



MEDITERRANEA DELLE ACQUE spa
GENOVA

DIGA DI BADANA
INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

PROGETTO DEFINITIVO
Mod. M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013

VOL. 3C



RELAZIONE IDRAULICA



SEMBENELLI
CONSULTING

**MEDITERRANEA DELLE ACQUE spa
GENOVA**

DIGA DI BADANA

INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

**PROGETTO DEFINITIVO
Mod. M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013**

VOL. 3C

RELAZIONE IDRAULICA

Redatto M. Scarella

Approvato P. Sembenelli

Documento F:\1EDIT\BADE\REL\...\Vol 3\R140512-Vol 3C.docx

Data: 12 maggio 2014



STRUTTURA DEL DOCUMENTO

Questo è il **Volume 3C** del **Progetto Definitivo** degli interventi di manutenzione straordinaria che si rendono necessari sulla diga di Badana, uno degli invasi a servizio dell'acquedotto di Genova, in seguito ai dissesti prodottisi nel febbraio 2006.

Il dossier completo del **Progetto Definitivo** è stato redatto in ottemperanza all'Art. 33 del D.P.R. 207/2010 e recepisce le modifiche M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013. Gli elaborati sviluppati da SC comprendono i seguenti Volumi:

VOL 1 - Relazione Descrittiva

VOL 2 - Elaborati Grafici

VOL 3 - Relazioni Tecniche e Specialistiche

3A - Relazione Geologica e Geomeccanica

3B - Relazione Idrologica

3C - Relazione Idraulica

3D - Studio di Filtrazione

VOL 4 - Calcoli Strutturali

VOL 5 - Specifiche Tecniche

VOL 6 - Computo Metrico Estimativo

VOL 7 - Elenco Prezzi Unitari e Analisi Prezzi

VOL 8 - Cronoprogramma



INDICE

1	OGGETTO	5
2	INTRODUZIONE	6
3	PARAMETRI IDROLOGICI DEL SERBATOIO.....	7
3.1	Coronamento	7
3.2	Dati dell'Invaso (Pre-Intervento)	7
3.3	Dati dell'Invaso (Aggiornati)	7
3.4	Altezza d'Onda	8
3.5	Portata di Piena di Progetto	9
4	NUOVO SFIORATORE A LABIRINTO.....	11
4.1	Dimensionamento Preliminare	11
4.2	Verifiche Idrauliche Preliminari	13
5	CANALE DI RESTITUZIONE	15
5.1	Geometria del Canale	15
5.2	Verifiche Idrauliche Preliminari	15
5.3	Analisi del Deflusso	16
6	MODELLO FISICO IN SCALA.....	17
6.1	Premesse e Obiettivi	17
6.2	Scala del Modello	18
6.3	Aspetti Costruttivi	18
6.4	Soglia di Sfiore	19
6.5	Celle di Pressione	19
6.6	Portate e Livelli	19
6.7	Scabrezza del Modello	20
6.8	Intervallo di Indagine	20
7	PRESTAZIONI DELLO SFIORATORE.....	21
7.1	Premessa	21
7.2	Soglia a Labirinto	21
7.3	Differenze tra Capacità Teorica e Sperimentale	23
7.4	Comparazione con Soglia di Tipo Convenzionale	24
7.5	Seconda Configurazione del Modello	24
7.6	Sintesi de Risultati	26



8	LAMINAZIONE DELLA PIENA DI PROGETTO	31
8.1	Piena di Progetto	31
8.2	Metodo di Calcolo	31
8.3	Calcolo di Laminazione – Piena di Progetto	32
8.4	Approfondimenti sulla Laminazione delle Piene	32
8.5	Quota di Massimo Invaso e Franco Netto	34
8.6	Massimo Livello del Serbatoio Senza Laminazione	34
9	DEFLUSSO LUNGO IL CANALE	40
9.1	Condizioni Investigate	40
9.2	Sintesi dei Risultati	41
9.3	Interventi Proposti	41
10	BACINO DI IMPATTO.....	42
10.1	Indagini Svolte	42
10.2	Livelli liquidi	43
10.3	Pressioni sul fondo	46
10.4	Raccomandazioni	48
11	NUOVO SCARICO DI FONDO	50
11.1	Geometria	50
11.2	Organi di Intercettazione e Controllo	50
11.3	Dimensionamento	51
11.4	Svuotamento Rapido	52
11.5	Rischio di Cavitazione	53
11.6	Dispositivi di Protezione e Sicurezza	54
11.7	Protezione dall'Erosione	55



1 OGGETTO

Il presente documento ha come oggetto l'adeguamento delle opere idrauliche della diga di Badana, concepite nell'ambito degli interventi di manutenzione straordinaria della diga, con l'obiettivo di potenziare la capacità degli scarichi esistenti e migliorare la gestione del serbatoio.

Le attività riguardano in particolare i seguenti aspetti:

- la sostituzione degli attuali sfioratori a sifoni con una nuova soglia a labirinto;
- la sostituzione delle condotte di scarico dismesse con un nuovo scarico di fondo.

L'incarico per la progettazione del nuovo sfioratore con soglia a labirinto è stato assegnato dal gestore Mediterranea delle Acque allo Studio di Ingegneria ITEC-Engineering nel 2007. Per completezza nel presente documento sono riassunti gli aspetti salienti della progettazione, per maggiori dettagli ed approfondimenti si rimanda al documento originale:

ITEC-Engineering: *“Progetto di Adeguamento dello Scarico di Superficie della Diga del Lago Badana – Relazione Idraulica Preliminare”*, Genova, gennaio 2007.

Le verifiche idrauliche sono state condotte in ottemperanza alla normativa vigente e con particolare attenzione alle disposizioni contenute nel D.L. 29/03/2004 n. 79 *“Disposizioni urgenti in materia di sicurezza di grandi dighe e di edifici istituzionali”*, convertito con legge n. 139 del 28/05/2004.



2 INTRODUZIONE

Nel contesto del Progetto Definitivo, il gestore Mediterranea delle Acque ha incaricato il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica dell'Università di Padova di realizzare un modello fisico in scala del nuovo sfioratore di superficie al fine di verificare ed eventualmente ottimizzare la capacità di scarico e le condizioni di deflusso, ottemperando inoltre alla richiesta avanzata dall'Ufficio per il Coordinamento e Controllo delle Dighe in Esercizio con lettera del 25 set. 2009 prot. n. 9509.

Le prove su modello hanno permesso di acquisire utili informazioni circa il reale comportamento della soglia a labirinto inserita nello specifico contesto topografico dell'opera. La flessibilità costruttiva del modello ha permesso di testare differenti configurazioni della geometria di imbocco dello scarico con l'obiettivo di migliorare le condizioni di approccio della corrente, ampliando la superficie liquida disponibile e riducendo il carico idraulico necessario per la gestione delle portate più importanti.

Il presente documento descrive sia i calcoli di dimensionamento preliminari sia le successive analisi condotte sul modello fisico in scala. La nuova soglia a labirinto è stata dimensionata e verificata con riferimento alla piena con tempo di ritorno 1000 anni (piena di progetto). La teoria esposta e le formule utilizzate trovano riscontro in letteratura nelle pubblicazioni del Prof. P. Tullis (*Journal of Hydraulic Engineering*, "Design of Labyrinth Spillway").

La curva di capacità dello soglia a labirinto, ricavata dalle misure sul modello, è stata impiegata per il calcolo della laminazione della piena di progetto e per la definizione della quota di massimo invaso del serbatoio.

3 PARAMETRI IDROLOGICI DEL SERBATOIO

3.1 Coronamento

La diga di Badana (SND 34/C) è una struttura a gravità, in muratura di pietrame con malta di calce idraulica, di altezza massima circa 56 m. Il coronamento, in origine posto a quota 717.25 m s.l.m. ha una larghezza di circa 4.5 m ed è delimitato da due muri-parapetto di altezza 1.2 m. Lo sviluppo della diga al coronamento è di circa 216 m, l'asse ha andamento curvilineo con raggio di curvatura pari a circa 200 m. A seguito di un intervento di rialzo del piano di coronamento, in misura variabile tra 0.25 – 0.50 m, la quota attuale del piano di calpestio (lato monte) è la seguente: 717.76 in chiave e 717.50 alle spalle.

Il progetto di manutenzione straordinaria della diga considera ai fini della stabilità globale dell'opera il sovralzato di circa 4 m dell'attuale coronamento, rialzando dunque la quota del piano di calpestio a 721.20 m s.l.m.. Il nuovo coronamento avrà una larghezza di 6.5 m e sarà delimitato da due parapetti metallici.

3.2 Dati dell'Invaso (Pre-Intervento)

I dati principali dell'invaso riportati nell'originario documento FCEM, con riferimento alla condizione attuale della diga e dell'invaso, sono i seguenti:

Quota di massimo invaso:	717.00	m s.l.m.
Quota di massima regolazione:	716.90	m s.l.m.
Quota di minima regolazione:	668.50	m s.l.m.
Superficie dello specchio liquido		
alla quota di max. invaso:	0.250	km ²
alla quota di max. regolazione:	0.247	km ²
Volume totale di invaso (DM '82):	4.69 x10 ⁶	m ³
Volume utile di regolazione (DM '82):	4.69 x10 ⁶	m ³
Volume di invaso (L.584/1994):	4.66 x10 ⁶	m ³
Volume di laminazione:	0.025 x10 ⁶	m ³

3.3 Dati dell'Invaso (Aggiornati)

Il progetto di adeguamento dello scarico di superficie considera, ai fini di una miglior gestione del serbatoio, l'innalzamento della quota di massima regolazione a 718.00 m s.l.m..

Nel marzo 2014, il gestore Mediterranea delle Acque ha incaricato la ATP S.r.l. di eseguire un nuovo e dettagliato rilievo topografico dell'invaso di Badana. Il rilievo è stato condotto con

serbatoio completamente vuoto ed ha permesso di ottenere una più precisa definizione delle superfici e dei volumi del serbatoio.

La nuova curva dei volumi dell'invaso di Badana è illustrata nel diagramma di Fig. 3/1. La relazione tra il volume d'invaso e la quota dalla superficie del serbatoio è stata dedotta sulla base del calcolo delle superfici piane racchiuse dalle curve di livello. La curva dei volumi tiene inoltre in conto della geometria della diga ristrutturata, che comporta un sensibile incremento dell'ingombro del paramento di monte, e dell'accumulo di sedimenti occorso nei molti anni di esercizio del serbatoio.

I dati aggiornati dell'invaso, in relazione alla nuova quota di massima regolazione e alle verifiche idrauliche degli scarichi (si veda il Capitolo 8), sono di seguito riassunti:

Quota di massimo invaso:	719.15	m s.l.m.
Quota di massima regolazione:	718.00	m s.l.m.
Quota di minima regolazione:	670.90	m s.l.m.
Superficie dello specchio liquido		
alla quota di max. invaso:	0.255	km ²
alla quota di max. regolazione:	0.247	km ²
Volume totale di invaso (DM '82):	4.92 x10 ⁶	m ³
Volume utile di regolazione (DM '82)	4.67 x10 ⁶	m ³
Volume di invaso (L.584/1994):	4.67 x10 ⁶	m ³
Volume di laminazione:	0.26 x10 ⁶	m ³

3.4 Altezza d'Onda

La valutazione dell'altezza d'onda di progetto è stata effettuata tramite il modello di previsione del moto ondoso formulato da Bretshneider. Il modello consente il calcolo dell'onda significativa in funzione della velocità, della durata e della direzione del vento, e dell'estensione della superficie del serbatoio sottoposta all'azione del vento (fetch).

In particolare, in condizioni di regime stazionario, assegnato il valore x (m) del fetch e la velocità del vento U (m/s), l'altezza dell'onda significativa H_s (m) si ottiene con la formula seguente:

$$\frac{g \cdot H_s}{U^2} = 0.285 \cdot Th \left[1.25 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{g \cdot x}{U^2} \right)^{0.425} \right]$$

La massima estensione della superficie del lago che può essere sottoposta all'azione del vento a monte della diga è stata valutata pari a circa 500 m, mentre la massima velocità del vento che può produrre condizioni di moto stazionario è stata ipotizzata pari a 20 m/s, equivalente al sesto grado della scala Beaufort (vento teso).



Posti dunque $x = 500$ m e $U = 20$ m/s si ottiene $H_s = 0.42$ m, pertanto la semi altezza d'onda caratteristica l'invaso di Badana risulta pari a 0.21 m.

3.5 Portata di Piena di Progetto

La portata di picco della piena di progetto del bacino di Badana è stata stimata in 160 m³/s ed associata ad un evento con tempo di ritorno 1000 anni.

Lo studio idrologico del bacino di Badana è stato svolto dallo studio di ingegneria ITEC-ENGINEERING, già responsabile della progettazione del nuovo sfioratore con soglia a labirinto, e ripercorre i risultati dello studio idrologico di ADFG del luglio 1999, integrato con le valutazioni dell'Ufficio Idraulica del RID e con le valutazioni derivanti dall'utilizzo del metodo di regionalizzazione proposto dal Prof. A. Brath nell'ambito del progetto VA.PI. del CNR GNDCL.

Per approfondimenti si rimanda dunque al documento originale o alla sintesi di esso riportata nel volume 3B del presente Progetto Definitivo.

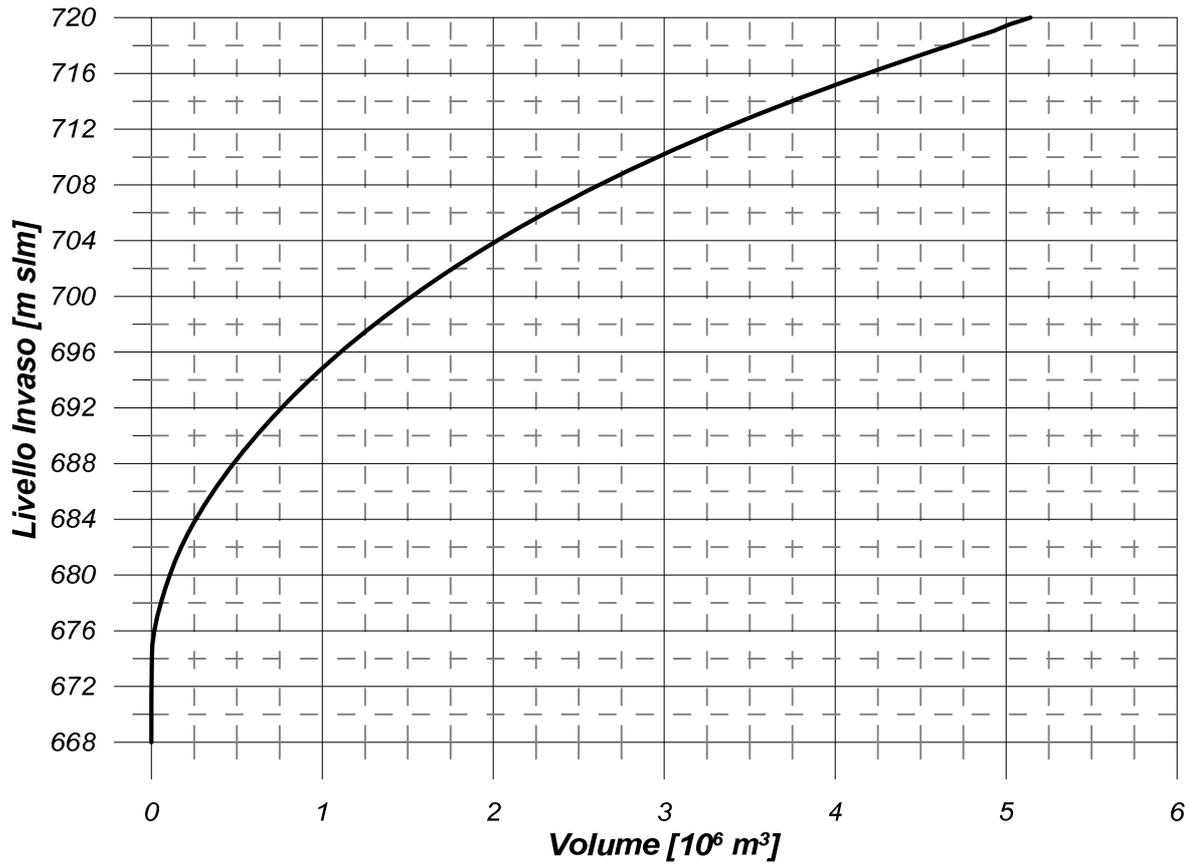


Fig. 3/1 – Invaso di Badana. Nuova curva dei volumi aggiornata a seguito del rilievo topografico eseguito nel marzo 2014 da ATP S.r.l.

4 NUOVO SFIORATORE A LABIRINTO

4.1 Dimensionamento Preliminare

Il nuovo sfioratore, che sostituirà gli attuali sifoni, sarà costituito da uno stramazzo di forma a labirinto con pianta trapezoidale e soglia sfiorante a quota 718.00 m s.l.m.. L'asse della soglia sarà posizionato pochi metri a monte dell'asse diga e ruotato in pianta di 45° rispetto al paramento di monte. La posizione ruotata della soglia consente infatti un miglior afflusso della corrente dal serbatoio e determina inoltre un maggior franco idraulico tra il profilo della corrente e l'intradosso della trave di coronamento nel canale di scarico.

