



Committente

tecnici

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI BOLZANO
Dr. Ing. WALTER GOSTNER
Nr. 1191
INGENIEURKAMMER
DER PROVINZ BOZEN

Progetto definitivo

committente	RUOTI ENERGIA S.r.l. Piazza del Grano 3 I-39100 Bolzano (BZ)					
progetto	Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio denominato "Mandra Moretta" e relative opere connesse ed infrastrutture indispensabili nei Comuni di Ruoti, Avigliano, Potenza, Pietragalla, Cancellara e Vaglio Basilicata (PZ)					
contenuto	Relazione idraulica generale					
redatto	modificato		scala	elaborato n.		
cl	11.12.2022	a	cl-ab	26.09.2023	Rev01	PD-R.4.1
controllato		b				
WaG	28.09.2023	c				
pagine	40	n. progetto	11-213	11_213_PSKW_Ruoti\einr1\einr\text\Integrazioni_2023\da_aggiornare\PD-R.4.1_rel_idra_gen_06.docx		



Studio di Geologia e Geolngegneria
Dott. Geol. Antonio De Carlo

Dott. Geol. Antonio De Carlo
Via del Seminario 35 – 85100 Potenza (PZ)
tel. +39 0971 180 0373
studiogeopotenza@libero.it



BETTIOL ING. LINO SRL
Società di Ingegneria

S.L.: Via G. Marconi 7 - 31027 Spresiano (TV)
S.O.: Via Panà 56ter - 35027 Noventa Padovana (PD)
Tel. 049 7332277 - Fax. 049 7332273
E-mail: bettiolinglinosrl@legalmail.it

patscheiderpartner

ENGINEERS

Ingegneri Patscheider & Partner S.r.l.
i-39024 mals/malles (bz) - glurnserstraße 5/k via glorencia
i-39100 bozen/bolzano - negrellistraße 13/c via negrelli
a-6130 schwaz - mindelheimerstraße 6
tel. +39 0473 83 05 05 – fax +39 0473 83 53 01
info@ipp.bz.it – www.patscheiderpartner.it

Indice

1. Introduzione	3
1.1 Committente	3
1.2 Progettisti incaricati	3
2. Il progetto	5
2.1 Descrizione del progetto	5
2.2 Localizzazione del progetto.....	6
2.3 Descrizione del bacino imbrifero	7
3. Dimensionamento idraulico delle opere in progetto	10
3.1 Generalità.....	10
3.2 Invaso di monte	10
3.2.1 Svuotamento del sistema di monte	10
3.2.2 Scarico di superficie	12
3.2.2.1 Descrizione delle opere	12
3.2.2.2 Dimensionamento idraulico	12
3.2.3 Fossi di diversione dei deflussi superficiali.....	14
3.3 Condotte forzate.....	16
3.4 Invaso di valle e diga in terra	18
3.4.1 Scarico di fondo	18
3.4.2 Sfiatore di superficie a calice	20
3.4.3 Bocche di presa e restituzione	25
3.4.4 Dissipatore in caverna.....	27
3.5 Interferenze idrauliche.....	31
4. Studio sulla attivazione degli scarichi di superficie e fondo	31
4.1 Premessa	31
4.2 Scenari considerati.....	31
4.3 Verifiche idrauliche effettuate	31
4.4 Localizzazione delle sezioni di controllo	32
4.5 Scenario A.....	35
4.6 Scenario B.....	35
4.7 Scenario C.....	36
4.8 Scenario D.....	37
4.9 Scenario E.....	38
4.10 Conclusioni.....	39

5. Bibliografia.....40

1. Introduzione

1.1 Committente

RUOTI ENERGIA S.r.l.

Piazza del Grano 3

39100 Bolzano (BZ)

1.2 Progettisti incaricati

Coordinatore di progetto:

Dott. Ing. Walter Gostner

Ingegneri Patscheider & Partner S.r.l.

Opere civili ed idrauliche

Ingegneri Patscheider & Partner Srl

Via Glorencia 5/K

39024 Malles (BZ)

Responsabile opere idrauliche:

Responsabile opere civili:

Coordinamento interno:

Progettisti:

Via Negrelli 13/C

39100 Bolzano (BZ)

Dott. Ing. Walter Gostner

Dott. Ing. Ronald Patscheider

Dott. Ing. Corrado Lucarelli

Dott. Ing. Marco Demattè

MSc ETH Alex Balzarini

Dott.ssa For. Giulia Bisoffi

Tecn. Alexander Gambetta

Geom. Marion Stecher

Geom. Stefania Fontanella

Per. Agr. Luciano Fiozzi

Geologia e geotecnica

Consulenti specialistici:

Dott. Geol. Antonio De Carlo

Studio di Geologia e Geingegneria

Via del Seminario 35

85100 Potenza (PZ)

Archeologia

Consulenti specialistici:

Dott.ssa Miriam Susini

Via San Luca 5

85100 Potenza (PZ)

Acustica

Consulenti specialistici:

Dott. Ing. Filippo Continisio

Acusticambiente

Via Marecchia 40

70022 Altamura (BA)

Biologia, botanica, pedo-agronomia

Consulenti specialistici:

Dott.ssa Antonella Pellegrino

PhD Applied Biology, Environmental Advisor

Via Gran Bretagna 37

81055 S. Maria C. V. (CE)

<https://www.ingesp.it>

Opere elettriche – Impianto Utenza per la Connessione

Progettista e consulente specialista:

Bettiol Ing. Lino S.r.l.

Dott.ssa Ing. Giulia Bettiol

Società di Ingegneria

Via G. Marconi 7

I-31027 Spresiano (TV)

Inserimento paesaggistico delle opere di impianto e di utenza

Consulenti:

Architettura Energia Paesaggio

Dott.ssa Arch. Daniela Moderini

Dott. Arch. Giovanni Selano

Santa Croce 1387

I-30135 Venezia (VE)

2. Il progetto

2.1 Descrizione del progetto

Il previsto impianto a pompaggio sarà essenzialmente costituito da due bacini collegati da una condotta forzata, al termine della quale saranno installate le turbine e le pompe in grado generare la potenza prevista quando richiesto e di immagazzinare l'energia (sotto forma di energia potenziale) nei periodi di maggiore disponibilità.

Per il bacino di valle si prevede di sfruttare il corso basso della fiumara di Ruoti, subito prima della confluenza con la fiumara di Avigliano: uno sbarramento trasversale in terra fornirà il volume necessario ad immagazzinare i ca. 850.000 m³ d'acqua che sono necessari per produrre la potenza prevista. Il volume effettivamente invasato dovrà essere superiore a questo volume utile, per tenere conto del necessario volume "morto" dovuto ad esigenze costruttive, legate ai macchinari ma anche per esigenze di mantenimento dell'equilibrio naturale, ovvero per fare in modo che i bacini non risultino mai completamente vuoti. Questa quantità d'acqua circolerà all'interno di un circuito chiuso: dal punto di vista funzionale una volta "caricato" l'impianto non ha bisogno di ulteriori prelievi d'acqua, fatti salvi i quantitativi necessari a compensare le perdite per evaporazione e le minime perdite strutturali fisiologiche per questo tipo di impianti.

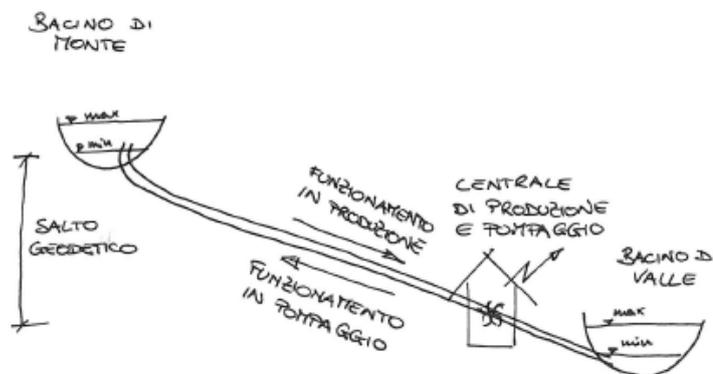


Figura 2-1. Schema rappresentativo di un impianto a pompaggio.

In posizione immediatamente adiacente al bacino di valle sarà realizzato l'edificio della centrale, che sfrutterà la differenza di quota fra il bacino di monte e quello di valle per la produzione di energia e sfrutterà una differenza di quota (inferiore) fra il livello minimo nel bacino di valle e la quota di installazione delle pompe per avere la prevalenza necessaria ad immagazzinare il liquido nel bacino superiore. L'edificio che ospiterà le macchine sarà realizzato interrato.

Il bacino di monte sarà costruito nella zona detta "Mandra Moretta", ad una quota di ca. 1080 m slm. La zona presenta le caratteristiche morfologiche ideali per la realizzazione del bacino: è infatti già presente un piccolo specchio d'acqua (il Lago della Moretta) realizzato

grazie ad un semplice sbarramento a confinare una piccola sorgente subsuperficiale, che di fatto si configura come un laghetto di natura prettamente artificiale nonostante il contesto naturale in cui è inserito.

Le opere di impianto si trovano esclusivamente nel comune di Ruoti (PZ), le opere di utenza invece attraversano i comuni di Ruoti, Avigliano, Potenza, Pietragalla, Cancellara e Vaglio Basilicata (PZ).

2.2 Localizzazione del progetto

La posizione degli elementi dell'impianto è stata oggetto di valutazione fin dalle prime battute dello studio di prefattibilità: valutate le alternative esposte la collocazione proposta nel progetto di concessione allegato alla presente è emersa con chiarezza dalle condizioni al contorno.

Il bacino di monte si colloca "naturalmente" nella conca che attualmente ospita il lago detto "Lago della Moretta", laddove la conformazione del terreno si presenta come ideale per ospitare il volume utile di regolazione di ca. 850.000 m³ necessario alla funzionalità dell'impianto.

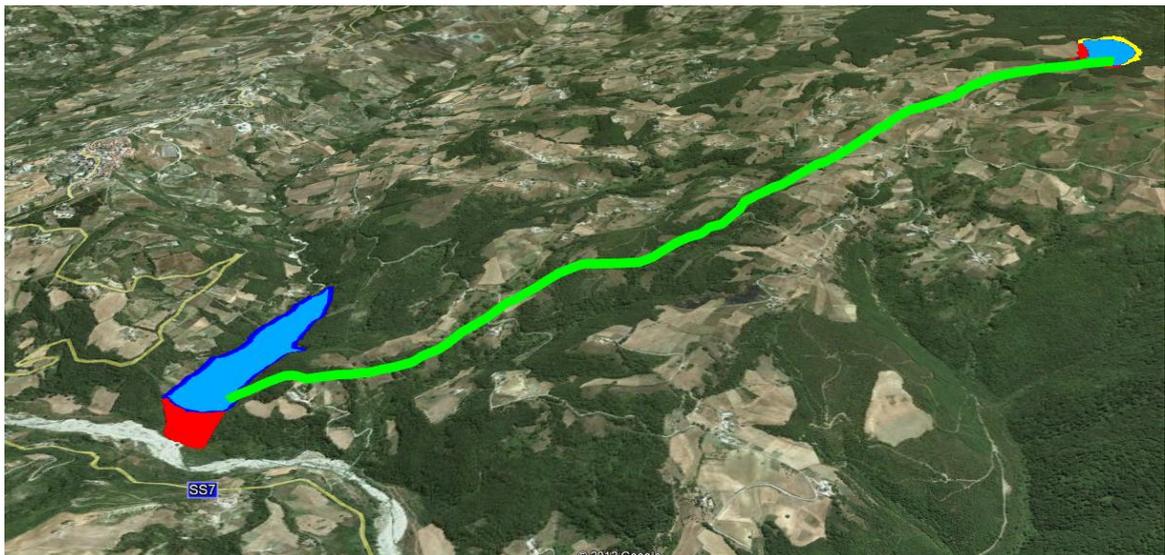


Figura 2-2. Schema di massima dell'impianto dal quale si riconosce la posizione dei due bacini.

Il bacino di valle trova invece la sua collocazione nel punto dove la vallata della fiumara di Ruoti si immette nella fiumara di Avigliano: qui l'orografia è tale da permettere la creazione dell'invaso del volume previsto con interventi di minima portata in termini di rimodellazione del terreno, altezza dello sbarramento ed opere accessorie.

