



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

redatto	modificato	scala	elaborato n.
cl 11.12.2022	a		PD-R.4
controllato	b		
WaG 14.12.2022	c		
pagine 30	n. progetto 11-213	11_213_PSKW_Ruoti\einr1\einr\text\PD-R.4_rel_idraulica_04.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 gloreza
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	2
1.1 Committente	2
1.2 Progettisti incaricati	2
2. Il progetto	4
2.1 Descrizione del progetto	4
2.2 Localizzazione del progetto.....	5
2.3 Descrizione del bacino imbrifero	6
3. Dimensionamento idraulico delle opere in progetto	9
3.1 Generalità.....	9
3.2 Invaso di valle e diga in terra	9
3.2.1 Scarico di fondo	9
3.2.2 Sfiatore di superficie a calice	11
3.2.3 Bocche di presa e restituzione	17
3.2.4 Dissipatore	19
3.3 Invaso di monte	23
3.3.1 Svotamento del sistema di monte	23
3.3.2 Scarico di superficie	24
3.3.3 Fossi di diversione dei deflussi superficiali.....	25
3.4 Condotte forzate.....	26
3.4.1 Dimensionamento idraulico.....	26
3.4.2 Analisi strutturale.....	27
3.4.3 Torrino piezometrico	28
3.5 Interferenze idrauliche.....	28
4. Bibliografia	30

1. Introduzione

1.1 Committente

RUOTI ENERGIA S.r.l.

Piazza della Rotonda 2

I-00186 Roma (RM)

1.2 Progettisti incaricati

Coordinatore di progetto:

Dr. 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)

Dr. Ing. Walter Gostner

Dr. Ing. Ronald Patscheider

Dr. Ing. Corrado Lucarelli

Dr. Ing. Marco Demattè

MSc ETH Alex Balzarini

Dr. For. Giulia Bisoffi

Tecn. Alexander Gambetta

Geom. Marion Stecher

Geom. Stefania Fontanella

Per. Agr. Luciano Fiozzi

Geologia e geotecnica

Consulenti specialistici:

Dr. Geol. Antonio De Carlo

Studio di Geologia e Geoingegneria

Via del Seminario 35

85100 Potenza (PZ)

Opere elettriche – Impianto Utenza per la Connessione

Progettista e consulente specialista: **Bettiol Ing. Lino S.r.l.**

Dr.ssa Ing. Giulia Bettiol

Società di Ingegneria

Via G. Marconi 7

I-31027 Spresiano (TV)

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.

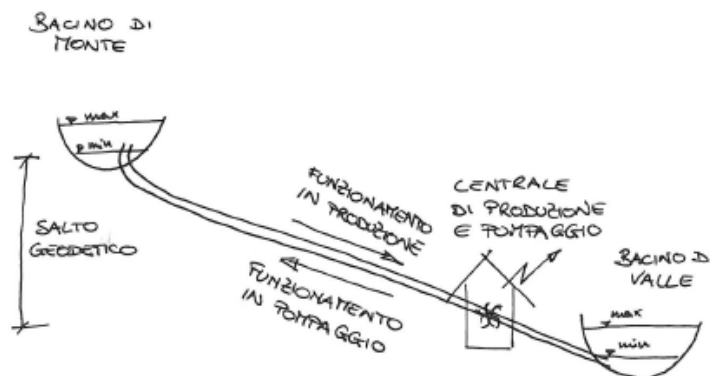


Figura 1. Schema rappresentativo di un impianto a pompaggio.

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.