Il deflusso al di sopra di uno stramazzo con soglia a labirinto è descritto dalla seguente equazione.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_D \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove Q (m³/s) è la portata defluente, L (m) è la lunghezza effettiva della cresta, h (m) è il battente a monte della cresta e C_D è il coefficiente di deflusso adimensionale. Il coefficiente di deflusso C_D è funzione del rapporto h/P , dove P rappresenta la profondità di approccio della corrente, e dell'angolo di apertura α delle pareti del labirinto. L'espressione di C_D è descritta dalla seguente equazione ricavata sperimentalmente:

$$C_D = k_0 + k_1 \cdot \left(\frac{h}{P}\right) + k_2 \cdot \left(\frac{h}{P}\right)^2 + k_3 \cdot \left(\frac{h}{P}\right)^3 + k_4 \cdot \left(\frac{h}{P}\right)^4$$

dove i coefficienti k_i sono espressi in funzione dell'angolo α . Nella tabella seguente sono riportati i valori dei coefficienti k_i per alcuni valori significativi dell'angolo α .

	$\alpha = 6^\circ$	$\alpha = 8^\circ$	$\alpha = 12^\circ$
k_0	+0.49	+0.49	+0.49
k_1	-0.24	+1.08	+1.06
k_2	-1.20	-5.27	-4.43
k_3	+2.17	+6.79	+5.18
k_4	-1.03	-2.83	-1.97

Con riferimento allo schema planimetrico di Fig. 4/1, i parametri caratteristici della soglia a labirinto sono descritti dalle seguenti espressioni:

Larghezza interna giunzioni:	A	$t < A < 2t$ con $t =$ spessore del muro
Larghezza esterna giunzioni:	D	$A + 2t \cdot \tan(45^\circ - \alpha/2)$
Fattore di approccio:	h/P	$0.1 \leq (h/P) \leq 0.9$
Lunghezza effettiva cresta:	L	$Q \cdot [(2/3) \cdot C_D \cdot (2 \cdot g)^{0.5} \cdot h^{1.5}]^{-1}$
Lunghezza trasversale sfioratore:	$B =$	$[L/(2N) + t \cdot \tan(45^\circ - \alpha/2)] \cdot \cos(\alpha) + t$
Lunghezza lato esterno:	L_1	$(B - t) / \cos(\alpha)$
Lunghezza lato interno:	L_2	$L_1 - t \cdot \tan(45^\circ - \alpha/2)$
Lunghezza totale:	L_3	$N \cdot (2L_1 + D + A)$ con $N =$ numero cicli
Distanza fra cicli:	w	$2L_1 \cdot \sin(\alpha) + A + D$
Larghezza complessiva labirinto:	W	$N \cdot w$

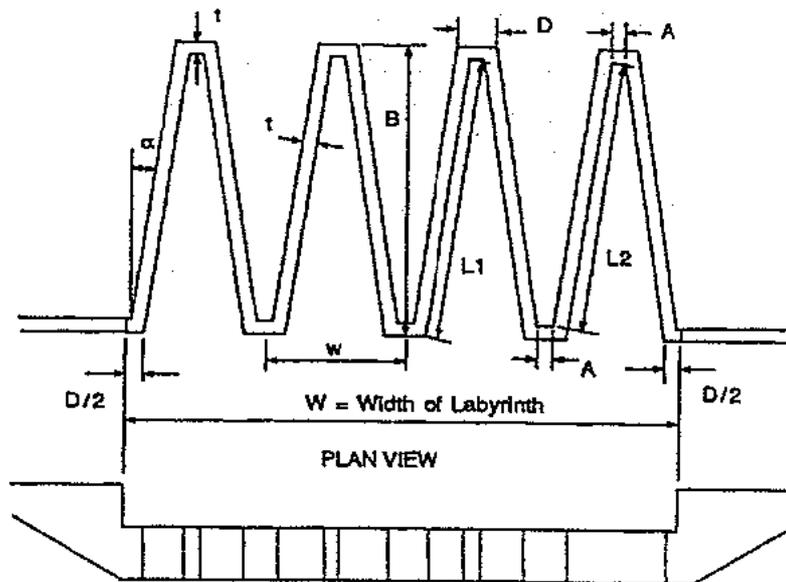


Fig. 4/1- Soglia a Labirinto. Dimensioni geometriche caratteristiche.

La soglia è stata dimensionata in via preliminare ipotizzando un battente idraulico di progetto di 1.7 m ed una profondità di approccio P di 8 m. La configurazione ottimale del labirinto è stata determinata variando il numero di cicli N e l'angolo delle pareti laterali α con l'obiettivo di minimizzare la larghezza complessiva L e la lunghezza trasversale B . La configurazione ottimale risulta in un angolo di apertura α di 8° ed in un numero di cicli N pari a 4.

Il profilo trasversale della soglia sfiorante è rappresentato da una cresta arrotondata di forma semi-circolare con raggio $r = h/12$, dove con h rappresenta l'altezza del muro del labirinto misurata rispetto alla platea di fondazione. A valle della cresta la parete interna del muro del labirinto è inclinata in direzione del fondo del canale, questo accorgimento migliora il deflusso sulla soglia e riduce gli effetti di rigurgito nel canale di scarico.

Di seguito sono descritti i parametri caratteristici della soglia a labirinto (Fig. 4/1):

Numero di cicli:	$N =$	4
Angolo di apertura delle pareti	$\alpha =$	8° grad
Profondità di approccio della corrente:	$P =$	8 m
Altezza del muro del labirinto:	$h =$	4 m
Spessore del muro del labirinto:	$t =$	0.5 m
Coefficiente di deflusso:	$C_D =$	0.541
Raggio della cresta di sfioro:	$r =$	0.34 m
Lunghezza effettiva della cresta:	$L =$	45.19 m
Lunghezza trasversale dello sfioratore:	$B =$	6.52 m
Lunghezza totale:	$L_3 =$	56.14 m
Distanza fra i cicli:	$w =$	3.56 m
Larghezza complessiva labirinto:	$W =$	14.24 m

4.2 Verifiche Idrauliche Preliminari

Con riferimento alla capacità di scarico teorica della soglia a labirinto, la portata corrispondente al picco della piena di progetto con tempo di ritorno 1000 anni, $160 \text{ m}^3/\text{s}$, è associata ad un carico idraulico sulla soglia di 1.7 m, ovvero un livello d'invaso di 719.70 m s.l.m.. Sotto questa ipotesi il franco idraulico netto al coronamento, considerata inoltre l'altezza della semi-ampiezza d'onda caratteristica del serbatoio di 0.21 m, risulta pari a 1.29 m.

Il dimensionamento preliminare della nuova soglia a labirinto è stato condotto senza considerare il contributo laminante del serbatoio. La laminazione caratteristica dell'invaso Badana alle quote superiori 718.00 m s.l.m. ha tuttavia un contributo importante e determinante nel calcolo del livello di massimo invaso. Va inoltre precisato che la più recente normativa sulle dighe (2008) precisa che *“gli scarichi di superficie della diga devono essere dimensionati ..., tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio”* [punto C.1.].

La scelta di rimandare ad una fase successiva la verifica idraulica dello scarico includendo il contributo laminante del serbatoio è stata giustificata dalla particolare opportunità di ottimizzazione del calcolo conseguente ad una migliore conoscenza del comportamento effettivo dell'opera come risultato delle analisi su modello fisico in scala.



Lo studio su modello ha permesso di investigare la reale performance della soglia a labirinto e di analizzare le potenziali differenze tra le ipotesi teoriche preliminari e le corrispondenze sperimentali.

La curva di capacità effettiva dello scarico, ottenuta tramite sperimentazione su modello, è stata impiegata per le verifiche idrauliche conclusive dello scarico, nelle quali è stato correttamente incluso il contributo laminante del serbatoio. I risultati delle indagini sono riassunti nei Capitoli 7 e 8.

5 CANALE DI RESTITUZIONE

5.1 Geometria del Canale

Lo scarico a valle della soglia a labirinto è costituito da un canale di restituzione in calcestruzzo a forte pendenza della lunghezza di circa 50 m, con larghezza convergente da 12 a 8 m, e con altezza delle sponde variabile da 6 m, a valle del coronamento, a 1.5 m, nella sezione terminale.

Il canale è stato oggetto di recenti interventi di manutenzione e pertanto si trova in buone condizioni di conservazione. Il canale ha uno sviluppo planimetrico a curvatura destrorsa variabile e recapita sul ciglio di un salto naturale in roccia distante circa 50 m dal piede diga.

5.2 Verifiche Idrauliche Preliminari

Analogamente a quanto fatto per la soglia a labirinto, la verifica preliminare del deflusso nel canale di restituzione è stata condotta con riferimento alla portata al colmo della piena di progetto, 160 m³/s. Le caratteristiche della corrente al piede dello scivolo sono state calcolate per mezzo della relazione, proposta dal U.S. Bureau of Reclamation, che determina la velocità al piede di uno scivolo a profilo curvilineo:

$$V = \sqrt{2g(Z - 0.5H)}$$

dove Z (m) è la differenza di quota tra il serbatoio a monte della soglia di sfioro e il piede della traversa, e H (m) è il carico idraulico sulla soglia.

Il calcolo della velocità V (m/s) consente di determinare il valore della profondità Y (m) ed il carico E (m) della corrente al piede dello scivolo nell'ipotesi di sezione rettangolare di larghezza b (m) con le seguenti relazioni:

$$Y = \frac{Q}{b \cdot V}$$

$$E = Y + \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

con Q (m³/s) portata di deflusso.

Il calcolo delle proprietà della corrente nel canale di scarico è stato eseguito ipotizzando un carico idraulico sulla soglia pari al carico idraulico teorico associato al picco di piena. La profondità del

pelo libero al piede dello scivolo è stata stimata considerando una sezione del canale di larghezza pari a 8.0 m.

Posti $Q = 160 \text{ m}^3/\text{s}$, $Z = 30 \text{ m}$, $H = 1.7 \text{ m}$, la profondità del pelo libero al termine dello scivolo risulta pari a circa 0.8 m con una velocità di circa 24 m/s. Tali valori rappresentano una condizione teorica, se pur indicativa; in tali condizioni difatti il moto è caratterizzato da una forte turbolenza associata ad un importante aumento di volume per aerazione spontanea.

La tensione tangenziale massima sul fondo del canale è valutabile in prima approssimazione con la seguente equazione:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot i$$

con R (m) raggio idraulico e i pendenza motrice della corrente.

Assumendo $R = Y = 0.8 \text{ m}$ (sezione rettangolare larga) e $i = 0.5$ (pendenza del canale), risulta una tensione tangenziale dell'ordine dei 4 kN/m^2 , valore ampiamente compatibile con la resistenza meccanica del rivestimento in calcestruzzo.

La spinta dinamica nella direzione della corrente è valutabile in prima approssimazione con la seguente equazione:

$$S = \rho \cdot \frac{Q \cdot V}{A}$$

dove ρ (kg/m^3) è la densità dell'acqua, Q (m^3/s) la portata, V (m/s) la velocità della corrente e A la sezione del flusso.

Il valore massimo della spinta risulta pari a circa 600 kN/m^2 , ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche della roccia al piede del canale di scarico.

5.3 Analisi del Deflusso

Nel contesto del modello fisico in scala sono state condotte specifiche prove per l'analisi del deflusso lungo il canale di restituzione e della dissipazione al piede del salto. I risultati delle indagini sono riassunti nel Capitolo 9.

6 MODELLO FISICO IN SCALA

6.1 Premesse e Obiettivi

Nel marzo 2009, il gestore Mediterranea delle Acque ha incaricato il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica dell'Università di Padova di eseguire e documentare le prove su modello fisico in scala del nuovo sfioratore a labirinto. Responsabili scientifici dello studio il Prof. Ing. Paolo Salandin e l'Ing. Matteo Camporese, Direttore del Dipartimento il Prof. Ing. Piero Ruol.

Obiettivo principale dell'attività di laboratorio è di investigare la capacità di scarico del nuovo sistema sfiorante in progetto, il deflusso lungo il canale di restituzione e la stabilità del fondo alveo nella zona di impatto al piede del canale. La curva di capacità della nuova soglia a labirinto, ricavata dalle misure sul modello fisico, è stata infine impiegata nel calcolo della laminazione della piena di progetto con tempo di ritorno 1000 anni.

A tal scopo sono state realizzate le seguenti analisi:

- misure dei livelli idrici (nella vasca di carico e lungo il canale di restituzione);
- misure di portata (sulla condotta di alimentazione);
- misure di pressione (nella zona di impatto del getto).

Le analisi sono state inoltre documentate con fotografie e riprese realizzate con videocamera.

Nel presente documento sono raccolti e sintetizzati i risultati delle prove eseguite su modello descritte in dettaglio nella Relazione di sintesi dell'Università di Padova: “*Studio su Modello Idraulico delle Opere di Scarico e Dissipazione della Diga di Badana*”, Padova, maggio 2010. Molti dei contenuti della relazione originale sono qui citati e integrati con commenti, confronti e raccomandazioni progettuali.

In risposta alla richiesta di approfondimenti espressa nel voto 190/11, nonché richiamato voto 254/07, del Consiglio Superiore LL. PP. è stata inoltre condotta un'analisi integrativa sulla laminazione delle piene. Lo studio ha investigato la risposta del sistema scarico di superficie – serbatoio ad eventi di piena differenti per volume complessivo e portata al colmo, tuttavia congruenti in relazione al tempo di ritorno 1000 anni.

I risultati dell'analisi integrativa hanno permesso di verificare la condizione più gravosa per il sistema e conseguentemente di definire la quota di massimo invaso del serbatoio e il franco netto al coronamento.

6.2 Scala del Modello

La natura dei fenomeni da esaminare su modello comporta la riproduzione secondo la similitudine di Froude. La scala di riproduzione scelta è stata $\lambda = 1:20$. Tale scelta, che comporta rilevanti dimensioni del modello, è legata principalmente alla necessità di una corretta riproduzione del funzionamento della soglia a labirinto, le cui (limitate) dimensioni su reale controllano la scelta della scala e la dimensione dell'intero modello.

Le scale per il trasferimento dei risultati dal modello al prototipo (reale) risultano dunque le seguenti:

lunghezze:	$\lambda = 1:20$	velocità:	$\lambda^{1/2} = 1:4.472$
tempi:	$\lambda^{1/2} = 1:4.472$	portate:	$\lambda^{5/2} = 1:1788.85$

6.3 Aspetti Costruttivi

Il modello è stato realizzato all'interno del Laboratorio del Dipartimento I.M.G.GE. – sede Idra, riproducendo la spalla sinistra della diga contenente lo sfioratore per uno sviluppo di circa 60 m misurati sull'asse del coronamento, un tratto del versante a monte per un'estensione di circa 30 m, il versante di valle fino alla zona d'impatto, l'alveo a partire dallo sbocco dello scarico di fondo fino a circa 40 m a valle del bacino di impatto.

L'alimentazione dello sfioratore è stata realizzata mediante una vasca a monte di dimensioni planimetriche di circa 2.20x2.60 m² a cui la portata è addotta tramite una tubazione del diametro di 500 mm collegata con il circuito idraulico del laboratorio del Dipartimento.

Il modello è stato realizzato in muratura e calcestruzzo armato, utilizzando per la riproduzione della conformazione geometrica dell'invaso, del canale fuga e della valle anche sagome in legno (dime) dalle sezioni ricavate dai disegni di dettaglio in prima emissione (8 Gen 2009, Rev. 0) del precedente Progetto Definitivo (BADD-2101, BADD-2301 e BADD-2304) del tutto compatibili e conformi al presente Progetto Definitivo. La soglia dello scarico di superficie è realizzata in plexiglass (quindi trasparente) dalla ditta 'CINEL' di Padova utilizzando macchine a controllo numerico per il taglio delle lastre.

A causa del piccolo denominatore della scala per la riproduzione, le dimensioni planometriche del modello sono rilevanti. In particolare, dovendo salire circa 4 m dal piano di calpestio del laboratorio, si è scelto di realizzare una struttura con solai sfalsati che permettessero di modellare adeguatamente le elevate pendenze dello scivolo.

Lo stesso fondo dell'alveo è stato realizzato a circa 80 cm dal piano di calpestio del laboratorio. Questo per permettere di realizzare un cunicolo di accesso alle celle di pressione situate al centro del bacino di impatto al piede del canale di restituzione.

La misura puntuale delle pressioni al di sotto del bacino di impatto richiede la realizzazione di fori di dimensioni ridotte, dell'ordine dei 2 mm di diametro, per evitare di mediare spazialmente, e quindi ridurre, il valore delle pressioni fluttuanti. Al tempo stesso la struttura che sopporta l'impatto del getto deve avere buone caratteristiche di resistenza meccanica e di rigidità.

Per conseguire tale risultato il solaio al centro del punto di impatto è stato realizzato utilizzando una lastra di alluminio dello spessore di 30 mm dove sono stati predisposti dei cilindri dell'altezza di 40 cm (quella prevista dalla cappa di calcestruzzo) preforati dal basso verso l'alto fino a 5 mm dalla superficie. La filettatura predisposta per il posizionamento di un adeguato numero di chiodi, assicura il comportamento solidale della lastra di alluminio e della cappa di calcestruzzo sovrastante gettata assieme a quella del solaio in laterocemento.

