

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

# TRAVERSE



2024

## **Gruppo di Lavoro:**

*Coordinatore:*

Mario SCIOLLA

*Membri:*

Nicola AVAGNINA

Ezio BALDOVIN

Giovanni BORSA

Cristina BRAMATI

Massimo BUIZZA

Massimo CADENELLI

Angelica CATALANO

Elena CAMPAGNOLO

Morena COLLI

Giuseppe DONGHI

Daniele FAGGIN

Giancarlo FANELLI

Camillo MASTRACCHIO

Paola MORETTI

Maurizio PERETTO

Pietro PIGHINI

Fabio PLEBANI

Efrem RIVA

Paolo SALANDIN

Francesco SANTORO

Giuseppe SEMBENELLI

Gloria TRESOLDI

Federico VANTADORI

Emanuele ZANIBONI

Hanno inoltre collaborato il dott. Ing. Mario Fossati e il dott. Ing. Fabio Burlone, dell'Associazione Irrigazione Est Sesia, per la redazione del case history relativo alla traversa di Mazzè

## **CURRICULA VITAE**

### **NICOLA AVAGNINA**

Laureato nell'ottobre 1997 al Politecnico di Torino in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, indirizzo Geotecnologie, ed iscritto dall'aprile 1998 all'Albo degli ingegneri di Torino. Dopo un'esperienza lavorativa di circa 9 anni nella progettazione di opere in sotterraneo come dipendente di una società di geoingegneria con sede a Torino (esperienza che ha incluso circa 2 anni di lavoro all'estero), ha intrapreso nel 2007 l'attività di libero professionista nel settore geotecnico e delle opere in sotterraneo, operando inoltre nell'ambito della consulenza tecnico-assicurativa finalizzata alla valutazione ed al controllo dei rischi geotecnici e strutturali di grandi opere infrastrutturali (ferrovie, autostrade, dighe, etc.) in fase di costruzione e di esercizio.

Dal dicembre 2019 è entrato a far parte della Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche nel ruolo di funzionario tecnico all'interno delle Divisioni di coordinamento.

### **EZIO BALDOVIN**

Laureatosi al Politecnico di Milano nel 1981 nella sezione civile-idraulica, è iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Milano dal 1982 con il n. 13003. Direttore Tecnico di Geotecna Progetti dal 2000, ha maturato un'esperienza quarantennale nella progettazione e nell'assistenza tecnica durante la costruzione di oltre 60 dighe, 20 impianti idroelettrici, 150 km di gallerie in Italia ed all'estero. Ha progettato dighe a gravità (Serra al Castro) ed arco-gravità (Gorge di Susa), in RCC (Sa Stria), in materiali sciolti a nucleo (Gibbesi) e con manto bituminoso (Vasca Clarea), traverse (Cardinale, Achwa 1 e 2) ed interventi di manutenzione e riabilitazione, e svolto analisi di rivalutazione sismica. Nel campo idroelettrico è stato Progettista degli impianti Achwa River HPP1 e HPP2 (Uganda); ha partecipato alla progettazione degli Impianti Idroelettrici di Pont Ventoux (To), Nuovo Canale Viola (So), Premadio 2 (So). Nell'ambito delle opere sotterranee, ha ricoperto il ruolo di Coordinatore Progettuale del Cunicolo Geognostico della Maddalena e di Progettista del Torito HPP Tunnel (Costarica), del Suruc Tunnel (Turchia), del Mavi Tunnel (Turchia) e del Nosud Tunnel (Iran), tutti scavati con TBM. Ha inoltre curato la progettazione di oltre 20 depositi di smarino del materiale di scavo delle gallerie A.V. Bologna-Firenze e della sistemazione dell'Area Ex Cave nel Parco dello Stelvio con lo smarino della galleria Nuovo Canale Viola, scavata con TBM.

Autore di oltre 40 memorie ed articoli specialistici.

Nel Consiglio di Presidenza di ITCOLD dal 2012, rappresenta ITCOLD nel Technical Committee Maintenance, Operation, Rehabilitation dal 2008. Dalla fine del 2019 coordina il Gruppo di Lavoro ITCOLD sui Pompaggi Idroelettrici.

### **GIOVANNI BORSA**

1975: Maturità Scientifica presso il Liceo Leonardo da Vinci in Milano, 1981: Laurea in Ingegneria Civile presso il Politecnico di Milano, 1981: Esame di Stato per l'Abilitazione alla professione di Ingegnere, dal 1986 iscritto all'Albo Professionale degli Ingegneri della Provincia di Milano n° 14667, 1981-1982: Ufficiale del GARi - Genio Aeronautico ruolo Ingegneri presso la Direzione Lavori dell'aeroporto militare di Cameri (NO) con incarico di assistente al DL, 1982-1983 consulente presso l'EFMEC (Ente Formazione Maestranze Edili e Complementari) di Milano, Ottobre 1983: Funzionario Tecnico Commerciale presso MAC SpA, 1988: Funzionario Tecnico Commerciale e responsabile sviluppo del mercato del Calcestruzzo Preconfezionato per l'area Italia Nord Ovest per MAC SpA, 1995: assistente tecnico-commerciale Italia per MAC SpA Linea di prodotti KIBO (ex Boston), 1996: stage Valdani & Vicari: Impresa proattiva per la concorrenza estrema, 1997: stage ISTUD di Management, 1997: stage Mercuri International: Role Profile Process, 1997: assistente tecnico-commerciale Italia del mercato dei Rivenditori di Materiali Edili per MAC SpA, 1998: stage Valdani & Vicari: La costruzione del Business

Plan, 2001: Capo Area Nord Italia BU Construction MAC SpA (mercato Imprese e Rivendita) con linea di riporto al BU Manager Italia, 2002: Responsabile Business & Development Italia BL Building System DEGUSSA CC SpA area Rivendita & Territorio con linea di riporto al BU Manager Italia, 2004: stage ANDE: Le moderne tecniche di vendita, 2006: Responsabile Marketing Aggregazioni (Rivendita) BASF CC Italia, 2007 Presidente coordinatore del comitato Sviluppo Iniziative Editoriali e Formazione SERCOMATED (società di servizi di FEDERCOMATED), 2008 Product Manager Wall System & Sealant e Responsabile Marketing Aggregazioni (Rivendita) BASF CC Italia, 2009 Product Manager Wall System, Waterproofing & Sealant BASF CC Italia, 2011 Market Intelligence and Specification Senior Manager BASF CC Italia, dal 2012 anche Responsabile del progetto “Manutenzione delle infrastrutture per produzione di energia” dedicato in particolare all’idroelettrico. Collaborazione con Laboratori Universitari di Ingegneria Idraulica in Italia ed all’estero per test su prodotti/soluzioni per il miglioramento dell’efficienza idraulica, della durabilità delle strutture e del ripristino/miglioramento del coefficiente di sicurezza, 2018: abilitazione all’accesso ai lavori in spazi confinati o sospetti di inquinamento. Relatore tecnico per BASF CC Italia in innumerevoli Convegni, Seminari ed Incontri Tecnici sia presso Ordini Professionali che Enti e Committenti. Dal maggio 2019 membro del Gruppo di Lavoro “Traverse” di ITCOLD Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, dal novembre 2020 Ingegnere Consulente Libero Professionista, dal maggio 2020 membro del Gruppo di Sostegno del TECHNICAL COMMITTEES “Concrete Dams” di ICOLD International Commission on Large Dams.

### **MARIA CRISTINA BRAMATI**

Laureata in Ingegneria per la Protezione del Territorio dai Rischi Naturali all’Università Roma Tre nel 2008, ha iniziato a lavorare in ENEL nel 2009, all’interno dell’Area Tecnica Nucleare. Si è occupata inizialmente dello screening dei siti italiani per la realizzazione dei reattori previsti nel Progetto Nucleare Italiano. Dal 2011 si è occupata di valutazione e prevenzione del rischio idraulico e sismico delle centrali nucleari ENEL in Spagna e in Slovacchia.

Dal 2015 si è spostata nell’Ingegneria Civile Idraulica di Enel Produzione SpA. Lavora attualmente per Enel Green Power Italia srl, nell’unità Dams & Civil Infrastructures Safety di Roma, dove si occupa di monitoraggio ed analisi del comportamento di dighe, ispezioni, controllo e progettazione di interventi di manutenzione di dighe ed opere idrauliche. È attualmente Ingegnere Responsabile di 7 grandi dighe (tra queste, 2 traverse sul fiume Tevere) e di alcune dighe minori della Regione Lazio ed Abruzzo.

### **MASSIMO BUIZZA**

Nato a Brescia il 20 maggio 1953.

Laureato presso il Politecnico di Milano in Ingegneria Meccanica.

Dal 1987 al 2021 ha svolto il ruolo di Direttore del Consorzio dell’Oglio, Ente regolatore dei livelli del lago d’ Iseo e delle portate del f. Oglio sublacuale, acquisendo una robusta esperienza nella gestione della traversa fluviale di Sarnico e nelle verifiche delle modalità di gestione delle risorse idriche distribuite ai consorzi irrigui e ai produttori di energia idroelettrica.

Ha partecipato all’ attività di Commissioni a livello ministeriale, regionale e presso l’ Autorità di Di-stretto del f. Po, in materia di gestione delle crisi di carenza idrica e delle crisi di piena.

Ha pubblicato articoli sulle riviste specialistiche del settore, e una memoria sul “Coordinamento tra la gestione dei livelli del lago d’ Iseo e dei serbatoi alpini” sulla rivista “L’ acqua”.

Ha pubblicato con la collaborazione del Dipartimento di Idraulica Agraria dell’Università Statale di Milano il Quaderno regionale “AGRIOGLIO” sul tema dell’approfondimento delle modalità di accertamento e di calcolo dei fabbisogni irrigui nel comprensorio del f. Oglio.

Ha coordinato un progetto pluriennale con il quale raccogliere i dati fisici del f. Oglio necessari alla definizione del Deflusso Minimo Vitale.

### **MASSIMO CADENELLI**

Laureato nell'ottobre 2001 presso l'Università degli Studi di Brescia in Ingegneria Civile, indirizzo Ambiente e il Territorio, ed iscritto all'Albo degli ingegneri di Brescia.

Dal 2001 si occupa della progettazione di impianti idroelettrici di piccola e grande taglia in Italia ma soprattutto all'estero; in particolare, in Italia ha partecipato alla progettazione e direzione lavori dell'impianto idroelettrico di Vignola (MO) che conta con una traversa in calcestruzzo armato H=9m e L=250m, di Temu (BS) e Santa Vittoria d'Alba (CN) che conta con una traversa esistente realizzata in calcestruzzo e pietrame H=11m e L=200m. All'estero, ha lavorato in Etiopia come Ingegneria del Cliente per i progetti Gilgel Gibe II e III; in Ecuador ha partecipato alla progettazione dei progetti Minas-San Francisco e Chontal, inoltre ha vissuto in Ecuador per 4 anni (2013-2017) lavorando per conto del Governo Ecuatoriano al progetto Delsitanisagua ultimato nel 2017 con ruolo di responsabile della Verifica della Progettazione (Hydrochina) e Direzione Lavori; in Kenia ha lavorato come direttore tecnico del progetto Multiproposito Arror. In Nepal ha lavorato al progetto Solu Khola che conta con una traversa in calcestruzzo H =14m, L= 30m. Dal 2019 risiede in Australia, come responsabile tecnico della Branch di Lombardi SA, dove lavora alla progettazione di Snowy 2.0, impianto di pompaggio/turbinaggio da 2000MW nel parco nazionale Kosciuszko (NSW)

### **ANGELICA CATALANO**

Laurea in ingegneria civile sezione Idraulica presso l'università di Palermo a Marzo 1984, da Novembre 1985 funzionario ingegnere presso il Ministero dei Lavori Pubblici assegnata al Servizio dighe, da gennaio 1992 dirigente tecnico del Servizio nazionale dighe, da gennaio 2020 direttore generale della Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche.

Come dirigente tecnico ha diretto uffici a carattere specialistico come l'ufficio strutture e geotecnica, uffici tecnici presenti sul territorio nazionale con compiti di vigilanza come l'ufficio tecnico per le dighe di Palermo e la sezione di Cosenza, e l'ufficio di coordinamento preposto sia all'approvazione dei progetti di manutenzione straordinaria sulle dighe collaudate, sia a definire i nuovi programmi di finanziamento degli interventi di miglioramento della sicurezza.

L'attività lavorativa è stata interamente dedicata alle grandi dighe, ha ispezionato 276 impianti, ha seguito i lavori di costruzione di 14 dighe e 9 interventi di consolidamento e miglioramento della sicurezza e 2 interventi di dismissione definitiva. Ha collaborato con le autorità di protezione civile nella gestione di 5 incidenti su grandi dighe, e durante le sequenze sismiche che hanno interessato il Paese.

Responsabile di collaborazioni con Università italiane in materia di dighe su questioni tecniche specifiche di interesse per la sicurezza. Membro e coordinatore di numerosi gruppi di lavoro, commissioni e tavoli tecnici in materia di dighe, sia su questioni tecniche che amministrative, che procedurali; da marzo 1986 membro esperto relatore presso il Consiglio superiore dei LL.PP. da gennaio 2020 membro del Consiglio.

Dal 2014 membro esperto della commissione di sorveglianza italo francese della diga del Moncenisio e dal 2020 coordinatore degli esperti.

Membro dell'ITCOLD dal 1987 e vice presidente dal 2020.

Da marzo 2021 commissario straordinario per il completamento di tre dighe e per la realizzazione degli interventi di miglioramento della sicurezza di sei dighe.

**ELENA CAMPAGNOLO**

Laureatasi in Ingegneria Civile con indirizzo Geotecnica presso il Politecnico di Torino nel maggio 2006, l'anno seguente si iscrive all'albo degli ingegneri della Regione Valle d'Aosta ed intraprende la libera professione.

Per due anni collabora con alcuni studi professionali locali nell'ambito della progettazione strutturale di edifici residenziali.

Nell'agosto 2009 lascia la libera professione e viene assunta come tecnico dalla Compagnia Valdostana delle Acque S.p.A., nell'ambito della funzione Ingegneria Civile.

Dal 2009 al 2016 lavora presso l'Ufficio Progetti della società svolgendo varie attività, tra le quali: verifiche strutturali e geotecniche, dimensionamento di opere idrauliche, collaborazione alla stesura di progetti preliminari e definitivi, direzione lavori strutturale, redazione della documentazione per gare d'appalto relative all'affidamento di incarichi tecnici e lavori.

Dall'agosto 2016 lavora presso l'Ufficio Dighe della C.V.A. S.p.A. nel ruolo di Tecnico specialista esperto, occupandosi di verifiche, adempimenti e controlli previsti dalla normativa vigente sulle grandi dighe e sulle opere accessorie, sulle piccole dighe di competenza regionale e sulle opere di derivazione annesse alle grandi dighe, nonché del monitoraggio e dei lavori di adeguamento relativi a tali opere.

**MORENA COLLI**

Laureata in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio al Politecnico di Torino, a maggio 2001 e nello stesso anno successiva iscrizione all'albo degli ingegneri della Valle d'Aosta. Dopo qualche breve esperienza lavorativa iniziale, intraprende la sua attività presso la Compagnia Valdostana delle Acque S.p.A. a partire da aprile 2002 a tutt'oggi con ruolo tecnico espletato nell'ambito della funzione Ingegneria Civile in particolare nel campo delle dighe.

Negli anni svolge varie attività tra le quali: verifiche, adempimenti e controlli previsti dalla normativa vigente sulle grandi dighe e sulle opere annesse, sulle piccole dighe di competenza regionale e sulle opere di derivazione annesse alle grandi dighe; monitoraggio e lavori di adeguamento connessi a tali opere; coordinamento situazioni emergenziali sulle dighe di propria competenza.

Attualmente ricopre il ruolo di Quadro presso ufficio Dighe della C.V.A. S.p.A., con compiti di ingegnere responsabile/sostituto ing. responsabile per le "grandi" dighe della Società e per gli sbarramenti minori di competenza regionale

**GIUSEPPE DONGHI**

Laureato in Ingegneria Meccanica al Politecnico di Milano nel 1975, ha iniziato la sua carriera professionale come ingegnere tecnologo termoelettrico e dal 1978 ha iniziato ad occuparsi delle tematiche degli impianti idroelettrici. A partire dal 1987 è stato nominato responsabile della funzione Tecnologie Idroelettriche di Edison S.p.A.. Nel corso della carriera professionale, oltre agli aspetti gestionali e di coordinamento di risorse, l'ing. Donghi si è occupato contemporaneamente della parte relativa alle opere civili e della parte relativa al macchinario idraulico. Principalmente si è occupato di analisi e studi sulle dighe, verifica della sicurezza condotte forzate, gallerie e altre opere civili, ha condotto studi, progetti e "direzione lavori" per manutenzione straordinaria degli impianti idroelettrici, analisi e studi per la verifica del comportamento del macchinario idraulico, misure periodiche di efficienza, collaudi e test di accettazione di nuovo macchinario. Ha inoltre effettuato studi e progetti per potenziamento impianti idroelettrici ivi compresi gli aspetti inerenti le concessioni idroelettriche. Si è inoltre occupato di analisi tecniche nel processo di acquisizione impianti/società (due diligence).

**ITCOLD – Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe**

Attualmente è Senior Consultant Tecnologie Idroelettriche di Edison S.p.A. e ricopre ulteriori incarichi: è membro del CDA e della Technische Kommission della Kraftwerke Hinterrhein, è Referente Edison per il Reseau HY-net del gruppo EDF ed è membro del comitato tecnico CT4/5 del CEI.

L'ing. Donghi è membro del consiglio di presidenza del Comitato Italiano Grandi Dighe (ITCOLD), è stato coordinatore del GdL "Procedure per la gestione delle dighe in condizioni di emergenza e training degli operatori" e ha inoltre partecipato a diversi GdL ITCOLD.

**DANIELE FAGGIN**

Conseguito il diploma di maturità scientifica nel 1994 presso il Liceo Scientifico "B. Pascal" di Merano (BZ), si laurea nell' a.a. 2002/2003 in Ingegneria Civile – Indirizzo Strutture presso l'Università di Trento – Facoltà di ingegneria ed ivi consegue l'abilitazione all'esercizio della professione di ingegnere nel gennaio del 2004. Risulta iscritto all'elenco della Prov. Autonoma di Bolzano in qualità di esperto della sicurezza (I° grado). Dopo la laurea ha esercitato, per dieci anni, la libera professione collaborando con studi tecnici direttamente coinvolti nelle opere di progettazione, DL e coordinamento della sicurezza del Tunnel di Base del Brennero (BBT SE) e di interventi di manutenzione straordinaria sulle opere civili-idrauliche delle società HYDROS S.r.l. e SELEDISON S.p.A. In seguito entra a far parte del settore energetico, dapprima nella distribuzione del gas naturale (SELGAS NET SpA) ove ricopre il ruolo di R.S.P.P. – Delegato Datore di Lavoro in materia ambientale e Responsabile Emergenze ed Incidenti da Gas, per passare, a partire dal 2014, al settore idroelettrico come ingegnere tecnico del servizio gestione civile – idraulica di HYDROS S.r.l. Dal 2017 è Responsabile della progettazione e dei lavori sulle opere civili-idrauliche della Società ALPERIA GREENPOWER S.r.l. Oltre alla responsabilità in merito alla definizione, programmazione e progettazione di interventi di manutenzione civili-idraulici, è attualmente Ingegnere Responsabile della diga di Monguelfo e Sostituto Ingegnere Responsabile di 5 grandi dighe (tra cui la Traversa del Lago della Mutta sul fiume Adige), nonché Tecnico Abilitato in merito alla Sicurezza e Vigilanza durante l'esercizio (ex L.P. 21 del 1990 della Prov. Aut. di Bolzano) di altri 5 sbarramenti fluviali tra cui la Traversa sul rio Vizze e la Traversa di Lasa sul fiume Adige. L'ing. Faggin è stato altresì tra i primi membri partecipanti allo YEF–Young Engineers Forum del Comitato Italiano Grandi Dighe (ITCOLD).

**GIANCARLO FANELLI**

Laureato in ingegneria elettrotecnica all'Università di Bologna nel 1967 ha iniziato la sua attività professionale nel 1968 presso ENEL, dove ha svolto tutta la sua attività lavorativa.

Inizialmente presso il Compartimento di Firenze si è occupato di progettazione e direzione lavori di opere civili relative a nuove costruzioni e manutenzioni nell'ambito degli impianti di produzione idroelettrici e termoelettrici, nonché del coordinamento dell'attività di controllo della sicurezza di dighe ed opere idrauliche.

In questo contesto nel 1974 è stato nominato capo ufficio dighe e nel 1979 dirigente.

Nel 1994 è stato trasferito presso il Compartimento di Milano con l'incarico di Capo del Servizio opere idrauliche e civili e responsabilità in tale ambito sugli impianti lombardi.

Nello stesso periodo ha collaborato al rinnovamento di vari impianti idroelettrici della Lombardia.

Dal 1997 al 1998 ha gestito per conto della Direzione Centrale i tre uffici di Milano, Venezia e Firenze incaricati di supportare le esigenze di ingegneria civile delle Unità di Produzione territoriali.

Infine dal 1998, trasferito a Roma, ha diretto e coordinato tutte le unità territoriali di ingegneria civile e sicurezza delle dighe ed opere idrauliche continuando a svolgere anche attività per il rinnovamento degli impianti idroelettrici.

Nel 2007 ha cessato la propria attività, mantenendo comunque un collegamento con ITCOLD sia con la partecipazione a gruppi di lavoro sia collaborando alla segreteria tecnica.

### **CAMILLO MASTRACCHIO**

Laureato in ingegneria meccanica presso l'Università degli Studi di Napoli Federico II nel 1998, dal 1999 è iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Caserta.

Nel 2000 ha iniziato la sua attività professionale presso il Consorzio Generale del Bacino Inferiore del Volturno come Responsabile Manutenzione ed Esercizio del Settore Impianti di sollevamento. Dal 2002 al 2011 è stato Ingegnere Responsabile Traversa di Ponte Annibale sul Volturno. Nel 2005 nominato Dirigente del Servizio Tecnico per la progettazione, esecuzione e gestione delle canalizzazioni di bonifica, impianti idrovori, impianti di sollevamento irriguo. In tale ambito ha coordinato e gestito attività di progettazione e operative per la manutenzione e l'esercizio del complesso sistema di canalizzazione di bonifica che afferisce ad una rete di oltre 1600 km e di molteplici impianti di sollevamento per più di 20 MW di potenza, a servizio di un comprensorio irrigato di oltre 13.000 Ha. Ha inoltre sviluppato e coordinato attività tecnico-amministrative connesse con la gestione delle infrastrutture e con la promozione di collaborazioni con gli Enti di programmazione preposti alla difesa del suolo. Ha predisposto tra l'altro il regolamento del Servizio di Piena con le modalità di interazione tra i servizi per tutti gli interventi in somma urgenza.

Le attività di pianificazione svolte hanno riguardato la stesura di studi e/o progetti preliminari che hanno consentito la definizione delle strategie di investimento nel campo dell'irrigazione collettiva e della difesa del suolo.

Nel 2015, sempre nell'ambito del Consorzio, è nominato responsabile del settore Catasto in cui ha curato e coordinato le relative attività in tema di avvisi e ruoli di riscossione e predisposto un articolato programma per l'aggiornamento delle banche dati catastali e anagrafiche e per il miglioramento delle procedure, con un notevole, benefico impatto economico.

Dal 2020 è Direttore Generale del Consorzio.

### **PAOLA MORETTI**

Laureata in Ingegneria per L'Ambiente ed il Territorio indirizzo Difesa del Suolo all'Università degli Studi di Genova nel 2001, con successiva abilitazione all'esercizio della professione di ingegnere ed esperienze in Studi di progettazione nel campo delle verifiche idrauliche. Esperienza lavorativa, durata oltre un decennio, nel campo impiantistico (idroelettrico), sviluppata in particolare nella gestione e nel controllo di alcune grandi dighe e dighe minori, conduzione di varie esperienze di kick off e di gestione di progetti. Dal 2002 opera per Tirreno Power S.p.A. (prima Interpower S.p.a.), occupandosi di adempimenti e prescrizioni, adeguamenti normativi, monitoraggio, interventi sulle dighe ed inerenti gli invasi, nonché di varie problematiche ambientali e locali inerenti agli impianti idroelettrici. Si occupa anche di gestione in sicurezza delle dighe e svolge l'incarico di ingegnere responsabile ai sensi della L.584/94. In Tirreno Power si occupa inoltre di verifica e progettazione di interventi inerenti alle dighe, di direzione lavori, di collaudi tecnico-amministrativi e di supporto alle commissioni di collaudo ex.art.14 D.P.R. 1363/59. Ricopre tutt'ora l'incarico di responsabile dell'Ufficio Dighe del Settore Fonti Rinnovabili di Tirreno Power S.p.A., svolgendo funzioni sia dal punto di vista della risorsa strategica, sia delle problematiche di protezione civile.

### **MAURIZIO PERETTO**

Laureato in Ingegneria Civile con indirizzo idraulica al Politecnico di Torino nel 2014, inizia la sua carriera professionale presso la società Sertec Engineering Consulting di Lorzà (TO) occupandosi di progettazione di opere idrauliche.

---

**ITCOLD – Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe**

Dal 2017 al 2020 lavora in A2A S.p.A. presso la sede di Grosio (SO) svolgendo attività di supporto all'Ingegnere Responsabile delle dighe e di ispezione, verifica di funzionalità e dimensionamento di opere idrauliche connesse agli impianti idroelettrici.

Dal 2020 in Iren Energia S.p.A. a Torino, a partire dal 2021 è Ingegnere Responsabile di 11 grandi dighe (9 invasi) e 4 traverse fluviali di competenza regionale.

**PIETRO PIGHINI**

Laureato in Ingegneria Civile per la Protezione dai Rischi Naturali (Idraulica) presso l'Università degli Studi Roma Tre nel 2019, si avvicina al mondo delle dighe nello stesso anno, attraverso un tirocinio con Enel Green Power nell'unità Dams & Civil Infrastructures Safety e una tesi incentrata sullo studio del moto di filtrazione nel subalveo e sulla verifica a sifonamento della Traversa di Castel Giubileo (RM). Regolarmente iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma, ha collaborato con Studio SPERI Società di Ingegneria dal 2020 al 2021, occupandosi di verifiche di vulnerabilità sismica di dighe murarie, dighe di materiali sciolti e traverse fluviali. Tra queste ultime, si citano in particolare le verifiche di vulnerabilità sismica delle traverse di Ponte Felice (VT), Nazzano (RM) e San Damiano (CN). Dal 2021 è dipendente di Rete Ferroviaria Italiana, dove si occupa principalmente di studi idrologici ed idraulici.

