

# Impianto "PESCOPAGANO"

## Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità

Comune di Pescopagano (PZ)

### COMMITTENTE



### PROGETTAZIONE

STRATEGIES FOR WATER



Progettista: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

## Relazione idraulica



REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PROGETTO PRELIMINARE	04/06/2021	E. Marchesi	L. Papetti	

Codice commessa: 1295

Codifica documento: 1295-A-FN-R-05-0

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA DI PRESA DI MONTE E DI VALLE</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEL POZZO PIEZOMETRICO</b>	<b>5</b>
3.1	Criterio di stabilità di Thoma	5
3.2	Criterio di strozzatura ottima	6
3.3	Criterio di contenimento del pelo libero	7
<b>4</b>	<b>ANALISI DEI TRANSITORI DI MOTO VARIO</b>	<b>8</b>
4.1	Descrizione del fenomeno	8
4.2	Modello idraulico e scenari	8
4.3	Risultati degli scenari	12
4.3.1	Scenario G1	13
4.3.1.1	G1 - Tratto di monte	13
4.3.1.2	G1 - Tratto di valle	14
4.3.2	Scenario G2	16
4.3.2.1	G2 - Tratto di monte	16
4.3.2.2	G2 - Tratto di valle	17
4.3.3	Scenario P1	19
4.3.3.1	P1 - Tratto di monte	19
4.3.3.2	P1 - Tratto di valle	20
4.3.4	Scenario P2	22
4.3.4.1	P2 - Tratto di monte	22
4.3.4.2	P2 - Tratto di valle	23
4.3.5	Scenario PG	25
4.3.5.1	PG - Tratto di monte	25
4.3.5.2	PG - Tratto di valle	26
4.3.6	Scenario GP	28
4.3.6.1	GP - Tratto di monte	28
4.3.6.2	GP - Tratto di valle	29
<b>4.4</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>31</b>
<b>5</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DEVIATORE DEL TORRENTE FICOCCHIA</b>	<b>31</b>
5.1	Modello utilizzato	31
5.2	Geometria	32
5.3	Portata	34
5.4	Scabrezze	35
5.5	Condizioni al contorno	35
5.6	Risultati	35
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DEVIATORE DEL TORRENTE VALLONE DEL PIANO</b>	<b>36</b>

---

<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEL BACINO DI VALLE</b>	<b>38</b>
7.1	Determinazione del franco netto minimo da normativa	38
7.2	Determinazione della quota di massimo invaso	39
7.3	Soluzione adottata e verifica	39
<b>8</b>	<b>CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DELLO SFIORATORE DI SUPERFICIE</b>	<b>40</b>
<b>9</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLO SCARICO DI FONDO</b>	<b>40</b>
<b>10</b>	<b>STIMA DELLE PERDITE PER EVAPORAZIONE DAL BACINO DI VALLE</b>	<b>42</b>

## 1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono riassunte sinteticamente le analisi svolte durante il dimensionamento idraulico delle principali opere che costituiscono l'impianto di pompaggio in progetto.

## 2 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA DI PRESA DI MONTE E DI VALLE

Si premette che i criteri adottati per il dimensionamento dell'opera di presa e restituzione di monte e di valle sono i medesimi; dopo una breve descrizione di entrambe si procederà dunque ad un unico dimensionamento.

L'opera di presa di monte verrà realizzata nell'esistente invaso di Saetta in sponda sinistra, ad una distanza di circa 200 m dalla diga. Essa sarà realizzata con un'opera di presa orizzontale, munita di griglia a protezione dell'imbocco, costituita da un canale in calcestruzzo armato lungo circa 65 m a cui sarà connessa una galleria, rivestita sempre in calcestruzzo armato, che conduce al pozzo paratoie.

La presa di valle sarà realizzata sul lato Sud del bacino di valle; è prevista la costruzione di un manufatto avente la stessa pendenza del tratto finale della galleria proveniente dalla centrale (inclinazione pari al 10%). Si predisporrà quindi un raccordo di calcestruzzo armato per il passaggio dalla sezione quadrata dell'imbocco a quella circolare della galleria. Sull'imbocco sarà posta una griglia di protezione, utile ad evitare l'ingresso nelle vie d'acqua di materiale solido che potrebbe danneggiare le macchine idrauliche. Per entrambe le prese, si prevede che possa essere prelevata o erogata una portata massima pari a quella di progetto, ossia 52,7 m<sup>3</sup>/s.

È necessario valutare la sommergenza dell'opera di presa e restituzione in modo tale che si eviti la generazione di vortici, i quali potrebbero danneggiare le componenti meccaniche installate e limitare la portata effettivamente prelevabile dagli invasi. Questa grandezza esprime, in poche parole, l'affondamento dell'asse della condotta al di sotto del pelo libero nella vasca.

In letteratura sono proposti due diversi approcci, basati sui test svolti da Gordon (1970) e Hacker (1981), in funzione dal valore del numero di Froude, i quali consentono di calcolare il rapporto tra il diametro della condotta e la sommergenza minima che questa deve presentare.

Per calcolare la sommergenza sono quindi state utilizzate le seguenti formule:

Se  $Fr \leq 0,25$ , allora  $1,0 \leq h/D \leq 1,5$

Se  $Fr > 0,25$ , allora  $h/D = 0,50 + 2 \cdot Fr$

Dove  $Fr$  è il numero di Froude, espresso in questo modo:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D}}$$

in cui:

$v = 3,47$  m/s = velocità media dell'acqua

$D = 4,4$  m = diametro sezione

$Q_{max} = 52,7$  m<sup>3</sup>/s = portata massima

con i valori appena riportati risulta

$$Fr = 0,53$$

$$h = (0,5 + 2Fr) \cdot D = 6,84 \text{ m}$$

Si è deciso arrotondare per comodità (e per cautela) il valore di sommergenza appena ottenuto a **h = 7,00 m**.

### 3 DIMENSIONAMENTO DEL POZZO PIEZOMETRICO

Il pozzo piezometrico è previsto al fine di migliorare il comportamento dell'impianto nel caso di moto vario, di limitare le sovrappressioni causate dal colpo d'ariete in tutta la condotta forzata (specialmente sul tratto a monte del pozzo), e di permettere infine una migliore regolazione generale dell'impianto.

La posizione scelta è il risultato di un compromesso tra il vincolo per il quale il pozzo debba comprendere la quota di massimo invaso dell'invaso di Saetta (952,74 m s.l.m.) ed un processo di ottimizzazione, per il quale si dovrebbe collocare il pozzo piezometrico quanto più possibile a valle (in modo da estendere la porzione di condotta sottoposta a minori sovrappressioni causate dal colpo d'ariete).

La tipologia di pozzo piezometrico adottata per il dimensionamento è quella del pozzo piezometrico cilindrico con strozzatura alla base. Rispetto alla soluzione più semplice, ossia il pozzo piezometrico cilindrico a sezione costante, questa soluzione permette, a parità di condizioni di sollecitazione, di ridurre le ampiezze di oscillazione del pelo libero dell'acqua in esso contenuto.

I criteri che regolano il dimensionamento del pozzo sono essenzialmente tre:

- criterio di stabilità di Thoma
- criterio di strozzatura ottima
- criterio di contenimento del pelo libero

L'applicazione di questi criteri ha condotto a un pozzo piezometrico di diametro di 6,8 m, alto circa 60 m (dalla quota di 978,75 m s.l.m. alla quota di 921,00 m s.l.m.), con strozzatura di 1,80 m di diametro.

#### 3.1 CRITERIO DI STABILITÀ DI THOMA

Con l'introduzione di un pozzo piezometrico lungo il sistema di condotte che collegano l'invaso alle macchine idrauliche della centrale, l'impianto è soggetto a fenomeni di oscillazioni di massa.

Nel caso di un piccolo incremento della quota del pelo idrico all'interno del pozzo piezometrico, aumenterebbe il salto dell'impianto, e dunque la potenza generata. Un aumento della potenza tende ad accelerare le turbine; in tal caso subentra il regolatore di velocità che, con l'obiettivo di riportare la potenza a quella desiderata, interviene riducendo la portata. Quest'azione potrebbe pertanto comportare un ulteriore innalzamento del pelo libero all'interno del pozzo, tanto più intenso quanto più è piccola la sezione del pozzo.

Il criterio di Thoma<sup>1</sup>, permette di individuare la sezione minima che deve essere garantita nel pozzo piezometrico affinché vi sia stabilità. Tale metodo è stato introdotto nel 1910 ed è tutt'ora considerata il metodo di riferimento per questo dimensionamento.

Introducendo un fattore di sicurezza pari a 1,5, è stato possibile ricavare il diametro necessario a soddisfare il criterio di Thoma, pari a  $D_{Thoma} = 5,82$  m.

Al pozzo piezometrico è stato assegnato un valore pari a  $D_{pozzo} = 6,80$  m, in modo da soddisfare questo criterio e da verificare con opportuni margini di sicurezza anche gli altri due criteri.

### 3.2 CRITERIO DI STROZZATURA OTTIMA

La strozzatura definita "ottima" è quella consente il compromesso migliore tra perdite di carico indotte dalla strozzatura ed ampiezze di oscillazione di massa all'interno del pozzo, affinché vengano minimizzate le sovrappressioni nella condotta forzata. Le perdite di carico generata nell'istante del brusco arresto ( $K$ ) (a partire da una condizione in cui la portata è pari a quella di progetto) sono equivalenti all'ampiezza di oscillazione dell'acqua all'interno del pozzo ( $A$ ).

Nell'ipotesi di trascurare le perdite di carico della galleria che congiunge l'invaso di monte ed il pozzo piezometrico, l'ampiezza di oscillazione ha questa definizione nel caso di strozzatura ottima:

$$A = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{Q}{\sigma} \cdot \sqrt{\frac{L \cdot \sigma}{g \cdot \Sigma}} = 16,85 \text{ m}$$

In cui:

$A$  [m] = ampiezza di oscillazione della superficie liquida all'interno del pozzo

$Q$  [m<sup>3</sup>/s] = 52,7 m<sup>3</sup>/s = portata di progetto

$L$  [m] = 1.190 m = lunghezza della galleria che congiunge l'invaso di monte ed il pozzo piezometrico

$\sigma$  [m<sup>2</sup>] = 16,47 m<sup>2</sup> = area della sezione della galleria di derivazione

$\Sigma$  [m<sup>2</sup>] = 36,32 m<sup>2</sup> = area del pozzo piezometrico

$g$  [m/s<sup>2</sup>] = 9,81 m/s<sup>2</sup> = costante di accelerazione gravitazionale

Le perdite di carico localizzate  $K$ , trattandosi di una strozzatura semplice, possono essere definite attraverso la formula di Borda. Conoscendo  $K (= A)$  e la velocità all'interno del pozzo, è possibile ricavare la velocità all'interno della strozzatura ed il diametro della strozzatura ottima:  $D_{strozzatura,ottima} = 1,85$  m.

Per semplicità costruttiva, si adotta un diametro della strozzatura pari a  $D_{strozzatura} = 1,80$  m.

---

<sup>1</sup> Thoma, D., (1910), *Zur Theorie des Wasserschlosses bei Selbsttaetig Geregeltten Turbinenanlagen*, Oldenburg, Munchen, Germany.

### 3.3 CRITERIO DI CONTENIMENTO DEL PELO LIBERO

Le variazioni subite dal livello dall'acqua in seguito ad eventi di moto vario sono state analizzate al § 4. Dai risultati emersi da questa analisi, possono dunque essere estrapolati i valori delle quote massime e minime raggiunte dall'acqua all'interno del pozzo piezometrico: la quota minima è pari a **922,58 m s.l.m.** e la quota massima è **977,51 m s.l.m.**

Il pozzo è verificato in quanto tali livelli sono contenuti tra la quota minima del pozzo (921,00 m s.l.m.) e quella massima (978,75 m s.l.m.).

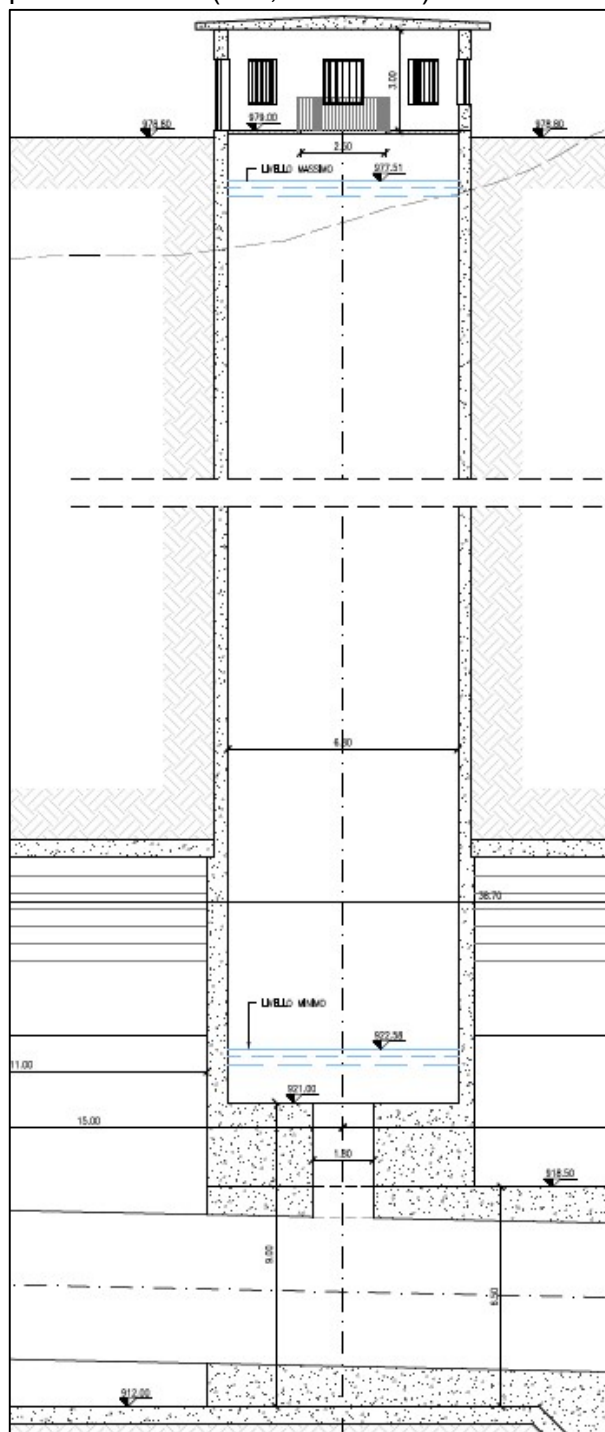


Figura 1 - Sezione del pozzo piezometrico

## 4 ANALISI DEI TRANSITORI DI MOTO VARIO

### 4.1 DESCRIZIONE DEL FENOMENO

Gli eventi di moto vario delle correnti in pressione di un impianto sono generati dalla variazione di portata fluente in una determinata sezione del sistema di condotte. Questi fenomeni, detti transitori di moto, sono tipicamente conseguenti all'entrata in funzione di un organo di regolazione, il quale, attivandosi, va a modificare il regime stazionario che si era precedentemente instaurato. Aspetto caratterizzante dei transitori di moto è il continuo variare di quegli elementi, carichi e grandezze che descrivono la corrente del fluido: la portata, la pressione e la velocità.

In condizioni di normale esercizio le operazioni di manovra degli organi regolatori, così come l'avvio o spegnimento delle macchine idrauliche, sono realizzate con sequenze e tempistiche studiate al fine di controllare i transitori sopra introdotti e le loro conseguenze. In condizioni di manovra brusche o d'emergenza invece è necessario aspettarsi un'importante variazione nelle componenti che contribuiscono a descrivere il carico totale, e quindi l'energia del flusso.

All'interno delle tubazioni connesse alla sezione dove si è verificata la variazione d'efflusso si genera una rapida e continua riflessione delle onde di pressione. Queste onde determinano una serie di bruschi e violenti colpi contro le pareti della condotta stessa e, a livello idraulico, si modificano in ogni sezione la pressione e la velocità dell'acqua, grandezze da cui dipendono il carico piezometrico e totale.

Il fenomeno appena descritto subisce degli smorzamenti, solitamente abbastanza rapidi, dettati dalle caratteristiche della condotta entro la quale esso si verifica, oltre che naturalmente da quelli introdotti dal continuo passaggio da energia cinetica a pressione. È quindi corretto aspettarsi che gli istanti più critici e pericolosi siano quelli appena successivi alla variazione del flusso.

Tutte le considerazioni appena introdotte in caso di brusco arresto del flusso valgono anche in caso di rapido avvio di una macchina idraulica, con le sole differenze date dal segno delle grandezze in gioco.

### 4.2 MODELLO IDRAULICO E SCENARI

L'analisi è stata condotta utilizzando il software WHAMO (*Water Hammer And Mass Oscillation*) 3.0 distribuito da USACE (*U.S. Army Corps of Engineers*).

WHAMO è in grado di modellare le reti di trasporto di fluidi e gli elementi che le compongono, quali condotte e diramazioni, serbatoi, pozzi piezometrici e organi elettromeccanici.

Attraverso la risoluzione delle equazioni governanti il moto (conservazione della quantità di moto e continuità) WHAMO determina le variazioni nel tempo (transitori) di portata e carico piezometrico, generate dalla variazione delle condizioni iniziali di operatività di organi elettromeccanici come valvole, turbine e pompe. Per queste ragioni WHAMO è largamente usato per l'analisi di impianti idroelettrici e sistemi di pompaggio.