La centrale elettrica che ospiterà i macchinari (turbine, pompe, generatori, trasformatori) deve necessariamente trovarsi nei pressi del bacino di valle, al fine di sfruttare al massimo il salto geodetico disponibile ovvero la differenza di quota fra i due bacini.

In prima analisi si è individuata una porzione di terreno in sponda orografica sinistra vicino al coronamento della diga (si veda a tal proposito lo schema proposto nella tavola “Corografia generale” (elaborato PD-EP-1).

La Soluzione Tecnica Minima Generale (STMG) prevede che la centrale a pompaggio venga collegata mediante un elettrodotto di utenza previsto in parte aereo in parte interrato, in antenna a 150 kV su un futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) di Smistamento a 150 kV della RTN “Vaglio”.

2.3 Descrizione del bacino imbrifero

L’area che ospiterà il bacino di monte dell’impianto a pompaggio si inserisce in una zona idrogeologica relativamente ricca di sorgenti. Come si vede in Figura 2-3, nella zona di Mandra Moretta in cui sorgerà il bacino di monte si possono individuare alcune sorgenti, gran parte delle quali sono site però a valle del previsto bacino di monte, pertanto non potrebbero alimentare il bacino medesimo.

Lo stesso lago della Moretta risulta alimentato da una piccola sorgente sotterranea con una portata stimata nell’ordine di alcuni litri/secondo e riceve acqua anche da un piccolo rigagnolo che collega questo bacino con un laghetto di dimensioni minori posto a monte.



Figura 2-3. Estratto della Carta Geologica d’Italia.

Anche a monte del bacino sono presenti alcune piccole sorgenti, nessuna delle quali però insiste direttamente sul bacino di raccolta del lago della Moretta.

Le sorgenti più vicine (Mandra Moretta e sorgente "Del Pezzo") indicano portate di pochi litri/secondo, in dipendenza della stagione e delle condizioni climatiche.

Pertanto, si sottolinea come in un intorno relativamente ampio del bacino di monte non esistono corpi idrici, né superficiali né profondi, sfruttabili ai fini della produzione idroelettrica.

Pensare pertanto all'utilizzo dell'impianto a pompaggio come una classica centrale a bacino non risulta realistico, sia perché i volumi d'acqua che sarebbe eventualmente possibile derivare dalle sorgenti presenti ed eventualmente sfruttabili sono irrisori rispetto al volume di progetto del bacino stesso, sia perché la produzione idroelettrica di picco che ne deriverebbe ammonterebbe a pochi kWh annui.

In occasione dei sopralluoghi effettuati si è potuto constatare come il lago della Moretta riceva acqua da un rigagnolo superficiale (portata rilevata < 1 l/s) e si stima che lo stesso debba ricevere piccole quantità di acqua anche da una sorgente interna al bacino, la cui presenza è stata ipotizzata dal fatto che il lago è permanente.

Va chiarito che l'apporto naturale presso il bacino di monte sarà escluso dal ciclo dell'acqua dell'impianto, che si prevede essere chiuso a meno delle previste perdite strutturali. Si prevede cioè che, una volta caricato il bacino di valle (volume utile 1.000.000 m³ circa), questa quantità d'acqua rimanga nell'impianto a meno di piccole perdite per evaporazione e piccole perdite strutturali.

Nel bilancio va inserito anche l'apporto positivo dovuto alle precipitazioni che insistono direttamente sulla superficie del bacino. Da una prima stima emerge un bilancio negativo, ovvero si evidenzia una situazione in cui, annualmente, fra perdite per evaporazione, strutturali ed apporti meteorologici si ha una diminuzione del volume d'acqua nel sistema che dovrà essere compensata. Si tratta però di quantità stimate in centinaia di litri ed appare evidente come i volumi in gioco siano irrisori rispetto sia alla dimensione dell'impianto che alle portate naturali della fiumara di Ruoti, dalla quale, periodicamente, dovrà essere prelevata la quantità d'acqua necessaria a mantenere in equilibrio il sistema. L'apporto naturale al lago della Moretta sarà quindi intercettato (prima dell'ingresso nel nuovo bacino) e convogliato verso valle per non compromettere l'equilibrio idrologico naturale della zona di Mandra Moretta. Lo stesso vale per la sorgente sotterranea che alimenta il lago (ammettendone l'esistenza per ora soltanto in tuita) che sarà intercettata per mezzo di un sistema di drenaggio sub-superficiale.

La quantità di acqua derivata dai corpi idrici superficiali attorno al bacino di monte ai fini della produzione di energia sarà quindi nulla.

Il bacino imbrifero della fiumara di Ruoti copre alla sezione di chiusura dell'invaso di valle una superficie di ca. 30,7 km² e ricade nell'ambito dell'Ex Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Sele ora Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Meridionale.

3. Dimensionamento idraulico delle opere in progetto

3.1 Generalità

Nel presente capitolo verranno presentate le assunzioni poste ed i risultati ottenuti per quanto concerne il dimensionamento delle principali opere idrauliche a servizio del progetto per la realizzazione del nuovo impianto di accumulo idroelettrico tramite pompaggio puro. Nella fattispecie sono state dimensionate:

- Le opere accessorie e funzionali al **invaso di monte**, quali:
 - Lo scarico di fondo;
 - Lo scarico di superficie;
 - I fossi di diversione dei deflussi superficiali.
- Il sistema di **condotte forzate**, per quanto concerne le perdite di carico, lo spessore delle condotte e le analisi legate al colpo d'ariete.
- Le opere accessorie e funzionali all'**invaso di valle**, quali:
 - Lo scarico di fondo;
 - Lo sfioratore di superficie;
 - Le bocche di presa e restituzione;
 - Il dissipatore in caverna.

3.2 Invaso di monte

3.2.1 Svuotamento del sistema di monte

A livello tecnico risulta necessario prevedere uno scarico di fondo, da posizionare al di sotto del livello minimo di regolazione, al fine di svuotare il bacino in caso di emergenza o per le operazioni di manutenzione che si rendessero necessarie. Lo scopo dello scarico di fondo è duplice:

- Controllare il primo riempimento dell'invaso;
- Svuotare l'invaso in un arco di tempo ridotto senza provocare danni a terzi.

Nel caso di specie lo svuotamento del sistema di monte verrà operato tramite il sistema di condotta forzata, senza prevedere un'opera e/o una tubazione dedicata, in modo da garantire sempre lo svuotamento dell'invaso in tempi molto contenuti utilizzando di fatto la condotta di grande diametro già prevista nel layout di progetto dell'impianto.

Durante il primo riempimento l'organo di della condotta forzata servirà come organo di regolazione. Il primo riempimento serve a poter monitorare il comportamento del corpo diga, delle scarpate e di tutti gli altri componenti dell'invaso. Per questo motivo il primo riempimento avviene in passi gradual, di conseguenza risulta importante che tramite gli organi di chiusura della condotta forzata sia possibile la regolazione del pelo libero presente nell'invaso in maniera tale da tenerlo costante. Per quanto riguarda invece il rapido svuotamento del bacino, gli organi di chiusura saranno aperti completamente.

Cautelativamente si assume una portata massima in uscita uguale alla portata in turbinaggio di concessione di 42,77 m³/s. Risulta un tempo complessivo di svuotamento di ca. 6,5 h. In condizioni di esercizio ordinario l'organo situato a valle assumerà la funzione di chiusura/regolazione, mentre quello situato a monte rimarrà aperto. Nel caso in cui l'organo di valle debba essere revisionato, verrà messo in esercizio l'organo situato a monte. Dal punto di vista idraulico lo scarico di fondo, a valle degli organi di chiusura, potrà funzionare sia e pelo libero che a pressione.

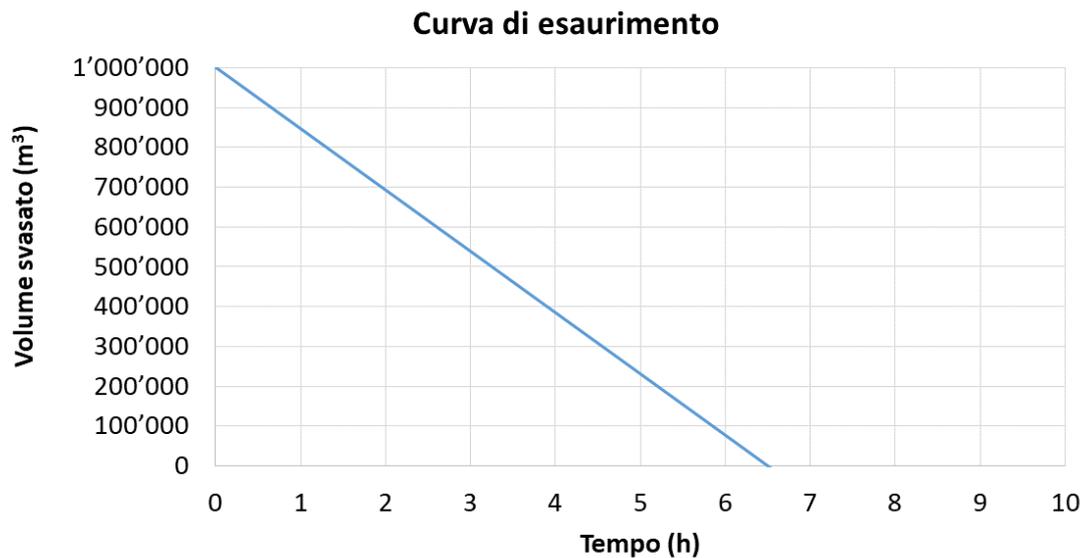


Figura 3-1. Curva di esaurimento del processo di svuotamento del bacino di monte.

Le portate così esitate transiteranno per il sistema di condotta forzata nell'invaso di valle senza bisogno di realizzare un apposito sistema di dissipazione dell'energia.

3.2.2 Scarico di superficie

3.2.2.1 Descrizione delle opere

Il futuro bacino di monte sarà dotato di uno sfioratore di superficie, che si attiverà non appena il livello idrico nell'invaso raggiungerà la quota di massima regolazione. La struttura verrà installata sul paramento E del nuovo rilevato, dove l'argine si presenta di altezze molto contenute. Lo scarico è costituito da una soglia sfiorante rettilinea libera posta a quota 1.080,5 m s.l.m., di larghezza libera di 4,00 m.

Per una rappresentazione dettagliata dello sfioratore si rimanda alla tavola del PD-EP.20.5.

3.2.2.2 Dimensionamento idraulico

Il dimensionamento idraulico dell'opera è stato effettuato considerando la rispettiva normativa di settore (D. Min.II.TT. 26 giugno 2014 – NT Dighe): *Gli scarichi di superficie della diga devono essere dimensionati per l'onda con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno di 1.000 anni, per le dighe in calcestruzzo, e di 3.000 anni per le dighe di materiali sciolti.* Il bacino di monte, essendo artificiale, non sottende un bacino imbrifero naturale. Per questo motivo gli unici apporti idrici attesi sono imputabili al contributo diretto delle precipitazioni meteoriche che cadono sulla sua superficie.

Per determinare il sovrizzo del livello idrico, dovuto ad una pioggia con tempo di ritorno $Tr = 3.000$ anni, sono state considerate le curve di possibilità pluviometrica regionalizzate di VAPI, estrapolando la curva caratteristica per l'evento estremo ($Tr = 3.000$ anni) come indicato in Figura 3-2.

Si determina, considerando un aumento del 20% per tenere conto del cambiamento climatico, una precipitazione cumulata nelle 24 ore pari a 212 mm. Si è successivamente considerata una distribuzione temporale alternata a blocchi e simmetrica del fenomeno di precipitazione. Lo ietogramma risultante (Figura 3-3), è stato assunto come evento di progetto per il dimensionamento dell'opera.