**FABIO PLEBANI**

Laureato in Ingegneria Civile al Politecnico di Torino nel 2005, lavora attualmente per Enel Green Power SpA nell'unità Dams & Civil Infrastructures Safety di Torino. È attualmente Ingegnere Responsabile di 8 grandi dighe e di alcune dighe minori della Regione Piemonte. Segue inoltre le fasi progettuali e di direzione lavori relative ad alcuni interventi di manutenzione straordinaria sulle opere idrauliche.

Dopo la laurea ha maturato diverse esperienze professionali lavorando come tirocinante presso lo Studio Geotecnico Italiano srl di Milano (2005), come collaboratore a progetto presso lo Studio di Ingegneria civile ISTA srl di Novara (2005), come assegnista di ricerca presso il Politecnico di Torino DITIC sul progetto Recupero Energetico dagli impianti acquedottistici (2006-2007) e come libero professionista presso la società di gestione del Servizio Idrico Integrato dell'ATO 1 della Provincia di Novara (2007-2008). Nel periodo 2008 – 2017 ha lavorato presso l'unità di Ingegneria Civile di Enel Produzione SpA.

**EFREM RIVA**

Laureato in Ingegneria Civile al Politecnico di Milano nel 2008, ha conseguito a pieni voti un Master II livello in Project Management delle Opere Strutturali ed Infrastrutturali sempre al Politecnico di Milano nel 2013; lavora attualmente come Project Manager in CESI S.p.A. di Milano.

Ha redatto e supervisionato analisi e progetti di carattere idrologico ed idraulico nel campo infrastrutturale, delle bonifiche e del "D.S.A." (Dam Safety Assessment). Ha dimensionato opere di protezione e di salvaguardia di impianti strategici, quali ad esempio Centrali di produzione Energia Elettrica (termica, eolica e geotermica), Stazioni Elettriche di Trasformazione 150/380 KW. Tali attività sono state svolte su impianti Italiani ed Esteri.

Da anni coltiva un interesse professionale circa l'analisi del rischio applicato all'idrologia e alle opere idrauliche sia in contesto naturale che antropico.

**PAOLO SALANDIN**

È Professore Ordinario di Costruzioni idrauliche e Idrologia presso l'Università di Padova. Laureato in Ingegneria Civile Idraulica presso l'Università degli Studi di Padova nel 1984, dopo una esperienza biennale come libero professionista, nell'AA 1986/87 ha vinto nello stesso Ateneo una borsa di studio, conseguendo il titolo di Dottore di Ricerca in Idrodinamica nel 1990. Ricercatore Universitario a Padova

dal 1990, a seguito di concorso nazionale è stato chiamato presso l'Università Politecnica delle Marche come Professore Associato nel 1998 e come Professore Ordinario nel 2000, venendo poi richiamato nell'ateneo patavino dall'ottobre 2005. I suoi principali interessi tecnico-scientifici sono relativi alle opere per la gestione dell'acqua e la difesa del territorio, e ai processi di flusso e trasporto nelle formazioni sotterranee. L'analisi di tali tematiche con modellistica numerica, fisica e sperimentazioni di campo all'interno di diversi studi e progetti di ricerca in ambito nazionale e europeo, ha portato alla produzione di più di 130 pubblicazioni e di 3 libri di testo. Già direttore della Biblioteca Centrale di Ingegneria (2008-2012) e coordinatore della Commissione Edilizia della stessa Facoltà (2009-2012), attualmente ricopre il ruolo di coordinatore dei Corsi di Laurea e Laurea Magistrale in Environmental Engineering (2013- ) e di Direttore del CIR "Centro di Idrologia 'D.Tonini'" (2011- ). Dal 2013 è Componente Esperto del Consiglio Superiore dei LL.PP.

### **FRANCESCO SANTORO**

Laureato nel 1992 in Ingegneria civile presso l'Università degli Studi di Roma "La Sapienza". Dopo un'esperienza decennale nel privato in progetti internazionali di dighe, acquedotti ed infrastrutture presso Società di ingegneria ed Imprese di costruzioni (Salini Impregilo – Rizzani de Eccher) dal 2003 svolge funzioni di Dirigente presso il MIT e, in particolare, dal 2015 al 2020 è stato Dirigente della Divisione VII – Ufficio Idraulica e geologia applicata della Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche occupandosi di numerosi progetti di miglioramento idraulico di dighe esistenti. Attualmente riveste l'incarico di Dirigente dell'ufficio Coordinamento controllo dighe in esercizio della medesima Direzione.

### **MARIO SCIOLLA**

Laureato in Ingegneria Elettrotecnica al Politecnico di Torino nel 1987, ha iniziato la sua carriera professionale in ENEL nel 1989 occupandosi di progettazione e cantierizzazione di interventi di rinnovamento impianti idroelettrici in Piemonte, Valle d'Aosta, Liguria, Campania, Calabria e Sardegna. Dopo circa 8 anni è passato ad occuparsi di gestione ed esercizio impianti idroelettrici, prima come Capo Nucleo Genova, quindi come responsabile dell'Unità di Business Cuneo. Nominato Dirigente nel 2000, si è occupato fino al 2017 dell'esercizio e della manutenzione degli impianti idroelettrici ENEL del Piemonte in qualità di Responsabile di Unità. A ottobre 2017 è passato ad Enel Green Power, sempre nell'ambito del Gruppo Enel, ed ha quindi rivestito il ruolo di Responsabile Dams & Civil Infrastructures Safety prima nell'ambito italiano e, dal maggio del 2018, in ambito globale (circa 330 grandi dighe in 10 Paesi). Da settembre 2022 ha lasciato l'Enel, ma continua a coltivare interessi tecnici nell'ambito idroelettrico e delle dighe. Dal 2001 è membro della Commissione Tecnica di Sorveglianza italofrancese della diga del Moncenisio.

### **GIUSEPPE SEMBENELLI**

È Direttore Tecnico di Stantec a Milano, per il settore dighe e infrastrutture. Si è laureato in ingegneria Civile Edile con indirizzo strutturale a Padova, nel 1983, con una tesi in geotecnica, sulla liquefazione delle sabbie. Dopo 3 anni presso il Laboratorio di Meccanica dei Terreni di ISMES, dal 1986 al 2018 ha lavorato presso SC-Sembenelli Consulting, poi confluito in RINA nel 2017. Dal 2018 è parte di Stantec.

In questo percorso, si è occupato più frequentemente di grandi opere di ingegneria civile e geotecnica, con particolare riferimento alla realizzazione di dighe in materiali sciolti e a gravità e delle opere accessorie, strade e autostrade, ferrovie e metropolitane, in Italia, Europa, Africa, Asia e Medio Oriente, Centro e Sud America. È stato coinvolto con responsabilità crescenti in incarichi di progettazione, assistenza e consulenza per Amministrazioni, Enti Pubblici e Privati e per Imprese.

Tra gli incarichi svolti, si è occupato a vario titolo di oltre 30 dighe, alte da 24 a 150 m, come la diga di Alento (Italia, H=43 m, L=600 m), la diga di Jibiya (Nigeria, H=24 m, L=3500 m), le avandighe della diga di Ertan (Repubblica Popolare Cinese, H = 65 e 32 m)), la diga di Kerrada (Algeria, H = 80 m, L = 900 m), la diga di Zarema (Etiopia, H=150 m, L=900 m). Questi incarichi hanno incluso lo studio e il progetto di ripristino/adequamento di 1 diga in terra e 4 a gravita, con oltre 70 anni di esercizio alle spalle.

Per conto di CICP, l'ATI con mandataria Stantec, ha condotto la progettazione degli scavi per il Nuovo Sistema di Chiuse del Canale di Panama, per un volume complessivo di oltre 40 milioni di metri cubi di terra e roccia. Riguardo i primi anni, in laboratorio, oltre alla ricerca e sviluppo, va ricordata la gestione tecnica di importati programmi di indagine come quelle per la fase di cantiere della Centrale Elettro-nucleare di Trino Vercellese e per i Bacini Prestavel a Stava, dopo il loro collasso del 1985.

È autore di diversi articoli tecnici pubblicati in Riviste e Atti di Congressi Internazionali.

### **GLORIA TRESOLDI**

Laureata con lode in Ingegneria Civile Idraulica (*Civil engineering – Infrastructure design in river basins*) presso l'università Alma Mater Studiorum di Bologna nel 2017, con tesi magistrale dal titolo "*Numerical investigation of thermal discharge to coastal areas by means of a coupled 3D hydrodynamic-wave model*", consegue l'esame di stato e l'abilitazione nel giugno 2018.

Da dicembre 2017 entra a far parte del Gruppo A2A, dove lavora come supporto specialistico agli Impianti Idroelettrici dedicandosi alle attività di ispezione, al monitoraggio e all'analisi del comportamento delle dighe, agli studi di carattere idrologico e idraulico e alla progettazione di interventi di manutenzione delle opere idrauliche e civili.

Nel 2020 frequenta e porta a termine con successo il corso di studi Energy within environmental constraints presso l'università di Harvard ampliando le proprie conoscenze in ambito energetico.

È attualmente Referente per gli Impianti Idroelettrici della Valchiavenna e del Friuli-Venezia Giulia della Struttura Opere Idrauliche e Civili del Supporto agli impianti idroelettrici A2A e Sostituto Ingegnere Responsabile di sei grandi dighe situate nel Nord Italia.

### **FEDERICO VANTADORI**

Laureato in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio - Prevenzione del Rischio Idrogeologico presso l'Università degli Studi di Brescia nel 2011, ha iniziato la sua carriera professionale presso l'Ufficio Acque della Provincia di Brescia occupandosi del rilascio di autorizzazione alla derivazione di acqua pubblica.

Nel 2013 si è specializzato nel settore idroelettrico presso l'ESHA European Small Hydropower Association con il corso Certified Professional for Sustainable Hydropower.

Successivamente è stato Direttore Tecnico in diversi studi di ingegneria occupandosi di progettazione e cantierizzazione di nuove installazioni e rinnovamento impianti idroelettrici.

Dal 2019 si occupa di gestione, esercizio e manutenzione di asset idroelettrici ed eolici del gruppo Swisspower dove attualmente ricopre il ruolo di Head of Asset Management.

### **EMANUELE ZANIBONI**

Laureato in Ingegneria dei Sistemi Edilizi al Politecnico di Milano nel 2012, inizia la sua attività professionale presso un produttore multinazionale di sistemi a secco, in qualità di referente tecnico per il Nord Italia, per 5 anni. Durante tale esperienza svolge attività di supporto tecnico nei confronti di professionisti e imprese, approfondendo tematiche relative alla sismica, alla protezione passiva al fuoco e all'efficienza energetica. A consolidamento dell'esperienza maturata integra, in qualità di project manager, il suo ruolo in SPCS srl - Special Protection & Consulting Services - società di consulenza le

cui competenze vengono trasversalmente trasferite da esperienze maturate in diversi settori d'attività al fine di migliorare le prestazioni operative degli impianti idroelettrici, quali l'efficienza, la durabilità e la sicurezza dei manufatti durante l'esercizio e la cantierizzazione dei medesimi.

## SOMMARIO

|  |           |
|--|-----------|
| <b>0. PREMESSA</b>   | <b>23</b> |
| <b>1. CLASSIFICAZIONE, TIPOLOGIE, DEFINIZIONI E NORMATIVA SPECIFICA DI RIFERIMENTO</b>                           | <b>24</b> |
| 1.1 Classificazione e caratteristiche distintive   | 27        |
| 1.2 Definizione di traversa  | 30        |
| 1.3 Normativa specifica italiana e problematiche nella sua applicazione  | 30        |
| 1.3.1 Difficoltà applicative della normativa vigente   | 33        |
| 1.3.2 La normativa regionale   | 34        |
| 1.4 La “Proposta di revisione della normativa tecnica vigente in materia di traverse fluviali” del marzo 2021    | 34        |
| 1.4.1 Definizioni  | 34        |
| 1.4.2 Dimensionamenti idrologici e idraulici per le traverse di nuova costruzione                                | 35        |
| 1.4.3 Verifiche statiche e sismiche delle traverse di nuova costruzione  | 35        |
| 1.4.4 Verifiche delle traverse esistenti   | 36        |
| 1.4.5 Osservazioni dei soggetti coinvolti ed ulteriori sviluppi  | 36        |
| 1.5 Riferimenti normativi di altri Paesi   | 37        |
| 1.5.1 Norme tedesche DIN   | 38        |
| 1.5.2 Norme della Confederazione Elvetica  | 39        |
| 1.5.3 Guide tecniche   | 39        |
| <b>2. ASPETTI DI SPECIFICA VULNERABILITÀ DELLE TRAVERSE</b>  | <b>40</b> |
| 2.1 Considerazioni introduttive  | 40        |
| 2.2 Vulnerabilità rispetto alle portate di piena e alle azioni idrodinamiche (traversa come elemento dell'alveo) | 40        |
| 2.2.1 Insufficienza idraulica  | 40        |
| 2.2.2 Erosione dovuta all'azione Idrodinamica  | 41        |
| 2.2.3 Fenomeni di filtrazione e soffusione   | 42        |
| 2.3 Vulnerabilità strutturale e della fondazione in condizioni statiche (traversa come sbarramento)              | 43        |
| 2.3.1 Stabilità delle strutture rispetto al sistema di forze applicato   | 43        |
| 2.3.2 Resistenza strutturale   | 43        |
| 2.3.3 Filtrazione e associate instabilità in fondazione  | 43        |
| 2.4 Vulnerabilità in condizioni sismiche   | 45        |
| 2.5 Mancato funzionamento delle paratoie od ostruzione delle luci  | 46        |
| <b>3. ASPETTI IDROLOGICO-IDRAULICI</b>   | <b>49</b> |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 3.1       | Generalità e definizioni  | 49        |
| 3.1.1     | Coronamento, franco e altezza della traversa  | 49        |
| 3.1.2     | Volume di invaso e tronco fluviale di pertinenza  | 50        |
| 3.1.3     | Dimensionamento idraulico degli argini  | 52        |
| 3.1.4     | Organi di scarico   | 53        |
| 3.1.5     | Laminazione delle piene   | 54        |
| 3.1.6     | Tipologia dell'alveo  | 54        |
| 3.1.7     | Alveo a valle   | 54        |
| 3.2       | Dimensionamento idrologico/idraulico delle traverse di nuova costruzione  | 55        |
| 3.3       | Verifica idrologica/idraulica delle traverse esistenti ed eventuale predisposizione di provvedimenti correttivi | 55        |
| 3.3.1     | Elementi di progettazione idraulica delle traverse esistenti  | 55        |
| 3.3.2     | Verifica idraulica delle traverse esistenti   | 57        |
| <b>4.</b> | <b>ELEMENTI GEOTECNICI E STRUTTURALI</b>  | <b>59</b> |
| 4.1       | Elementi critici di dimensionamento   | 59        |
| 4.2       | Criteri e parametri di verifica   | 59        |
| 4.2.1     | Verifiche statiche  | 59        |
| 4.2.1.1   | Modalità di verifica  | 59        |
| 4.2.1.2   | Carichi e combinazioni di carico  | 60        |
| 4.2.2     | Verifica sismica  | 61        |
| 4.2.3     | Verifica sismica delle paratoie   | 61        |
| 4.2.4     | Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici (sollevamento e sifonamento)                               | 62        |
| 4.2.4.1   | Criteri di verifica   | 62        |
| 4.2.4.2   | Verifiche a galleggiamento  | 63        |
| 4.2.4.3   | Verifiche rispetto al flusso verticale (sifonamento - heaving)  | 63        |
| 4.2.4.4   | Verifiche rispetto al flusso orizzontale sotto al manufatto (erosione, sifonamento, roofing)                    | 64        |
| 4.2.4.5   | Verifiche rispetto al flusso orizzontale ai lati del manufatto (erosione, soffusione)                           | 64        |
| 4.3       | La progettazione strutturale e la costruzione di nuove traverse   | 65        |
| 4.3.1     | Il quadro normativo attuale   | 65        |
| 4.3.2     | Dimensionamento strutturale dello sbarramento   | 65        |
| 4.3.2.1   | Traverse fisse  | 65        |
| 4.3.2.1.1 | Dimensionamento del corpo di ritenuta   | 66        |
| 4.3.2.1.2 | Dimensionamento della platea  | 67        |
| 4.3.2.1.3 | Dimensionamento dei taglioni  | 68        |
| 4.3.2.2   | Traverse mobili   | 69        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 4.3.2.2.1 | Trasparenza alle piene  | 70        |
| 4.3.2.2.2 | Dimensionamento delle pile  | 71        |
| 4.3.3     | Dimensionamento strutturale e sismico delle paratoie  | 72        |
| 4.3.4     | Il controllo della filtrazione  | 72        |
| 4.4       | Verifiche strutturali e geotecniche delle traverse esistenti e dimensionamento di eventuali interventi correttive | 72        |
| 4.4.1     | Criteri di dimensionamento delle traverse esistenti   | 72        |
| 4.4.2     | Principali riscontri ed elementi comuni dei progetti  | 73        |
| 4.4.3     | Verifica statica e sismica delle traverse esistenti   | 73        |
| 4.5       | Altre strutture annesse alle traverse   | 75        |
| 4.5.1     | Opere di presa  | 75        |
| 4.5.2     | Centrale idroelettrica  | 75        |
| 4.5.1     | Ponti stradali  | 78        |
| 4.6       | Sbarramenti di tipo misto   | 78        |
| <b>5.</b> | <b>ESERCIZIO DELLE TRAVERSE E GESTIONE DELLE INTERFERENZE CON ALTRE ATTIVITÀ UMANE IN ALVEO</b>                   | <b>79</b> |
| 5.1       | Pratiche di esercizio   | 79        |
| 5.1.1     | Traverse fisse  | 79        |
| 5.1.2     | Traverse mobili   | 79        |
| 5.1.2.1   | Esercizio in condizioni normali   | 81        |
| 5.1.2.2   | Esercizio in condizioni di portata elevata  | 81        |
| 5.1.2.3   | Esercizio in condizioni di piena  | 82        |
| 5.1.3     | Traverse di regolazione di laghi naturali   | 82        |
| 5.1.1     | Manovre di esercizio  | 86        |
| 5.1.2     | Regolamento di esercizio  | 87        |
| 5.1.3     | Dispositivi di segnalazione acustica  | 87        |
| 5.2       | Gestione sedimenti  | 87        |
| 5.3       | Recupero materiale flottante  | 88        |
| 5.4       | Deflusso ecologico e rilasci, recupero energetico   | 88        |
| 5.5       | Passaggi per l'ittiofauna   | 89        |
| 5.6       | Navigazione: conche e segnalazioni  | 90        |
| <b>6.</b> | <b>VIGILANZA, CONTROLLO, VERIFICHE</b>  | <b>91</b> |
| 6.1       | Vigilanza dell'opera  | 91        |
| 6.2       | Controlli   | 91        |
| 6.2.1     | Percorsi ordinari   | 91        |
| 6.2.2     | Percorsi in connessione con eventi eccezionali  | 92        |
| 6.3       | Controlli straordinari  | 93        |

|            |   |            |
|------------|---|------------|
| 6.3.1      | Rilievi batimetrici   | 93         |
| 6.3.2      | Ispezioni subacquee   | 93         |
| 6.4        | Monitoraggio e misure   | 94         |
| 6.4.1      | Misure di deformazione e spostamento  | 94         |
| 6.4.2      | Livellazione su argini laterali e passerelle della traversa                                 | 94         |
| 6.4.3      | Misurazioni del livello dell'acqua e della sottopressione                                   | 95         |
| 6.4.4      | Rilevamento dell'acqua di filtrazione   | 95         |
| 6.4.5      | Altre misure  | 95         |
| 6.5        | Test funzionali   | 95         |
| 6.5.1      | Test delle paratoie   | 95         |
| 6.5.2      | Test delle alimentazioni di emergenza   | 96         |
| 6.5.3      | Altri possibili test funzionali   | 96         |
| <b>7.</b>  | <b>SICUREZZA E VALUTAZIONE DEL RISCHIO</b>  | <b>97</b>  |
| 7.1        | Caratteristiche delle traverse rispetto al rischio a valle                                  | 97         |
| 7.2        | Modi di guasto e conseguenze potenziali   | 97         |
| 7.3        | Esempio di classificazione: il caso spagnolo  | 99         |
| 7.4        | La valutazione del rischio  | 100        |
| 7.5        | Attività di protezione civile e gestione delle emergenze                                    | 101        |
| <b>8.</b>  | <b>MANUTENZIONI E RIABILITAZIONI</b>  | <b>103</b> |
| 8.1        | Manutenzione  | 103        |
| 8.2        | Riabilitazioni  | 105        |
| 8.2.1      | Interventi strutturali  | 105        |
| 8.2.2      | Adeguamento idraulico alla portata di piena   | 106        |
| 8.2.3      | Interventi su organi di scarico   | 107        |
| 8.2.4      | Adeguamento sismico   | 107        |
| <b>9.</b>  | <b>CONCLUSIONI</b>  | <b>108</b> |
| 9.1        | Possibili evoluzioni normative  | 108        |
| <b>10.</b> | <b>BIBLIOGRAFIA</b>   | <b>110</b> |
|            | <b>APPENDICE 1 - MATRICE DI CORRELAZIONE DEI CASE HISTORY</b>                               | <b>112</b> |
|            | <b>APPENDICE 2- CASE HISTORY</b>  | <b>114</b> |
| <b>I.</b>  | <b>TRAVERSA DI ARDENNO - RIPROFILATURA ARGINI</b>   | <b>115</b> |
| I.1        | Introduzione  | 116        |
| I.2        | Gli argini  | 117        |
| I.3        | L'evento alluvionale del 1987   | 118        |
| I.4        | Gli interventi di manutenzione straordinaria degli argini a seguito dell'evento alluvionale | 119        |

|             |   |            |
|-------------|---|------------|
| I.5         | La messa in sicurezza degli argini  | 120        |
| <b>II.</b>  | <b>TRAVERSA DI CASELLA SUL FIUME PANARO - MESSA IN SICUREZZA E RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI DI OFFICIOSITÀ</b>                 | <b>126</b> |
| II.1        | Introduzione  | 127        |
| II.2        | Storia recente della traversa e dinamica dei fenomeni erosivi   | 127        |
| II.3        | Intervento di messa in sicurezza e ripristino dell'officiosità in corso   | 136        |
| II.3.1      | Indagini specialistiche   | 137        |
| II.3.2      | Opere in progetto in corso di realizzazione   | 137        |
| II.4        | Documentazione fotografica dei lavori in corso  | 142        |
| <b>III.</b> | <b>TRAVERSA DI CASTEL GIUBILEO - DISSESTI SPONDALI IN SEGUITO A SVUOTAMENTO RAPIDO</b>  | <b>144</b> |
| III.1       | Introduzione  | 145        |
| III.2       | L'evento  | 146        |
| III.3       | Gli interventi di consolidamento  | 148        |
| III.4       | Documentazione fotografica  | 151        |
| <b>IV.</b>  | <b>TRAVERSA DI CASTEL GIUBILEO - RIPRISTINO EROSIONI IN ALVEO E PROTEZIONI SPONDALI IN PROSSIMITÀ DELLA TRAVERSA FLUVIALE</b> | <b>157</b> |
| IV.1        | Introduzione  | 158        |
| IV.2        | Rilievi in alveo e primo intervento   | 159        |
| IV.3        | L'intervento di colmatura erosioni del 2021-2022  | 165        |
| <b>V.</b>   | <b>TRAVERSA DI GUILLEMORE - REALIZZAZIONE DI UN TAGLIONE A MONTE DELLA TRAVERSA PER RISOLVERE PROBLEMI DI SIFONAMENTO</b>     | <b>169</b> |
| V.1         | Introduzione  | 170        |
| V.2         | Traversa di Guillemore  | 171        |
| V.2.1       | Dati Caratteristici dello Sbarramento in base al Disciplinare per l'Esercizio e la Manutenzione                               | 172        |
| V.3         | Moti di filtrazione al di sotto della traversa e danni conseguenti  | 173        |
| V.4         | Realizzazione di un taglione a monte della traversa e iniezioni di consolidamento della platea 176                            |            |
| V.4.1       | Prima stagione  | 176        |
| V.4.2       | Seconda stagione  | 185        |
| <b>VI.</b>  | <b>TRAVERSA DI ISOLA SERAFINI - RIPROFILATURA CANALE DI SCARICO DELLA CENTRALE</b>  | <b>189</b> |
| VI.1        | Introduzione  | 190        |
| VI.2        | Il canale di scarico della centrale   | 191        |
| VI.3        | Situazione dell'area interessata dall'intervento  | 192        |
| VI.4        | Interventi effettuati   | 194        |
| VI.4.1      | Formazione di palancolata metallica   | 196        |