6.4 Soglia di Sfiore

La soglia del labirinto è stata realizzata in plexiglas mediante apparecchiature a controllo numerico e posizionata con un getto di seconda fase in un alloggiamento opportunamente predisposto durante la realizzazione della parte in muratura. Il canale di restituzione, sagomato con un numero opportuno di dime in legno per riprodurre la topografia del fondo e della spalla, è stato interamente finito in cemento bianco accuratamente liscio.

Non è stato riprodotto su modello l'arco di coronamento che corre in corrispondenza del canale di scarico. Questo per consentire una immediata visione e controllo dell'andamento della vena liquida in uscita dall'asse diga. Chiaramente sono state marcate le quote di riferimento della struttura al fine di verificare il franco libero al di sotto di essa.

La vasca di carico di monte come la porzione della spalla riprodotta sono state impermeabilizzate mediante l'utilizzo di una guaina bituminosa, con l'esclusione della zona centrale dove sono previste le misure di pressione.

6.5 Celle di Pressione

Per la misura delle pressioni sul fondo del bacino di impatto al piede del canale di restituzione sono state predisposte 15 celle di pressione distanziate fra loro circa 20 cm secondo una griglia regolare. Ciascuna presa ha diametro di 2 mm ed è predisposta per il collegamento tramite tubicini in teflon ai sensori (celle) di pressione. I sensori di pressione modello LAB TP14, commercializzati da 'AEP Transducers' (Modena), sono caratterizzati da un fondo scala di 1 bar con linearità ed isteresi minore di $\pm 0.05\%$.

6.6 Portate e Livelli

La misura delle portate è realizzata tramite un misuratore di portata magnetico-induttivo DN=350 mm della ditta 'Endess+Hauser' installato sulla tubazione di alimentazione, mentre il livello nella

vasca di carico è rilevato con l'ausilio di un idrometro al nonio di millimetro posto in destra della vasca stessa, in una zona dove il livello liquido non risente della chiamata dello sfioratore.

Un ulteriore idrometro al nonio di millimetro è stato collocato in corrispondenza dell'asse diga sulla sinistra del canale di restituzione per misurare il sopralzo che si realizza in tale zona a causa della curvatura planimetrica dello scivolo. I valori rilevati con questo ultimo strumento, sono stati confrontati con una serie di misure occasionali fatte con un'asta graduata.

6.7 Scabrezza del Modello

I coefficienti di scabrezza reali sono stati trasferiti su modello utilizzando la relazione di Gauckler-Strickler. La scala del coefficiente K da modello a reale si ottiene con la relazione $\lambda^{-1/6} = 1.648:1$. Ciò implica che se nel modello il calcestruzzo liscio ha scabrezza dell'ordine di $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ la scabrezza corrispondente nel reale viene ad essere circa $K_s = 55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Di conseguenza lo scivolo a valle dello sfioratore è certamente meno scabro nel reale che nel modello. Tuttavia, causa la limitata influenza che le perdite di carico distribuite hanno nel caso studiato, si possono ritenere trascurabili le eventuali modeste variazioni relative alla non perfetta riproduzione del coefficiente di scabrezza.

Si fa notare che il trasferimento al reale delle valutazioni osservate su modello relative a fenomeni che comportino trascinamento d'aria deve farsi con qualche cautela a ragione dell'imperfetta similitudine che può realizzarsi in rapporto a questa categoria di fenomeni.

6.8 Intervallo di Indagine

Le prove sviluppate in modo sistematico sul modello fisico hanno esplorato l'intero intervallo delle portate compreso tra $20^1 \text{ m}^3/\text{s}$ a più di $160^2 \text{ m}^3/\text{s}$, con intervalli di circa $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le prove sono servite principalmente a caratterizzare:

- 1) le prestazioni della soglia a labirinto inserita nella prevista geometria della spalla;
- 2) l'andamento della vena liquida lungo tutto il canale di restituzione, con particolare riguardo alla sezione di attraversamento dell'intradosso dell'arco di coronamento;
- 3) le pressioni e i livelli liquidi nel bacino di impatto al piede del canale.

¹ a causa essenzialmente delle tolleranze caratteristiche della strumentazione impiegata non sono state condotte prove per portate inferiori a $20 \text{ m}^3/\text{s}$. Considerata tuttavia la scarsa importanza che rivestono tali modeste portate nel dimensionamento e verifica del nuovo organo di scarico tale limite inferiore è stato considerato accettabile.

² Al fine di caratterizzare l'intera estensione teorica della curva di capacità della soglia a labirinto le prove sono state condotte fino a portate prossime e di poco superiori al colmo della piena di progetto.

7 PRESTAZIONI DELLO SFIORATORE

7.1 Premessa

Vengono di seguito illustrate le prove eseguite su modello fisico finalizzate alla caratterizzazione della curva di capacità della nuova soglia a labirinto.

Le prove si dividono in due distinte fasi a seconda della geometria investigata:

1. una prima fase, denominata “*prima configurazione*”, ha indagato la capacità dello sfioratore nella configurazione che riproduce fedelmente la geometria dell’imbocco proposta nel Progetto Preliminare 2007 e alla base del dimensionamento preliminare della soglia di sfioro;
2. una seconda fase, denominata “*seconda configurazione*”, ha indagato la capacità dello sfioratore nella configurazione ottimizzata, successiva alle risultanze delle prove su modello, caratterizzata da una maggior riprofilatura della spalla sinistra immediatamente a monte della soglia.

Si anticipa che, a conclusione delle indagini, la seconda configurazione del modello è stata scelta come geometria finale dell’opera nel presente Progetto Definitivo.

7.2 Soglia a Labirinto

La misura dei livelli liquidi del serbatoio, eseguita durante la campagna di indagini sulla prima configurazione dello modello, è illustrata in Fig. 7/1.

La curva interpolante dimostra chiaramente un cambio di comportamento rappresentato da un flesso circa in corrispondenza del carico idraulico $0.75 \text{ m} (70 \text{ m}^3/\text{s})$. La prima parte della curva ($< 70 \text{ m}^3/\text{s}$) è coerente con un andamento del coeff. di deflusso crescente con il carico idraulico, mentre la seconda parte ($> 70 \text{ m}^3/\text{s}$), viceversa, è coerente con un andamento del coeff. di deflusso decrescente con il carico idraulico, superato il punto di massima prestazione della soglia (punto di flesso) si assiste dunque ad una progressiva perdita di efficienza dello sfioratore.

Le osservazioni sul modello dimostrano che per le basse portate ($< 70 \text{ m}^3/\text{s}$) la soglia a labirinto si comporta essenzialmente come uno stramazzo libero, al crescere delle portate, già per valori prossimi a $30 \text{ m}^3/\text{s}$, la vena sfiorante entra in contatto con i flussi laterali nella porzione interna del ciclo del labirinto e progressivamente la soglia si comporta come uno stramazzo rigurgitato. Superato il valore di $70 \text{ m}^3/\text{s}$ le vene sfioranti nella porzione interna di ciascun ciclo si incontrano modificando globalmente la legge di deflusso dello sfioratore.

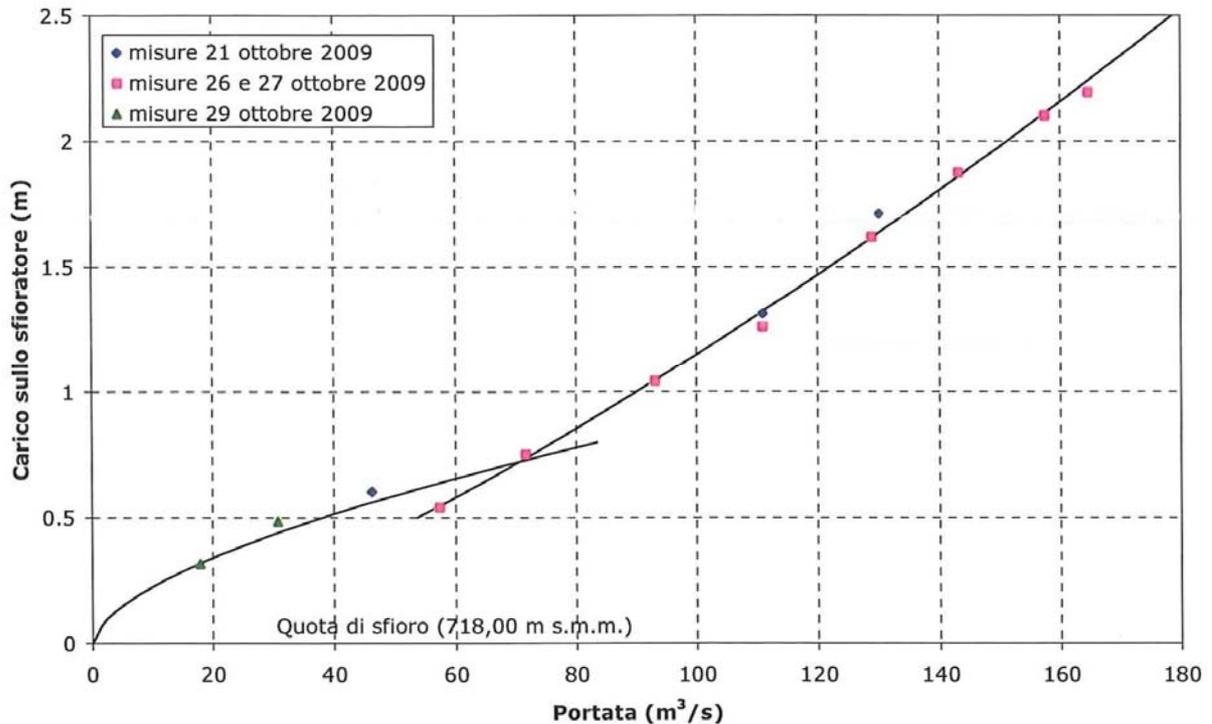


Fig. 7/1 – Modello fisico (*prima configurazione*). Ricostruzione della curva di capacità sperimentale della soglia a labirinto.

Il comportamento a doppio andamento della curva di capacità (o del coeff. di deflusso) della soglia a labirinto è ampiamente documentato nella letteratura specifica (si veda per esempio *Design of Labyrinth Spillways* di J.P. Tullis, ASCE) ed è un parametro opportunamente considerato nella pratica di design di questo tipo di opere (Fig. 7/2).

La scelta del livello di efficienza della soglia, ovvero del ramo della curva del coeff. di deflusso per il quale dimensionare l'opera, è strettamente connessa al criterio di progetto e all'analisi della luce disponibile ad accogliere la nuova struttura (in termini pratici, la larghezza netta della soglia) che frequentemente (come nel caso di Badana) è legata a vincoli strutturali rigidi, dovendo l'opera inserirsi in un contesto pre-esistente. Gli sfioratori a labirinto vengono difatti comunemente adottati come valide soluzioni per la riabilitazione ed il potenziamento di opere di scarico esistenti.

Dimensionare la geometria del labirinto oltre il punto di massima efficienza della soglia, ovvero per un funzionamento rigurgitato, è generalmente accettato in particolare nei casi in cui il criterio di progetto preveda principalmente di contenere la larghezza netta (o luce) della struttura sfiorante.

Nello specifico caso di Badana, l'ottimizzazione della soglia a labirinto ha portato alla scelta di una geometria a 4 cicli con angolo di apertura di 8 gradi. Le soluzioni alternative analizzate, con minor numero di cicli o maggior angolo di apertura, non permettevano di rispettare i limiti di ingombro della struttura a parità di capacità e comunque ugualmente non avrebbero permesso un dimensionamento della soglia nella stretta sezione del ramo crescente della curva del coeff. di deflusso.

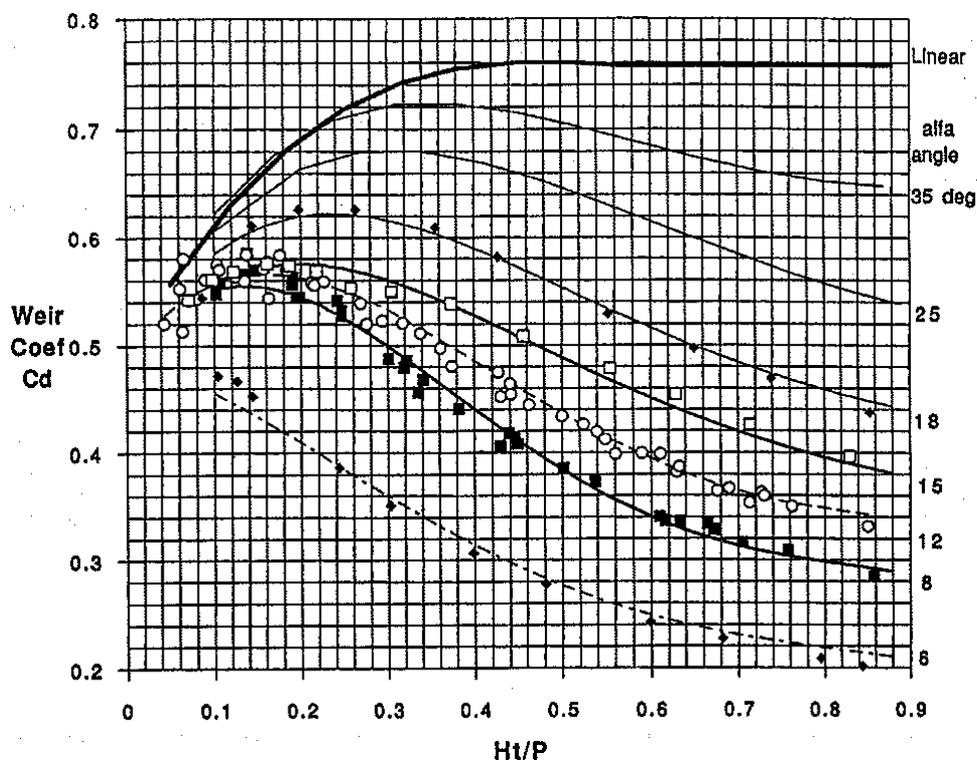


Fig. 7/2 – Soglia a Labirinto. Coeff. di deflusso in funzione dell'angolo dei cicli e del rapporto tra carico idraulico Ht e profondità della corrente in avvicinamento alla soglia P (J.P Tullis, ASCE).

7.3 Differenze tra Capacità Teorica e Sperimentale

Il livello liquido misurato sul modello, in particolare per le più alte portate, differisce sensibilmente dal carico idraulico teorico sulla soglia ipotizzato in fase di dimensionamento preliminare. Con riferimento alla portata $160 \text{ m}^3/\text{s}$, pari al colmo della piena di progetto, ad un carico idraulico teorico di 1.7 m corrisponde un livello sperimentale di 2.16 m , una differenza significativa di 0.46 m ovvero di circa il 22%.

Le cause del comportamento difforme da quanto teoricamente previsto sono probabilmente da ricercarsi nelle particolari condizioni a contorno imposte dalla conformazione della spalla e dalla inesatta stima delle perdite di carico associate alla contrazione della vena in corrispondenza dei muri di spalla del labirinto.

Come appare evidente dall'analisi del grafico di Fig. 7/2, il coefficiente di deflusso della soglia è influenzato in misura affatto trascurabile dalla profondità media di approccio della corrente e quindi, in altri termini, dalle condizioni topografiche nelle adiacenze dello sfioratore. La profondità (media) di approccio della corrente assunta in progetto è stata quindi evidentemente sovrastimata.

Sulla base di queste prime osservazioni è sembrato dunque ragionevole, al fine di migliorare le prestazioni dello sfioratore, proporre un primo intervento di minimo impatto sia economico che strutturale che preveda una più generosa riprofilatura della sponda di imposta del labirinto, approfondendo gli scavi e sagomando le superfici di scavo, in modo tale da fornire al deflusso della corrente maggior respiro e, in pratica, minori perdite di carico.

7.4 Comparazione con Soglia di Tipo Convenzionale

A verifica della funzionalità della soluzione progettuale proposta è stata condotta una breve analisi delle prestazioni ottenibili con una soglia di tipo convenzionale (stramazzo rettilineo in parete sottile) di sviluppo pari alla luce in fregio alla diga (11.9 m) a confronto con i risultati delle prove sul modello per la soglia a labirinto.

Assumendo una legge caratteristica delle soglie a stramazzo nella forma:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{1.5}$$

dove: $C = 1.7$, è il coefficiente di deflusso corrispondente alla formazione della profondità critica sulla soglia; L = lo sviluppo della soglia = 11.9 m, pari alla luce in fregio alla diga; $H = 2.16$ m il carico idraulico, pari al livello liquido osservato sul modello per una portata di 160 m³/s; ne risulta che la capacità dello stramazzo rettilineo stimata a parità di carico idraulico è pari a circa 64 m³/s, ovvero 2.5 volte inferiore a quella misurata sul modello per la soglia a labirinto (160 m³/s).

Le evidenze sembrano dunque ragionevolmente sostenere che la soglia a labirinto dimostra un'efficienza nettamente superiore a quella ottenibile con una soluzione convenzionale adattata al medesimo contesto.