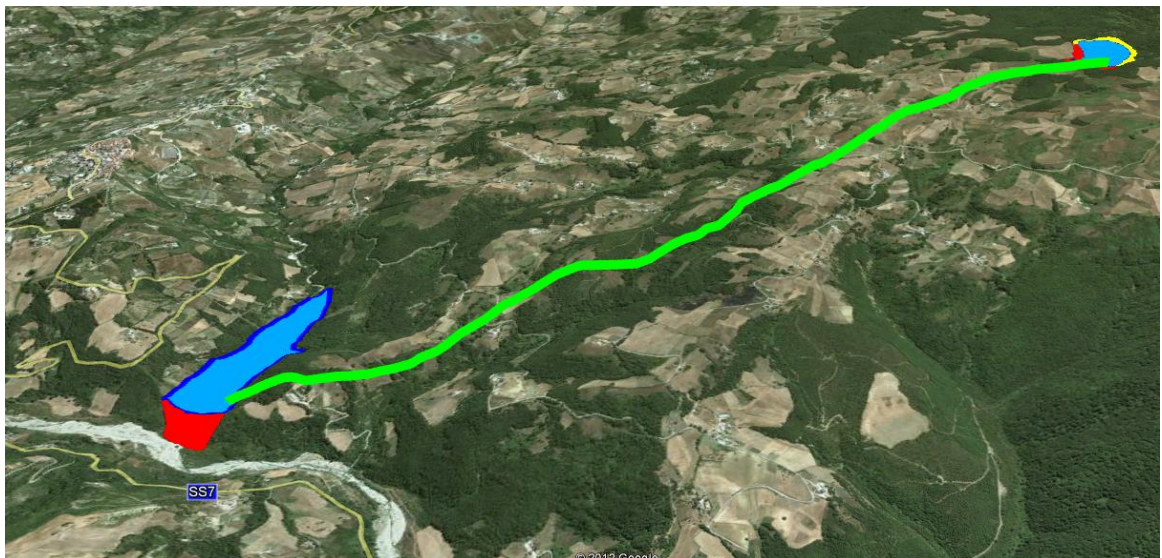


Figura 2. Schema di massima dell'impianto dal quale si riconosce la posizione dei due bacini.

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 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 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 intuita) 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 valle**, quali:
 - Lo scarico di fondo;
 - Lo sfioratore di superficie;
 - Le bocche di presa e restituzione;
 - Il dissipatore.
- Le opere accessorie e funzionali al **invaso di monte**, quali:
 - Lo scarico di fondo;
 - 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.

3.2 Invaso di valle e diga in terra

3.2.1 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 dal bilancio energetico (vedasi Equazione 1), 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 aerazione 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 3.1.

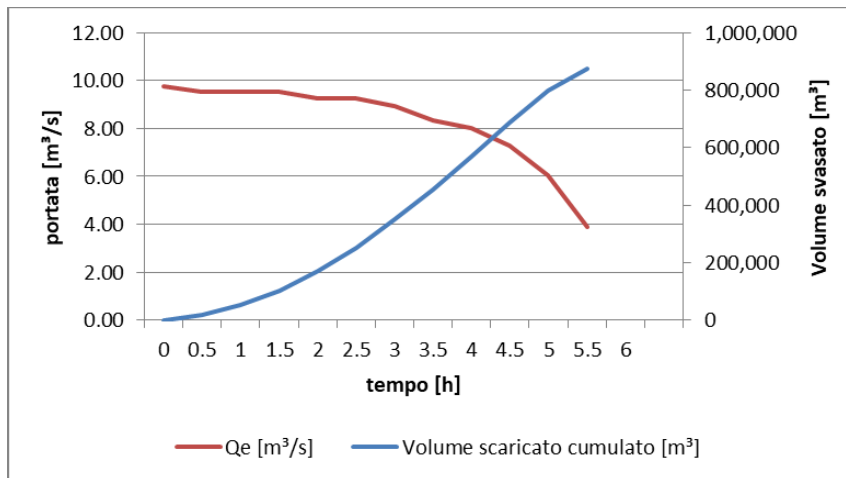


Figura 3.1. Curva di esaurimento del processo di svuotamento del bacino di valle.

Le portate così esitate saranno scaricate nell'alveo della fiumara 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.

3.2.2 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 3.2 che dimostra la transizione del deflusso a stramazzo a quello in pressione all'aumentare della portata. Come si evince sempre da Figura 3.2 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 Equazione 2 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 $h_0 = 1m$.