|              |  |            |
|--------------|--|------------|
| VI.4.2       | Formazione di briglia sommersa   | 196        |
| VI.4.3       | Riprofilatura dell'alveo   | 198        |
| <b>VII.</b>  | <b>TRAVERSA DI ISOLA SERAFINI - AVARIA CATENE DI SOLLEVAMENTO PARATOIE</b>     | <b>199</b> |
| VII.1        | Introduzione   | 200        |
| VII.2        | Gli eventi del 2019  | 202        |
| <b>VIII.</b> | <b>TRAVERSA DI ISOLA SERAFINI - INTERVENTI DI SALVAGUARDIA DELLA TRAVERSA</b>  | <b>209</b> |
| VIII.1       | Introduzione   | 210        |
| VIII.2       | Problematiche e cronistoria degli interventi                                   | 212        |
| VIII.3       | Descrizione degli interventi   | 213        |
| VIII.3.1     | Diaframmi gettinietati   | 215        |
| VIII.3.2     | Interventi sulle platee  | 218        |
| VIII.3.3     | Tombamento dell'alveo a valle  | 218        |
| <b>IX.</b>   | <b>TRAVERSA DI MAZZÈ - INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE</b>                      | <b>221</b> |
| IX.1         | Introduzione   | 222        |
| IX.2         | Costruzione della nuova stazione di pompaggio irriguo (1° stralcio funzionale) | 225        |
| IX.3         | Ricostruzione dello scaricatore (2° stralcio funzionale)                       | 229        |
| IX.4         | Ristrutturazione della traversa (3° stralcio funzionale)                       | 232        |
| IX.5         | Ammodernamento della centrale idroelettrica (4° stralcio funzionale)           | 234        |
| <b>X.</b>    | <b>TRAVERSA DI MILLESIMO - ANALISI IDROLOGICO – IDRAULICHE</b>                 | <b>239</b> |
| X.1          | Premessa   | 240        |
| X.2          | Caratteristiche principali dell'invaso e dello sbarramento                     | 240        |
| X.3          | Analisi delle onde di piena artificiali  | 242        |
| X.4          | Compatibilità idraulica della traversa   | 245        |
| X.5          | Analisi dei fenomeni di trasporto solido                                       | 247        |
| <b>XI.</b>   | <b>TRAVERSA DI MONTESTRUTTO SULLA DORA BALTEA - ANALISI IDRAULICA</b>          | <b>256</b> |
| XI.1         | Introduzione   | 257        |
| XI.2         | Eventi di piena registrati   | 257        |
| XI.3         | Analisi idraulica alla traversa di Montestrutto                                | 257        |
| XI.4         | Simulazione dei deflussi di piena  | 258        |
| XI.4.1       | Simulazione per Tr 20 Q= 1630 m <sup>3</sup> /s                                | 258        |
| XI.4.2       | Simulazione per Tr 200 Q= 3000 m <sup>3</sup> /s                               | 258        |
| XI.4.3       | Simulazione per Tr 500 Q= 3520 m <sup>3</sup> /s                               | 258        |
| XI.5         | Considerazioni sull'analisi idraulica  | 258        |
| XI.6         | Rappresentazione dei risultati   | 258        |

|  |            |
|--|------------|
| <b>XII. TRAVERSA DI MONTESTRUTTO SULLA DORA BALTEA - REALIZZAZIONE DI UN BACINO DI DISSIPAZIONE A VALLE</b>                                | <b>261</b> |
| XII.1 Introduzione   | 262        |
| XII.1.1 Dimensioni principali  | 262        |
| XII.1.2 Idrologia  | 262        |
| XII.1.3 Geologia   | 262        |
| XII.2 L'intervento: cause e modalità   | 263        |
| XII.2.1 Progetto di adeguamento  | 263        |
| <b>XIII. TRAVERSA DI PIZZIGHETTONE - INSTALLAZIONE DI UNO SBARRAMENTO MOBILE IN CORRISPONDENZA DELLA GAVETA DELLA BRIGLIA PREESISTENTE</b> | <b>268</b> |
| XIII.1 Introduzione  | 269        |
| XIII.2 Descrizione della traversa fluviale   | 269        |
| XIII.2.1 La traversa esistente   | 269        |
| XIII.2.2 Le opere realizzate   | 269        |
| XIII.2.3 Sistemi di controllo  | 269        |
| XIII.3 Colmatazione dell'erosione a valle della traversa   | 270        |
| <b>XIV. TRAVERSA DI PRESTONE - INTERVENTO DI MANUTENZIONE E REALIZZAZIONE DI NUOVE PARATOIE DI PRESA</b>                                   | <b>276</b> |
| XIV.1 Introduzione   | 277        |
| XIV.2 Scopo dei lavori   | 277        |
| XIV.3 Descrizione dell'intervento  | 279        |
| XIV.4 Report fotografico   | 279        |
| <b>XV. TRAVERSA DI S. MAURO TORINESE - LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA PORTATA DI PIENA</b>   | <b>283</b> |
| XV.1 Introduzione  | 284        |
| XV.2 Traversa di S. Mauro T.   | 285        |
| XV.3 L'evento alluvionale dell'Ottobre 2000  | 288        |
| XV.4 Le conseguenze dell'alluvione   | 290        |
| XV.5 La modifica della traversa  | 291        |
| <b>XVI. TRAVERSA DI SERRE LA VOUTE - RICOSTRUZIONE DELLA TRAVERSA A SEGUITO DI DEFORMAZIONI DI VERSANTE</b>                                | <b>296</b> |
| XVI.1 Introduzione   | 297        |
| XVI.2 La traversa  | 297        |
| XVI.3 Situazione a fine anni '90   | 299        |
| XVI.4 Intervento di ricostruzione della traversa   | 299        |
| <b>XVII. TRAVERSA DI SOVERZENE - RIPRISTINO SOGLIA SFIORANTE A SEGUITO DI CEDIMENTO DOVUTO AD EROSIONE IN FONDAZIONE</b>                   | <b>302</b> |

---

|               |  |            |
|---------------|--|------------|
| XVII.1        | Introduzione   | 303        |
| XVII.2        | La piena del 2012 e il primo intervento  | 304        |
| XVII.3        | Il secondo intervento  | 308        |
| <b>XVIII.</b> | <b>SPENCER DAM (U.S.A.) - COLLASSO DELLO SBARRAMENTO PER ICE RUN 310</b>   |            |
| XVIII.1       | Introduzione   | 311        |
| XVIII.2       | L'incidente  | 315        |
| XVIII.3       | L'inchiesta successiva all'incidente   | 317        |
| <b>XIX.</b>   | <b>TRAVERSA DI SUIO - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLO SBARRAMENTO</b>   | <b>320</b> |
| XIX.1         | Introduzione   | 321        |
| XIX.2         | descrizione delle opere originali  | 321        |
| XIX.3         | Interventi dal periodo post-bellico al 1990  | 323        |
| XIX.4         | Progetto esecutivo degli interventi di consolidamento dello sbarramento del 1991 e lavori tra gli anni 1993 e 1995 | 325        |
| XIX.4.1       | Inquadramento generale   | 325        |
| XIX.4.2       | Linee di progetto ed intervento  | 326        |
| XIX.5         | Progetto degli interventi di completamento ed esecuzione dei lavori nell'anno 2001-2002                            | 330        |
| XIX.1         | Risultati del monitoraggio dal termine dei lavori  | 333        |
| <b>XX.</b>    | <b>TRAVERSA DI VIZZE - RIMOZIONE DEI SEDIMENTI ACCUMULATI PRESSO LA TRAVERSA SUL RIO VIZZE</b>                     | <b>335</b> |
| XX.1          | Introduzione   | 336        |
| XX.2          | Scopo del lavoro   | 337        |
| XX.3          | Progetto di rimozione dei sedimenti  | 337        |
| XX.4          | Intervento di dragaggio  | 338        |
| XX.5          | Mezzi e attrezzature   | 341        |
| XX.6          | Refluimento in cassa di colmata  | 343        |
| XX.7          | Rilievi batimetrici di prima e seconda pianta  | 345        |

## INDICE DELLE FIGURE

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 - Traversa a soglia fissa di Soverzene (BL).....  | 24 |
| Figura 2 - Traversa mobile di Ponte Annibale (CE) .....  | 25 |
| Figura 3 - Sbarramento di Alanno (PE): traversa e diga in terra.....   | 25 |
| Figura 4 - Traversa mobile di Castel Giubileo (RM) vista da monte.....   | 26 |
| Figura 5 - Inflatable rubber dam (Rubena®) .....   | 27 |
| Figura 6 - Traversa di S. Damiano (CN) .....   | 29 |
| Figura 7 - Diga di S. Lazzaro (PS) .....   | 29 |
| Figura 8 - Definizione di argini e dighe di arginamento .....  | 38 |
| Figura 9 - Danni per erosione a monte nella traversa di Soverzene (BL) .....   | 41 |
| Figura 10 - Tipico reticolo di flusso al di sotto di una traversa .....  | 44 |
| Figura 11 - Spencer Dam marzo 2019 (USA).....  | 47 |
| Figura 12 - Parametri altezza traversa di Isola Serafini (PC) .....  | 50 |
| Figura 13 - Schema livelli idrici di una traversa mobile .....   | 52 |
| Figura 14 - Stralcio progetto idraulico della traversa di Isola Serafini .....   | 56 |
| Figura 15 - Possibile schema delle azioni dovute alla spinta idrostatica di monte e di valle.....  | 60 |
| Figura 16 - Sezione trasversale tipo di una traversa fissa .....   | 66 |
| Figura 17 - Schema di risalto idraulico a valle di una traversa.....   | 68 |
| Figura 18 - Esempio di struttura “ibrida”: sbarramento di Pontecorvo (FR) .....  | 70 |
| Figura 19 - Traversa di Suio (CE), opera di presa .....  | 75 |
| Figura 20 - Sezione trasversale di una traversa con centrale di produzione idroelettrica .....   | 76 |
| Figura 21 - Planimetria di una traversa con centrale di produzione idroelettrica .....   | 76 |
| Figura 22 - Sezione centrale di produzione idroelettrica e turbina .....   | 77 |
| Figura 23 - Traversa e centrale di Nazzano (RM) .....  | 77 |
| Figura 24 – Traversa e centrale di Trezzo d’Adda (MI).....   | 80 |
| Figura 25 - Traversa di Alcalá del Río sul fiume Guadalquivir (Spagna).....  | 82 |
| Figura 26 - Sistema di monitoraggio dei laghi prealpini.....   | 83 |
| Figura 27 - Traversa di Sarnico (BG) all’emissario del lago di Iseo .....  | 84 |
| Figura 28 - Grafico del sistema di regolazione dei laghi .....   | 85 |
| Figura 29 - Traversa di Alviano (TR) .....   | 86 |
| Figura 30 - Sbarramento della Miorina (VA) sull’emissario del Lago Maggiore .....  | 88 |
| Figura 31 - Scala pesci a servizio della traversa di Isola Serafini (PC) .....   | 89 |
| Figura 32 - Esempi relazione tra profondità e velocità dell’acqua e livello di pericolo<br>rispettivamente per persone adulte ed edifici (da Downstream hazard Classification Guidelines<br>– USBR [29]) ..... | 99 |

Figura 33 - Traversa di Flix sul fiume Ebro (Spagna) ..... 100  
Figura 34 - Esempio di check list per controllo paratoie..... 104  
Figura 35 - Traslazione della paratoia cilindrica della traversa di S. Caterina sull'Adige (VR) 106

## 0. PREMESSA

Il presente rapporto illustra l'attività svolta dal Gruppo di Lavoro (GdL) ITCOLD "Traverse", sviluppatasi tra la metà dell'anno 2019 e il 2022 con riferimento ai Terms of Reference assegnati da ITCOLD al GdL e di seguito riportati. Nel corso del 2023 sono state apportate alcune integrazioni al testo.

### TERMS OF REFERENCE

- ✓ Riferimenti normativi applicabili
- ✓ Elementi di specifica vulnerabilità riscontrati nella vita di queste opere. (es: fenomeni erosivi per il transito portate, sifonamento, problemi da trasporto di materiale galleggiante, etc.). Case histories di particolare interesse
- ✓ Elementi idrologico-idraulici (es: influenza della traversa sul transito piene, sopralzo livelli a monte, franchi alla sezione diga e lungo gli argini, rischio aggiramento, possibili criticità nella movimentazione paratoie, etc.)
- ✓ Elementi strutturali-geotecnici (es: sifonamenti in fondazione, deformazioni fondazione, erosioni e sotto-escavazioni, distacchi platee-fondazioni, carico sismico trasversale, etc.)
- ✓ Monitoraggio e controllo (es: rilievi batimetrici periodici al piede di monte e di valle, Metodo Osservazionale, ...)
- ✓ Gestione delle interferenze con altre attività umane in alveo sia nell'ordinario sia in caso di emergenza
- ✓ Manutenzione (con particolare attenzione agli aspetti collegati all'operatività degli organi di scarico)
- ✓ Ristrutturazione / Riabilitazione - Case Histories

### NOTA

Le informazioni, analisi e conclusioni contenute nel presente bollettino sono rivolte a tecnici in grado di comprenderne significato, portata e limiti. Malgrado l'attenzione impiegata nella redazione di questo testo, non è ovviamente possibile garantirne la completezza e l'eshaustività.

Si declina pertanto qualsiasi responsabilità derivante dall'interpretazione o dalla possibile applicazione del contenuto del presente documento.

I contenuti sono stati liberamente forniti dai componenti del GdL.

## 1. CLASSIFICAZIONE, TIPOLOGIE, DEFINIZIONI E NORMATIVA SPECIFICA DI RIFERIMENTO

Il presente bollettino ha per oggetto le strutture idrauliche identificate come traversa, intesa come sbarramento trasversale ad un corso d'acqua che ne modifica le caratteristiche di flusso rispetto alla situazione naturale, creando un battente d'acqua senza tuttavia debordare sostanzialmente dai limiti dell'alveo o arginali. Il documento non si limita all'esame ed allo studio di traverse ricomprese, per caratteristiche di altezza o di volume di invaso, tra le grandi dighe, ma estende il campo di indagine e di valutazione anche a strutture di competenza regionale, in particolare nei casi in cui per importanza e dimensioni esse siano paragonabili a sbarramenti di competenza statale.

Data l'attuale situazione italiana, che vede uno sviluppo molto limitato di nuovi sbarramenti di importanza rilevante, si pone una particolare attenzione al tema delle traverse esistenti ed alle attività di verifica e riqualificazione a cui esse possono essere sottoposte.

Al di là delle difficoltà a trovare, nella normativa tecnica, una definizione sintetica ed esaustiva di traversa che la distingua da altre strutture analoghe, come si vedrà nel paragrafo 1.1, si possono chiaramente distinguere due tipologie principali: le traverse fisse e le traverse mobili.

Le traverse fisse sono costituite da un'opera di sbarramento in alveo, realizzata in calcestruzzo o in materiale sciolto; tali opere sono tracimabili o, in particolare se in materiali sciolti, associate ad una parte tracimabile per consentire il transito delle piene; è anche possibile che siano provviste di organi sghiaiatrici in prossimità dell'opera di presa per facilitarne la pulizia o di uno scarico di esaurimento. Possono anche essere dotate di un ponte stradale o di servizio per facilitarne le operazioni di gestione.

Le condizioni di funzionamento prevedono un livello idrico a monte inferiore al ciglio sfiorante per portate in arrivo inferiori a quella derivata e sfioro dalla soglia sfiorante delle portate eccedenti quella derivata, in caso contrario.



Figura 1 - Traversa a soglia fissa di Soverzene (BL)

Le traverse mobili sono sbarramenti costituiti da una platea muraria il cui estradosso può essere a livello alveo o a un livello di poco superiore, da pile che spiccano dalla platea e da paratoie o altri organi di intercettazione interposti fra le pile.



Figura 2 - Traversa mobile di Ponte Annibale (CE)

Lo sbarramento può comprendere muri d'ala a protezione delle sponde in prossimità dello sbarramento e può prevedere uno o più ponti di servizio per la gestione delle paratoie.

In alcuni casi possono esistere solo i muri d'ala, tra i quali si trova l'organo di sbarramento.



Figura 3 - Sbarramento di Alanno (PE): traversa e diga in terra

Le condizioni di funzionamento prevedono un livello a monte pari o di poco inferiore alla quota di massima regolazione, con limitate escursioni dovute ad esigenze di esercizio, e paratoie normalmente chiuse. In condizioni di portate affluenti più elevate di quella derivabile, le paratoie vengono aperte in modo da consentire il transito della portata eccedentaria, mantenendo il livello di monte costante. Per portate molto elevate o durante le piene le paratoie vengono completamente aperte.

Le condizioni di funzionamento a massimo carico dell'opera corrispondono perciò al livello di massima regolazione (livello idrico alla quota del ciglio superiore delle paratoie), portata in arrivo completamente derivata e portata in alveo a valle in genere limitata al deflusso ecologico.

La condizione opposta si verifica con il transito della piena di progetto; in tale caso le paratoie sono completamente aperte e l'opera non offre resistenza apprezzabile al passaggio della portata in transito determinando un rigurgito analogo a quello delle pile di un ponte; l'impegno statico dell'opera è limitato all'azione della corrente sulle pile.

Per portate del corso d'acqua comprese tra la portata massima derivabile e la piena di progetto vi sono in genere situazioni intermedie con sfioro o con scarico di parte della portata in arrivo.

Come accennato, in caso di modeste altezze di ritenuta, esistono anche traverse di fatto prive di pile intermedie, di tipo Poirée o con elementi abbattibili ruotanti su asse orizzontale o verticale.

Una particolare tipologia di traversa mobile è quella caratterizzata da soglia fissa sormontata da una struttura gonfiabile (*inflatable rubber dam*), comunemente detta "gommone", saldamente ancorata alla soglia fissa e, lateralmente, ai muri d'ala o a pile intermedie. Essa permette una sopraelevazione della soglia fissa stessa in condizioni normali e il completo abbattimento della parte gonfiabile in condizione di piena. Il "gommone" può essere gonfiato con aria o con acqua.

Esistono poi strutture miste, che possono essere costituite da sezioni mobili, soglie fisse trascinabili e strutture fisse non trascinabili.

Dal punto di vista dell'esercizio, si possono distinguere tre tipologie principali di traverse:



Figura 4 - Traversa mobile di Castel Giubileo (RM) vista da monte

- quelle a servizio di una derivazione, il cui scopo è quello di sbarrare un corso d'acqua al fine di convogliarne la portata all'interno di una derivazione artificiale;
- quelle il cui scopo è di intercettare l'acqua e consentire la realizzazione di un salto idraulico, sfruttato direttamente in corrispondenza della traversa;
- quelle il cui scopo è regolare il livello e quindi la portata uscente all'emissario di un lago o invaso naturale.



Figura 5 - Inflatable rubber dam (Rubena®)

### 1.1 Classificazione e caratteristiche distintive

La prima difficoltà nello studio di questo tipo di sbarramenti è la mancanza di una definizione, tecnica e normativa, soddisfacente ed effettivamente in grado di descrivere sinteticamente e compiutamente l'insieme di tali strutture.

La questione non è di poco conto, in quanto le caratteristiche idrauliche, strutturali e funzionali delle traverse ne fanno una categoria particolare, a cui non sempre è possibile e corretto ascrivere norme e vincoli validi per le altre tipologie di dighe. Sebbene un tecnico non abbia dubbi nell'elencare una serie di caratteristiche distintive di queste opere, non appare semplice identificare quali, tra queste, siano quelle specifiche "necessarie e sufficienti" per la classificazione come traversa.

Alcune caratteristiche tipiche individuabili sono le seguenti:

- funzione principale di regolazione/stabilizzazione di un livello dell'acqua allo scopo di derivarne il flusso piuttosto che per la costituzione di un bacino di accumulo;
- presenza di tratti arginati a monte e a valle;
- rigurgito generato dall'opera sostanzialmente contenuto nell'alveo fluviale;
- caratteristiche geometriche simili dell'alveo a monte e a valle dell'opera;
- presenza di un ciglio sfiorante o di struttura mobile su quasi tutta la lunghezza dell'opera;
- possibile assenza di un coronamento propriamente detto, inteso come elemento strutturale trasversale al flusso, che rappresenta la parte superiore dello sbarramento costituendo tenuta idraulica, per cui solo al suo superamento inizia la tracimazione dell'opera;
- caratteristica di risultare "trasparente" rispetto a piene di entità rilevante, non modificandone quindi sostanzialmente il deflusso;

ITCOLD – Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

- rischio potenziale indotto a valle in genere minore di quello di una diga.

| Diga                 | Utilizzazione prevalente | Prov. | Regione          | Altezza (metri) L.584/94 | Volume (milioni di metri cubi) L.584/94 | Classificazione tipologia diga             | Anno inizio lavori | Anno fine lavori |
|----------------------|--------------------------|-------|------------------|--------------------------|---|--|--------------------|------------------|
| ALVIANO              | IDROELETTRICO            | TR    | UMBRIA           | 14,00                    | 10,65                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1962               | 1964             |
| ARDENNO              | IDROELETTRICO            | SO    | LOMBARDIA        | 9,00                     | 1,13                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1959               | 1962             |
| BARDELLO             | IDROELETTRICO            | VA    | LOMBARDIA        | 1,65                     | 9,87                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1927               | 1931             |
| CASTEL GIUBILEO      | IDROELETTRICO            | RM    | LAZIO            | 15,50                    | 26,00                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1947               | 1951             |
| CONCA                | POTABILE                 | RN    | EMILIA ROMAGNA   | 9,20                     | 2,20                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1971               | 1973             |
| GANNANO              | IRRIGUO                  | MT    | BASILICATA       | 18,60                    | 2,76                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1948               | 1959             |
| ISOLA SERAFINI       | IDROELETTRICO            | PC    | EMILIA ROMAGNA   | 26,50                    | 19,00                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1958               | 1962             |
| KNIEPASS             | IDROELETTRICO            | BZ    | TRENTINO ALTO A. | 21,20                    | 0,45                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1987               | 1991             |
| LA MORICA            | IDROELETTRICO            | TR    | UMBRIA           | 16,00                    | 0,48                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1937               | 1938             |
| LAGO DELLA MUTTA     | IDROELETTRICO            | BZ    | TRENTINO ALTO A. | 6,60                     | 1,58                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1960               | 1960             |
| LAGO D'IDRO          | IDROELETTRICO            | BS    | LOMBARDIA        | 8,02                     | 33,50                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1929               | 1930             |
| LAGO D'ORTA          | IDROELETTRICO            | VB    | PIEMONTE         | 1,10                     | 19,89                                   | TRAVERSA IN MURATURA DI PIETrame CON MALTA | 1885               | 1890             |
| LE GRAZIE            | IDROELETTRICO            | MC    | MARCHE           | 17,50                    | 1,77                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1960               | 1963             |
| MARMORE              | IDROELETTRICO            | TR    | UMBRIA           | 8,50                     | 7,61                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | N.D.               | 1965             |
| MAZZÈ CANAVESE       | IRRIGUO                  | TO    | PIEMONTE         | 10,34                    | 3,00                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | N.D.               | 1928             |
| MIORINA              | IRRIGUO                  | VA    | LOMBARDIA        | 3,30                     | 420,00                                  | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1938               | 1942             |
| NAZZANO              | IDROELETTRICO            | RM    | LAZIO            | 13,70                    | 18,00                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1952               | 1956             |
| NURAGHE PRANU ANTONI | IRRIGUO                  | OR    | SARDEGNA         | 20,80                    | 9,00                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1975               | 1983             |
| OLGINATE             | IRRIGUO                  | LC    | LOMBARDIA        | 3,90                     | 565,50                                  | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | N.D.               | 1944             |
| PANARO               | LAMINAZIONE              | MO    | EMILIA ROMAGNA   | 14,18                    | 20,00                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | N.D.               | 1970             |
| PERSANO              | IRRIGUO                  | SA    | CAMPANIA         | 13,60                    | 1,50                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1929               | 1932             |
| PONTE ANNIBALE       | IDROELETTRICO            | CE    | CAMPANIA         | 14,00                    | 7,40                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1953               | 1977             |
| PONTE BARCA          | IRRIGUO                  | CT    | SICILIA          | 16,00                    | 0,82                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1982               | 1988             |
| PONTE FELICE         | IDROELETTRICO            | VT    | LAZIO            | 12,90                    | 6,00                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1957               | 1959             |
| PORTO DELLA TORRE    | IDROELETTRICO            | VA    | LOMBARDIA        | 11,40                    | 5,70                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1951               | 1954             |
| ROBBIATE             | IDROELETTRICO            | LC    | LOMBARDIA        | 16,80                    | 2,50                                    | TRAVERSA IN MURATURA DI PIETrame CON MALTA | 1914               | 1919             |
| SALIONZE             | IRRIGUO                  | MN    | LOMBARDIA        | 6,90                     | 2.027,00                                | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1942               | 1950             |
| SAN DAMIANO          | IDROELETTRICO            | CN    | PIEMONTE         | 16,50                    | 0,29                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1926               | 1927             |
| SAN RUFFINO          | IRRIGUO                  | AP    | MARCHE           | 20,00                    | 2,58                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1951               | 1957             |
| SANTA VITTORIA       | IRRIGUO                  | OR    | SARDEGNA         | 12,55                    | 1,48                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | N.D.               | 1930             |
| SARNICO              | IRRIGUO                  | BS    | LOMBARDIA        | 4,50                     | 180,00                                  | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1931               | 1933             |
| SUIO                 | IDROELETTRICO            | CE    | CAMPANIA         | 13,00                    | 2,11                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1947               | 1948             |
| TARSIA               | IRRIGUO                  | CS    | CALABRIA         | 16,10                    | 16,00                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1960               | 1966             |
| TRAVERSA RIO MINORE  | IRRIGUO                  | SS    | SARDEGNA         | 15,50                    | 59,38                                   | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1999               | 2003             |
| TREZZO SULL'ADDA     | IDROELETTRICO            | MI    | LOMBARDIA        | 10,00                    | 1,90                                    | TRAVERSA IN CALCESTRUZZO                   | 1900               | 1904             |

Tabella 1 - Elenco delle opere classificate traverse tra le grandi dighe italiane (da [1])

Nella Tabella 1 è riportato un elenco delle opere classificate traverse tra le grandi dighe italiane [1]<sup>1</sup>: si tratta di 35 opere con numerosi elementi in comune, ma che non è scontato riconoscere in una classificazione rigorosamente definita; anzi da un loro esame anche sommario risultano situazioni alquanto dubbie. Una rapida rassegna mostra che alcune di esse, come gli sbarramenti sul Tevere di Nazzano, Ponte Felice e Castel Giubileo, qui classificate traverse, da FCEM risultano definite come dighe a gravità.



Figura 6 - Traversa di S. Damiano (CN)



Figura 7 - Diga di S. Lazzaro (PS)

---

<sup>1</sup> Quello citato è un elenco contenuto in una pubblicazione ufficiale ma non è l'unico disponibile: altre liste si differenziano leggermente da questa, riportando per esempio anche alcune opere di laminazione, a conferma di quanto detto in merito ai problemi di classificazione. Il numero è sempre di 35 - 40 traverse.

Per altre la classificazione di traversa è dubbia. Per esempio, dal confronto di Figura 6 e Figura 7 risulta che gli sbarramenti di S. Damiano e quello di S. Lazzaro sono molto simili, ma mentre il primo è classificato come traversa il secondo è qualificato diga a gravità; da rilevare che entrambe hanno connotati poco rispondenti alle caratteristiche sopra riportate.

Tutto ciò conferma una certa difficoltà nell'individuazione di caratteristiche specifiche e distintive per queste opere.

## 1.2 Definizione di traversa

Occorre premettere che quello della definizione è un punto fondamentale: se da un lato, infatti, potrebbe apparire abbastanza pleonastico, dall'altro riveste un'importanza davvero critica se in base ad esso si definiscono requisiti ed obblighi normativi, in particolare per strutture esistenti.

