



# DIGA DI SESSERA

## ADEGUAMENTO DELLA SICUREZZA IDRAULICA

### PROGETTO ESECUTIVO Rev. 1

#### RELAZIONE GENERALE



# INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	1
2.	DATI CARATTERISTICI DELLA DIGA.....	3
3.	INTERVENTI IN PROGETTO.....	5
3.1	SCARICO DI SUPERFICIE IN CORPO DIGA.....	5
3.2	SOVRALZO DEL PIANO DI CORONAMENTO .....	7
3.3	ADEGUAMENTO DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO .....	7
4.	AGGIORNAMENTO DELLE VERIFICHE IDRAULICHE.....	11
5.	SINTESI DELLE VERIFICHE GEOLOGICHE E GEOMECCANICHE .....	13
6.	SINTESI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI .....	14
7.	ESAME DELLE CONDIZIONI STATICHE DELLA DIGA A SEGUITO DELL'INCREMENTO DEL MASSIMO INVASO .....	15

## 1. INTRODUZIONE

Il presente progetto esecutivo è stato sviluppato in perfetta continuità con il progetto definitivo – Luglio 2015, approvato con prescrizioni dalla Direzione Generale per le Dighe con nota prot. 14792 dell'11.07.2016.

Il progetto definitivo prevedeva l'adeguamento della capacità di scarico della diga a fronte della nuova piena millenaria; in particolare è previsto il sovrizzo di 1,45 m della quota di coronamento, da 927,00 m s.m. a 928,45 m s.m., a seguito della decisione di aumentare di 1,12 m la quota di massimo invaso del serbatoio: da 926,00 m s.m. a 927,12 m s.m. I lavori progettati prevedono inoltre l'allargamento delle luci dello sfioratore in corpo diga, mediante la demolizione di cinque pile, trasformandolo da 10 luci nette da circa 5 m ciascuna (46,65 m complessivi) a 5 luci nette da circa 10 m ciascuna (48,86 m complessivi).

Si riportano qui di seguito le prescrizioni contenute nella nota di approvazione del progetto definitivo della Direzione Dighe:

1. *“integrare gli interventi di adeguamento previsti sullo sfioratore in corpo diga, prevedendo accorgimenti costruttivi atti a favorire l'aerazione della vena effluente, per eliminare la possibilità di anomalie di funzionamento (cfr. Relazione istruttoria);”*

Nel presente progetto, in sintonia con quanto suggerito nella Relazione Istruttoria della Direzione Generale Dighe di giugno 2016, per favorire l'aerazione della vena liquida si è previsto di tagliare alle quota del ciglio di sfioro (924,20 m s.m.) le pile da demolire, così da lasciare in opera le loro basi che permetteranno di favorire la separazione delle correnti sfiorate e quindi la loro aerazione. Questo aspetto, come illustrato nel seguito, modifica leggermente il rendimento idraulico dello sfioratore e pertanto, per garantire l'evacuazione della portata millenaria (817 m<sup>3</sup>/s) è stato necessario incrementare la quota di massimo invaso di ulteriori 3 cm portandola a 927,15 m s.m., senza pregiudicare i franchi di normativa, così come rispetto all'intradosso della nuova passerella pedonale a coronamento.

Nelle precedente versione di febbraio 2017 del progetto esecutivo erano state previste anche delle carpenterie in acciaio inox di prolungamento delle pile, che, in ottemperanza alla nota della Direzione Dighe prot. 12780 del 29.05.2017, sono state rimosse.

2. *“documentare le condizioni della roccia a valle diga, previa effettuazione delle necessarie indagini e rilievi, e conseguentemente valutare gli effetti del getto al piede dello sfioratore e la dissipazione dell'energia;”*
3. *“in funzione della maggiore quota d'invaso, documentare le condizioni di stabilità delle sponde dello specchio liquido, con i risultati degli accertamenti geologici e geomorfologici dei relativi versanti;”*

E' allegata al presente progetto (v. All. A.02) la Relazione Geologico-Geomeccanica redatta dal Dott. Geol. Enrico Arese, in cui viene confermata l'idoneità dell'imposta rocciosa a valle della diga e delle sponde del serbatoio nei confronti della nuova

quota di massimo invaso.

4. *“in funzione della maggiore quota d'invaso, riesaminare le condizioni di sicurezza strutturale della diga, presentando le analisi statiche e le verifiche tensionali aggiornate;”*

L'esame della variazione delle condizioni statiche della diga conseguente all'incremento del livello di massimo invaso è riportato al § 7. della presente relazione.

5. *“predisporre il programma aggiornato dei lavori, unitamente al piano di gestione dell'invaso durante la fase realizzativa degli interventi, integrando se necessario quanto riportato nella relazione generale del progetto definitivo, con illustrazione dettagliata delle modalità esecutive e delle particolari attrezzature di cantiere da utilizzare, nonché dei provvedimenti da adottare ai fini della sicurezza (piano di sicurezza e coordinamento).”*

Nella Relazione sul Cantiere e Programma dei Lavori del presente progetto (v. All. A.03) sono analizzati i vincoli idrologici ed idraulici in base a cui sono state definite le necessarie limitazioni di invaso e la programmazione aggiornata dei lavori; nella stessa relazione è riportata anche la descrizione delle modalità esecutive previste per la realizzazione degli interventi.

Nel Piano di Sicurezza e Coordinamento del presente progetto (v. All. A.07) sono descritte, in ottemperanza al D.Lgs 81/2008, tutte le procedure e i provvedimenti volti a garantire la sicurezza delle maestranze durante l'esecuzione dei lavori.

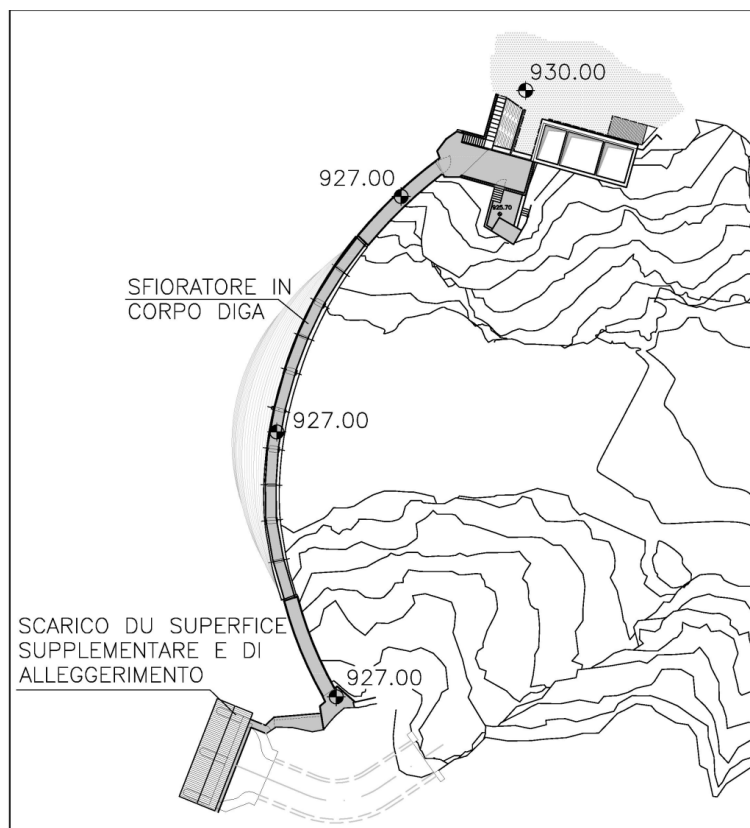
Nella presente relazione si riportano i dati caratteristici della diga prima e dopo gli interventi in progetto (§ 2), una descrizione dei lavori previsti (§ 3), l'aggiornamento delle verifiche idrauliche dello sfioratore in corpo diga (§ 4), la sintesi delle verifiche geologiche-geomeccaniche (§ 5) e strutturali (§ 6), e l'esame delle condizioni statiche della diga a seguito dell'incremento del massimo invaso (§ 7).

## 2. DATI CARATTERISTICI DELLA DIGA

In Figura 1 si riporta un'immagine della diga, mentre in Figura 2 e in Tabella 1 le principali caratteristiche delle opere nello stato attuale.