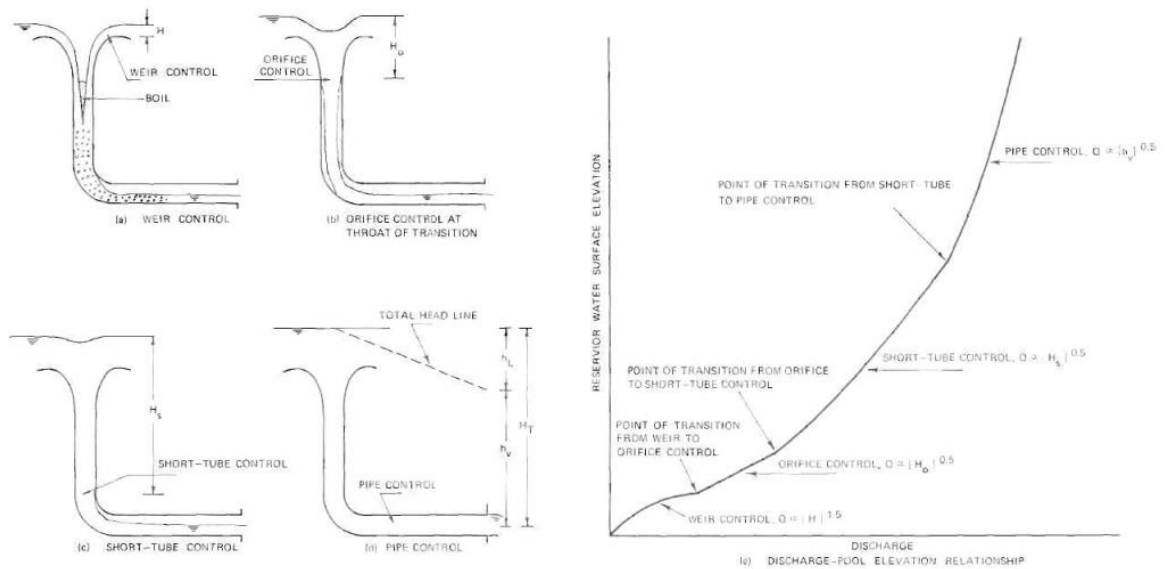


Figura 3.2. Condizioni caratteristiche di deflusso di uno sfioratore a calice. (Figura tratta da (Musalli 1969)).

Dimensionamento del profilo di cresta:

Il profilo della cresta interna è quello tipico di uno stramazzo in soglia larga del tipo Scimemi – Craeger e riduce notevolmente la formazione di depressioni. Tale profilo è determinato dalla formula rappresentata in Figura 3.3 ed è stato applicato alle condizioni del sito in esame, come riportato in Figura 3.4.

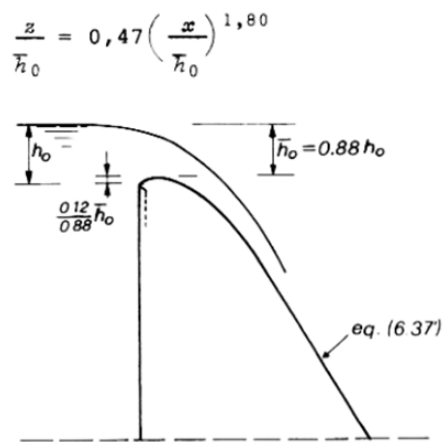


Figura 3.3. Profilo di tipo Scimemi - Craeger. (Figura tratta da (Ghetti 1980)).

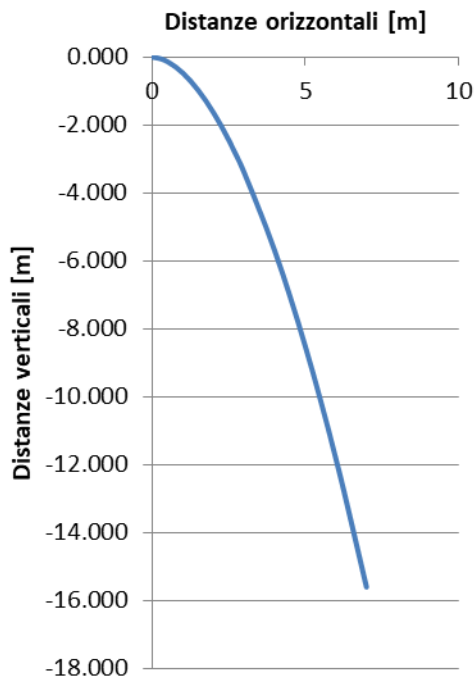


Figura 3.4. Profilo di tipo Scimemi – Craeger determinato per lo sfioratore di superficie.

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.

Tabella 1. 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.

z [m]	u [m/s]	$u^2/2g$ [m/s]	L [m]	I [-]	ΔE dist [m]	$E_0 - \Delta E$ [m]	P/γ [m]	Controllo $P/\gamma > 0$
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

Come si evince da Tabella 1 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.