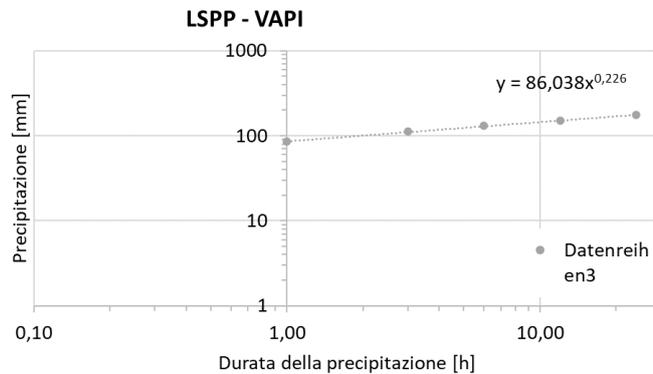


Figura 3-2. Curva di possibilità pluviometria regionalizzati VAPI.

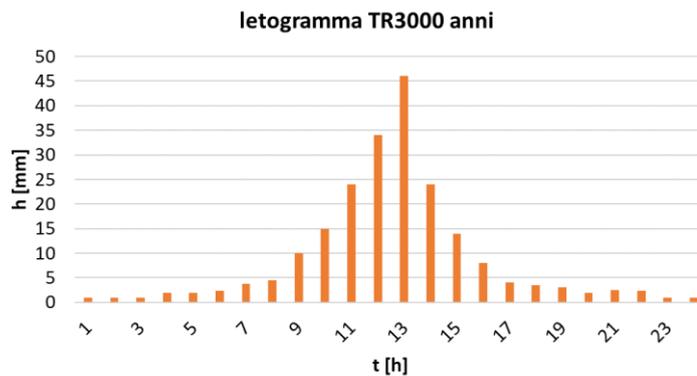


Figura 3-3. Ietogramma di progetto per Tr 3000 per il dimensionamento dello sfioratore di superficie a servizio dell'invaso di monte.

La pioggia insistente che è stata distribuita uniformemente sullo specchio d'acqua e sulle sponde interne degli argini provoca un innalzamento del livello idrico nel bacino nel tempo che è funzione dello ietogramma della pioggia di progetto e della portata sfiorata. Quest'ultima è a sua volta proporzionale alla larghezza della soglia ed all'altezza del tirante idrico sopra la soglia di sfioro:

$$Q_{out} = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{(2g)h^3}$$

dove

- Q_{out} è la portata defluita attraverso lo sfioratore (m^3/s);
- μ è il coefficiente di deflusso adimensionale (pari a 0,5);
- L è la larghezza della soglia di sfioro (m);
- g è il valore dell'accelerazione di gravità ($9,8 m/s^2$);
- h è il tirante idrico sopra la soglia (m)

Assumendo una larghezza della soglia sfiorante di 4 m si determina l'idrogramma in uscita rappresentato in Figura 3-4 ed un sovrizzo massimo della superficie libera pari a 14,2 cm, utilizzato successivamente per la determinazione del franco idraulico netto di legge. Il volume complessivo di pioggia che cade sulla superficie dell'invaso è pari a 19.315 m³. In uscita si determina una portata massima di 315 l/s.

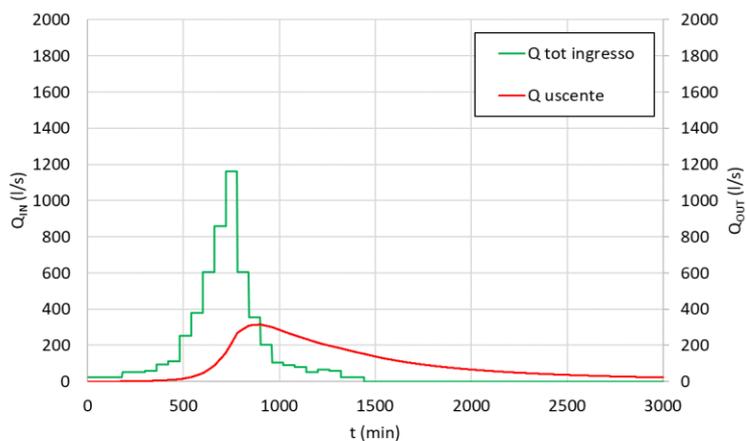


Figura 3-4. Idrogramma equivalente in ingresso (verde) e idrogramma in uscita dallo sfioratore di superficie (in rosso).

Lo sfioratore superficiale sarà pertanto costituito da una soglia sfiorante fissa di luce $L=4$ m ubicata sul lato E del bacino alla quota di massima regolazione. L'opera di scarico è realizzata con una gradinata di dissipazione che scarica all'interno del canale di regimazione delle acque di superficie (tavola PD-EP.20.5). Come si evince da quanto sopra riportato, il contributo di piena addotto al reticolo naturale risulta marginale e comunque in linea con il contributo di piena che avrebbe generato il bacino naturale sotteso alla sezione di restituzione delle acque nel reticolo stesso.

3.2.3 Fossi di diversione dei deflussi superficiali

A monte del nuovo invaso in località Mandra Moretta risulta necessario intervenire in modo mirato al fine di divergere i deflussi superficiali attesi in caso di precipitazione, senza limitare però gli apporti naturali all'esistente Lago della Moretta. Si rimanda alla Tavola PD-EP.20.7 per un inquadramento degli interventi di sistemazione idraulica previsti. Senza interventi le acque drenate dai versanti finirebbero ad alimentare il laghetto senza nessuna regimazione ed in caso di piogge prolungate e/o particolarmente intense il livello del laghetto sarebbe tale da interferire con la stabilità delle arginature del nuovo invaso di valle. Dati i rapporti topografici non risulta possibile creare un canale effluente dal Laghetto della Moretta, è necessario per-

tanto intervenire a monte. Verrà pertanto creato un nuovo reticolo superficiale, deviando alcuni fossati esistenti e realizzando piccole opere di diversione e di deviazioni in terra.

I drenaggi superficiali in discussione sono afferenti ai tratti idrografici apicali del Vallone di Scorza (verso est) e della Vallone Costa dell'Orso. Allo stato attuale, lungo i versanti sopra Mandra Moretta non esistono sistemazioni idrauliche né incisi particolare, con le acque meteoriche spesso in divagazione non controllata sul piano campagna. Come illustrato nella Tavola PD-EP.20.7, si prevedono i seguenti interventi:

- Nel bacino imbrifero del Vallone Costa dell'Orso l'inciso naturale esistente verrà deviato con un argine in terra, lungo ca. 28 m e di altezza variabile tra 1 e 2 m a seconda dell'orografica. Le acque drenate verranno incanalate lungo una nuova canaletta, realizzata in selciato naturale, lunga ca. 145 m, che consentirà di deviare le acque negli impulvi di valle esistenti, che allo stato attuale presentano una capacità di deflusso tale da contenere tali masse d'acqua, comunque molto modeste.
- Nel bacino imbrifero del Vallone di Scorza si prevede invece la realizzazione di una nuova canaletta, realizzata sempre in selciato naturale, ad una distanza variabile tra 20 e 30 m dalle arginature del nuovo bacino. L'opera sarà lunga ca. 220 m ed addurrà le acque drenate al fossato esistente verso est, anch'esso con una capacità tale da smaltire senza problemi verso valle le acque, come succede peraltro già allo stato attuale.



Figura 3-5. La rete dei deflussi superficiali esistente lungo i versanti di Mandra Moretta che verrà regimata con gli interventi descritti.

Per garantire sempre un minimo deflusso vitale al Laghetto esistente della Moretta, presso il primo intervento si realizzerà un sistema di bypass. Dopo aver creato una piccola piazza di deposito con una rimodellazione locale del fondo alveo, lungo l'argine sarà posato un nuovo tubo $\phi 300$ che in condizioni normali di deflusso garantirà il deflusso idrico al lago esistente. In occasione di piene consistenti e di precipitazioni forti il fossato a monte trasporterà ciarpame,

detriti e legname che causeranno l'ostruzione della tubazione. I flussi verranno così deviati verso destra nell'alveo del fossato esistente e di lì fino alle sezioni naturali di valle senza esondazioni. Il medesimo fossato infatti a valle della strada forestale che lambisce il nuovo invaso di monte verrà leggermente spostare verso est ed opportunamente sistemato in selvia-tone naturale. La capacità di deflusso eccede di molto le potenzialità idriche del fossato per-tanto non saranno da attendersi esondazioni lungo tutto il tratto di intervento. Come si dimo-strerà nel capitolo 4 il fossato sarà perfettamente in grado di recepire e di trasferire verso valle le portate generate dall'eventuale attivazione dello scarico di superficie del bacino di monte.

3.3 Condotte forzate

Il tracciato della condotta forzata segue i criteri fondamentali di minimizzare lunghezza e per-dite concentrate. Verrà quindi realizzata una condotta con asse e pendenza il più regolari possibile, senza andare ad interferire con le infrastrutture esistenti, con il costruito e con i cor-pi idrici superficiali e sotterranei, ivi comprese le sorgenti. Il tracciato della condotta forzata così come proposto in questa prima fase progettuale è indicato nelle tavole di progetto.

La condotta in acciaio, interrata, avrà diametro 3.500 mm (Figura 3-6). La lunghezza della condotta forzata è circa 4,55 Km; il salto geodetico medio, calcolato come differenza fra le quote medie di invaso del bacino di monte e del bacino di valle, è di 585,75 m.

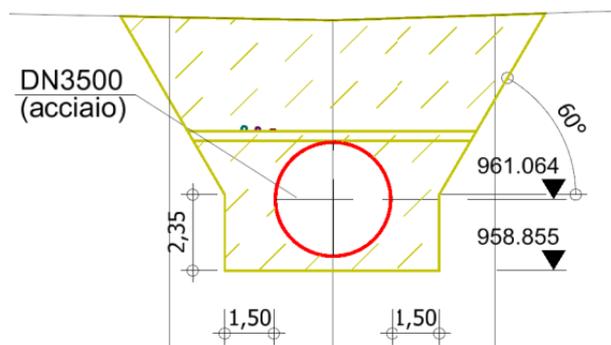


Figura 3-6. Sezione tipologica indicativa delle modalità di posa della condotta forzata (estratto Tavola PD-EP.21.4.1).

Le tubazioni saranno realizzate in conformità con quanto previsto dalle norme EN10227. I tubi saranno realizzati con rivestimento interno in resina epossilica e rivestimento esterno in poliuretano secondo UNI EN 10290 Cl. A. Per il calcolo delle perdite distribuite è stata implementata la nota formula di Darcy – Weissbach, impostando per ogni singola condotta una scabrezza equivalente in sabbia. È stata effettuata anche una stima delle perdite localizzate (Tabella 1).

Velocità in fase turbinaggio [m/s]	4,45
N°Reynolds [-]	1,19E+07
λ [-]	0,0092
Perdite di carico in fase di turbinaggio [m]	11,76
Perdite di carico locali in fase di turbinaggio [m]	4,45
Perdite totali in fase di turbinaggio [m]	16,21
Velocità in fase pompaggio [m/s]	3,38
N°Reynolds [-]	9,03E+06
λ [-]	0,0093
Perdite di carico in fase di pompaggio [m]	6,92
Perdite di carico locali in fase di pompaggio [m]	2,57
Perdite totali in fase di pompaggio [m]	9,49

Tabella 1. Calcolo delle perdite.

Per il dimensionamento degli spessori delle condotte, sono state utilizzate due norme di riferimento: DIN2413 e EN13480-3.

- DIN 2413: Questa norma dettaglia le specifiche per la progettazione di tubi sottoposti a pressione interna, considerando principalmente le tensioni dovute alla pressione.
- EN 13480-3: Si tratta di una norma che stabilisce i requisiti per la progettazione di sistemi di tubazioni metallici industriali soggetti a pressioni.

Basandosi su queste norme, sono stati determinati gli spessori delle condotte considerando l'opera di attenuazione di fenomeni di moto vario. È importante notare che la condotta forzata è stata suddivisa in sei tratti, ognuno dei quali ha una differenza di altitudine tra il punto più basso e il punto più alto simile. Questo approccio consente di ottimizzare lo spessore delle condotte con pressioni decrescenti, realizzando un significativo risparmio di materiale. Gli spessori per ciascuno dei sei tratti sono riportati nella Tabella 2.

classe di pressione		PN20	PN30	PN40	PN50	PN60	PN70
sezione	m s.l.m	1.065 - 975	975 - 868	868 - 761	761 - 654	654 - 547	547 - 440
spessore effettivo	mm	20	31	42	53	64	75

Tabella 2. Spessori necessari per i sei tratti della condotta forzata (con misure di mitigazione per i fenomeni di moto vario).