**Figura 1** – Diga di Sessera



**Figura 2** – Planimetria schematica attuale della diga

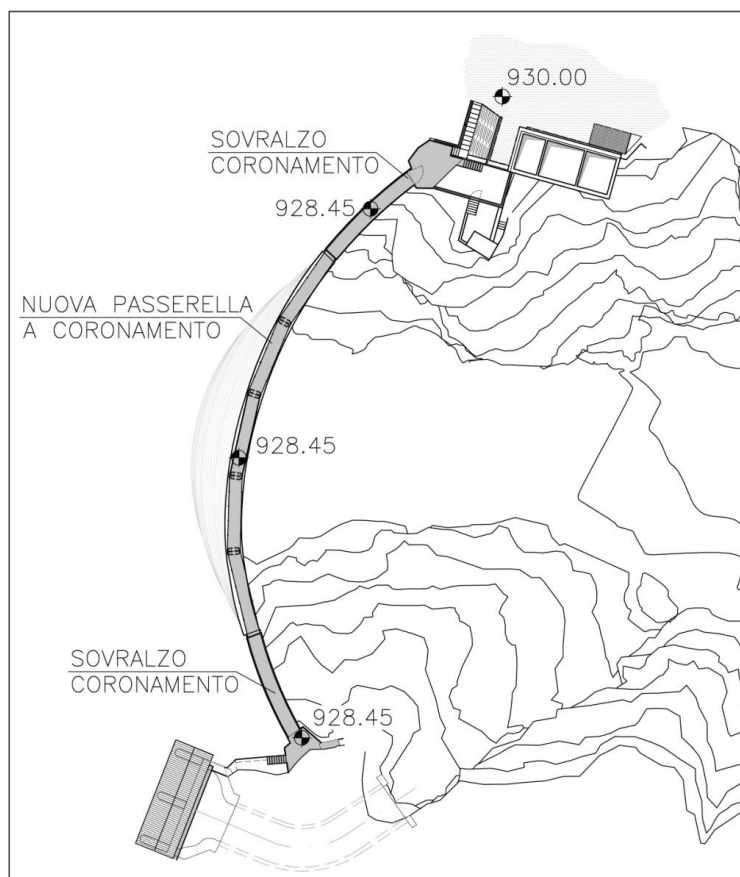
Tipo di diga ai sensi del D.M. 26.06.2014: a.2.3 (dighe di calcestruzzo, a volta, a cupola)

Altezza della diga (D.M. 26.06.2014)	41,00	m
Quota di massimo invaso	926,00	m s.m.
Quota di massima regolazione	924,00	m s.m.
Quota del piano di coronamento	927,00	m s.m.

**Tabella 1**

Come anticipato in premessa e descritto nel seguito, gli interventi in progetto consistono principalmente nell'adeguamento dello scarico di superficie in fregio allo sbarramento, e nel sovralzato del piano di coronamento a seguito dell'innalzamento di 1,15 m della quota di massimo invaso.

In Figura 3 e in Tabella 2 si riportano le principali caratteristiche delle opere nella configurazione che risulterà alla fine dei lavori previsti in progetto.



**Figura 3** – Planimetria schematica della diga a seguito degli interventi in progetto

Tipo di diga ai sensi del D.M. 26.06.2014: a.2.3 (dighe di calcestruzzo, a volta, a cupola)

Altezza della diga (D.M. 26.06.2014)	42,45	m
Quota di massimo invaso	927,15	m s.m.
Quota di massima regolazione	924,00	m s.m.
Quota del piano di coronamento	928,45	m s.m.

**Tabella 2**

### 3. INTERVENTI IN PROGETTO

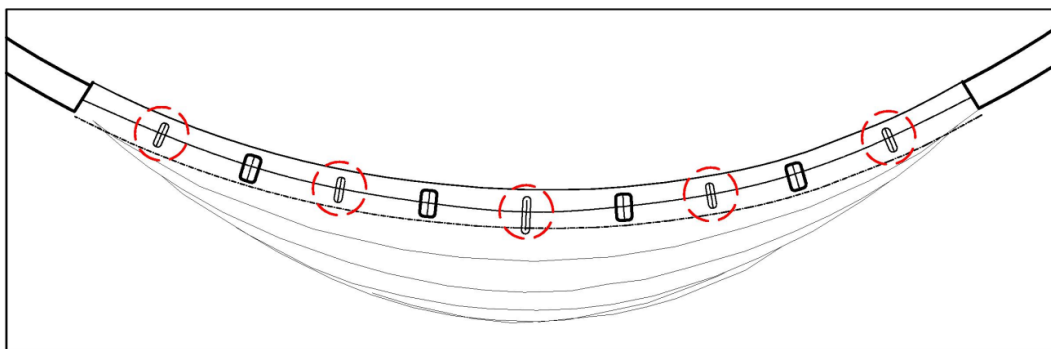
Gli interventi in progetto consistono:

- nell'adeguamento dello scarico di superficie in fregio allo sbarramento;
- nel sovrizzo di 1,45 m del piano di coronamento della diga (da 927,00 m s.m. a 928,45 m s.m.) a seguito dell'innalzamento di 1,15 m del livello di massimo invaso da 926,00 m s.m. a 927,15 m s.m.;
- nell'adeguamento del sistema di monitoraggio della diga alle nuove quote.

#### 3.1 SCARICO DI SUPERFICIE IN CORPO DIGA

Questi interventi consistono nella trasformazione dello scarico di superficie in corpo diga, con ciglio a 924,20 m s.m., dalle attuali 10 luci da circa 5 m ciascuna (complessivi 46,65 m) a 5 luci da circa 10 m ciascuna (48,86 m complessivi).

Per fare questo verranno demolite cinque delle attuali nove pile del ponte pedonale a coronamento, come indicato in Figura 4.



**Figura 4** – Planimetria con indicazione delle pile da demolire (cerchiate)

La scelta di mantenere quattro delle nove pile esistenti, è stata preferita rispetto al loro completo rifacimento anche per aumentare la sicurezza del cantiere; infatti, così facendo si riducono i tempi esecutivi dei lavori lungo lo sfioratore, che necessitano di limitazioni di invaso difficili da mantenere per lunghi periodi a fronte del rischio di eventuali piene in arrivo al serbatoio.

Come anticipato nell'introduzione, le pile da demolire saranno rimosse fino alla quota del ciglio di sfioro (924,20 m s.m.); la loro base rimarrà infatti in opera per favorire la separazione dei flussi idrici, e quindi l'aerazione della corrente.

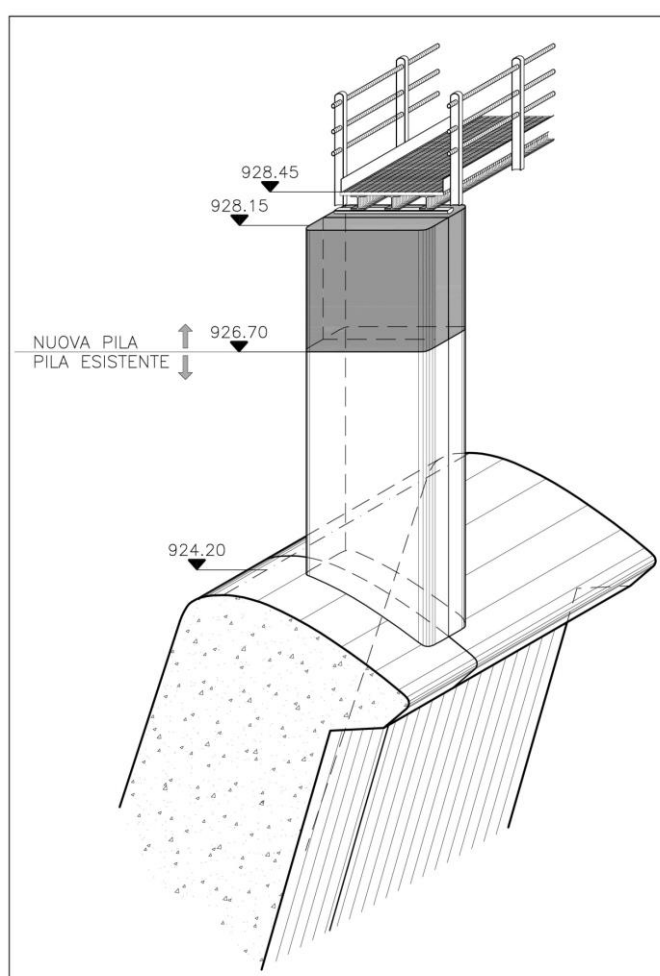
Si prevede di mantenere e sovrizzare le restanti quattro pile esistenti. Queste attualmente spiccano dal ciglio di sfioro e raggiungono quota 926,70 m s.m.; la loro dimensione in pianta è di 1,45 x 0,85 m. Le quattro pile da sovrizzare sono in corrispondenza di giunti tra i conci, e quindi sono a loro volta divise in due metà da un giunto verticale.

Il sovrizzo è previsto attraverso la realizzazione di strutture in calcestruzzo armato, gettate sulle pile esistenti, che consentano l'appoggio delle strutture metalliche della nuova passerella. Le nuove strutture in c.a. saranno collegate alle pile esistenti

attraverso barre di armatura inghisate con resine e presenteranno giunti strutturali in corrispondenza dei giunti verticali della diga. E' previsto che queste nuove strutture in c.a. siano gettate in opera.

La passerella esistente verrà sostituita con una nuova, sempre metallica, costituita da tre profilati correnti, opportunamente controventati, di sostegno ad un grigliato pedonale. Lo spessore dell'impalcato della passerella (profilati+grigliato) sarà di 25 cm; esso poggerà su appositi baggioli con appoggi elastomerici armati, che sporgeranno di 5 cm dall'estradosso delle pile sovralzate.

In Figura 5 si riporta uno schema assometrico del sovrizzo della passerella alla nuova quota di coronamento: 928,45 m s.m.



