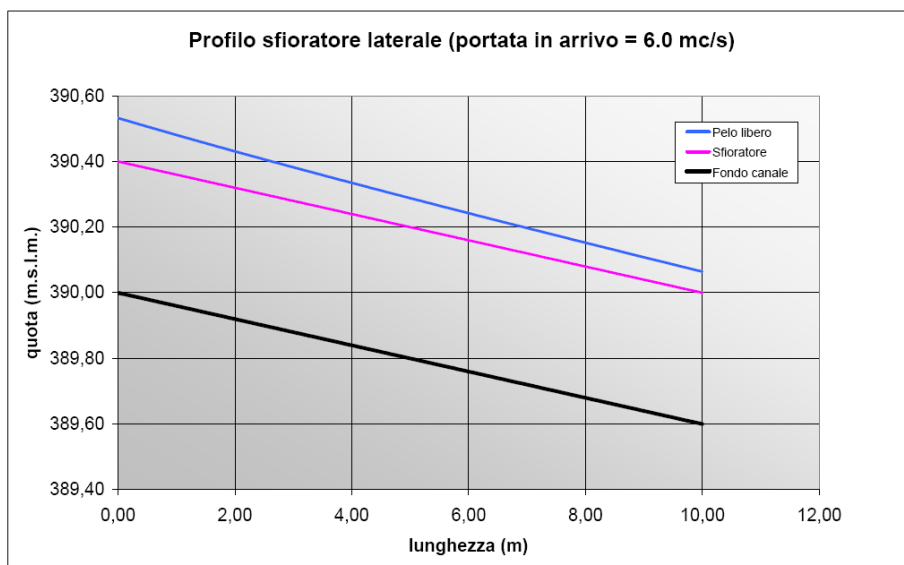


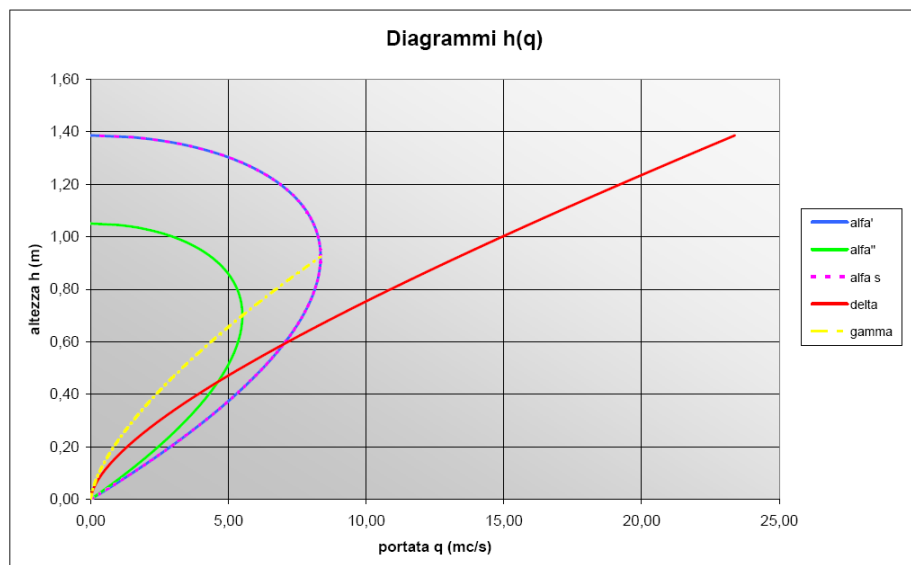
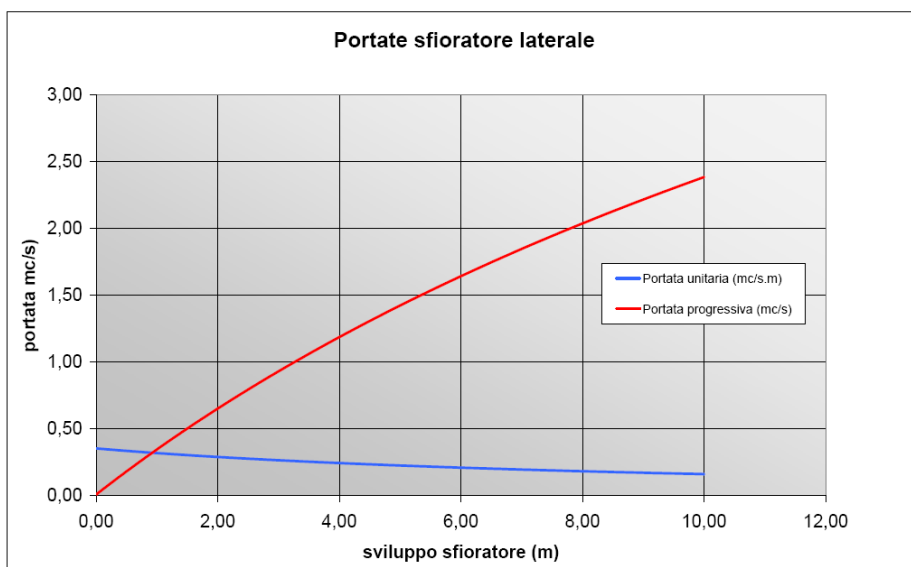
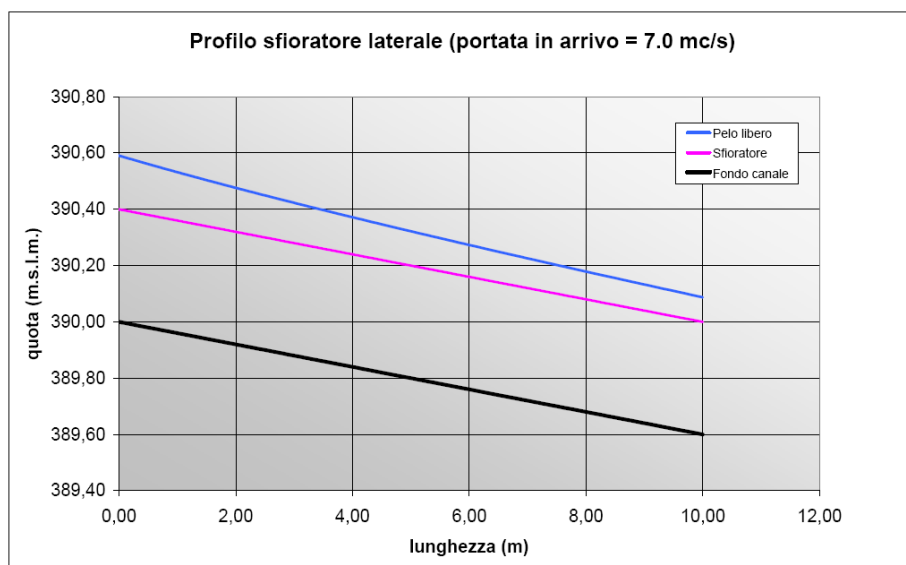


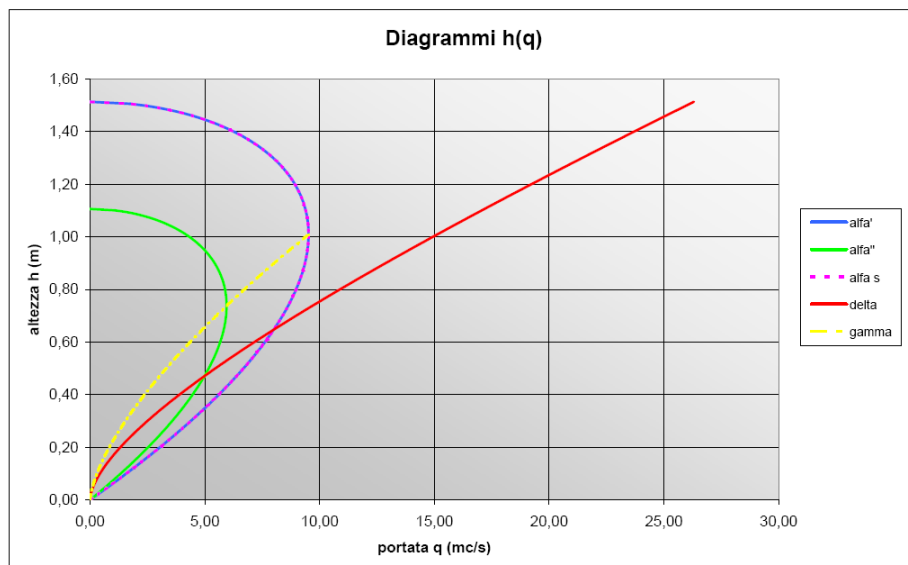
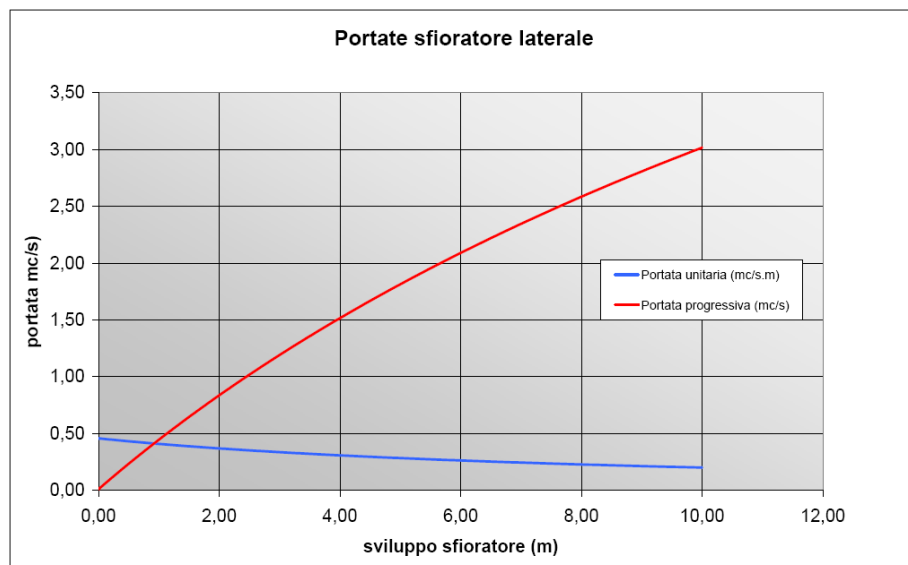
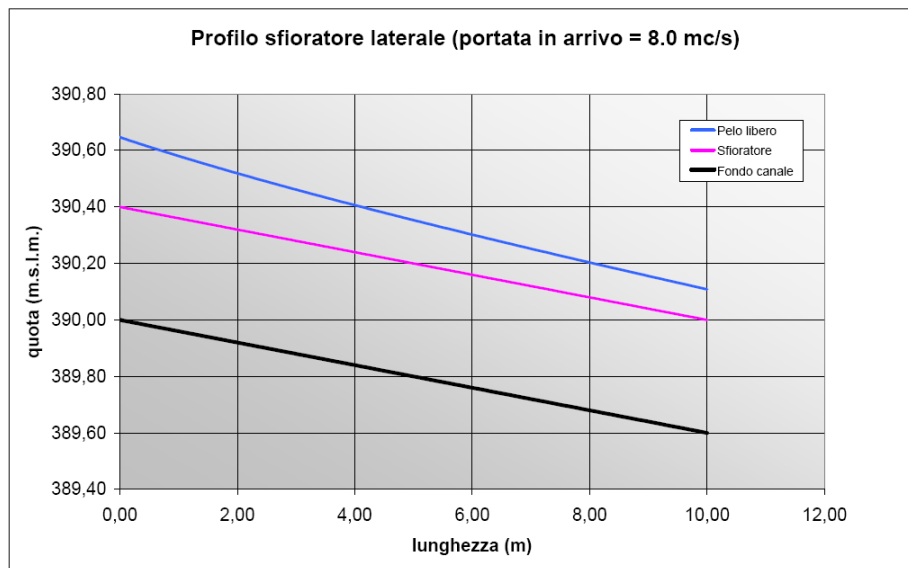
Allegato 3 – Diagrammi sfioratore laterale per petto di 40 cm.