La rete sarà quindi modellata grazie ad elementi come:



- Nodi, i quali separano tratti di condotta aventi diverse caratteristiche in termini di diametro, spessore, pendenza e materiale
- Livellette (*pipes*), le quali rappresentano i tratti di condotta tra due nodi aventi caratteristiche comuni
- *Surge tank*: rappresentante il pozzo piezometrico
- *Boundary conditions*, utilizzate per fissare i livelli di monte e valle dei bacini, questi ipotizzati abbastanza grandi da non subire variazioni di livello al variare della portata transitante nelle condotte
- *Flow boundary conditions*, descrittive delle condizioni di moto e flusso relative alle macchine idrauliche; in Figura 2 e Figura 3 sono poste in corrispondenza di pompe e turbine ed espresse come portata fluente rispetto al tempo.

Nelle immagini seguenti sono riportate le schematizzazioni del tratto di monte e di valle, rispetto alla centrale posta in caverna, al fine di identificare graficamente la posizione di nodi, livellette e dei vari elementi che caratterizzano il sistema (in figura non sono infatti rispettate le scale verticali e orizzontali).

La modellazione dell'impianto di Pescopagano è quindi la seguente:

- la livelletta C0 rappresenta la condotta di derivazione di calcestruzzo, la quale collega il bacino di monte (HW) alla camera a valvole e pozzo piezometrico (TNK)
- dal nodo 100 al 109 si sviluppa la condotta forzata d'acciaio, la quale raggiunge i due gruppi ternari in centrale (Figura 2)
- dal nodo 110 al 123 si sviluppa il tratto di condotta di valle, la quale raggiunge il bacino di valle (Figura 3).

Le perdite di carico descritte dal sistema sono quelle distribuite, ovvero dipendenti da portata fluente, materiali e dimensioni della condotta. Sono poi stati introdotti degli elementi ad hoc per introdurre le perdite concentrate, presenti ad esempio nelle giunzioni delle condotte o nei cambi di diametro.

Di particolare importanza è la perdita concentrata relativa allo strozzamento in ingresso al pozzo piezometrico (il cui dimensionamento è trattato al § 3.2), il quale introduce una perdita di carico considerevole per portate d'acqua entranti nel pozzo, riducendo quindi la conseguente oscillazione.

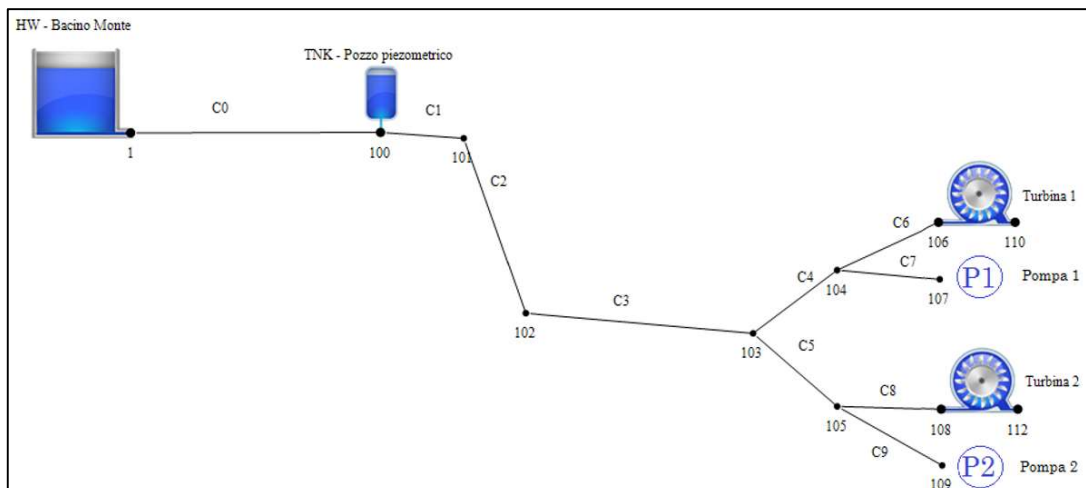


Figura 2 - Schematizzazione del tratto di monte dell'impianto

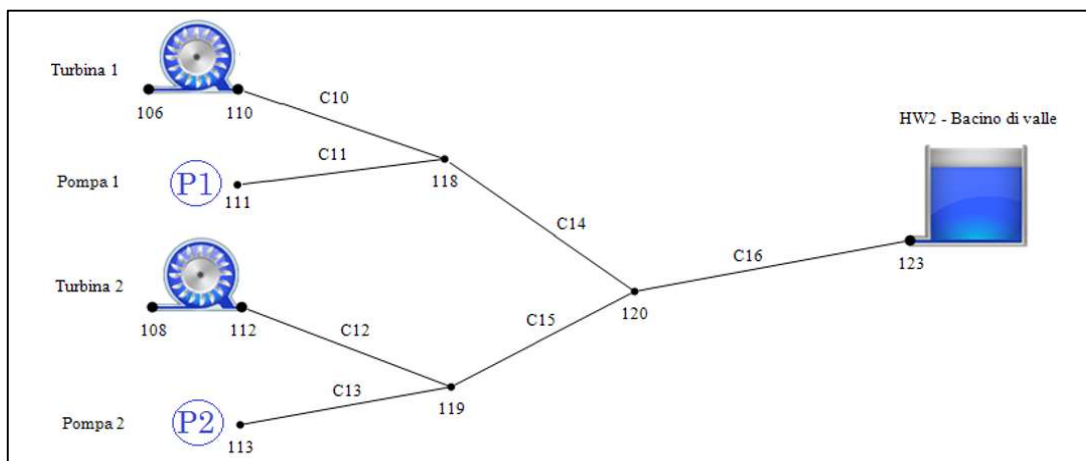


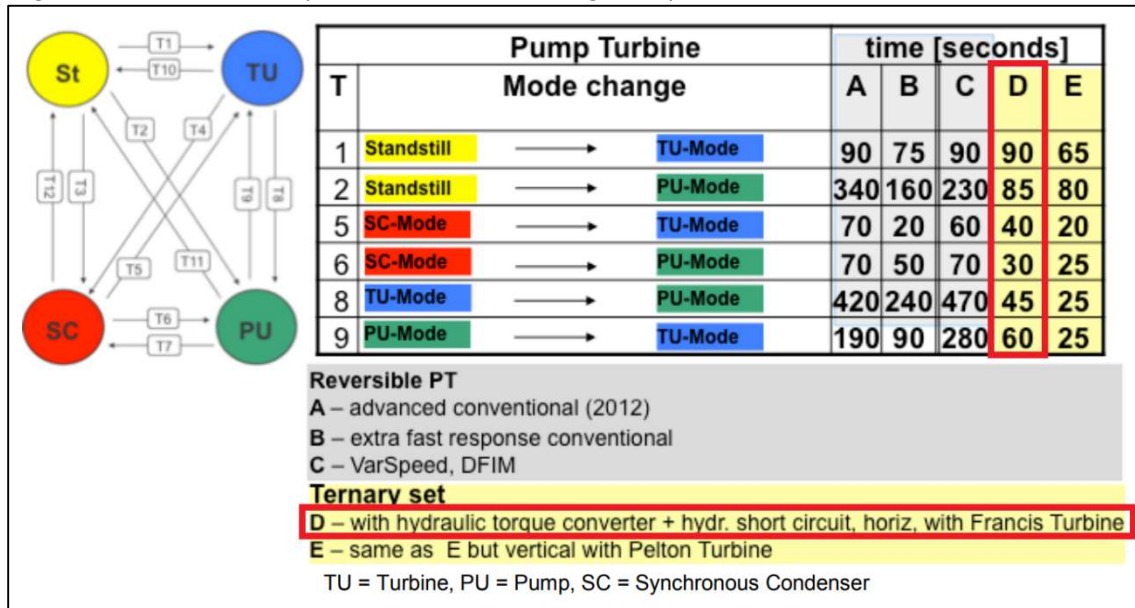
Figura 3 - Schematizzazione del tratto di valle dell'impianto

Sono stati modellati gli scenari seguenti che descrivono le condizioni più gravose sia in termini di sovrappressione che di massime oscillazioni all'interno del pozzo piezometrico:

Scenario	Manovra	Quota bacino monte	Quota bacino valle
G1	da impianto fermo a massima generazione	minima regolazione 946,00 m s.l.m.	minima regolazione 468,00 m s.l.m.
G2	da massima generazione a impianto fermo	massimo invaso 952,74 m s.l.m.	minima regolazione 468,00 m s.l.m.
P1	da impianto fermo a massimo pompaggio	massimo invaso 952,74 m s.l.m.	massima regolazione 486,50 m s.l.m.
P2	da massimo pompaggio a impianto fermo	minima regolazione 946,00 m s.l.m.	massima regolazione 486,50 m s.l.m.
GP	da massima generazione a massimo pompaggio	massima regolazione 951,24 m s.l.m.	minima regolazione 468,00 m s.l.m.
PG	da massimo pompaggio a massima generazione	minima regolazione 946,00 m s.l.m.	massima regolazione 486,50 m s.l.m.

Tabella 1 - Scenari modellati

In *Figura 4* si riportano le tempistiche utilizzate in WHAMO per la rapida manovra degli organi idraulici di valle (pompe e turbine di *Figura 2*) responsabili del transitorio di moto.



*Figura 4 – Tempi di manovra degli organi idraulici (fonte: Fisher et al 2012<sup>2</sup>); in rosso sono stati indicati i tempi associati alle macchine previste, ossia gruppi ternari ad asse orizzontale con convertitore di coppia, corto-circuito idraulico e turbine di tipo Francis*

Si utilizzano, negli scenari appena descritti, i tempi seguenti:

- avvio turbine e passaggio da impianto fermo a massima generazione 90 s
- passaggio da impianto a massima generazione a impianto fermo 15 s
- avvio pompe e passaggio da impianto fermo a massimo pompaggio 85 s
- passaggio da impianto a massimo pompaggio a impianto fermo 15 s
- passaggio da massima generazione a massimo pompaggio 45 s
- passaggio da massimo pompaggio a massima generazione 60 s

<sup>2</sup> Fisher, R.K., J. Koutnik, L. Meier, V. Loose, K. Engels, and T. Beyer, "A Comparison of Advanced Pumped Storage Equipment Drivers in the US and Europe," HydroVision International, 2012.

### 4.3 RISULTATI DEGLI SCENARI

Si riportano i risultati ottenuti per i diversi scenari, differenziando il tratto di monte e di valle rispetto alla centrale.

Per gli scenari di monte sono riportati i livelli d'acqua all'interno del pozzo piezometrico e le sovrappressioni raggiunte nei vari nodi della condotta. Per i tratti di valle invece sono riportate le sole sovrappressioni.

Per quanto riguarda il pozzo piezometrico, si deve verificare che l'oscillazione dei livelli d'acqua sia compresa tra la sua quota minima e massima, così fissate:

- limite inferiore - quota fondo: 921,00 m s.l.m.
- limite superiore - quota massima: 978,75 m s.l.m.

Si sottolinea come gli scenari siano pensati per descrivere "condizioni estreme" di utilizzo dell'impianto, che una normale e studiata gestione si premurerà di evitare. Verificando che anche in queste condizioni risulti comunque assicurato un corretto funzionamento del pozzo piezometrico, e che le sovrappressioni generate siano tali da non danneggiare alcun elemento appartenente al sistema di tubazioni o ad esso direttamente connesso, ci si pone in condizione di sicurezza.

#### 4.3.1 SCENARIO G1

Lo scenario G1 modella il tratto d'impianto a monte della centrale in condizioni di avvio (in 90 s) a massimo carico delle due turbine, partendo da una condizione del bacino di monte e di valle di minima regolazione, rispettivamente pari a di 946,00 m s.l.m. e 468,00 m s.l.m. L'introduzione di questo scenario è finalizzata a verificare che l'oscillazione indotta dallo svuotamento iniziale nel pozzo piezometrico non comporti il raggiungimento del livello minimo del pozzo, con conseguente ingresso di aria che danneggerebbe le turbine.

##### 4.3.1.1 G1 - TRATTO DI MONTE

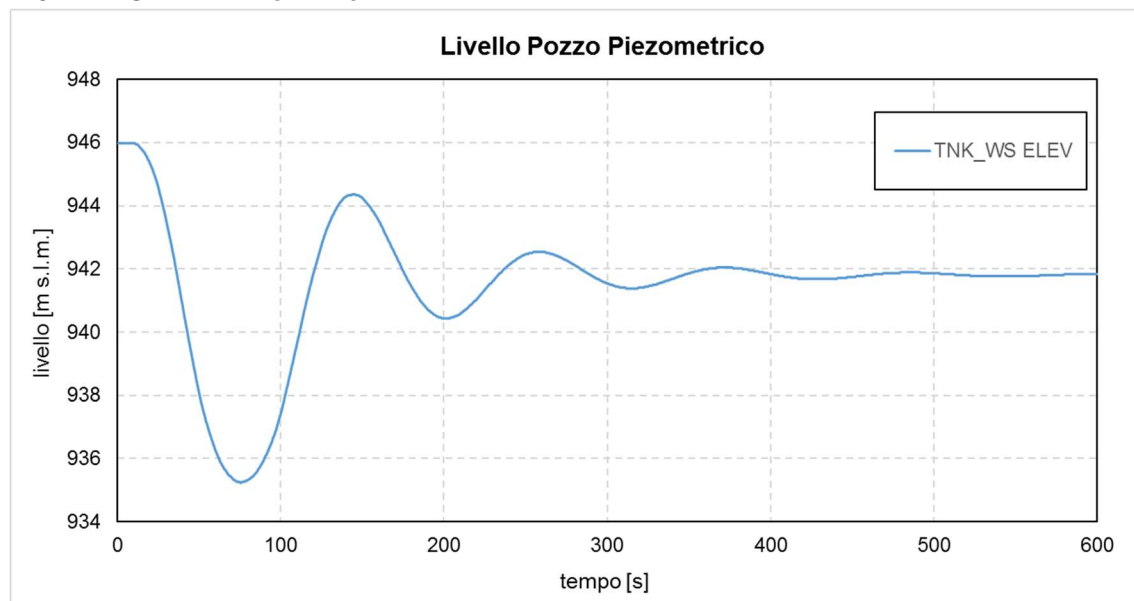


Figura 5 – Scenario G1 - Livello nel pozzo piezometrico

Il risultato della modellazione rappresentato in *Figura 5* accerta come l'oscillazione del pozzo sia sempre compresa tra la quota massima e minima.

In *Figura 6* si riporta l'andamento delle sovrappressioni, aventi segno negativo. Il risultato più significativo è raggiunto nei nodi di valle, dove il valore di -33,50 m corrisponde ad una variazione del -6,40% rispetto al carico statico ( $H_s = 523,00$  m), dato dalla differenza tra il livello del bacino di monte e l'asse delle macchine.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
1	0,00	Bacino monte	-0,80	-0,20%
100	1256,00	Pozzo	-10,70	-2,00%
101	1268,00	Condotta	-10,80	-2,10%
102	1270,00	Condotta	-12,60	-2,40%
103	3707,00	Condotta	-28,40	-5,40%
104	3757,00	Condotta	-32,40	-6,20%
104	3757,00	Centrale	-33,50	-6,20%

Tabella 2 – Scenario G1 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di monte

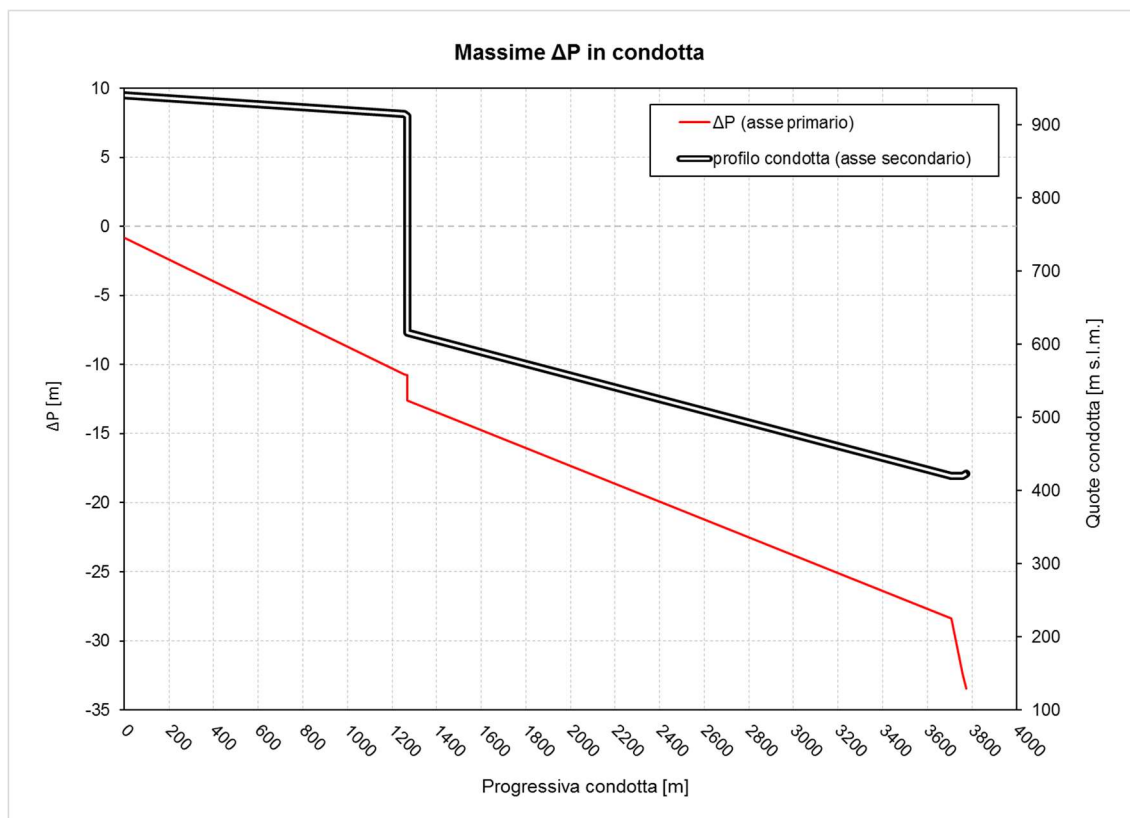


Figura 6 – Scenario G1 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di monte