**Figura 5** – Assonometria schematica del sovrizzo delle pile e della passerella a coronamento

Durante la costruzione del nuovo ponte sullo sfioratore non sarà ovviamente più percorribile il coronamento della diga, pertanto il personale della Committente utilizzerà i percorsi provvisori di cantiere, di cui è prevista l'installazione lungo il ciglio di sfioro prima della rimozione della passerella attuale (v. All. A.03).



### **3.2 SOVRALZO DEL PIANO DI CORONAMENTO**

Le due parti del coronamento verso le sponde, al di fuori dello sfioratore, verranno sovralzate con un getto in calcestruzzo (circa 150 m<sup>3</sup> complessivi per entrambe le sponde) fino alla nuova quota di coronamento: 928,45 m s.m.

I nuovi getti di sovrizzo del piano di coronamento saranno sagomati con una leggera pendenza (~1%) verso il serbatoio, per favorire, non essendoci un cordolo, lo smaltimento delle precipitazioni meteoriche.

Questi getti presenteranno giunti verticali in corrispondenza di quelli della diga e saranno collegati ai calcestruzzi esistenti mediante barre di armatura inghisate. Preliminarmente agli inghisaggi ed ai getti, sul piano dell'attuale coronamento verrà eseguita una scarifica superficiale.

Su entrambe le sponde verrà sovralzata l'impronta del pulvino. In sponda sinistra, una scala di nuova realizzazione collegherà il pulvino alla piazzola a quota 927 m s.m. e consentirà di accedere alle aree a valle della diga.

In sponda destra è prevista una nuova scala per scendere dal pulvino all'attuale percorso di accesso allo scarico di alleggerimento; questo percorso sarà protetto nei confronti della nuova quota di massimo invaso mediante un muretto in calcestruzzo.

### **3.3 ADEGUAMENTO DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO**

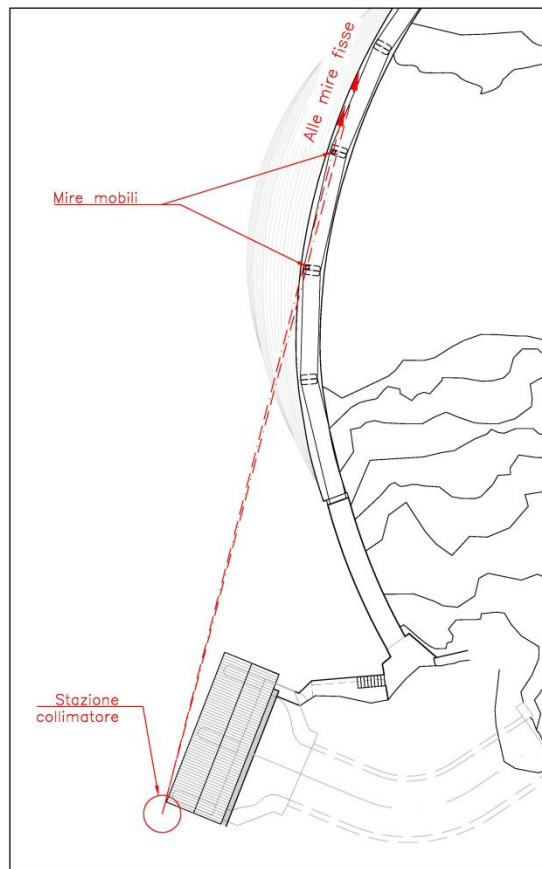
Lo strumento di misura del livello di invaso è oggi installato in corrispondenza della pila centrale, che è previsto di demolire. Pertanto, questo strumento verrà ripristinato direttamente dal Concessionario in corrispondenza di una delle pile che verrà mantenuta, in particolare si tratta della seconda pila a partire dalla sponda sinistra.

Il sistema di collimazione del coronamento diga è attualmente configurato come segue:

- stazione del collimatore in sponda sinistra, in prossimità dell'opera di derivazione;
- mira mobile sulla pila centrale della diga;
- mira fissa di riferimento in sponda destra, su un pilastro in roccia in prossimità dello scarico di alleggerimento.

La demolizione della pila centrale, su cui è ubicata la mira mobile, comporta necessariamente la modifica dell'attuale sistema. Si è quindi previsto di "ribaltare" l'attuale configurazione (v. Figura 6):

- stazione del collimatore in sponda destra, nella posizione planimetrica in cui attualmente si trova la mira fissa;
- due mire mobili sulle due pile ai bordi del concio centrale, da installare su basamenti in calcestruzzo collegati alla struttura in c.a. prevista per il sovrizzo delle pile;
- due mire fisse tassellate sul versante roccioso in sponda sinistra, al di sopra del sentiero di accesso all'opera di derivazione.



**Figura 6** – Schema collimazione prevista

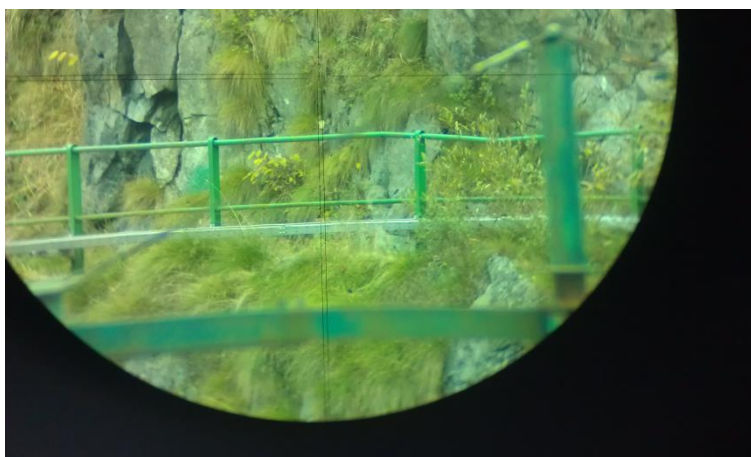
E' stata eseguita una verifica della fattibilità di questa configurazione: simulando di posizionare la stazione in sponda destra (Figura 7), si è tralasciata l'ipotetica posizione delle due mire mobili e si è controllata la conseguente posizione delle due mire fisse: in Figura 8 ed in Figura 9 si riportano le fotografie eseguite attraverso l'ottica dello strumento topografico in cui è possibile riconoscere che le due mire fisse ipotizzate cadono sul versante roccioso della sponda sinistra.

Infine, per misurare gli spostamenti altimetrici della struttura, attualmente viene eseguita la livellazione di precisione del punto sulla pila centrale coincidente con la base della mira mobile della collimazione. Dopo i lavori verrà ripristinata la livellazione del coronamento misurando con livello di precisione due punti in corrispondenza delle basi delle nuove mire mobili.

Durante i lavori di sovrizzo del piano di coronamento queste misure verranno necessariamente sospese.



**Figura 7** – *Simulazione della posizione del collimatore*



**Figura 8** – *Ubicazione prima mira fissa*



**Figura 9** – *Ubicazione seconda mira fissa*

A seguito del sovrizzo del piano di coronamento, l'attuale cavidotto in acciaio inox, che si sviluppa lungo la cresta della diga fino allo scarico di alleggerimento, verrà sostituito dall'Appaltatore con uno nuovo entro cui il Concessionario provvederà alla

stesa dei cavi di forza motrice e segnale.

Durante i lavori, una volta rimosso l'attuale cavidotto, questi cavi verranno stesi lungo i piani di lavoro provvisori lungo lo sfioratore in modo da garantire sempre la possibilità di comando dello scarico di alleggerimento.

#### 4. AGGIORNAMENTO DELLE VERIFICHE IDRAULICHE

Il taglio orizzontale delle pile da demolire a quota del ciglio di sfioro (924,20 m s.m.) comporta una leggerissima riduzione della capacità di scarico dello sfioratore in corpo diga, rispetto a quanto risultante dal progetto definitivo.