Per dettagli sulla opera di attenuazione di fenomeni di moto vario e il calcolo degli spessori necessari si rimanda all'elaborato PD-R.4.2 "Relazione idraulica – Misure di attenuazione dei fenomeni di moto vario".

3.4 Invaso di valle e diga in terra

3.4.1 Scarico di fondo

Il riferimento normativo per il dimensionamento dello scarico di fondo è il Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014, che prescrive la necessità che tutti i serbatoi sono provvisti di scarico di fondo e esaurimento. Tali scarichi a battente, nel loro insieme, con esclusione dello scarico di esaurimento, devono rendere possibile la vuotatura del 75 % del volume d'invaso del serbatoio a partire dalla quota massima di regolazione, in un periodo di 3 giorni se la capacità del serbatoio è inferiore o uguale a 50 milioni di m³, ovvero in 8 giorni se la capacità del serbatoio è uguale o superiore a 200 milioni di m³; per i valori intermedi si procederà per interpolazione (Min. II.TT. 2014).

A livello tecnico risulta perciò necessario prevedere uno scarico di fondo, da posizionare al di sotto del livello minimo di regolazione, al fine di svuotare il bacino in caso di emergenza o per le operazioni di manutenzione che si rendessero necessarie. Lo scopo dello scarico di fondo è duplice:

- Controllare il primo riempimento dell'invaso;
- Svuotare l'invaso in un arco di tempo ridotto senza provocare danni a terzi.

Nel caso di specie lo svuotamento del sistema di valle sarà operato tramite uno scarico di fondo, caratterizzato da un primo tratto in pressione rettangolare di larghezza 4,00 m per altezza 2,00 m e lunghezza di circa 80,00 m, che è presidiato da due organi di intercettazione in serie. A valle degli organi prosegue un canale a deflusso a pelo libero di sezione quadrata di lato di 4,00 m, che confluisce con il canale di scarico dello sfioratore a calice prima di terminare nel dissipatore.

Durante il primo riempimento graduale lo scarico di fondo consente di tenere costante il pelo libero a vari livelli e permette quindi un'opportuna flessibilità di regolazione. Per quanto riguarda invece il rapido svuotamento del bacino, gli organi di chiusura saranno aperti completamente.

La portata di scarico è determinata idraulicamente dalle valutazioni effettuate per la determinazione del bilancio energetico dell'impianto, tra la superficie libera del bacino di monte e la sezione in corrispondenza degli organi di chiusura, e dalle formule classiche di efflusso da paratoia sollevata a battente. Onde evitare fenomeni di turbolenza si prevede un'opportuna aereazione del canale di scarico subito a valle degli organi di chiusura.

$$E_{monte} - \Delta E = E_{valle}$$

$$E_{monte} = z_{monte} + h_{monte}$$

quota monte e tirante idrico

$$E_{valle} = z_{valle} + h_{valle}$$

quota organo di chiusura e tirante idrico
(trascurabile)

$$\Delta E = \left(\xi_{locali} + \frac{\lambda(Re, 4 \cdot R_h, \epsilon)}{4 \cdot R_h} \cdot L \right) \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

perdite locali e distribuite considerando
una sezione rettangolare

$$Q^II = A_a \cdot C_c \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (E_{monte} - z_{valle}) - \frac{Q^I}{2 \cdot g \cdot A} \left(\frac{\lambda(Re, 4 \cdot R_h, \epsilon)}{4 \cdot R_h} \cdot L + \sum_i \xi_i \right)}{1 + \xi_{locale}}}$$

con:

A_a = area dell'apertura della prima paratoia, $C_c = 0.61$,

Q^II, Q^I = portata rispettivamente di secondo e primo tentativo

A = l'area della rispettiva sezione considerata nel bilancio energetico

Equazione 1. Bilancio energetico.

Dal calcolo risulta una portata massima scaricata pari a 94,00 m³/s. Considerando invece un'apertura graduale pari al 25% allora si determina la curva di esaurimento di Figura 3-7.

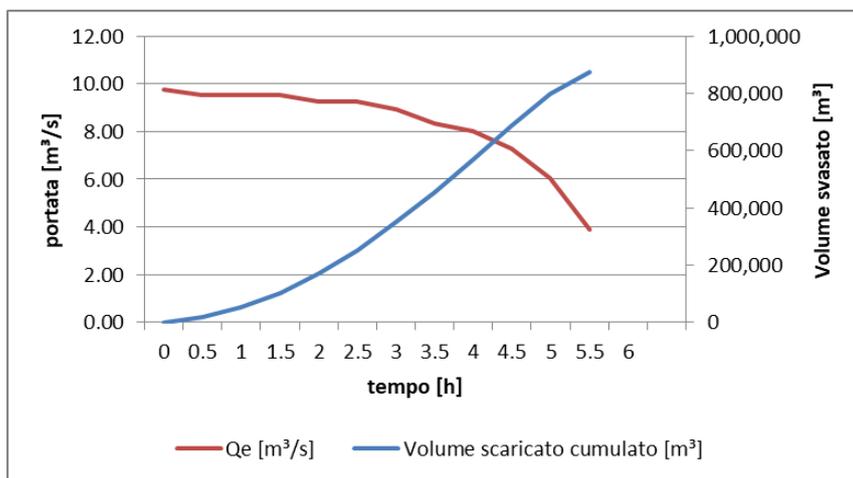


Figura 3-7. Curva di esaurimento del processo di svuotamento del bacino di valle.

Le portate così esitate saranno scaricate nell'alveo della fiamara di Ruoti tramite il dissipatore.

In caso di emergenza è senz'altro possibile l'apertura del 100% dello scarico di fondo che consente uno svaso completo in poco più di 3 ore.

3.4.2 Sfiatore di superficie a calice

Il riferimento normativo per il dimensionamento degli organi di scarico di superficie è il Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014. Esso stabilisce che gli scarichi di superficie della diga devono essere dimensionati per l'onda con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno di 1000 anni, per le dighe in calcestruzzo, e di 3000 anni per le dighe di materiali sciolti, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio (Min. II.TT. 2014). Dalla relazione idrologica PD-R.3 si determina la portata di progetto, valutata con metodi probabilistici, pari a $Q_{Tr\ 3000} = 107 \frac{m^3}{s}$.

Gli scarichi di superficie devono essere dimensionati idraulicamente in modo tale che risulti sempre rispettato il franco netto di legge, stabilito dal medesimo decreto ministeriale. Il decreto stabilisce inoltre che nel caso delle dighe di materiali sciolti dotate di scarichi di superficie soggetti ad ingolfamento, come i calici, la quota di ingolfamento dovrà essere superiore di almeno 1 m alla quota di massimo invaso. L'opera va quindi anche dimensionata per poter esitare il materiale galleggiante che giunga allo scarico. I calici dovranno essere dotati di idonei aerofori in corrispondenza del passaggio della corrente dal pozzo verticale o subverticale alla galleria suborizzontale e di ogni altro punto di singolarità della corrente dove possano innescarsi fenomeni di cavitazione (Min. II.TT. 2014). Si riportano di seguito gli step percorsi del dimensionamento del calice di superficie. In fase di progetto esecutivo si prevede la realizzazione di un modello idraulico di laboratorio per un'opportuna verifica del dimensionamento qui presentato.

Verifica del funzionamento a stramazzo e controllo della quota d'ingolfamento:

Il calice di superficie è stato dimensionato in maniera tale da evacuare tutta la portata di progetto garantendo un funzionamento a stramazzo. Le condizioni caratteristiche di deflusso di uno sfioratore a calice sono rappresentate in Figura 3-8 che dimostra la transizione del deflusso a stramazzo a quello in pressione all'aumentare della portata. Come si evince sempre da Figura 3-8 il funzionamento a stramazzo garantisce, a incrementi costanti di tirante, maggiori incrementi di portata evacuata. Il diametro del calice è stato determinato applicando la formula di seguente verificando l'evacuazione della portata di progetto rispettando allo stesso tempo sia il franco netto sia il vincolo del funzionamento a stramazzo per evitare il passaggio al funzionamento di efflusso da luce, che si è empiricamente dimostrato avvenga per $h/D \leq 2.5$ (Musalli 1969).

$$Q = D \cdot \pi \cdot h_0 \cdot c_q \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0}$$

c_q Coefficiente caratteristico pari a 0.495

h_0 Tirante d'acqua sopra la cresta

D Diametro del calice in corrispondenza della cresta

Equazione 2. Equazione di progetto del diametro del calice di imbocco.

Il diametro di progetto scelto $D = 16m$ garantisce l'evacuazione di $\sim 110.20 \frac{m^3}{s}$ con un tirante sulla cresta di $h_0 = 1m$.

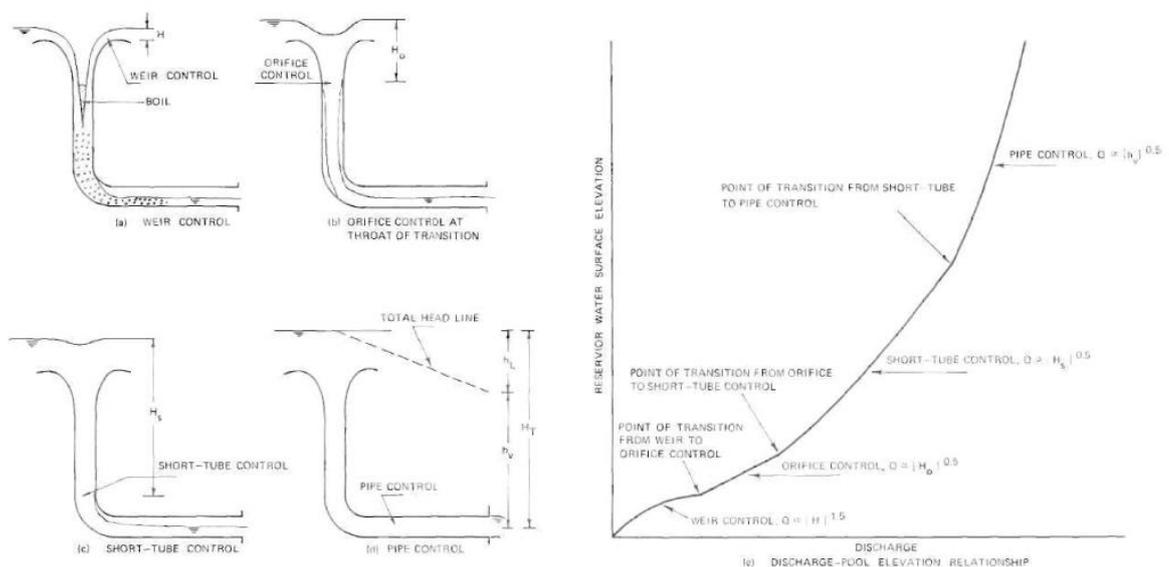


Figura 3-8. Condizioni caratteristiche di deflusso di uno sfioratore a calice. (Figura tratta da (Musalli 1969)).

Dimensionamento del profilo di cresta:

Il profilo della cresta interna è quello tipico di uno stramazzone in soglia larga del tipo Scimemi – Craeger e riduce notevolmente la formazione di depressioni. Tale profilo è determinato dalla formula rappresentata in Figura 3-9 ed è stato applicato alle condizioni del sito in esame, come riportato in Figura 3-10.

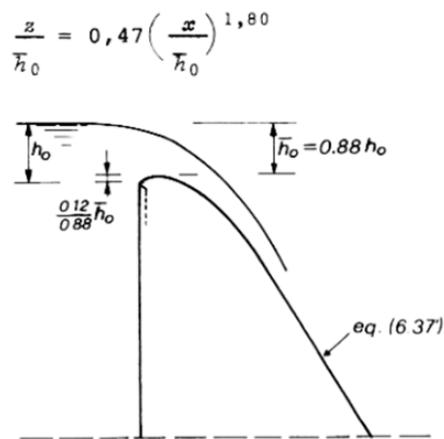


Figura 3-9. Profilo di tipo Scimemi - Craeger. (Figura tratta da (Ghetti 1980)).