#### 4.3.1.2 G1 - TRATTO DI VALLE

Nel tratto di valle le sovrappressioni raggiungono il valore di 2,93 m nei nodi prossimi alla centrale. Rispetto al carico statico ( $H_s = 45$  m), dato dalla differenza tra il livello del bacino di valle e l'asse delle macchine, questo risultato è corrispondente al 6,50%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
114	0,00	Centrale	2,93	6,50%
118	20,70	Condotta	2,74	6,10%
120	55,70	Condotta	2,41	5,40%
123	389,00	Bacino valle	0,00	0,00%

Tabella 3 - Scenario G1 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di valle

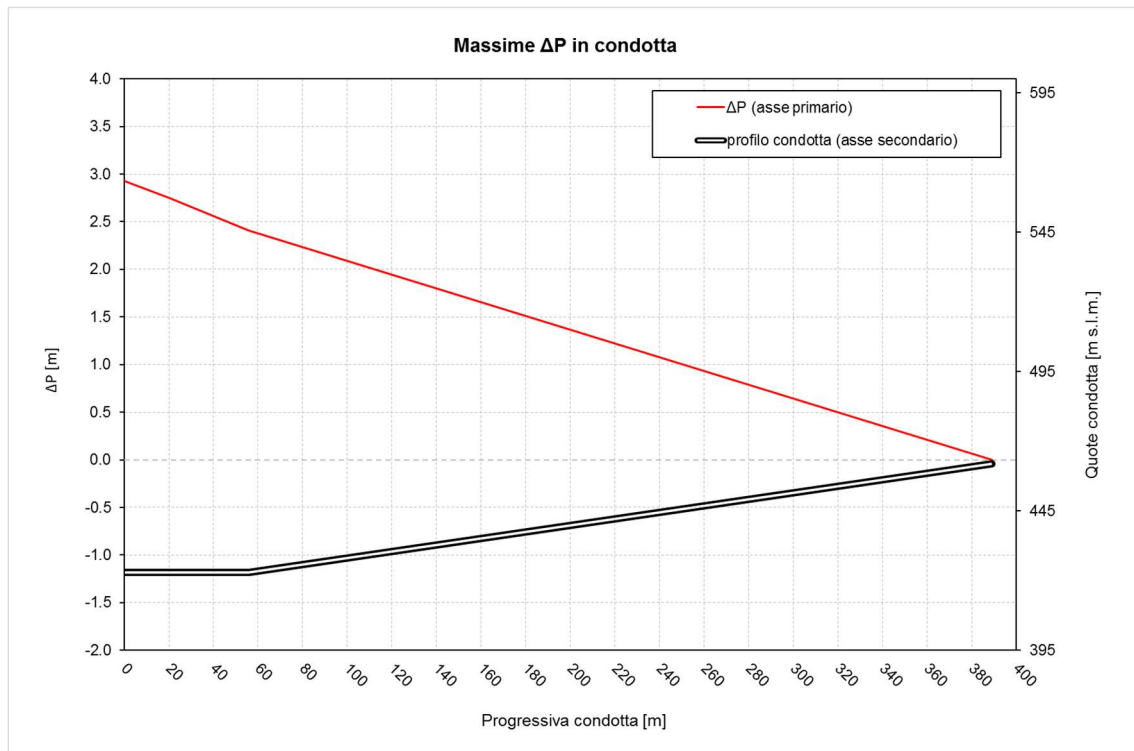


Figura 7 - Scenario G1 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di valle

#### 4.3.2 SCENARIO G2

Lo scenario G2 verifica il comportamento del tratto di impianto a monte della centrale conseguente al rapido arresto (in 15 s) delle due turbine in condizioni di massimo carico. Il livello del bacino di monte è di massimo invaso (952,74 m s.l.m.), quello del bacino di valle di minima regolazione (468,00 m s.l.m.). Questo scenario è pensato per verificare che l'oscillazione indotta nel pozzo piezometrico - a causa della massima quota statica iniziale e dalla rapida chiusura degli organi di valle - non raggiunga la sommità del pozzo stesso, e per valutare le massime sovrappressioni attese in caso di brusco arresto delle macchine.

##### 4.3.2.1 G2 - TRATTO DI MONTE

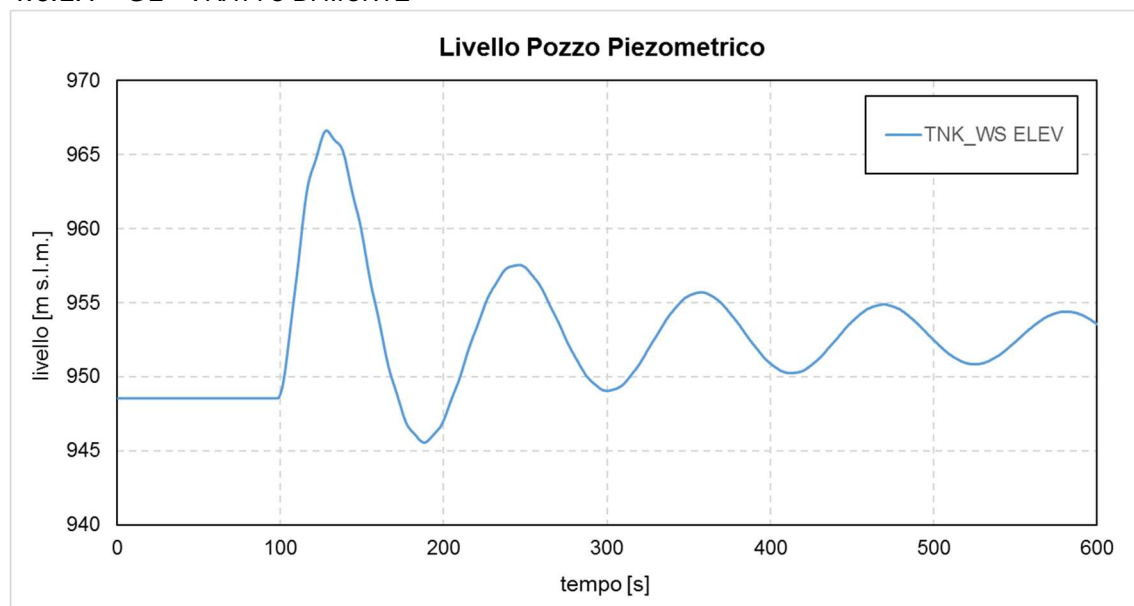


Figura 8 – Scenario G2 - Livello nel pozzo piezometrico

Il risultato della modellazione rappresentato in *Figura 8* accerta come l'oscillazione del pozzo sia sempre compresa tra la quota massima e minima.

In *Figura 9* sono rappresentate le sovrappressioni nei diversi nodi. Il valore più elevato è di 138,08 m, rispetto al carico statico ( $H_s = 529,74$  m) dato dalla differenza tra il livello del bacino di monte e l'asse delle macchine, esso corrisponde al 26,10%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
1	0,00	Bacino monte	0,61	0,10%
100	1256,00	Pozzo	25,18	4,80%
101	1268,00	Condotta	25,54	4,80%
102	1270,00	Condotta	32,19	6,10%
103	3707,00	Condotta	130,30	24,60%
104	3757,00	Condotta	135,82	25,60%
106	3773,00	Centrale	138,08	26,10%

Tabella 4 - Scenario G2 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di monte



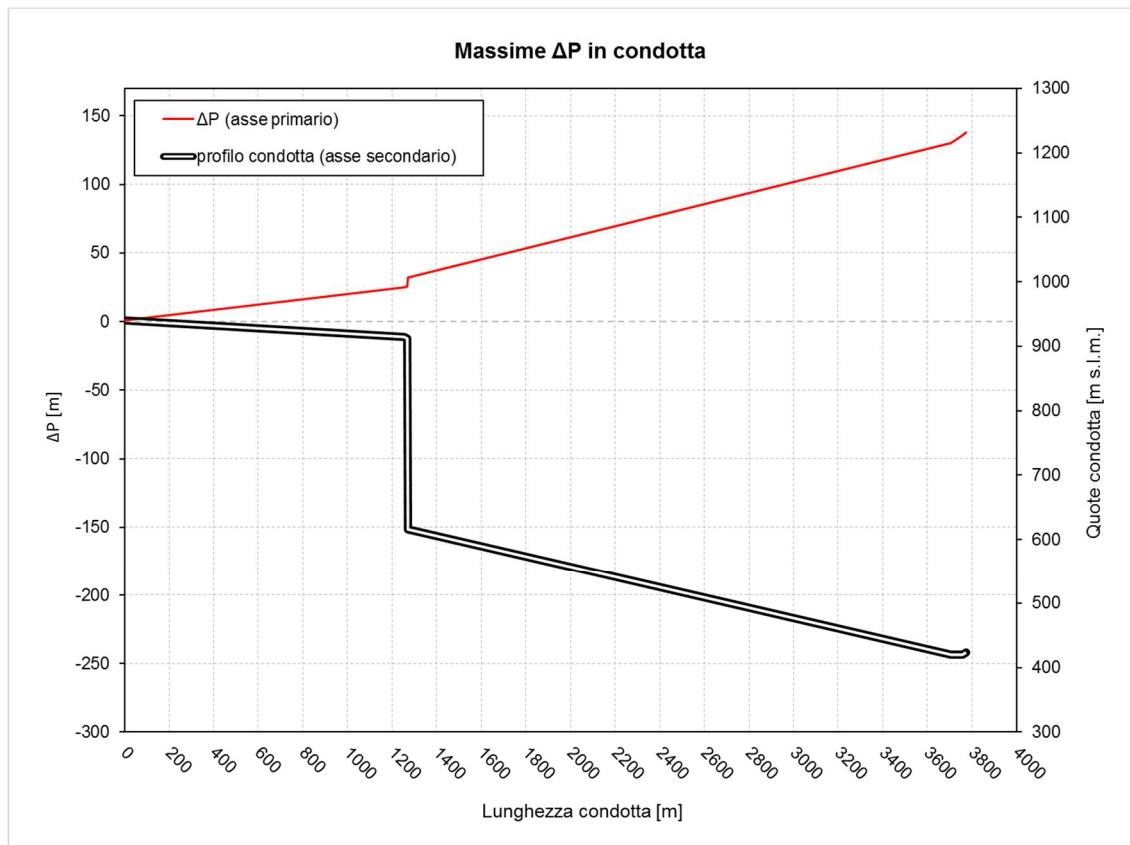


Figura 9 - Scenario G2 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di monte

#### 4.3.2.2 G2 - TRATTO DI VALLE

Nel tratto di valle le sovrappressioni, aventi segno negativo, raggiungono il valore di -18,65 m nei nodi prossimi alla centrale. Rispetto al carico statico ( $H_s = 45$  m), dato dalla differenza tra il livello del bacino di valle e l'asse delle macchine, questo risultato è corrispondente al -41,40%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
114	0,00	Centrale	-18,65	-41,40%
118	20,70	Condotta	-17,92	-39,80%
120	55,70	Condotta	-16,22	-36,00%
123	389,00	Bacino valle	0,00	0,00%

Tabella 5 - Scenario G2 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di valle

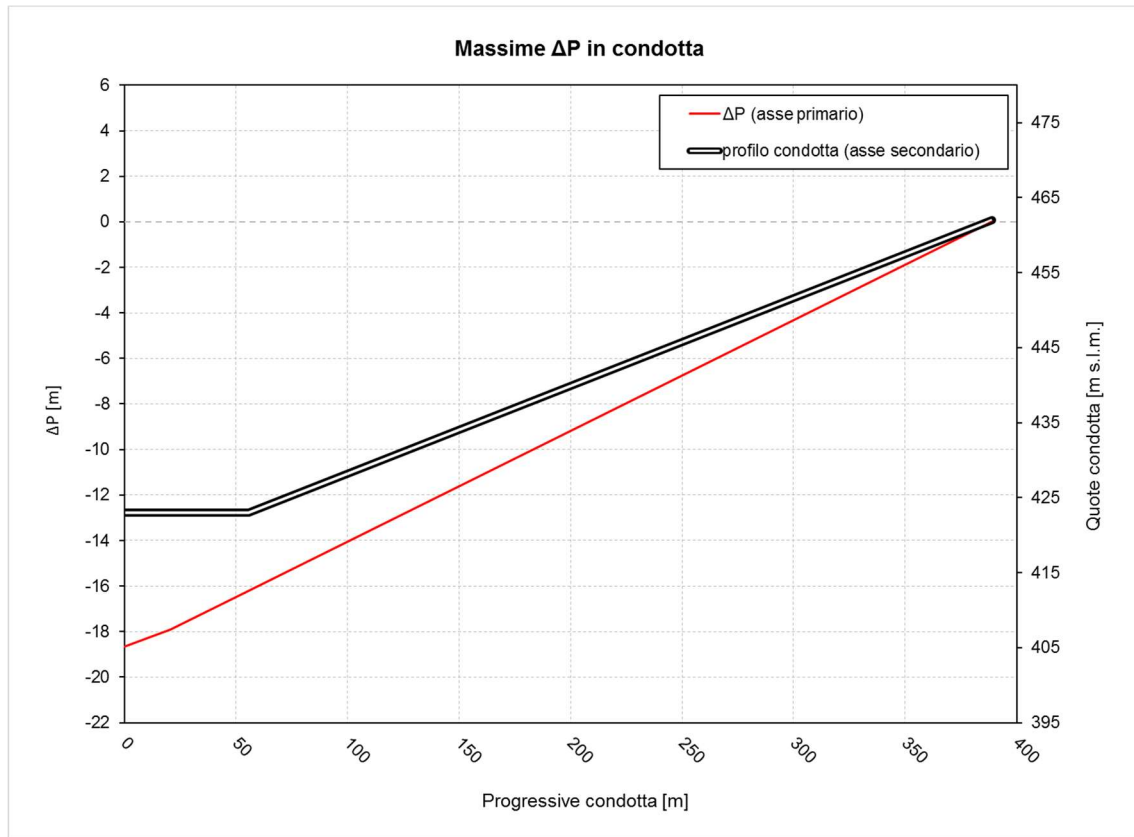


Figura 10 - Scenario G2 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di valle

### 4.3.3 SCENARIO P1

Lo scenario P1 verifica il comportamento del tratto di impianto a monte della centrale conseguente all'avvio (in 85 s) delle due pompe in condizioni di massimo carico.

Il livello del bacino di monte è di massimo invaso (952,74 m s.l.m.), quello del bacino di valle di massima regolazione (486,50 m s.l.m.). Questo scenario è pensato per verificare che in condizioni iniziali di "alto livello" del pozzo piezometrico (conseguente alla condizione di invaso del bacino di monte), l'oscillazione non raggiunga la sommità del pozzo stesso a seguito dell'innalzamento dato dall'avvio delle pompe di valle.

#### 4.3.3.1 P1 - TRATTO DI MONTE

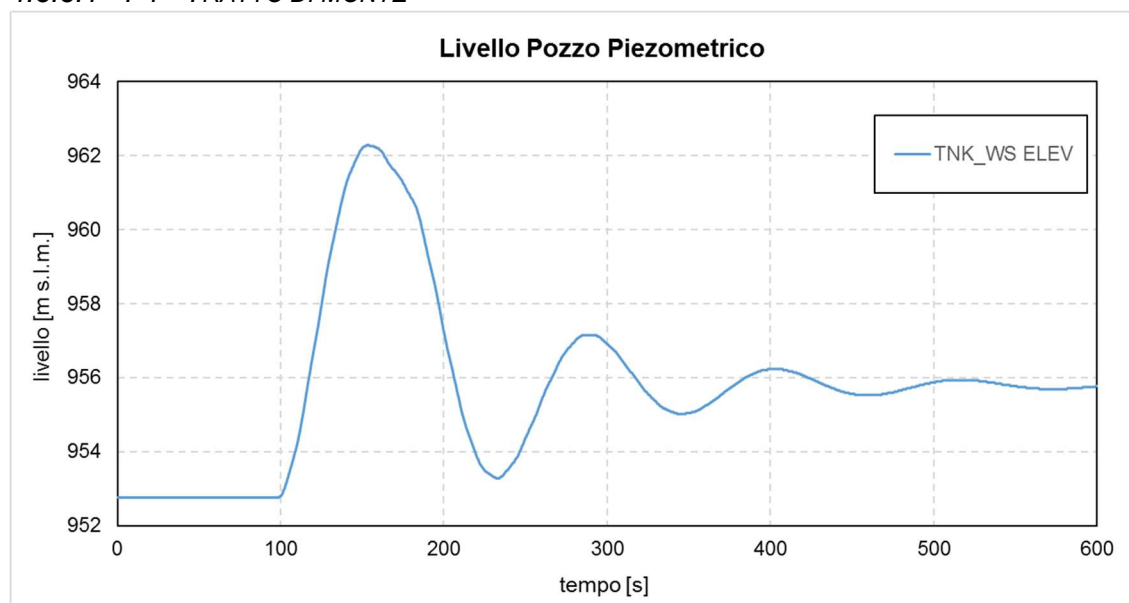


Figura 11 – Scenario P1 - Livello nel pozzo piezometrico

Il risultato della modellazione rappresentato in *Figura 11* accerta come l'oscillazione del pozzo sia sempre compresa tra la quota massima e minima.