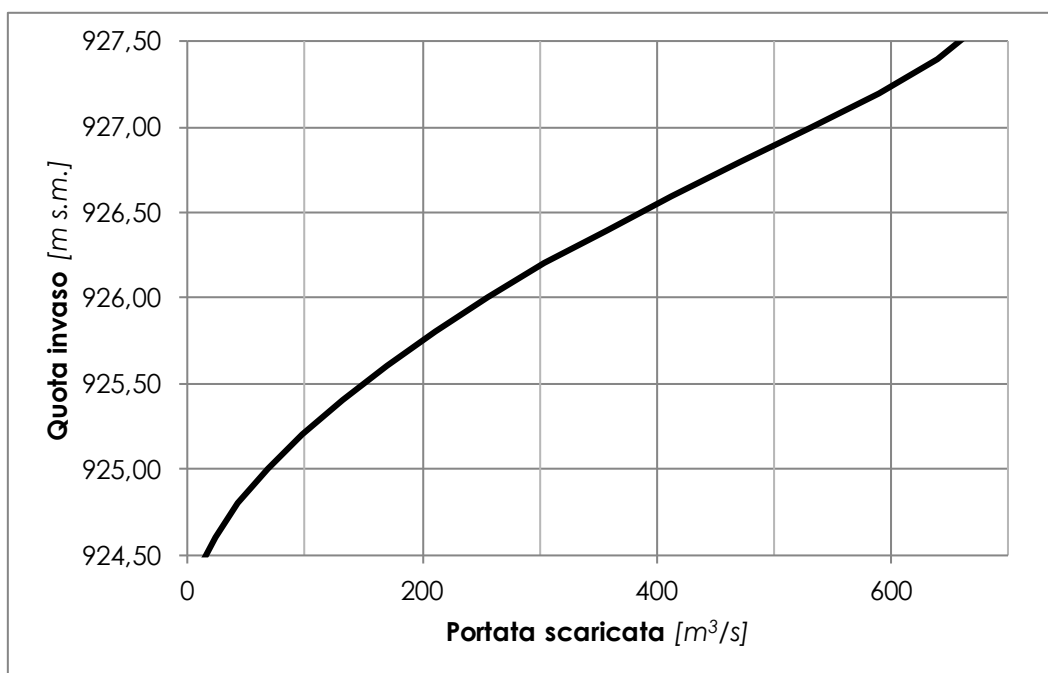
Le pile da demolire hanno una larghezza di 44 cm; a titolo cautelativo nella configurazione di progetto, per i loro relativi 2,20 m di sfioro (= 0,44 m x 5) si è considerato un coefficiente di efflusso costante proprio degli stramazzi a larga soglia: 0,385.

Si confermano tutte le altre ipotesi e considerazioni alla base delle verifiche idrauliche del progetto definitivo.

Le nuove portate scaricate dallo sfioratore in corpo diga nella configurazione di progetto sono in Tabella 3, e in Figura 10 è riportata la scala delle portate.

Quota Invaso [m s.m.]	Portata scaricata [m <sup>3</sup> /s]	Quota Invaso [m s.m.]	Portata scaricata [m <sup>3</sup> /s]
924,2	0	926,0	256
924,4	8	926,2	305
924,6	23	926,4	357
924,8	43	926,6	413
925,0	68	926,8	472
925,2	98	927,0	532
925,4	132	927,2	590
925,6	169	927,4	641
925,8	211	927,6	675

Tabella 3



**Figura 10**

Alla quota dell'invaso di 927,15 m s.m. si ha:

- Sfiatore in corpo diga: 576 m³/s
- Scarico di alleggerimento: 243 m³/s
- Totale: 819 m³/s (> Q<sub>1000</sub> = 817 m³/s)

Pertanto la nuova quota di massimo invaso del serbatoio è **927,15 m s.m.**

Con il piano di coronamento a quota 928,45 m s.m. è rispettato il franco da normativa di 1,30 m (v. progetto definitivo luglio 2015): nel caso di piena millenaria si ha infatti  $928,45 - 927,15 = 1,30$  m.

Rispetto all'intradosso della passerella, il pelo libero è ad una distanza superiore ad un metro (1,05 m) anche prescindendo dall'effetto di richiamo della vena sullo sfioro.

## 5. SINTESI DELLE VERIFICHE GEOLOGICHE E GEOMECCANICHE

Il Dott. Geol. Enrico Arese ha redatto la Relazione Geologico-Geomeccanica allegata al presente progetto (v. All. A.02) a seguito dei rilievi eseguiti in sito a fine 2016.

Lo studio del Dott. Arese si è così sviluppato:

- esame dei dati preesistenti, riguardanti la costruzione della diga;
- rilievo geologico-strutturale di dettaglio delle pareti rocciose presenti a valle diga e di un loro intorno significativo, in accordo con le raccomandazioni ISRM e s.m.i., indirizzato alla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso;
- considerazioni di tipo qualitativo sulla stabilità delle sponde dello specchio liquido, in funzione della maggior quota di invaso;
- elaborazione dei dati raccolti;
- stesura del rapporto, a cui sono allegati i rilievi geologico-strutturali.

La dettagliata analisi dell'ammasso roccioso di imposta a valle della diga ha permesso di evidenziarne le caratteristiche molto buone dal punto di vista geomeccanico: RMR = 73 e GSI = 68; giudicandolo pertanto idoneo a ricevere le nuove portate di progetto rilasciate dalla diga.

L'ispezione delle sponde del serbatoio ha inoltre permesso di evidenziare la compatibilità, di carattere geologico e geomorfologico, con la nuova quota di massimo invaso.

Pertanto gli approfondimenti geologici e geomeccanici eseguiti dal Dott. Arese consentono di confermare l'idoneità dell'imposta rocciosa a valle della diga e delle sponde del serbatoio al sopralzo di 1,15 m della quota di massimo invaso.

Il Dott. Arese ha inoltre evidenziato come il progetto della nuova diga di Sessera, il cui invaso sommergerà quello della diga esistente, è autorizzato per una quota di massima regolazione del serbatoio di 936 m s.m.: quasi 9 m superiore rispetto al massimo invaso del presente progetto (927,15 m s.m.).

## 6. SINTESI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

Il sovrizzo del piano di coronamento comporta la sostituzione della passerella metallica sopra lo sfioratore in corpo diga e la sopraelevazione di quattro delle pile attuali.

Per tutte le nuove opere in calcestruzzo armato, per garantirne la durabilità in funzione delle condizioni ambientali, verrà impiegata una miscela con classe di esposizione XF2 (ambiente con moderata saturazione d'acqua con presenza di agente disgelante) e classe di resistenza C(28/35), cioè  $R_{ck} = 35$  MPa.

Nel dicembre 2014 si sono eseguite indagini geognostiche sulle pile, al fine di determinarne le caratteristiche e poter verificarne la loro stabilità a seguito del sovrizzo previsto. I risultati delle indagini sono riportati nella Relazione di Calcolo allegata al progetto (v. All. A.03) ed hanno dimostrato le ottime caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e la presenza di armatura costituita da barre  $\varnothing 16$  verticali con passo di circa 25 cm e staffe  $\varnothing 10$  con passo di  $20 \div 25$  cm.

Le verifiche riportate nella Relazione di Calcolo riguardano sia le nuove strutture in c.a. sia le pile esistenti, e sono soddisfatte in ottemperanza alle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti (D.M. 14.01.2008).

Per il calcolo delle azioni sulla passerella metallica in progetto si fa riferimento alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni per quanto di pertinenza ai ponti stradali di 3<sup>a</sup> Categoria, definiti come "*ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali)*". Lo Schema di Carico 5 è costituito da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Siccome l'attuale passerella metallica a coronamento è in grado di portare un sovraccarico verticale di circa  $10 \text{ kN/m}^2$ , sono state condotte anche verifiche in condizioni eccezionali con il carico distribuito di  $10 \text{ kN/m}^2$ , adottando criteri di accettabilità delle stesse meno restrittivi. Tutte le verifiche hanno dato esito positivo.



## 7. ESAME DELLE CONDIZIONI STATICHE DELLA DIGA A SEGUITO DELL'INCREMENTO DEL MASSIMO INVASO

L'incremento di 1,15 m del livello di massimo invaso, per una diga ad arco come quella di Sessera, comporta variazioni nelle sollecitazioni assolutamente ininfluenti per la statica della struttura.

A dimostrazione di ciò, nel seguito si riportano i risultati del calcolo degli sforzi orizzontali negli archi della diga con il livello di massimo invaso a quota 926,00 m s.m. (quota pre-interventi) ed a quota 927,15 m s.m. (quota di progetto). Il calcolo viene condotto per via analitica, attraverso formulazioni di letteratura di comprovata validità, che permettono di determinare con buona approssimazione lo stato di sforzo nella struttura, e che sono stati utilizzati sistematicamente per il dimensionamento di dighe ad arco prima dell'avvento dei moderni metodi di calcolo agli elementi finiti. Il calcolo si basa sul noto metodo denominato "*Trial-Load Method*", sviluppato fin dagli anni 1930 negli Stati Uniti, e consiste nello schematizzare la volta in un sistema tridimensionale di archi orizzontali e mensole verticali.

Il metodo *Trial-Load* consiste nell'ipotizzare una ripartizione del carico idrostatico tra gli archi e le mensole e nel calcolare la loro deformata sotto questo carico. Se le deformazioni degli archi e delle mensole, calcolate nei loro punti di intersezione, non coincidono, allora la ripartizione ipotizzata non è corretta. Il calcolo viene ripetuto fino a trovare la ripartizione del carico che uguaglia le deformazioni di archi e mensole.