Il vocabolario Treccani alla voce “diga” fornisce la seguente definizione:

*L'opera ha propriamente il nome di diga quando l'innalzamento del pelo libero provocato nel corso d'acqua è tale che le acque a monte invadono un territorio più grande di quello occupato in precedenza dall'alveo; quando invece il rigurgito è tutto compreso nell'alveo (in tal caso l'innalzamento del pelo libero ha valori modesti), lo sbarramento prende più propriamente il nome di traversa.*

La definizione è interessante ed utile, ma sicuramente non sufficiente ad esaurire il problema.

La Normativa italiana non risolve in modo del tutto soddisfacente tale aspetto. Infatti, mentre i primi strumenti legislativi relativi agli sbarramenti non fornivano distinzioni tra dighe e traverse, il D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363 prevede una specifica definizione e classificazione per le traverse, descritte come “gli sbarramenti che determinano un rigurgito contenuto nell'alveo del corso d'acqua”. La medesima definizione è riportata nel Decreto del Ministro dei LL.PP. 24 marzo 1982 *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*, noto anche come DM 82 (denominazione che verrà utilizzata nel seguito).

Il Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*, noto anche come NTD 2014 (denominazione che verrà utilizzata nel seguito), definisce invece “traversa fluviale” ogni sbarramento “avente la funzione primaria di stabilizzare a un valore assegnato la quota idrica a monte; pertanto, può essere secondaria la funzione di regolazione delle portate”.

Le due definizioni colgono due aspetti importanti delle traverse, ma probabilmente non ne descrivono a sufficienza le caratteristiche idrauliche; si può inoltre rilevare che verrebbero escluse opere con caratteristiche strutturali molto simili a quelle tipiche delle traverse, ma che hanno funzione di regolare volumi rilevanti, come gli sbarramenti a guardia degli emissari dei grandi laghi naturali, quali Miorina, Sarnico o Salonze.

Tutto ciò conferma che trovare una definizione sintetica che riassume sia le caratteristiche idrauliche e funzionali, sia quelle morfologiche e geometriche è davvero difficile. Volendo associare prescrizioni normative esclusive e vincolanti ad una definizione specifica, è necessario declinare maggiormente le caratteristiche dell'opera in termini di caratteristiche morfologiche proprie dell'opera e dell'alveo, del volume regolato, del comportamento rispetto alle portate di piena e delle caratteristiche di rischio a valle.

## 1.3 Normativa specifica italiana e problematiche nella sua applicazione

Il tema dei riferimenti normativi è strettamente connesso con quello della definizione di traversa, come accennato al punto precedente. L'evoluzione nel tempo del quadro regolatorio in materia potrebbe essere alla base di alcune incongruenze e difficoltà che si riscontrano oggi nell'applicazione rigorosa della normativa.

La normativa storica relativa agli sbarramenti, ormai superata (Decreto Min. LL.PP. 2 aprile 1921, R.D. 31 dicembre 1925, n. 2540, R.D. 1° ottobre 1931, n. 1370), non parla esplicitamente di traverse ma piuttosto di dighe di ritenuta intese come strutture atte a trattenere e contenere l'acqua allo scopo di costituire un invaso; se ne può dedurre, e l'analisi di alcuni progetti lo conferma, che le traverse non dovessero rispettare le stesse normative delle dighe propriamente dette, ma che nella progettazione e nel calcolo seguissero criteri applicabili ad altre strutture di genio civile. A conferma di ciò si può anche osservare che nella fondamentale pubblicazione ANIDEL [2] non si trova citata tra le monografie alcuna opera che risponda all'attuale concezione di traversa fluviale.

Il D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363 per la prima volta tratta l'argomento in modo specifico: il capitolo IV della Parte Seconda, oggi abrogata, è dedicato alle traverse fluviali e, come sopra accennato, ne riporta una prima definizione, per quanto abbastanza vaga<sup>2</sup>; è di particolare interesse anche la definizione di volume d'invaso di una traversa, pari al volume compreso fra profilo di rigurgito massimo e il profilo di magra. Non vi è invece nessuna indicazione specifica per piena di progetto, franchi, argini.

Analoga definizione di traversa fluviale è contenuta nel DM 82, che dedica a questo tipo di sbarramenti il capitolo L<sup>3</sup> in cui, rispetto al D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363 si aggiungono nuovi dettagli, come quello relativo al rigurgito su argini esistenti.

---

<sup>2</sup> Per traverse fluviali si intendono gli sbarramenti che determinano un rigurgito contenuto nell'alveo del corso d'acqua.

Sono soggette al presente regolamento quelle che danno luogo nell'alveo ad un volume d'invaso fra profilo di rigurgito massimo e profilo di magra, superiore a 100.000 m<sup>3</sup>, qualunque sia il dislivello fra la quota di massima ritenuta e la quota minima del pelo liquido a valle.

Prima dell'esecuzione dell'opera sarà accuratamente rilevata la costituzione del terreno di fondazione per accertarne l'idoneità a sopportare i carichi trasmessi dallo sbarramento e, nel caso che le strutture di fondazione siano contenute nel materiale alluvionale, per determinarne le caratteristiche di permeabilità allo scopo di poter fare previsioni sul moto di filtrazione che verrà a stabilirsi al disotto delle fondazioni stesse.

In relazione a tale moto di filtrazione dovrà essere dimostrata la stabilità dei materiali d'alveo.

Le verifiche di stabilità dovranno essere condotte sia per le pile come per le strutture intermedie (platee) considerando le condizioni di lavoro più sfavorevoli e tenendo conto dei pesi della struttura, di quelli delle paratoie, degli sforzi per la manovra di queste ultime, della spinta idrostatica e delle sottopressioni in fondazione.

In particolare per le platee dovrà essere verificato che la componente verticale della sottospinta risultante dalle sottopressioni sia inferiore al peso della platea stessa e della lama d'acqua (valutata con l'altezza minima sulla platea). Dovrà inoltre effettuarsi la verifica allo scorrimento della platea e delle pile.

Per la determinazione della sollecitazione sul terreno non si terrà conto della sottopressione sulle fondazioni. Il progetto dovrà altresì considerare:

- 1) la difesa dalle erosioni del fondo e delle sponde a valle della struttura, in base ad esperienze su modello per le opere più importanti;
- 2) il rigurgito provocato dalla struttura ed i conseguenti provvedimenti di difesa a monte;
- 3) la sicurezza e rapidità della manovra delle paratoie.

<sup>3</sup> Per traverse fluviali si intendono gli sbarramenti che determinano un rigurgito contenuto nell'alveo del corso d'acqua.

Sono soggette alle presenti norme quelle che determinano un volume totale di invaso superiore a 100.000 m<sup>3</sup> qualunque sia l'altezza della struttura.

Nel caso che il rigurgito interessi argini già esistenti, deve essere dimostrata l'idoneità di essi in condizioni di sicurezza alla permanente trattenuta dell'acqua.

In sede di progettazione esecutiva dell'opera è da rilevare dettagliatamente la costruzione del terreno di fondazione per accertarne l'idoneità a sopportare i carichi trasmessi dalla struttura nonché la permeabilità nel caso di formazioni sciolte; corrispondentemente dovranno essere determinate le caratteristiche del moto di filtrazione che verrà a stabilirsi al di sotto delle fondazioni e previsti i dispositivi per la limitazione delle perdite e che debbono anche determinare la sicura stabilità del terreno e delle strutture.

La legge che ha definito la competenza, statale o regionale, sulla vigilanza degli sbarramenti (art.1 D.L. 507/1994, convertito in L. 584/1994), da applicarsi a “dighe di ritenuta o traverse”, a differenza delle normative sopra citate, non riporta differenti definizioni e requisiti per le dighe e le traverse, ma per entrambe le strutture specifica l’altezza e il volume di invaso come di seguito riportato: “l’altezza della diga è data dalla differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti; il volume d’invaso è pari alla capacità del serbatoio compreso tra la quota più elevata delle soglie sfioranti degli scarichi, o della sommità delle eventuali paratoie, e la quota del punto più depresso del paramento di monte”.

Detta definizione è stata ulteriormente precisata dalla Circ. P.C.M. n.22806/1995 al p.to F, che come il decreto precedente non differenzia tra dighe e traverse; essa dispone che “con il termine di *altezza* si intende la differenza tra la quota del piano di coronamento, ovvero del ciglio più elevato di sfioro nel caso di traverse prive di coronamento, e quella del punto più depresso dei paramenti da individuare su una delle due linee di intersezione tra paramenti e piano di campagna. Con il termine *volume di invaso* si intende la capacità del serbatoio compresa tra la quota più elevata delle soglie sfioranti degli scarichi, o della sommità delle eventuali paratoie (quota di massima regolazione), e la quota del punto più depresso del paramento di monte da individuare sulla linea di intersezione tra detto paramento e piano di campagna”.

È andata persa così l’opportuna differenziazione di principio nella definizione di altezza e volume di invaso per dighe e traverse, che nel secondo caso, fino al 1994, faceva più correttamente riferimento alla differenza di livello introdotta dalla traversa rispetto al corpo idrico originario.

Un ulteriore problema è stato introdotto dalla Legge 28 maggio 2004, n. 139, che all’art. 4 *Rivalutazione delle condizioni di sicurezza delle grandi dighe*, per la prima volta prevede l’applicazione delle norme tecniche di nuova emissione anche alle strutture esistenti, stabilendo di fatto in modo esplicito la retroattività delle norme stesse: quindi sbarramenti realizzati con definizioni e regole differenziate rispetto alle dighe di ritenuta vengono assoggettati sostanzialmente ad un’unica normativa.

Le attuali Norme Tecniche, NTD 2014, non risolvono, ma anzi rendono più evidente questo problema: nel capitolo F, dedicato alle traverse<sup>4</sup>, oltre alla citata e vigente definizione di traversa come “sbarramento

---

Le verifiche di stabilità delle strutture saranno da eseguire sia per le pile che per i dispositivi intermedi (platee), ponendo in conto anche le eventuali azioni sismiche. Il progetto deve altresì prevedere:

- 1) la difesa dalle erosioni del fondo e delle sponde dell’alveo a valle della struttura, ricorrendo in proposito ad esperienze su modello per le opere più importanti;
- 2) il rigurgito provocato dalla struttura ed i conseguenti provvedimenti di difesa a monte;
- 3) i sistemi di comprovata affidabilità di manovra delle paratoie.

<sup>4</sup> È definita traversa fluviale ogni sbarramento avente la funzione primaria di stabilizzare a un valore assegnato la quota idrica a monte; pertanto può essere secondaria la funzione di regolazione delle portate. Si distinguono in traverse a soglia fissa e traverse mobili o presidiate da paratoie.

Per i corsi d’acqua arginati, si applicano tutte le disposizioni delle presenti norme agli argini del tronco fluviale compreso tra la traversa e la sezione di incrocio del profilo di rigurgito che si diparte dalla traversa alla quota massima di regolazione con il profilo che si realizzava nelle condizioni naturali del corso d’acqua con la portata mediamente superata 270 giorni all’anno, antecedentemente alla costruzione della traversa.

Qualora il rigurgito che si diparte dalla traversa interessi argini già esistenti, deve essere dimostrata la loro idoneità alla permanente trattenuta dell’acqua in condizioni di sicurezza. In particolare le verifiche di sicurezza degli argini devono considerare la permanenza in alveo di un livello di pelo libero pari alla quota massima di invaso. Il limite dei tronchi arginali interessati dal volume di rigurgito deve essere materializzato sul terreno. In ogni caso, le portate di progetto per il dimensionamento della traversa e degli eventuali argini dell’impianto devono coincidere.

Il profilo di piena corrispondente alla portata di dimensionamento definita al cap. C.1 è determinato considerando che:

- 1) per le traverse a soglia fissa, siano chiusi tutti gli scarichi ausiliari (prese, luci sghiaiatrici, ecc.) e la portata passi interamente sulla soglia fissa. Il calcolo deve considerare la occlusione di almeno il 20% della luce libera causata da

avente la funzione primaria di stabilizzare a un valore assegnato la quota idrica a monte” per cui “può essere secondaria la funzione di regolazione delle portate”, sono riportate prescrizioni decisamente più puntuali ed impattanti, in particolare per il dimensionamento idraulico.

Alle traverse poi si devono applicare le prescrizioni del capitolo C, comune a tutti i tipi di strutture considerate nella Norma, tra cui quelle relative alle portate di progetto, ai dispositivi di scarico ed ai franchi, che fino al DM 82 non rientravano invece tra le “Norme Generali”. Per le traverse esistenti inoltre si devono applicare le prescrizioni del capitolo H senza nessuna differenziazione rispetto alle dighe.

In sostanza, a seguito dell’emissione delle NTD 2014, le traverse di nuova costruzione, e per quanto riguarda le verifiche di sicurezza anche le traverse esistenti, si vedono attribuire una serie di regole, definizioni, criteri di classificazione e prescrizioni prima non previsti.

La previgente normativa tecnica, sia quella più datata, sia quella approvata con il DM 82, era meno dettagliata e non dettava rigide regole riguardo, per esempio, alla quota di massimo vaso ed al franco netto; ciò faceva sì che le verifiche di sicurezza idraulica di questo tipo di opere potessero essere valutate con maggiore elasticità, ed inoltre anche le disposizioni inerenti agli argini a monte erano trattate con meno vincoli prescrittivi.

D’altra parte, gli strumenti legislativi precedenti agli anni 2000 erano applicabili solo ai progetti in corso, non agli sbarramenti esistenti, per cui fino ad allora non si poneva il problema dell’”adeguamento” di queste strutture a normative di nuova emissione.

### **1.3.1 Difficoltà applicative della normativa vigente**

Alla luce di quanto detto sopra, nel seguito sono elencate le principali difficoltà poste dalla Norma vigente, riscontrate dalla stessa DGD nel corso delle attività istruttorie.

- La definizione di traversa, basata solo sulla funzione idraulica senza tenere conto delle caratteristiche strutturali dell’alveo e dello sbarramento, condurrebbe a rivedere in numerosi casi le attuali classificazioni.
- La definizione di volume d’invaso, che non tiene conto in alcun modo del fatto che l’alveo è comunque occupato dal flusso naturale per un’aliquota non irrilevante, fa sì che qualsiasi opera di sbarramento, anche di altezza molto modesta, inserita lungo un corso d’acqua di una certa rilevanza per area della sezione e a debole pendenza d’alveo può rientrare, a causa del volume invasato, nella competenza statale senza giustificati motivi attinenti alla sicurezza.
- La mancata differenziazione in termini di tempi di ritorno della piena di progetto e di franco tra dighe e traverse, può portare ad un immotivato sovradimensionamento idraulico per le traverse di nuova realizzazione, e a insormontabili difficoltà per la verifica delle traverse esistenti. Sarebbe più congruo considerare franchi differenziati e valori di portata di progetto più consoni con quelli che effettivamente possono transitare nella sezione di sbarramento.
- Il dover considerare gli argini alla stregua di dighe in terra, se realizzati in materiali sciolti, porterebbe ad un ulteriore aggravio in termini di franco, così come le prescrizioni in merito alla possibile

---

accumulo di materiale galleggiante a monte delle pile della passerella sormontante lo sfioratore; la riduzione della luce libera sale al 50% se la luce tra le pile è non superiore a 12 m.

- 2) per le traverse mobili, sia chiuso, per blocco delle paratoie, almeno il 30% delle luci principali se queste hanno larghezza non inferiore a 12 m; in caso contrario, il calcolo deve considerare la occlusione di almeno il 50% della residua luce libera per eventuale accumulo di materiale galleggiante.

Nella progettazione della traversa devono essere studiate le condizioni di trasporto solido nel fiume da sbarrare, per valutare l’entità dell’erosione a valle e dell’interrimento a monte dell’opera, da considerare ai fini della verifica delle condizioni di sicurezza dello sbarramento. Ogni studio su modello idraulico riguardante la interazione tra la struttura e il letto fluviale deve considerare il fondo mobile in condizioni di letto vivo, a meno che non sia altrimenti giustificato.”

ostruzione o malfunzionamento delle luci, che dovrebbero invece considerare, per le dighe esistenti, i dati sull'efficienza e funzionalità degli scarichi nel corso dell'esercizio.

- Le modalità di dimensionamento e verifica degli argini non devono portare a differenziare in modo immotivato i margini di sicurezza di quelli prossimi alla traversa e degli argini fluviali più distanti; è necessario chiarire anche la questione della competenza a vigilare evitando sovrapposizioni tra Autorità idraulica e DGD.

Nei successivi capitoli, in particolare nel capitolo 3, si è cercato di avanzare qualche proposta per superare queste difficoltà nell'applicazione della Norma.

### **1.3.2 La normativa regionale**

Merita un accenno anche la normativa regionale in materia che tratta di dighe e traverse minori; in genere la definizione di traversa è quella già contenuta nel DM 82, ma sono talvolta presenti alcune sotto classificazioni di traverse ed alcuni metodi per la valutazione del rischio che potrebbero fornire spunti utili anche per le traverse di competenza statale. Si vedano a tal proposito il capitolo 7 ed il Bollettino ITCOLD “Le piccole dighe in Italia” [3]. Vale la pena citare anche la recente normativa della Regione Piemonte [4] che contiene molte personalizzazioni in merito alle traverse.

## **1.4 La “Proposta di revisione della normativa tecnica vigente in materia di traverse fluviali” del marzo 2021**

Nel marzo del 2021, a lavori del GdL ITCOLD Traverse già avanzati, la Direzione Generale Dighe (DGD) inviò ad alcuni soggetti istituzionali interessati ed esperti del settore (ITCOLD, Associazione Idrotecnica Italiana, Associazione Geotecnica Italiana) la “Proposta di revisione della normativa tecnica vigente in materia di traverse fluviali”, informando che la stessa DGD aveva istituito un apposito Gruppo di Lavoro con il compito di formulare una proposta di revisione delle Norme Tecniche contenute nelle NTD 2014 sullo specifico argomento delle traverse fluviali.

L'esigenza di avviare un processo di aggiornamento delle norme citate era infatti già stata espressa dalla Commissione di monitoraggio istituita ai sensi dell'art. 2 delle NTD 2014 medesime ed era stata confermata nell'ambito dell'attività di controllo e approvazione delle rivalutazioni delle condizioni di sicurezza delle traverse esistenti e nell'istruttoria dei progetti di miglioramento; si era rilevato che anche l'applicazione dell'impianto normativo tecnico vigente a traverse di nuova costruzione presentava numerose criticità, anche in relazione alla loro interferenza con eventuali arginature preesistenti.

La DGD trasmetteva pertanto una prima proposta di riformulazione del capitolo delle NTD 2014 dedicato alle traverse per eventuali osservazioni o proposte di modifica.

La proposta appare interessante sotto molteplici punti di vista e costituisce un riferimento per qualsiasi discussione in merito. I punti principali del documento sono riportati nei seguenti paragrafi.

### **1.4.1 Definizioni**

A parere della DGD risulta essenziale circoscrivere l'ambito di applicazione della proposta di revisione normativa alle sole opere rispondenti a determinate caratteristiche, al di là delle attribuzioni da Foglio Condizioni o di altre classificazioni. Viene quindi introdotta una definizione più rigorosa e articolata di “traversa fluviale” in cui viene ribadita la caratteristica di opera non destinata a regolare volumi di invaso, ma a produrre esclusivamente un rigurgito contenuto nell'alveo (sia esso naturale o arginato). Viene però introdotto il concetto nuovo secondo cui la “traversa” non deve introdurre nell'alveo incrementi di rischio idraulico rispetto alle condizioni preesistenti; pertanto, tali opere devono potersi considerare “trasparenti” in occasione del transito della portata di piena di dimensionamento degli argini fluviali a monte ed inoltre

le aree di allagamento in caso di ipotetico collasso devono, al massimo, coinvolgere territori già interessati dal transito delle portate naturali associate ad un tempo di ritorno di 500 anni. Con la presente definizione sono conseguentemente escluse dalla definizione di “traversa” le opere di sbarramento a regolazione dei grandi laghi naturali.

La quota di coronamento viene definita come quota del piano carrabile o pedonale posizionato alla sommità dell’opera o quota più elevata degli elementi strutturali (pile o spalle) che possono costituire ritenuta idraulica, oltre la quale avviene la tracimazione della traversa; viene peraltro lasciata aperta la possibilità di specificamente valutare la suddetta quota in accordo con l’Autorità vigilante nel caso di conformazioni geometriche particolari.

Per quanto riguarda il volume di invaso, viene ripresa la definizione riportata nella previgente normativa tecnica di cui al DM 82, intendendo conseguentemente superare quella attuale (L. 584/1994).

#### ***1.4.2 Dimensionamenti idrologici e idraulici per le traverse di nuova costruzione***

La portata di piena di progetto deve essere valutata attraverso opportune modellazioni idrologiche che tengano in conto la laminazione propria del bacino imbrifero sotteso dalla traversa, quindi anche di eventuali esondazioni a monte.

Il dimensionamento degli scarichi deve essere effettuato in base ad un tempo di ritorno corrispondente a quello assunto per il dimensionamento del complesso delle arginature fluviali a monte e a valle, purché non inferiore ai 200 anni; si deve tenere conto di possibili parziali occlusioni/malfunzionamenti di luci e paratoie a presidio degli scarichi stessi. Tale impostazione deriva dalla considerazione che appare estremamente probabile che per le traverse, in corrispondenza dell’eventuale transito di portate associate a tempi di ritorno superiori (quali quelli assunti per il dimensionamento delle dighe), le aree interessate dallo sbarramento risultino già allagate a causa di tracimazioni diffuse a monte.

I franchi idraulici rispetto sia al coronamento, sia agli eventuali argini presenti, devono essere almeno pari a quelli imposti per gli argini esistenti e comunque non inferiori ad 1 metro. Se il rigurgito interessa argini esistenti, deve esserne dimostrata la condizione di sicurezza alla permanente trattenuta dell’acqua.

#### ***1.4.3 Verifiche statiche e sismiche delle traverse di nuova costruzione***

Dal punto di vista della sola sicurezza statica del manufatto, è richiesta la verifica con una portata pari a quella con tempo di ritorno di 1000 anni; la verifica va eseguita con l’ipotesi di paratoie completamente aperte e senza intasamenti, per cui l’opera dovrebbe trovarsi in sostanziale stato di equilibrio idraulico tra monte e valle.

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) in fondazione devono essere effettuate nei confronti dell’eccesso di tensioni o deformazioni dei terreni per raggiungimento del carico limite dell’insieme fondazione-terreno e per scorrimento sul piano o superficie di fondazione o in corrispondenza di eventuali superfici interne ai terreni di fondazione.

Per le verifiche allo SLU di tipo geotecnico, nella combinazione fondamentale, si privilegia l’applicazione della combinazione 2 dell’approccio 1 (A2+M2+R2) prevista dalle NTC 2108, indicando i relativi coefficienti da utilizzare, mentre per le verifiche della struttura in elevazione, che devono essere svolte in funzione dello schema statico assegnato progettualmente all’opera e, quindi, per schemi statici riconducibili ad opere in cemento armato, è richiamato il rispetto delle relative disposizioni di cui alle NTC 2018.

Ai fini delle verifiche di sicurezza si ritiene ammissibile considerare i contributi di resistenza aggiuntivi offerti da elementi strutturali; ciò (in coerenza con quanto previsto dalle NTC 2018 per le fondazioni superficiali) senza in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno di valle, salvo tuttavia casi particolari da giustificarsi opportunamente (e comunque con un’aliquota non superiore al 50%

del contributo della resistenza passiva totale), e previa verifica dell'effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Per le verifiche in condizioni sismiche, nelle relative combinazioni – in coerenza con le NTD 2014 e con le NTC 2018 – viene confermata l'adozione di coefficienti unitari rispettivamente moltiplicativi delle azioni e riduttivi delle resistenze, mentre per il calcolo del tempo di ritorno dell'azione sismica si assume per la traversa una vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni ed un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1,5, assimilando la traversa ad un'opera di importanza rilevante e di dimensioni contenute secondo la tabella C2 di cui al punto § C.7.7.2. delle NTD 2014.

È richiamata l'attenzione sull'analisi di filtrazione, da condurre per le condizioni idrauliche più gravose e sulla cui base eseguire verifiche agli stati limite ultimi idraulici (sifonamento e sollevamento) secondo le disposizioni di cui alle NTC, sulla suscettibilità dei terreni alla liquefazione, sull'analisi del trasporto solido e delle erosioni, sulla cura per garantire l'affidabilità nella manovra degli organi di scarico.

#### **1.4.4 Verifiche delle traverse esistenti**

Analogamente all'impostazione delle vigenti NTD 2014, per le traverse esistenti - ai soli fini delle verifiche di sicurezza geotecniche e strutturali - la Proposta prevede che vengano graduati sia l'azione sismica, sia il tempo di ritorno della portata della piena di riferimento. Per quest'ultima il tempo di ritorno passa quindi da 1000 anni a 500 anni, mentre per il tempo di ritorno dell'azione sismica è permesso adottare un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1, assimilando di fatto la traversa ad un'opera di importanza normale secondo la tabella C2 di cui al punto § C.7.7.2. delle NTD 2014. Pertanto il periodo di riferimento  $V_R$  minimo, ai sensi della tabella H2 delle NTD 2014, è di 50 anni ed il periodo di ritorno dell'azione sismica risulta conseguentemente di 50 anni per lo SLD e di 975 per lo SLC.

La Proposta prevede l'obbligo di procedere almeno ad interventi di miglioramento sismico quando le analisi svolte (tenuto conto della  $V_N$  e del  $C_U$  della traversa esistente) lascino prevedere il raggiungimento dello SLC, ed almeno ad interventi di miglioramento della sicurezza strutturale se, con portate caratterizzate da un tempo di ritorno di 500 anni (escludendo le ipotesi di malfunzionamento/occlusione degli scarichi), non risultino soddisfatte le condizioni di sicurezza prescritte per le traverse di nuova costruzione.

Ai fini della valutazione della sicurezza idraulica (dimensionamento degli organi di scarico e rispetto dei franchi idraulici) la Proposta prevede di eseguire le verifiche valutando previamente le portate di piena anche con riferimento ai dati registrati durante l'esercizio dell'opera e comunque con il mantenimento di un tempo di ritorno minimo di 200 anni (già indicato per le traverse di nuova costruzione) prescrivendo, in caso di esito negativo, la necessità degli opportuni interventi di miglioramento.

Preventivamente alle verifiche, al fine di rilevare eventuali criticità connesse con fenomeni di accumulo di sedimenti e/o erosivi, è richiesta l'esecuzione di rilievi batimetrici.