In *Figura 12* sono rappresentate le sovrappressioni nei diversi nodi. Il valore più elevato è di 30,10 m, rispetto al carico statico ( $H_s = 529,74$  m) dato dalla differenza tra il livello del bacino di monte e l'asse delle macchine, esso corrisponde al 5,70%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
1	0,00	Bacino monte	0,00	0,00%
100	1256,00	Pozzo	9,50	1,80%
101	1268,00	Condotta	9,60	1,80%
102	1270,00	Condotta	11,60	2,20%
103	3707,00	Condotta	27,70	5,20%
104	3757,00	Condotta	23,70	4,50%
107	3773,00	Centrale	30,10	5,70%

Tabella 6 - Scenario P1 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di monte

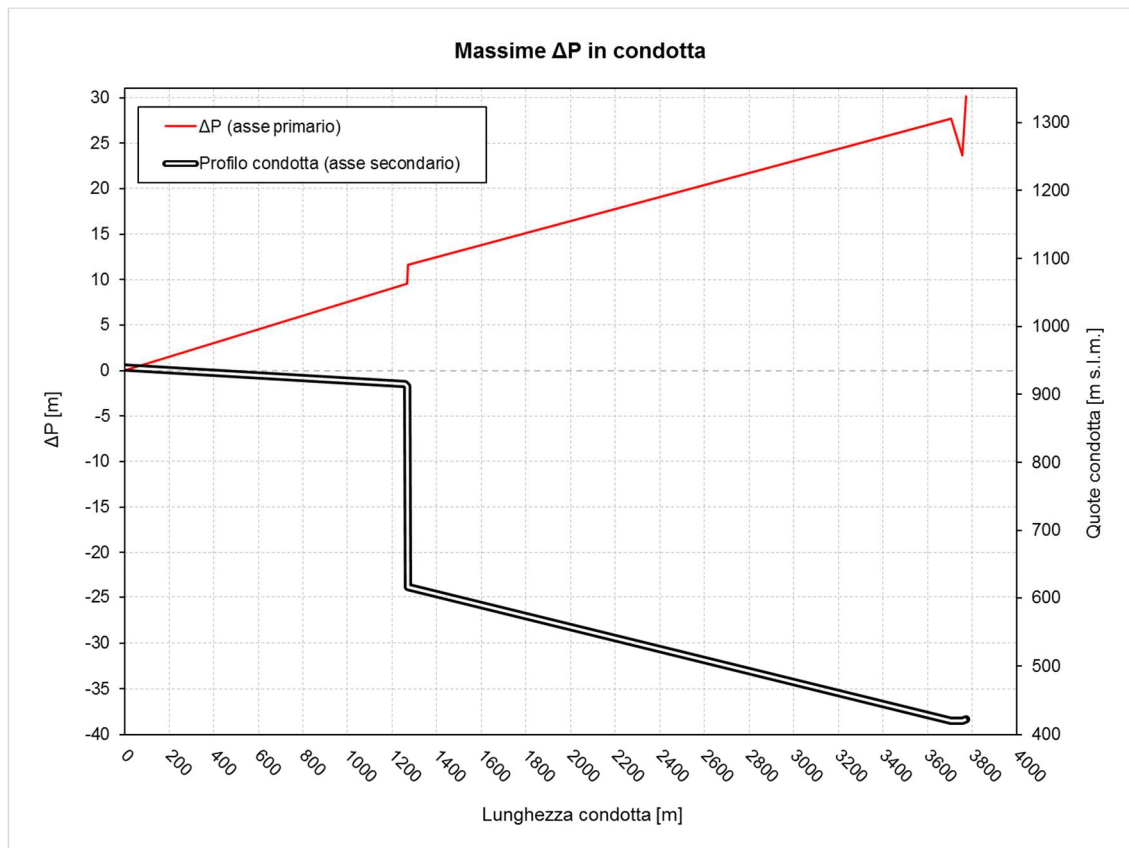


Figura 12 - Scenario P1 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di monte

#### 4.3.3.2 P1 - TRATTO DI VALLE

Nel tratto di valle le sovrappressioni, aventi segno negativo, raggiungono il valore -4,15 m nei nodi prossimi alla centrale. Rispetto al carico statico ( $H_s = 63,50$  m), dato dalla differenza tra il livello del bacino di valle e l'asse delle macchine, questo risultato è corrispondente al -6,50%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
114	0,00	Centrale	-4,15	-6,50%
118	20,70	Condotta	-3,93	-6,20%
120	55,70	Condotta	-3,41	-5,40%
123	389,00	Bacino valle	-0,61	-1,00%

Tabella 7 - Scenario P1 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di valle

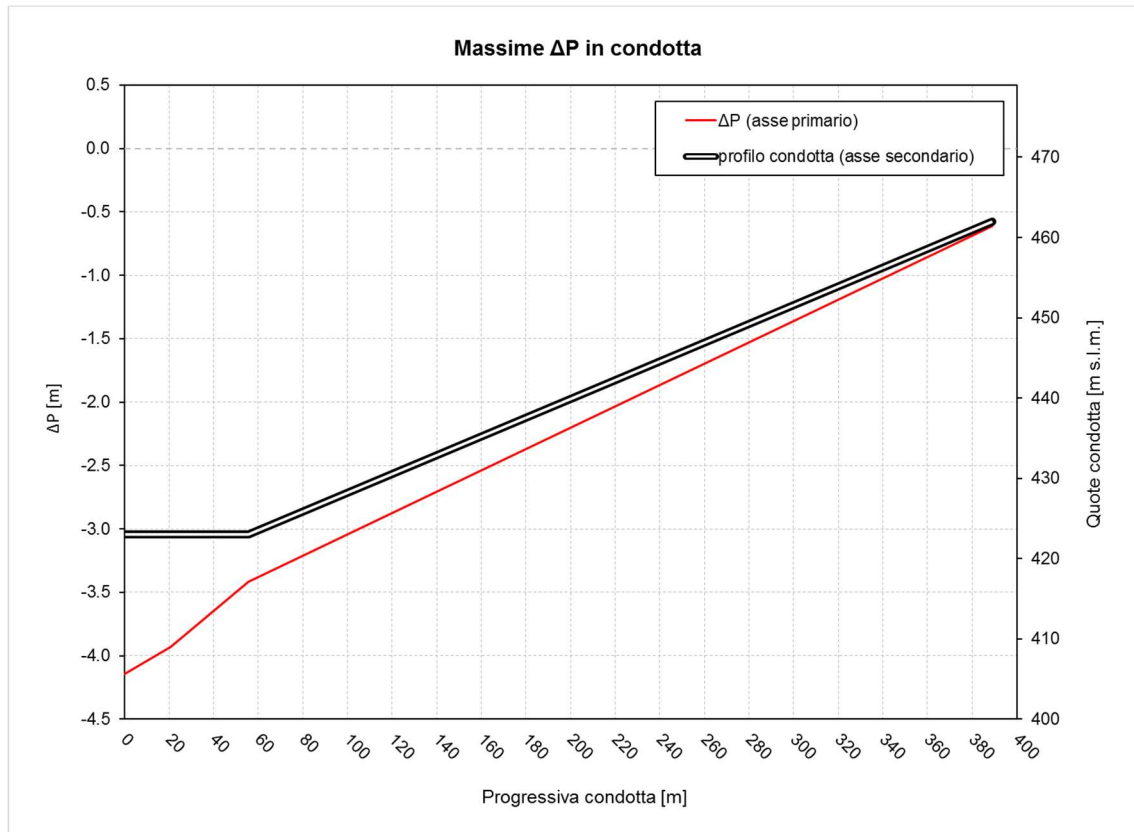


Figura 13 - Scenario P1 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di valle

#### 4.3.4 SCENARIO P2

Lo scenario P2 verifica il comportamento del tratto di impianto a monte della centrale conseguente al blocco (in 15 s) delle due pompe in condizioni di massimo carico.

Il livello del bacino di monte è di minimo invaso (946,00 m s.l.m.), quello del bacino di valle di massima regolazione (486,50 m s.l.m.). Questo scenario è pensato per verificare che in condizioni iniziali di "basso livello" del pozzo piezometrico (conseguente alla condizione di invaso del bacino di monte) il blocco delle pompe non porti allo svuotamento del pozzo piezometrico.

##### 4.3.4.1 P2 - TRATTO DI MONTE

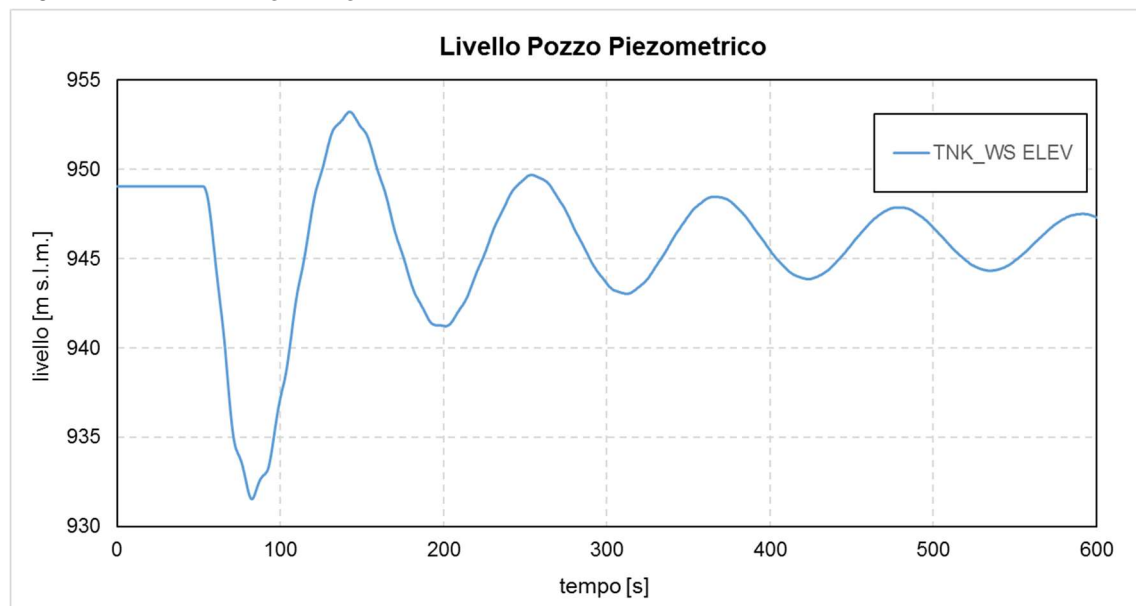


Figura 14 - Scenario P2 - Livello nel pozzo piezometrico

Il risultato della modellazione rappresentato in *Figura 14* accerta come l'oscillazione del pozzo sia sempre compresa tra la quota massima e minima.

In *Figura 15* sono rappresentate le sovrappressioni modellate nei diversi nodi, aventi segno negativo. Il valore più elevato è di -128.5 m, rispetto al carico statico ( $H_s = 523$  m) dato dalla differenza tra il livello del bacino di monte e l'asse delle macchine, esso corrisponde a -24,60%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
1	0,00	Bacino monte	0,00	0,00%
100	1256,00	Pozzo	-27.4	-5.20%
101	1268,00	Condotta	-27.6	-5.30%
102	1270,00	Condotta	-37.7	-7.20%
103	3707,00	Condotta	-125.2	-23.90%
104	3757,00	Condotta	-123.2	-23.60%
107	3773,00	Centrale	-128.5	-24.60%

Tabella 8 - Scenario P2 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di monte

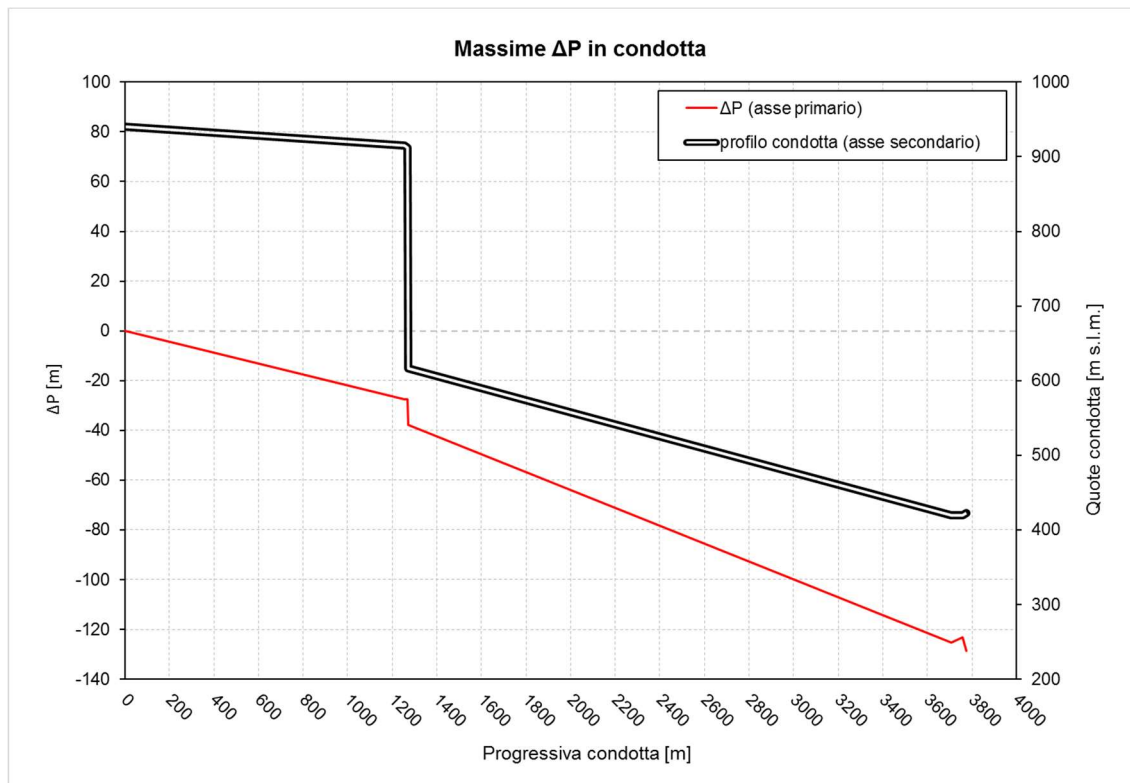


Figura 15 - Scenario P2 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di monte

#### 4.3.4.2 P2 - TRATTO DI VALLE

Nel tratto di valle le sovrappressioni raggiungono il valore 4,63 m nei nodi prossimi alla centrale. Rispetto al carico statico ( $H_s = 63,50$  m), dato dalla differenza tra il livello del bacino di valle e l'asse delle macchine, questo risultato è corrispondente al 7,30%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
114	0,00	Centrale	20.30	32.0%
118	20,70	Condotta	19.69	31.0%
120	55,70	Condotta	17.92	28.2%
123	389,00	Bacino valle	0.61	1.0%

Tabella 9 - Scenario P2 - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di valle

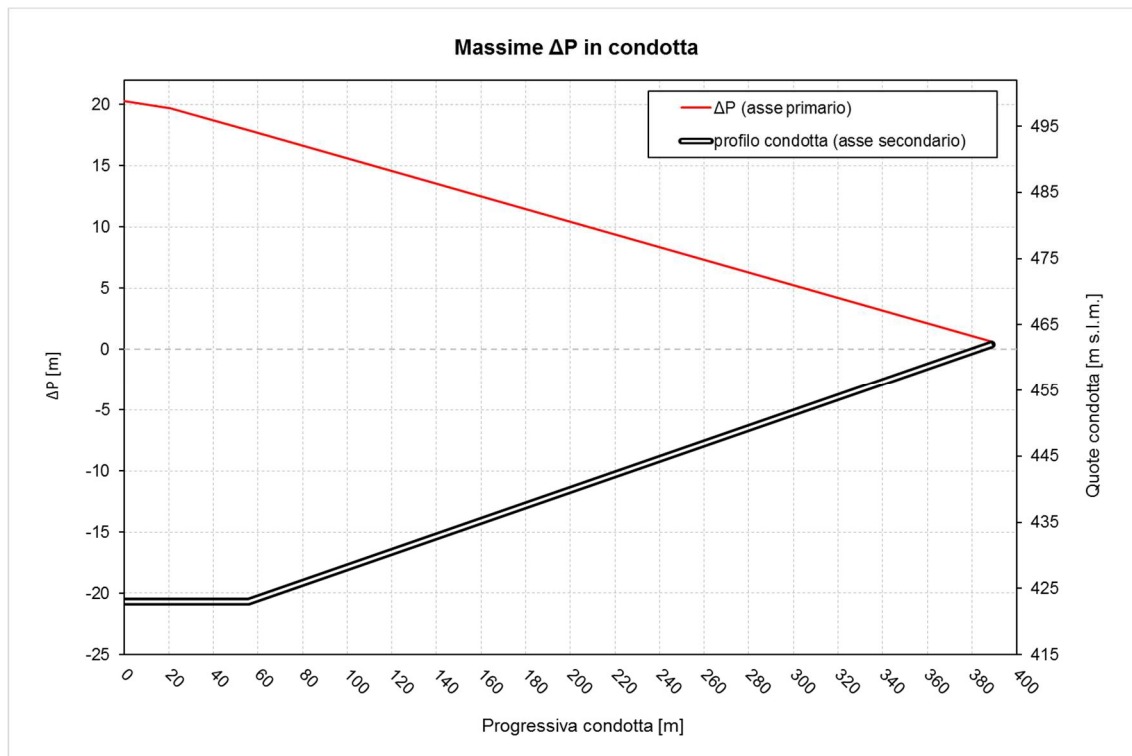


Figura 16 - Scenario P2 - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di valle



#### 4.3.5 SCENARIO PG

Lo scenario PG verifica il comportamento dell'impianto a seguito del passaggio (in 60 s) da massimo pompaggio a massimo carico a generazione a massimo carico.