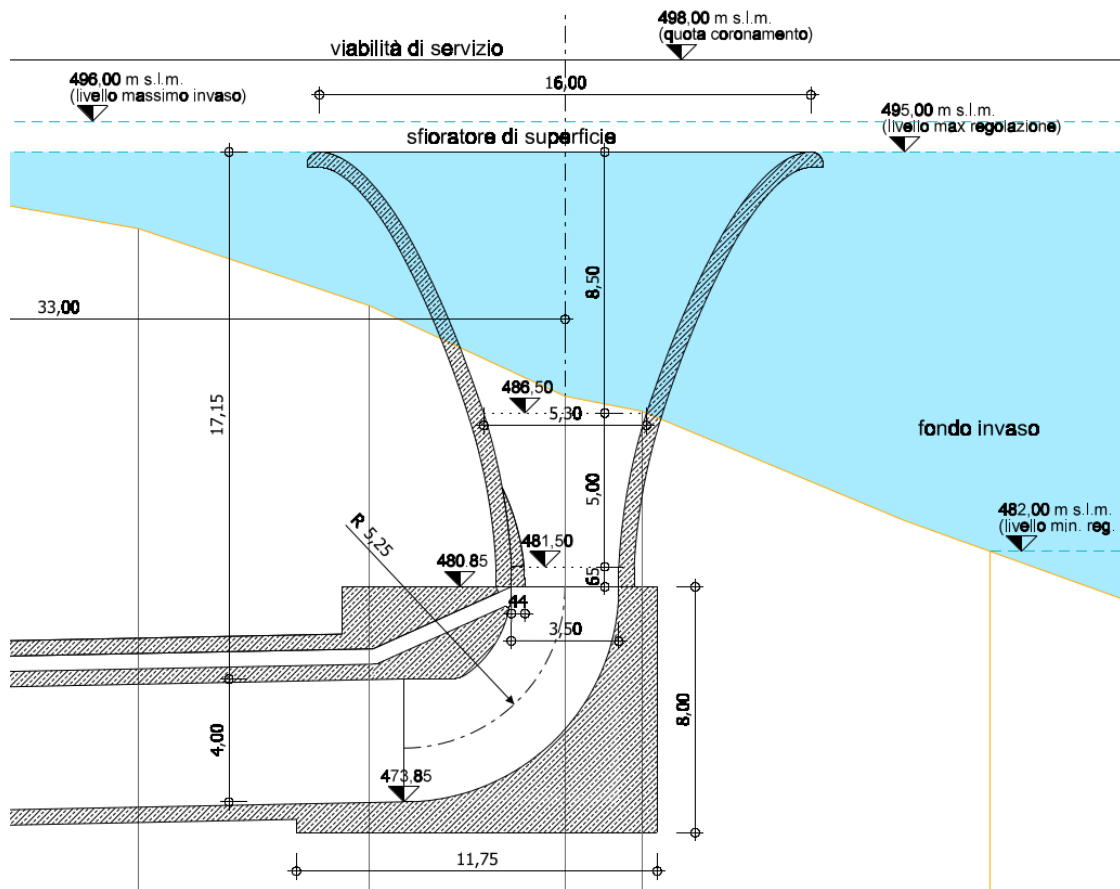


Figura 3.5. Sezione dello sfiatore di superficie a calice. Si rimanda alla tavole PD-EP.22.3.

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 $ks = 60 \frac{m^{1/3}}{s}$ e la portata di design $Q = 110.20 \frac{m^3}{s}$ la formula di Gauckler - Strickler $Q = ks \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i_f^{0.5} \cdot A$ 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.