7.5 Seconda Configurazione del Modello

A seguito delle risultanze delle prime prove su modello, sono state apportate alcune determinanti modifiche alla geometria dello sfioratore. Le modifiche hanno riguardato essenzialmente la

conformazione della spalla nelle vicinanze della soglia a labirinto. La nuova configurazione comporta una più ampia riprofilatura della scarpata in sinistra e l'approfondimento generalizzato della quota di imposta della struttura. Le differenze geometriche tra le due configurazioni investigate (denominate *prima* e *seconda configurazione*) sono illustrate in Fig. 7/5 e 7/6.

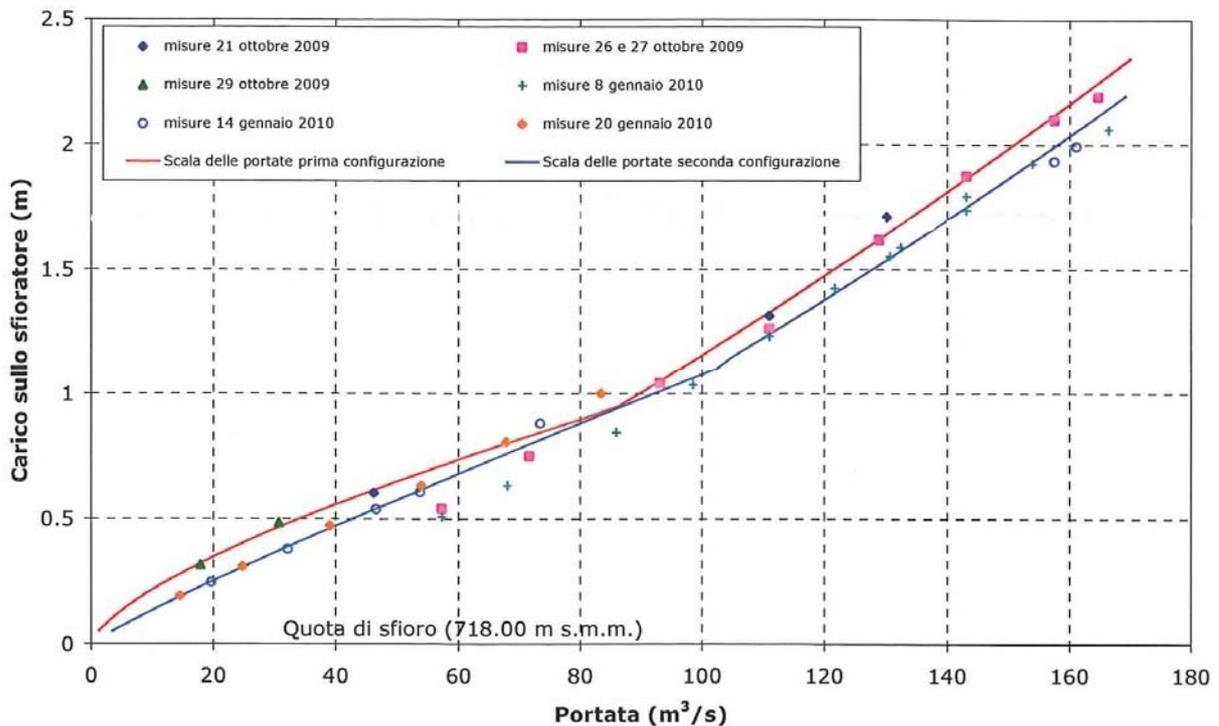


Fig. 7/3 – Modello Fisico (confronto tra *prima* e *seconda configurazione*). Ricostruzione della curva di capacità sperimentale della soglia a labirinto.

Nella Fig. 7/3 (sopra) è riportato il confronto tra i livelli liquidi misurati sul modello nelle due configurazioni investigate. I risultati mostrano che le modifiche apportate alla conformazione della spalla hanno portato ad un sensibile miglioramento delle capacità di scarico della soglia a labirinto.

In particolare, il punto di flesso che individua il cambio di comportamento del deflusso sulla soglia è localizzato in corrispondenza della portata $100 \text{ m}^3/\text{s}$, ovvero circa $30 \text{ m}^3/\text{s}$ oltre il valore misurato nella *prima configurazione* del modello. Questa condizione determina un miglioramento del deflusso per le basse e medie portate diminuendo la probabilità dell'innesco del fenomeno di rigurgito della vena sfiorante.

Con riferimento alla portata $160 \text{ m}^3/\text{s}$, pari al colmo della piena di progetto, il livello liquido misurato sul modello è pari a circa 2.04 m , ovvero 0.12 m inferiore a quello rilevato nella *prima configurazione*, un incremento di capacità della soglia quantificabile in circa l'7%. Tuttavia questo risultato, se confrontato con il carico idraulico teorico ipotizzato in fase di dimensionamento preliminare (1.7 m), differisce da esso di 0.34 m , ovvero di circa il 17%.

Il miglioramento della capacità di scarico della soglia a labirinto dalla *prima* alla *seconda configurazione* investigata è principalmente da imputarsi alla estesa riprofilatura della spalla sinistra mentre solo in misura minore (tuttavia non ben quantificabile) all'incremento della profondità di approccio. La vicinanza della parete della spalla comporta ancora un disturbo per la vena sfiorante, che si traduce in termini di maggior perdite di carico, ma certamente in misura minore di quanto avveniva nella *prima configurazione*.

7.6 Sintesi de Risultati

Il confronto tra la curva di capacità teorica e i risultati delle prove su modello fisico per la verifica delle prestazioni della soglia a labirinto è illustrato in Fig. 7/4.

Analizzando i risultati delle prove su modello si osserva il deciso scostamento della curva teorica da entrambe le curve sperimentali. La curva teorica presenta un andamento regolare e continuo con il punto di flesso, caratteristico del cambio di comportamento del coefficiente di deflusso, poco marcato. Le curve sperimentali, viceversa, presentano un flesso evidente e netto. Il punto di flesso della curva teorica è localizzato circa in corrispondenza della portata $100 \text{ m}^3/\text{s}$, analogamente nelle curve sperimentali, e in particolare per la curva risultante dalle prove sulla *seconda configurazione* del modello, il punto di flesso si ritrova circa alla stessa portata.

Un importante risultato è rappresentato dall'efficienza sperimentale della soglia a labirinto per le basse e medie portate. Per portate inferiori a $120 \text{ m}^2/\text{s}$ la capacità effettiva della soglia a labirinto risulta sensibilmente maggiore a parità di carico idraulico di quanto teoricamente stimato. Per un carico di 1 m , ad esempio, la portata misurata sul modello nella *seconda configurazione* è pari a circa $92 \text{ m}^3/\text{s}$ contro i $74 \text{ m}^3/\text{s}$ teorici, una differenza di circa il 22%. Questo inaspettato risultato si riflette sulla gestione delle piene di alta frequenza, con ricorrenza annuale, comportando difatti una minore escursione di livello del serbatoio.

Le due configurazioni del modello fisico investigate mostrano in sostanza un comportamento globale della soglia a labirinto piuttosto simile, i benefici apportati dalla maggior riprofilatura della spalla sinistra si traducono essenzialmente in una maggior capacità di scarico a parità di carico idraulico. Da un punto di vista della sicurezza dell'opera il beneficio dato da un più efficiente funzionamento della soglia non è tuttavia trascurabile mentre da un punto di vista dell'impatto sui costi, le modifica proposte sono minime e praticamente assorbibili dalla stima degli imprevisti globali dell'intervento.



Sembra dunque ragionevole adottare come soluzione definitiva di progetto la geometria dello sfioratore proposta nella *seconda configurazione* del modello.

Il risultato complessivo delle indagini su modello sembra dunque giustificare la prudenza adottata in fase preliminare nel dimensionamento della soglia a labirinto, in particolare nella definizione di un generoso franco al coronamento. Le analisi sperimentali hanno messo in luce alcune importanti differenze tra quanto indicato nei testi specifici disponibili in letteratura (si veda “*Design of Labirinth Spillway*”, J.P. Tullis, ASCE Journal) e il comportamento reale dell’opera.

Nel contesto specifico di Badana, per quanto in parte difforme nel comportamento previsto dalla teoria, la soluzione tecnica della soglia a labirinto risulta globalmente ben inserita ed efficace.

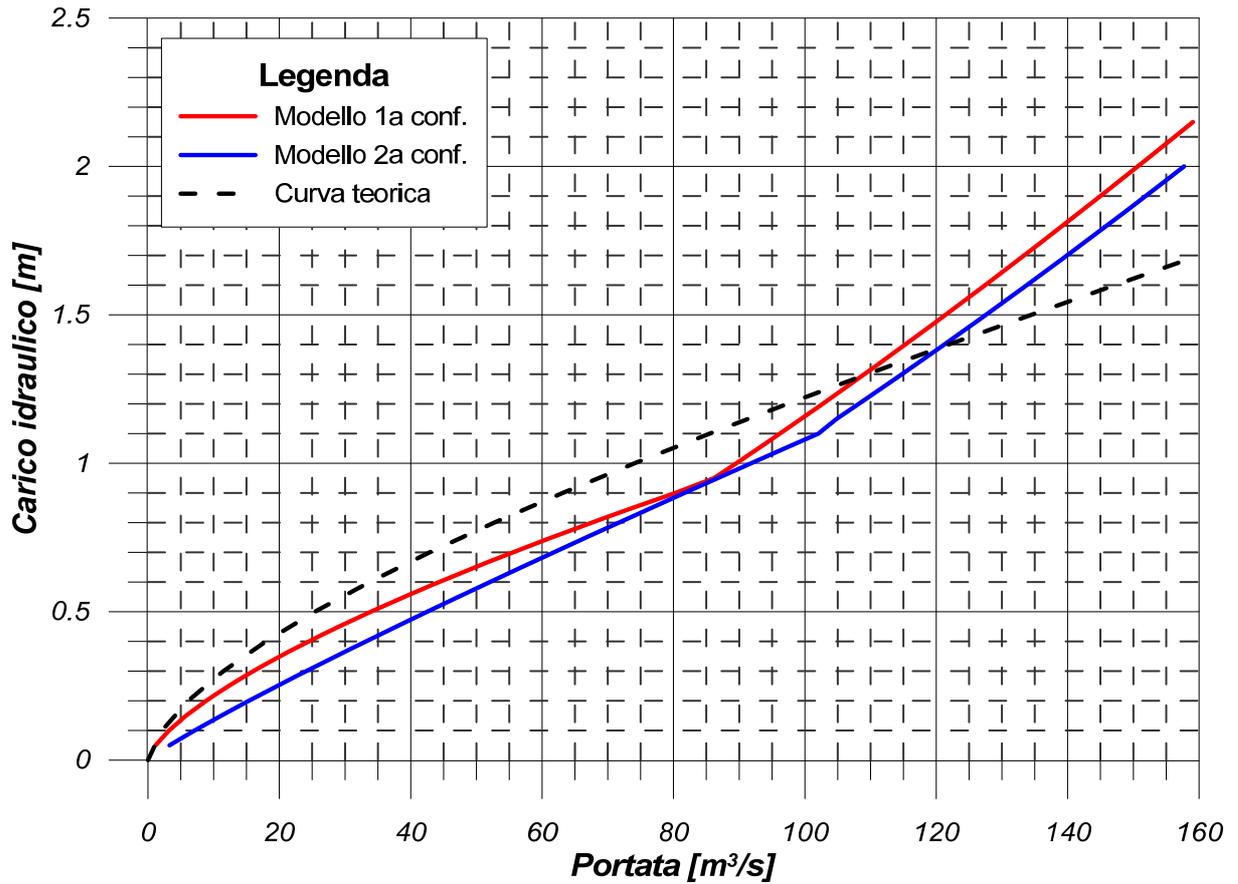


Fig. 7/4 – Modello Fisico. Confronto tra curva di capacità teorica e risultati sperimentali per la soglia a labirinto.

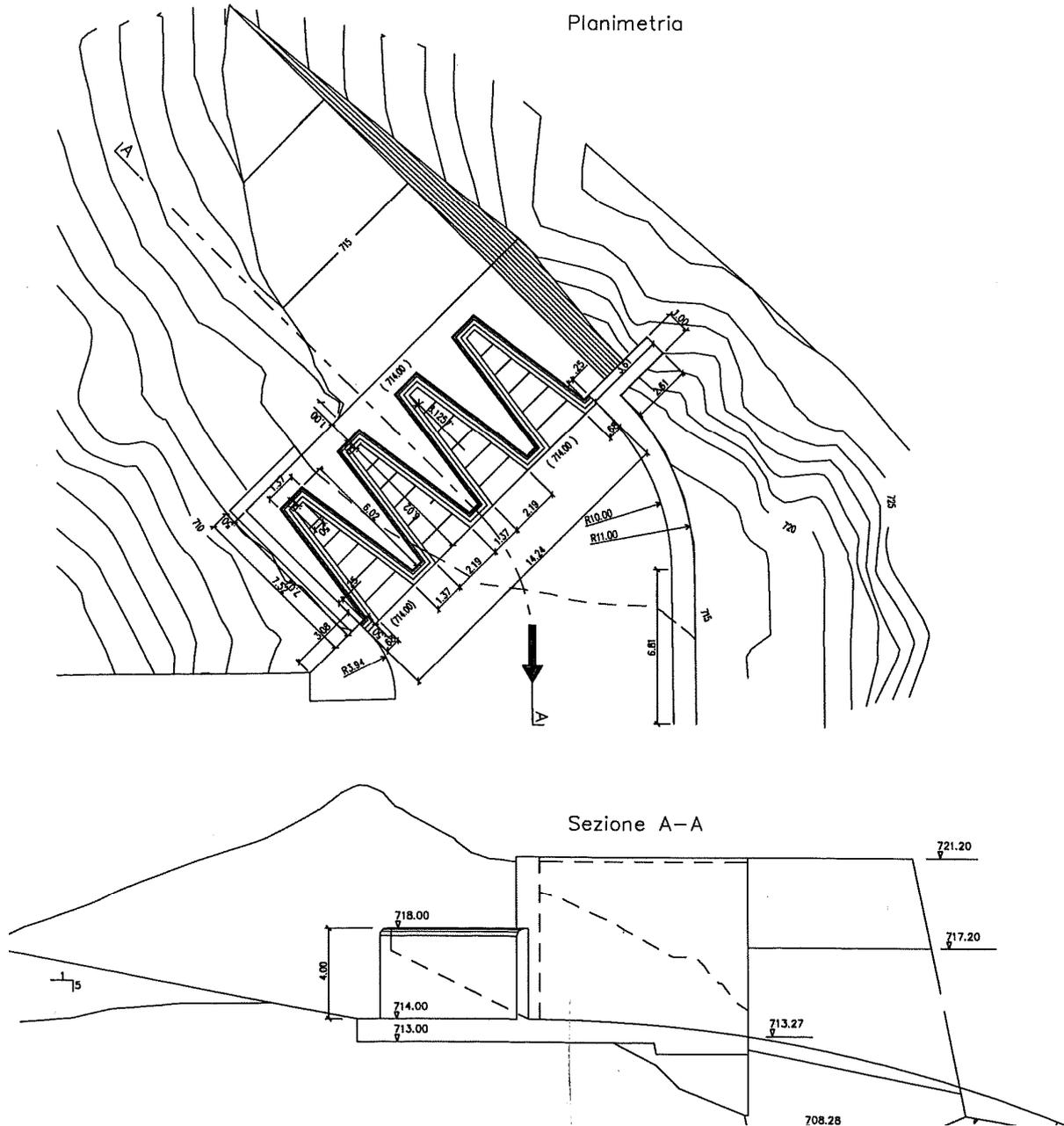


Fig. 7/5 – Soglia di Sfiro. Geometria della spalla sinistra a monte della soglia nella *prima configurazione* del modello fisico, conforme al Progetto Preliminare (2007).