Il livello del bacino di monte è di minimo invaso (946,00 m s.l.m.), quello del bacino di valle di massima regolazione (486,50 m s.l.m.). Questo scenario è finalizzato a verificare che l'oscillazione indotta dallo svuotamento iniziale nel pozzo piezometrico non comporti il raggiungimento del livello minimo del pozzo, con conseguente ingresso di aria che danneggerebbe le turbine.

##### 4.3.5.1 PG - TRATTO DI MONTE

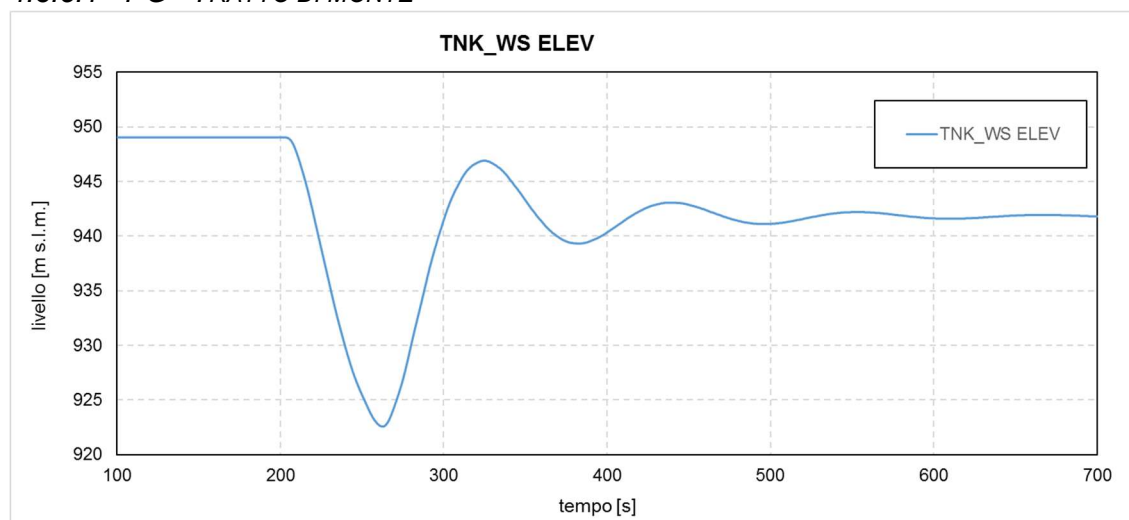


Figura 17 - Scenario PG - Livello nel pozzo piezometrico

Il risultato della modellazione rappresentato in *Figura 17* accerta come l'oscillazione del pozzo sia sempre compresa tra la quota massima e minima.

In *Figura 18* sono rappresentate le sovrappressioni modellate nei diversi nodi, aventi segno negativo. Il valore più elevato è di -79,86 m, rispetto al carico statico ( $H_s = 523$  m) dato dalla differenza tra il livello del bacino di monte e l'asse delle macchine, esso corrisponde a -15,30%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
1	0,00	Bacino monte	-0,67	-0,10%
100	1256,00	Pozzo	-26,21	-5,00%
101	1268,00	Condotta	-26,82	-5,10%
102	1270,00	Condotta	-31,97	-6,10%
103	3707,00	Condotta	-73,98	-14,10%
104	3757,00	Condotta	-72,45	-13,90%
106	3773,00	Centrale	-79,86	-15,30%

Tabella 10 - Scenario PG - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di monte

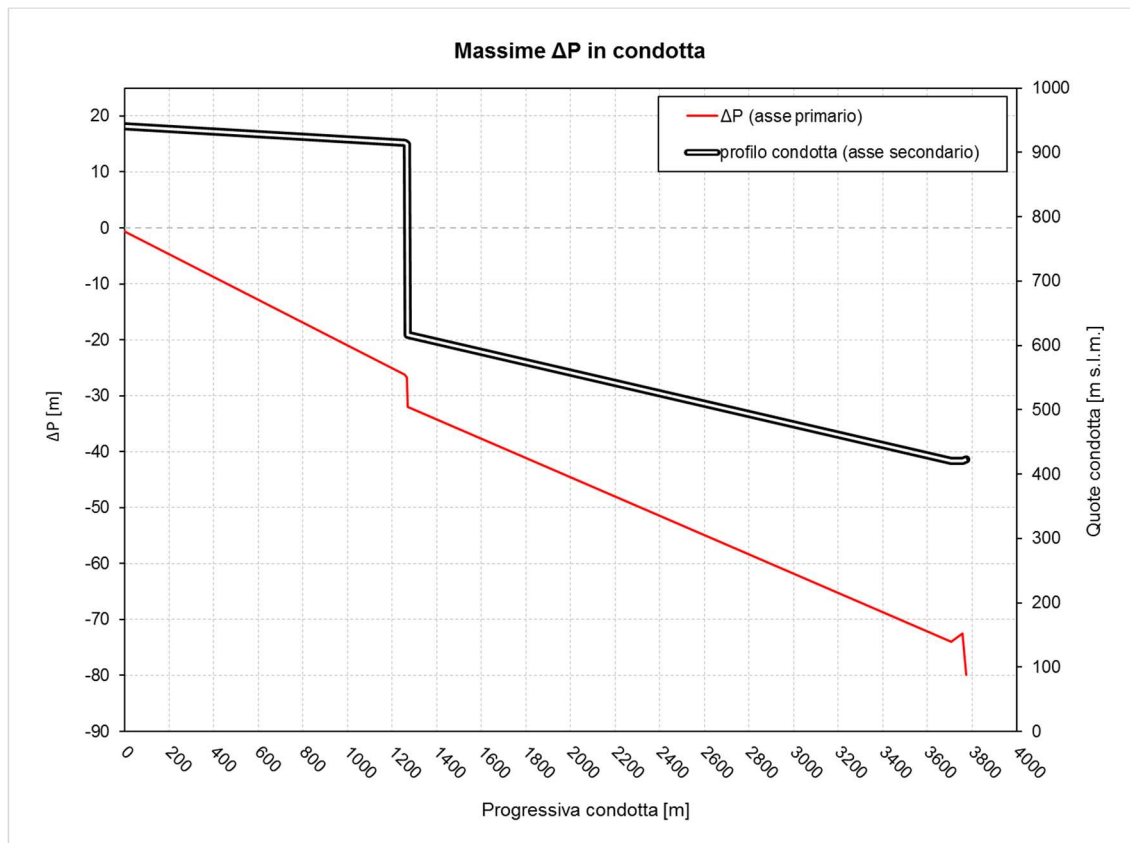


Figura 18 - Scenario PG - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di monte

#### 4.3.5.2 PG - TRATTO DI VALLE

Nel tratto di valle le sovrappressioni raggiungono il valore 10,09 m nei nodi prossimi alla centrale. Rispetto al carico statico ( $H_s = 63,5$  m), dato dalla differenza tra il livello del bacino di valle e l'asse delle macchine, questo risultato è corrispondente al 15,9%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
114	0,00	Centrale	10,09	15,90%
118	20,70	Condotta	9,02	14,20%
120	55,70	Condotta	7,89	12,40%
123	389,00	Bacino valle	0,61	1,00%

Tabella 11 - Scenario PG - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di valle

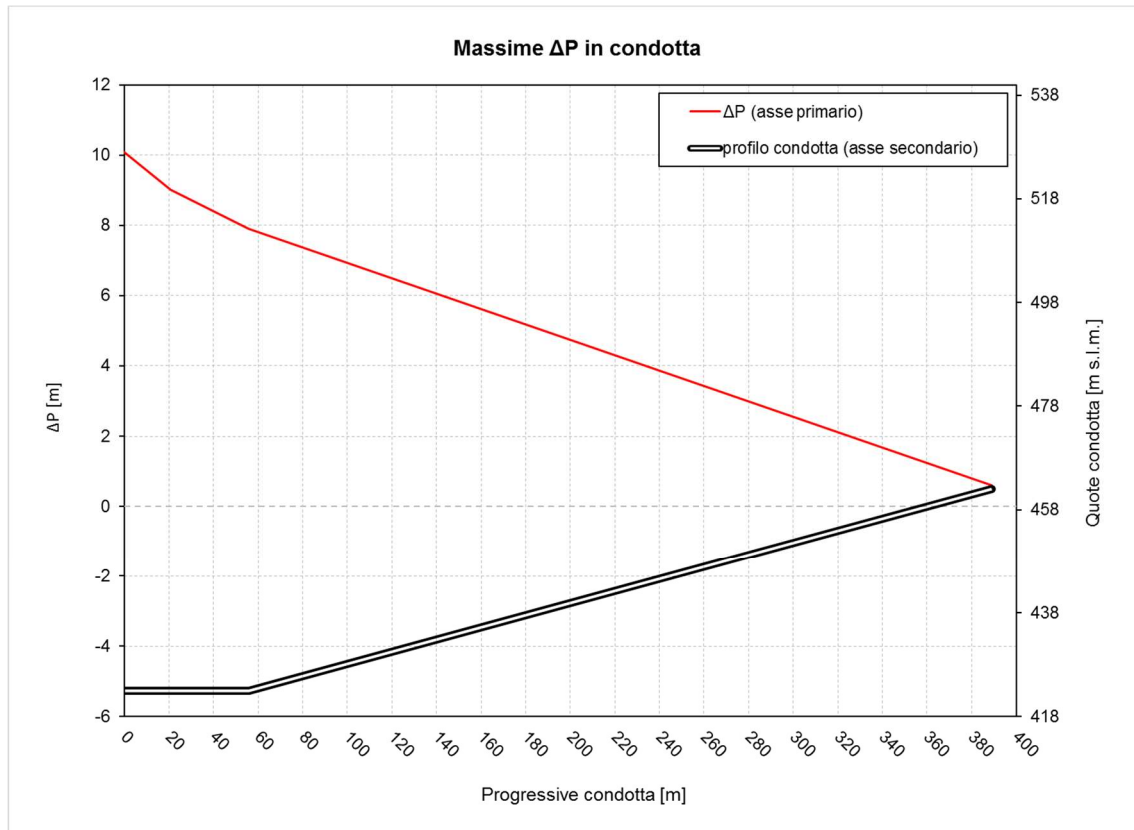


Figura 19 - Scenario PG - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di valle

#### 4.3.6 SCENARIO GP

Lo scenario GP verifica il comportamento dell'impianto a seguito del passaggio (in 45 s) da massima generazione a massimo pompaggio.

Il livello del bacino di monte è di massima regolazione (951,24 m s.l.m.), quello del bacino di valle di minima regolazione (468,00 m s.l.m.). Questo scenario è pensato per verificare che in condizioni iniziali di "alto livello" del pozzo piezometrico (conseguente alla condizione di invaso del bacino di monte) lo scambio da pompaggio a produzione non porti al raggiungimento del livello massimo pozzo.

##### 4.3.6.1 GP - TRATTO DI MONTE

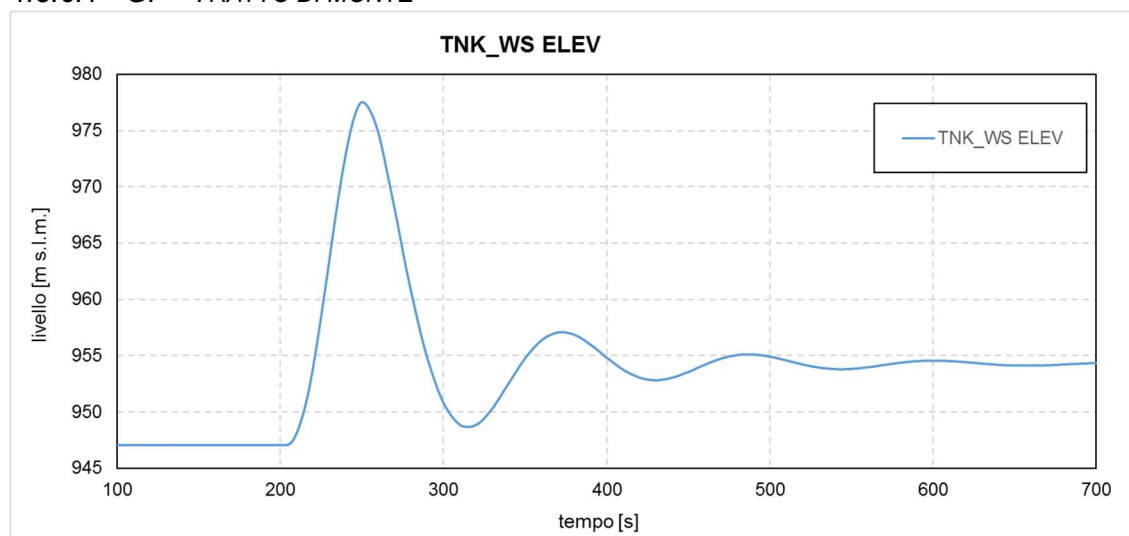


Figura 20 - Scenario GP - Livello nel pozzo piezometrico

Il risultato della modellazione rappresentato in *Figura 20* accerta come l'oscillazione del pozzo sia sempre compresa tra la quota massima e minima.

In *Figura 21* sono rappresentate le sovrappressioni modellate nei diversi nodi. Il valore più elevato è di 105,89 m, rispetto al carico statico ( $H_s = 528,24$  m) dato dalla differenza tra il livello del bacino di monte e l'asse delle macchine, esso corrisponde a 20,10%

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
1	0,00	Bacino monte	0,61	0,10%
100	1256,00	Pozzo	33,86	6,40%
101	1268,00	Condotta	33,80	6,40%
102	1270,00	Condotta	39,20	7,40%
103	3707,00	Condotta	97,57	18,50%
104	3757,00	Condotta	104,12	19,70%
106	3773,00	Centrale	105,89	20,10%

Tabella 12 - Scenario GP - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di monte

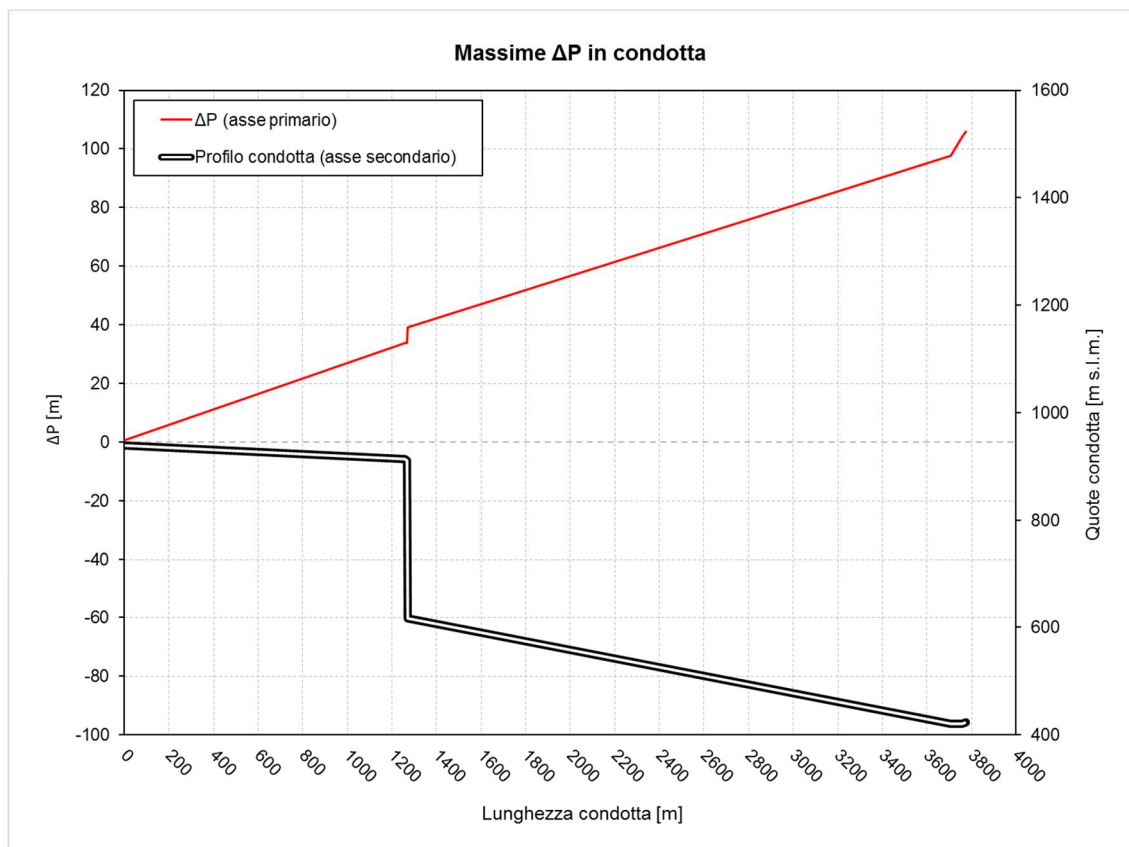


Figura 21 - Scenario GP - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di monte

#### 4.3.6.2 GP - TRATTO DI VALLE

Nel tratto di valle le sovrappressioni, aventi segno negativo, raggiungono il valore -11,28 m nei nodi prossimi alla centrale. Rispetto al carico statico ( $H_s = 45$  m), dato dalla differenza tra il livello del bacino di valle e l'asse delle macchine, questo risultato è corrispondente al -25,10%.