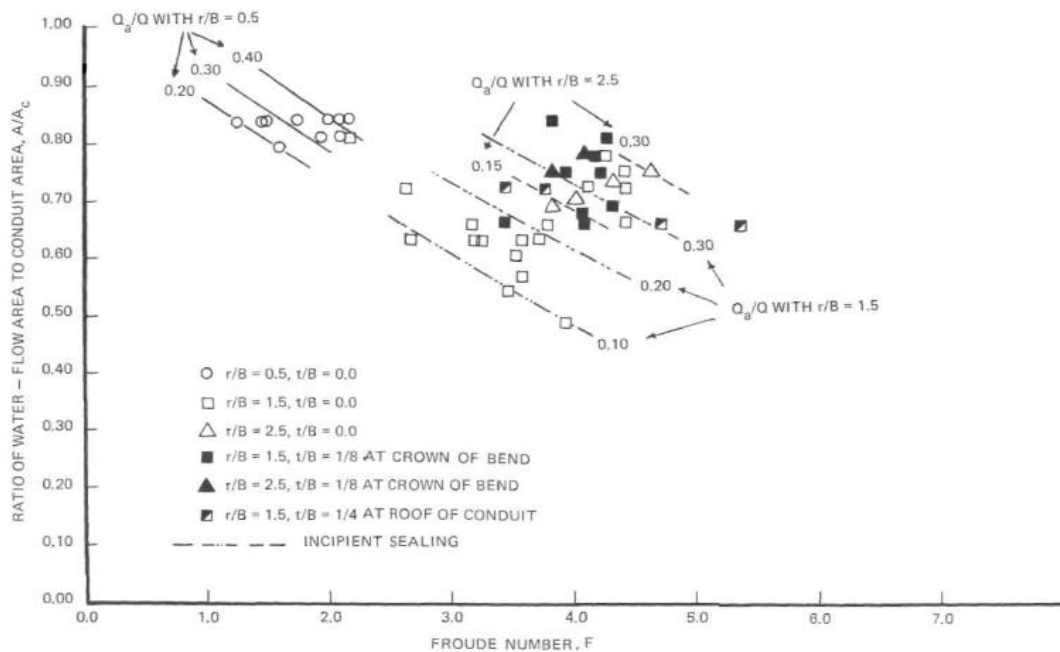


Figura 3.6. Relazioni osservate tra il rapporto dell'area bagnata e l'area della galleria e il numero di Froude per diversi casi pratici. (Grafico tratto da (Musalli 1969)).

3.2.3 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 sommergenza 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.

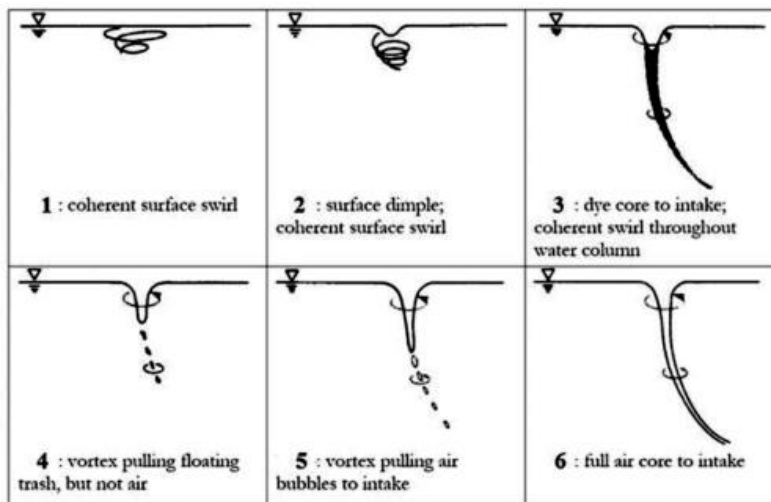


Figura 3.7. Classificazione di diversi tipi di vortici che possono formarsi in acque a superficie libera. (Figura tratta da (Domfeh, et al. 2020)).

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 sommersenza critica in funzione dell'area all'imbocco, del numero di Froude, della portata prelevata e della velocità limite di aspirazione per evitare l'innescio di fenomeni erosivi sul fondo e l'aspirazione della fauna ittica (assunta pari a ca. 0.80 m/s).

Tabella 2. Formule utilizzate per la determinazione della sommersenza critica. Con: S_c = Sommersenza critica, D = Diametro, $c = 3.5$, $\nu = 1.31 \cdot 10^{-6}$, F_r = Numero di Froude. (Tabella tratta da (Domfeh, et al. 2020)).

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]	$(S_c/D) = 0.151 + 0.305\nu - 0.01\nu^2$
Nagarkar et al. [48]	$(S_c/D) = 4.4 + \nu^{0.54} \times D^{-0.73}$

Dalle varie formule di letteratura utilizzate, si determina un carico minimo critico medio di 8.84 m, come mostrato in Figura 3.8. 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 sommersenza si riduce 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 3.8. Risultati di calcolo applicando le formule riportate in Tabella 2.

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.

3.2.4 Dissipatore

Le acque scaricate, dallo scarico di fondo e dal calice di troppopieno, che percorrono il canale di scarico, di 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 troppopie-

no 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 formula rappresentata in Equazione 4.