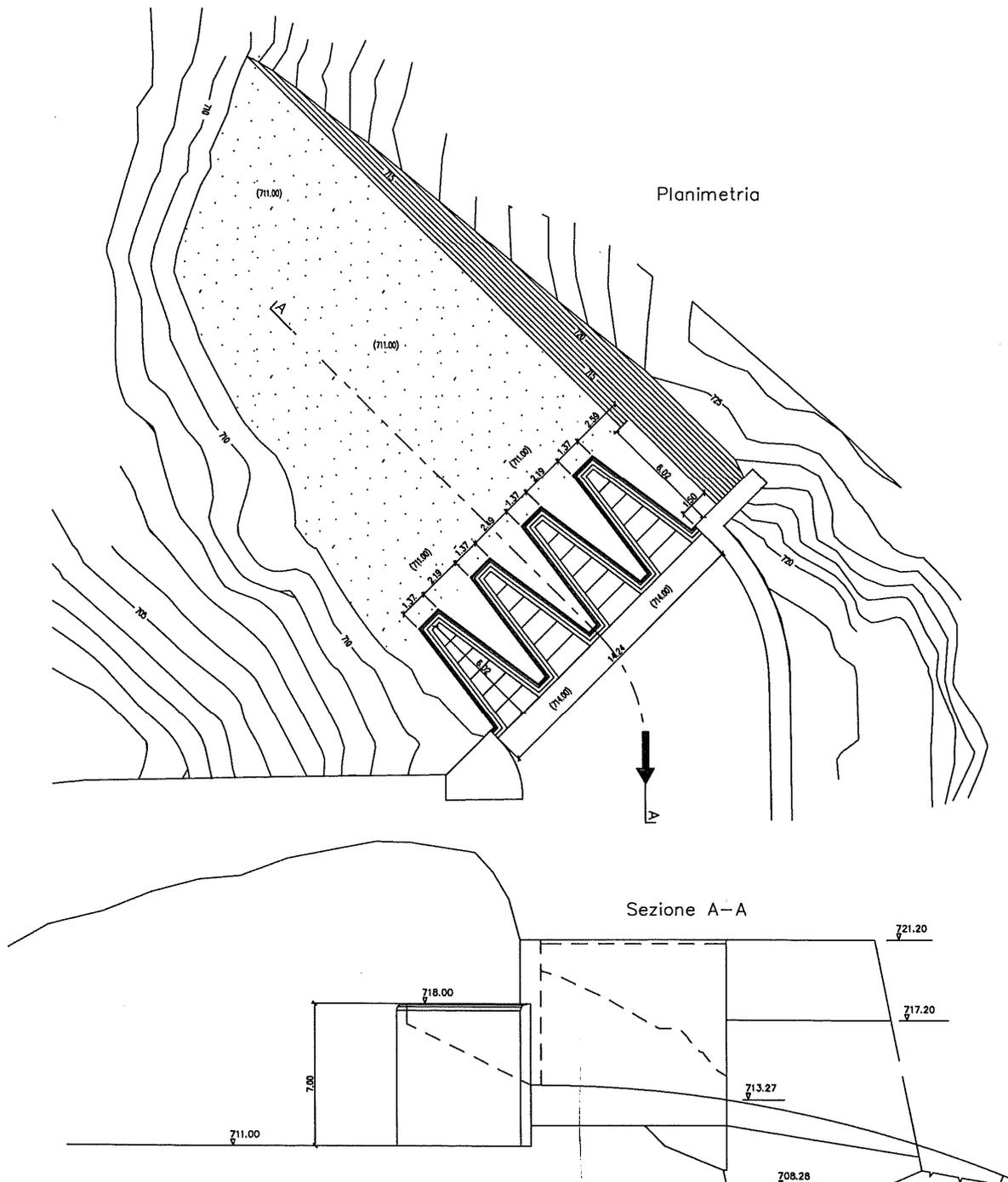


Fig. 7/6 – Soglia di Sfioro. Geometria della spalla sinistra a monte della soglia nella *seconda configurazione* del modello fisico, conforme al presente Progetto Definitivo.

8 LAMINAZIONE DELLA PIENA DI PROGETTO

8.1 Piena di Progetto

L'Ufficio Idraulica del RID, con nota n. SDI/75/cis del 28/03/02 ha determinato in 160 m³/s il valore al colmo della piena con tempo di ritorno 1000 anni in corrispondenza della sezione di sbarramento della diga di Badana.

Lo studio idrologico condotto da ITEC-Engineering (2008) sulla base dei caratteri geomorfologici del bacino di Badana (area di influenza circa 4.8 km², asta principale di lunghezza 4.5 km) ha successivamente definito la forma dell'idrogramma caratteristico delle piene di bassa frequenza.

L'idrogramma della piena con tempo di ritorno 1000 anni, assunta come piena di progetto per la verifica della nuova soglia a labirinto, è caratterizzato da un volume complessivo stimato in circa 530.000 m³ e da un tempo di transito del colmo stimato in circa 1 ora (si rimanda ai dettagli esposti nel Vol. 3B del presente Progetto Definitivo).

La piena di progetto ha dunque una durata complessiva contenuta (circa 2.30 ore) ed una forma dell'idrogramma alquanto ripida. Sulla base di queste considerazioni l'impiego di un organo di scarico a soglia fissa trova la sua miglior espressione in quanto permette di sfruttare appieno il contributo laminante dell'invaso.

8.2 Metodo di Calcolo

La laminazione della piena di progetto è stata calcolata applicando il bilancio del serbatoio nella seguente forma:

$$Q_i - Q_u = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

dove Δt = intervallo di tempo (sec); Q_i = portata media in ingresso nell'intervallo di tempo Δt (m³/s); Q_u = portata media in uscita nell'intervallo di tempo Δt (m³/s); ΔV = variazione del volume d'invaso (m³). L'espressione del bilancio del serbatoio può essere riscritta nella forma:

$$\frac{Q_i^t + Q_i^{t+1}}{2} - \frac{Q_u^t + Q_u^{t+1}}{2} = \frac{V^t + V^{t+1}}{\Delta t}$$

dove con l'apice t e $t+1$ sono indicati rispettivamente i valori all'inizio e alla fine dell'intervallo di tempo Δt .

I termini delle precedenti equazioni possono essere esplicitati in funzione della quota del serbatoio h (m s.l.m.) essendo nello specifico V espresso dalla curva volumi del serbatoio $V = f(h)$ e Q_u espresso dalla curva di capacità dello scarico di superficie $Q_u = f(h)$. Il termine Q_i è espressione dell'idrogramma della piena in ingresso.

La curva di capacità della soglia a labirinto ricavata dalle prove su modello nella *seconda configurazione* (vedi Fig. 7/4) è stata sintetizzata numericamente utilizzando 2 distinti polinomi di 2nd grado, il primo valido per un carico idraulico < 1.1 m ed il secondo per un carico ≥ 1.1 m. I termini di ciascun polinomio sono stati stimati con il metodo dei minimi quadrati, il risultato è così espresso:

$$Q = 14.3499 (h - h_s)^2 + 77.5983 (h - h_s) \quad \text{per } (h-h_0) < 1.1$$

$$Q = -4.4659 (h - h_s)^2 + 76.0577 (h - h_s) + 23.4889 \quad \text{per } (h-h_0) \geq 1.1$$

dove con h_c si indica la quota di sfioro della soglia, 718.00 m s.l.m.. La curva dei volumi del serbatoio (Fig. 3/1) è stata sintetizzata numericamente dalla seguente espressione:

$$(h - h_0) = 0.12322 V^{0.39122}$$

dove con h_0 si indica la quota più depressa del serbatoio, 668.00 m s.l.m.. La soluzione delle precedenti equazioni è stata ottenuta con metodo iterativo.

8.3 Calcolo di Laminazione – Piena di Progetto

La laminazione della piena di progetto con tempo di ritorno 1000 anni è illustrata in Fig. 8/1 e Tab. 8/3. In virtù dell'importante contributo laminante del serbatoio, la massima portata esitata dallo sfioratore è pari a circa 96 m³/s, ovvero inferiore di circa il 40% al colmo di piena in ingresso (160 m³/s).

La massima portata esitata si osserva 18 min dopo il transito del colmo, 78 min dall'inizio dell'evento. Il livello d'invaso raggiunge la quota massima di 719.05 m s.l.m.. Tale livello corrisponde ad un carico idraulico sulla soglia di sfioro di 1.05 m.

La massima portata esitata, 96 m³/s, viene in seguito assunta come portata di riferimento ai fini delle verifiche idrauliche del canale di restituzione e per l'analisi degli effetti sul fondo alveo nella zona di impatto del flusso.

8.4 Approfondimenti sulla Laminazione delle Piene

In risposta alla richiesta di approfondimenti espressa nel voto 190/11 del Consiglio Superiore LL. PP. è stata condotta un'analisi integrativa sulla laminazione delle piene. Lo studio ha indagato la risposta dello sistema scarico di superficie – serbatoio ad eventi di piena differenti per volume complessivo e portata al colmo.

Adottando la stessa metodologia con cui è stato definito l'idrogramma di piena di progetto che restituisce la massima portata al colmo ($160 \text{ m}^3/\text{s}$), si è provveduto a generare alcuni idrogrammi sintetici definiti al variare del tempo di pioggia, ottenendo picchi di piena via via decrescenti e volumi corrispondenti crescenti. Tali idrogrammi sono dunque congruenti in relazione al tempo di ritorno e differiscono sostanzialmente nella forma.

Variando la durata dell'evento di pioggia, fissato il tempo di ritorno 1000 anni e i parametri della curva di possibilità pluviometrica ($a = 141$, $n = 0.445$, rif. Vol. 3B), sono stati ottenuti alcuni idrogrammi sintetici di particolare rilevanza. Ai fini del calcolo sono state considerate piogge di durata variabile tra 60 min (evento di progetto) a 180 min.

Tab. 8/1 – Calcolo di Laminazione. Piene sintetiche con tempo di ritorno 1000 anni.

Durata pioggia min	Volume di Piena m^3	Portata al colmo m^3/s
60 ⁽¹⁾	537 000	160
90	668 000	142
105	724 000	132
120	776 000	124
150	871 000	111
180	956 000	100

(1) piena di progetto, durata evento di pioggia 1 ora.

Il sistema scarico di superficie – serbatoio è stato dunque sollecitato con gli idrogrammi sintetici di Tab. 8/1. I risultati salienti del calcolo di laminazione sono illustrati nella seguente Tab. 8/2. Si fa notare che per durate superiori a 180 min il calcolo diventa poco significativo in quanto la portata di picco risulta inferiore a quella massima esitata in occasione della piena di progetto ($96 \text{ m}^3/\text{s}$).

Tab. 8/2 – Calcolo di Laminazione. Risultati della simulazione.

Durata pioggia min	Portata al colmo m^3/s	Portata max uscende m^3/s	Max. Livello Serbatoio m s.l.m.
60	160	96	719.05
90	142	104	719.14
105	132	105	719.15
120	124	104	719.13
150	111	101	719.09
180	100	96	719.03

8.5 Quota di Massimo Invaso e Franco Netto

L'analisi della laminazione delle piene congruenti con il tempo di ritorno 1000 anni di forma (volume e portata al colmo) differenti dalla piena di progetto, ha evidenziato come l'evento più gravoso per il sistema scarico di superficie – serbatoio, in termini di massimo livello d'invaso, corrisponde all'evento con portata al colmo 132 m³/s e volume 668 000 m³. In occasione di tale evento il serbatoio raggiunge il livello massimo 719.15 m s.l.m., ovvero corrispondente ad un carico idraulico sopra la soglia di sfioro di 1.15 m. I risultati della simulazione sono illustrati in Fig. 8/2 e Tab. 8/4.

La quota di massimo invaso dell'invaso Badana è dunque così definita:

Quota di massimo invaso = 719.15 m s.l.m.

Si sottolinea che la piena più gravosa non coincide con la piena di progetto (portata al colmo 160 m³/s) bensì con la piena con portata al colmo 132 m³/s in virtù di un maggior volume complessivo (+ 34%). La laminazione della piena più gravosa è illustrata in Fig. 8/2 e Tab. 8/4.

Il franco netto al coronamento è calcolato come differenza tra la quota del coronamento della diga (721.2 m s.l.m.) e il livello di massimo invaso del serbatoio, sommata inoltre a quest'ultimo la semi-ampiezza dell'onda caratteristica dell'invaso (0.21 m):

$$\text{Franco Netto} = 721.20 - (719.15 + 0.21) = \mathbf{1.84 \text{ m}}$$

Il franco netto disponibile risulta dunque largamente superiore al minimo di 1 m richiesto dalla normativa tecnica.

8.6 Massimo Livello del Serbatoio Senza Laminazione

Al fine di una completa caratterizzazione del comportamento idraulico dello sfioratore è stata analizzata la situazione puramente ideale associata al transito della piena di progetto senza includere il contributo laminante del serbatoio.

Questa verifica è sembrata opportuna in quanto, seppur disponendo di una corretta ed esaustiva caratterizzazione della risposta idrologica del bacino agli eventi di piena di bassa frequenza (si veda il documento Vol. 3B), si è valutato come cautelativo poter disporre di un parametro di confronto indipendente dalla stima teorico/sintetica dell'idrogramma di piena di progetto. Si fa ad ogni modo osservare che nel caso di sfioratore con soglia libera il contributo laminante del serbatoio è un aspetto imprescindibile e determinante.

L'analisi comporta dunque il calcolo del massimo livello del serbatoio corrispondente al deflusso sulla soglia della portata al colmo di piena 160 m³/s. Il calcolo è stato eseguito con riferimento



alla curva di capacità ottenuta su modello fisico nella *seconda configurazione* (configurazione finale dell'opera, grafico di Fig. 4/7).

Il risultato del calcolo mostra che il massimo livello del serbatoio senza laminazione è pari a circa 720.04 m s.l.m.. Sommando inoltre a quest'ultimo la semi-ampiezza dell'onda caratteristica dell'invaso, 0.21 m, ne risulta un franco netto al coronamento pari a:

$$\text{Franco Netto senza Laminazione} = 721.20 - (720.04 + 0.21) = \mathbf{0.95 \text{ m}}$$

Questo risultato è sicuramente confortante, il generoso franco disponibile anche nell'ipotetica condizione senza il contributo laminante dell'invaso assicura un elevato livello di sicurezza dell'opera.

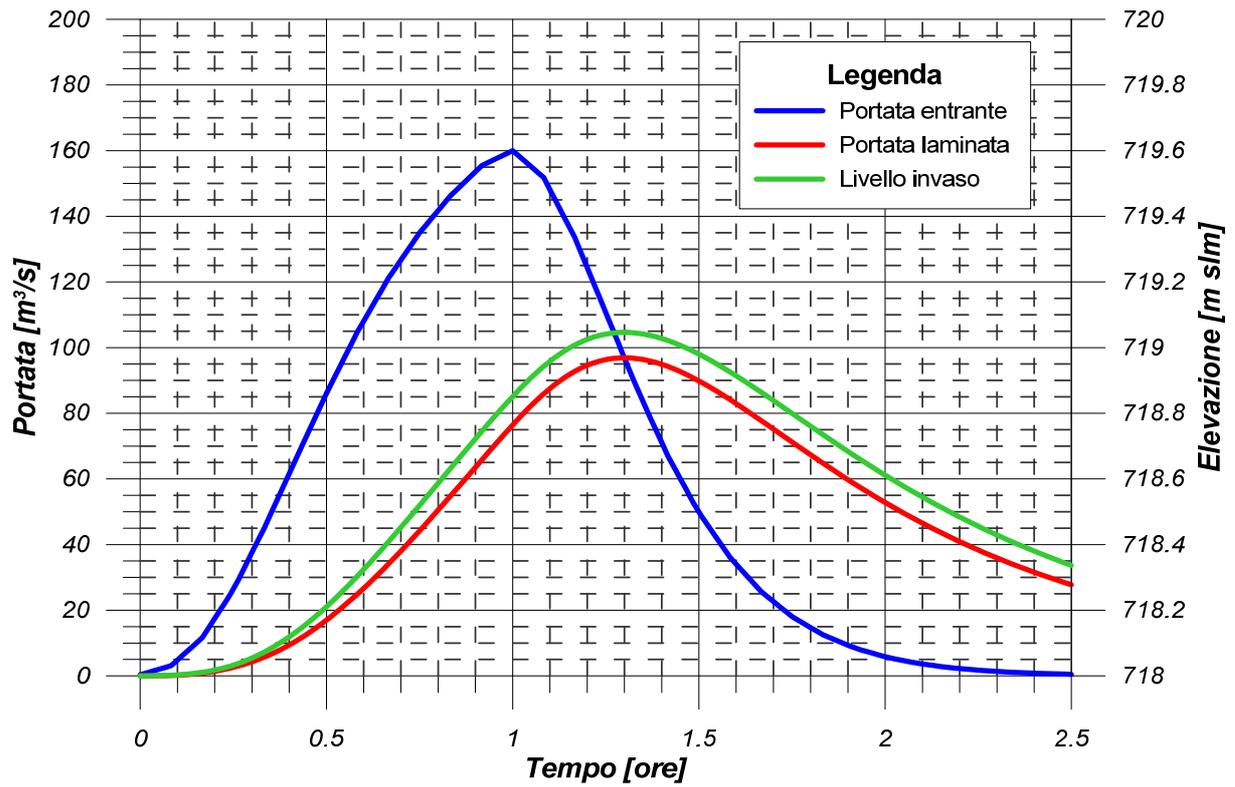


Fig. 8/1 – Calcolo di Laminazione. Piena di progetto (TR 1000 anni).