Nodo	Progressiva (m)	Elemento	$\Delta P$ (m)	$\Delta P$ (%)
114	0,00	Centrale	-11,28	-25,10%
118	20,70	Condotta	-10,70	-23,80%
120	55,70	Condotta	-9,45	-21,00%
123	389,00	Bacino valle	-0,03	-0,10%

Tabella 13 - Scenario GP - Valori delle sovrappressioni massime nei nodi di valle

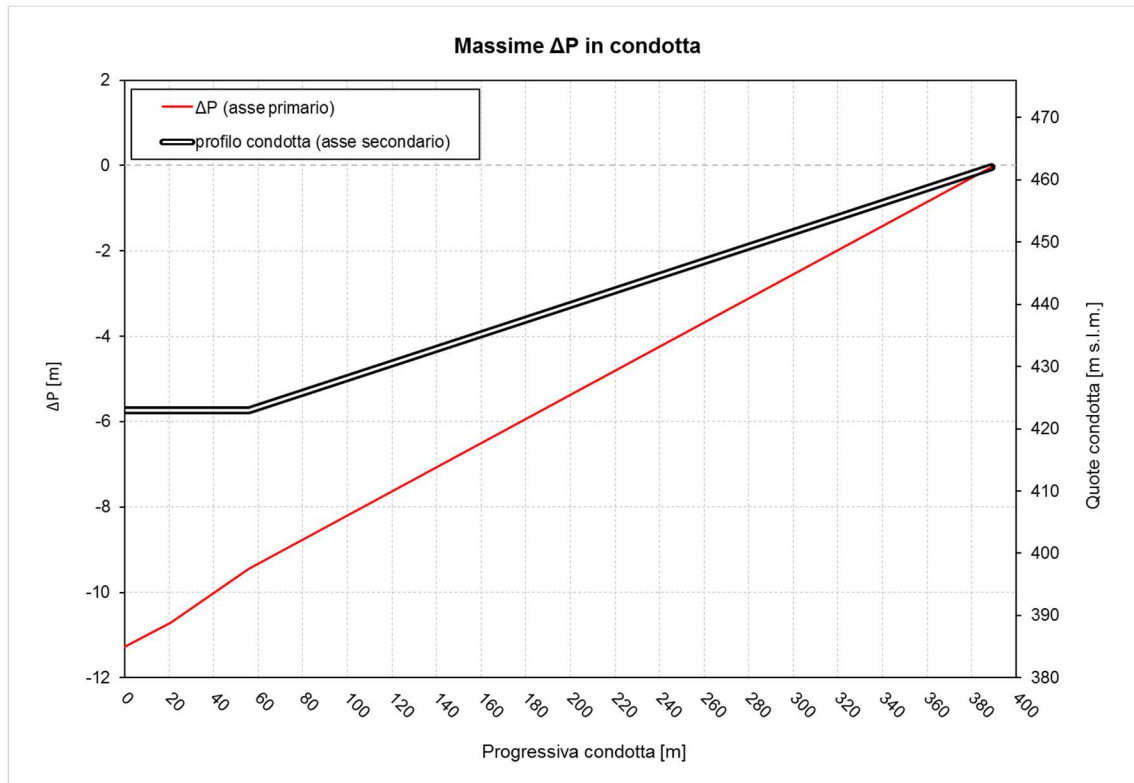


Figura 22 - Scenario GP - Andamento delle sovrappressioni lungo il tratto di valle

#### 4.4 CONCLUSIONI

Nella tabella sono riassunti per ogni scenario i risultati in termini di:

- livelli massimi e minimi raggiunti nel pozzo piezometrico
- valori più elevati di sovrappressione (in corrispondenza delle macchine idrauliche)

Scenario	Livello minimo pozzo [m s.l.m.]	Livello massimo pozzo [m s.l.m.]	Sovrappressione monte [m]	Sovrappressione valle [m]
G1	935,20	946,00	-33,50	2,93
G2	945,60	966,60	<b>138,08</b>	-18,65
P1	952,80	962,30	30,10	-4,15
P2	931,50	953,20	-128,50	<b>20,30</b>
PG	<b>922,58</b>	949,00	-79,86	10,09
GP	947,10	<b>977,51</b>	105,89	-11,28

Tabella 14 – Risultati riassuntivi dell'analisi dei transitori di moto vario

Il pozzo piezometrico è verificato in quanto il livello raggiunto al suo interno è sempre contenuto tra il limite inferiore (921,00 m s.l.m.) e quello superiore (978,75 m s.l.m.).

## 5 DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DEVIATORE DEL TORRENTE FICOCCHIA

Il bacino di valle occuperà parzialmente l'alveo del torrente Ficocchia. La dimensione del bacino ha reso necessaria la realizzazione di un'opera di incanalamento del torrente all'interno di un canale artificiale di calcestruzzo, previsto sul lato Ovest del bacino di valle.

Questa canalizzazione artificiale si rende necessaria al fine di poter smaltire in sicurezza la portata di piena derivante da un eventuale collasso della diga di Saetta, senza arrecare danno al piede della nuova diga.

In questo capitolo vengono descritte le analisi eseguite preliminari che sono state eseguite per verificare che la portata di piena venga smaltita in sicurezza.

### 5.1 MODELLO UTILIZZATO

La propagazione della piena di progetto nel corso d'acqua e nelle aree esondabili è stata analizzata tramite il software del Genio Militare Americano HEC-RAS, che rappresenta uno strumento di riferimento a livello internazionale per la modellazione idraulica.

In particolare, è stato deciso di impiegare un modello monodimensionale stazionario. La monodimensionalità è stata ritenuta idonea in quanto l'elemento principale di questa analisi, ossia la canalizzazione del Ficocchia, ha uno sviluppo fondamentale lineare; la stazionarietà del modello è stata scelta in quanto ritenuta cautelativa e più stabile (manchevole dunque dei fenomeni di instabilità numerica che spesso si riscontrano nelle analisi non stazionarie).

## 5.2 GEOMETRIA

La caratterizzazione geometrica dell'alveo e delle aree circostanti si basa su un DTM avente risoluzione di 1 m, eseguito nel 2013 tramite rilievi aerei LIDAR e ottici. Il tratto analizzato include la canalizzazione in calcestruzzo, più un tratto lungo circa 5 km a monte (fino alle immediate vicinanze della diga di Saetta) ed uno lungo circa 1 km a valle, in modo da trascurare gli effetti di disturbo indotti dalle condizioni al contorno. Sono state tracciate sezioni indicativamente ogni 50, infittendole tramite interpolazione presso la canalizzazione.

Se solitamente la geometria utilizzata in analisi idrauliche si avvale di rilievi topografici eseguiti in sito - per una più precisa valutazione del fondo alveo - in tal caso la grande disparità esistente tra la portata di riferimento (meglio specificata in seguito) e le dimensioni ridotte dell'alveo naturale possano far ritenere il DTM con celle di lato 1 m sufficiente per l'analisi idraulica.

In corrispondenza delle canalizzazioni, sono state imposte le geometrie di progetto, per le quali si prevede pertanto un canale lungo circa 690 m e suddiviso in questo modo:

- Un imbocco rettangolare che si restringe gradualmente da 70 m a 14 m, con muri che da 5 m passano a 7,5 m; questo tratto è lungo circa 160 m ed ha una pendenza di circa 11,4%;
- Un tratto a sezione rettangolare larga 14 m con muri di altezza tra 7,5 e 7 m; questo tratto è lungo circa 350 m ed ha una pendenza di circa 11,4%
- Uno sbocco a sezione rettangolare che si allarga gradualmente da 14 m a circa 55 m, con muri che da 7 m passano a 3 m; questo tratto è lungo circa 180 m ed ha una pendenza iniziale di 11,4% (per circa 80 m) e di 0,2% (per i restanti 100 m circa).

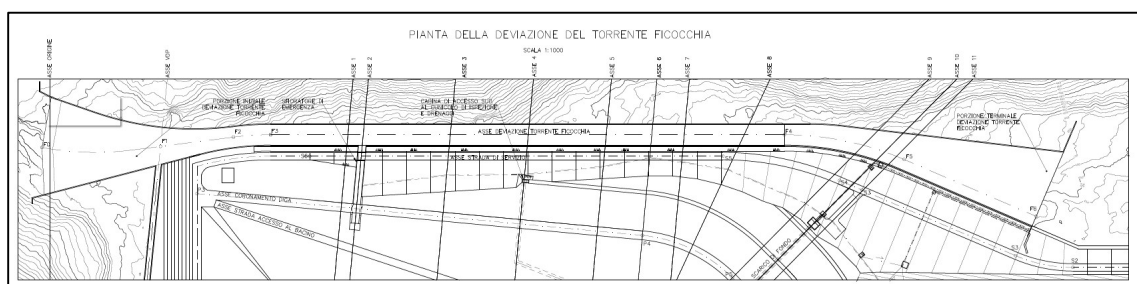


Figura 23 – Pianta della deviazione del torrente Ficocchia (monte a sx, valle a dx)

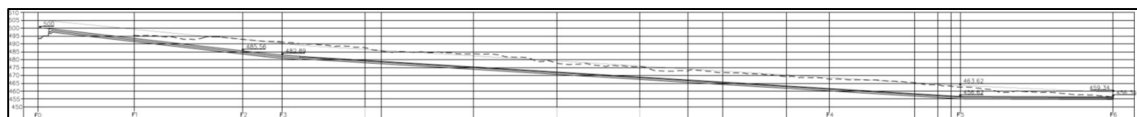


Figura 24 – Profilo altimetrico della deviazione del torrente Ficocchia



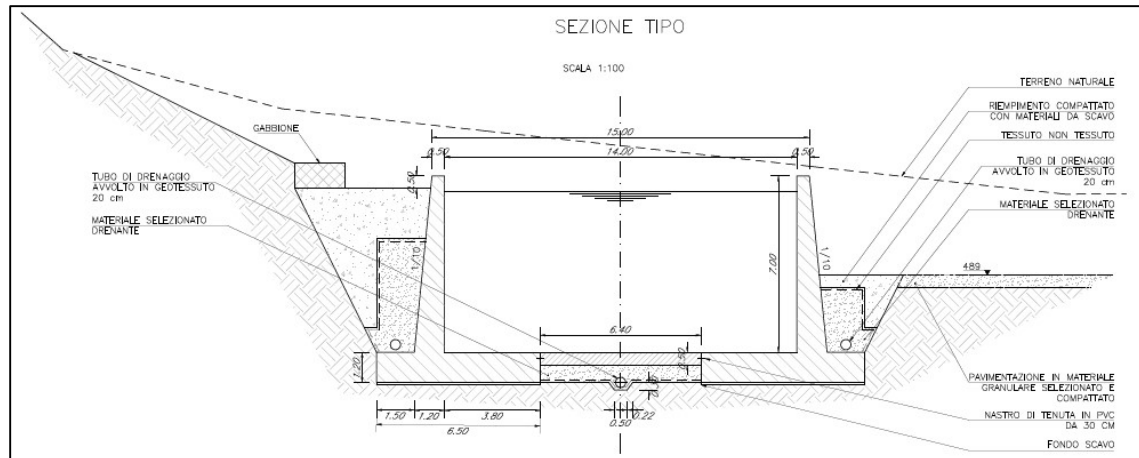


Figura 25 – Sezione tipo della canalizzazione del torrente Ficocchia

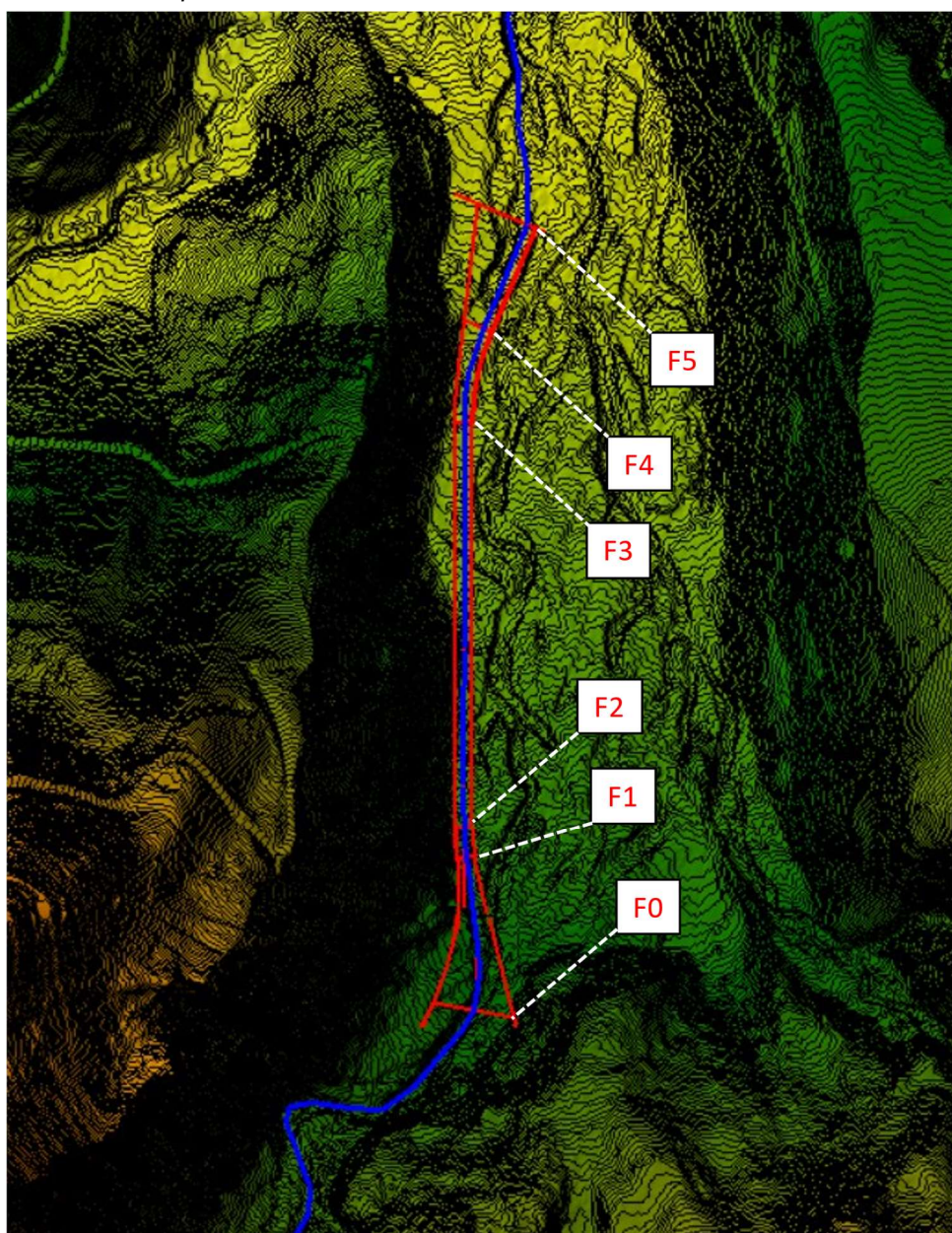


Figura 26 – Inquadramento della canalizzazione del Ficocchia (in rosso) all'interno della superficie topografica, con indicazione dell'alveo in blu ed indicazione delle sezioni di riferimento

### 5.3 PORTATA

La portata di riferimento è la portata attesa presso l'imbocco della canalizzazione del torrente Ficocchia in caso di collasso della diga di Saetta. Relativamente a questo evento catastrofico, è stato eseguito uno studio specifico da parte dell'ISMES: secondo questo studio, una rottura di tipo graduale indotta dallo sviluppo progressivo di una breccia (tipica per le dighe in terra come quella di Saetta) causerebbe un'onda di piena avente una portata di picco di  $1.924 \text{ m}^3/\text{s}$ , all'interno di un'onda di piena di durata pari a circa 20 minuti.

Lo stesso studio analizza anche come l'onda si propaga all'interno della valle del Ficocchia, comprendendo anche l'area in cui è prevista la realizzazione del canale.

In particolare, questa canalizzazione è prevista indicativamente tra le sezioni 6S e 7S dello studio, come si mostra in Figura 27.