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

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.

$$Y_2 = Y_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} \right)$$

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

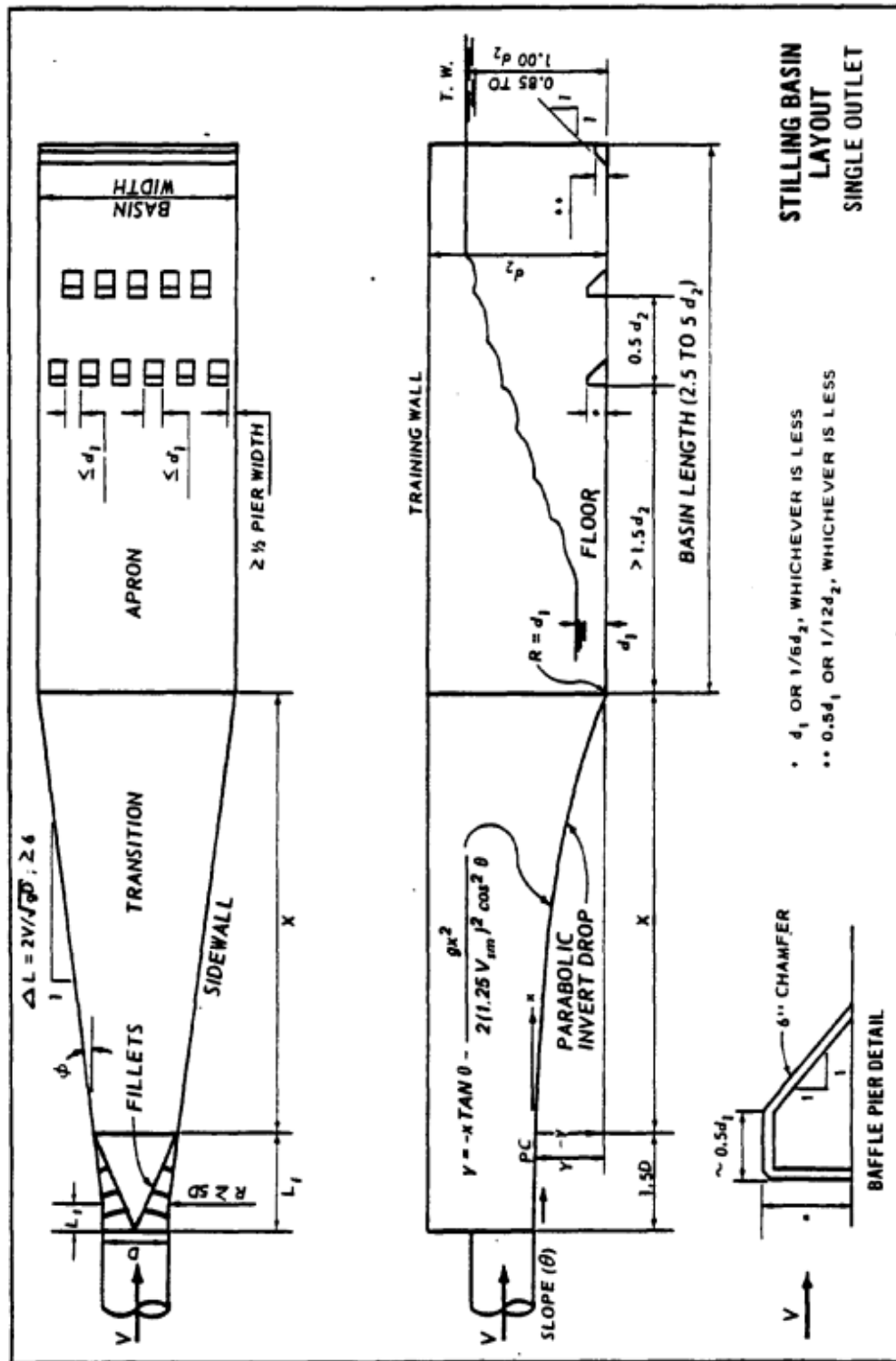


Figura 3.9. Considerazioni geometriche adottate nel dimensionamento del dissipatore. (Immagine tratta da (U.S. Army Corps of Engineers 1980)).

3.3 Invaso di monte

3.3.1 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 gradualmente, 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 a pelo libero che a pressione.