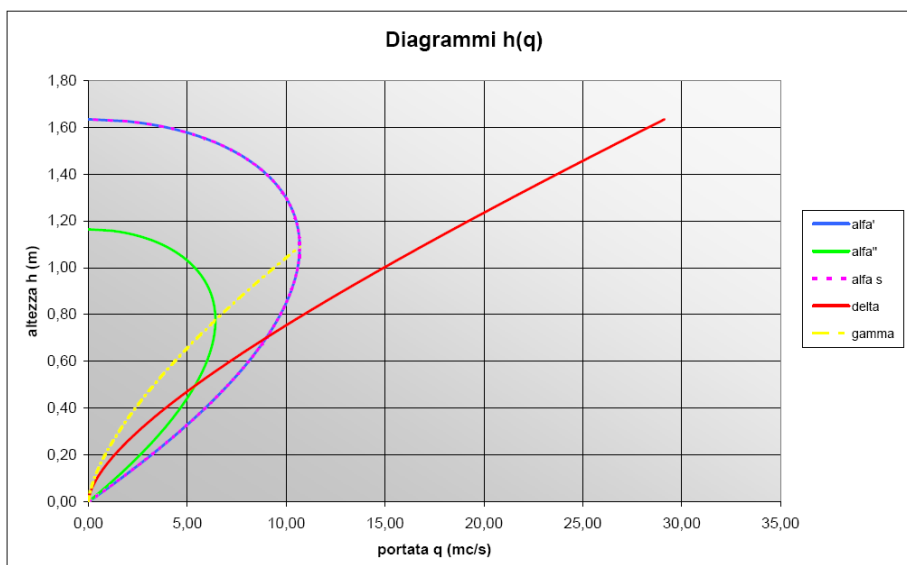
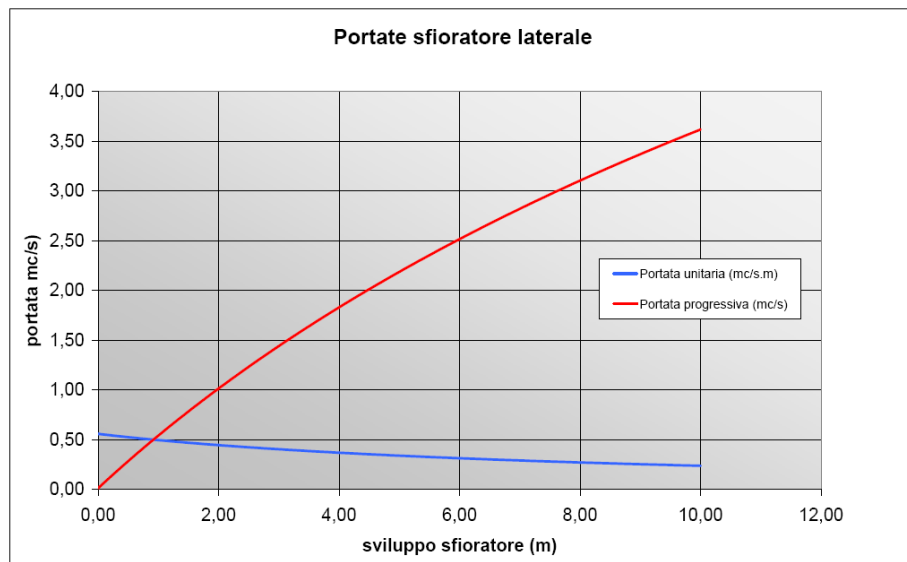
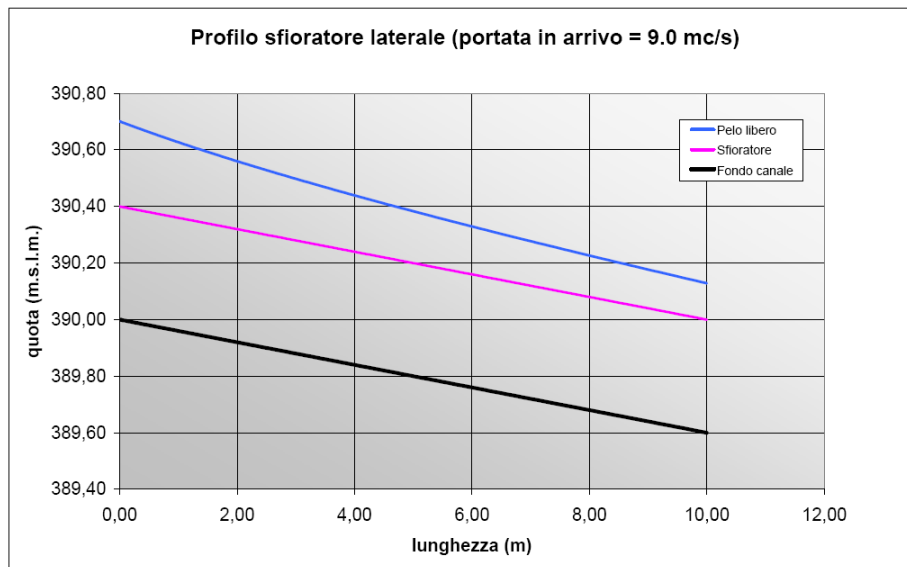


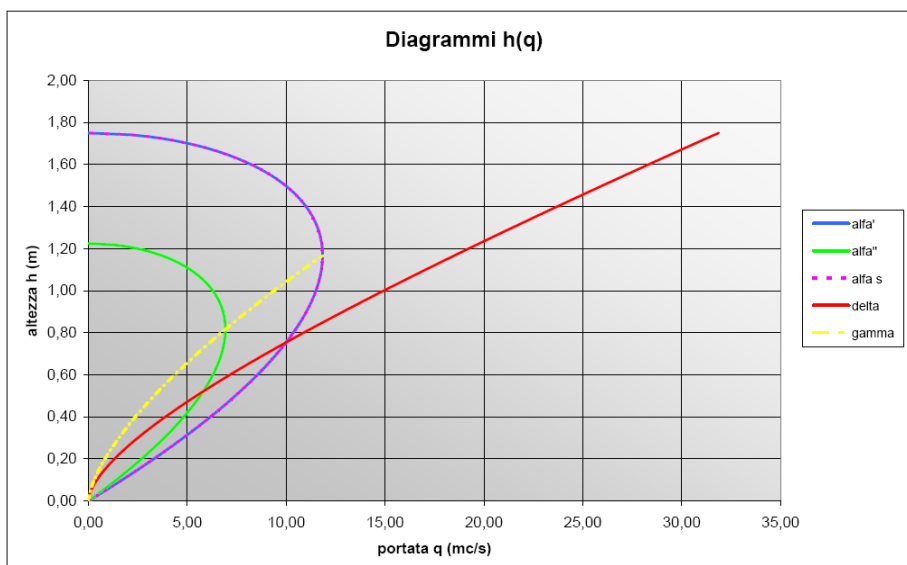
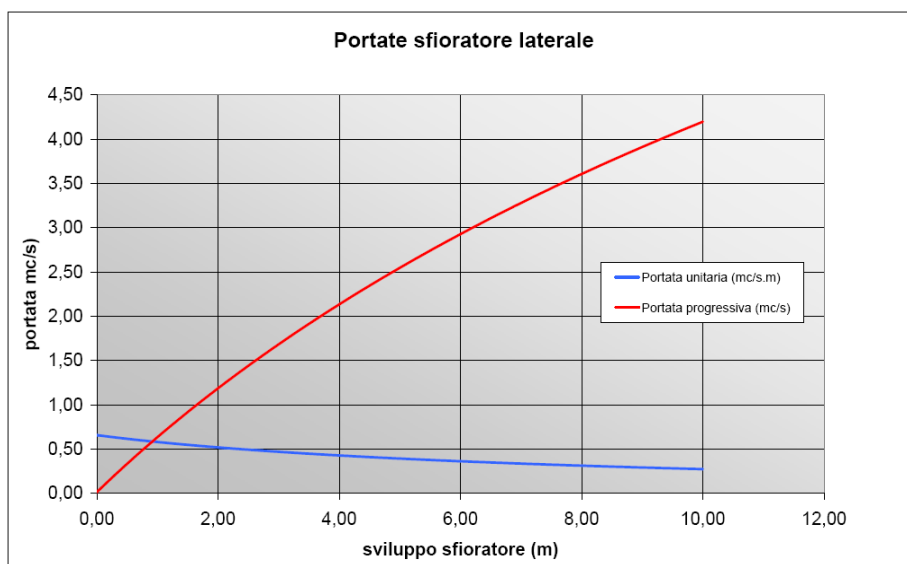
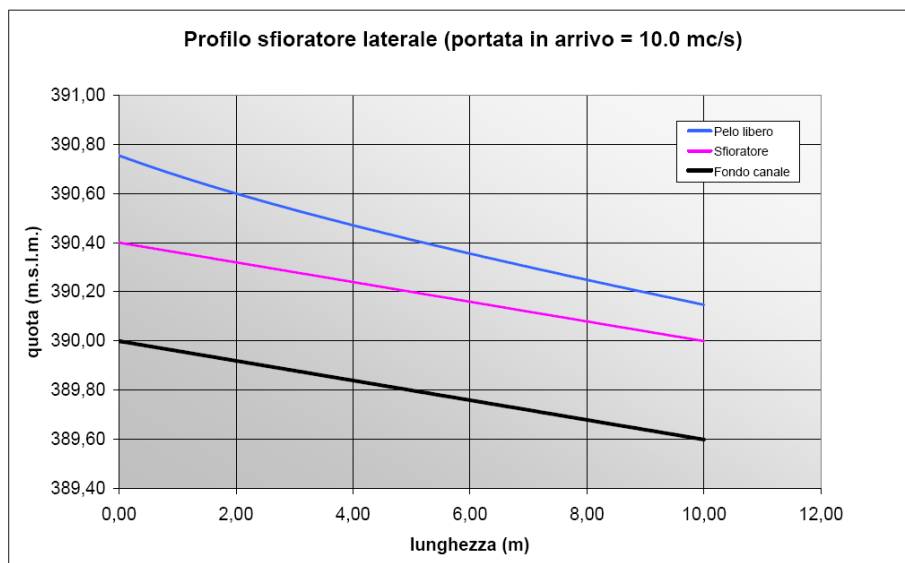