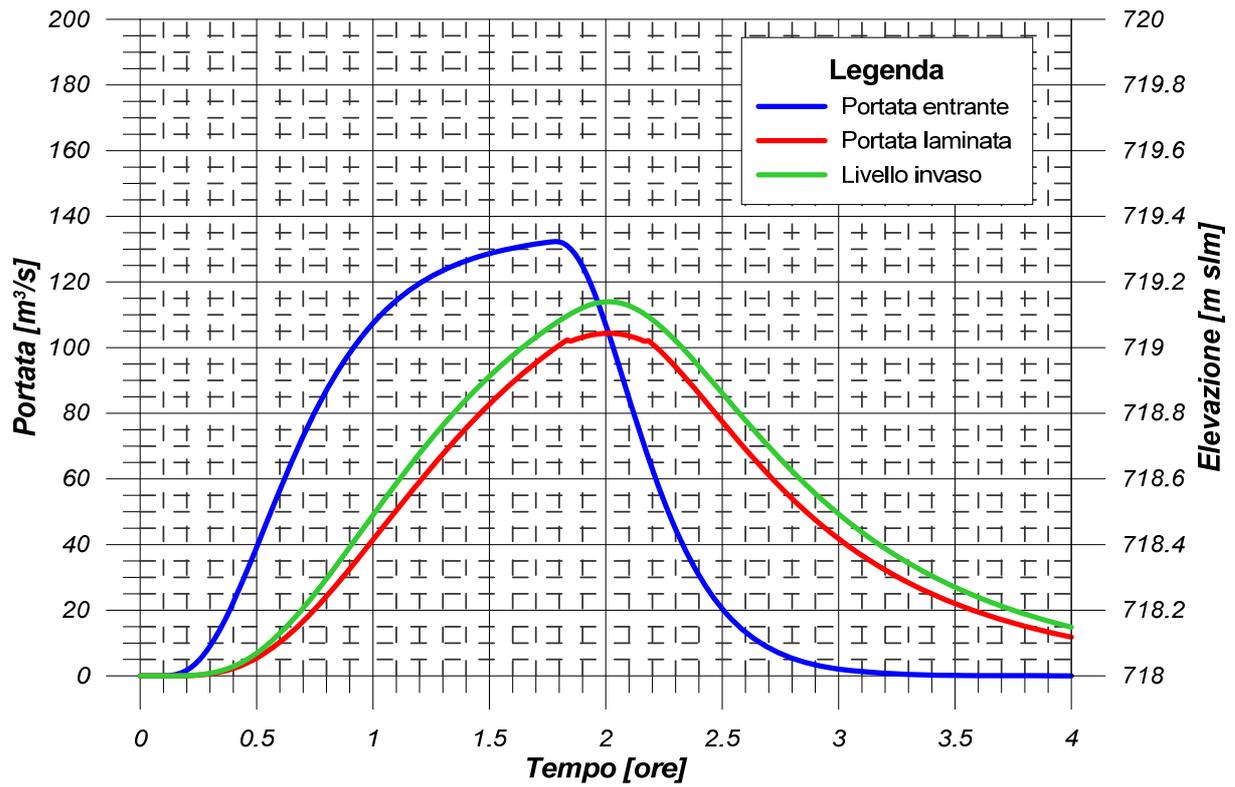


Fig.8/2 – Calcolo di Laminazione. Piena più gravosa per il sistema scarico di superficie - serbatoio. Idrogramma di piena: portata al colmo 132 m³/s, volume 724.000 m³ (TR 1000 anni).



Tab. 8/3 – Calcolo di Laminazione. Piena di progetto (portata al colmo 160 m³/s). Q_i indica la portata associata all'idrogramma della piena, Q_u la portata scaricata dalla nuova soglia a labirinto, h il carico idraulico sopra la soglia. La presente tabella rappresenta un estratto del calcolo completo eseguito con step di calcolo di intervallo costante pari a 1 min.

Tempo	Q_i	Volume Invaso	h	Q_u	Livello Invaso
h	m ³ /s	m ³	m	m ³ /s	m s.l.m.
0.00	0.3	4645838	0.00	0.0	718.00
0.10	4.8	4646564	0.00	0.2	718.00
0.20	17.5	4650035	0.02	1.4	718.02
0.30	37.6	4658761	0.05	4.3	718.05
0.40	61.6	4674129	0.12	9.4	718.12
0.50	86.1	4696031	0.21	17.0	718.21
0.60	108.1	4723247	0.32	26.7	718.32
0.70	126.7	4754021	0.45	38.0	718.45
0.80	141.8	4786563	0.59	50.5	718.59
0.90	153.6	4819314	0.72	63.5	718.72
1.00	160.0	4850681	0.85	76.4	718.85
1.10	148.1	4876843	0.96	87.5	718.96
1.20	124.4	4893191	1.03	94.6	719.03
1.30	96.8	4898410	1.05	96.4	719.05
1.40	71.1	4893889	1.03	94.9	719.03
1.50	49.7	4882208	0.98	89.9	718.98
1.60	34.0	4866055	0.91	82.9	718.91
1.70	22.7	4847659	0.84	75.2	718.84
1.80	14.7	4828626	0.76	67.3	718.76
1.90	9.3	4810012	0.68	59.8	718.68
2.00	5.8	4792450	0.61	52.8	718.61
2.10	3.6	4776268	0.54	46.5	718.54
2.20	2.2	4761591	0.48	40.9	718.48
2.30	1.4	4748414	0.43	35.9	718.43
2.40	0.8	4736661	0.38	31.6	718.38
2.50	0.5	4726224	0.34	27.8	718.34



Tab. 8/4 – Calcolo di Laminazione. Piena più gravosa per il sistema scarico di superficie – serbatoio (portata al colmo 132 m³/s). Q_i indica la portata associata all'idrogramma della piena, Q_u la portata scaricata dalla nuova soglia a labirinto, h il carico idraulico sopra la soglia. La presente tabella rappresenta un estratto del calcolo completo eseguito con step di calcolo di intervallo costante pari a 1 min.

Tempo	Q_i	Volume Invaso	h	Q_u	Livello Invaso
h	m ³ /s	m ³	m	m ³ /s	m s.l.m.
0.00	0.0	4645838	0.00	0.0	718.00
0.10	0.0	4645839	0.00	0.0	718.00
0.20	1.7	4646031	0.00	0.1	718.00
0.30	9.1	4647691	0.01	0.6	718.01
0.40	22.4	4652739	0.03	2.3	718.03
0.50	39.2	4662424	0.07	5.5	718.07
0.60	56.7	4676900	0.13	10.4	718.13
0.70	73.0	4695457	0.21	16.8	718.21
0.80	87.0	4716942	0.30	24.4	718.30
0.90	98.4	4740099	0.39	32.8	718.39
1.00	107.4	4763795	0.49	41.7	718.49
1.10	114.3	4787118	0.59	50.7	718.59
1.20	119.6	4809406	0.68	59.5	718.68
1.30	123.5	4830223	0.77	68.0	718.77
1.40	126.4	4849325	0.85	75.9	718.85
1.50	128.6	4866611	0.92	83.2	718.92
1.60	130.3	4882081	0.98	89.8	718.98
1.70	131.6	4895807	1.04	95.8	719.04
1.80	132.2	4907887	1.08	101.1	719.08
1.90	124.8	4917632	1.12	103.4	719.12
2.00	106.9	4922079	1.14	104.6	719.15
2.10	84.5	4919009	1.13	103.7	719.13
2.20	62.9	4908503	1.09	101.4	719.09
2.30	44.7	4892480	1.02	94.3	719.02
2.40	30.7	4873435	0.94	86.1	718.94
2.50	20.5	4853100	0.86	77.5	718.86
2.60	13.4	4832754	0.78	69.0	718.78
2.70	8.5	4813240	0.70	61.1	718.70
2.80	5.4	4795045	0.62	53.8	718.62

9 DEFLUSSO LUNGO IL CANALE

9.1 Condizioni Investigate

Le prove su modello condotte al fine di identificare i massimi livelli liquidi che si realizzano lungo il canale di restituzione sono state condotte con riferimento alle seguenti condizioni:

- portata di progetto, $96 \text{ m}^3/\text{s}$, risultante dalla laminazione della piena di progetto;
- portata $75 \text{ m}^3/\text{s}$, valore (stimato) della portata evacuata dall'originario sistema di sifoni.

Per entrambe le portate sono state misurate le quote raggiunte dalla superficie liquida in corrispondenza di 14 sezioni individuate lungo il canale di restituzione a valle della soglia di sfioro (Fig. 9/1).

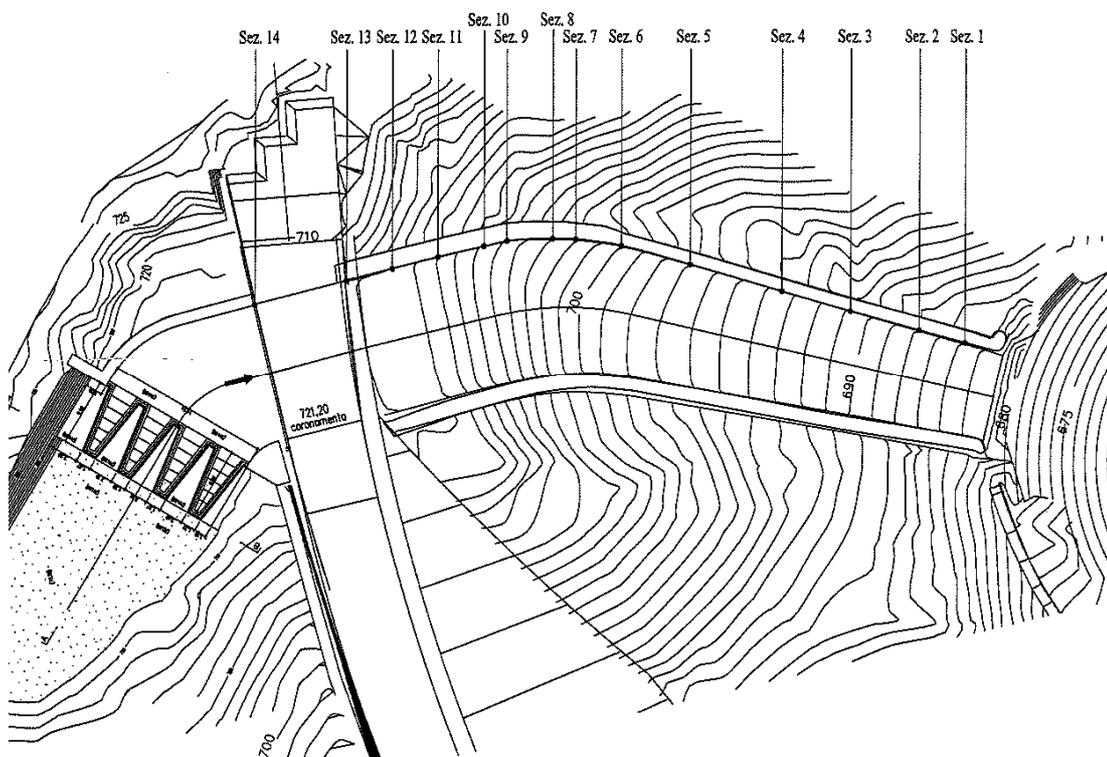


Fig. 9/1 – Modello Fisico. Ubicazione delle sezioni di misura in corrispondenza del muro di sinistra del canale di restituzione.

9.2 Sintesi dei Risultati

Per una portata di $96 \text{ m}^3/\text{s}$, con esclusione della parte terminale, dove, in corrispondenza della sezione n. 1 è di poco superato, il tirante a ridosso della parete sinistra del canale di restituzione risulta sempre compreso entro i 3 m di altezza. I massimi sopralzi si localizzano, oltre che nel tratto terminale, subito a monte dell'attraversamento del corpo diga in corrispondenza della sezione n. 14. Tra la sezione 6 e 12 il tirante si riduce a circa 1 m, mentre nelle rimanenti porzioni del canale è mediamente dell'ordine dei 2 m.

Le indagini su modello hanno messo in luce che l'andamento della vena liquida nella sezione trasversale del canale è estremamente disuniforme, risultando completamente addossata alla parete di sinistra e lasciando in alcuni tratti completamente scoperto il fondo in destra. Questo comportamento è il risultato delle brusche deviazioni planimetriche del tracciato in particolare in corrispondenza della prima curvatura a monte della sezione n. 14, determinata dall'angolazione dell'asse della soglia a labirinto rispetto all'asse del canale, e della seconda curvatura tra le sezioni 6 e 10 che dà origine all'avvitamento della vena liquida. A valle della sezione n. 6 la corrente, ormai dotata di notevole velocità, prosegue mediamente nella direzione già assunta a monte, manifestando i fronti d'onda stazionari caratteristici delle correnti supercritiche soggette a condizioni di urto forte.

Particolare attenzione è stata posta nella misura del tirante in corrispondenza della sezione n. 14 in quanto ad esso è legato il libero deflusso della vena liquida attraverso la luce rettangolare individuata dall'intradosso dell'arco di coronamento (quota 717.20 m s.l.m.). Il tirante rilevato sul modello per una portata di $96 \text{ m}^3/\text{s}$ è di poco superiore ai 2 m, ovvero corrispondente ad un franco libero di circa 1.9 m.

Di poco dissimile a quello appena illustrato è il comportamento della vena liquida per una portata di $75 \text{ m}^3/\text{s}$. Anche in questo caso i sopralzi massimi si verificano all'uscita del canale di fuga e a monte della sezione n. 14 dove si registra un valore di poco inferiore a 3 m.

9.3 Interventi Proposti

A valle delle risultanze delle prove su modello, l'altezza originaria dei muri del canale di restituzione, in particolare il muro in sinistra, non pare più sufficiente a contenere il deflusso delle portate scaricate. Tale altezza, variabile lungo lo sviluppo del canale, non supera difatti generalmente i 2.1 m, fatta eccezione per un breve tratto in corrispondenza della sezione terminale dove è di circa 2.7 m e nella sezione iniziale dove è di poco superiore ai 3 m.

Il progetto degli interventi di risanamento prende dunque in considerazione la necessità di sopraelevare il muro sinistro del canale di restituzione ad un'altezza costante determinata prudenzialmente in 3.5 m. Questa nuova quota permetterebbe il deflusso della portata di progetto $96 \text{ m}^3/\text{s}$ con un franco minimo di circa 50 cm lungo tutto lo sviluppo del canale.

10 BACINO DI IMPATTO

10.1 Indagini Svolte

Lo studio dell'impatto del getto in uscita dal canale di restituzione sulla sponda della valle e il ricongiungimento con l'alveo naturale del torrente Badana al piede diga è stato ampiamente approfondito e documentato nelle prove su modello fisico.

Oltre all'analisi della configurazione di progetto è stata investigata la possibilità di aumentare la profondità del cuscino d'acqua nel bacino di impatto modificando tentativamente la sezione d'alveo che controlla l'esito delle portate verso valle.

Dalle ipotesi emerse durante le prime osservazioni si è deciso di realizzare una configurazione modificata del modello costituita da un restringimento planimetrico dell'alveo posto a valle del bacino di impatto e realizzato per mezzo di una panconatura in legno disposta in modo tale da determinare una luce di sbocco di larghezza nota. In scala di prototipo una struttura di tale finalità potrebbe essere costituita realisticamente da una briglia in calcestruzzo di larghezza pari all'estensione della valle provvista di una opportuna apertura.

Alcune prove di primo orientamento, hanno subito mostrato come, al fine di ottenere un cuscino d'acqua significativo, fosse necessario limitare la larghezza della luce di sbocco a circa 24 cm su modello (corrispondenti a 4.80 m su prototipo). Soluzioni diverse, provate limitando in misura inferiore la sezione di controllo, non hanno infatti messo in luce comportamenti sostanzialmente diversi da quelli che si realizzano in condizioni di sbocco libero. Successivamente è stato analizzato l'effetto prodotto dalla posizione dell'apertura nell'alveo, in prossimità rispettivamente della sponda sinistra e della sponda destra. Le prove sviluppate hanno messo in luce come, per i valori più elevati di portata, il cuscino d'acqua risulti meglio controllato adottando la configurazione con apertura a sinistra.

Le prove conclusive su modello sono state condotte con riferimento alle seguenti condizioni:

- portata di progetto, 96 m³/s, risultante della laminazione della piena di progetto;
- portata 75 m³/s, valore (stimato) della portata evacuata dall'originario sistema di sifoni;
- portata 34 m³/s, valore indicativo delle piene con elevata frequenza di accadimento.

La scelta di estendere le prove anche alle basse e medie portate è stata suggerita dalle prime evidenze su modello, alle minori portate corrispondono difatti minori altezze del cuscino d'acqua nel bacino di impatto, situazione questa che comporta la minima capacità dissipativa nei confronti delle fluttuazioni di pressione.

Per tutte le portate oggetto di prove sono state misurate le quote raggiunte dalla superficie liquida in corrispondenza della sponda opposta al bacino di impatto (sponda destra a valle del piede diga) e le pressioni agenti sulla roccia di fondo in corrispondenza del punto di impatto del getto sia per la configurazione di progetto che per la configurazione modificata con presenza del restringimento in alveo.

Allo scopo di identificare facilmente le quote liquide sono state riportate nel tratto di modello prospiciente il bacino di impatto le curve di livello corrispondenti alle quote 664, 666 e 668.

10.2 Livelli liquidi

Il risultato delle prove condotte sulla configurazione modificata con presenza del restringimento in alveo è sintetizzato come di seguito.

Per la portata di progetto $96 \text{ m}^3/\text{s}$, il massimo livello liquido nel bacino di impatto oscilla mediamente tra 666 e 668 m s.l.m., manifestando le quote liquide più elevate in corrispondenza del versante destro della valle come è possibile vedere nella Fig. 10/1.



Fig. 10/1 – Modello fisico (presenza del restringimento in alveo). Vista del bacino di impatto per la portata $95.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Occasionalmente qualche formazione ondosu risale il versante destro fino a superare quota 668 m s.l.m., in particolar modo nella zona prospiciente lo sbocco verso valle. La zona sede dello scarico di fondo risulta anch'essa solo occasionalmente interessata dalla risalita di fenomeni ondosu, senza tuttavia tiranti di rilievo.