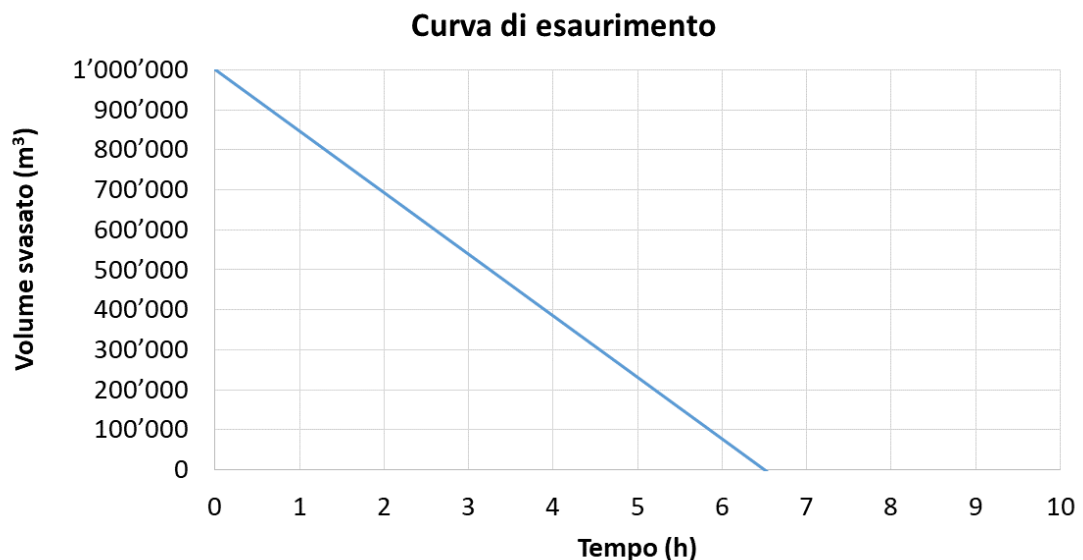


Figura 10. Curva di esaurimento del processo di svuotamento del bacino di monte.

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.

3.3.2 Scarico di superficie

L'invaso di monte rappresenta un'opera per l'accumulo delle acque pompate dall'invaso di valle senza apporti idrici esterni, si configura pertanto come un classico sistema a ciclo chiuso. L'opera non è infatti inserita in un reticolo idrografico e non riceve dall'esterno input di portata, ovvero non sottende un bacino di drenaggio superficiale naturale,

Per le opere in materiali sciolti di nuova costruzione il D.M. 26 giugno 2014 prevede la realizzazione di uno scarico di superficie per gestire le onde di piena in ingresso nei serbatoio con una portata al colmo marcata da un tempo di ritorno di 3.000 anni tenendo conto anche dell'effetto di laminazione esercitato dall'invaso. Come sopra anticipato, non sono attese onde di piena in ingresso nell'invaso di monte, gli unici apporti idrici in ingresso sono quelli pompati da valle e quelli relativi alle precipitazioni meteoriche che insistono direttamente sulla superficie dell'invaso stesso. Si sottolinea quanto segue:

- Il sovrizzo del livello idrico atteso per il contributo meteorico incidente sulla superficie dell'invaso di monte per TR 3.000 anni è stato considerato implicitamente nella determinazione del franco netto;
- La regolazione dell'impianto a pompaggio impone un severo controllo delle portate pompate e turbinate, che si atterranno rigidamente a quanto riportato nel Decreto di Concessione e nel relativo Foglio Condizioni. Pertanto le quantità di portata in ingresso al bacino

di monte non eccederanno mai quelle concessionate ed il pompaggio non verrà esercito al raggiungimento della massima quota di regolazione determinata in sede di progetto.

Non si è pertanto ravvisata la necessità tecnica di inserire nel layout di progetto uno sfioratore di superficie per le motivazioni sopra addotte.

3.3.3 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 interventi le acque drenate dai versanti finirebbero direttamente a ridosso delle arginature dell'invaso e la creazione di opportuni fossi di guardia in tale posizione sarebbe alquanto difficoltosa. 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.17, 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 variazione tra 1,5 e 2 m. 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 11. La rete dei deflussi superficiali esistente lungo il versanti di Mandra Moretta che verrà regimata con gli interventi descritti.

3.4 Condotte forzate

3.4.1 Dimensionamento idraulico

Il tracciato della condotta forzata segue i criteri fondamentali di minimizzare lunghezza e perdite 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 corpi 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 12). In fase esecutiva di progetto si valuteranno, sulla scorta di prove sperimentali, altre possibilità dal punto di vista tecnico. 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.