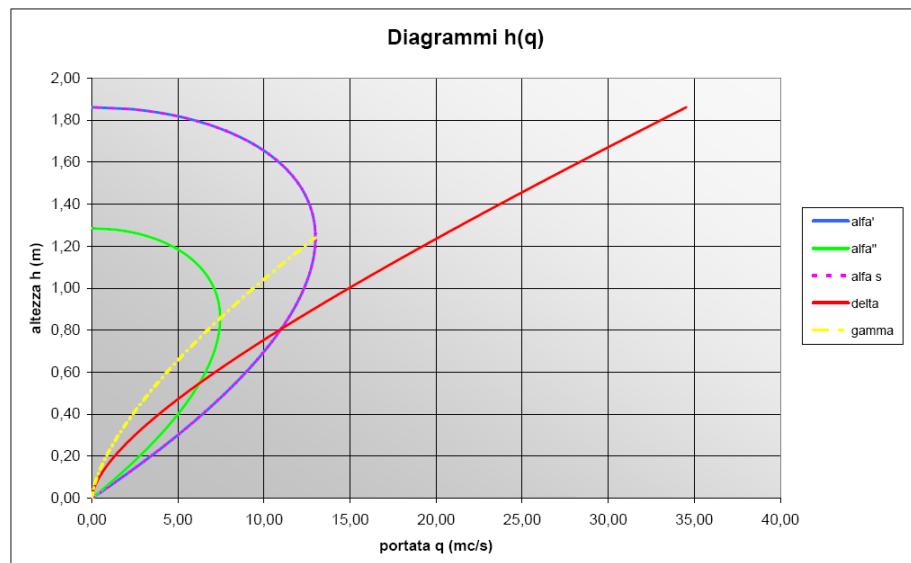
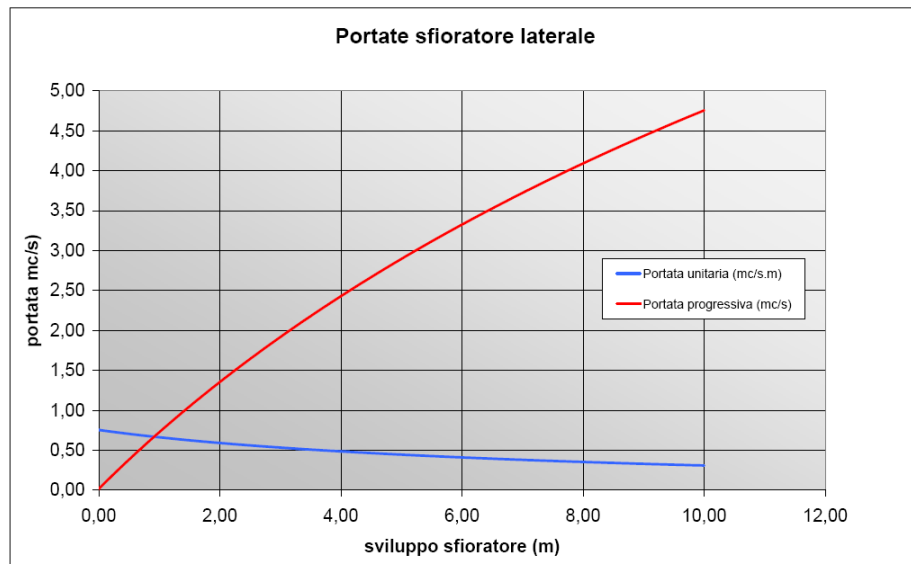
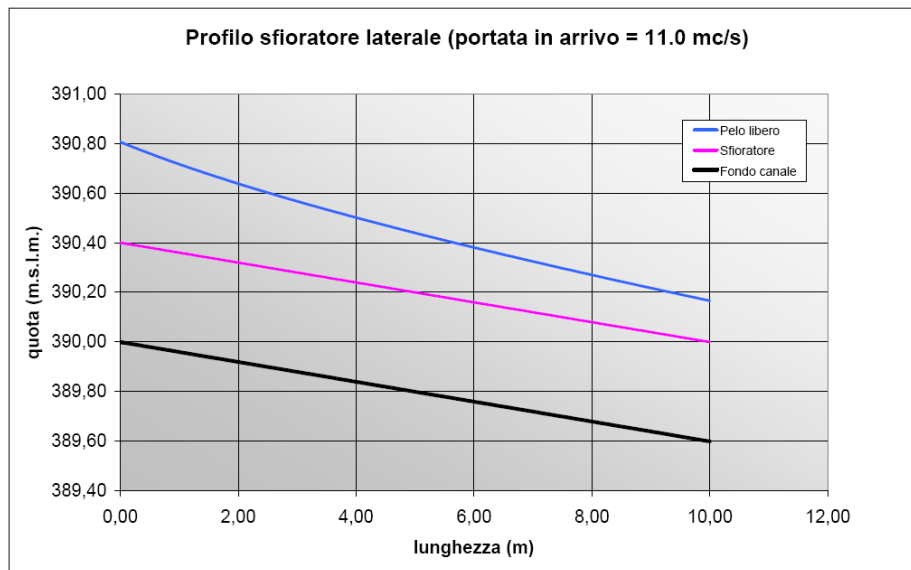


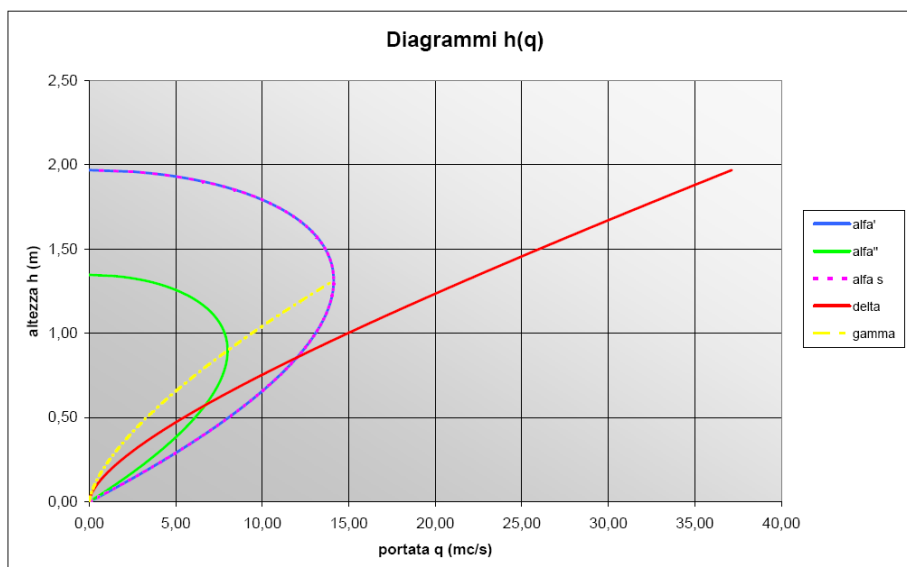
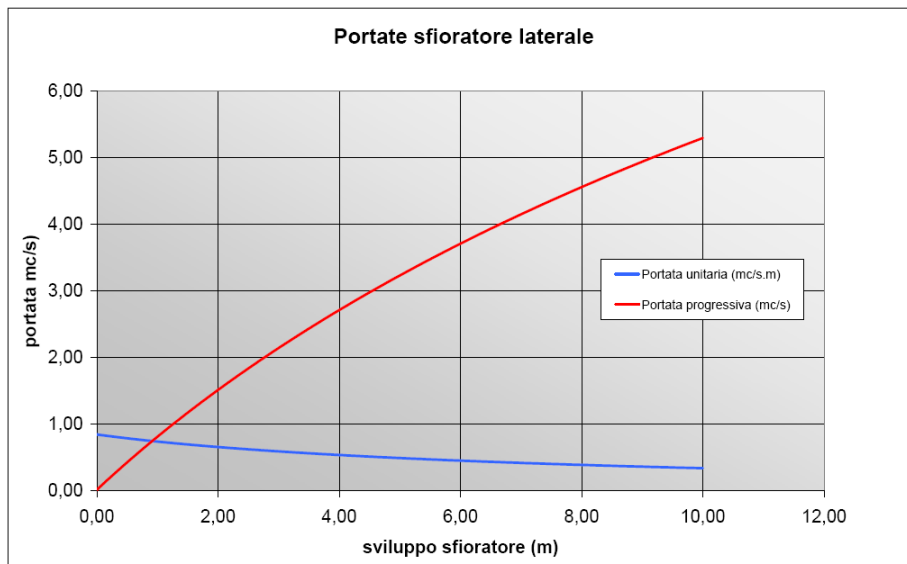
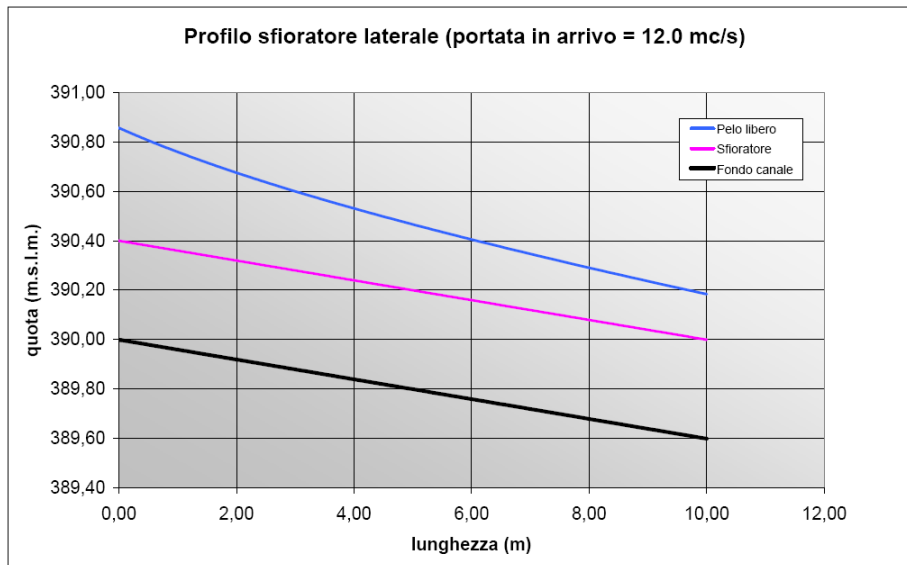