#### **1.4.5 Osservazioni dei soggetti coinvolti ed ulteriori sviluppi**

ITCOLD, manifestando apprezzamento per gli utili ed indubbi elementi di personalizzazione, di semplificazione e di graduazione delle verifiche commisurati a connotazioni specifiche proprie di queste opere e offrendo la disponibilità ad un confronto e alla discussione di dettaglio sui singoli punti del documento, utilizzando anche la diretta esperienza in fatto di verifiche maturata da numerosi Soci, ha sottolineato alcuni aspetti che potrebbero meritare approfondimenti.

È stata condotta infatti un'analisi comparativa di casi campione per le verifiche sia in condizioni sismiche, sia allo scorrimento e al carico limite in fondazione nella combinazione fondamentale, applicando alternativamente sia quanto previsto nella Proposta, e in particolare la combinazione 2 dell'approccio 1

(A2+M2+R2), sia la NTD nella sua forma attuale, utilizzando l'approccio 2, combinazione A1+M1+R3. Da esse è risultata quanto meno la necessità di ulteriori approfondimenti e chiarimenti interpretativi in merito ad alcuni passaggi della Proposta.

Inoltre si ritiene debba essere approfondita la possibilità di non limitare al 50% della capacità nell'utilizzo l'utilizzo di cunei passivi di valle, per casistiche opportunamente giustificate da parte dei Verificatori.

Per quanto riguarda le verifiche idrauliche si è osservato che la Proposta non introduce elementi di personalizzazione per le opere esistenti rispetto alle traverse di nuova costruzione.

Si ritiene che, anche in conformità di quanto già previsto dal punto H.4.1. delle NTD 2014 per la valutazione della sicurezza idraulica di opere esistenti, un'ulteriore valorizzazione delle conoscenze derivabili sulla base dell'esercizio pregresso (in numerosi casi assai lungo e probante) e dalle attività di controllo e monitoraggio delle opere esistenti potrebbe permettere al Verificatore di individuare e proporre soluzioni alternative e personalizzate, ove adeguatamente giustificate.

Inoltre, almeno per le opere esistenti, sembrerebbe giustificato tener conto nella valutazione dello smaltimento delle piene anche delle paratoie sghiaiatrici, nonché di altri eventuali organi di scarico idonei all'evacuazione di portate, con la sola eventuale esclusione dell'opera di presa. Si riterrebbe inoltre auspicabile valutare la possibilità esplicita di una riduzione del franco nella verifica con luci parzialmente occluse.

La Proposta infatti ripropone le ipotesi già previste dalle NTD 2014 di malfunzionamento delle paratoie per ipotetico blocco o ostruzione a causa di materiale flottante che appaiono troppo gravose, specie nei casi – peraltro assai frequenti – di traverse dotate di poche luci presidiate e spesso di dimensioni inferiori a 12 m; si propone pertanto uno specifico ed ulteriore approfondimento in merito.

Si è anche a conoscenza di altre interessanti osservazioni da parte di alcune sezioni dell'Associazione Idrotecnica.

Si segnala infine – per completezza – che alla data di pubblicazione del presente bollettino sono in corso attività di revisione integrale delle vigenti «Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)», e che esse includono ulteriori aggiornamenti e modifiche rispetto a quanto contenuto nella suddetta proposta.

## 1.5 Riferimenti normativi di altri Paesi

Dalla ricerca effettuata, è risultato che in molti Paesi non esistono definizioni e disposizioni di legge specifiche per le traverse. La normativa tecnica francese [5], per esempio, non differenzia questo tipo di opere dalle altre dighe: le regole e i requisiti relativi alla sicurezza delle dighe dipendono principalmente dai seguenti elementi:

- la classificazione delle dighe (classi A, B e C) che è associata a criteri di altezza e volume dell'invaso. Date le loro dimensioni le traverse per lo più risultano in categoria C, quella di minore rilievo e con prescrizioni meno stringenti.
- il tipo di diga: rigida (cioè in calcestruzzo o in muratura) o in terrapieno (rockfill, terra, mista). Il tipo di diga ha riflessi in particolare sul tempo di ritorno della piena di progetto. Le traverse fluviali, fisse o mobili, sono realizzate in calcestruzzo e sono considerate dighe rigide.

Le traverse devono quindi soddisfare i requisiti legati alla loro classificazione senza alcuna specificità. Tuttavia, per la loro verifica, si considerano le situazioni specifiche legate a questo tipo di diga: per esempio i diversi livelli a monte e a valle che si incontrano in esercizio corrente e in piena.

Alcune indicazioni specifiche in merito alle traverse (*barrages mobiles*) sono invece contenute nelle guide del Comité Français des Grands Barrages, in particolare in quella dedicata ai "Petits Barrages" [6]. Uno degli aspetti più rilevanti è proprio la classificazione di queste opere tra le "piccole dighe", indipendentemente dal volume dell'invaso creato.

Anche la norma spagnola [7] non prevede differenziazioni di principio per le traverse (presa móvil): in questo caso, come si vedrà più diffusamente nel paragrafo 7.3, è prevista una classificazione di tutti gli sbarramenti basata sul rischio potenziale a valle [8], ed anche in questo caso la classe a cui appartiene la quasi totalità delle traverse è la meno critica. Tale classificazione ha incidenza, tra l'altro, sul tempo di ritorno della piena di progetto ed estrema, nonché sul tempo di ritorno dell'azione sismica da considerare.

Vi sono alcuni riferimenti specifici alle traverse nella normativa tedesca e svizzera, come riportato in dettaglio nei paragrafi successivi.

Anche se da tali disposti normativi possono essere presi alcuni spunti interessanti, si può concludere che né la legislazione di altri Paesi, né documenti di autorevoli istituzioni forniscono riferimenti inequivocabili per la definizione e l'inquadramento tecnico di queste strutture.

In generale risulta comunque che le norme reperibili sono in generale meno prescrittive e dettagliate della Norma italiana, con la tendenza a responsabilizzare maggiormente il Progettista nelle scelte tecniche.

### 1.5.1 Norme tedesche DIN

La Norma Tecnica tedesca DIN 19700, in particolare nella sua parte 13 [9], si occupa di traverse; non sembra fornire elementi risolutivi per definizione e classificazione di questo tipo di sbarramento, ma contiene alcuni elementi interessanti:

| classe di sbarramento | Sopraelevazione H<br>m |
|-----------------------|------------------------|
| I                     | $H \geq 5$             |
| II                    | $5 > H \geq 1,5$       |
| III                   | $H < 1,5$              |

Tabella 2 – Classificazione delle traverse in base alla sopraelevazione (Norma DIN 19700-13)

- la definizione di 3 classi di traverse a seconda della sopraelevazione dell'acqua che esse producono rispetto alla portata media del fiume e del potenziale di danno; le sopraelevazioni considerate sono quelle della Tabella 2;
- la distinzione tra argini (Deich, elemento 2 in Figura 8, in carico solo in caso di piena) e dighe di arginamento (Stauhaltungsdämmen, elemento 3 in Figura 8, con carico superiore al piano di campagna circostante quando il livello nell'invaso della traversa è alla quota di massima regolazione,  $Z_s$ ). Anche per le dighe di arginamento vi è una specifica classificazione in 3 categorie in base alla differenza di livello tra quota di massima regolazione  $Z_s$  e piede esterno ed al potenziale di danno. La classificazione dell'opera nel suo complesso sarà la massima tra quella della traversa propriamente detta e le dighe di arginamento;



Figura 8 - Definizione di argini e dighe di arginamento

- l'esistenza di due portate di dimensionamento, la prima (BHQ1) per la quale non si devono avere danni alle opere e perdita di funzionalità dello sbarramento, che per le traverse di classe I (la più

elevata) è caratterizzata da tempo di ritorno di 100 anni. La seconda portata di dimensionamento, (BHQ2) che non deve causare il collasso dell'opera nell'ipotesi di completa apertura delle eventuali paratoie; per le traverse di classe I è caratterizzata da tempo di ritorno di 1000 anni. Per ognuna delle suddette portate è definito un franco minimo;

- il tenere in conto, nel dimensionamento, di fenomeni di aggiramento e di capacità di laminazione del sistema idrografico a monte, a condizione che essi facciano parte di un unico sistema di gestione delle acque e siano soggetti a un controllo comune;
- una logica ordinaria “n-1” nella valutazione di funzionalità delle luci per la portata BHQ1. In caso di valutazione specifica è accettabile anche l'ipotesi di una non completa inutilizzabilità della luce (quindi in sostanza logica n-a con  $a < 1$ );
- è ammessa l'esistenza di traverse (traverse a regolazione parziale) in grado di gestire portate inferiori a BHQ1 a patto che non producano impatti significativamente maggiori rispetto al caso di assenza della traversa.

### 1.5.2 Norme della Confederazione Elvetica

La Norma svizzera<sup>5</sup> “Direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione” [10] non prevede una parte specifica dedicata alle traverse ma al suo interno propone spesso specificità per gli “impianti di accumulazione per lo sbarramento di fiumi” o le “traverse mobili”, per le quali esistono paragrafi dedicati.

Dal punto di vista idraulico, per esempio, è specificato che per traverse mobili non vi sono valori definiti per il franco di sicurezza minimo, anche se la piena di dimensionamento deve poter essere gestita senza danni e senza tracimazione dell'opera di sbarramento. Per quanto riguarda le traverse mobili è accettato il principio di funzionamento “n-1” delle paratoie per la piena di progetto (straordinaria) ed è ipotizzato il funzionamento di tutte le luci per la gestione della piena di sicurezza (estrema). È ordinariamente ammesso di utilizzare tutte le possibilità di scarico, comprese le turbine e la derivazione. È prescritta una luce minima, in condizioni di piena straordinaria, tra la superficie dell'acqua ed eventuali ponti, passerelle ecc. per limitare il rischio di intasamento. È posta particolare attenzione per la prova di funzionamento degli organi mobili, che deve essere almeno annuale (apertura parziale) o con pianificazione pluriennale (apertura completa).

Anche per la sicurezza sismica sono introdotte, per le traverse, varie specificità: innanzi tutto gli impianti di accumulazione per lo sbarramento di fiumi, ai fini della definizione delle sollecitazioni da considerare, sono sempre ritenute di classe III (quella a rischio minore e con prescrizioni meno severe) a prescindere da altezza e volume di invaso. Di regola per le traverse mobili si raccomanda l'applicazione di un modello tridimensionale che includa almeno una pila e la metà delle aperture contigue.

In ambito svizzero esistono poi alcune guide di riferimento per sbarramenti fluviali, in particolare per quanto riguarda la sorveglianza [11] e il controllo o la gestione delle emergenze [12], quali “Ouvrages d'accumulation en rivièrè - Concept de surveillance et de sécurité” o “Esempio di regolamento d'emergenza impianto di accumulazione per lo sbarramento di fiumi”.

### 1.5.3 Guide tecniche

Esistono alcune guide tecniche esplicitamente dedicate agli sbarramenti fluviali, spesso però accostati alle “piccole dighe”, come avviene anche in importanti pubblicazioni di ICOLD [13] e ITCOLD [3].

---

<sup>5</sup> In buona parte disponibile anche in lingua italiana

## 2. ASPETTI DI SPECIFICA VULNERABILITÀ DELLE TRAVERSE

### 2.1 Considerazioni introduttive

Il dimensionamento e le analisi finalizzate alla progettazione o alle verifiche di sicurezza in fase di esercizio non possono prescindere dalla conoscenza e dall'analisi delle vulnerabilità specifiche di un'opera.

In questo capitolo si analizzano i principali aspetti di vulnerabilità propri delle traverse fluviali, derivanti dall'esperienza su opere esistenti, sia con riferimento a dati di comportamento, di cui i case history illustrati nelle Appendici di questo Bollettino offrono un assaggio, sia ai cambiamenti climatici o alla fisiologica evoluzione della conoscenza e della sensibilità verso le opere di ingegneria, così come vengono fissate attraverso norme sempre più articolate.

Con ciò si tende a evidenziare l'esistenza di fattori e problemi particolarmente critici e di non sempre facile analisi e soluzione, verso cui le Norme rispondono con prescrizioni e con procedimenti di verifica, la cui applicazione può risultare complessa.

Come visto, le traverse presentano in genere una massa strutturale subordinata rispetto a quella statica dell'acqua, cui resistono in virtù di una base allungata nel senso della corrente e in grado di trasferire i carichi in fondazione.

In una configurazione del genere tra le azioni più significative ai fini del dimensionamento vi possono essere le azioni idrodinamiche del flusso d'acqua a valle della soglia di sfioro e la filtrazione attraverso la fondazione.

In strutture così 'leggere' le stesse azioni legate ai sismi possono avere maggiori conseguenze in termini di deformazioni, ad esempio a seguito di mobilità ciclica anche locale in una fondazione alluvionale, che di forze addizionali dirette agenti sul sistema strutturale. Le deformazioni possono provocare disallineamenti o assestamenti verticali lungo le superfici di scorrimento dell'acqua che, se non prontamente individuati e corretti, possono essere tali da generare nel transito delle successive piene turbolenze e azioni idrodinamiche con effetti incontrollabili.

È stato già osservato che le traverse si trovano a conciliare il comportamento di uno sbarramento con l'idraulica fluviale. Va considerato che, anche se una traversa rappresenta un potenziale ostacolo al libero scorrere delle acque, le possibili conseguenze di un suo guasto sono in genere meno devastanti di quelle potenzialmente conseguenti a un incidente in una diga, in quanto il volume trattenuto, per quanto grande, è per lo più contenuto nell'alveo.

### 2.2 Vulnerabilità rispetto alle portate di piena e alle azioni idrodinamiche (traversa come elemento dell'alveo)

#### 2.2.1 *Insufficienza idraulica*

In situazioni di piena e con sbarramento completamente aperto, le traverse si presentano in genere come "trasparenti" rispetto al transito delle acque.

In questa condizione, il rigurgito dovuto alla loro presenza è di fatto trascurabile, cosicché in quel tronco d'alveo le condizioni di deflusso rimangono le stesse che si avrebbero in assenza dello sbarramento ed eventuali esondazioni sono attribuibili solamente all'insufficienza degli argini.

Vi sono tuttavia geometrie delle opere per le quali ciò non si verifica e il rigurgito dovuto alla presenza della traversa diventa significativo. Questo avviene ad esempio:

- per conformazione dello sbarramento (soglie relativamente elevate rispetto all'alveo, tratti di sfioratori fissi, ecc.);

- perché in corrispondenza della traversa si ha un'effettiva riduzione della sezione di deflusso per cause strutturali (restringimento d'alveo, presenza di opere quali la centrale idroelettrica, ecc.).

Vi sono infine situazioni eccezionali che possono rendere la struttura non 'trasparente', quali:

- la mancata apertura di una o più paratoie di sbarramento;
- l'ostruzione delle luci a causa del materiale flottante.



Figura 9 - Danni per erosione a monte nella traversa di Soverzene (BL)

Nel caso in cui vengano a mancare le condizioni di 'trasparenza', la traversa e le opere strettamente connesse potrebbero dare luogo a carenze in termini di franchi, con conseguenti esondazioni in corrispondenza dello sbarramento in caso di piene eccezionali.

Allo stesso tempo, ove il rigurgito della traversa non fosse irrilevante, si potrebbe manifestare una insufficienza idraulica dovuta ad una inadeguatezza delle arginature a monte. In tal caso può essere necessario un intervento di adeguamento degli argini, che può essere addebitato all'esistenza dello sbarramento solo nel caso in cui l'insufficienza si manifesti nel tratto interessato al rigurgito in piena con sbarramento aperto.

### **2.2.2 Erosione dovuta all'azione Idrodinamica**

L'azione idrodinamica nasce nel momento in cui portate significative transitano attraverso la soglia della traversa. Questa situazione, rara in molte dighe, è invece piuttosto frequente per le traverse.

Le conseguenze più rilevanti si manifestano come fenomeni erosivi a valle della soglia dove la corrente deve dissipare l'energia, più o meno grande, del salto e ricongiungersi al deflusso dell'alveo a valle. Possono tuttavia manifestarsi fenomeni di erosione anche a monte, qualora il flusso dell'acqua abbia una componente parallela allo sviluppo dell'opera. Questa situazione si può presentare per esempio in traverse fisse dotate di scarico laterale o in caso di uso asimmetrico delle paratoie.

Ove il flusso non fosse correttamente indirizzato e la corrispondente energia non fosse correttamente dissipata, possono generarsi disarticolazioni e assestamenti nello scivolo e nella vasca di dissipazione, così come possono manifestarsi erosioni appena a valle dalla vasca.

L'azione idrodinamica su uno sbarramento fluviale comporta anche altri rischi sulle opere, che richiedono accorgimenti ed attenzioni particolari. Tra questi si possono ricordare:

- abrasione sulle strutture da parte del flusso dell'acqua, che può interessare per tempi relativamente lunghi le luci di scarico. Il trasporto solido e l'attrito o l'impatto delle pietre trasportate durante forti piene può accentuare questo fenomeno, che una volta innescato può procedere con rapidità;
- danni da impatto a causa di grossi tronchi galleggianti o di imbarcazioni e pontoni strappati dalla corrente a monte della traversa. Le parti più soggette e a rischio sono le paratoie, che possono essere danneggiate in modo tale da non consentirne la movimentazione.

### **2.2.3 Fenomeni di filtrazione e soffusione**

Come detto al punto 2.2.2, questa tipologia di opere risulta molto sensibile alle evoluzioni dell'alveo sia a monte che a valle.

Nelle condizioni di progetto iniziali le quote d'alveo a valle sono in generale molto prossime alla quota della platea; l'erosione spesso causa un abbassamento del fondo dell'alveo a valle della traversa, con conseguente riduzione anche del livello del pelo libero. Ferme restando le quote di monte, sia del fondo che dell'invaso, si ha quindi un aumento dell'energia da dissipare nel processo di filtrazione.

Se a tale generale condizione si somma la presenza di escavazioni generate dal passaggio delle piene e/o dalla gestione delle luci, si ottiene un'ulteriore variazione in negativo delle condizioni al contorno.

Tali alterazioni, se presenti, possono innescare sifonamenti o, comunque, ridurre la resistenza dei terreni (riduzione delle tensioni efficaci) in fondazione e quella del terreno a tergo sia dei cassoni delle platee che delle pile.

Pari attenzione va riservata alla zona immediatamente a monte della traversa: l'innescare di fenomeni di asporto di materiale fino, generato dalla mancata tenuta dei giunti fra i cassoni, o da aumento delle velocità di filtrazione innescate dai maggiori salti idraulici e/o dai ridotti percorsi di filtrazioni (erosioni dell'alveo), o ancora da mulinelli prodotti dall'irregolare scarico dell'acqua, possono dare luogo ad erosioni e zone depresse a monte dell'opera.

L'asportazione di materiale fino conseguente ai moti di filtrazione (soffusione) può sommare i propri effetti a quelli delle azioni idrodinamiche; l'esperienza dimostra che l'innescare di eventuali problemi può avere inizio senza che vi siano stati indizi evidenziati dalle misure di monitoraggio.

Vi sono numerosi casi di interventi su traverse effettuati per compensare e ripristinare le erosioni d'alveo o per migliorare la dissipazione dell'energia a valle in occasione dell'apertura delle paratoie, e questo per prevenire o correggere situazioni potenzialmente a rischio sotto l'aspetto statico.

Poiché spesso non è agevole determinare la presenza e l'entità dei fenomeni erosivi, data anche la costante presenza d'acqua che impedisce l'osservazione diretta, risulta fondamentale l'importanza di effettuare controlli batimetrici periodici sia a monte, sia specialmente a valle della traversa.

Per quanto riguarda le estensioni dimensionali delle batimetrie, in linea del tutto generale si può affermare che il rilievo deve essere effettuato a valle almeno per una distanza pari alla larghezza del fiume (è una indicazione di massima, che occorre tarare alla reale morfologia dell'alveo) e verso monte per una distanza pari ad almeno 20 metri (qui la definizione del rilievo deve essere tale da cogliere variazioni morfologiche plano-altimetriche di dimensioni anche inferiori a un metro, caratteristiche di inghiottitoi, coni di chiamata, ecc.).

## **2.3 Vulnerabilità strutturale e della fondazione in condizioni statiche (traversa come sbarramento)**

### **2.3.1 Stabilità delle strutture rispetto al sistema di forze applicato**

Le traverse dispongono spesso di una massa relativamente modesta e di strutture piuttosto estese nel senso longitudinale dell'alveo; ciò, unito alla tipologia dei terreni di fondazione, in genere piuttosto permeabili, rende questo tipo di sbarramento intrinsecamente vulnerabile alle sottospinte, che possono avere un'importanza rilevante nel bilancio complessivo delle azioni stabilizzanti e destabilizzanti. Il mancato controllo di tali sottospinte, spesso difficili da monitorare e soggette a variazioni nel tempo a causa dei moti di filtrazione, può generare problemi di stabilità.

Eventuali instabilità possono anche essere innescate dalla messa in asciutta di una luce, con panconi installati e spazio tra le pile svuotato mediante pompa: le due pile vengono sollecitate sia longitudinalmente che perpendicolarmente alla direzione della corrente e la platea è generalmente soggetta a sottopressione e a spinte di galleggiamento che possono indurre danni anche gravi.

Il tipo di terreno di fondazione, la geometria ed il comportamento strutturale di questo tipo di sbarramenti pongono spesso problemi diversi da quelli normalmente riscontrabili in altre tipologie di dighe. Ciò è particolarmente evidente in opere datate e costruite secondo principi e normative differenti rispetto alle attuali, specialmente se collocate in tratti di alveo di pianura di tipo arginato.

La vulnerabilità strutturale si può manifestare anche sulle arginature a monte della traversa, che con essa concorrono al contenimento dell'invaso, come conseguenza di instabilità rispetto all'acqua trattenuta o come cedimento delle sponde per rapidi svuotamenti, dovuti ad esempio a mancate chiusure o a errate manovre.

### **2.3.2 Resistenza strutturale**

La resistenza strutturale può risultare critica in alcune zone dove si concentrano le sollecitazioni maggiori o a seguito di assestamenti differenziali dovuti a comportamenti anomali.

### **2.3.3 Filtrazione e associate instabilità in fondazione**

Come già accennato ai punti precedenti, la filtrazione che si stabilisce nella fondazione di queste opere è un elemento critico di dimensionamento sotto diversi aspetti. Si tratta infatti di un fenomeno di natura idraulica, ma ha conseguenze e riflessi in particolare sotto l'aspetto strutturale. Un mancato o insufficiente controllo delle filtrazioni può presentare diverse conseguenze:

- eccessive portate filtranti e conseguente ridotta efficacia dell'opera nel trattenere l'acqua;
- eccessive sottopressioni a valle della linea di soglia;
- eccessivi gradienti idraulici in fondazione, in prevalenza orizzontali, con conseguente pericolo di erosione lungo il contatto e distacco platea-fondazione (roofing);
- eccessivi gradienti in prevalenza verticali a valle dell'opera e degli argini con pericolo di sifonamento e sollevamento del fondo (heaving);
- eccessivi gradienti in prevalenza orizzontali nelle sponde ai lati della traversa con pericolo di soffusione ed erosione.

Le traverse fluviali più esposte ai rischi associati alla filtrazione sono quelle impostate su fondazioni alluvionali, specie se in prevalenza sabbiose; tipicamente si tratta di traverse mobili ubicate nei fiumi di pianura.

Le sequenze alluvionali includono bancate ghiaioso-sabbiose in genere ad alta permeabilità separate da barre sabbiose o lenti limose o limo-argillose più fini. Se da un lato la distribuzione spaziale di questi

elementi è spesso non nota con il necessario dettaglio, la loro composizione ha una influenza decisiva sul processo di filtrazione.

Di conseguenza, se da un lato le verifiche vengono eseguite assumendo condizioni medie per le fondazioni, la crisi si può manifestare per cedimento dell'elemento più debole (come una lente sabbiosa a bassa resistenza che per prima è soggetta a sifonamento o un livello limoso che sposta la filtrazione generando i gradienti massimi in una posizione sfavorevole), che a sua volta potrebbe essere non rilevabile a priori nella sua potenzialità.

Per questo motivo, da sempre, in questi casi si adottano margini di sicurezza molto ampi. La pericolosità del fenomeno è infatti nota da molti anni, essendo tra l'altro all'origine del crollo per sifonamento del primo sbarramento dei due rami del delta del Nilo, verificatisi nel lontano 1867 [14].

Inoltre, come discusso al paragrafo 2.2, la stessa geometria di verifica potrebbe evolvere nel tempo per effetto di erosione dell'alveo o delle sponde, accorciando i percorsi di filtrazione e incrementando i gradienti.

In tal senso, eventuali erosioni che si determinano nelle immediate vicinanze delle traverse non sono necessariamente un effetto del sifonamento, ma ne possono essere la causa.

Nonostante l'ottima progettazione delle traverse italiane, per ridurre il più possibile il rischio di sifonamenti occorre verificare con una certa frequenza che le quote di fondo alveo a ridosso dei taglioni di valle si mantengano prossime ai valori di progetto. Può infatti accadere che le correnti veloci che abbandonano la soglia in fase di apertura delle paratoie generino dei vortici ad asse orizzontale capaci di provocare profonde escavazioni in prossimità dei taglioni. Un altro elemento di criticità è rappresentato dalla frequente manovra dissimmetrica delle paratoie (ad esempio l'apertura di una paratoia di estremità per facilitare la pulizia del bacino): le differenti velocità del moto in corrispondenza di due luci adiacenti possono infatti generare dei vortici ad asse verticale, in grado anch'essi di provocare rilevanti erosioni a ridosso dei taglioni. Tali escavazioni, riducendo la lunghezza dei percorsi di filtrazione tra monte e valle, aumentano i gradienti idraulici in gioco e conseguentemente possono diminuire sensibilmente i margini di sicurezza a sifonamento di tali strutture.