Per la Portata $75 \text{ m}^3/\text{s}$, il livello medio è in qualche misura inferiore a quello corrispondente alla portata di progetto $96 \text{ m}^3/\text{s}$, il funzionamento del dispositivo risulta più irregolare con notevoli oscillazioni ondose che risalgono fino a quota 668 m s.l.m. per un esteso tratto del versante in destra. Tale situazione, come anticipato, è probabilmente dovuta al minor cuscinio d'acqua che si realizza nel bacino. Rispetto la situazione di portata massima, risultano anche più frequenti le risalite dei fenomeni ondosi verso lo scarico di fondo (Fig. 10/2).

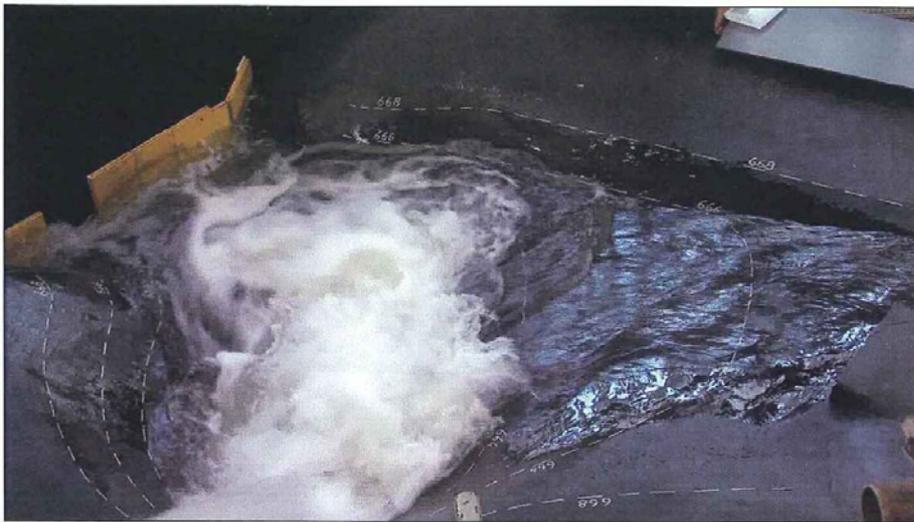


Fig. 10/2 – Modello fisico (presenza del restringimento in alveo). Vista del bacino di impatto per la portata $75 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per la portata $34 \text{ m}^3/\text{s}$, i massimi livelli, anche se oscillanti, sono ben contenuti entro quota 668 m s.l.m. . Per tali valori inoltre il sezionamento operato con il restringimento risulta probabilmente inefficace.

Il risultato delle prove condotte sulla configurazione di progetto è sintetizzato come di seguito.

Il livello liquido nel bacino di impatto risulta più basso, si osserva tuttavia un andamento più irregolare dei fronti ondosi. Per entrambe le portate investigate $96 \text{ m}^3/\text{s}$ (portata di progetto) e $75 \text{ m}^3/\text{s}$ il massimo sopralzo ondoso supera quota 668 m s.l.m. raggiungendo localmente quota 669 m s.l.m. (si vedano le Fig. 10/3 e 10/4).

Per la portata $75 \text{ m}^3/\text{s}$ la vena appare più concentrata impegnando sostanzialmente la sola parte destra del bacino di impatto, mentre per la massima portata sembra perdersi tale asimmetria.



Fig. 10/3 – Modello fisico (configurazione di progetto). Vista del bacino di impatto per la portata $95.5 \text{ m}^3/\text{s}$.



Fig. 10/4 – Modello fisico (configurazione di progetto). Vista del bacino di impatto per la portata $75 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per la minore portata investigata $34 \text{ m}^3/\text{s}$ permane l'asimmetria dei fronti ondosì nel bacino, ma il sopralzo sulla sponda destra rimane sempre contenuto entro quota 668 m s.l.m. .



10.3 Pressioni sul fondo

La misura delle pressioni sul fondo del bacino di impatto ha interessato sia la media dei valori registrati durante lo svolgimento della prova sia gli scostamenti o fluttuazioni più rilevanti rispetto a tale media, ovvero i valori positivi o negativi di picco che abbiano a verificarsi con frequenza non trascurabile.

La misura delle pressioni è stata condotta sull'intera zona d'impatto per mezzo di celle di pressione installate lungo 3 assi paralleli di direzione monte valle (rispetto alla direzione del getto) e 5 differenti linee (o posizioni) lungo tali assi ad intervalli di 4 m in scala di prototipo. La zona di indagine copre quindi una superficie di circa 16x8 m² sul fondo della bacino di impatto.

Nella seguente Tab. 10/1 è riassunta la registrazione delle pressioni medie ottenute durante le prove condotte sia nella configurazione modificata con la presenza del restringimento in alveo sia nella configurazione di progetto.

Tab. 10/1 – Modello fisico. Misura delle pressioni medie sul fondo del bacino di impatto espresse in m di colonna d'acqua (nella tabella è indicata la portata investigata 34, 75 e 96 m³/s).

configurazione con presenza del restringimento in alveo

CELLA #	asse1_34	asse1_75	asse1_96	asse2_34	asse2_75	asse2_96	asse3_34	asse3_75	asse3_96
1	2.00	2.36	2.22	1.46	1.29	2.97	0.12	0.53	0.77
2	1.95	2.47	2.37	1.45	2.34	4.07	1.06	0.91	0.98
3	1.67	2.33	2.00	1.65	1.81	3.51	1.84	2.46	2.23
4	1.51	1.81	1.71	1.42	1.62	2.84	1.85	2.60	2.50
5	1.54	2.01	2.07	1.38	2.20	2.33	1.62	2.79	2.66

configurazione di progetto

CELLA #	asse1_34	asse1_75	asse1_96	asse2_34	asse2_75	asse2_96	asse3_34	asse3_75	asse3_96
1	2.02	1.60	1.27	1.37	1.13	0.92	-0.15	-0.09	0.32
2	2.25	2.27	1.69	1.50	1.52	0.76	0.97	0.76	0.02
3	1.80	1.77	1.56	1.62	1.60	0.96	1.52	1.59	0.70
4	1.91	1.52	1.45	1.32	1.62	1.20	1.60	1.71	2.19
5	1.63	1.62	1.61	1.50	1.52	2.06	1.59	2.02	2.90

Con riferimento alla Tab. 10/1 (sopra), si osserva che le pressioni medie sul fondo nelle due configurazioni investigate sono molto simili e in ogni caso contenute. Per la portata 96 m³/s la massima pressione media di 2.90 m si osserva nella configurazione di progetto (contro un valore di 2.84 m nella configurazione modificata), viceversa, per la portata 75 m³/s la massima pressione

media di 2.79 m si osserva nella configurazione modificata (contro un valore di 2.02 m nella configurazione di progetto).

Le pressioni medie osservate nella configurazione modificata sono generalmente maggiori che nella configurazione di progetto, questo è dovuto probabilmente al maggior livello liquido (cuscino d'acqua) presente al centro della zona di impatto nella configurazione modificata.

Di maggior interesse risulta l'analisi delle fluttuazioni in quanto ad esse sono associate le pressioni massime in valore assoluto (positive e negative) agenti sul fondo. La quasi totalità dei dati rilevati è compresa nell'intervallo $[-10,+10]$ (m di colonna d'acqua) in tutte le posizioni di misura e per tutte le portate in esame, risultando per ciascuna prova e posizione la frequenza probabile di valori che esulano da tale intervallo inferiore all'1%. Tale situazione non è tuttavia di per sé indice di limitata estensione del fenomeno, basti pensare difatti che una frequenza dell'1% equivale nelle sperimentazioni su modello al verificarsi 14000 volte dell'evento in questione.

Il risultato delle prove condotte sulla configurazione modificata con presenza del restringimento in alveo è sintetizzato come di seguito.

Le pressioni fluttuanti di maggiore entità vengono ad interessare le posizioni nel bacino di impatto più a monte e in sinistra. inoltre la frequenza probabile di tali accadimenti è decisamente maggiore per la portata $75 \text{ m}^3/\text{s}$ che per $95 \text{ m}^3/\text{s}$. In valore assoluto la massima pressione positiva registrata è di circa 45 m cda (Fig. 10/5) mentre quella massima negativa di circa -25 m cda.

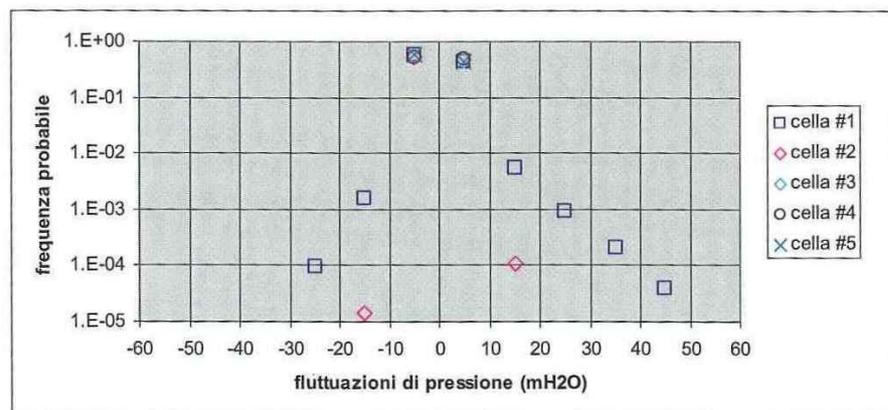


Fig. 10/5 – Modello fisico (presenza del restringimento in alveo).
Fluttuazione delle pressioni sul fondo del bacino di impatto.

Il risultato delle prove condotte sulla configurazione di progetto è sintetizzato come di seguito.

Le fluttuazioni di pressione dimostrano un andamento più disordinato sul fondo del bacino di impatto, così che i valori massimi assoluti vengono ad interessare una più vasta area pur sempre localizzata nella porzione più a monte in sinistra. L'entità delle massime pressioni fluttuanti aumenta sia in valore assoluto che in frequenza per la portata $96 \text{ m}^3/\text{s}$. In valore assoluto la massima pressione positiva registrata è di circa 55 m cda (Fig. 10/6) mentre quella massima negativa di circa -35 m cda .

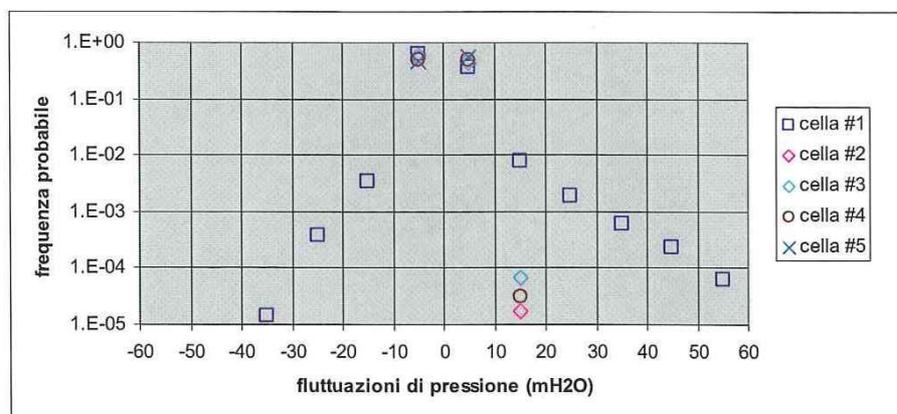


Fig. 10/6 – Modello fisico (configurazione di progetto). Fluttuazione delle pressioni sul fondo del bacino di impatto.

10.4 Raccomandazioni

Le misure di pressione nel bacino di impatto al piede del canale di restituzione ottenute su modello fisico in entrambe le configurazioni analizzate risultano compatibili con le caratteristiche meccaniche della roccia in sito.

Nella configurazione di progetto il massimo valore assoluto positivo (di compressione) è pari a circa 550 kN/m^2 mentre il massimo valore assoluto negativo (di trazione) è pari a circa 350 kN/m^2 . Sulla base di questo risultato sembra dunque piuttosto remota la probabilità che possano insorgere fenomeni di instabilità (quant'anche locali) nella roccia di fondo del bacino di impatto (si veda la relazione geologica e geomeccanica del Vol. 3A).

A tal proposito, si fa notare che l'attuale configurazione del fondo alveo al piede diga è il risultato dell'azione modellante dell'acqua in uscita dal canale di restituzione conseguente al rilascio impulsivo degli originari sifoni e pari ad un valore di portata pressoché costante di $75 \text{ m}^3/\text{s}$. Non deve quindi stupire che la roccia in sito, attualmente stabile come dimostrano le campagne di indagine geologiche effettuate, sia sicuramente provvista di caratteristiche meccaniche sufficienti



a sopportare un stato tensionale già molto simile a quello associato agli interventi di potenziamento degli scarichi in progetto.

Per quanto riguarda i livelli liquidi osservati sulla sponda destra opposta al bacino di impatto, la differenza tra soluzione di progetto e configurazione modificata con presenza del restringimento in alveo non sembra giustificare la necessità di un manufatto di tali proporzioni. Il massimo livello raggiunto nella configurazione di progetto è difatti solo 1 m superiore a quello osservato nella configurazione modificata.

Diversamente, la presenza di un manufatto trasversale sul fondo dell'alveo al piede diga, di geometria tale da presentare una ristretta luce di deflusso (circa 5 m) rappresenta sicuramente una sezione critica soggetta a potenziali occlusioni per effetto di flottanti o di materiale solido.

Un intervento sicuramente di minor impatto potrebbe essere rappresentato da una opportuna protezione in massi legati (massicciata) disposta lungo la sponda destra ed estesa per tutta la zona interessata dai moti ondosi. In accordo con quanto dimostrato dalle prove su modello, per garantire un completo contenimento dei livelli liquidi con sufficiente franco di sicurezza, tale gabbionata dovrebbe innalzarsi fino alla quota 670-671 m s.l.m. per un'altezza complessiva di circa 5-6 m, fornendo allo stesso tempo un utile sostegno a rinforzo del rilevato stradale che corre poco sopra sulla stessa sponda.

A tal proposito va inoltre sottolineato che una protezione con massicciata lungo la sponda destra è in ogni caso una eventualità prevista in quanto necessaria a difesa della condotta dell'acquedotto di presa interrata proprio lungo la stessa sponda circa a quota 668 m s.l.m..



11 NUOVO SCARICO DI FONDO

11.1 Geometria

Il nuovo scarico di fondo sarà costituito da un'unica condotta circolare in acciaio di diametro 1 m e lunghezza complessiva circa 62 m. La condotta verrà alloggiata su selle ancorate al fondo del cunicolo di ispezione che percorre trasversalmente il corpo diga. Il primo tratto della condotta, circa 8 m, sarà realizzato con un blindaggio annegato nel getto di calcestruzzo che chiude il cunicolo in corrispondenza del nuovo paramento di monte.

La presa dello scarico sarà protetta dai detriti e dai materiali flottanti per mezzo di una griglia metallica alloggiata in una struttura di calcestruzzo ricavata sul cordolo al piede di monte. La bocca dello scarico è posta circa a quota 670.9 m s.l.m. (asse) mentre l'uscita al piede di valle è a quota 668.70 m s.l.m. (asse).

La condotta all'imbocco è inclinata verso il basso e si raccorda con il successivo tratto orizzontale per mezzo di una curva di raggio 2 m. L'asse della condotta inclinato consente di rialzare la quota di minimo invaso e dunque di creare al di sotto di essa un piccolo volume di accumulo per i sedimenti.

11.2 Organi di Intercettazione e Controllo

Gli organi di intercettazione dello scarico di fondo sono costituiti da:

- 1 valvola a saracinesca;
- 1 valvola a cono.

La valvola a saracinesca sarà installata poco a valle della presa e verrà impiegata nel controllo dell'apertura e della chiusura dello scarico. L'apertura della valvola è controllata per mezzo di un pistone oleodinamico. La saracinesca è di forma rettangolare e dimensione 0.8x0.8 m, la sezione utile è dunque di poco inferiore a quello della condotta. La valvola è equipaggiata con un ritegno "clapet" per la manutenzione della saracinesca con condotta in pressione. Il raccordo tra la valvola e la condotta è costituito da una transizione troncoconica con angolo di convergenza di circa 12° e lunghezza 1 m sia in ingresso che in uscita.

La valvola a cono di tipo "Howell-Bunger" sarà installata all'uscita della condotta, al piede della diga, e alloggiata all'interno di un edificio protetto. La valvola verrà impiegata per la regolazione della portata scaricata. Il meccanismo di apertura della valvola consiste nell'arretramento del cilindro di testa a monte del cono, il grado di apertura è funzione della corsa del cilindro e controlla la portata scaricata. Il movimento del cilindro è attuato per mezzo di un pistone

oleodinamico. A valle del cono è installato un deflettore che permette di confinare e orientare il getto in uscita.

11.3 Dimensionamento

La capacità dello scarico di fondo funzione del grado di apertura della valvola a cono. La relazione che definisce la portata Q della valvola è espressa dalla seguente relazione:

$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2g \cdot H_e}$$

dove con A (m²) è indicata la sezione della valvola, con C il coefficiente di deflusso e con H_e (m) il carico idraulico totale calcolato immediatamente a monte della valvola (quota asse).