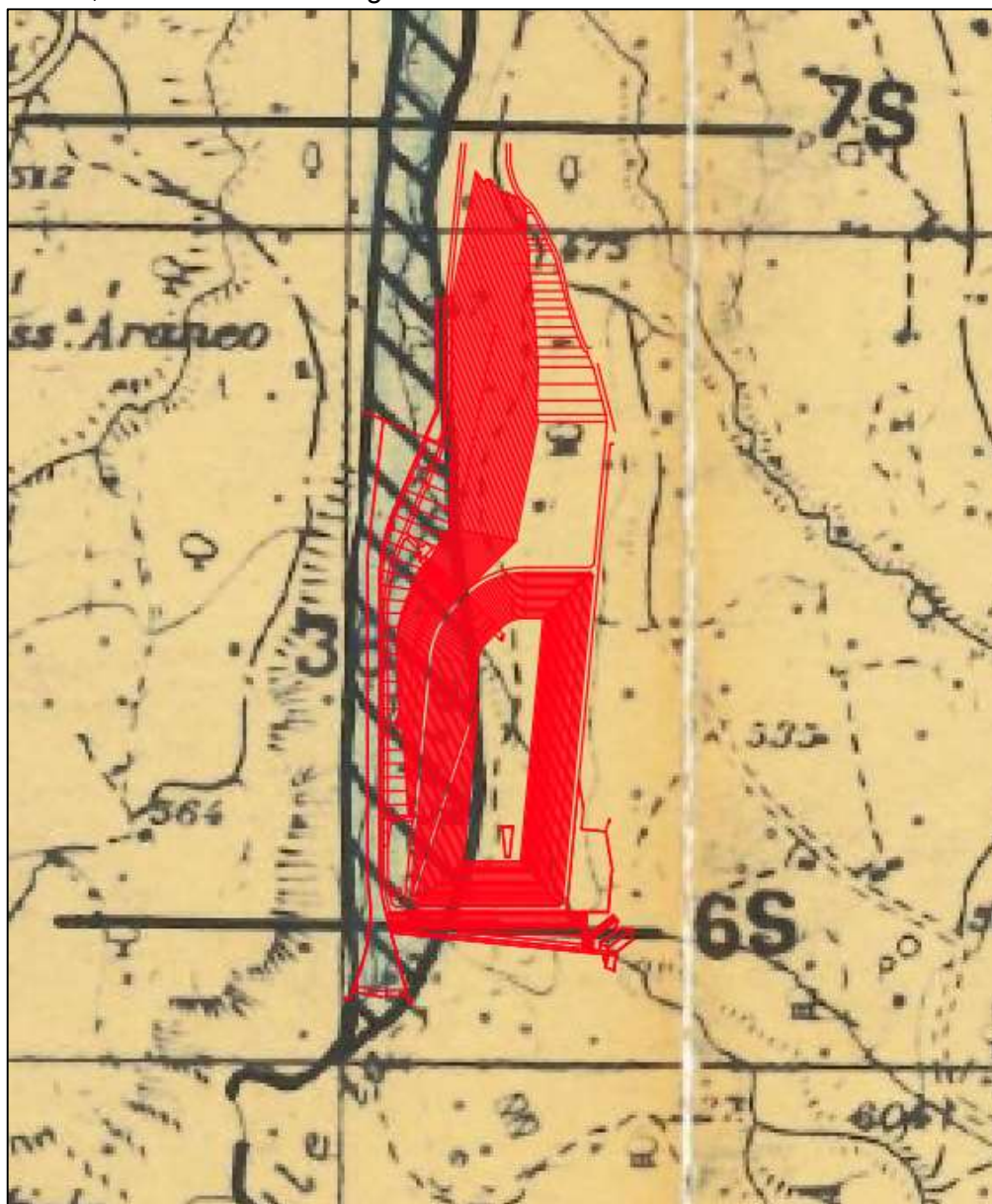


Figura 27 - Inquadramento del bacino di valle nella cartografia allegata allo studio dell'onda di piena causata dal collasso della diga di Saetta

Nello studio, si riporta che le portate massime stimate nelle sezioni 5S, 6S e 7S sono rispettivamente di 1.915 m<sup>3</sup>/s, 1.912 m<sup>3</sup>/s e 1.910 m<sup>3</sup>/s. È chiaro che l'effetto di laminazione è trascurabile sia tra la diga di Saetta e la sezione 5S (diminuzione del picco inferiore allo 0,5%), sia tra la sezione 5S e la sezione 7S (inferiore allo 0,3%). Considerando che l'imbocco della canalizzazione inizia a monte della sezione 6S, si è adottata come portata di riferimento il picco stimato alla sezione 5S, ossia **Q = 1.915 m<sup>3</sup>/s**.

A favore di sicurezza si assume che la portata sia costante, dunque ignorando l'effetto "onda" e ogni effetto di laminazione.

#### **5.4 SCABREZZE**

Per quanto riguarda la scabrezza dell'alveo esistente, si è adottato lo stesso valore adottato dal sopraccitato studio sull'onda di piena dovuto al collasso della diga di Saetta, ossia un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 20 m<sup>1/3</sup>/s. Tale valore tiene conto della presenza della vegetazione

Per quanto riguarda la canalizzazione del torrente Ficocchia, è stato adottato il coefficiente di scabrezza minimo suggerito in letteratura per canali rivestiti in calcestruzzo, ossia 50 m<sup>1/3</sup>/s. Tale valore è ritenuto cautelativo in quanto ad una scabrezza maggiore (coefficiente di Strickler minore) – a parità di altri parametri – l'altezza di moto uniforme è maggiore.

#### **5.5 CONDIZIONI AL CONTORNO**

Alle estremità di monte e di valle, oltre all'assegnazione della portata di riferimento, è stata imposta come livello dell'acqua l'altezza critica. Dato che la corrente è veloce, la condizione al contorno di valle è ininfluenza in quanto non viene presa in considerazione durante l'analisi. Per quanto riguarda invece quella di monte, è stato dimostrato che il disturbo indotto dall'imposizione della condizione al contorno non raggiunge il tratto d'interesse (la canalizzazione in calcestruzzo), effettuando un'analisi di sensibilità.

#### **5.6 RISULTATI**

Dall'esito della simulazione si evince l'altezza di moto uniforme rimane sempre contenuta all'interno della canalizzazione. Il franco di sicurezza minimo è raggiunto in corrispondenza della sezione F1 (circa 11 cm), mentre nel corpo centrale del canale (tratto con larghezza di 14 m), il franco di sicurezza ha un valore di circa 1 m.

I franchi di sicurezza, sebbene di piccola entità in alcuni tratti, sono ritenuti sufficienti tenendo in conto del fatto approssimazioni cautelative adottate durante l'analisi e considerando che la portata adottata per la verifica è il picco di un evento che potrebbe verificarsi soltanto una volta.

La corrente è sempre veloce (in quando l'altezza di moto uniforme è sempre inferiore all'altezza critica), e ciò evita la formazione di risalti idraulici che potrebbero alzare pericolosamente il livello dell'acqua e generare ingenti forze di attrito che potrebbero danneggiare la canalizzazione in calcestruzzo e creare di conseguenza rischi alla stabilità del rilevato del bacino di valle dell'impianto.

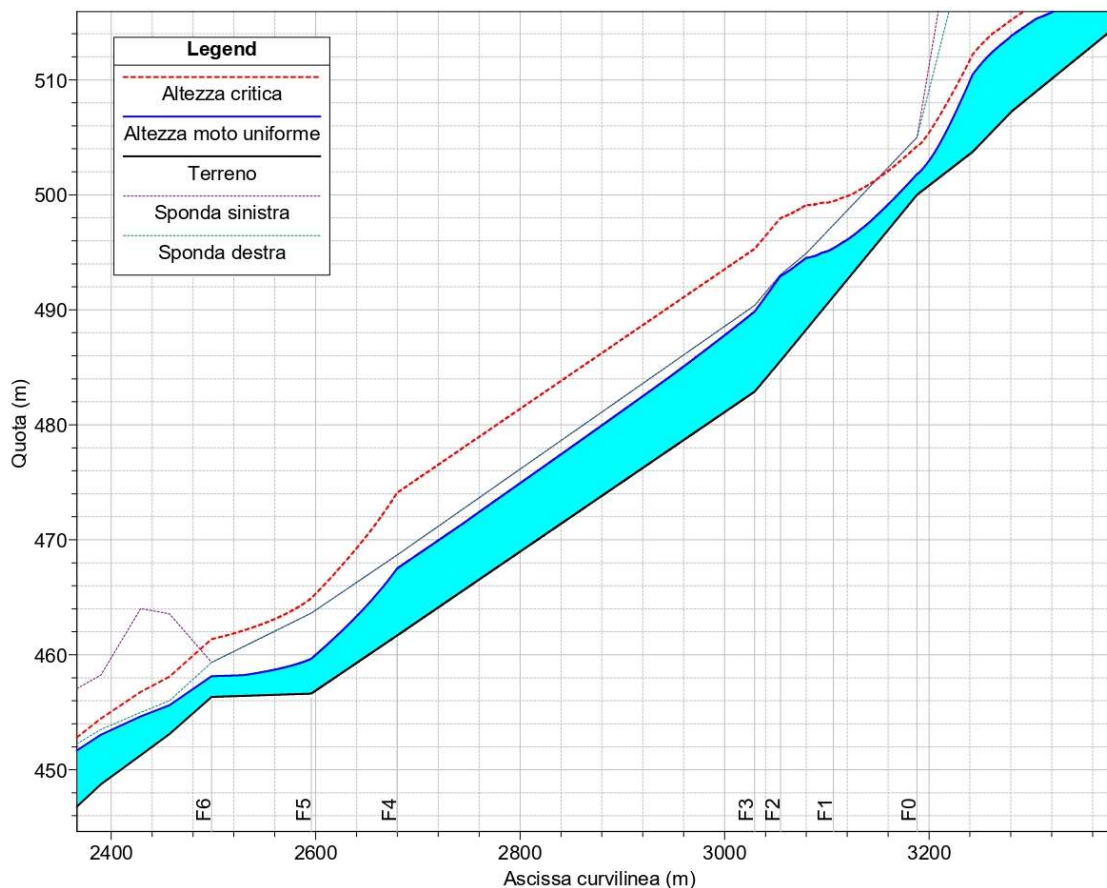


Figura 28 – Profilo longitudinale della canalizzazione del torrente Ficocchia, con esito dell'analisi tramite la modellazione monodimensionale stazionaria

Si ritiene inoltre che l'effetto di canalizzazione (il quale limita di fatto la possibilità di espansione dell'acqua e il conseguente effetto di laminazione) possa essere ritenuto trascurabile nella complessità dell'evento di piena generato dal collasso della diga di Saetta; infatti, già lo studio sopracitato indicava un effetto di laminazione trascurabile nel tratto interessato dall'intervento, ossia una riduzione di circa  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  tra la sezione 6S (poco a valle dell'imbocco in progetto, come mostrato in Figura 27) e la 7S (ben più a valle del termine dello sbocco in progetto) su portate dell'ordine di  $1.912 \text{ m}^3/\text{s}$  (in altre parole, una riduzione del picco dello 0,1% circa).

## 6 DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DEVIATORE DEL TORRENTE VALLONE DEL PIANO

Per il dimensionamento del canale deviatore in progetto, finalizzato a deviare le acque del torrente Vallone del Piano di cui il bacino di valle occupa il tratto di alveo antecedente alla confluenza dello stesso nel torrente Ficocchia, è stata stimata la portata di piena millenaria, pari a  $80 \text{ m}^3/\text{s}$  (per i calcoli, si rimanda alla *Relazione idrologica*).

Per poter contenere questa portata, in modo da evitare l'ingresso delle portate di piena nell'invaso di valle (che potrebbero provocare la tracimazione dell'invaso), è stato previsto un canale a sezione rettangolare, avente pendenza pari a 2,857%.

La sezione rettangolare scelta ha larghezza di 3,5 m ed altezza di 3,2 m.

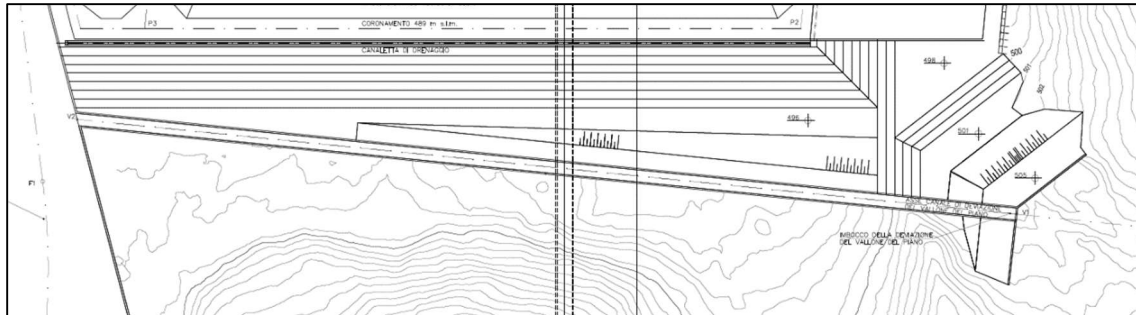


Figura 29 – Pianta della deviazione del torrente Vallone del Piano (monte a dx, valle a sx)

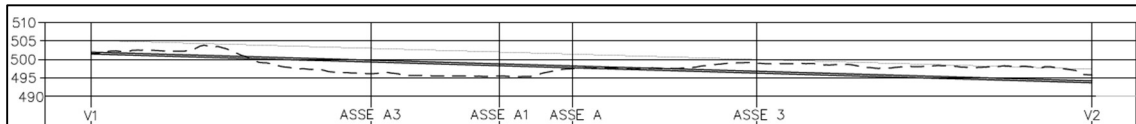


Figura 30 – Profilo altimetrico della deviazione del torrente Vallone del Piano

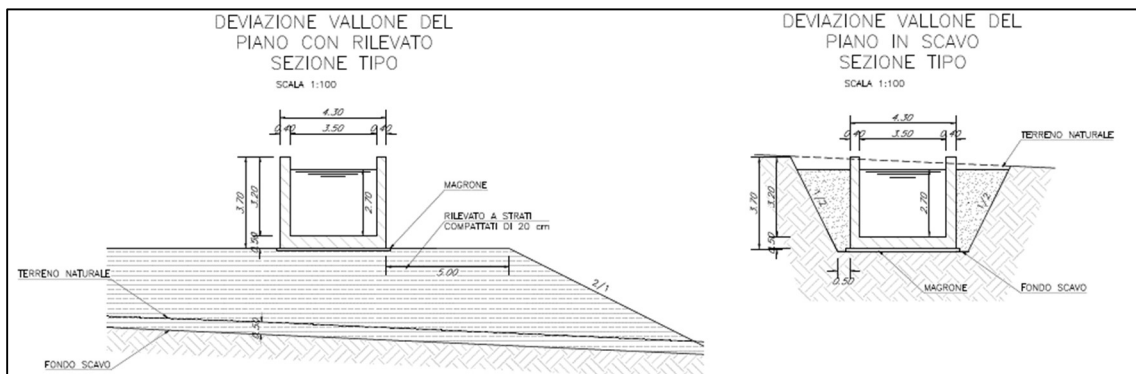


Figura 31 – Sezione tipo della canalizzazione del torrente Vallone del Piano

È possibile stimare l'altezza d'acqua prevista all'interno del canale rettangolare utilizzando la formula del moto uniforme:

$$Q(y) = k_s \cdot \sqrt{i} \cdot A(y) \cdot R^{\frac{2}{3}}(y)$$

in cui  $k_s$  indica il coefficiente di scabrezza,  $i$  la pendenza del canale, mentre  $A(y)$  e  $R(y)$  sono rispettivamente l'area bagnata e il raggio idraulico corrispondenti all'altezza  $y$ .

A favore di sicurezza, si è adottato un coefficiente di scabrezza pari a  $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (solitamente associato in letteratura alla massima scabrezza di un canale rivestito di calcestruzzo grezzo); tale scelta è ritenuta cautelativa in quanto – a parità di altri parametri – ad una scabrezza maggiore (ossia un coefficiente di scabrezza di Strickler minore) è associata un'altezza di moto uniforme maggiore.

In base a questi dati, l'altezza di moto uniforme assume un valore pari a **2,619 m**. Rispetto ai muri verticali, di altezza pari a 3,2 m, si ha un franco di sicurezza di 0,581 m, ritenuto sufficiente in caso di un evento di piena particolarmente gravosa come quella associata ad un tempo di ritorno di 1.000 anni.

Come ulteriore verifica, si è ritenuto opportuno valutare il franco di sicurezza in condizioni di un evento di piena più gravoso, associato ad un tempo di ritorno di 3.000 anni. In tal caso, la portata di riferimento è di  $90 \text{ m}^3/\text{s}$  (come indicato nella *Relazione idrologica*) determina un'altezza di moto uniforme pari a 2,876 m, e conseguentemente un franco di 0,324 m; tale franco è ritenuto in virtù della rarità dell'evento di piena.

## 7 DIMENSIONAMENTO DEL BACINO DI VALLE

### 7.1 DETERMINAZIONE DEL FRANCO NETTO MINIMO DA NORMATIVA

Il rilevato che costituisce il bacino di monte è classificabile come “grande diga” in quanto determina un volume d’invaso superiore al milione di m<sup>3</sup>. Per questa categoria di dighe, il D.M. 26/06/2014 prevede delle norme relative al franco netto minimo, definito in questo modo: *differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l’onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell’onda da sisma di progetto, calcolate come all’art. C2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: “riflessione” e “risalita” (run-up). Per queste due ultime componenti, ai fini del mantenimento del franco previsto, si potrà anche ricorrere ad un idoneo muro paraonde, di altezza non superiore a 1,4 m.*

Sinteticamente, nel caso di rilevati in terra il franco netto minimo è definito come la somma dei contributi seguenti:

- contributo variabile in funzione dell’altezza del rilevato (1,5 m per dighe di altezza inferiore a 15 m; 3,5 m per dighe di altezza superiore o uguale a 90 m; per valori intermedi si ricorre all’interpolazione lineare);

L’altezza massima della diga è di 30 m, pertanto questo contributo è assunto pari a **1,900 m**

- contributo associato all’abbassamento del coronamento derivante dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti da azioni sismiche; questi non devono essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga;

In questa fase preliminare, si prende come riferimento il valore indicato, pertanto questo contributo è pari a  $0,005 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = \mathbf{0,150 \text{ m}}$

- contributo associato alle onde da vento e da sisma; in mancanza di indagini più precise, il D.M. indica di assumere i valori della massima ampiezza delle onde generate nel serbatoio dal vento di velocità U (km/ora) incrementati dalla risalita contro il paramento dello sbarramento, dati nella tabella seguente:

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d’onda [m]									
	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
80	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]									
	0.033	0.063	0.12	0.17	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

Essendo il fetch inferiore ad 1 km, si assume cautelativamente il valore associato alla velocità massima del vento prevista nella tabella; tale contributo è pertanto pari a  $0,27 \text{ m} + 0,033 \text{ m} = \mathbf{0,303 \text{ m}}$

In totale, il franco netto da garantire è pari a **2,353 m**.