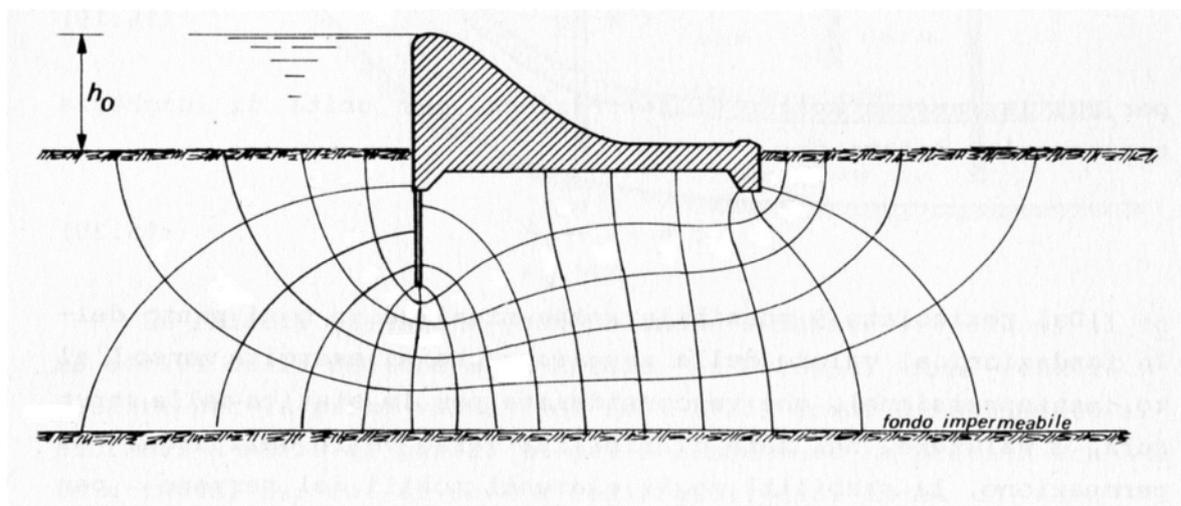


Figura 10 - Tipico reticolo di flusso al di sotto di una traversa

Queste situazioni e questi fenomeni sono la causa di inconvenienti e problemi che spesso possono insorgere durante la vita dell'opera, che si traducono in spostamenti e cedimenti, rilevabili solo in presenza di monitoraggi completi ed attenti.

Numerosi casi trattati all'interno dei successivi case history sono riconducibili a problematiche di questo tipo e proprio la natura delle fondazioni è stata la ragione di interventi di consolidamento anche molto rilevanti; in loro assenza l'opera non avrebbe più potuto essere esercitata in sicurezza.

Il processo erosivo, unitamente all'aumento delle pressioni sotto la platea, può essere alimentato del distacco del terreno al disotto dell'intradosso della platea stessa. L'erosione e l'asportazione di materiale fino da parte dei moti di filtrazione monte – valle possono infatti dare luogo a cedimenti dei terreni di fondazione, con conseguente distacco nel contatto tra terreno e platea. In tale situazione, la resistenza ai moti di filtrazione al disotto dell'intradosso della platea può praticamente annullarsi, in quanto si viene a creare un condotto diretto fra monte e valle senza che vi sia apprezzabile caduta piezometrica nel percorso sotto la platea ed il processo è governato, a questo punto, dal contenuto energetico di valle (quota del pelo libero).

È pertanto necessario prevenire, monitorare e correggere gli eventuali distacchi fra terreno e platea.

I metodi fino ad oggi usati per l'individuazione dei distacchi, basati fondamentalmente su carotaggi, sono legati alla sensibilità dell'operatore durante le perforazioni, ma l'esperienza dimostra che la loro presenza è rilevabile con una certa facilità.

L'esecuzione dei carotaggi esplorativi con recupero integrale permette, inoltre, di derivare conoscenze anche sulla qualità dei materiali costituenti la platea ed i terreni sottostanti, se non si hanno già indicazioni e documentazione al riguardo.

Le profondità di indagine sono da verificare caso per caso, ma in linea di massima è consigliabile raggiungere profondità, dalla parte più depressa, pari alla larghezza della luce; le indagini tramite sondaggi possono essere integrate dall'esecuzione di alcune prove in situ come SPT, permeabilità, tomografia elettrica o sismica.

## 2.4 Vulnerabilità in condizioni sismiche

Per la propria conformazione geometrica e strutturale, le traverse possono presentare particolari vulnerabilità rispetto alle sollecitazioni sismiche. Le traverse fisse in genere non presentano problematiche particolari: sono riconducibili agli schemi statici delle dighe a gravità e, anche grazie alla loro altezza in genere contenuta, per lo più non evidenziano problemi di tenuta idraulica in caso di sisma. Le traverse mobili invece sono caratterizzate dalla presenza di strutture snelle ed in elevazione che svolgono un ruolo essenziale nella tenuta idraulica dello sbarramento sostenendo le paratoie; esse spesso sono poco legate tra loro nella parte alta, e per questo rispondono alle sollecitazioni sismiche in modo molto diverso rispetto alla maggior parte delle altre tipologie di dighe.

Le caratteristiche strutturali di queste opere sono in genere poco favorevoli alle condizioni di verifica sismica sia nel caso di strutture in cui la platea è collegata ed incastrata lateralmente alle pile ed ai taglioni di monte e di valle mediante robuste armature atte ad assicurare rigidità e monoliticità, sia nel caso più frequente in cui la traversa è costruita a tronchi, separati fra loro da giunti perpendicolari all'asse dello sbarramento in corrispondenza delle pile, allo scopo di evitare fessurazioni dovute a fenomeni di natura termica e ad eventuali piccoli assestamenti del terreno, rendendo le pile staticamente indipendenti dalla platea.

Per quanto riguarda il comportamento monte-valle si osserva che le proprietà dinamiche sono in genere tali da poter ipotizzare di trovarsi in prossimità del plateau dello spettro di risposta<sup>6</sup>, generando una domanda sismica notevole sulle strutture. Anche la distribuzione delle masse non è favorevole: l'altezza delle opere è in genere ben superiore all'altezza di massima ritenuta e la massa che fornisce il peso

---

<sup>6</sup> Questo è il risultato dell'applicazione, per il calcolo del periodo fondamentale di vibrazione, di modelli semplici della pila, schematizzata come una trave rettangolare, incastrata alla base e avente una massa concentrata nell'estremo libero. Si ritiene però in molti casi utile un approfondimento ed eventualmente qualche verifica sperimentale.

necessario per resistere alle azioni si sviluppa in altezza elevandone il baricentro, a differenza di quanto avviene normalmente in altre tipologie di dighe. Il tipo di paratoie adottate influisce su queste caratteristiche, ed è particolarmente sfavorevole in caso di paratoie piane.

Quanto sopra comporta una notevole altezza del punto di applicazione della risultante delle forze inerziali, con conseguente alto momento ribaltante.

Le pile sono inoltre immorsate nel terreno di fondazione per una profondità significativa rispetto all'altezza totale. Se per la statica questo è un vantaggio, in condizioni sismiche si può avere una complessa interazione tra terreno e struttura con conseguente maggiore difficoltà di valutazione di sollecitazioni e di resistenze.

Le pile, alte, snelle e poco vincolate in direzione destra-sinistra, in particolare nella parte in elevazione, mal si prestano a resistere all'azione sismica in tale verso. Le eventuali strutture rigide, come i ponti di transito e di comando, possono essere l'unico vincolo laterale efficace per queste azioni, che però possono essere scaricate solo in corrispondenza delle pile di spalla; queste dovrebbero a loro volta trasmettere le sollecitazioni al terreno di spalla, ma data anche la modesta rigidità di quest'ultimo, il contributo che si ottiene risulta spesso limitato.

Un'altra potenziale fonte di criticità può derivare dai terreni di fondazione, specie ove composti da materiali incoerenti, che presentano quindi un alto potenziale di liquefazione e generazione di eccesso di pressione interstiziale, con deformazioni e assestamenti conseguenti alla loro dissipazione.

Ne deriva che spesso la verifica di traverse esistenti, secondo le normative vigenti e con l'impiego di metodi semplificati o di modelli semplici, non fornisce risultati positivi in caso di sismi di elevata intensità; le situazioni più gravose sono per lo più relative al fattore di sicurezza allo scorrimento calcolato in corrispondenza della quota di fondazione ed in subordine al fattore di sicurezza al ribaltamento, in particolare per le combinazioni di carico verso valle e verso l'alto. Talvolta i coefficienti di sicurezza risultano eccessivamente ridotti anche per quanto riguarda i limiti di trazione nelle sezioni di base delle pile in caso di azione sismica spalla-spalla.

Un altro elemento di criticità è costituito dalle paratoie: a parte la loro stabilità e resistenza in caso di sisma, per lo più soddisfacenti ma che comunque devono essere verificate, possono essere soggette a blocco e impuntamento a causa di movimenti anche lievi delle strutture in elevazione, che ne potrebbero impedire la corretta movimentazione o causarne la fuoriuscita dai gargami.

Va peraltro detto che in Italia non sono riportati danni significativi a traverse in occasione di sismi, ed anche a livello internazionale non si conoscono episodi gravi, anche grazie alle già menzionate caratteristiche tipiche degli alvei a valle e delle ridotte altezze di ritenuta.

Pertanto, pur riconoscendo l'importanza fondamentale di eseguire verifiche atte ad accertare l'insussistenza di rischi in caso di sismi e, se del caso, la necessità di eseguire interventi di miglioramento, va anche attribuito un corretto livello di rilevanza a queste strutture. Va quindi evitato di considerare input sismici eccessivi e poco realistici, a fronte dei quali le traverse, ed in particolare quelle esistenti, non potrebbero resistere e richiederebbero interventi di consolidamento troppo onerosi e spesso non attuabili, a meno che una specifica valutazione del rischio non evidenziasse situazioni particolarmente critiche.

Inoltre, vista la tipologia di struttura e le modalità di progettazione e di costruzione delle traverse mobili, può risultare più corretto un diverso approccio, applicando normative specifiche e che tengano conto della similitudine di queste strutture con opere in calcestruzzo armato piuttosto che quelle relative alle dighe a gravità.

## **2.5 Mancato funzionamento delle paratoie od ostruzione delle luci**

Uno dei maggiori rischi per la sicurezza delle traverse consiste nell'impossibilità di effettuare la manovra delle paratoie quando necessario. Ciò può essere dovuto a:

- mancanza di alimentazione elettrica; come in tutte le installazioni di questo tipo, occorre prevedere fonti ridondanti e alternative di alimentazione, ed in particolare gruppi elettrogeni appropriati;
- danni a circuiti idraulici o elettrici di forza o di controllo a causa di impatto con corpi galleggianti. I cavi elettrici di alimentazione e di controllo, nonché le tubazioni degli azionamenti idraulici, devono essere posati in modo tale che i tronchi degli alberi o altro materiale flottante non possano danneggiarli. È opportuno curare adeguatamente la posa di tali circuiti onde evitarne la rottura e comunque impedire che un singolo danno possa compromettere la manovrabilità dell'intero sbarramento;
- deformazioni a causa di sismi o di urti di materiali flottanti;
- carichi aggiuntivi dovuti a sedimenti sugli scudi delle paratoie. Nel caso di vecchie paratoie, un grande accumulo di sedimenti sulle travi metalliche orizzontali può causare un sovraccarico a volte considerevole che non permette la manovra. Anche il ghiaccio in alcune circostanze va tenuto in conto come possibile causa di sovraccarico, di bloccaggio delle paratoie e di intasamento delle luci, seppure in Italia questa circostanza appaia abbastanza remota;



Figura 11 - Spencer Dam marzo 2019 (USA)

- cattivo funzionamento di automatismi e sistemi di azionamento autonomo, del tipo per esempio di galleggianti posti all'interno delle pile. Ostruzione delle alimentazioni idriche, danni ai galleggianti, impuntamenti possono impedire la manovra al momento opportuno;
- malfunzionamento dei dispositivi per la movimentazione quali argani, servomotori, motori elettrici o idraulici;
- rottura o inceppamento di funi e catene;
- mancato abbattimento di strutture di sbarramento gonfiabili;
- sabotaggio.

Va inoltre tenuto conto della possibile ostruzione delle luci da parte di materiale flottante; questo rischio è particolarmente rilevante per luci strette o con ridotto spazio tra il bordo inferiore delle paratoie aperte e il pelo libero dell'acqua in piena.

La Norma italiana tiene conto di questo a partire dalla Circolare R.I.D. Prot. 3199/UIIDR del 6 aprile 2005.

Le NTD 2014 costituiscono l'attuale riferimento normativo in proposito, sia nelle Disposizioni Comuni (capitolo C.1.), sia nella parte dedicata alle traverse (capitolo F). Le prescrizioni sono piuttosto rigide e severe e pongono, specialmente per le traverse esistenti, seri problemi di applicazione e talvolta anche di interpretazione.

Ferma restando quindi la criticità che queste opere presentano rispetto alla possibile indisponibilità dell'intera luce di deflusso, sarebbe auspicabile trovare un giusto compromesso tra le esigenze di sicurezza e quelle realizzative e gestionali.

### 3. ASPETTI IDROLOGICO-IDRAULICI

#### 3.1 Generalità e definizioni

Gli aspetti idrologici ed idraulici sono tra quelli che più caratterizzano la struttura e l'operatività delle traverse e che meglio possono aiutare per determinarne una definizione ed una classificazione. Come visto nel capitolo 1, essi sono anche quelli che offrono i maggiori spunti di dibattito e per i quali appare più necessaria una revisione dell'inquadramento normativo. Infatti un'applicazione rigida dell'attuale normativa relativa alle grandi dighe comporta il rispetto di condizioni idrauliche che, per alcune opere esistenti, risultano fortemente penalizzanti e talvolta irrazionali, tanto che, su questo e su altri temi trattati dalle NTD 2014, è stato svolto un approfondimento da parte della Commissione consultiva per il monitoraggio delle NTD 2014 stesse, avente il compito di predisporre "un rapporto sugli esiti dell'attività di monitoraggio ed una proposta di aggiornamento delle norme". La "Proposta di revisione della normativa tecnica vigente in materia di traverse fluviali" di cui al punto 1.4, pur non essendo stata sviluppata direttamente all'interno della Commissione di monitoraggio, costituisce un valido contributo in tal senso.

Anche le definizioni quali franco e volume di invaso, con le relative implicazioni, sono particolarmente legate alla conformazione e dimensionamento idraulico delle traverse e verranno pertanto trattate nel presente capitolo.

Gli aspetti idraulici sono inoltre fondamentali per la valutazione del rischio dell'opera e per la gestione delle emergenze correlate.

#### 3.1.1 Coronamento, franco e altezza della traversa

Il coronamento di una diga, secondo le normali definizioni, è il piano sommitale dello sbarramento oltre il quale inizia la tracimazione dell'opera. Spesso nelle traverse non è possibile riconoscere una struttura con queste caratteristiche: nelle traverse fisse, ma anche nelle traverse mobili, vi sono numerosi casi in cui manca un piano immediatamente superiore alle paratoie che possa costituire ritenuta idraulica. Non possono essere automaticamente riconosciuti come coronamento i ponti e le passerelle di transito o di servizio, in quanto ad esse spesso manca il ruolo di "chiusura idraulica" dello sbarramento ed il loro superamento non costituisce inizio della tracimazione: il franco non può essere correlato con la loro quota di estradosso.

La struttura con caratteristiche simili al "coronamento", rispetto al quale misurare il franco è il punto più elevato dell'opera di ritenuta cioè il punto oltre il quale si ha fuoriuscita di acqua dall'invaso per tracimazione; esso può trovarsi sulla traversa propriamente detta, ma per lo più è localizzato sugli argini di competenza in corrispondenza dell'opera. La definizione di Altezza della diga di cui al punto B.1. delle NTD 2014 (*differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti. Per le traverse prive di coronamento si fa riferimento alla quota del punto più elevato della struttura di ritenuta, riferito a tale punto*), conferma tale impostazione.

È chiaro che per coerenza non sarebbe corretto considerare come riferimento per l'altezza dell'opera la quota di una passerella o di una struttura che non ha le caratteristiche sopra descritte.

È da notare a questo proposito l'incongruenza di alcuni dati inseriti nei Fogli di Condizioni per l'Esercizio e la Manutenzione di opere esistenti. Per esempio, per la traversa di Isola Serafini sono riportati i seguenti dati di altezza (vedasi Figura 12):

- |  |         |
|--|---------|
| - altezza della diga (ai sensi del D.M. n. 44 del 24-3-82) | 35,50 m |
| - altezza della diga (ai sensi della L. 584/94)            | 26,50 m |

Essi sono valutati assimilando automaticamente la passerella di manovra (quota 55,50 m s.l.m.) al "coronamento" dell'opera e facendo riferimento rispettivamente ad una quota minima di fondazione di 20 m s.l.m. (pile) e ad una quota minima dell'alveo a valle di 29.00 m s.l.m.. Il calcolo corretto dovrebbe

considerare invece la differenza tra la quota dell'argine (punto più elevato della struttura di ritenuta, pari alla quota del ringrosso delle pile), pari a 45,50 m s.l.m. e 29 m s.l.m., cioè 16,5 m.

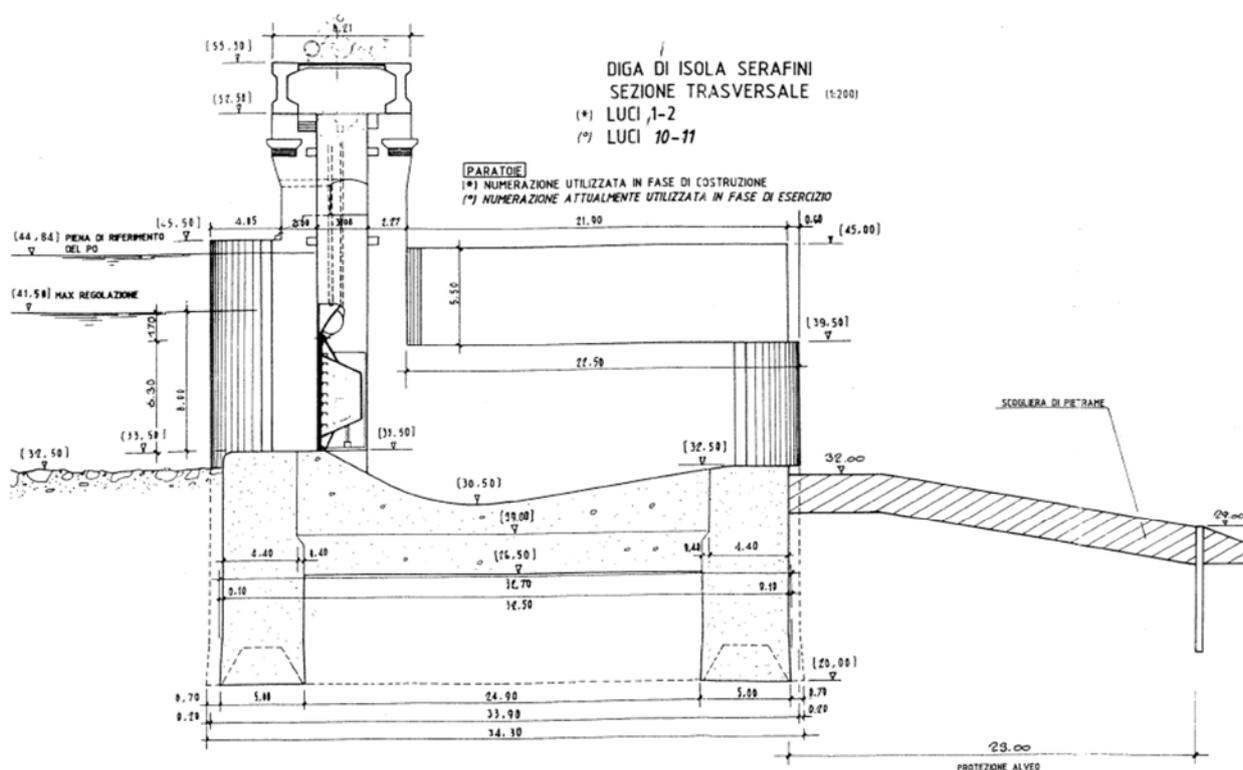


Figura 12 - Parametri altezza traversa di Isola Serafini (PC)

In merito al franco, resta il problema del suo riferimento quando la piena di progetto provoca l'aggrimento della traversa occupando zone golenali contigue, condizione questa non così rara per le opere esistenti. In questo caso il riferimento dovrebbe essere la quota dell'argine maestro.

Un ulteriore punto di attenzione è costituito dalla differenziazione tra Franco e Franco Netto, in cui si tiene conto della massima semi altezza dell'onda generata dal vento: nel caso delle traverse tale concetto ha una rilevanza minore rispetto alle dighe propriamente dette a causa della velocità dell'acqua e della completa apertura dello sbarramento in caso di piena e l'effetto delle onde si potrebbe in genere trascurare. Almeno in condizioni di blocco parziale delle luci la sovrelevazione causata dalle onde non dovrebbe essere tenuta in conto, trattandosi della combinazione di più eventi a frequenza molto bassa.

Se da un lato ponti e passerelle di servizio spesso non possono costituire il coronamento, appare ragionevole che per essi si applichino le stesse prescrizioni, in materia di "franchi" (intesi però in questo caso come distanza tra il pelo dell'acqua e la quota di sottotrave), di quelle applicabili ai ponti stradali all'interno dello stesso tratto fluviale. È pertanto opportuno definire anche una distanza minima della vena liquida da dette strutture, tenendo però in conto l'effettivo pelo libero dell'acqua in corrispondenza dell'impalcato, che può essere a quota minore di quella nell'invaso a monte.

### 3.1.2 Volume di invaso e tronco fluviale di pertinenza

Per le traverse il volume di invaso non riveste, dal punto di vista ingegneristico e di esercizio, lo stesso significato che ha per le dighe in quanto non costituisce per lo più una capacità di regolazione dei flussi;

esso assume però grande importanza in quanto da esso consegue l'individuazione dell'Amministrazione competente sulla vigilanza, ai sensi della Legge 584/1994.

Come illustrato al punto 1.3, la normativa in materia ha avuto varie evoluzioni; le NTD 2014 non differenziano tra dighe e traverse, stabilendo il calcolo del volume di invaso in base solo a parametri geometrici. Il precedente DM 82 definiva invece il volume di invaso come quello compreso tra il profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa ed il profilo di magra del corso d'acqua sbarrato.

La definizione di volume di invaso è correlata con quello che potremmo chiamare “tronco fluviale di pertinenza della traversa”: a tale riguardo il DM 82 riporta la seguente frase: “nel caso che il rigurgito interessi argini già esistenti, deve essere dimostrata l'idoneità di essi in condizioni di sicurezza alla permanente trattenuta dell'acqua”. Le NTD 2014 recitano a tale riguardo: “Per i corsi d'acqua arginati, si applicano tutte le disposizioni delle presenti norme agli argini del tronco fluviale compreso tra la traversa e la sezione di incrocio del profilo di rigurgito che si diparte dalla traversa alla quota massima di regolazione con il profilo che si realizzava nelle condizioni naturali del corso d'acqua con la portata mediamente superata 270 giorni all'anno, antecedentemente alla costruzione della traversa”.

Parlare di rigurgito o di profilo di rigurgito senza precise indicazioni aggiuntive introduce difficoltà applicative di calcolo sia per il progetto, sia per la verifica, in quanto il suo andamento è influenzato dalla scabrezza dell'alveo, parametro difficilmente quantificabile e soggetto a variazioni nel tempo (causa interrimento, vegetazione, ecc.) e specialmente dalla portata.

Se da un lato poi il calcolo del volume di invaso in base solo a parametri geometrici (come da legge 584/1994 e NTD 2104) è più semplice, immediato ed oggettivo, il fatto di non tenere conto quantomeno del volume normale di magra del fiume risulta poco congruente ai fini della classificazione.

Si sono condotte al riguardo alcune valutazioni per confrontare le due definizioni di volume di invaso, descritte nel seguito. In primo luogo, bisogna dire che i volumi di invaso riportati nei progetti e nei certificati di collaudo delle traverse esistenti, e quindi nei FCEM, raramente sono supportati da calcoli dettagliati, e in numerosi casi il volume di invaso non è nemmeno indicato. Come detto sopra, poiché i bacini formati dalle traverse non hanno in genere scopo di regolazione della portata, il volume di invaso in tempi passati, prima che esso permettesse di definire le competenze sull'opera, non era un elemento significativo.

I calcoli disponibili sono pertanto piuttosto rari e comunque non permettono di valutare il volume secondo più metodologie. Una delle poche valutazioni reperite in tal senso riguarda la traversa, di competenza regionale, di Paderno sul fiume Adda. La valutazione è stata fatta considerando in un caso la volumetria residente tra la quota più depressa del paramento di monte e la quota di massima regolazione, nell'altro sottraendo a tale volume quello della portata di magra: nel secondo caso si ha un volume pari all'80% circa di quello del primo caso. Manca tuttavia una valutazione rispetto al profilo di rigurgito.

Allo scopo di effettuare anche una valutazione di tale tipo, si è costruito un modello molto semplice in HecRas, che ha permesso di constatare che il rapporto tra i volumi calcolati secondo le NTD 2014 e il DM 82 è influenzato dalla portata utilizzata per la valutazione del rigurgito. Per portate relativamente basse, dell'ordine di quelle di una derivazione asservita alla traversa, il volume “geometrico” calcolato secondo le NTD 2014 è circa il 30% maggiore di quello calcolato con il DM 82, mentre per portate superiori, ma nel range ancora gestibile con paratoie parzialmente aperte, il rapporto si inverte. Poiché il volume calcolato sottraendo quello del profilo di magra da quello “geometrico” è di pochi punti percentuali differente da quello calcolato secondo il DM 82 per portate normali, a favore di semplicità e tenuto conto degli errori e approssimazioni comunque insiti in un calcolo che comporti la valutazione del profilo di rigurgito, si riterrebbe opportuno adottare la seguente definizione per volume di invaso: “capacità del serbatoio compresa fra la quota più elevata delle soglie sfioranti degli scarichi, o della sommità delle eventuali paratoie (quota di massima regolazione), e la quota del punto più depresso del paramento di monte, da individuare sulla linea di intersezione tra detto paramento e piano campagna, sottratto il volume corrispondente al profilo di magra del corso d'acqua”. In sostanza, il volume di invaso si calcolerebbe come per tutte le altre dighe, sottraendo però da esso l'aliquota del volume di magra in assenza di traversa.

Ad avvalorare questa definizione si può osservare che in effetti un ipotetico volume di dam break sarebbe sostanzialmente pari al volume di invaso così calcolato.

Per quanto detto, sembra ragionevole considerare il profilo orizzontale che passa per la quota di massima regolazione per delimitare l'invaso e quindi la zona di pertinenza della traversa e per discriminare tra gli eventuali argini ad essa asserviti e i normali argini fluviali.