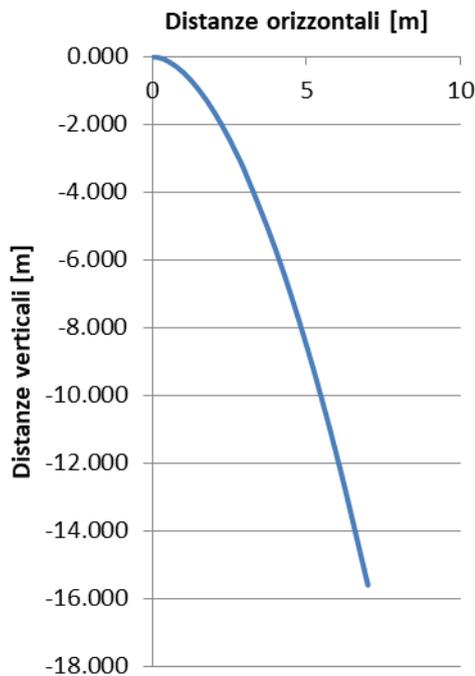


Figura 3-10. Profilo di tipo Scimemi – Craeger determinato per lo sfioratore di superficie.

Determinazione del diametro del pozzo verticale:

Il diametro verticale costante delle sezioni che seguono il profilo Craeger è determinato verificando che in nessuna sezione si instaurino pressioni negative. A tale scopo si applica il teorema di Bernoulli tra il livello della superficie libera sovrastante la cresta e la rispettiva sezione (Musalli 1969). La sezione più critica è quella immediatamente a valle della transizione dal profilo a tipo Craeger a quello a diametro costante, dove l'accelerazione del flusso è maggiore e il contributo dell'energia potenziale importante.

z [m]	u [m/s]	u ² /2g [m/s]	L [m]	l [-]	ΔE dist [m]	E0-ΔE [m]	P/γ [m]	Controllo P/γ > 0
0	11.46	6.69	12	0.02	0.069	17.87	11.18	OK
1	11.46	6.69	11	0.02	0.063	17.87	10.19	OK
2	11.46	6.69	10	0.02	0.057	17.88	9.19	OK
3	11.46	6.69	9	0.02	0.051	17.89	8.20	OK
4	11.46	6.69	8	0.02	0.046	17.89	7.20	OK
5	11.46	6.69	7	0.02	0.040	17.9	6.21	OK

Tabella 3. Risultati del controllo della depressione. La quota z è misurata dal basso verso l'alto (z = 0 corrisponde alla sezione di diametro costante subito a monte della curva a 90°). Risultati di calcolo per un diametro costante di 3.5 m.

Come si evince da Tabella 3 il diametro del tratto a sezione costante scelto pari a $D = 3.5$ m è sufficiente a garantire una pressione relativa positiva nelle sezioni considerate. Il diametro scelto è stato volontariamente scelto > 3 m per evitare il materiale galleggiante che giunga allo scarico, come consigliato in (Gerhard Bollrich 2015).

Determinazione del raggio di curvatura:

Il raggio di curvatura discende, oltre dalle condizioni al contorno locali e specifiche del sito, dalla necessità di ridurre il più possibile la formazione di moto ondoso nel canale di evacuazione, causato dall'impatto della miscela acqua-aria sul fondo dello stesso. Numerosi studi riportati in (Musalli 1969) hanno dimostrato che rapporti tra il raggio di curvatura, R , e il diametro, D , determinato prima, compresi tra $1.04 \leq \frac{R}{D} \leq 2.5$ inducono le onde minori. Per tale motivo si è optato per un raggio di curvatura $R = 5,25$ m.

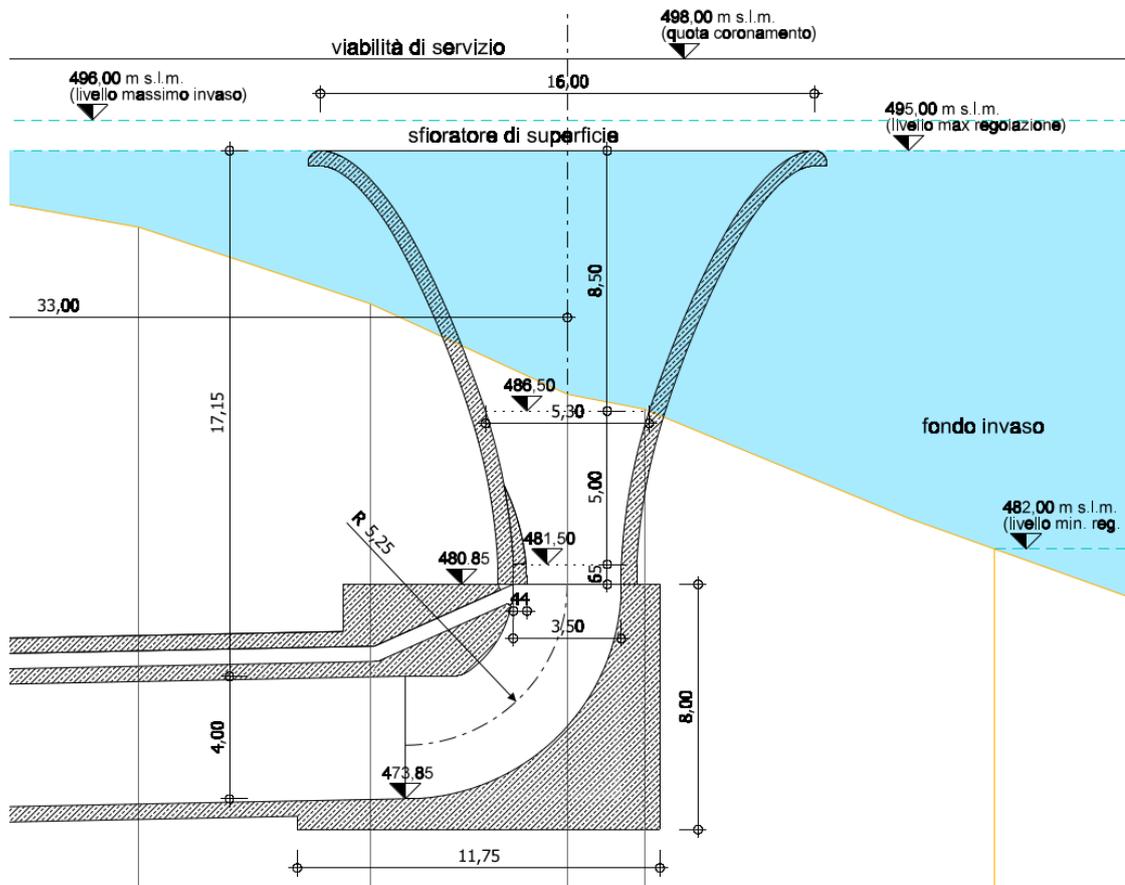


Figura 3-11. Sezione dello sfiatore di superficie a calice. Si rimanda alla tavole PD-EP.22.3.

Lo sfiatore a calice sarà inoltre dotato di opportune misure per il contenimento di materiali flottanti di grandi dimensioni, garantendo comunque il passaggio di materiale flottante di dimensione minore ≤ 3.0 m.

Dimensionamento della galleria di evacuazione:

La galleria di evacuazione è stata dimensionata per garantire il transito sicuro della portata di progetto, definita dalle geometrie del calice pari a $Q = 110.20 \frac{m^3}{s}$, evitando possibili fenomeni di ingolfamento che riducono la capacità di deflusso. I risultati riportati in Figura 3-6 dimostrano fenomeni d'incipiente ingolfamento per rapporti tra l'area bagnata e l'area geometrica della sezione in un range tra 0.75 – 0.95 per numeri di Froude compresi tra 1.8 e 2. Nel caso specifico di una galleria di sezione quadrata 4 m x 4 m di pendenza $i_f = 0.02 \frac{m}{m}$, considerando una scabrezza idraulica $k_s = 60 \frac{m^{1/3}}{s}$ e la portata di design $Q = 110.20 \frac{m^3}{s}$ la formula di Gauckler - Strickler $Q = k_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i_f^{0.5} \cdot A$ da un rapporto tra l'area bagnata e l'area geometrica del canale pari a 0.72. La galleria di scarico presenta quindi geometrie sufficienti per fare transitare sicu-

ramente la portata evacuata. Il risultato deve essere opportunamente verificato con modelli idraulici in laboratorio.

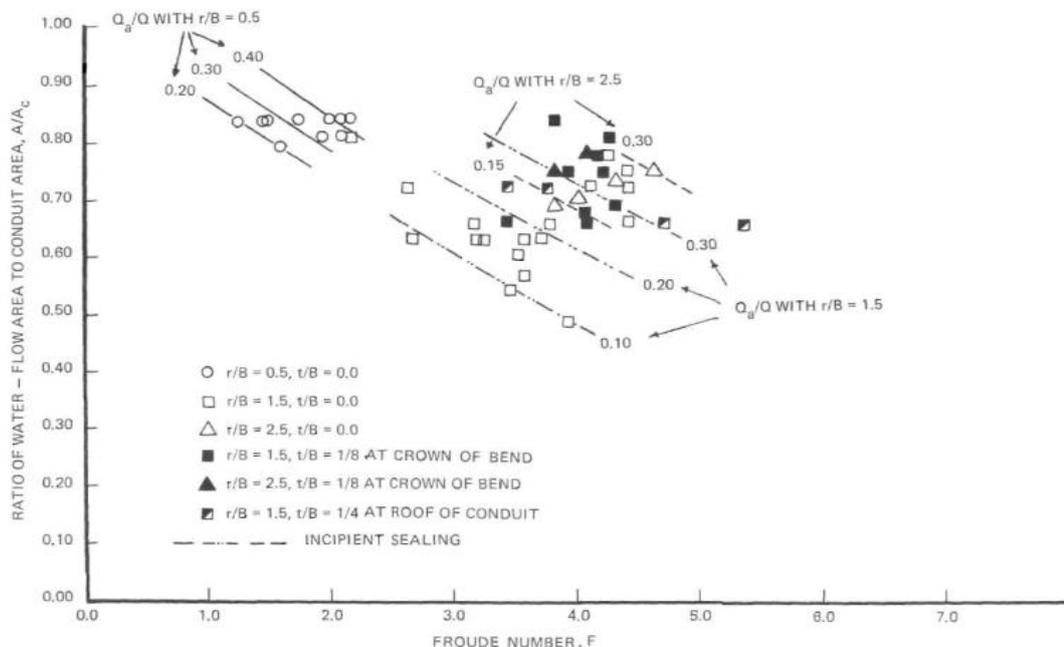


Figura 3-12. Relazioni osservate tra il rapporto dell'area bagnata e l'area della galleria e il numero di Froude per diversi casi pratici. (Grafico tratto da (Musalli 1969)).

3.4.3 Bocche di presa e restituzione

Presso l'invaso di valle saranno sostanzialmente realizzate, in sponda orografica sinistra le bocche per l'alimentazione nella fase di pompaggio e per la restituzione delle acque nella fase di generazione. È prevista la realizzazione di due organi di presa e restituzione separati, afferenti ciascuno ad un gruppo macchina. Entrambe le opere si configureranno come elementi diffusori verticali in cemento armato a sezione circolare.

Entrambe adducono l'acqua a due condotte in acciaio $\phi 2000$ che a loro volta sono collegate ai gruppi macchina (in generazione ed in pompaggio). La forma, le dimensioni ed il dimensionamento delle bocche di presa sono state determinate in funzione della sommergezza critica minima, ovvero del carico idraulico minimo necessario da garantire sull'asse orizzontale dell'imbocco affinché non venga aspirata aria e pertanto vengano evitate vorticità e turbolenze tali da causare fenomeni molto dannosi come la cavitazione.