## 7.2 DETERMINAZIONE DELLA QUOTA DI MASSIMO INVASO

Il bacino di valle non sbarra alcun corso d'acqua, e pertanto non possiede un bacino imbrifero. In altre parole, le uniche acque che possono essere recapitate all'interno del bacino sono quelle derivanti dalla precipitazione che cade all'interno della superficie delimitata dal perimetro del coronamento.

Pertanto, l'altezza di massimo invaso può essere calcolata semplicemente tramite un'analisi idrologica, valutando l'altezza di precipitazione associata ad un tempo di ritorno di 3.000 anni. Per le analisi idrologiche eseguite, si rimanda alla *Relazione idrologica*.

È stato scelto di adottare in via cautelativa l'altezza di precipitazione associata ad una durata di 24 ore, ossia **217 mm**. Come ulteriore misura cautelativa, in virtù dell'intrinseca incertezza delle analisi idrologiche, si ipotizza che tale altezza sia pari a **0,300 m**. Pertanto, mentre la quota di massima regolazione è pari a 486,500 m s.l.m., l'altezza di massimo invaso è pari a 486,800 m s.l.m..

Si fa presente che questa scelta è a favore di sicurezza in quanto si ipotizza che durante l'intera durata dell'evento di piena venga trascurato il debole effetto di laminazione operatore dallo sfioratore di superficie e non venga fatto entrare in funzione lo scarico di fondo.

## 7.3 SOLUZIONE ADOTTATA E VERIFICA

Al fine di contenere l'altezza della diga, e conseguentemente l'ingombro planimetrico, si è deciso di realizzare un muro paraonde alto 0,50 m; esso consente di contenere interamente gli effetti di sovrizzo causato dalle onde da vento e da sisma (aventi un valore stimato di 0,303 m).

In questo modo, è stato possibile soddisfare la verifica del franco di sicurezza della diga prevedendo una differenza di 2,20 m tra la quota di massimo invaso ed il piano di coronamento: infatti, tale dislivello consente di contenere la parte restante del franco netto minimo non associato alle onde da vento e sisma, ossia  $2,353 \text{ m} - 0,303 \text{ m} = 2,050 \text{ m}$ .



Figura 32 – Sezione tipo del rilevato del bacino di monte

## 8 CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DELLO SFIORATORE DI SUPERFICIE

Lungo il lato Sud-Ovest del bacino di valle è previsto uno sfioratore di superficie largo 4 m, introdotto per convogliare nel canale deviatore del torrente Ficocchia le modeste portate associate ad eventi di precipitazione intensa, la cui soglia è posta alla quota di massima regolazione (486,50 m s.l.m.).

Il calcolo della portata sfiorata è svolto utilizzando come input il valore della precipitazione attesa con tempo di ritorno di 3.000 anni, associata ad un evento di durata 24 h, il cui calcolo è riportato nella *Relazione Idrologica* e pari a 217 mm.

La formula utilizzata per il dimensionamento è quella dello sfioratore Bazin:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h_{sfioro} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{sfioro}}$$

dove:

$Q$  [m<sup>3</sup>/s]= portata transitante dallo sfioratore di superficie

$L$  [m] = larghezza della luce dello sfioratore

$\mu$  [-]= coefficiente di efflusso

$h_{sfioro}$  [m] = battente d'acqua sopra la soglia sfiorante

La  $h_{sfioro}$  è pari ai 217 mm di precipitazione sopra introdotti, trascurando quindi ogni effetto di laminazione che la presenza dello sfioratore stesso introdurrà e ipotizzando che non sia attivato lo scarico di fondo, il quale ridurrebbe il livello all'interno del bacino e conseguentemente la lama d'acqua sopra il ciglio dell'opera.

Il coefficiente di efflusso ha valore 0,385 mentre la larghezza  $L$  è scelta pari a 4 m.

Con i valori appena introdotti la portata sfiorata è  **$Q = 0,69$  m<sup>3</sup>/s.**

## 9 DIMENSIONAMENTO DELLO SCARICO DI FONDO

Nel lato Nord del bacino di valle è stato predisposto lo scarico di fondo sotto battente, le cui acque vengono scaricate tramite una condotta d'acciaio nell'alveo del torrente Ficocchia posto a valle. Il D.M. del 26/04/2014 indica che questo tipo di opera deve essere dimensionata per consentire lo svuotamento del 75% del volume d'invaso (pari a 786.000 m<sup>3</sup>) a partire dalla quota di massima regolazione in un tempo massimo di 72 h. La condotta di scarico d'acciaio, posta sotto il cunicolo d'accesso, ha un diametro di 1.000 mm e si sviluppa per circa 310 m; risulta completamente cementata ed immersa nelle argille consolidate della fondazione. La presa dello scarico di fondo è dotata di una griglia metallica (*trash rack*) e di una panconatura seguita da una saracinesca, entrambe collocate in una camera di manovra posta al di sotto del fondo del bacino, in modo che la condotta di scarico, se non utilizzata, rimanga vuota.

È stata calcolato il tempo di svuotamento applicando l'equazione di Bernoulli tra l'interno dell'invaso, partendo dalla quota di massima regolazione, e la sezione di sbocco del canale di scarico:

$$z_A = z_B + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A_2^2} + \Delta H_{imbocco} + \Delta H_{distribuite}$$

dove:

$z_A$  = livello nel bacino, partendo da 486,50 m s.l.m.



$z_B = 456,83$  m s.l.m. = quota restituzione

$A = 0,785$  m<sup>2</sup> = sezione della condotta (diametro di 1 m)

$L = 310$  m = lunghezza della condotta

$k_s = 85$  m<sup>1/3</sup>/s = coefficiente di scabrezza di Strickler per condotte d'acciaio usate

$\Delta H_{imbocco}$  [m] = perdite di carico all'imbocco

$\Delta H_{distribuite}$  [m] = perdite di carico distribuite

Valutando incrementi temporali di 10 s, è stato possibile calcolare la portata transitante nella condotta di scarico e conseguentemente il decremento di livello interno al bacino. La portata massima transitante, calcolata nell'istante di maggior dislivello monte-valle (ovvero quello iniziale in condizioni di massima regolazione) è pari a  $Q_{max} = 7,84$  m<sup>3</sup>/s. Lo svuotamento completo del bacino avviene in un tempo di circa 24,4 h, rispettando quanto richiesto in premessa dal D.M. del 26/04/2014.

Sarà possibile ridurre la portata transitante dalla condotta di scarico andando a regolare l'apertura della presa. Questa regolazione aumenterà ovviamente il tempo di svuotamento del bacino, operazione comunque possibile e lecita vista la significativa differenza tra le 24,4 h appena calcolate e le 72 h disponibili da normativa per completare questa procedura.

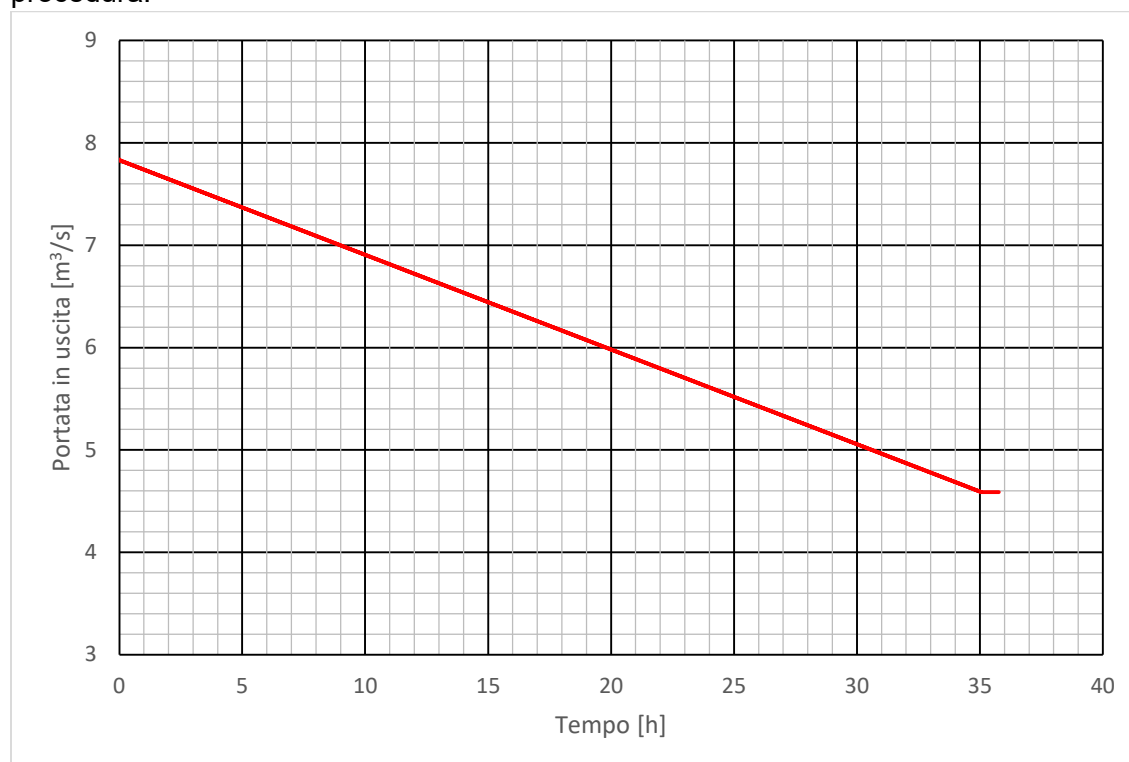


Figura 33 - Portata in uscita dallo scarico di fondo durante un ipotetico svuotamento effettuato in caso di completa apertura dello scarico di fondo

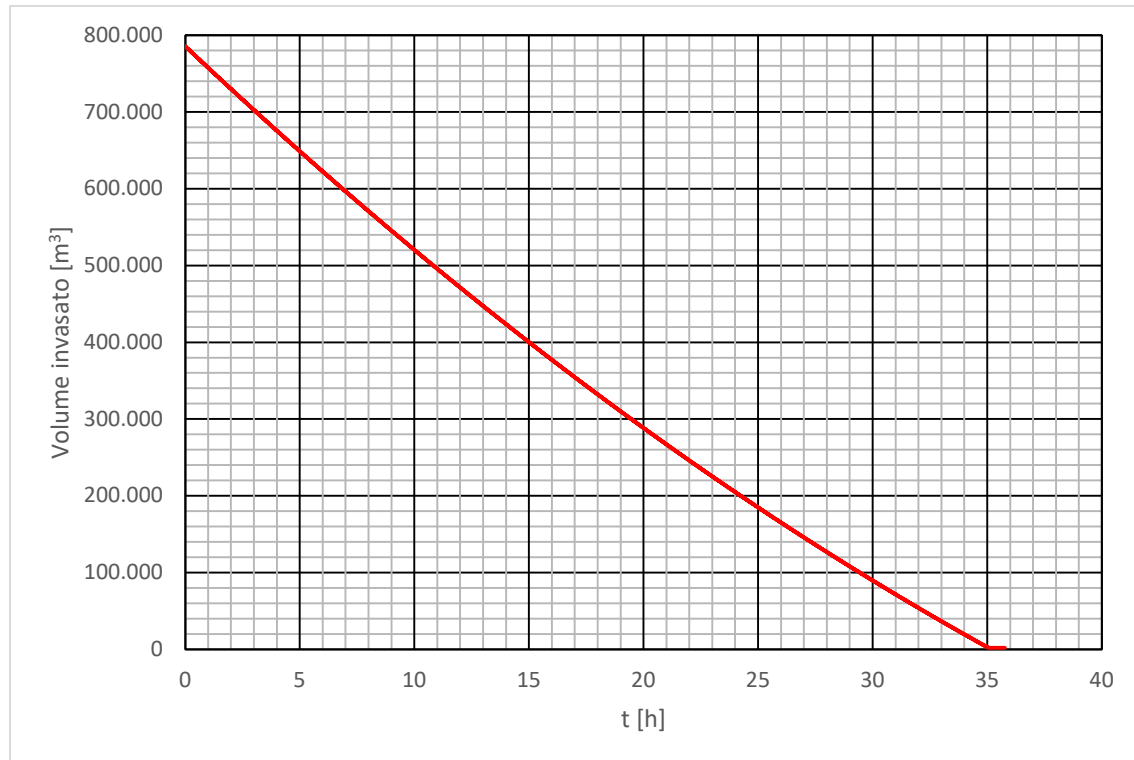


Figura 34 – Volume invasato nel bacino di valle durante un ipotetico svuotamento effettuato in caso di completa apertura dello scarico di fondo

## 10 STIMA DELLE PERDITE PER EVAPORAZIONE DAL BACINO DI VALLE

La stima delle perdite d'acqua per evaporazione dalla superficie di un bacino è argomento complicato e di difficile valutazione.

Come è intuibile, esso dipende da diversi fattori come temperatura di acqua e aria, umidità, irraggiamento, precipitazioni, presenza di venti e da altre variabili atmosferiche che, combinandosi con quelle sito-specifiche (come ad esempio la profondità del bacino), rendono quantomeno complicato calcolare un valore con alta affidabilità.

In letteratura sono presenti diverse formulazioni dell'evaporazione da bacino proposte da vari autori: Thornthwaite-Holzman, Meyer, Leather, Visentini, ecc. In questo paragrafo sarà sviluppato il calcolo seguendo due delle alternative proposte da Visentini le quali, soprattutto in Italia, hanno trovato significativo utilizzo ed applicazione.

I dati utilizzati in ingresso ai due metodi sono i seguenti:

- temperature medie mensili a Pescopagano, stimate come media tra le massime e minime mensili (dati ottenuti dal *National Centers for Environmental Information*)
- superficie occupata dall'acqua nel bacino di valle alla quota di massima regolazione: 64.841 m<sup>2</sup>
- superficie occupata dall'acqua nel bacino di valle alla quota di minima regolazione: 21.756 m<sup>2</sup>

Il primo dei due metodi consente di stimare l'evaporazione media mensile  $E_m$  partendo dalla relativa temperatura media mensile, tramite la formula:

$$E_{mensile} = 2,25 \cdot T_m^{1,5}$$

Si ottengono i seguenti risultati:

Mese	temperature medie mensili [°C]	$E_{mensile}$ [mm/anno]
Gennaio	4,5	21,5
Febbraio	4,5	21,5
Marzo	7,5	46,2
Aprile	10,0	71,2
Maggio	15,0	130,7
Giugno	19,5	193,7
Luglio	22,0	232,2
Agosto	22,5	240,1
Settembre	17,5	164,7
Ottobre	14,5	124,2
Novembre	9,0	60,8
Dicembre	5,5	29,0

media annua 12,67 [°C] somma 1335,8

Tabella 15 - Temperature medie mensili ed evaporazione media mensile

Moltiplicando il risultato di evaporazione annua appena ottenuto per la superficie del bacino di valle alla massima regolazione si ottiene la stima dell'evaporazione annua del bacino in esame:

$$Evap_{annua,1} = 1335,8 \frac{\text{mm}}{\text{anno}} \cdot 64.841 \text{ m}^2 = 86.616 \frac{\text{m}^3}{\text{anno}} = 2,70 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Ipotizzando invece di aver un bacino che per il 50% dell'anno è alla quota di massima regolazione mentre per il restante tempo è posto a quella di minima regolazione, si ottiene:

$$Evap_{annua,1} = 1335,8 \frac{\text{mm}}{\text{anno}} \cdot \frac{64.841 + 21.756}{2} \text{ m}^2 = 57.838 \frac{\text{m}^3}{\text{anno}} = 1,80 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Il secondo metodo di stima dell' evaporazione proposto da Visentini prevede l'utilizzo della temperatura media annua e di un coefficiente empirico (90 nel caso di specchi d'acqua posizionati in quota tra i 200 e i 500 m s.l.m.), espressi nella seguente formulazione:

$$E_{annua,2} = 90 \cdot 12,67 \text{ °C} = 1140 \frac{\text{mm}}{\text{anno}}$$

Procedendo come per il primo metodo, moltiplicando il risultato di evaporazione annua appena ottenuto per la superficie del bacino di valle alla massima regolazione si ottiene la stima dell'evaporazione annua del bacino in esame:

$$Evap_{annua,2} = 1140 \frac{\text{mm}}{\text{anno}} \cdot 64.841 \text{ m}^2 = 73919 \frac{\text{m}^3}{\text{anno}} = 2,34 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Ipotizzando un bacino che per il 50% dell'anno è alla quota di massima regolazione mentre per il restante tempo è posto a quella di minima regolazione, si ottiene:

$$Evap_{annua,2} = 1140 \frac{\text{mm}}{\text{anno}} \cdot \frac{64.841 + 21.756}{2} \text{ m}^2 = 49.360 \frac{\text{m}^3}{\text{anno}} = 1,57 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

In conclusione, volendo prendere il risultato più cautelativo, ovvero quello che restituisce il più elevato valore di evaporazione, si considera per il bacino di Pescopagano una perdita di 86.616 m<sup>3</sup>/anno, pari a 2,7 l/s.

Questo dato potrebbe essere limato considerando il fatto che, in seguito al trasferimento di acqua dal bacino di monte a quello di valle, si riduce la superficie bagnata dell'invaso di Saetta, e dunque si induce indirettamente una diminuzione delle perdite per evaporazione nell'invaso di Saetta.



Tel: +39 030 3702371 – Mail: [info@frosionext.com](mailto:info@frosionext.com) - Sito: [www.frosionext.com](http://www.frosionext.com)  
Via Pier Fortunato Calvi 11 - Brescia (BS), CAP 25123  
P.Iva e Codice fiscale: 03228960179