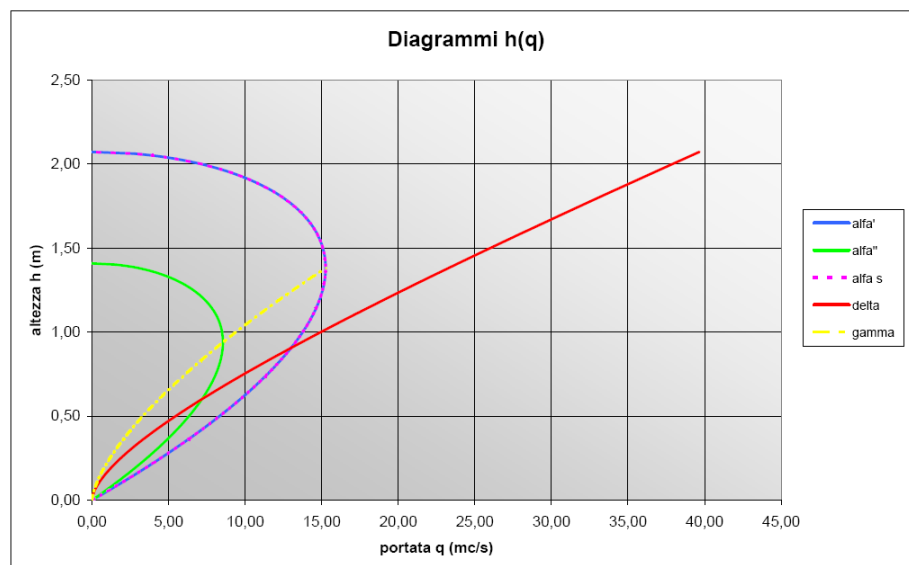
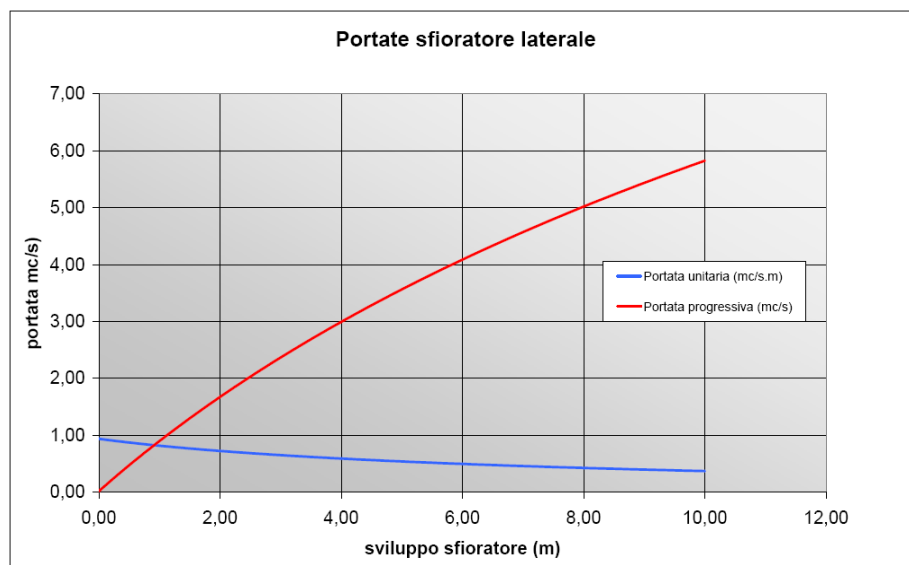
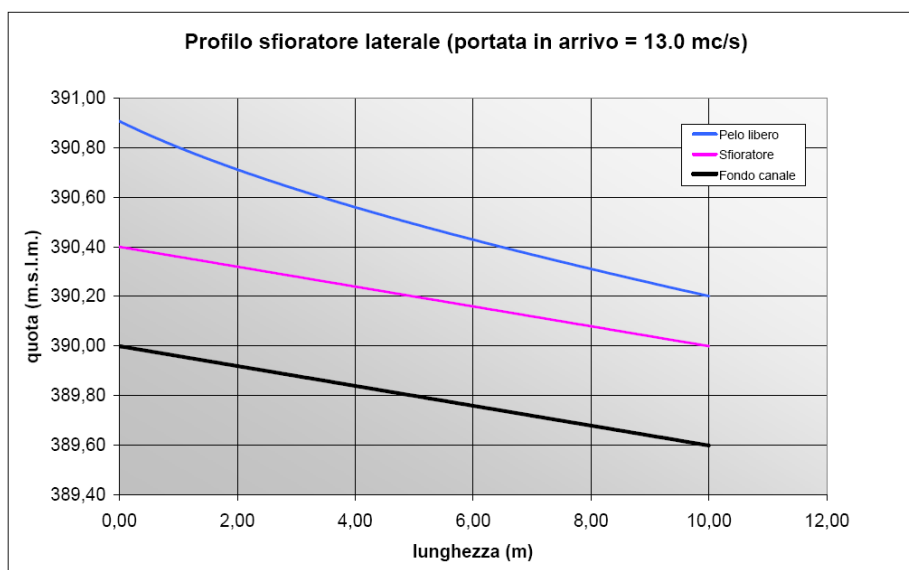


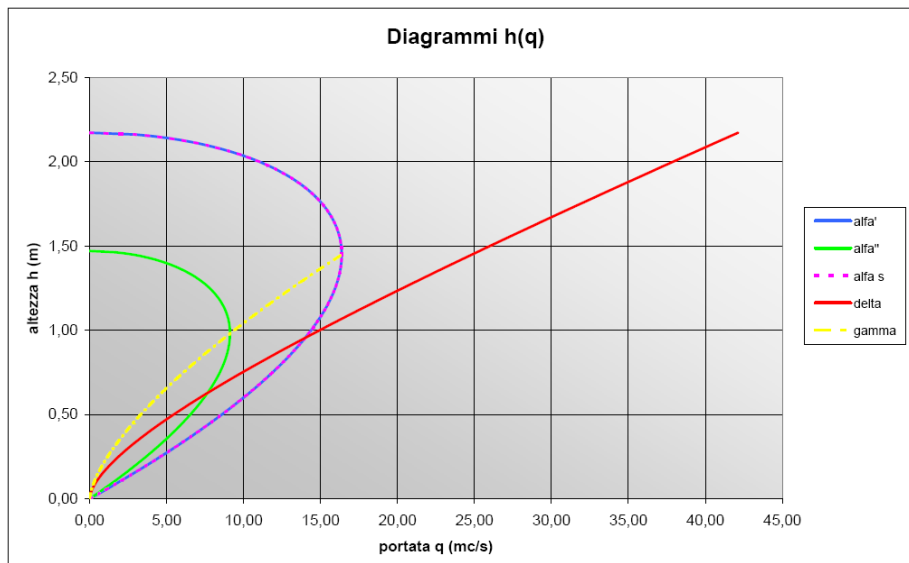
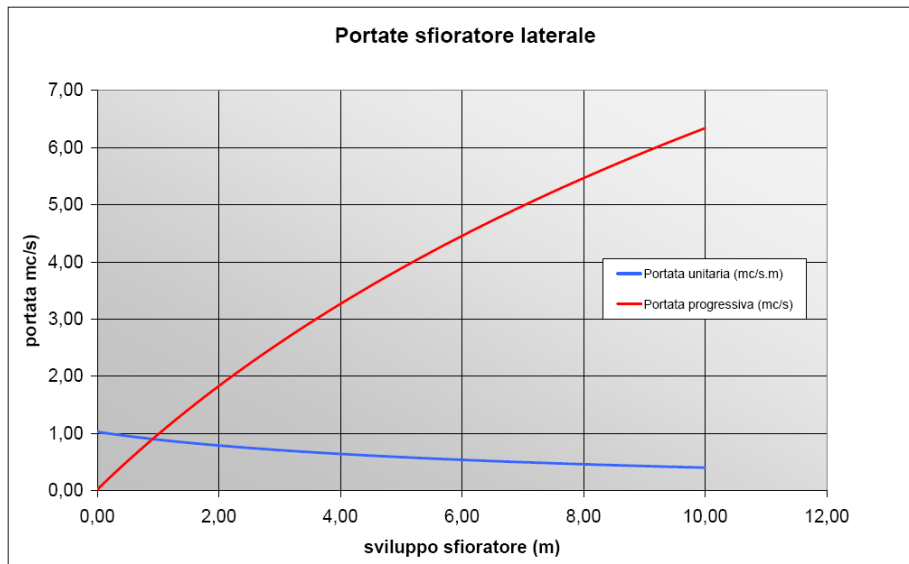
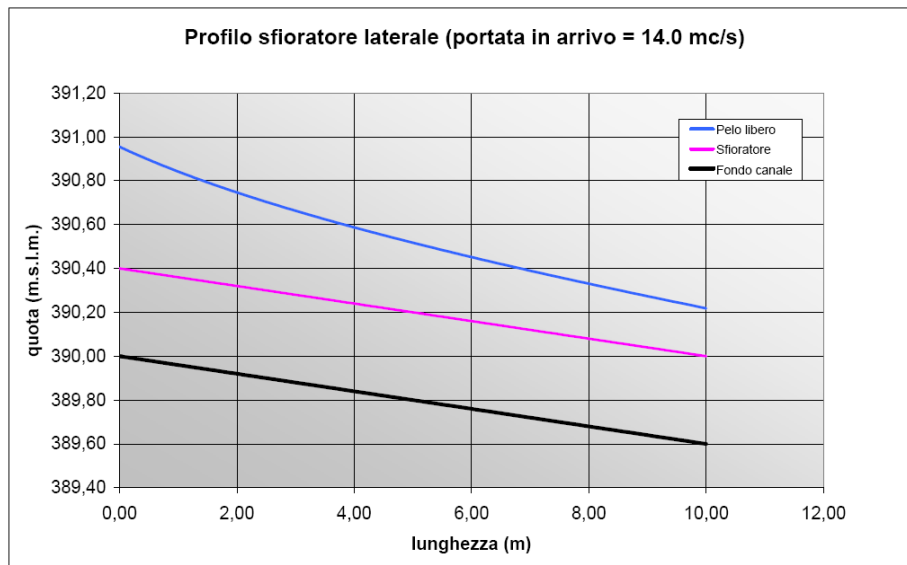