Il coefficiente di deflusso C è funzione del grado di apertura della valvola a cono e varia in un range di valori compreso tra 0 e 0.85. Il calcolo della capacità dello scarico di fondo è stato condotto ipotizzando la completa apertura della valvola e assumendo un coefficiente $C = 0.78$, questo valore è generalmente accettato nel caso di valvole equipaggiate con dispositivo per il confinamento del getto.

Il carico idraulico a monte della valvola H_e si ricava imponendo la conservazione dell'energia tra la sezione di ingresso dello scarico (i) e quella a monte della valvola (e). Il principio di conservazione dell'energia nei moti in pressione è espresso dalla ben nota formula di Bernoulli:

$$z_i + \frac{P_i}{\gamma} + \frac{V_i^2}{2g} = z_e + \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} + \Delta H$$

dove z è la quota d'asse della condotta (m s.l.m.), P la pressione idrostatica (Pa), γ la densità dell'acqua (kg/m³), U la velocità media (m/s).

Il termine ΔH rappresenta le perdite di carico lungo la condotta, ottenuto come somma di tutte le perdite di carico localizzate (h_l) e distribuite (h_f).

Le perdite di carico localizzate h_l sono espresse dalla formula:

$$h_l = \sum_i K_i \cdot \frac{V_i^2}{2g}$$

dove K_i rappresenta il coefficiente determinato sperimentalmente caratteristico di ciascuna interferenza lungo la condotta e V_i la velocità in corrispondenza dell'interferenza. Nella seguente tabella sono riassunti i valori del coefficiente K_i per ciascun elemento considerato:



Elemento	<i>K</i>
<i>Griglia</i>	0.09
<i>Imbocco sagomato</i>	0.25
<i>Curva 30° (raggio 2 m)</i>	0.08
<i>Transizione ingresso vano valvole</i>	0.03
<i>Transizione uscita vano valvole</i>	0.15
<i>Vano paratoia e guide</i>	0.02

Le perdite di carico distribuite h_f sono espresse dalla formula:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove L (m) è la lunghezza complessiva della condotta, D (m) il diametro della sezione ed f il coefficiente di resistenza.

Il coefficiente di resistenza f è stato stimato con la nota formula implicita di Coolebrook e White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \text{LOG} \left(\frac{k}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{\text{Re} \cdot \sqrt{f}} \right)$$

dove Re è il numero di Reynolds e k rappresenta la scabrezza media della condotta. Con riferimento alle indicazioni riportate nel manuale “*Hydraulic design of reservoir outlet works*” (USACE) il coefficiente k è stato assunto pari a 0.15 mm, valore caratteristico per una condotta in metallo in buono stato di conservazione.

Il calcolo della capacità dello scarico di fondo è stato svolto nell'ipotesi di valvola a cono completamente aperta. I risultati del calcolo mostrano che in corrispondenza del livello di massima regolazione 718.00 m s.l.m. la massima portata scaricata è di circa 14 m³/s.

Nella Tab. 11/1 sono descritti i risultati del calcolo, mentre la curva di capacità dello scarico è diagrammata in Fig. 11/1.

11.4 Svuotamento Rapido

Il tempo necessario allo svuotamento rapido del serbatoio è stato stimato utilizzando la curva di capacità dello scarico e assumendo l'apertura completa della valvola a cono.



Simulando uno svuotamento rapido da un livello d'invaso iniziale pari alla quota di massima regolazione 718 m s.l.m., la simulazione mostra che la durata complessiva dello svaso è di circa 5 giorni. I risultati del calcolo sono illustrati nella Fig. 11/2.

11.5 Rischio di Cavitazione

Le condizioni di funzionamento dello scarico di fondo sono associate ad elevate velocità del flusso, situazione certamente comune nel caso di scarichi con elevati battenti e sezioni relativamente modeste.

Analizzando i risultati di Tab. 11/1 si osserva che la massima capacità dello scarico, corrispondente alla quota di massima regolazione, è associata ad una velocità del flusso di circa 18 m/s. Tale velocità potrebbe potenzialmente generare fenomeni di cavitazione pericolosi per la conservazione della condotta e richiede dunque un approfondimento delle dinamiche di innesco.

L'occorrenza della cavitazione può essere quantificata attraverso un parametro noto come indice di cavitazione (σ) definito dalla seguente espressione:

$$\sigma = \frac{P_h - P_v}{\rho V^2 / 2}$$

dove P_h (kPa) rappresenta la pressione assoluta nella sezione di indagine, ovvero ottenuta come somma della pressione piezometrica e della pressione atmosferica, P_v (kPa) è la pressione di vapore dell'acqua, ρ (kg/m^3) la densità dell'acqua e V (m/s) la velocità del flusso.

Come sezione di indagine è stata scelta il tratto terminale della condotta, immediatamente prima della valvola a cono, poiché presenta la minima pressione locale (ovvero la massima perdita di carico). L'indice di cavitazione è stato calcolato in corrispondenza della volta della condotta, punto di minor pressione nella sezione.

Assumendo una temperatura dell'acqua di circa 10 °C e una quota sul livello del mare di 700 m i parametri del calcolo sono così definiti: $P_v = 1.23$ kPa, $\rho = 999.73$ kg/m^3 , Pressione atmosferica = 93.2 kPa (101.3 kPa a livello del mare).

Il minor indice di cavitazione si ottiene in occasione della massima capacità dello scarico di fondo ($V = 17.8$ m/s) e vale $\sigma = 1.19$.

Con riferimento agli studi sul fenomeno della cavitazione disponibili in letteratura (si veda per esempio il manuale dell'U.S. Bureau of Reclamation "*Cavitation in Chutes and Spillways*") la condizione di cavitazione critica è generalmente associata a indici di cavitazione < 0.3 , mentre per valori $0.3 < \sigma < 1.8$ la cavitazione è solo parziale ed intermittente, generalmente non pericolosa. La stessa letteratura propone di valutare in modo quantitativo il rischio effettivo



associato alla cavitazione confrontando l'indice di cavitazione con l'indice di incipiente cavitazione (σ_i), quest'ultimo legato alla geometria della sezione di indagine e alle sue imperfezioni e rugosità superficiali.

Le più comuni incrostazioni ed imperfezioni sulla superficie in acciaio della condotta possono essere assimilate a delle protuberanze semi-sferiche di spessore h . L'espressione dell'indice di incipiente cavitazione è dunque il seguente (fonte USBR):

$$\sigma_i = 0.041 \left(\frac{h}{\delta} \right)^{0.344} \left(\frac{V \delta}{\nu} \right)^{0.267}$$

dove δ è lo spessore dello strato limite, assunto pari al semi-diametro della condotta in condizioni di regime turbolento, e ν è la viscosità dinamica dell'acqua = 1.31×10^{-6} m²/s ad una temperatura di 10 °C.

Lo spessore delle imperfezioni di parete è stato indicativamente ipotizzato, ai fini del calcolo, di circa 10 mm. Tale valore è senza dubbio molto elevato, difficilmente riscontrabile sulla superficie di una condotta in acciaio con trattamento antiossidante, dunque fortemente cautelativo.

Sotto queste ipotesi, il minimo indice di incipiente cavitazione, calcolato nelle stesse condizioni dell'indice di cavitazione, è circa $\sigma_i = 0.71$.

Poiché $\sigma \gg \sigma_i$ è ragionevole escludere l'insorgenza di fenomeni di cavitazione pericolosi per la conservazione della condotta. Questa affermazione va anche messa in relazione alla particolare resistenza offerta dal materiale impiegato e dalla infrequente operatività dello scarico.

11.6 Dispositivi di Protezione e Sicurezza

La bocca di presa sarà protetta con una griglia metallica costituita da una serie verticale di barre larghe circa 1 cm e con interasse 10 cm. La sezione netta della rete è di circa 15.2 m² ai quali corrisponde una velocità massima del flusso di 0.95 m/s.

Per favorire il movimento della saracinesca della valvola di controllo sarà installato un dispositivo di by-pass che consente di allagare il tratto di condotta a valle della saracinesca derivando il flusso dalla condotta di presa dell'acquedotto, ripristinando dunque una uguale pressione su entrambe le facce della lente.

La condotta di by-pass è costituita da una tubazione metallica di diametro 400 mm, controllata da una saracinesca manuale con volantino.



11.7 Protezione dall'Erosione

A valle dello scarico di fondo il getto a forte velocità in uscita dalla valvola a cono subisce un processo di “disintegrazione”, ovvero viene rallentato e disperso al contatto con l’aria. L’energia del flusso viene dissipata inizialmente dalle complesse dinamiche di aerazione e ultimamente nell’impatto con il canale di restituzione.

Sulla superficie del canale di restituzione è prevista la collocazione di una protezione in massi legati con malta di cemento. La funzione della massicciata è di impedire l’erosione localizzata nella zona di impatto e di provvedere allo stesso tempo alla completa dissipazione dell’energia residua del flusso.

Tab. 11/1 – Scarico di Fondo.

Calcolo della capacità dello scarico con valvola a cono completamente aperta.

Q	V	V²/2g	ΔH	He	Invaso
m ³ /s	m/s	m	m	m	m s.l.m.
3	3.82	0.74	1.06	1.22	670.98
4	5.09	1.32	1.87	2.17	672.75
5	6.37	2.07	2.92	3.40	675.02
6	7.64	2.97	4.20	4.89	677.79
7	8.91	4.05	5.70	6.65	681.06
8	10.19	5.29	7.44	8.69	684.83
9	11.46	6.69	9.41	11.00	689.11
10	12.73	8.26	11.61	13.58	693.89
11	14.01	10.00	14.04	16.43	699.18
12	15.28	11.90	16.70	19.56	704.96
13	16.55	13.96	19.59	22.95	711.25
14.0	17.82	16.18	22.70	26.60	718.00
14.5	18.46	17.37	24.37	28.55	721.62

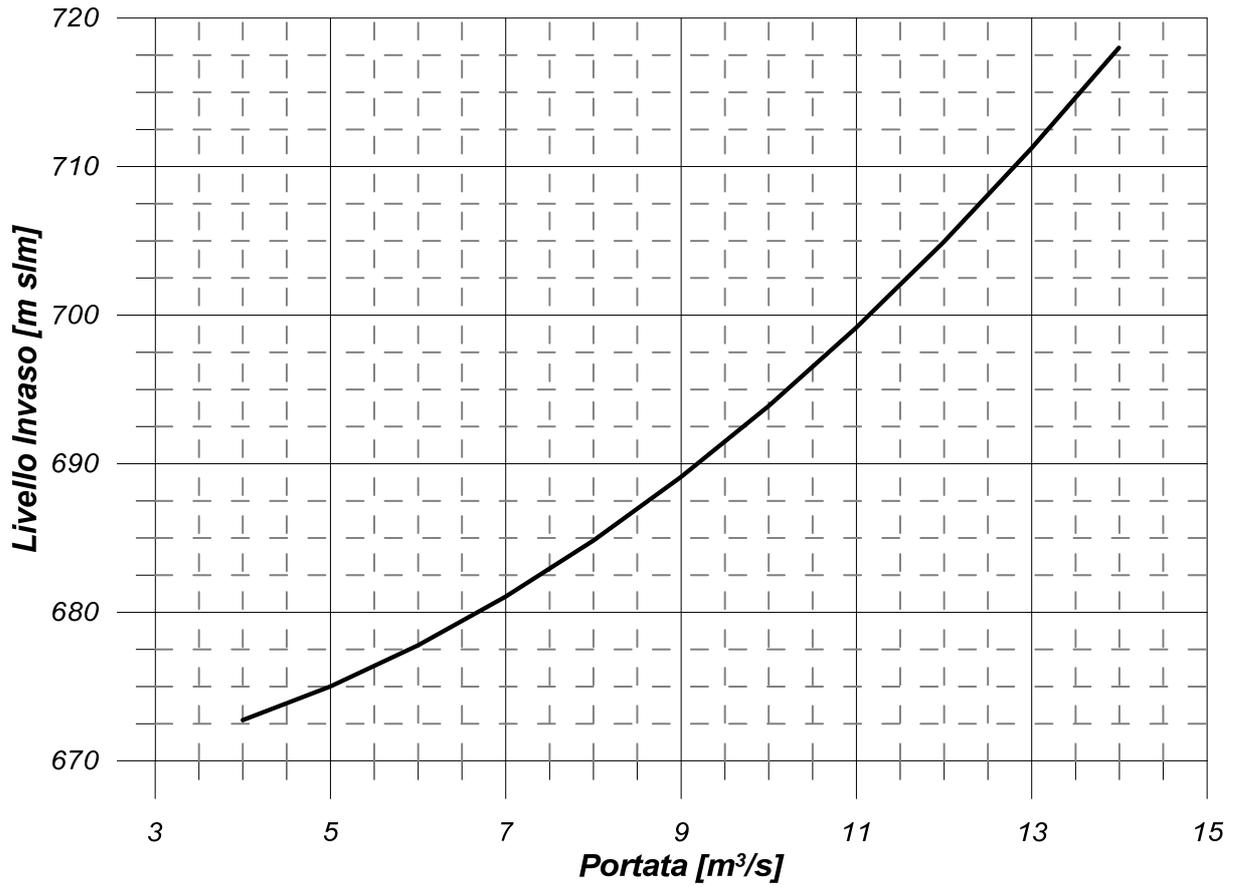


Fig. 11/1 – Scarico di Fondo. Curva di capacità dello scarico con valvola a cono completamente aperta.

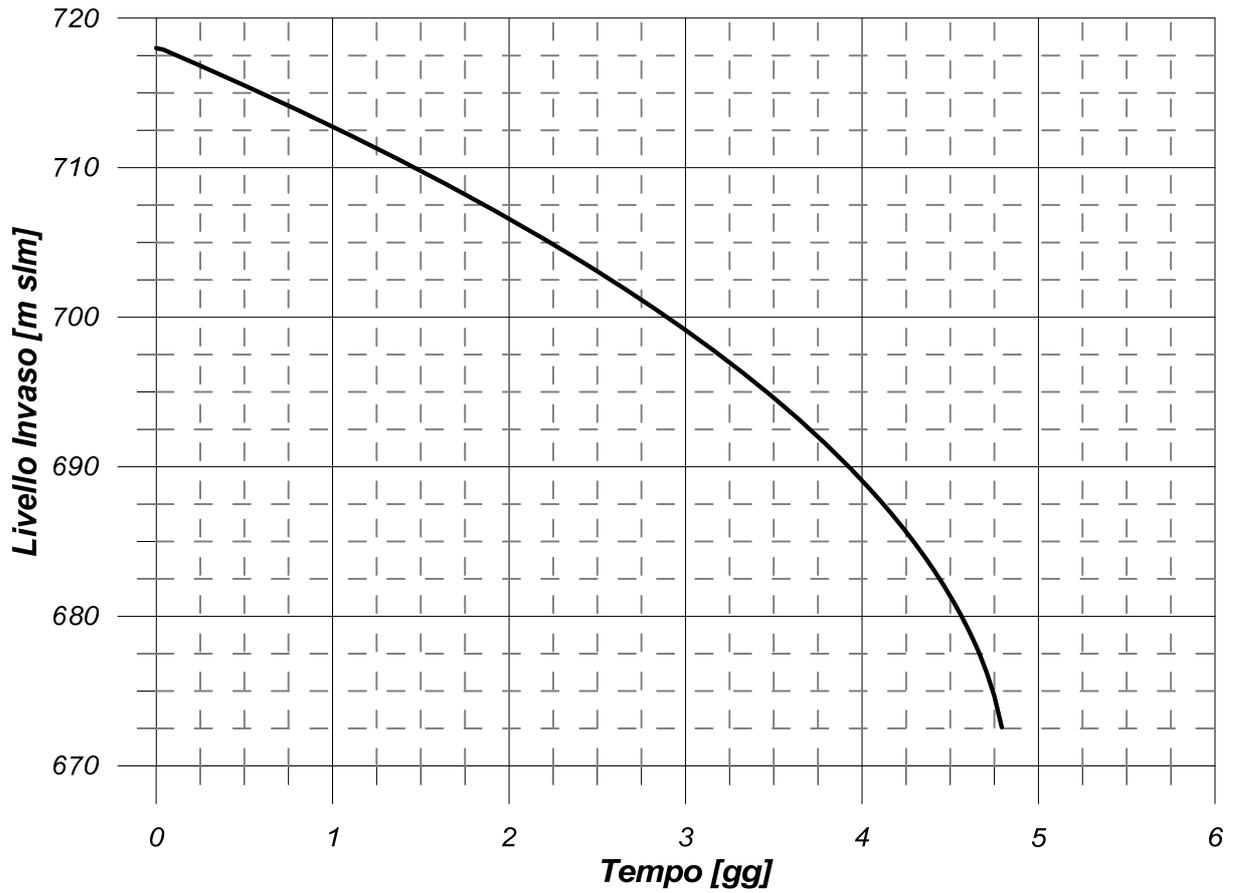


Fig. 11/2 – Scarico di Fondo. Curva di svuotamento rapido del serbatoio con valvola a cono completamente aperta.