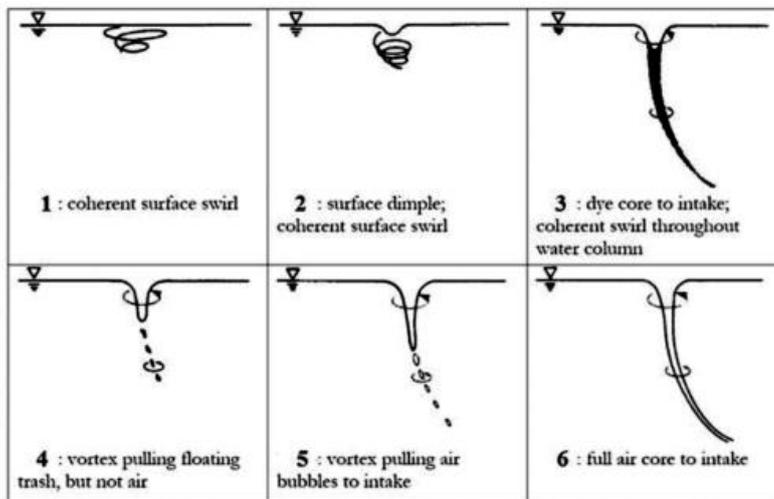


Figura 3-13. Classificazione di diversi tipi di vortici che possono formarsi in acque a superficie libera. (Figura tratta da (Domfeh, et al. 2020)).

In prima approssimazione sono stati utilizzati vari approcci di letteratura, vedasi in particolare la pubblicazione di (Domfeh, et al. 2020), tra cui quello di Knauss (1987), di Möller (2015), Gordon, Amphlett, Sarkardeh et al., Denny and Young e Nagarkar et al. che consentono di determinare la sommergenza critica in funzione dell'area all'imbocco, del numero di Froude, della portata prelevata e della velocità limite di aspirazione per evitare l'innescò di fenomeni erosivi sul fondo e l'aspirazione della fauna ittica (assunta pari a ca. 0.80 m/s).

Author (s)	Model
Gordon [24]	$(S_c/D) = 2.3 \times F_r$
Amphlett [4]	$(S_c/D) = c \times F_r^{0.5} - 0.5$
Knauss [35]	$(S_c/D) = \begin{cases} 1.5, F_r < 0.5 \\ 2 \times F_r + 0.5, F_r > 0.5 \end{cases}$
Sarkardeh et al. [67]	$(S_c/D)_A = 2(1/Z)^{0.008} F_r^{0.334}$
Denny and Young [18]	$(S_c/D) = 0.151 + 0.305v - 0.01v^2$
Nagarkar et al. [48]	$(S_c/D) = 4.4 + v^{0.54} \times D^{-0.73}$

Tabella 4. Formule utilizzate per la determinazione della sommergenza critica. Con: S_c = Sommergenza critica, D = Diametro, $c = 3.5$, $v = 1.31 \cdot 10^{-6}$, F_r = Numero di Froude. (Tabella tratta da (Domfeh, et al. 2020)).

Dalle varie formule di letteratura utilizzate, si determina un carico minimo critico medio di 8.84 m, come mostrato in Figura 3-14. I risultati mostrano tuttavia allo stesso tempo una grande variabilità se confrontati tra di loro. Se la media è applicata a un campione ridotto, non considerando il massimo $S_{c_{max}} = 31.66m$ e il minimo $S_{c_{min}} = 0.580m$, la sommergenza si ridu-

ce a circa 5.00 m. Tale valore è stato assunto di riferimento per il dimensionamento delle opere di presa, che saranno dotate di opportune misure costruttive, che impediscono fino ad un certo punto la formazione di vortici. Le ipotesi introdotte saranno poi opportunamente validate in prove di laboratorio su modello fisico.

Q_{pomp} [m ³ /s]	32.52
n_{organi} [-]	1
Q_{pomp} [m ³ /s]	32.52
u_{lim} [m/s]	0.80
A [m ²]	40.65
D [m]	7.19
a [m]	6.00
b [m]	6.775
Fr [-]	0.095
Sommergenza critica [m]	
Gordon	1.576
Amphlett	0.580
Knauss	10.791
Sarkadeh et al	7.327
Denny and Young	1.086
Nagarkar et al.	31.66
h_{cr} [m] media	8.84

Figura 3-14. Risultati di calcolo.

L'intradosso delle bocche di presa è stato pertanto posizionato ad una quota di 476,00 m s.l.m. garantendo una sommergenza minima di 6.00 m. Nella successiva fase di progetto saranno approfonditi i dettagli costruttivi e verrà proposta un'ottimizzazione di dettaglio sperimentale del funzionamento idraulico di tali strutture. Le bocche di presa saranno inoltre presidiate con opportuni graticci e grigliati.

3.4.4 Dissipatore in caverna

Le acque scaricate dallo scarico di fondo e dal calice di troppo pieno, che percorrono il canale di scarico, a forte pendenza, sono supercritiche, caratterizzate da onde frangenti ed aerazione spontanea. Prima di essere scaricate nell'alveo di valle è perciò necessario prevedere un dissipatore che consente la trasformazione controllata dell'energia intrinseca. Il più semplice dissipatore di energia è costituito dal risalto. Le dimensioni geometriche del dissipatore discendono dalla necessità di consentire la formazione di un risalto stabile caratterizzato da un numero di Froude della corrente rapida di $F_r = 4.5 - 9$, di lunghezza e altezza nota (Da Deppo und Datei 2020).

I dissipatori sono di norma dimensionati per la dissipazione ottimizzata dell'energia della portata di progetto del canale di scarico, equivalente alla portata scaricata dal calice di troppopieno di $Q = 110.20 \frac{m^3}{s}$ (U.S. Army Corps of Engineers 1980) e dovranno essere verificati in laboratorio su modello fisico (Min. II.TT. 2014). Le dimensioni di progetto sono state determinate adottando le linee guida dell'US Army Corps of Engineers:

Dimensioni della rampa di transizione

La rampa di transizione è stata dimensionata per divergere omogeneamente il flusso in uscita dal canale di scarico, consentendo una successiva accelerazione per garantire la formazione di un risalto stabile caratterizzato da numeri di Froude di $F_r = 4.5 - 9$.

$$\Delta L = \max(2 \cdot F_{r1}; 6) \quad F_{r1} = \text{Froude della corrente rapida}$$

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\Delta L} \right) \quad \Phi = \text{angolo geometrico di apertura del diffusore}$$

$$L_f = 1.5 \cdot D \quad D = \text{Diametro o larghezza del canale di scarico}$$

Equazione 3. Determinazione delle caratteristiche geometriche del diffusore

La forma della rampa parabolica non dovrà essere più pendente della traiettoria della corrente rapida in caduta libera ed è determinata dalla seguente formula rappresentata:

$$y = -x \cdot \tan\theta - \frac{gx^2}{2(1.25 v_{sm})^2 \cos^2 \theta}$$

θ Pendenza del canale di scarico

v_{sm} Velocità media

Equazione 4. Determinazione delle caratteristiche geometriche della rampa

Determinazione dell'altezza coniugata

La geometria del dissipatore è stata dimensionata in modo da provocare l'altezza coniugata Y_2 del tirante della corrente lenta anche in assenza di acqua presente nell'alveo di valle. Nota Y_2 è possibile determinare la posizione del risalto, la lunghezza e la rispettiva altezza e di conseguenza le geometrie di quella parte dell'opera che ospiterà il risalto.

$$Y_2 = Y_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} \right)$$

Y_2 altezza coniugata della corrente lenta

Y_1 altezza coniugata della corrente veloce a monte del risalto determinata dal bilancio energetico

Equazione 5. Determinazione dell'altezza coniugata

La lunghezza del risalto è determinata dalla seguente relazione $L_r = 6 \cdot Y_2 \cdot (1 + 10\%)$ (U.S. Army Corps of Engineers 1980).

Per garantire l'instaurarsi dell'altezza coniugata Y_2 in condizioni di moto permanente per la portata di progetto e per evitare il formarsi di un risalto ricacciato è stato introdotto costruttivamente un salto di fondo di altezza Δz di 1.82 m.

$$\Delta z = Y_2 + \frac{u_2^2}{2 \cdot g} - \left(Y_3 + \frac{u_3^2}{2 \cdot g} \right)$$

Y_2, u_2 tirante e velocità subito a valle del risalto

Y_3, u_3 tirante e velocità nel tratto a valle del salto di fondo

Equazione 6. Salto di fondo.

L'energia dissipata dal risalto localizzato è pari a $\Delta H = 6.4$ m.

$$\Delta H = Y_1 + \frac{u_1^2}{2 \cdot g} - \left(Y_2 + \frac{u_2^2}{2 \cdot g} \right)$$

Y_2, u_2 Tirante e velocità a subito a valle del risalto

Y_1, u_1 Tirante e velocità a subito a monte del risalto

Equazione 7. Determinazione dell'energia dissipata.

A valle del dissipatore è collocato un'ulteriore bacino di calma, protetto all'ingresso da massi ciclopici per facilitare ulteriormente la transizione. Per ulteriori dettagli geometrici si rimanda alla tavola PD-EP.22.3

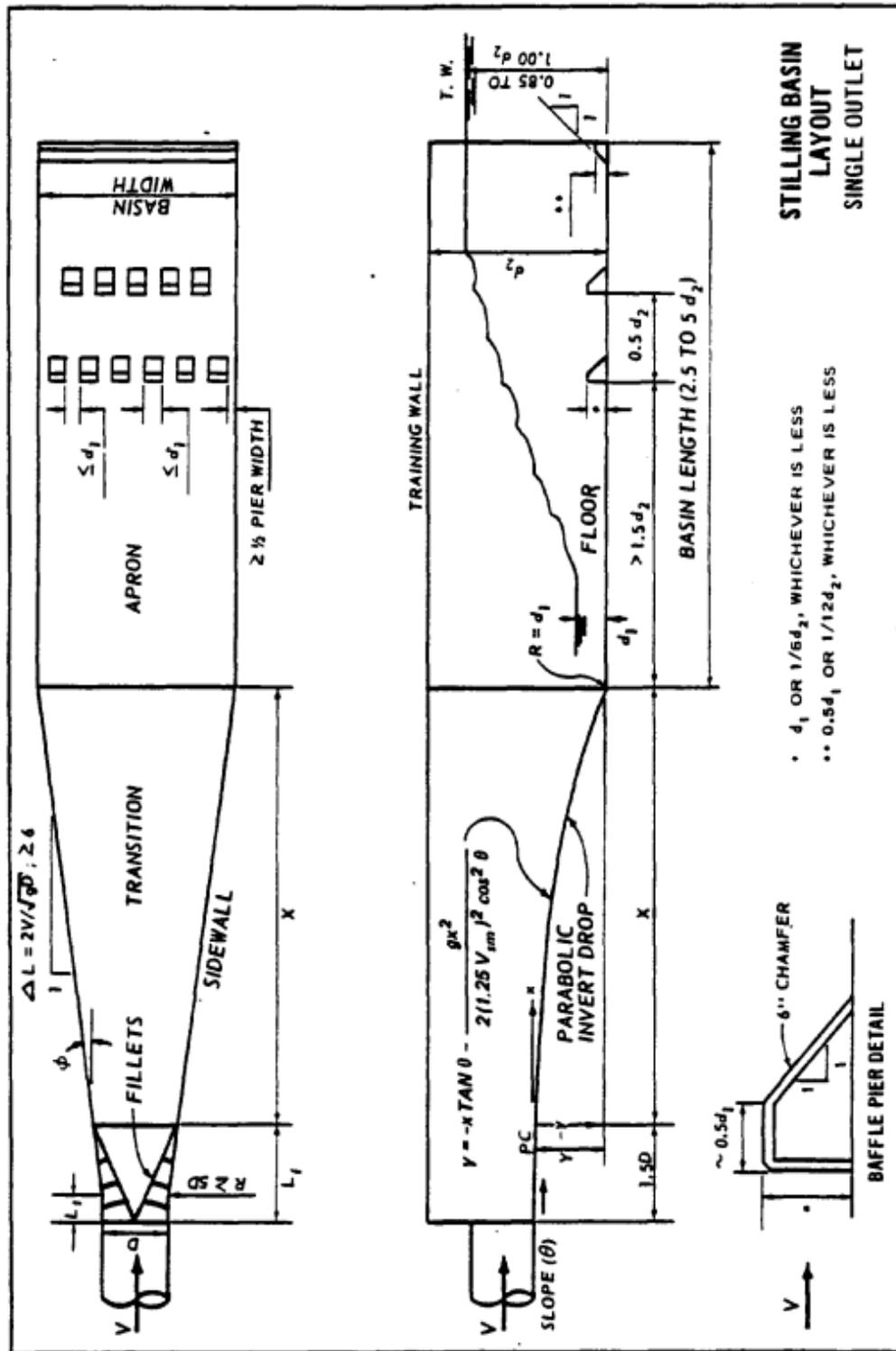


PLATE C-41

Figura 3-15. Considerazioni geometriche adottate nel dimensionamento del dissipatore. (Immagine tratta da (U.S. Army Corps of Engineers 1980)).