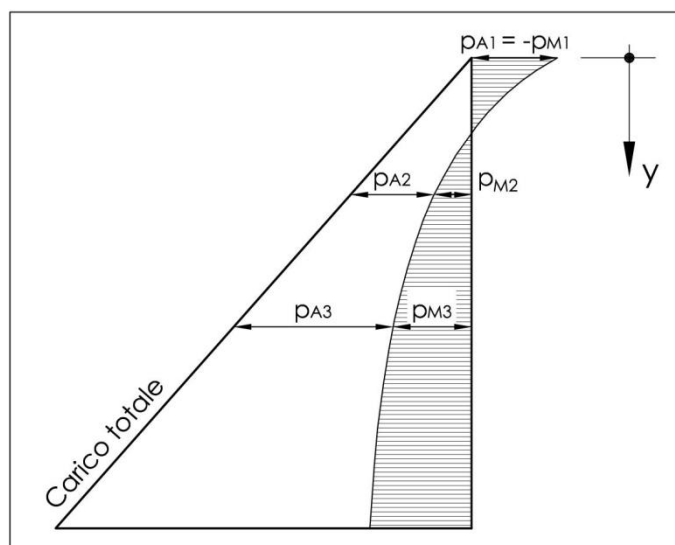
Di seguito si applica il metodo in via semplificata, secondo la metodologia suggerita da Anton J. Schleiss e Henri Pougatsch in "*Les Barrages*" (2011) edito da Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, da cui sono tratte le tabelle dei coefficienti numerici riportate nel seguito.

In linea generale, ciascun nodo di intersezione ha 6 gradi di libertà. Per un calcolo semplificato come quello adottato, è possibile considerare tre archi ed una mensola (quella in chiave), così da rendere possibile il solo confronto delle deformazioni radiali in chiave.

Siccome la pressione dell'acqua agente sulla volta è ripartita tra gli archi e le mensole, ad ogni quota  $y$  vale la relazione:

$$p = p_A + p_M$$

essendo  $p$  la pressione idrostatica,  $p_A$  la quota parte della pressione presa in carico dall'arco e  $p_M$  quella dalla mensola. La letteratura indica che questa ripartizione può essere assimilata con buona approssimazione ad una funzione parabolica di  $y$  (Figura 11).



**Figura 11** – Ripartizione della pressione idrostatica tra archi e mensola

Siccome il calcolo viene condotto modellando tre archi ed una mensola, è conveniente scrivere la funzione della ripartizione parabolica del carico in funzione di  $y$  e di  $p_{M1}$ ,  $p_{M2}$  e  $p_{M3}$  (quotaparte della pressione presa in carico dalla mensola centrale alle tre quote degli archi considerati) attraverso la formula:

$$p_M(y) = p_{M1} + \frac{-3 \cdot p_{M1} + 4 \cdot p_{M2} - p_{M3}}{4} \cdot \frac{y}{\Delta y} + \frac{p_{M1} - 2 \cdot p_{M2} + p_{M3}}{8} \cdot \frac{y^2}{\Delta y^2}$$

che opportunamente semplificata diventa:

$$p_M(y) = a_p \cdot p_{M1} + b_p \cdot p_{M2} + c_p \cdot p_{M3}$$

dove  $a_p$ ,  $b_p$  e  $c_p$  assumono i valori, funzione di  $y$ , indicati in Tabella 4.

$y$	$a_p$	$b_p$	$c_p$
$0\Delta y$	1.0000	0.0000	0.0000
$1\Delta y$	0.3750	0.7500	-0.1250
$2\Delta y$	0.0000	1.0000	0.0000
$3\Delta y$	-0.1250	0.7500	0.3750
$4\Delta y$	0.0000	0.0000	1.0000
$5\Delta y$	0.3750	-1.2500	1.8750
$6\Delta y$	1.0000	-3.0000	3.0000
$7\Delta y$	1.8750	-5.2500	4.3750

**Tabella 4**

Il calcolo si sviluppa attraverso i seguenti passaggi:

- Modellazione geometrica: viene discretizzata la struttura in un sistema archi-mensole; in particolare, nel caso in esame la struttura viene ricondotta alla mensola centrale ed a tre archi.
- Determinazione delle deformazioni degli archi in chiave, in funzione della distribuzione del carico ipotizzata.
- Determinazione delle deformazioni della mensola centrale, al livello dei tre archi, in

funzione della distribuzione del carico ipotizzata.

- d) Determinazione della ripartizione del carico, ottenuta uguagliando le deformazioni degli archi e della mensola precedentemente calcolati.
- e) Calcolo delle sollecitazioni negli archi.

**a) Modellazione geometrica**

In Tabella 5 si riportano le caratteristiche geometriche degli archi della diga a 7 differenti quote, ricavate dai disegni di progetto della diga; in grassetto sono indicati i tre archi che concorrono nel calcolo della ripartizione tra archi e mensole, alle quote 924,00, 913,10 e 902,20 m s.m.

Quota <b>H</b> [m s.m.]	Distanza da q. 924 <b>y</b> [m]	Spessore <b>d</b> [m]	Raggio medio <b>R<sub>med</sub></b> [m]	Raggio esterno <b>R<sub>e</sub></b> [m]	Semiangolo apertura <b>α</b> [°]
<b>924</b>	<b>0</b>	<b>2.02</b>	<b>63.27</b>	<b>64.28</b>	<b>33.77</b>
918.55	5.45	2.29	48.33	49.475	44.47
<b>913.1</b>	<b>10.9</b>	<b>2.58</b>	<b>39.71</b>	<b>41</b>	<b>50.94</b>
907.65	16.35	2.89	34.55	35.995	54.76
<b>902.2</b>	<b>21.8</b>	<b>3.22</b>	<b>30.78</b>	<b>32.39</b>	<b>55.26</b>
896.75	27.25	3.56	27.54	29.32	52.63
891.3	32.7	3.93	24.59	26.555	45.81
885.85	38.15	4.35	21.77	23.945	39.08

**Tabella 5**

**b) Deformazione in chiave degli archi**

La deformata in chiave ad un arco caricato con una pressione radiale uniforme si ricava dalla relazione:

$$\delta_A = \beta \frac{p_A \cdot R_{medio}^2}{d \cdot E_{cls}}$$

essendo:

R<sub>medio</sub> il raggio medio dell'arco;

d lo spessore dell'arco;

E<sub>cls</sub> il modulo elastico del calcestruzzo;

β un coefficiente funzione del semiangolo α di apertura dell'arco, del rapporto tra il raggio medio e lo spessore dell'arco e del rapporto tra il modulo elastico del calcestruzzo e quello della roccia.

I valori del coefficiente β per un rapporto tra il modulo elastico della roccia e quello del calcestruzzo E<sub>R</sub>/E<sub>cls</sub> = 1/2, che rappresenta una ragionevole approssimazione per gli scopi del presente studio, sono riportati in Tabella 6.

$\alpha$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°
$R_{moy/d}$								
3	1.631	2.056	2.432	2.728	2.936	3.067	3.137	3.08
5	1.781	2.175	2.454	2.623	2.712	2.747	2.749	2.75
7	1.953	2.267	2.446	2.533	2.564	2.563	2.545	2.55
10	2.106	2.303	2.390	2.416	2.413	2.396	2.373	2.35
20	2.182	2.217	2.215	2.200	2.182	2.164	2.146	2.13
40	2.094	2.084	2.070	2.055	2.043	2.032	2.023	2.01

**Tabella 6**

Nel caso in esame, i valori delle deformazioni radiali nei tre archi, funzione della ripartizione di pressione tra archi e mensole e divise per il modulo elastico del calcestruzzo, sono:

$$\text{per l'arco 1 (q. 924,00): } E_{cls} \cdot \delta_{A1} = 4239 \cdot p_{A1}$$

$$\text{per l'arco 2 (q. 913,10): } E_{cls} \cdot \delta_{A2} = 1397 \cdot p_{A2}$$

$$\text{per l'arco 3 (q. 902,20): } E_{cls} \cdot \delta_{A3} = 712 \cdot p_{A3}$$

### **c) Deformazione in chiave degli archi**

La deformazione radiale della mensola centrale è data da due contributi: la deformazione  $\delta_E$  della mensola per effetto del carico, considerata incastrata alla base, e la deformazione  $\delta^*$  dovuta alla deformabilità della roccia di fondazione:

$$\delta_M = \delta_E + \delta^*$$

Il primo addendo si calcola attraverso il principio dei lavori virtuali:

$$\delta_E = \sum \frac{MM'}{EJ} \cdot \Delta y + \sum \frac{QQ'}{GA_v} \cdot \Delta y$$

essendo:

$M'$  e  $Q'$  il momento ed il taglio generati da un carico unitario nel punto considerato

$M$  e  $Q$  il momento ed il taglio generati dal carico reale

$$J = d^3/12$$

$$A_v = 5/6 \cdot d$$

$$G = E / (2(1+\nu)) = E/2,333 \text{ (per } \nu = 1/6)$$

I valori di  $M$  e  $Q$  sono funzione della distribuzione parabolica del carico ipotizzata. Per permettere la successiva risoluzione del problema in forma chiusa, è utile ricavare le seguenti espressioni:

$$\frac{MM'(y)}{\Delta y^3} = a_{MM'}p_{M1} + b_{MM'}p_{M2} + c_{MM'}p_{M3}$$

$$\frac{QQ'(y)}{\Delta y} = a_{QQ'}p_{M1} + b_{QQ'}p_{M2} + c_{QQ'}p_{M3}$$

I cui coefficienti sono indicati in Tabella 7 e Tabella 8.