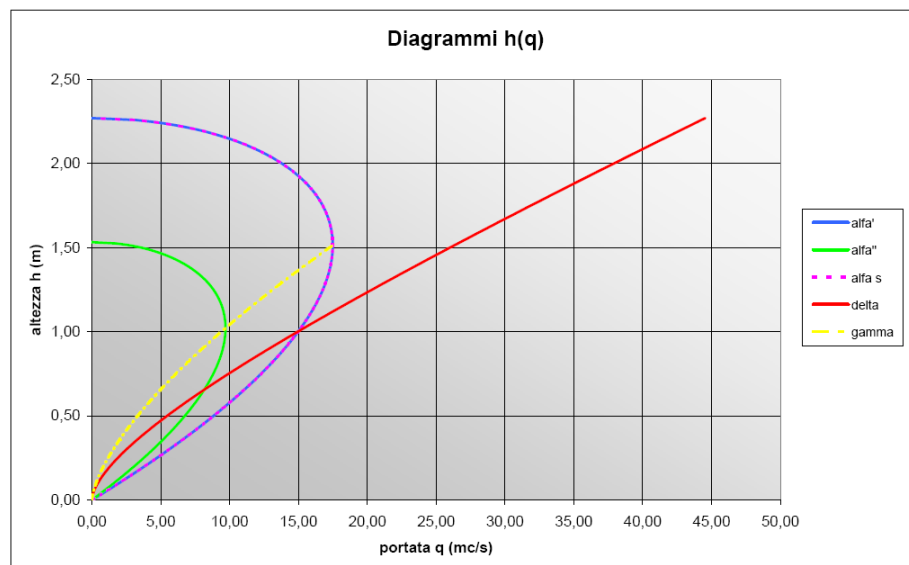
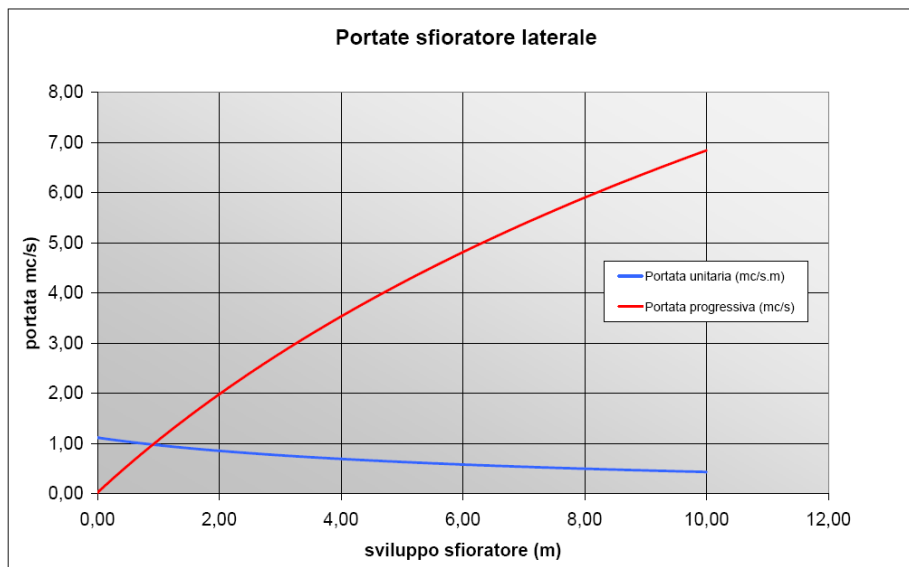
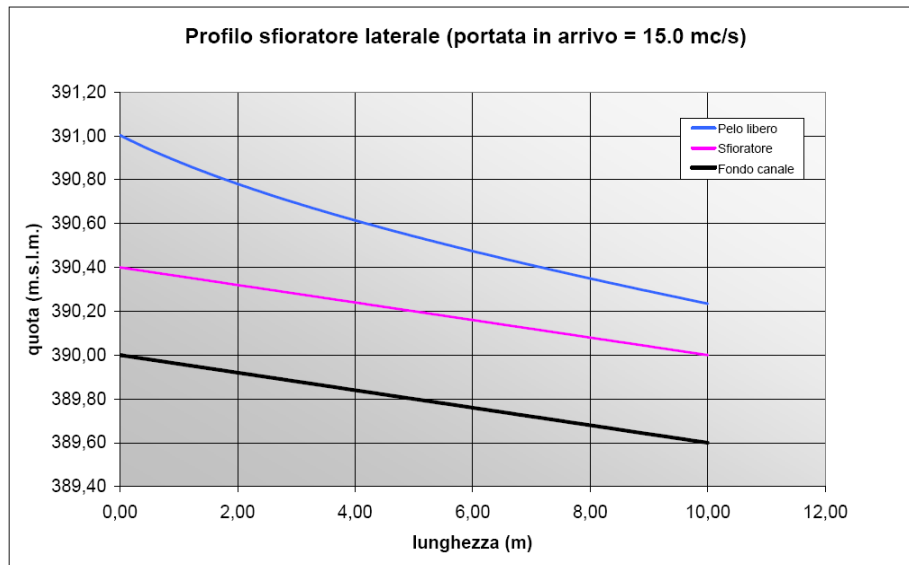


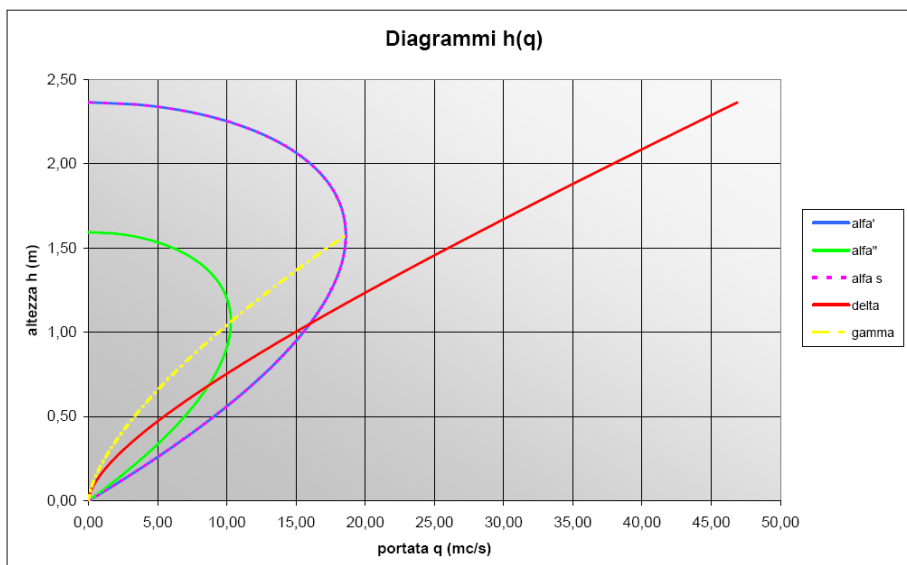
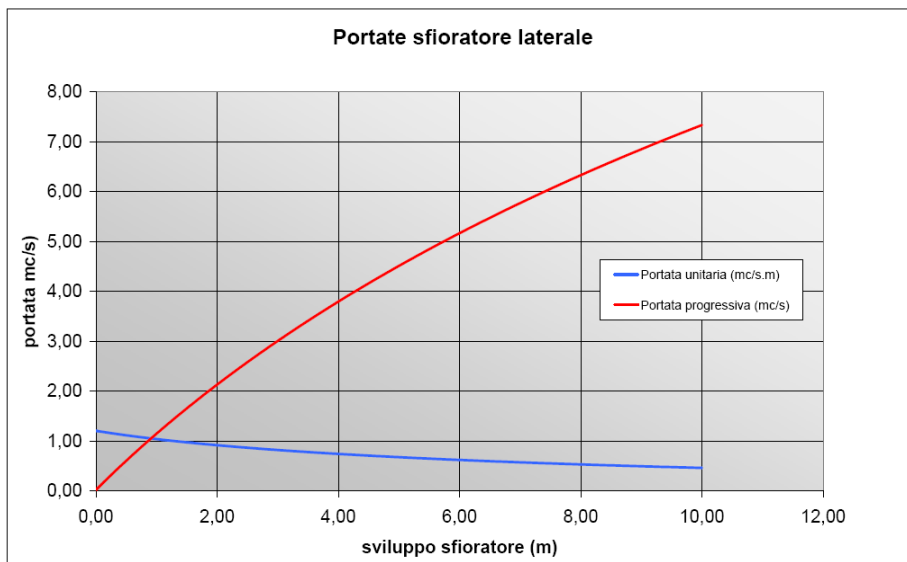
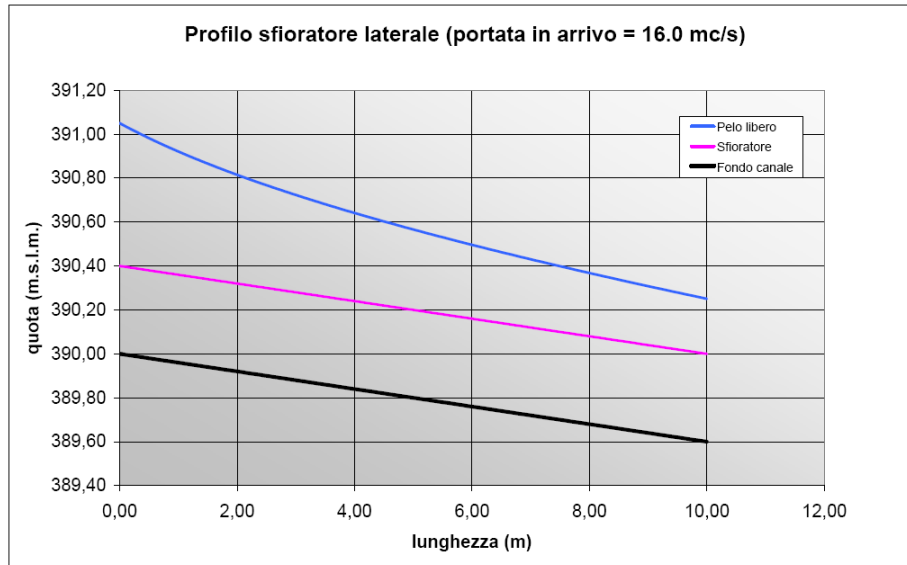