3.5 Interferenze idrauliche

Le interferenze di natura idraulica con i corsi d'acqua afferenti al reticolo idrografico esistente sono riportate nella Relazione sulle Interferenze di cui all'Elaborato PD-R.9.

4. Studio sulla attivazione degli scarichi di superficie e fondo

4.1 Premessa

Come richiesto dalla Commissione Tecnica PNRR – PNIEC del Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica nella comunicazione inoltrata al Proponente nel maggio 2022 (CTVA. REGISTRO UFFICIALE U. 0005742.16-05-2023) in merito alle integrazioni alla documentazione presentata per l'istanza di avvio del procedimento di Valutazione di Impatto Ambientale relativa all'"*Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio denominato "Mandra Morretta" e relative opere connesse ed infrastrutture indispensabili nei Comuni di Ruoti, Avigliano, Potenza, Pietragalla, Cancellara e Vaglio Basilicata (PZ)*", si è svolto uno studio idrauliche in merito a diversi scenari di attivazione degli scarichi di fondo e di superficie dei nuovi invasi di monte e di valle. Nei paragrafi che seguono verranno illustrati i metodi utilizzati ed i risultati ottenuti.

4.2 Scenari considerati

Si è provveduto ad indagare gli effetti dei seguenti scenari di accadimento idraulico negli alvei a valle delle opere:

- **Scenario A:** attivazione dello scarico di superficie dell'invaso di valle;
- **Scenario B:** attivazione dello scarico di fondo dell'invaso di valle;
- **Scenario C:** attivazione dello scarico di fondo dell'invaso di monte;
- **Scenario D:** attivazione dello scarico di superficie dell'invaso di monte;
- **Scenario E:** attivazione dello scarico di fondo dell'invaso di monte con l'invaso di valle alla quota di massimo invaso.

4.3 Verifiche idrauliche effettuate

Per le verifiche idrauliche si è fatto ricorso alle seguenti metodologie di analisi al fine di valutare la capacità di deflusso degli alvei e dei fossati:

- Verifica della capacità di deflusso 1D degli alvei e dei fossi esistenti tramite la nota formula di Gauckler – Strickler, assumendo un valore di scabrezza per l'alveo fluviale della Fiumara di Ruoti pari a $25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ e pari a $15 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ per i fossati e ricavando le caratteristiche

geometriche delle sezioni di controllo in base al DTM disponibili o ai rilievi topografici effettuati in sede di progettazione definitiva;

- Verifiche modellistiche 2D in ambiente Flo2D per la valutazione della propagazione verso valle delle onde di piena generate dalle manovre operati agli scarichi, soprattutto per la diga di valle. Si riportano di seguito le caratteristiche principali dei modelli sviluppati:
 - **Software:** Flo2D 2007.01 (O'Brien et al., 2007 e ss.mm.ii.)
 - **Base topografica:** D.T.M. disponibile della Regione Basilicata
 - **Risoluzione di calcolo:** da 10 x 10 m a 50 x 50 m (inclusi tutti i vincoli puntuali, i ponti e gli attraversamenti idraulici, le case ed i principali muri di confine) a seconda dello scenario di analisi
 - **Scabrezze floodplain:** 0,066 s/m^{1/3}

I valori di riferimento del coefficiente di Manning sono forniti in Tabella 5.

Surface	n value
Dense turf	0.17 - 0.80
Dense grass, dense vegetation	0.17 - 0.48
Shrubs and forest litter, pasture	0.30 - 0.40
Average grass cover	0.20 - 0.40
Poor grass cover on rough surface	0.20 - 0.30
Short prairie grass	0.10 - 0.20
Sparse vegetation	0.05 - 0.13
Open ground with debris	0.10 - 0.20
Fallow fields	0.08 - 0.12
Open ground, no debris	0.04 - 0.10

Tabella 5. Valori del coefficiente di Manning in relazione agli usi del suolo (O'Brien, 2007).

4.4 Localizzazione delle sezioni di controllo

Per le valutazioni monodimensionali lungo la Fiumara di Avigliano le sezioni topografiche sono state estratte dal volo Lidar effettuato nell'ambito del progetto definitivo sviluppato e dal DTM della Regione Basilicata disponibile. In Figura 4.1 è fornita una planimetria indicativa per la localizzazione delle sezioni di controllo assunte nella presente analisi, così definite:

- **Sezione Nr. 1** posizionata ca. 1,0 Km a valle della confluenza tra la Fiumara di Ruoti e la Fiumara di Avigliano in corrispondenza dell'attraversamento che conduce alla Masseria Spadola;
- **Sezione Nr. 2** posizionata ca. 2,6 Km a valle della confluenza tra la Fiumara di Ruoti e la Fiumara di Avigliano in corrispondenza del confine comunale tra Ruoti e Baragiano;
- **Sezione Nr. 3** posizionata ca. 2,6 Km a valle della confluenza tra la Fiumara di Ruoti e la Fiumara di Avigliano in corrispondenza dell'abitato di Baragiano.

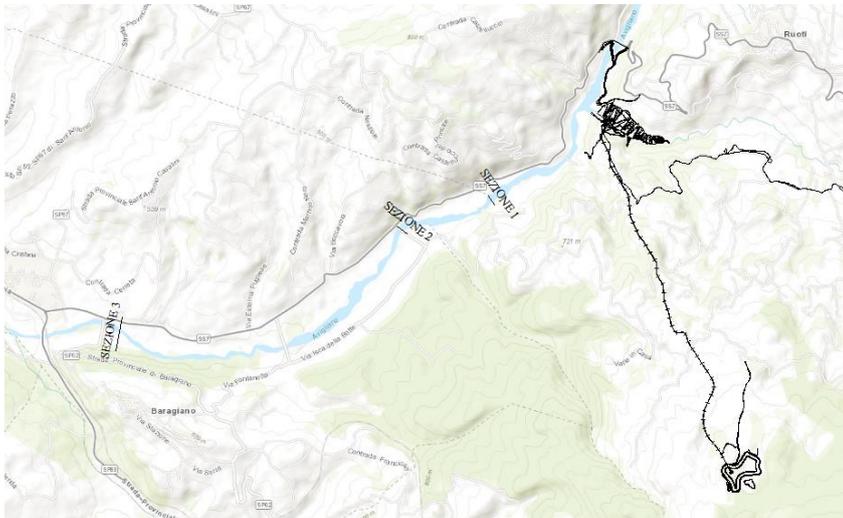


Figura 4-1. Localizzazione delle sezioni di controllo lungo al Fiumara di Avigliano.

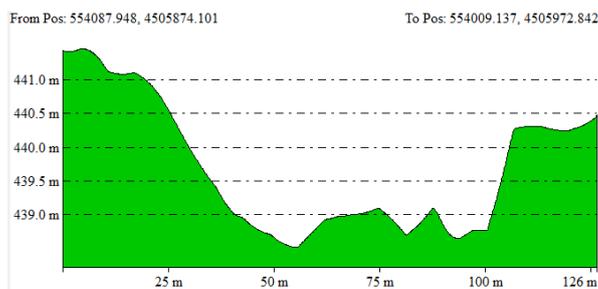


Figura 4-2. Geometria della sezione di controllo Nr. 1 (vista da monte verso valle).

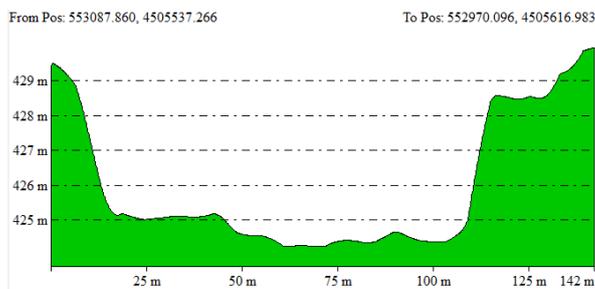


Figura 4-3. Geometria della sezione di controllo Nr. 2 (vista da monte verso valle).

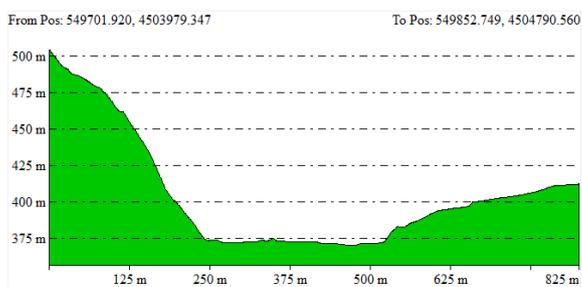


Figura 4-4. Geometria della sezione di controllo Nr. 3 (vista da monte verso valle).

Dalle valutazioni effettuate risultano le seguenti capacità di deflusso:

▪ **Sezione Nr. 1**

- Larghezza di base dell'alveo: 58 m
- Larghezza a piene rive dell'alveo: 77 m
- Profondità media della sezione: 1,8 m
- Pendenza media del tratto: 1,6%
- Massima capacità di deflusso: 441,6 m³/s

▪ **Sezione Nr. 2**

- Larghezza di base dell'alveo: 92 m
- Larghezza a piene rive dell'alveo: 105 m
- Profondità media della sezione: 4,4 m
- Pendenza media del tratto: 4,6%
- Massima capacità di deflusso: > 1.000 m³/s

▪ **Sezione Nr. 3**

- Larghezza di base dell'alveo: 318 m
- Larghezza a piene rive dell'alveo: 278 m
- Profondità media della sezione: 9,8 m
- Pendenza media del tratto: 1,2%
- Massima capacità di deflusso: > 1.000 m³/s



Figura 4-5. L'ampio alveo della Fiumara di Avigliano a monte di Baragiano.

Dai calcoli effettuati si evince come nella sezione più stretta considerata la capacità a piene rive della Fiumara di Avigliano ammonta a ca. 400 m³/s, a valle, quando l'alveo si allarga in modo sostanziale e le golene si presentano ampie, la capacità di deflusso supera i 1.000 m³/s.

4.5 Scenario A

Per la valutazione idraulica legata alla valutazione degli effetti dello scarico di superficie si è assunto il verificarsi lungo la Fiumara di Ruoti di una piena marcata da un tempo di ritorno di 3.000 anni, ovvero l'evento di progetto prescritto per il dimensionamento idraulico dello sfioratore a calice. Rimandando alla Relazione Idrologica (Elaborato Nr. PD-R.3.1) per i dettagli del calcolo effettuato, la portata di progetto ammonta a ca. 107 m³/s. Si è agito in questo caso cautelativamente, trasferendo direttamente a valle dell'opera l'idrogramma di piena senza considerare il potenziale di laminazione indotto dall'invaso stesso.

Si intuisce chiaramente come la portata scaricata in alveo è perfettamente contenibile dalla Fiumara di Avigliano, in assenza di contributi sostanziali della fiumara stessa. Date le differenti estensioni dei bacini imbriferi si ritiene infatti che la probabilità che i picchi di piena caratterizzati dal medesimo tempo di ritorno sulle due fiumare si sovrappongano sia molto remota ed ecceda i tempi di ritorno di progetto. I risultati della verifica monodimensionale sono concordi anche con il risultato della simulazione 2D condotta illustrata nella Tavola PD-EP.37.1. Si nota infatti come le portate di piena siano contenute nell'alveo inciso della Fiumara di Avigliano senza generare esondazioni. In corrispondenza degli attraversamenti, che inducono una sostanziale riduzione della sezione utile dell'alveo, si possono considerare piccoli alluvionamenti localizzati nelle aree golenali che non interessano comunque zone abitate. La SP ex SS7 corre sempre ad una quota di molto superiore a quella dell'alveo della Fiumara di Avigliano e non può pertanto essere interessata dai flussi di piena. Non sono da attendersi quindi ripercussioni sulla viabilità.