y	Niveau de la charge								
	Au point 1 : y = 0			Au point 2 : y = 2Δy			Au point 3 : y = 4Δy		
	a <sub>MM'</sub>	b <sub>MM'</sub>	c <sub>MM'</sub>	a <sub>MM'</sub>	b <sub>MM'</sub>	c <sub>MM'</sub>	a <sub>MM'</sub>	b <sub>MM'</sub>	c <sub>MM'</sub>
0Δy	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1Δy	0.3854	0.1458	-0.0312	0	0	0	0	0	0
2Δy	2.3333	2.0000	-0.3333	0	0	0	0	0	0
3Δy	5.9062	8.4375	-0.8437	1.9687	2.8125	-0.2812	0	0	0
4Δy	10.6667	21.3333	0.0000	5.3333	10.6667	0.0000	0	0	0
5Δy	16.9271	39.0625	6.5104	10.1563	23.4375	3.9062	3.3854	7.8125	1.3021
6Δy	27.0000	54.0000	27.0000	18.0000	36.0000	18.0000	9.0000	18.0000	9.0000
7Δy	46.4479	50.0208	75.0312	33.1771	35.7292	53.5937	19.9063	21.4375	32.1562

**Tabella 7**

y	Niveau de la charge								
	Au point 1 : y = 0			Au point 2 : y = 2Δy			Au point 3 : y = 4Δy		
	a <sub>QQ'</sub>	b <sub>QQ'</sub>	c <sub>QQ'</sub>	a <sub>QQ'</sub>	b <sub>QQ'</sub>	c <sub>QQ'</sub>	a <sub>QQ'</sub>	b <sub>QQ'</sub>	c <sub>QQ'</sub>
0Δy	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1Δy	0.6667	0.4167	-0.0833	0	0	0	0	0	0
2Δy	0.8333	1.3333	-0.1667	0.8333	1.3333	-0.1667	0	0	0
3Δy	0.7500	2.2500	0.0000	0.7500	2.2500	0.0000	0	0	0
4Δy	0.6667	2.6667	0.6667	0.6667	2.6667	0.6667	0.6667	2.6667	0.6667
5Δy	0.8333	2.0833	2.0833	0.8333	2.0833	2.0833	0.8333	2.0833	2.0833
6Δy	1.5000	0.0000	4.5000	1.5000	0.0000	4.5000	1.5000	0.0000	4.5000
7Δy	2.9167	-4.0833	8.1667	2.9167	-4.0833	8.1667	2.9167	-4.0833	8.1667

**Tabella 8**

La deformazione δ\* dovuta alla deformabilità della roccia di fondazione è a sua volta somma di una deformazione δ<sub>R</sub> trasversale monte-valle e di una deformazione angolare α<sub>R</sub>·(H-y) della fondazione al piede della mensola, effetto di un momento flettente e di un taglio:

$$\delta^* = \delta_R + \alpha_R \cdot (H-y)$$

δ<sub>R</sub> ed α<sub>R</sub> sono calcolati con le formule di Vogt:

$$\delta_R = \frac{C_2 \cdot M_R}{E_R \cdot d_b} + \frac{C_3 \cdot Q_R}{E_R}$$

$$\alpha_R = \frac{C_1 \cdot M_R}{E_R \cdot d_b^2} + \frac{C_2 \cdot Q_R}{E_R \cdot d_b}$$

dove M<sub>R</sub> e Q<sub>R</sub> sono il momento e l'azione di taglio alla base della mensola, d<sub>b</sub> è lo spessore al piede della mensola, E<sub>R</sub> il modulo elastico della roccia (=0,5 E<sub>cls</sub>) e C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>

coefficienti tabellati, funzione del modulo di Poisson della roccia (assunto  $\nu_R = 0,2$ ) e del rapporto  $b/a$  tra la larghezza e lo spessore medio della fondazione. Nel caso in esame si ha  $C_1 = 5,43$ ,  $C_2 = 0,67$  e  $C_3 = 2,72$ .

In definitiva, nel caso in esame le deformazioni  $\delta_M$  della mensola ai tre livelli corrispondenti ai tre archi considerati, funzione della ripartizione parabolica della pressione idrostatica, risultano:

al livello dell'arco 1 ( $H = 924,00$  m s.m.):

$$E_{cls} \cdot \delta_{M1} = 24238 \cdot p_{M1} + 38157,7 \cdot p_{M2} + 18524,2 \cdot p_{M3}$$

al livello dell'arco 2 ( $H = 913,10$  m s.m.):

$$E_{cls} \cdot \delta_{M2} = 13878,2 \cdot p_{M1} + 22179,3 \cdot p_{M2} + 13284,4 \cdot p_{M3}$$

al livello dell'arco 3 ( $H = 902,20$  m s.m.):

$$E_{cls} \cdot \delta_{M3} = 5808,8 \cdot p_{M1} + 8218,3 \cdot p_{M2} + 7725,8 \cdot p_{M3}$$

#### **d) Determinazione della ripartizione della pressione tra archi e mensola**

La pressione dell'acqua con l'invaso a quota 926,00 m s.m. (quota di massimo invaso pre-interventi):

al livello dell'arco 1:  $p_1 = p_{A1} + p_{M1} = 0,020$  N/mm<sup>2</sup>

al livello dell'arco 2:  $p_2 = p_{A2} + p_{M2} = 0,129$  N/mm<sup>2</sup>

al livello dell'arco 3:  $p_3 = p_{A3} + p_{M3} = 0,238$  N/mm<sup>2</sup>

Analogamente, con l'invaso a quota 927,15 m s.m. (quota di massimo invaso di progetto):

al livello dell'arco 1:  $p_1 = p_{A1} + p_{M1} = 0,031$  N/mm<sup>2</sup>

al livello dell'arco 2:  $p_2 = p_{A2} + p_{M2} = 0,141$  N/mm<sup>2</sup>

al livello dell'arco 3:  $p_3 = p_{A3} + p_{M3} = 0,250$  N/mm<sup>2</sup>

Imponendo l'uguaglianza delle deformazioni radiali calcolate ai precedenti punti b) e c), il problema è quindi riconducibile ad un sistema di tre equazioni (uguaglianza delle deformazioni) in tre incognite ( $p_{M1}$ ,  $p_{M2}$  e  $p_{M3}$ ), dalla cui risoluzione si ricava:

con l'invaso a quota 926,00 m s.m.:

$$p_{M1} = -0,018$$
 N/mm<sup>2</sup>

$$p_{M2} = 0,000$$
 N/mm<sup>2</sup>

$$p_{M3} = 0,033$$
 N/mm<sup>2</sup>

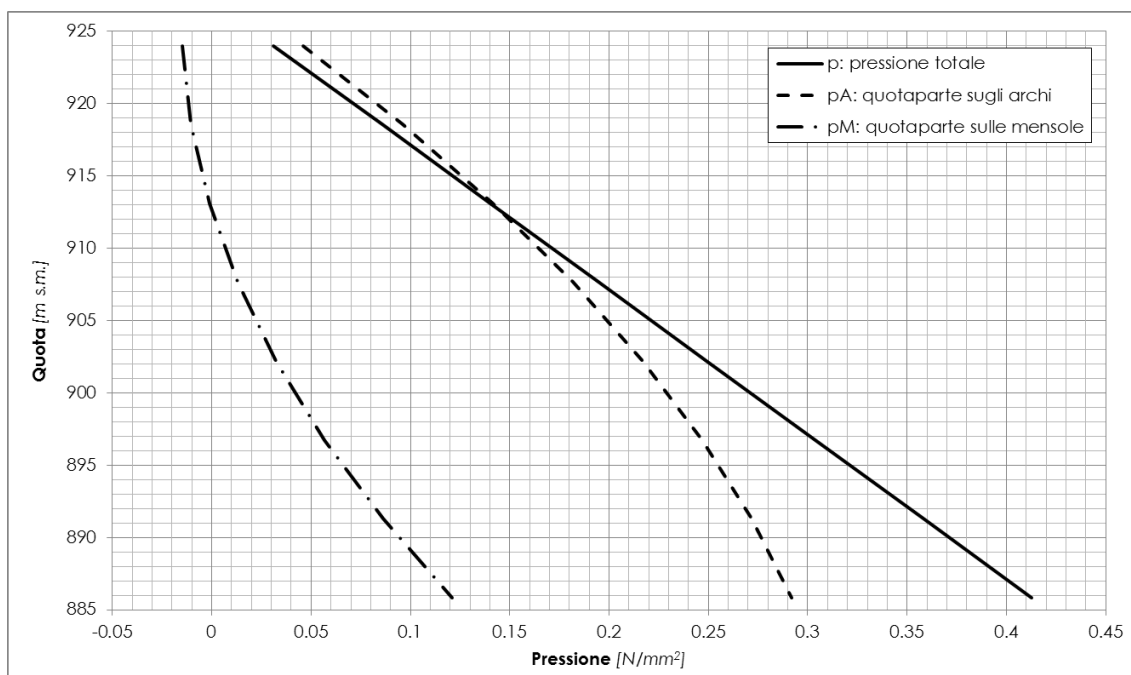
con l'invaso a quota 927,15 m s.m.:

$$p_{M1} = -0,015$$
 N/mm<sup>2</sup>

$$p_{M2} = 0,001$$
 N/mm<sup>2</sup>

$$p_{M3} = 0,032$$
 N/mm<sup>2</sup>

In Figura 12 si riporta il grafico risultante dell'andamento della ripartizione calcolata del carico tra archi e mensole lungo l'altezza della diga, nella condizione di invaso a quota 927,15 m s.m. (si omette il grafico con l'invaso a quota 926 m s.m., in quanto la variazione non è significativa).