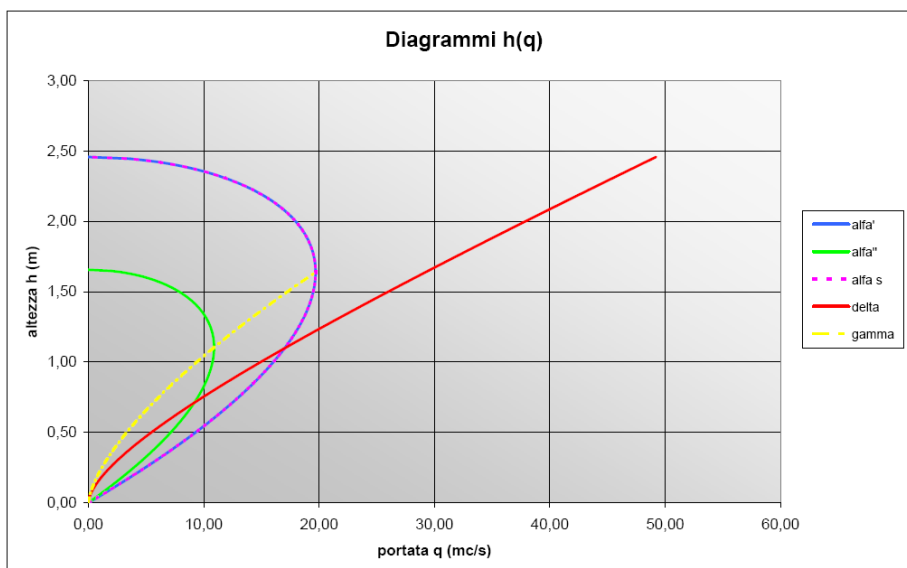
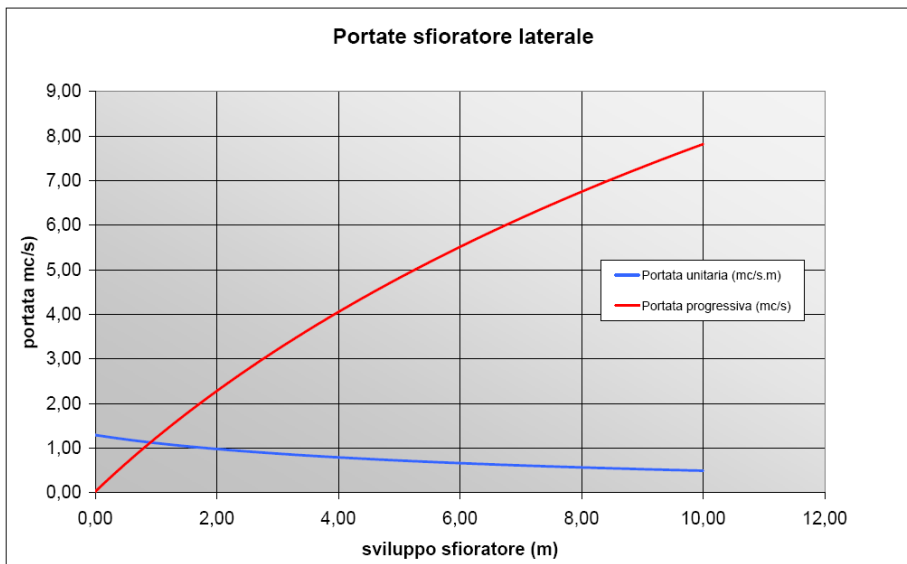
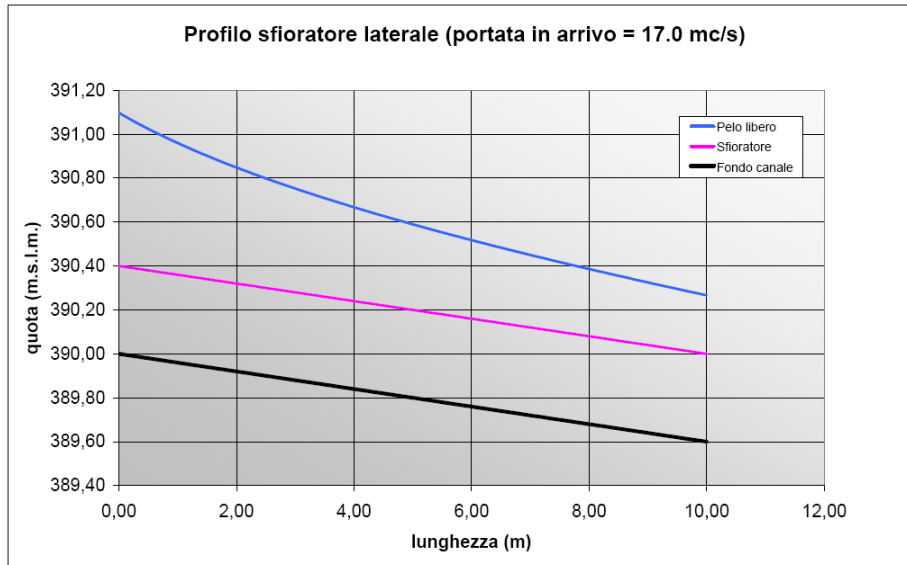


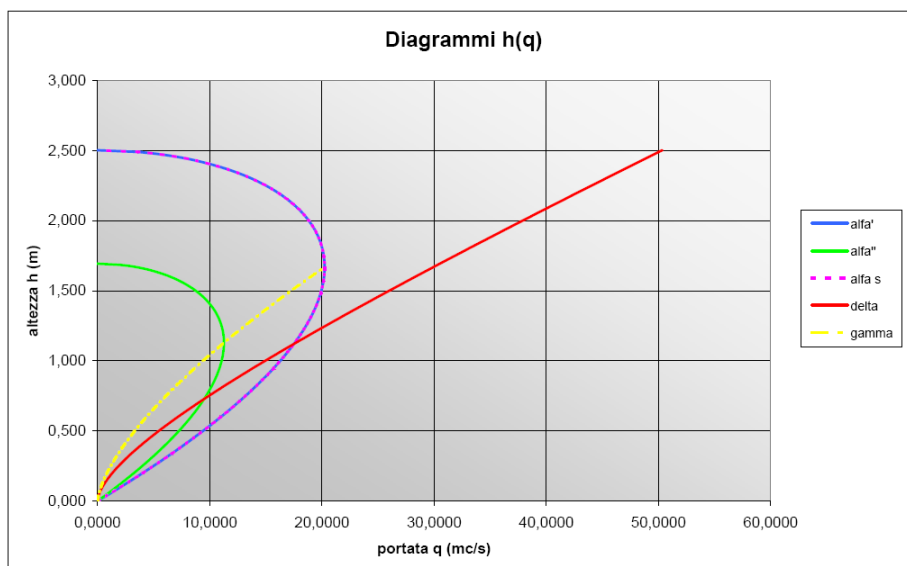
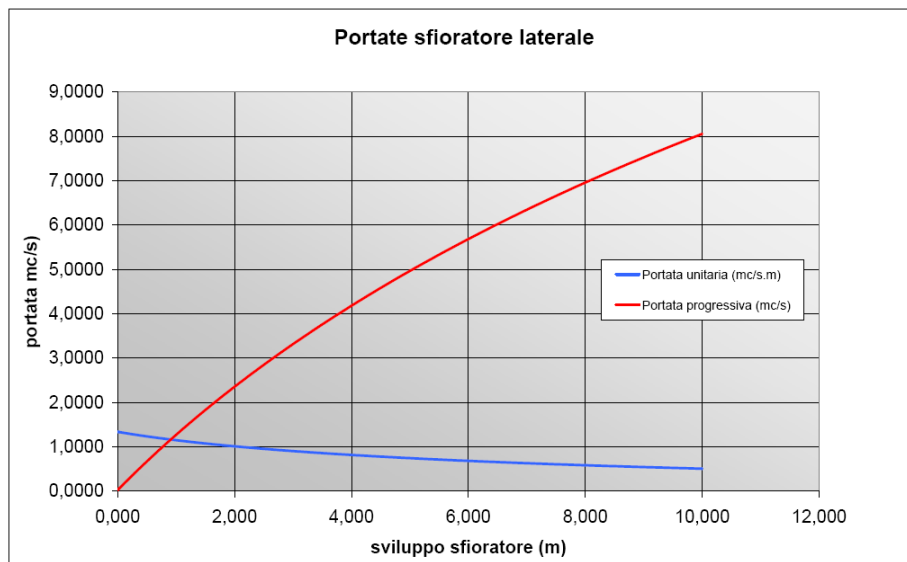
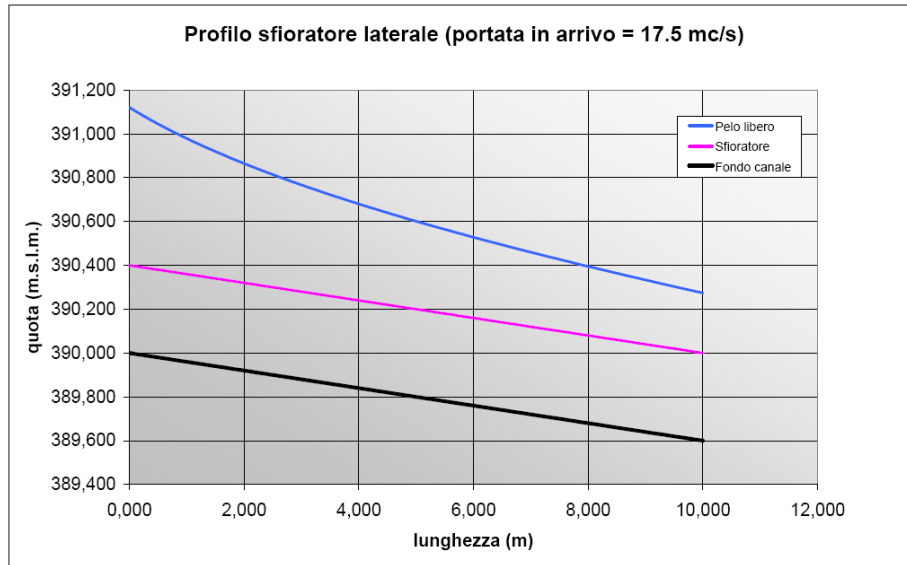