Figura 4-6. Da un punto di vista morfologico la piana a monte di Baragiano rappresenta una naturale area di espansione della Fiumara di Avigliano.

4.6 Scenario B

Considerando l'invaso di valle alla quota di massimo invasore all'atto dell'apertura dello scarico di fondo la portata scaricata massima ammonta a ca. 218 m³/s. Anche in questo caso

l'idrogramma scaricato risultante è stato propagato a valle della diga nella sezione di uscita del canale di scarico. Riprendendo le valutazioni effettuate in precedenza e considerando il fatto che l'attivazione dello scarico di fondo può non essere associata a fenomeni di piena in ingresso nell'invaso di valle ma a meri interventi di manutenzione ordinaria o straordinaria, si evince chiaramente che la capacità di deflusso delle tre sezioni di deflusso assunte nella presente analisi è sufficientemente elevata da garantire il transito di queste quantità di portata con un abbondante franco idraulico e senza esondazioni. Non sono pertanto da attendersi problemi di deflussi nell'alveo di valle della Fiumara di Avigliano.

4.7 Scenario C

Nello schema progettuale presentato lo scarico di fondo viene operato tramite la condotta forzata che garantisce il completo svuotamento del bacino di monte nei tempi previsti dalle normative e dalle direttive tecniche di settore per le grandi dighe. Si possono assumere due condizioni di accadimento:

- Il bacino di monte si presenta vuoto con un volume morto di ca. 150.000 m³ considerando di fatto la fine della fase di turbinamento ed il bacino di valle pieno alla massima regolazione con un volume invasato di 1.000.000 m³;
- Il bacino di monte si presenta piena con un volume di 1.000.000 m³ considerando la fine della fase di pompaggio ed il bacino di valle vuoto con un volume invasato alla minima regolazione.

Senza procedere con valutazioni di dettaglio o con simulazioni numeriche di sorta, si intuisce quanto segue:

- Nel primo caso, che presenta una probabilità di accadimento molto remota dato che lo svuotamento del bacino di monte non sarà di fatto mai esercitato quando l'invaso di valle risulta completamente invasato, il volume residuo che verrà scaricato genererà un sovrizzo massimo della superficie dell'invaso di valle dell'ordine di 1,25 m che determinerà l'attivazione dello scarico di superficie. Quest'ultimo scaricherà a valle portate inferiori rispetto a quelle considerate nello scenario A; pertanto, gli effetti prodotti saranno di molto inferiori a quelli indotti dallo scenario A;
- Nel secondo caso, che rappresenta invece la condizioni più probabile di accadimento di questo scenario dato che l'attivazione dello scarico di fondo del bacino di monte avverrà sempre dopo aver svasato l'invaso di valle, si prevede di attivare lo scarico di fondo dell'invaso di valle in modo da far defluire verso valle una quota parte preponderante delle portate scaricate da monte, senza indurre una sostanziale fluttuazione del livello. Non ver-

rà pertanto mai raggiunta la quota di massima regolazione né tantomeno la quota del massimo invaso. Gli effetti per valle sono pertanto molto inferiori rispetto ai due casi precedenti e saranno assimilabili a quelli prodotti da una piena con HQ10 nella Fiumara di Avigliano.

Non si ravvisano pertanto problematiche idrauliche tali per questo scenario da richiedere l'implementazione di interventi di messa in sicurezza degli alvei di valle.

4.8 Scenario D

Da quanto illustrato nel paragrafo 3.2.2, l'attivazione dello scarico di superficie in caso di una precipitazione di lunga durata di 24h incidente direttamente sulla superficie dell'invaso determina lo scarico nel fossato ricettore di una portata di picco pari a ca. 0,32 m³/s. Le operazioni di spostamento e di adeguamento idraulico del fossato esistente prevedono la creazione di una sezione trapezita larga 2 m e profonda mediamente 1,5 m. Con le pendenze di progetto nel tratto di intervento (stimare in ca 2-3 %) si determinano capacità di deflusso dell'ordine dei 3 m³/s. Considerando una contestuale piena generata dal bacino imbrifero sotteso dal fossato (ca. 0,3 Km²), considerando portate specifiche dell'ordine di 4-6 m³/s/Km² (valori tipici per fossati di questo tipo nella zona appenninica lucana) si determinano picchi di piena tra 1,2 e 1,8 m³/s. Anche sommando i due contributi il design idraulico del nuovo canale sarà in grado di smaltire la portata complessiva a valle senza problemi.

Occorre inoltre sottolineare che a valle del bacino di monte il fossato verrà riallacciato al suo reticolo naturale. Pertanto, sarà garantito il recupero completo di tutte le sue dinamiche naturali. In tale zona infatti esiste una piccola zona umida alimentata dalle divagazioni sul piano campagna del corso d'acqua. Tale dinamica è stata volutamente mantenuta consentendo al fossato di divagare in modo naturale senza proporre arginature o ulteriori tratti in selciatoone.

Si intuisce pertanto che anche in questo caso è garantito un deflusso verso valle senza particolari problematiche idrauliche. Non verrà pertanto aggravato lo stato di sicurezza idraulica attuale del territorio.

Preme infine sottolineare come allo stato attuale nel tratto di valle del fossato sono presenti attraversamenti a tubo completamente interriti che presentano una capacità di deflusso praticamente nulla. Il surplus di portata scaricata andrebbe pertanto ad aggravare, seppur in modo non sostanziale, la pericolosità idraulica attuale indotta lungo la viabilità. Come misura di mitigazione si propone pertanto di intervenire presso tali attraversamenti, operando sostanziali sgomberi t'alveo e ripristinando la funzionalità idraulica degli attraversamenti, anche con eventuali sostituzioni delle tubazioni qualora dalle operazioni di sterro queste dovessero risultare danneggiate.

4.9 Scenario E

Per quanto concerne lo scenario E, che prevede l'attivazione dello scarico di fondo dell'invaso di monte con l'invaso di valle alla quota di massimo invaso, si sottolinea in primis che tale condizione è assai improbabile dato che tale configurazione idraulica non sarà di fatto possibile. L'invaso di monte è inserito infatti in un sistema chiuso, riceve acqua esclusivamente dalla condotta forzata ed eventualmente dai contributi meteorici che cadono sulla sua superficie. Pertanto, date le volumetrie di progetto, avere due bacini invasati al massimo invaso non risulta possibile.

Ad ogni modo si è provveduto a simulare tale scenario di accadimento, che ricade, come detto, nella mera sfera del pericolo e del rischio residuo. Le simulazioni idrauliche condotte (si rimanda all'Elaborato PD-EP.37.3) consentono di ricostruire le dinamiche alluvionali che si verrebbero a creare nel caso in cui, oltre alla configurazione illustrata, si verificasse contestualmente anche una piena consistente ($TR > 50$ anni) lungo la Fiumara di Ruoti:

- Nell'invaso di valle la quota di massimo invaso verrebbe superata con attivazione dello scarico di superficie. Lungo la vallata della Fiumara di Ruoti il rigurgito sarebbe molto pronunciato e verrebbero interessate aree ripariali della fiumara generalmente non bagnate dalle acque. In assenza di piena influente lungo la Fiumara di Ruoti, lo scaricatore a calice avrebbe la capacità di scaricare verso valle le portate in eccesso, si otterrebbero pertanto i medesimi effetti attesi nello scenario A;
- Qualora invece si verificasse una piena anche lungo la Fiumara di Ruoti (ca. $75 \text{ m}^3/\text{s}$), considerando la capacità della condotta forzata ($45 \text{ m}^3/\text{s}$) la capacità di smaltimento dello sfioratore a calice potrebbe essere non sufficiente a smaltire i volumi idrici in ingresso nel bacino di valle e l'invaso tenderebbe a riempirsi oltre il livello di massimo invaso erodendo di fatto il franco idraulico. Non considerando il contributo di smaltimento dello scarico di fondo (la normativa prevede che le piene influenti vengano smaltite esclusivamente con gli organi di superficie) il livello di invaso potrebbe salire fino alla quota di coronamento e si potrebbe verificare tracimazione. In questo caso il paramento di valle della diga verrebbe interessato da un ruscellamento superficiale. La presenza della berma su cui verrà alloggiata la strada di accesso alla centrale di produzione rappresenta di fatto una mitigazione diretta in questo scenario in quanto consente di deviare i flussi in tracimazione lungo la strada di accesso. Si ritiene quindi che, anche per come è stata progettata la nuova diga, non si possano instaurare neanche in questo caso dinamiche tali da compromettere la tenuta del rilevato ed il successivo cedimento per erosione del paramento di valle. Per-

tanto, a valle verrebbe trasmesso il contributo dello scarico di superficie, mentre il ruscellamento in tracimazione si perderebbe lungo la strada di accesso.

La simulazione condotta ed illustrata nell'Elaborato PD-EP.37.3 prende in considerazione proprio questo secondo scenario di accadimento, seppur molto improbabile ed assai remoto, con tempi di ritorno superiori a 10.000 anni. Detto che non vi è da attendersi il cedimento del rilevato, gli effetti idraulici attesi a valle sarebbero in tutto e per tutto simili a quelli attesi per lo scenario A.

4.10 Conclusioni

Da quanto esposto nei paragrafi precedenti, si evince come il sistema di scarichi superficiali e di fondo a servizio degli invasi di monte e di valle non andrà a generare effetti idraulici tangibili sugli alvei di valle. Non sono da attendersi alluvionamenti del fondovalle o danneggiamenti alle strutture ed alle infrastrutture presenti a valle delle dighe e delle arginature; pertanto, non verrà peggiorato il quadro di sicurezza idraulica attuale del territorio. Si sottolinea ancora una volta che quanto considerato nello scenario E risulta assolutamente irrealistico ed è da riferirsi ad accadimenti estremamente rari associati a tempi di ritorno maggiori di 10.000 anni.

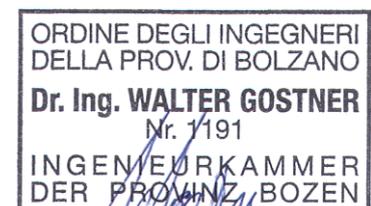
Non risultano pertanto necessarie particolari misure di mitigazione del pericolo idraulico indotto lungo gli alvei di valle. Il fossato che riceverà le portate scaricate dallo sfioratore di superficie del bacino di monte è già stato adeguatamente dimensionato per smaltire ordinatamente e senza esondazioni verso valle il contributo di questo organo di superficie unitamente ad una concomitante piena sul fossato.

La Fiumara di Avigliano presente per chilometri a valle della confluenza con la Fiumara di Ruoti alvei molto larghi ed ampie zone golenali ed è caratterizzata da capacità di deflusso che consentono il transito verso valle delle portate scaricate dagli scarichi di fondo e di superficie del nuovo invaso senza tracimazioni, senza esondazioni e senza danneggiamenti.

Bolzano, Malles, lì 28.09.2023

Il Tecnico

Dr. Ing. Walter Gostner



5. Bibliografia

- Da Deppo, Luigi, e Claudio Datei. *Fognature*. undicesima edizione vol. Padova: Edizioni Progetto Padova, 2020.
- Domfeh, Martin Kyereh, Samuel Gyamfi, Mark Amo-Boateng, Robert Andoh, Eric Antwi Oforu, e Gavin Tabor. «Free surface vortices at hydropower intakes: – A state-of-the-art review.» *Scientific African* 8 (2020): e00355.
- Gerhard Bollrich, Detlef Aigner. *Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2015.
- Ghetti, Augusto. *Idraulica seconda edizione*. Padova: Libreria Internazionale Cortina, 1980.
- Min. II.TT. *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 26 Giugno 2014.
- Musalli, Yusuf G. «A study of flow conditions in shaft spillways.» Georgia Institute of Technology, November 1969.
- U.S. Army Corps of Engineers. *Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works*. Engineer Manual, Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers, 1980.