**Figura 12** – Ripartizione parabolica del carico idrostatico, calcolato con l'invaso a quota 927,15 m s.m.

**e) Sollecitazioni negli archi**

Ipotizzando che la quotaparte della pressione idrostatica assorbita da ciascun arco sia costante lungo il suo sviluppo, i momenti flettenti e le azioni assiali negli archi possono essere calcolati attraverso le formule:

in cresta:  $N_{cresta}(y) = \beta_n \cdot R_{medio} \cdot p_A$

$M_{cresta}(y) = \beta_m \cdot R_{medio} \cdot d \cdot p_A$

alle imposte:  $N_{imposte}(y) = \bar{\beta}_n \cdot R_{medio} \cdot p_A$

$M_{imposte}(y) = \bar{\beta}_m \cdot R_{medio} \cdot d \cdot p_A$

in cui  $p_A$  è la pressione presa in carico dall'arco alla quota considerata, derivante dalla distribuzione parabolica calcolata in precedenza; i coefficienti  $\beta$  che compaiono nelle formule sono riportati da Tabella 9 a Tabella 12.

$\alpha$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
$R_{moy}/d$							
3	0.2675	0.3803	0.4957	0.6024	0.6935	0.7672	0.8245
6	0.4912	0.6336	0.7438	0.8212	0.8759	0.9125	0.9374
10	0.7006	0.8109	0.8794	0.9213	0.9473	0.9637	0.9744
20	0.8961	0.9410	0.9647	0.9777	0.9854	0.9901	0.9930
40	0.9709	0.9841	0.9906	0.9942	0.9962	0.9974	0.9982

**Tabella 9** – Coefficiente  $\beta_n$  per il calcolo dell'azione assiale in cresta

$\alpha$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
$R_{moy}/d$							
3	0.1885	0.2025	0.2030	0.1925	0.1751	0.1544	0.1333
6	0.2047	0.1907	0.1670	0.1414	0.1179	0.0977	0.0809
10	0.1760	0.1457	0.1175	0.0944	0.0762	0.0620	0.0509
20	0.1084	0.0816	0.0626	0.0490	0.0390	0.0316	0.0259
40	0.0567	0.0415	0.0314	0.0245	0.0195	0.0158	0.0130

**Tabella 10** – Coefficiente  $\beta_m$  per il calcolo del momento flettente in cresta

$\alpha$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
$R_{moy}/d$							
3	0.3656	0.4922	0.6131	0.7189	0.8030	0.8665	0.9122
6	0.5594	0.6999	0.8037	0.8736	0.9202	0.9498	0.9687
10	0.7407	0.8451	0.9076	0.9444	0.9661	0.9792	0.9872
20	0.9100	0.9517	0.9730	0.9842	0.9906	0.9943	0.9965
40	0.9748	0.9870	0.9928	0.9959	0.9976	0.9985	0.9991

**Tabella 11** – Coefficiente  $\bar{\beta}_n$  per il calcolo dell'azione assiale in cresta

$\alpha$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
$R_{moy}/d$							
3	-0.1059	-0.1337	-0.1510	-0.1569	-0.1534	-0.1434	-0.1300
6	-0.2043	-0.2069	-0.1926	-0.1728	-0.1481	-0.1262	-0.1069
10	-0.2251	-0.1963	-0.1647	-0.1361	-0.1121	-0.0928	-0.0771
20	-0.1700	-0.1318	-0.1026	-0.0816	-0.0653	-0.0528	-0.0441
40	-0.0992	-0.0735	-0.0566	-0.0435	-0.0348	-0.0285	-0.0230

**Tabella 12** – Coefficiente  $\bar{\beta}_m$  per il calcolo dell'azione assiale in cresta

A partire dalle azioni assiali e dai momenti flettenti così calcolati, si possono ricavare le sollecitazioni all'estradosso ed all'intradosso degli archi:

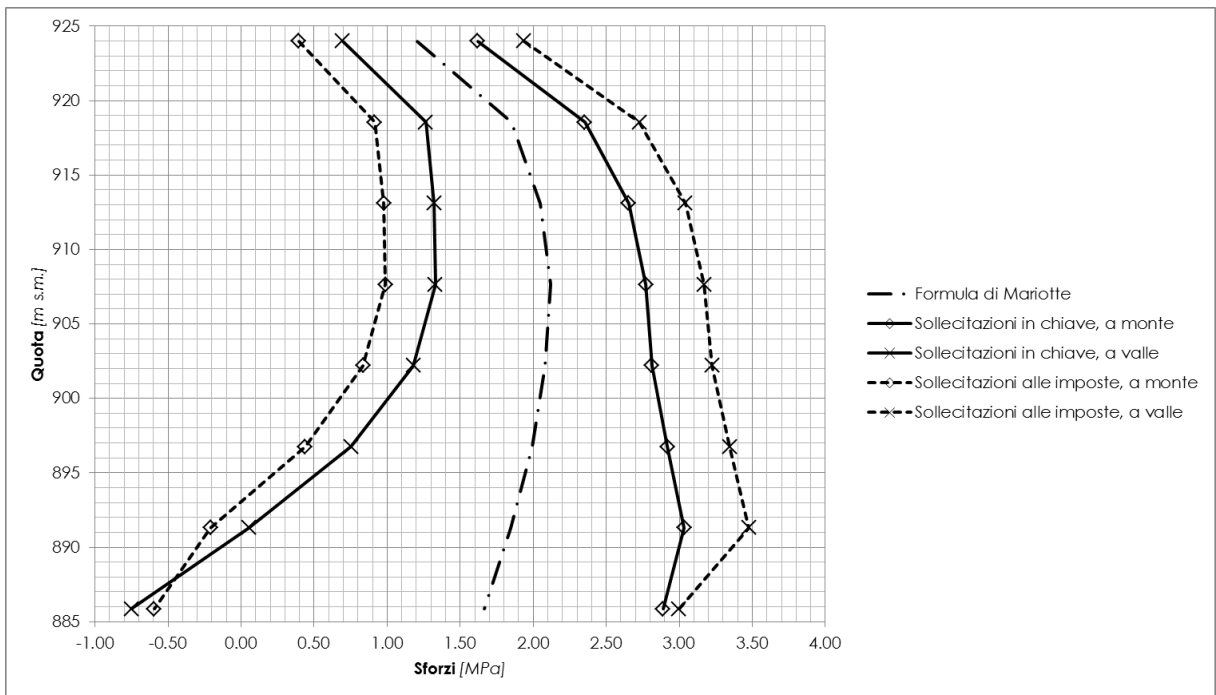
$$\sigma_{monte, valle} = \frac{N}{d} \pm \frac{6 \cdot M}{d^2}$$

Per confronto e per verifica, le sollecitazioni radiali sono calcolate anche con la nota formula di Mariotte:

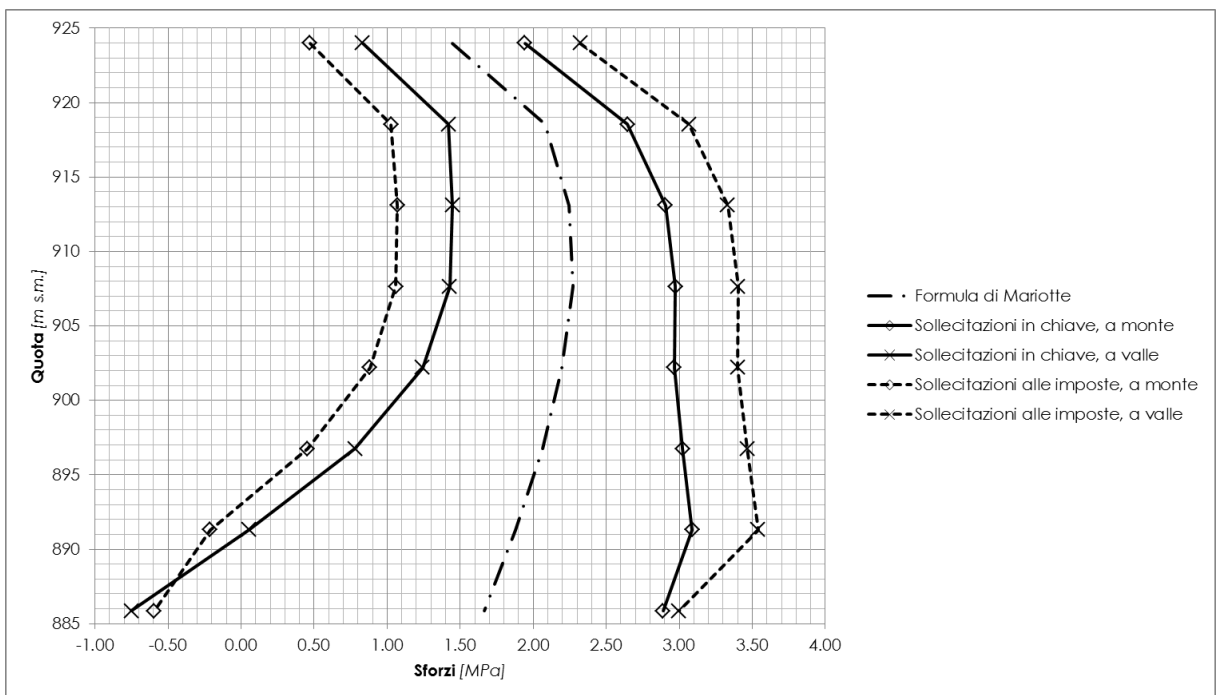
$$\sigma_{Mariotte} = \frac{p_A \cdot R_{medio}}{d}$$

I valori delle sollecitazioni risultanti, calcolati sui vari archi lungo l'altezza della diga, sono diagrammati in Figura 13 nella condizione di invaso a quota 926,00 m s.m. (massimo invaso pre-interventi) ed in Figura 14 con invaso a quota 927,15 m s.m. (massimo invaso di progetto).