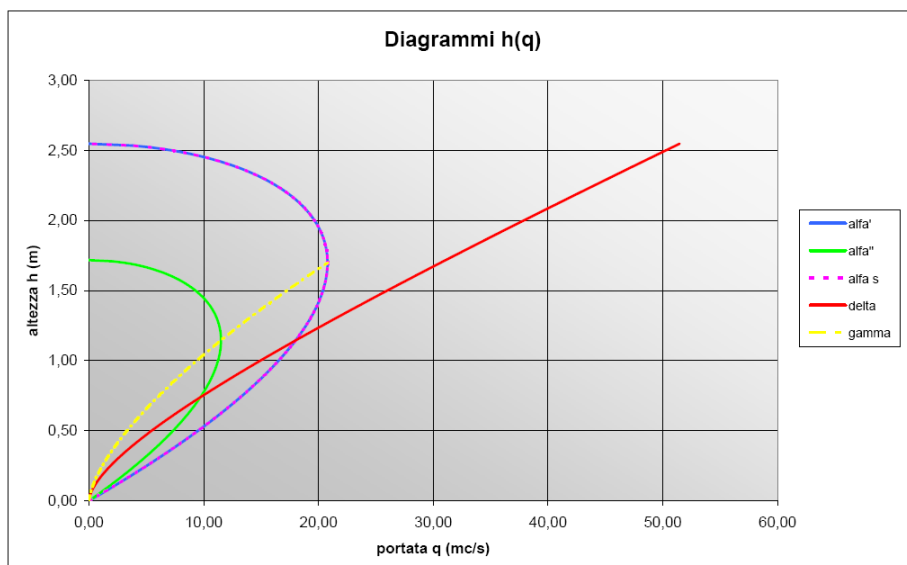
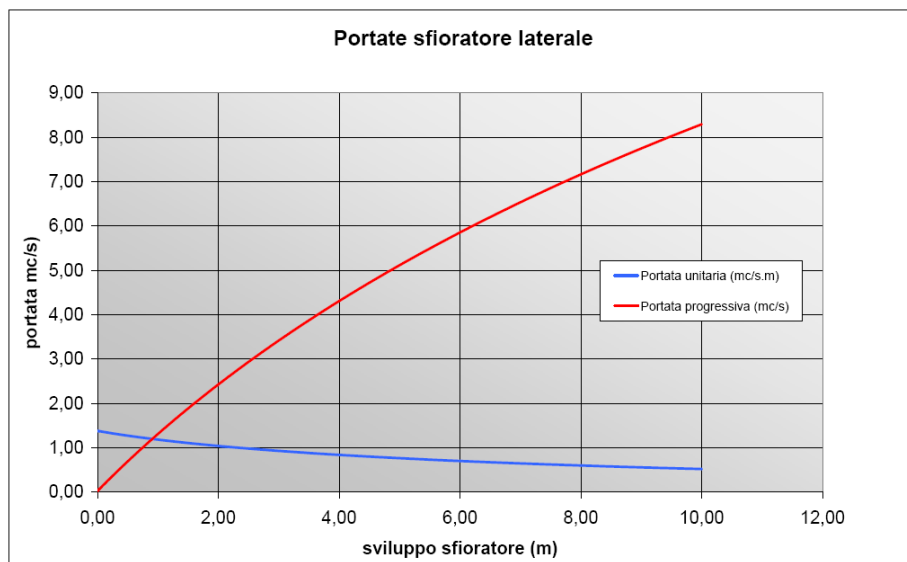
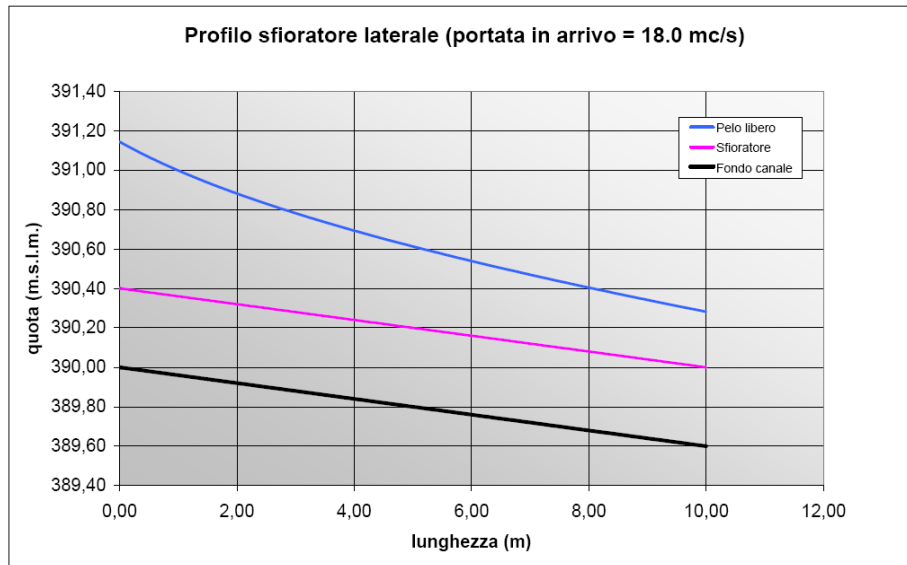


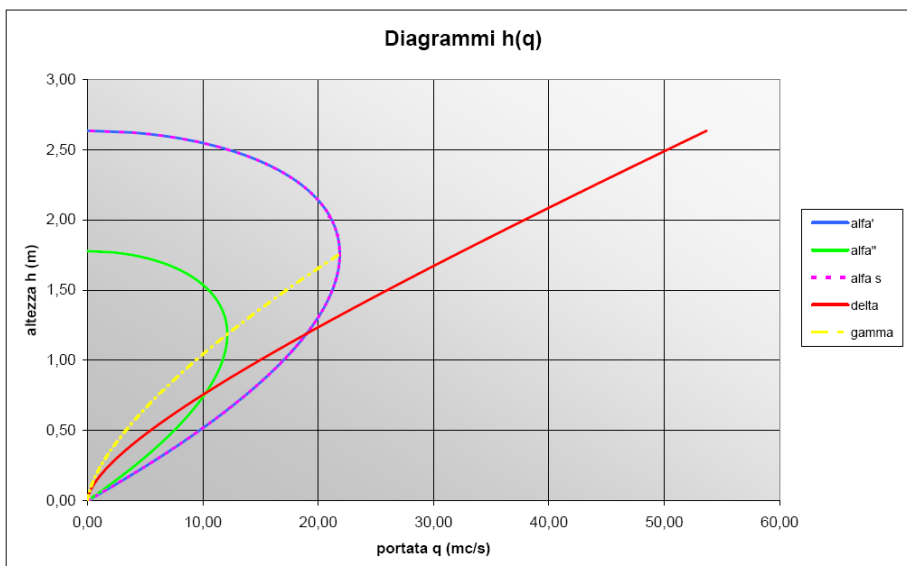
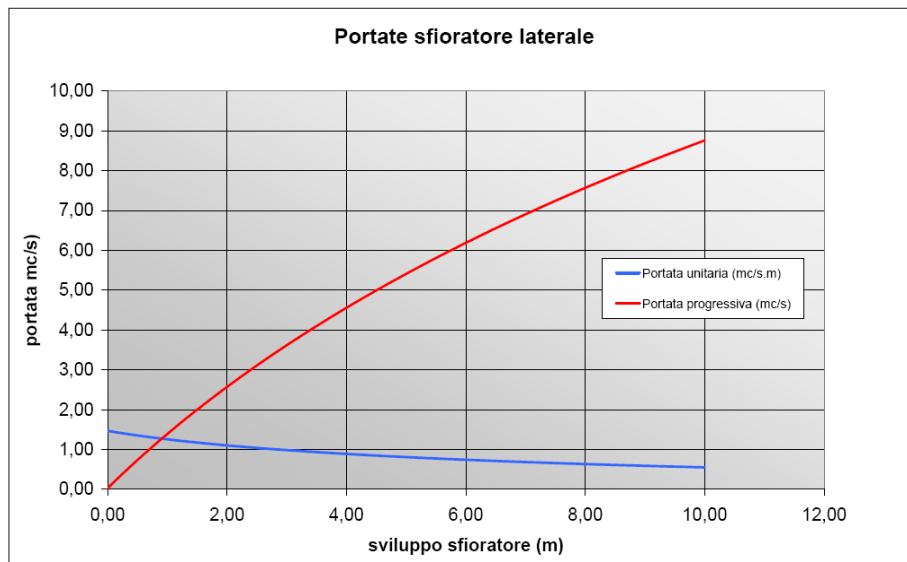
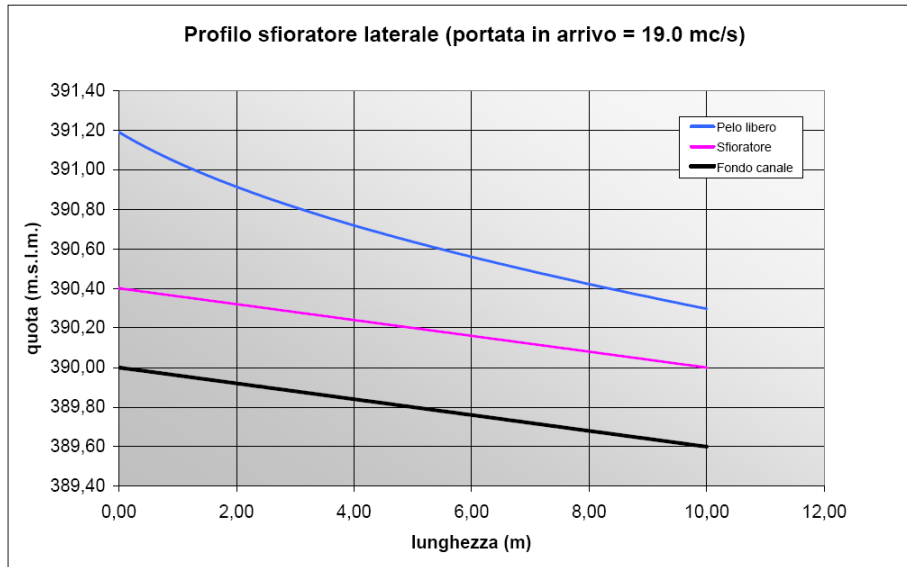