### 3.1.3 Dimensionamento idraulico degli argini

Un tema strettamente correlato a quello del precedente paragrafo è quello del dimensionamento e della verifica degli argini (oggetto peraltro di studio da parte di uno specifico Gruppo di Lavoro ITCOLD).

Il tratto di alveo a monte della traversa può essere infatti arginato sia per contenere i livelli di piena naturalmente defluenti, più o meno influenzati dalla presenza della traversa, sia per contenere i maggiori livelli determinati dalla traversa stessa in condizioni di portate ordinarie.

Gli argini a monte della traversa possono perciò essere divisi in due tipologie:

- quelli che sono in carico quando la traversa è in normale esercizio;
- quelli che sono in carico solo durante il transito delle piene, a paratoie completamente aperte.

Sarebbe opportuno commisurare il progetto e la verifica degli argini secondo le effettive necessità idrauliche.

Pur in termini diversi invece, sia il DM 82 (che cita il *profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa*), sia le NTD 2014 (che prescrivono, per le verifiche di sicurezza, di *considerare la permanenza in alveo di un livello di pelo libero pari alla quota di massimo invaso*) impongono la verifica degli argini anche con livelli eccezionali, senza considerare che si tratta di situazioni con ricorrenza molto bassa. Come per le dighe, sembrerebbe più congruo considerare anche per gli argini, come carico idraulico permanente, quello corrispondente alla quota di massima regolazione della traversa.

Occorre sottolineare che per traverse che correttamente si comportano in modo "trasparente" rispetto alla piena, il livello che si stabilisce nell'esercizio normale in corrispondenza della traversa con paratoie totalmente o parzialmente chiuse è in genere molto prossimo alla quota che si ha in piena. Pertanto, con riferimento alla schematizzazione riportata in Figura 13 sarebbe sufficiente soddisfare la verifica di tenuta permanente degli argini nella zona soggetta al rigurgito provocato dalla traversa, mentre i tratti interessati solo in situazione di piena e quelli interessati dal normale flusso del corso d'acqua dovrebbe essere equiparati alle arginature fluviali, soggette alla relativa normativa ed Autorità di controllo.

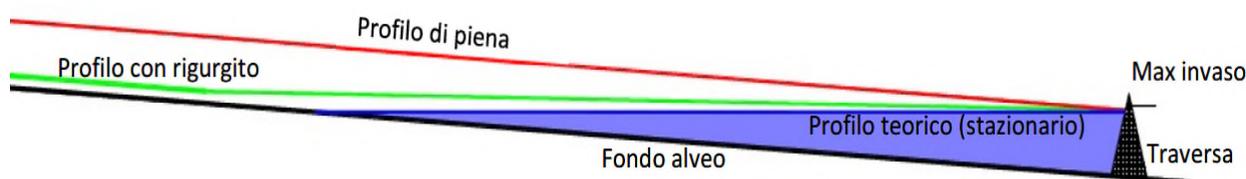


Figura 13 - Schema livelli idrici di una traversa mobile

È evidente che strutture arginali permanentemente in carico al di sopra del piano di campagna devono essere trattate con le dovute attenzioni per la sicurezza, ma bisogna anche porre attenzione nel non estendere ciò oltre il dovuto, imponendo al gestore della traversa obblighi e oneri impropri e non introdurre discontinuità non giustificabili nel dimensionamento e nella verifica.

Appare molto corretto a tale riguardo che la nuova bozza di Regolamento Dighe [15], escluda esplicitamente gli argini fluviali dall'applicazione del Regolamento stesso.

In ogni caso, la prescrizione delle NTD 2014 per cui agli argini “di pertinenza della traversa” si devono applicare “tutte le disposizioni delle presenti norme” equiparandoli di fatto a dighe, richiede una definizione rigorosa di argine di pertinenza e più chiare indicazioni in merito a piena di progetto, franco e modalità di verifica a cui fare riferimento.

Per gli argini, di qualunque natura essi siano, risulterebbe comunque più congruo, sia nella progettazione che nelle verifiche di sicurezza, lasciare un ragionevole spazio di interpretazione della Normativa al tecnico progettista o verificatore, con l'evidente vincolo di garantire, per gli alvei interessati dalle traverse, condizioni di sicurezza non inferiori a quelle di altri tratti arginati contigui. Le competenze sulla vigilanza poi dovrebbero essere correttamente condivise tra l'autorità idraulica e quella che presiede gli sbarramenti.

### **3.1.4 Organi di scarico**

Per quanto riguarda le traverse mobili, è opportuno che la normativa preveda prescrizioni omogenee in termini di sicurezza strutturale/idraulica della traversa e delle paratoie, sia dal punto di vista costitutivo che funzionale. Il primo punto è rilevante in particolare con la traversa in normale esercizio, il secondo per garantirne la sicurezza durante le piene.

Per la verifica idraulica delle traverse, ed in particolare di quelle esistenti, è molto penalizzante ipotizzare condizione di blocchi di paratoie o occlusioni luci eccessivamente pesanti e assolutamente non previste dell'impostazione progettuale originaria, quali quelle riportate al capitolo F. delle NTD 2014: a meno di situazioni di rischio particolari si dovrebbe puntare sulla affidabilità e sulle verifiche di funzionamento.

Come già richiamato al punto 2.5, le Norme attualmente vigenti riportano prescrizioni molto severe, in particolare con l'interpretazione più restrittiva e se applicate a traverse esistenti e con un numero ridotto di luci con paratoie, come il caso limite della traversa di Marmore (TR), che presenta una sola luce e per cui si dovrebbe considerare il blocco completo.

Al riguardo sembrerebbe forse più corretto prescrivere di considerare una data percentuale di riduzione della capacità di deflusso dagli scarichi piuttosto che la loro completa indisponibilità. Tale ipotesi peraltro sembra convergere con quanto riscontrato in molti casi reali di non corretto funzionamento delle paratoie. Molto spesso nelle situazioni in cui è avvenuto un “mancato funzionamento delle paratoie” il blocco non si è verificato in fase di inizio dell'apertura della paratoia stessa ma quando la paratoia aveva un grado di apertura consistente.

Considerata poi l'eccezionalità di tale situazione, dovrebbe essere esplicitamente ammessa anche per le traverse una riduzione del franco minimo rispetto a una condizione ordinaria e, come detto sopra, l'omissione della sopraelevazione causata dall'onda generata dal vento.

La manutenzione dovrebbe essere effettuata con particolare attenzione agli aspetti collegati all'operatività degli organi di scarico. Le prove di apertura delle paratoie dovrebbero essere eseguite a intervalli regolari ed opportunamente documentate (v. punto 6.5.1), come dovrebbero essere documentati eventuali malfunzionamenti, sia in prova che in normale esercizio, anche allo scopo di definire una statistica sui mancati funzionamenti, oggi non disponibile.

È sempre raccomandabile eseguire una valutazione del rischio o del danno potenziale conseguente ad una eventuale occlusione o blocco, ed anche in base a tale valutazione trarre le necessarie conseguenze in termini di cautele da applicare in sede di verifica e dimensionamento.

Potrebbe quindi essere opportuno, specie per le opere esistenti, che la normativa non scenda troppo nel dettaglio sulla possibile parzializzazione degli organi di scarico e dei franchi minimi in tali condizioni, ma

potrebbe proporre elementi semplici di principio per una valutazione del rischio (es. tipologia di paratoia, ridondanze dei sistemi di movimentazione, periodicità di manutenzione/movimentazione completa e, per le traverse esistenti, anno di costruzione e storia passata).

### **3.1.5 Laminazione delle piene**

Gli sbarramenti oggetto della presente trattazione presentano per lo più capacità di laminazione molto ridotta e devono essere oggetto di particolare gestione in caso di piena o di alte portate.

Le traverse mobili devono affrontare le piene eccezionali con paratoie completamente aperte, per cui non hanno in genere un ruolo di laminazione: la gestione ottimale consiste nell'operare a quote intorno alla massima regolazione gestendo con le paratoie le portate in eccesso fino a valori definiti e relativamente bassi rispetto alla piena di progetto; al superamento di tali valori si apre progressivamente lo sbarramento fino ad avere transito libero della corrente in alveo, avendo cura di evitare, durante la manovra, riduzioni di livello apprezzabili.

### **3.1.6 Tipologia dell'alveo**

Altro elemento importante per la caratterizzazione idraulica di questo genere di sbarramenti è costituito dalla tipologia dell'alveo.

La distinzione più evidente è tra le strutture ubicate in alvei incassati e quelle ubicate in alvei ampi ed arginati. Questa caratteristica, più chiara e facilmente riconoscibile di altre, porta molto spesso con sé ulteriori elementi distintivi, tra quelli citati al paragrafo 1.1.

Pur in situazioni di opere morfologicamente simili, gli sbarramenti all'interno di alvei incassati presentano caratteristiche generali tali da renderli più simili a classiche dighe, mentre quelli presenti all'interno di alvei arginati o comunque ampi e non incassati, hanno per lo più caratteristiche distintive più specifiche e differenziate rispetto alle dighe stesse.

Proprio la differenziazione del tipo d'alveo in cui sono collocate, in definitiva, potrebbe essere quella da adottare per la classificazione di questo tipo di sbarramento.

### **3.1.7 Alveo a valle**

Si può osservare che, a differenza di quanto avviene in genere per le dighe, l'alveo a monte e a valle di una traversa fluviale ha caratteristiche simili dal punto di vista dimensionale e morfologico. Va tenuto in conto che spesso il tratto di valle è allagato e che con una certa frequenza si hanno portate transitanti di entità rilevante, con le conseguenti interazioni con fondo alveo e sponde, specie nel tratto immediatamente a valle del bacino di smorzamento: in sostanza la zona di influenza della traversa si estende anche a valle di essa per un tratto relativamente significativo. Per queste opere è quindi necessario valutare la possibile determinazione di condizioni di criticità nell'alveo a valle a seguito della realizzazione o dell'adeguamento di una traversa e delle relative arginature, a causa delle modifiche del regime idraulico non solo in termini di livelli ma anche di velocità.

Inoltre, a differenza delle dighe, le traverse fluviali risentono, nel loro funzionamento, anche dei livelli che si instaurano nell'alveo di valle.

Per tale ragione, gli studi idraulici per le traverse fluviali devono necessariamente comprendere tratti di alveo opportuni, sia a monte che a valle dello sbarramento, con valutazioni specifiche caso per caso.

### 3.2 Dimensionamento idrologico/idraulico delle traverse di nuova costruzione

Per le nuove traverse, compatibilmente con la sostenibilità economica della costruzione, vi è la possibilità di scegliere configurazioni tali da garantire il transito in sicurezza di piene rilevanti con largo margine e con eventuale indisponibilità di alcune luci e da non costituire in alcun caso un peggioramento della situazione di deflusso preesistente. In sostanza quindi le traverse di nuova costruzione possono e devono garantire la “trasparenza” rispetto alla piena di progetto.

In ogni caso anche per un nuovo sbarramento si ritiene opportuno un dimensionamento congruo con le portate effettivamente transitabili nella sezione interessata, la cui valutazione dovrebbe includere non solo la pura stima idrologica del bacino sotteso dall’opera, ma anche i contributi dovuti agli effetti di laminazione, naturale o conseguente a opere artificiali, e tenendo conto del dimensionamento idraulico ed arginale di tutto il tratto fluviale.

Il dimensionamento dovrebbe quindi essere valutato insieme a tutte le Autorità preposte alla sicurezza idraulica e delle infrastrutture fluviali in modo razionale e organico, evitando imposizioni puntuali e aprioristiche che creino in definitiva ingiustificabili disomogeneità nella protezione arginale.

Le stime idrologiche per il dimensionamento idraulico della traversa dovrebbero essere prioritariamente impostate su metodi diretti basati su dati di portate registrati nell’intorno della sezione di interesse.

Per quanto detto, la portata di piena di progetto dovrebbe essere pari o di poco superiore a quella di dimensionamento degli argini e degli altri manufatti fluviali, quindi dell’ordine di 200 – 300 anni.

### 3.3 Verifica idrologica/idraulica delle traverse esistenti ed eventuale predisposizione di provvedimenti correttivi

#### 3.3.1 Elementi di progettazione idraulica delle traverse esistenti

Come accennato al capitolo 1, il progetto e il dimensionamento delle dighe e delle traverse è sempre stato improntato alla normativa vigente in quel momento; l’evoluzione nel tempo delle norme può porre seri problemi di adeguamento delle opere più datate. Ciò si riflette in modo particolare sulle traverse, la cui tipologia è stata ricompresa nel novero delle dighe solo in tempi relativamente recenti.

Anche per tale ragione, a fronte di una rigorosa applicazione delle NTD 2014, circa il 90% delle traverse di competenza della Direzione Generale Dighe oggi necessiterebbe di un adeguamento idraulico più o meno importante.

Può essere interessante, a titolo di esempio, ricostruire i criteri di dimensionamento della traversa di Isola Serafini, la maggiore d’Italia per sviluppo del coronamento e per le portate gestite (v. Figura 12). Il progetto dello sbarramento, redatto nella seconda metà degli anni 1950, non definisce una “massima piena” del Po, ma si limita ad accertare che il rigurgito prodotto dalla ritenuta a quota 41,50 m s.l.m. in corrispondenza della traversa (quota di massima regolazione, uguale alla quota di massimo invaso) sia compatibile con il contenimento nell’alveo naturale di morbida di portate fino a 4.000 m<sup>3</sup>/s. Infatti, quando la portata raggiunge il valore di 4.000 m<sup>3</sup>/s, le paratoie sono totalmente aperte in modo da ricostituire le condizioni idrometriche naturali, in quanto la sezione netta nello sbarramento, per livello a quota 41,50 m s.l.m., è stata mantenuta praticamente uguale a quella dell’alveo naturale preesistente. Allorché la portata oltrepassa tale valore, le condizioni idrometriche del fiume, sia nella sezione di sbarramento che in quelle di monte, permangono identiche a quelle naturali in assenza dello sbarramento. Per portate elevate sarà quindi invasa dalle acque anche la parte golenale in sinistra dello sbarramento fino all’argine maestro (quota minima 46,40 m s.l.m.) e la portata di piena defluirà come prima della realizzazione dell’opera.

La portata di 12.800 m<sup>3</sup>/s, indicata anche nel FCEM come portata della piena di riferimento, nonché la conseguente quota di 44,84 m s.l.m., sono valori relativi alla piena verificatasi nel 1951 e sono stati considerati in progetto solo per dimostrare l’effetto trascurabile dell’opera sui maggiori livelli idrometrici, eccettuato “un primo breve tratto nelle immediate vicinanze dello sbarramento”. Il rigurgito causato dalle

pile in tale situazione è stimato in appena 10 cm, che si esauriscono verso monte nello spazio di pochi metri.

In riferimento ai problemi della sicurezza idraulica, il progetto stabilisce in particolare che le arginature esistenti "con il loro relativo franco rappresentano la difesa contro la massima piena prevedibile per il fiume Po, e la valutazione o meno della loro insufficienza esula dai problemi connessi con lo sbarramento", visto che esso non influisce sul deflusso.

La passerella di manovra, situata a quota 55,50 m s.l.m., è in posizione tale da consentire il sicuro sollevamento delle paratoie e le strutture laterali di contenimento hanno quota minima di 45,50 m s.l.m., superiore a quella degli argini dell'alveo di morbida.

Tale criterio di dimensionamento, che prescinde da calcoli idrologici ed idraulici in merito a piene con tempi di ritorno elevati, dell'ordine di 500 – 1000 anni, è evidentemente alla base del progetto di molte traverse esistenti: se esse sono trasparenti rispetto alla piena, cioè non ne modificano il deflusso rispetto alla situazione ante operam e se le strutture sono tali da garantire in ogni caso gli accessi e la sicurezza di operatori ed apparecchiature, ciò è stato ritenuto sufficiente.

È pertanto evidente che voler verificare tali opere con criteri e portate previsti dalle Norme attuali per le dighe propriamente dette, pone seri problemi e può portare al paradosso di interventi localizzati che non riducono la probabilità di esondazione lungo l'asse fluviale, non aumentano la sicurezza della struttura e rischiano di peggiorare la situazione a valle, impedendo in alcuni tratti il corretto deflusso in zone golenali.

Le norme precedenti alle NTD 2014, che prevedevano per le traverse regole diverse e meno prescrittive rispetto ai criteri imposti per le dighe (ad es. nessun riferimento a franchi, a tempi di ritorno millenari, ecc.) costituivano probabilmente un approccio più razionale e corretto. Esse consentivano pertanto un raccordo sostenibile tra la realtà precedente al 1959, quando la progettazione e costruzione delle traverse era ispirata a principi di natura differente da quelli delle dighe, riconducibile ad altre strutture fluviali (ponti, argini, ecc.) ed il Regolamento che correttamente voleva in qualche modo ricomprendere tali strutture nel novero delle dighe.

Il livello normale di ritenuta (41.50) è stato stabilito in modo da contenere il rigurgito prodotto dallo sbarramento sicuramente entro l'alveo di morbida, senza invasione cioè delle golene laterali, in modo che permangano inalterate le condizioni del regime idraulico a partire da una portata di 4000 mc/s in su; la quota 41.50 anzidetta coincide appunto con la quota idrometrica naturale competente alla portata di 4000 mc/s.

Figura 14 - Stralcio progetto idraulico della traversa di Isola Serafini

Un'altra incongruenza è dovuta al fatto che, applicando rigidamente la normativa attuale, non è esplicitamente consentito considerare nelle rivalutazioni idrologico-idrauliche di uno sbarramento le condizioni dell'alveo fluviale a monte, e quindi eventuali effetti di laminazione o esondazioni naturali; questo comporta, in molti casi, una forte sovrastima delle reali portate in transito presso lo sbarramento per tempi di ritorno elevati (500 e 1000 anni), ingegneristicamente non fondata e non realistica.

### 3.3.2 Verifica idraulica delle traverse esistenti

Per la verifica idraulica di uno sbarramento prima di tutto occorre definire, in base alla normativa ed alle caratteristiche idrologiche ed idrauliche del bacino, quale sia la portata di verifica; successivamente occorre accertare se essa transita nel tratto d'alveo interessato rispettando i franchi assegnati.

A questo scopo nei casi più semplici in cui si può ipotizzare che tutta la portata transiti nell'alveo, può essere effettuato un calcolo di moto unidimensionale permanente.

Nel caso in cui l'ipotesi di deflusso contenuto nell'alveo non sia realistica, occorre ricorrere a modellazioni di maggiore complessità, di tipo bidimensionale o combinata 1D - 2D, in regime di moto vario; allo scopo si possono utilizzare opportuni moduli specializzati di calcolo, come Hec-Ras (USACE) o Mike (DHI).

In particolare, la modellazione 1D è utilizzata per l'asta fluviale principale ed il deflusso in alveo, mentre la modellazione 2D per le aree golenali esterne in cui il deflusso di piena si può espandere. I due tipi di modellazione vengono raccordati mediante opportune "strutture laterali".

È naturalmente necessaria la caratterizzazione geometrica accurata dell'alveo e delle zone immediatamente prospicienti, al fine di definire un numero sufficiente di sezioni a monte e valle dello sbarramento che consentano una valutazione aderente alla reale situazione fisica (tenendo conto quindi di eventuali strozzature naturali o artificiali, manufatti, ecc.).

Si deve inoltre considerare che durante gli anni di esercizio la situazione batimetrica dell'alveo a monte e a valle dell'opera subisce variazioni (siano esse a seguito di processi di erosione e/o di interrimento) e per tale motivo le verifiche idrauliche devono essere condotte previo un aggiornato rilievo dell'alveo fluviale stesso.

L'attuale normativa prevede come riferimento, per dighe e traverse in calcestruzzo, la piena con tempo di ritorno di 500 anni ed il franco netto di 1 metro. La presenza di argini in terra a contenimento dell'invaso eleva a 1000 anni il tempo di ritorno da considerare e a 1,5 m il franco rispetto alla loro cresta. Nel caso in cui tale condizione non sia rispettata, vige l'obbligo di procedere quantomeno ad interventi di miglioramento.

La verifica deve essere effettuata anche considerando il blocco parziale delle paratoie secondo le già richiamate prescrizioni delle NTD 2014.

È chiaro che manufatti progettati e costruiti con criteri diversi e meno rigidi difficilmente soddisfano queste verifiche; le rivalutazioni idrologiche dovute all'evolvere dei relativi parametri possono ulteriormente peggiorare la situazione.

Ancor più che nel caso di traverse di nuova costruzione, per opere esistenti una simile impostazione risulta penalizzante e l'obbligo di adeguamento o miglioramento idraulico appare troppo stringente, difficilmente praticabile, inutile e talvolta anche controproducente. Si avrebbe infatti una limitata zona d'alveo (quella di pertinenza della traversa) con un dimensionamento sensibilmente superiore rispetto ai tratti di monte e di valle, dove in genere argini e manufatti trasversali sono dimensionati per un tempo di ritorno non superiore a 200 anni. Il potenziamento delle arginature eliminerebbe la possibilità di espansione e conseguente laminazione della piena, aumentando la velocità di propagazione e il picco di portata a valle. Valori più congrui per le traversi esistenti potrebbero essere quelli di piene con tempo di ritorno non superiore a 200 anni.

In attesa di una auspicabile modifica delle norme introdotte dalle NTD 2014, si può comunque concludere che la verifica idraulica di una traversa non si deve limitare al calcolo idrologico ed alla verifica dei franchi, ma deve valutare anche una più generale situazione del tratto d'alveo, le possibili laminazioni a monte, gli eventuali aggiramenti dell'opera correttamente previsti in sede di progetto.

Si ritiene comunque necessario effettuare anche la verifica di effettiva "trasparenza" della traversa per le portate di piena transitanti in alveo, escludendo cioè che la presenza della traversa (ovviamente a paratoie

completamente sollevate, nel caso di traversa mobile) alteri il naturale deflusso della piena e determini livelli idrici a monte della traversa stessa apprezzabilmente maggiori di quelli che si avrebbero in sua assenza. L'influenza della traversa potrebbe essere dovuta - oltre che alle pile o ad altri restringimenti artificiali - anche ad eventuali livelli idrici delle portate in transito superiori alla quota del bordo inferiore delle paratoie sollevate o di altri manufatti trasversali.

In tal senso il livello di invaso che si instaura per la portata di progetto non deve raggiungere, a paratoie della traversa in completa apertura, il lembo inferiore delle paratoie stesse ma deve garantire un margine accettabile per il passaggio del materiale flottante, se non altro quello connesso con il richiamo della corrente idrica. Tale condizione non risulta espressamente prevista dalle NTD 2104 per gli interventi di miglioramento e per la valutazione della sicurezza idraulica, ma dovrebbe essere espressamente considerata, insieme alle modalità di utilizzo delle paratoie e alle garanzie e ridondanze che offrono i sistemi di manovra.

Sono noti anche alcuni casi di funzionamento delle paratoie sotto battente in caso di piena di progetto, ma in tale situazione non si può ovviamente affermare la "trasparenza" dell'opera.

Se si riscontra la non influenza della traversa per le massime portate che possono defluire in alveo, tale conclusione può essere per lo più estesa anche a portate maggiori, che comportano fenomeni di esondazione a monte della traversa e quindi il suo aggiramento, tenendo anche presente che di norma, in presenza di fenomeni di esondazione, si rilevano incrementi modesti di livelli idrici a fronte di aumenti di portate percentualmente molto più rilevanti. Va ovviamente verificato che il transito di portate fuori alveo non possa dare luogo a criticità per opere accessorie determinanti per la sicurezza della traversa stessa (ad esempio strada di accesso, organi di comando, ecc.).

Se la traversa risulta ininfluenza sul transito della piena, l'eventuale insufficienza dell'alveo (o delle sue arginature) esula da quanto connesso con lo sbarramento. Eventuali fenomeni di esondazione, cioè di insufficienza dell'alveo a convogliare portate a bassa probabilità di accadimento, ricadrebbero nel generale tema di protezione arginale delle superfici idrografiche.

In caso di interferenza dell'opera con il transito della piena ed inadeguatezza dei franchi, i provvedimenti possibili per eliminare l'insufficienza idraulica sono molteplici ma in genere molto impattanti, per cui vanno commisurati alla problematica presente ed alla situazione generale dell'opera e del corso d'acqua. Tra le possibili soluzioni si possono citare interventi strutturali sull'opera come la modifica delle luci (eliminazione di pile, abbassamento soglie e migliona degli organi di sbarramento), l'innalzamento delle strutture, il potenziamento dell'apertura delle paratoie, la realizzazione di bypass. Spesso tali interventi devono essere accompagnati da adeguamento degli argini.

Se l'insufficienza idraulica è dovuta ad una inadeguatezza delle arginature a monte, non dimensionate con gli stessi criteri idrologici della traversa, la necessità di un eventuale intervento di adeguamento prescinde dall'esistenza dello sbarramento.

## 4. ELEMENTI GEOTECNICI E STRUTTURALI

### 4.1 Elementi critici di dimensionamento

Il funzionamento complessivo di una traversa dipende da una serie di elementi strutturali e di parti concorrenti, da proporzionarsi in modo adeguato allo scopo di garantire i margini di sicurezza richiesti.

Gli elementi strutturali di cui si compone il corpo principale della traversa sono:

- un corpo di ritenuta, a elementi fissi o mobili;
- una platea per il controllo e dissipazione del flusso a valle della soglia del corpo di ritenuta, con i relativi muri d'argine;
- elementi di intercettazione delle portate filtranti (taglione di monte, taglione di valle, eventuali estensioni laterali);
- elementi di innesto nelle spalle;
- opere di fondazione.
- eventuali elementi strutturali connessi allo sbarramento, come opera di presa o fabbricato di centrale.

Possono completare la struttura:

- gli argini a monte, nel tratto di rigurgito;
- il raccordo con gli argini fluviali a valle della vasca di dissipazione.

### 4.2 Criteri e parametri di verifica

#### 4.2.1 Verifiche statiche

##### 4.2.1.1 Modalità di verifica

La normativa vigente è costituita dalle NTD 2014 (D.M. 26.06.2014) e dalle Norme Tecniche per le Costruzioni<sup>7</sup>, in base alle quali le verifiche vanno eseguite con riferimento agli stati limite.

Le verifiche statiche consistono in verifica di stabilità (principalmente scorrimento e ribaltamento) allo stato limite ultimo e nella verifica degli stati tensionali allo stato limite di esercizio. In accordo con le NTD 2014, lo stato limite ultimo di riferimento è lo SLV, quello di esercizio lo SLD.