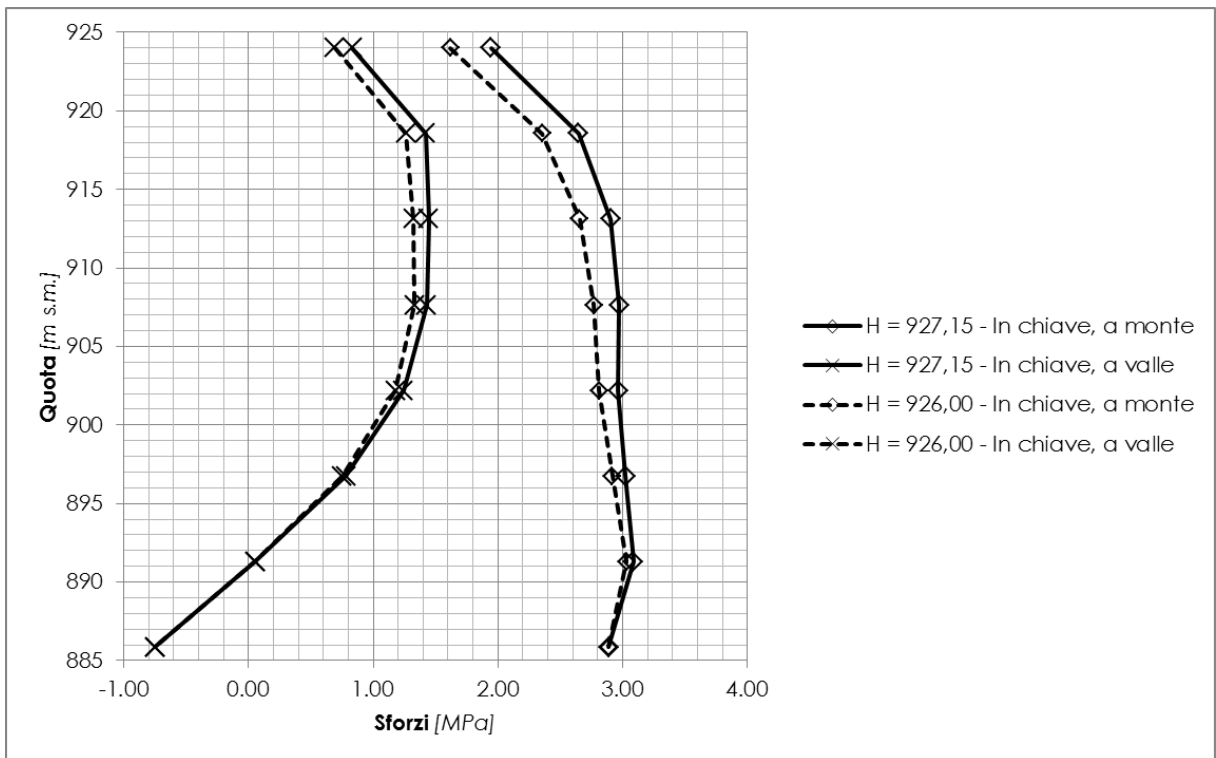


**Figura 13 - Sollecitazioni negli archi – Quota invaso: 926,00 m s.m.**

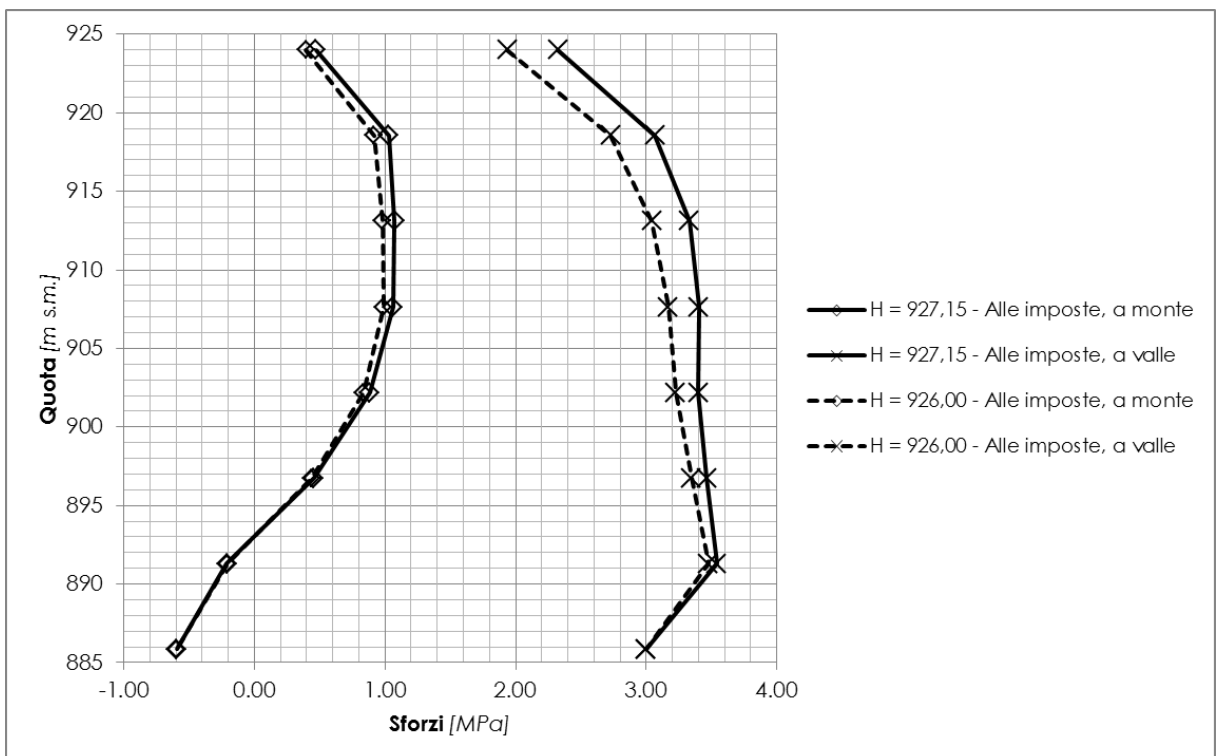


**Figura 14 - Sollecitazioni negli archi – Quota invaso: 927,15 m s.m.**

Si riporta infine il confronto degli sforzi calcolati in chiave (Figura 15) ed alle imposte (Figura 16) nelle due condizioni di invaso.



**Figura 15** – Confronto delle sollecitazioni in chiave agli archi con l'invaso a quote 926,00 e 927,15 m s.m.



**Figura 16** – Confronto delle sollecitazioni alle imposte degli archi con l'invaso a quote 926,00 e 927,15 m s.m.

Il calcolo conferma sostanzialmente i valori delle sollecitazioni massime dichiarati nella relazione di collaudo della Diga di Sessera, e cioè 32,8 kg/cm<sup>2</sup> all'estradosso e 40 kg/cm<sup>2</sup> all'intradosso (valori al netto delle sollecitazioni per effetto termico).

Dal confronto delle sollecitazioni negli archi, calcolate con l'invaso alle due differenti quote, si evince che le uniche variazioni apprezzabili si hanno nella parte alta della diga, dove le sollecitazioni sono minori. In particolare, si ha che:

- già sotto quota 915 m s.m. l'incremento percentuale delle sollecitazioni calcolate è inferiore al 10%;
- i massimi valori degli sforzi, che si riscontrano nella parte più bassa della diga, subiscono un incremento assolutamente trascurabile (~2%) per effetto dell'innalzamento del livello di invaso.

In definitiva, dall'esame svolto si può concludere che l'incremento del livello di massimo invaso previsto comporta variazioni delle sollecitazioni nella diga assolutamente ininfluenti per la statica della struttura.

Dott. Ing. Carlo Claudio MARCELLO