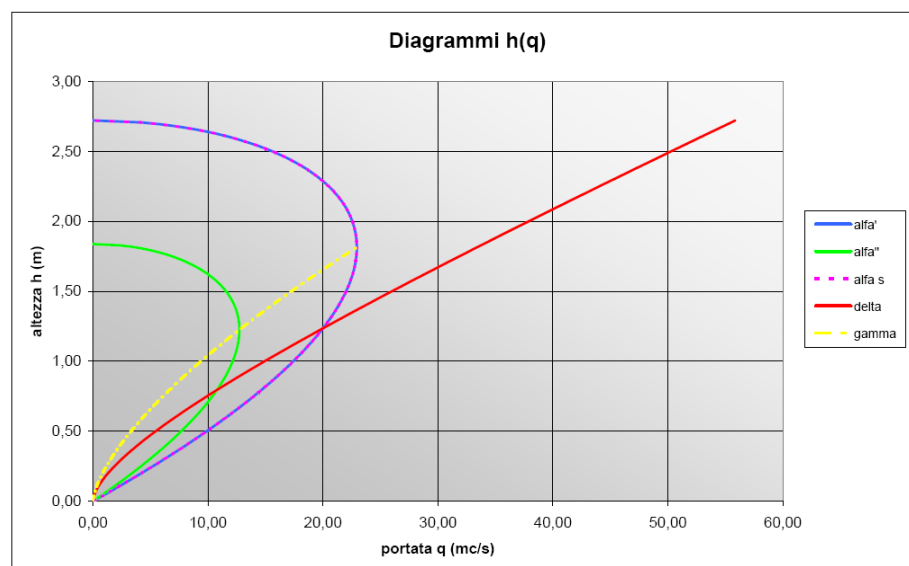
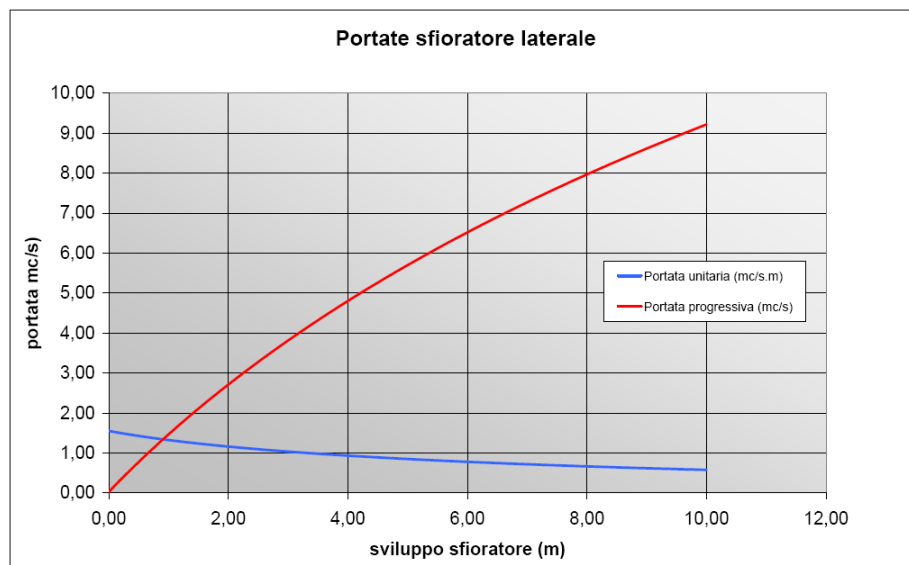
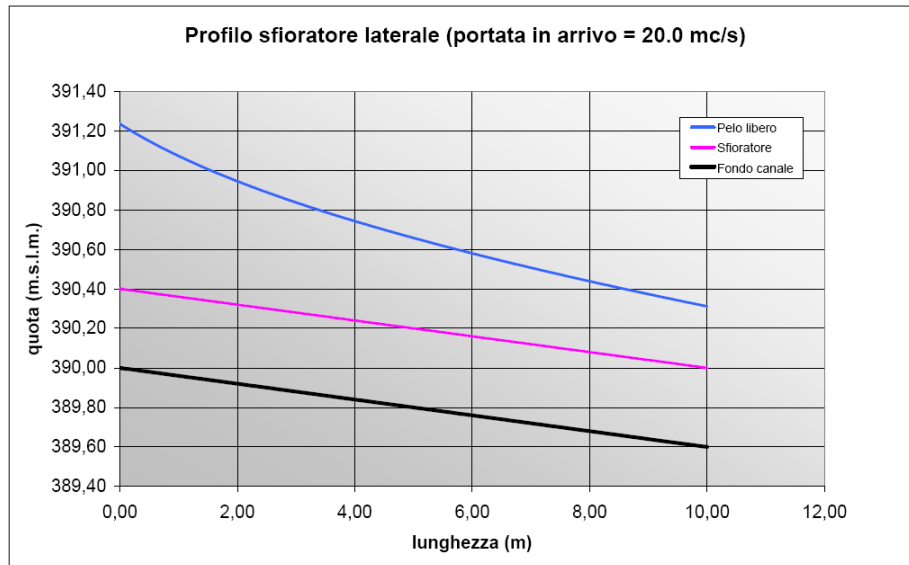




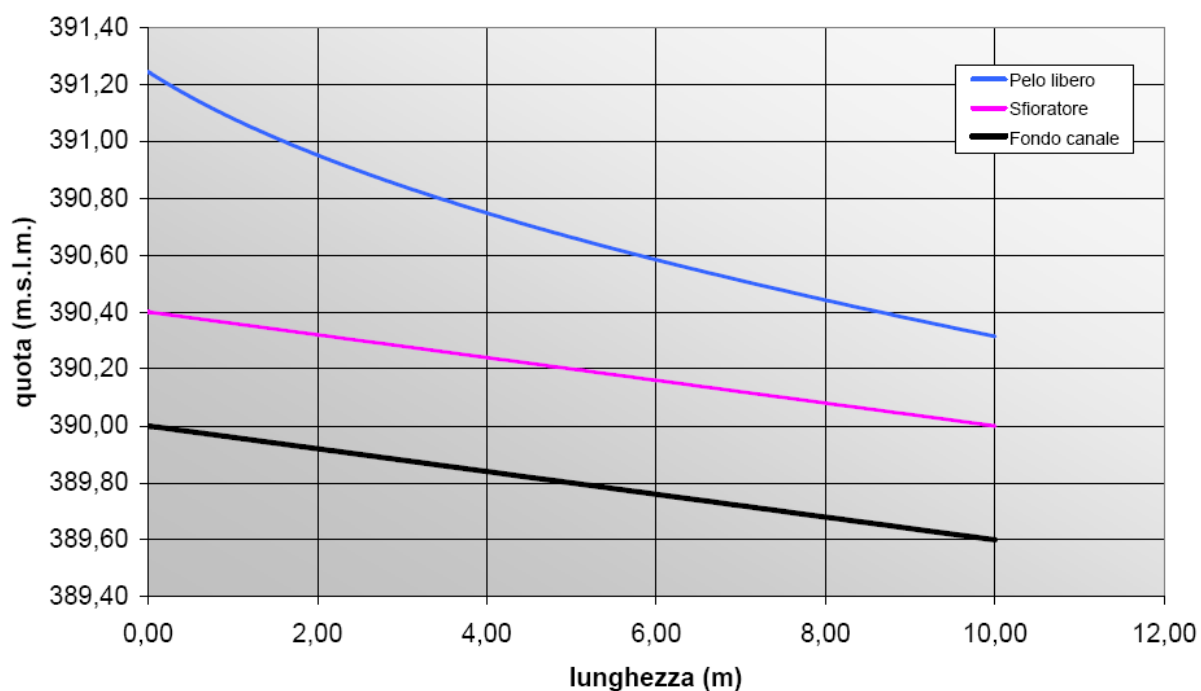








Profilo sfioratore laterale (portata in arrivo = 20.2 mc/s)



Portate sfioratore laterale