Sezione: 3+600
Scala 1:250

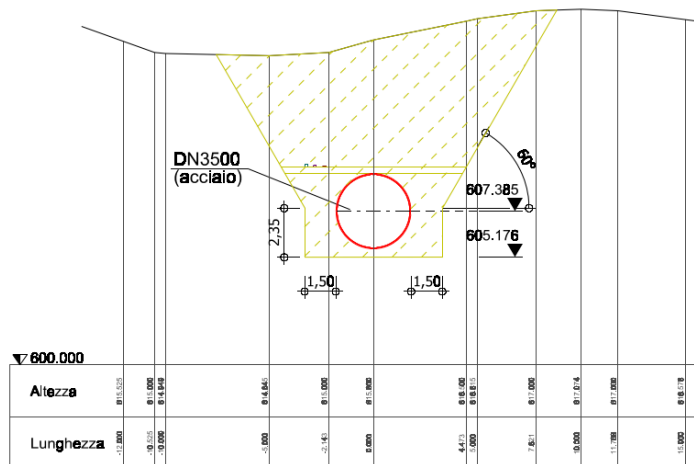


Figura 12. Sezione 3+600 condotta forzata (estratto Tavola PD-EP.21.4).

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 3).

Velocità in fase turbinaggio [m/s]	4.45
N°Reynolds [-]	1.19E+07
λ [-]	0.01
Perdite di carico in fase di turbinaggio [m]	11.76
Perdite di carico locali turbinaggio [m]	4.45
Velocità in fase pompaggio [m/s]	3.38
N°Reynolds [-]	9.03E+06
λ [-]	0.01
Perdite di carico in fase di pompaggio [m]	6.92
Perdite di carico locali pompaggio [m]	2.57

Tabella 3. Calcolo delle perdite.

3.4.2 Analisi strutturale

Per la determinazione degli spessori delle condotte forzate, che saranno realizzate in acciaio, si è proceduto ad effettuare un predimensionamento considerando anche il colpo di ariete, i risultati sono riportati in Tabella 4.

Predimensionamento spessore condotta forzata	
velocità di propagazione del suono nell'acqua [m/s]	1425.00
peso specifico acqua [N/m ³]	9810.00
densità acqua [kg/m ³]	1000.00
celerità dell'onda [m/s]	969.34
modulo elastico dell'acqua [N/m ²]	2.09E+09
modulo elastico dell'acciaio [N/m ²]	2.10E+11
spessore teorico della tubazione [m]	0.03
Pressione idrostatica max [bar]	58.71
velocità dell'acqua a regime [m/s]	4.45
Sovrapressione per colpo d'ariete [bar]	43.16
Tempo di chiusura limite (manovra brusca - manovra lenta) [s]	9.18
Tempo di chiusura di progetto [s]	15.00
sovrapressione (formula di Michaud - manovra lenta) [bar]	26.39
sovrapressione (formula di Joukoswsky - manovra brusca) [bar]	43.11
Diametro interno delle condotte [mm]	3'500.00
Diametro esterno condotta [mm]	3'603.35
Peso minimo tubazione [kg/ml]	4526.00
Spessore minimo condotta acciaio sez.+ sollecitata [mm]	51.67

Tabella 4. Predimensionamento strutturale condotta forzata.

È da prevedere un spessore minimo di 52 mm per la condotta in acciaio (S355JR) nel settore vicino alla centrale di produzione. Siccome la pressione idrostatica massima nella condotta forzata diminuisce verso monte, è possibile ridurre lo spessore della condotta forzata in modo settoriale per ottimizzare i costi.

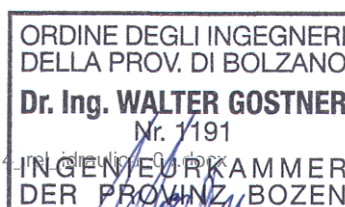
3.4.3 Torrino piezometrico

Nell'ambito del predimensionamento, si può ipotizzare che non sia necessario un torrino piezometrico, in quanto è stato determinato una Start-Up-Time che corrisponde approssimativamente all'impianto di pompaggio di Kühtai (AT), realizzato senza torrino piezometrico. Se in fase di progettazione si desidera un Start-Up-Time minore per una regolazione rapida e stabile, è necessario prevedere un torrino piezometrico. La necessità di un torrino piezometrico sarà analizzata in dettaglio in fase esecutiva del progetto sulla scorta di un approfondito studio in laboratorio idraulico.

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.

Bolzano, Malles, li 14.12.2022



Il Tecnico

Dr. Ing. Walter Gostner

4. 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.