Nelle verifiche allo scorrimento monte-valle il fattore di sicurezza globale è definito dal rapporto tra la somma delle azioni resistenti sul piano orizzontale ed il taglio agente, dato dalla risultante di tutte le forze destabilizzanti orizzontali.

Per quanto concerne la stabilità a ribaltamento, occorre calcolare i momenti stabilizzanti e destabilizzanti rispetto all'estremo di valle delle pile per ciascuna combinazione di carico e per ciascun piano di verifica. Il fattore di sicurezza è definito dal minore dei rapporti tra momento stabilizzante e momento destabilizzante nell'ipotesi di collasso verso valle dell'opera.

In genere le situazioni di maggiore criticità si riscontrano nella verifica a scorrimento sul piano di fondazione, riferita alla quota di massimo invaso.

---

<sup>7</sup> Le NTD 2014 richiamano, vista la loro data di emissione, le "vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (NTC)", ma la normale interpretazione, confermata anche da riferimenti in circolari successive, è quella di considerare come riferimento l'aggiornamento NTC del 2018 approvato con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

#### 4.2.1.2 Carichi e combinazioni di carico

I carichi da applicare nelle verifiche statiche delle traverse sono gli stessi utilizzati per le altre dighe, come d'altra parte identica è la normativa di riferimento, anche se vi sono alcune specificità dovute alle strutture normalmente riconoscibili in questa tipologia di sbarramento. In generale si possono considerare:

- peso proprio dello sbarramento: è dato dal volume dell'opera per il peso specifico del materiale. In particolare, per le traverse mobili, il volume di calcestruzzo è in generale minore di quello di una diga tradizionale di pari altezza di ritenuta a causa della presenza prevalente di paratoie;
- peso del ponte/ponti di servizio, di passerelle, ecc.; da valutare in particolare il vincolo tra questi manufatti e le pile: per lo più si tratta di appoggi;
- peso delle paratoie, di eventuali contrappesi, argani, ecc.;
- spinta del terreno a monte;
- resistenza passiva del terreno, dove applicabile (in direzione monte-valle e destra-sinistra);
- spinta idrostatica a monte: spinta agente sul paramento di monte, sulle pile, sulle paratoie ed in corrispondenza della parete interna del taglione di fondazione di valle;
- spinta idrostatica a valle: spinta agente sulle parti di valle sommerse, compresa la parete interna del taglione di fondazione di monte<sup>8</sup>;
- interrimento e ghiaccio, dove presenti;
- sottospinte per le fondazioni delle pile e i cassoni delle platee. In genere non sono presenti sistemi di drenaggio;
- per opere nuove, le azioni di origine termica e da ritiro, che sono in genere trascurabili nei casi di traverse esistenti.

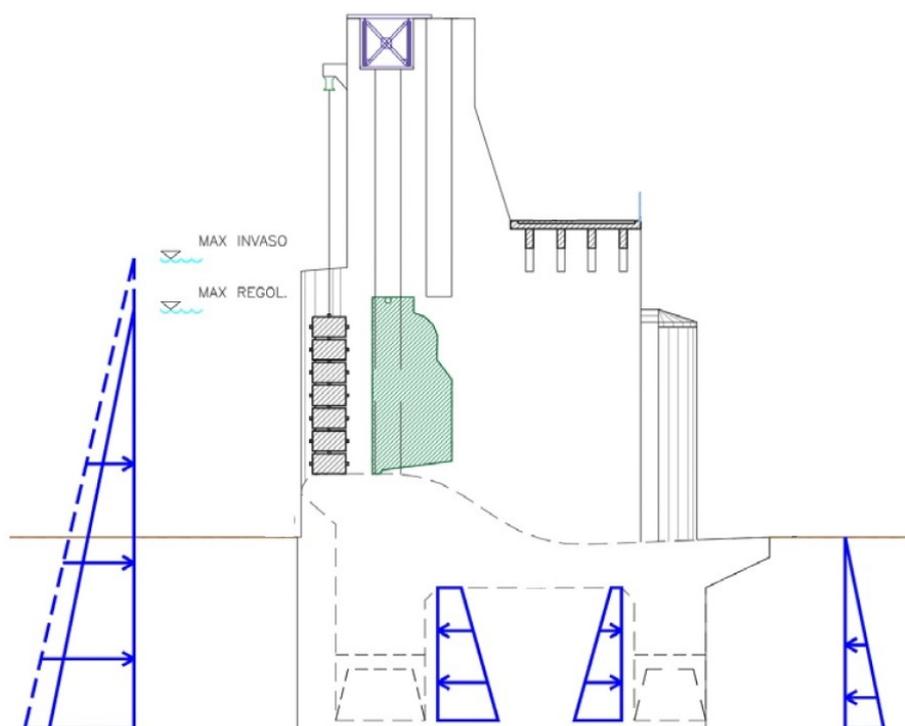


Figura 15 - Possibile schema delle azioni dovute alla spinta idrostatica di monte e di valle

<sup>8</sup> Si ricorda che le NTD 2014 prescrivono di trascurare la spinta idrostatica sul paramento di valle o considerare la condizione "più sfavorevole".

Per quanto riguarda le combinazioni di carico da considerare valgono le indicazioni contenute nelle NTD 2014, capitolo C8 e nelle NTC 2018. In particolare, la normativa prevede le seguenti combinazioni di carico principali:

- serbatoio vuoto;
- serbatoio pieno con il livello alla massima regolazione (esercizio normale, paratoie chiuse);
- serbatoio pieno con il livello al massimo invaso.

Nel caso di traverse mobili che in piena siano gestite a paratoie completamente aperte è opportuno effettuare anche una verifica statica a sbarramento aperto (quindi con carichi sostanzialmente equilibrati monte – valle) per livelli pari a quelli raggiunti con piena con tempo di ritorno di almeno 1000 anni per opere nuove, di 500 anni per le esistenti, a prescindere dalla portata di dimensionamento idraulico.

#### **4.2.2 Verifica sismica**

La normativa vigente è costituita anche in questo caso dalle NTD 2014, dalle NTC 2018 e dalla Circolare della D.G. Dighe 3 luglio 2019, n. 16790, "Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie - Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18) - Rev. 1 - Giugno 2019". Per quanto riguarda la vita nominale occorre fare riferimento alle opere con livelli di prestazioni elevate, mentre per la classe d'uso le Norme di fatto permettono l'utilizzo della classe III solo per dighe non destinate all'utilizzo idroelettrico o potabile, mentre per queste ultime è necessario considerare la classe IV (costruzioni "strategiche").

Nelle verifiche sismiche, oltre ai carichi considerati nelle verifiche statiche, occorre tenere in conto la spinta idrodinamica, nonché l'azione sismica orizzontale e verticale. Anche le combinazioni di carico sono più numerose, in quanto vanno considerate le situazioni di serbatoio pieno (massima regolazione) e serbatoio vuoto; devono essere tenute in conto le azioni sismiche sia verso monte che verso valle, destra-sinistra e con azione verso l'alto e verso il basso.

Ai sensi della circolare "Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie - Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18), le verifiche vanno fatte quanto meno allo stato limite di danno (SLD) e di collasso (SLC).

Data la tipologia e la classe d'uso associate alle traverse, tale prescrizione - analoga a quella per tutte le altre dighe - porta a considerare per l'azione sismica tempi di ritorno e quindi accelerazioni estremamente elevate, che pertanto possono non essere commisurate all'effettivo livello di rischio dell'opera.

#### **4.2.3 Verifica sismica delle paratoie**

Per le traverse, le paratoie rappresentano l'elemento principale ai fini della tenuta idraulica; ne è pertanto necessaria la verifica in caso di sisma. Le NTD 2014 ricordano infatti che "è da valutare se il mancato funzionamento, il danneggiamento o la rottura può portare alla perdita di controllo dell'invaso o di funzionalità del serbatoio".

La Norma stessa non precisa le modalità di verifica delle paratoie, ma ricorda che i criteri di modellazione e i metodi di analisi e verifica sono generalmente gli stessi che si utilizzano per il progetto delle costruzioni civili. Pertanto, prescrive di fare riferimento alle indicazioni delle NTC 2018 e della relativa circolare esplicativa e, dove necessario, agli Eurocodici o ad altri riferimenti normativi di comprovata validità.

La suddetta Circolare prescrive tuttavia che la verifica degli scarichi agli stati limite ultimi si effettui con riferimento al solo SLV, al fine di garantire la sicurezza nei confronti di anomalie o perdite incontrollate d'acqua. La verifica agli stati limite di esercizio, inteso come danneggiamento che possa determinare

criticità nei confronti dell'operabilità della paratoia, si effettua, di norma, con riferimento allo SLO e allo SLD. È possibile effettuare un'unica verifica adottando l'azione corrispondente allo SLD e i criteri di verifica dello SLO (in pratica, verificando l'assenza di danni che limitino l'operatività sotto effetto dell'azione sismica relativa allo SLD).

Non ipotizzando la concomitanza di eventi estremi (sisma di magnitudo superiore all'OBE<sup>9</sup> ed evento di piena) si può ritenere accettabile, in caso di sisma, la perdita di manovrabilità di una certa percentuale delle paratoie di uno sbarramento.

Tra i riferimenti utilizzabili si possono citare:

- EN 1993 1-1:2005 Eurocode 3 – Design of steel structures
- EN 1993 1-5 :2006 Eurocode 3 – Plated Structural Elements
- EN 1993 1-6 :2007 Eurocode 3 – Strength and stability of shell structures
- DIN 19704 Stahlwasserbauten
- ETL 1110-2-584:2014 Design of hydraulic steel structures
- U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 2014, DS 13, Design Standards No. 14 Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design Standard

Va inoltre ricordato il Bulletin ICOLD 123: “Seismic design and evaluation of structures appurtenant to dams” [16]; il documento si propone come linea guida per la progettazione sismica, in chiave sia di dimensionamento, sia di valutazione della sicurezza, per le opere accessorie delle dighe, nuove ed esistenti.

Per ulteriori dettagli in merito alle paratoie si veda il Bollettino ITCOLD “Dispositivi di intercettazione e scarico” [17].

#### **4.2.4 Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici (sollevamento e sifonamento)**

##### **4.2.4.1 Criteri di verifica**

Gli stati limite idraulici vengono attivati per effetto del moto di filtrazione generato dall'invaso. A partire dalla quota di massima regolazione, si produce una distribuzione del carico piezometrico che interessa la traversa e le opere collegate.

È stato già commentato che in questa interazione si generano:

- a) forze di galleggiamento dovute alle sottospinte;
- b) forze di filtrazione verticali dovute al flusso che emerge a valle del taglione di valle;
- c) forze di filtrazione orizzontali lungo il contatto struttura-fondazione o in fondazione;
- d) forze di filtrazione orizzontali, nell'aggiramento del flusso attorno alle spalle.

In base alle NTC, vengono fissati dei criteri per i soli stati limite idraulici che fanno riferimento ai fenomeni a) e b), ossia al sollevamento e al sifonamento. Per tutti gli altri casi le NTC rimandano alla sensibilità del Progettista.

Le NTD 2014 richiamano le NTC e conferiscono al Progettista la possibilità di utilizzare coefficienti di sicurezza più cautelativi, in base alla sua sensibilità<sup>10</sup>.

Le Norme non forniscono criteri rispetto alla tenuta idraulica dell'insieme, ossia alle perdite totali a valle dell'opera, in fondazione e per aggiramento, anche a causa della molteplicità di situazioni possibili. Di esse e del loro contenimento, tuttavia, la progettazione deve tenere conto adottando i necessari

<sup>9</sup> Operating Basis Earthquake, o Terremoto d'Esercizio, in pratica è quello di riferimento per la valutazione allo SLO.

<sup>10</sup> Le NTD 2014 richiamano il tema del sifonamento solo all'interno del capitolo E, dedicato alle dighe di materiali sciolti.

accorgimenti per rendere efficiente il sistema di trattenimento dell'acqua di filtrazione in base alle condizioni naturali del terreno di fondazione.

La definizione delle condizioni di filtrazione va fatta a partire da analisi di filtrazione con cui definire portate in uscita e distribuzione spaziale dei gradienti. Programmi agli elementi finiti o reti di filtrazione tracciate a mano sono ugualmente efficaci. Per le verifiche rispetto alle forze di cui ai precedenti punti a), b) e c) si fa riferimento al modello bidimensionale nel piano monte valle. Per le verifiche d) è necessario ricorrere ad analisi tridimensionali, anche se in genere è sufficiente fare uso di modelli semplificati con cui tenere conto della circolazione laterale dell'acqua.

Come detto, i gradienti effettivi, medi o di efflusso, vengono generalmente determinati risolvendo modelli di filtrazione bidimensionali con metodi agli elementi finiti o alle differenze finite. In tali modelli occorre prestare attenzione all'estensione complessiva ed alla discretizzazione del dominio e graduare opportunamente le dimensioni degli elementi nelle zone di massima variabilità dei gradienti. Le condizioni al contorno, ovvero i livelli idrici di monte e di valle, sono da assumersi cautelativamente come quelle che massimizzano il salto piezometrico: quota massima di regolazione a monte e quota di minima magra a valle.

#### 4.2.4.2 Verifiche a galleggiamento

Per quanto riguarda le verifiche a galleggiamento, le NTD 2014 impongono l'impiego di una distribuzione di sottopressioni linearmente decrescente in direzione monte-valle lungo la base dell'opera, eventualmente ridotta per la presenza dei dreni (non usati tuttavia in genere nelle traverse), a partire dal carico idraulico di monte e di valle. L'uso delle sottopressioni ricavate dalla rete di filtrazione consente di meglio aderire alle reali condizioni di sottospinta, tenuto conto che, rispetto alle dighe, le traverse hanno una base più articolata, specie in quota, e sono in genere dotate di taglioni, sia a monte che a valle; ciò è altresì previsto dalle NTD 2014, che evidenziano appunto come - in situazioni geometriche non regolari - la distribuzione delle sottopressioni debba essere valutata mediante apposite analisi di filtrazione.

Si evidenzia infine l'importanza che nelle verifiche si tenga conto, oltre che delle condizioni di normale esercizio, anche di situazioni temporanee in cui si debbano svuotare le vasche di dissipazione o le singole luci a scopo manutentivo.

#### 4.2.4.3 Verifiche rispetto al flusso verticale (sifonamento - heaving)

Rispetto alle sollecitazioni per le forze di filtrazione verticali dovute al flusso che emerge a valle del taglio di valle, la verifica a sifonamento di una traversa fluviale è basata sul confronto tra il gradiente critico e il gradiente effettivo; il rapporto fra tali valori rappresenta il fattore di sicurezza a sifonamento della struttura:

$$FS_{\text{sifonamento}} = \frac{i_{\text{critico}}}{i_{\text{effettivo}}}$$

Mentre il gradiente critico dipende esclusivamente dal peso del terreno e risulta pertanto di facile calcolo, le maggiori difficoltà si incontrano nella valutazione del gradiente effettivo. In base alle norme vigenti (NTC 2018, par. 6.2.4.2), la verifica può essere condotta attraverso due approcci: il gradiente effettivo può essere calcolato facendo riferimento al gradiente medio sull'intero percorso di filtrazione tra monte e valle, oppure al gradiente di efflusso nell'ultimo tratto di valle. Nel primo caso il minimo fattore di sicurezza accettabile sarà pari a 3, nel secondo a 2:

$$FS_{\text{sifonamento}} = \frac{i_{\text{critico}}}{i_{\text{medio}}} \geq 3$$

$$FS_{\text{sifonamento}} = \frac{i_{\text{critico}}}{i_{\text{efflusso}}} \geq 2$$

Nota la rete di filtrazione, il gradiente medio è calcolato di volta in volta dividendo il salto piezometrico tra le equipotenziali di interesse per la lunghezza della più breve linea di corrente che le separa, mentre il gradiente di efflusso (exit gradient) è ottenuto dividendo il salto piezometrico tra le due ultime linee equipotenziali di valle per la lunghezza del tratto che le separa, sempre misurato lungo la linea di corrente più breve.

I valori sopra esposti, riportati nelle NTC, appaiono correlati a opere ove il carico idraulico derivi da una falda e comunque non costituisca il carico predominante. È stato commentato nei capitoli precedenti che i terreni di fondazione - specie quelli alluvionali, che sono i più complessi e forse i più frequenti per questo tipo di opera - presentano dettagli stratigrafici secondari che possono alterare fortemente la distribuzione dei gradienti e portare a crisi ove i margini non siano sufficienti. Per questo, in genere sono raccomandati coefficienti di sicurezza più alti, nell'ordine di  $FS = 4-5$  [18] [19].

#### 4.2.4.4 Verifiche rispetto al flusso orizzontale sotto al manufatto (erosione, sifonamento, roofing)

A partire dalla rete di filtrazione si può ottenere il gradiente lungo la linea di flusso che corre al contatto tra manufatto e fondazione.

Una valutazione analoga è alla base dei metodi di Bligh (1910) [20] e Lane (1935) [21], che associano a una lunghezza di filtrazione un criterio di sicurezza empirico, ricavato da osservazioni dirette.

Entrambi i metodi considerano come percorso di filtrazione “critico” il perimetro delle fondazioni. Nel metodo di Bligh si definisce *coefficiente di creep* il rapporto tra la lunghezza del percorso di filtrazione e il salto piezometrico tra monte e valle. Nel metodo di Lane il coefficiente di creep è calcolato assegnando un peso di 1 ai tratti verticali del percorso di filtrazione e di 1/3 a quelli orizzontali, ciò al fine di tenere in considerazione l'anisotropia del terreno nei riguardi della permeabilità. I coefficienti così definiti sono gli inversi dei gradienti idraulici calcolati sull'intera lunghezza del percorso di filtrazione e permettono di definire il livello di sicurezza delle strutture non solo rispetto al distacco platea-fondazione (propriamente “roofing”), ma anche a sifonamento.

Basandosi sull'analisi di oltre 200 sbarramenti, i due autori hanno infatti fornito dei valori minimi consigliati, per i succitati coefficienti, relativamente a differenti tipologie di terreno. Tali valori sono da intendersi già comprensivi di un coefficiente di sicurezza stimabile tra 4 e 5, in quanto nessuna delle opere analizzate è stata soggetta a sifonamento o a roofing.

I suddetti metodi, che sono stati di più frequente utilizzo in passato, possono essere utilmente impiegati anche oggi.

#### 4.2.4.5 Verifiche rispetto al flusso orizzontale ai lati del manufatto (erosione, soffiatura)

Il problema dell'aggiramento delle opere è stato preso in considerazione in anni più recenti rispetto a quello della filtrazione nel piano verticale, anche perché le potenziali conseguenze sono spesso più attenuate. Per dare una misura dell'evoluzione nella sensibilità per tale fenomeno si tenga conto che il Terzaghi, nella edizione del 1943 del suo testo fondamentale, “Theoretical Soil Mechanics” [22], dichiarava che ci si poteva limitare alla valutazione della filtrazione nel piano verticale, mentre pochi anni dopo dedicava, nel Rapporto di Analisi della sua consulenza per la diga di S. Valentino, un intero allegato al calcolo della filtrazione laterale.

In generale, i terreni più sensibili sono quelli in cui il materiale non è internamente stabile, ossia ha una distribuzione granulometrica tale per cui la parte fine non può essere trattenuta dalla più grossolana. In questi materiali, gradienti eccessivi hanno l'effetto di movimentare la frazione fine del terreno (soffiatura), cambiando i rapporti di permeabilità, fino al limite a rimuoverla (erosione).

Il fenomeno nei vari aspetti è stato studiato da vari autori (Skempton et al. [23], Fannin et al. [24]). In particolare, Fannin propone il confronto tra i gradienti effettivi e un gradiente limite ottenuto applicando al gradiente critico un coefficiente riduttivo sperimentale.

Il problema può essere affrontato anche utilizzando, con eventuali opportuni adattamenti, i criteri di Lane ai potenziali percorsi di aggiramento laterale.

Allo stato attuale questo tipo di verifica è demandato interamente alla sensibilità del Progettista/Verificatore.

### **4.3 La progettazione strutturale e la costruzione di nuove traverse**

#### **4.3.1 Il quadro normativo attuale**

Il quadro normativo attuale riguardo alla progettazione e costruzione di nuove traverse è stato già descritto nei capitoli precedenti, a cui si rimanda per gli aspetti di dettaglio. Si ricorda comunque che la normativa tecnica nazionale di riferimento è costituita dal Decreto 26 giugno 2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, NTD 2014, nelle parti pertinenti ed applicabili (in particolare la parte F), nonché dal D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363, Parte Prima, “Norme generali per la progettazione, costruzione ed esercizio”.

È evidente come in sede di progetto di opere di nuova realizzazione, alla luce delle conoscenze approfondite oggi ottenibili riguardo alle caratteristiche dei terreni di fondazione e dei materiali, possano essere adottati dimensionamenti tali da consentire il rispetto rigoroso di qualsiasi normativa. Si ritiene peraltro che i concetti già espressi sulla commisurazione delle prescrizioni alla realtà ed al rischio di questi manufatti dovrebbero essere applicati anche ai nuovi progetti.

Nei seguenti paragrafi si delineano gli aspetti tecnici principali relativi al dimensionamento strutturale di queste opere.

#### **4.3.2 Dimensionamento strutturale dello sbarramento**

##### **4.3.2.1 Traverse fisse**

Le traverse fisse sono opere idrauliche di modesta importanza se paragonate a quelle mobili. Esse trovano il loro naturale utilizzo nei torrenti montani, dove le elevate pendenze degli alvei limitano fortemente la propagazione del rigurgito verso monte e i problemi di interrimento cui queste strutture sono soggette per loro natura. Non mancano tuttavia opere di dimensioni trasversali notevoli in alvei di pianura, tipicamente asservite a derivazioni irrigue o industriali.

La sezione tipo di una traversa fissa è generalmente ben definita e caratterizzata da specifici elementi strutturali; come già ricordato al punto 4.1, questi sono:

- un corpo di ritenuta;
- una platea per il controllo e dissipazione del flusso a valle della soglia di controllo con le relative arginature;
- elementi di intercettazione delle portate filtranti (taglione di monte, taglione di valle, eventuali estensioni laterali).

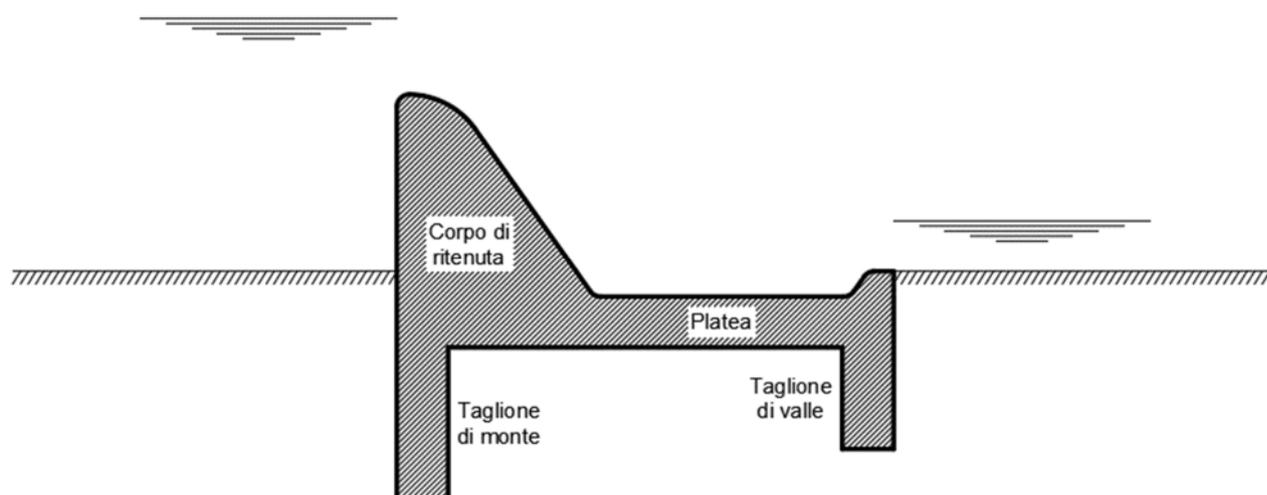


Figura 16 - Sezione trasversale tipo di una traversa fissa

Possono poi essere presenti arginature di competenza della traversa a monte (tratto di rigurgito) e a valle (zona di dissipazione in alveo).

La progettazione strutturale, ovvero il dimensionamento della traversa, potrà convenientemente essere eseguita relativamente ai singoli elementi che la compongono. Poiché tuttavia tali elementi si influenzano vicendevolmente (si pensi ad esempio alla quota altimetrica della platea, in grado di condizionare il coefficiente di efflusso sul corpo di ritenuta, o alla profondità dei taglioni, legata al salto e conseguentemente all'altezza dello sbarramento), il progetto dovrà altresì essere "affinato" in un processo iterativo fino a giungere ad una soluzione definitiva che garantisca un comportamento d'insieme efficiente in ogni suo aspetto.

#### 4.3.2.1.1 Dimensionamento del corpo di ritenuta

Il dimensionamento del corpo di ritenuta di una traversa fissa può essere agevolmente eseguito facendo riferimento, in via preliminare, ad una sezione trapezoidale con paramento di monte verticale, individuata dal triangolo fondamentale con vertice alla quota di massimo invaso. Tale sezione risulterà compiutamente definita attraverso i due soli parametri altezza e pendenza del paramento di valle.

L'altezza della sezione dovrà garantire lo smaltimento della portata di progetto senza eccedere la quota di massimo invaso. Tali parametri dipendono da molteplici condizioni e circostanze di differente natura e sono da considerarsi come dati di input per la progettazione strutturale.

Di norma, la soglia di sfioro ha larghezza prossima a quella del corpo idrico che intende sbarrare, in alcuni casi tuttavia essa può essere confinata nella porzione centrale dell'opera per allontanare la corrente dalle sponde (gaveta). Alla soglia principale è inoltre spesso associata una soglia secondaria, il callone, di minore altezza e di larghezza assai più ridotta, avente la finalità di garantire il deflusso ecologico a valle dello sbarramento. Talvolta esso ha soglia particolarmente ribassata ed è chiuso da una paratoia, al fine di permettere manovre di pulizia in prossimità dell'opera di presa.

Dopo aver definito l'altezza del corpo di ritenuta occorrerà determinare la pendenza del paramento di valle. Questa dovrà garantire l'assoluta stabilità del corpo di ritenuta in condizioni statiche e sismiche.

Data la struttura massiccia di tali opere, può certamente essere ritenuta valida l'ipotesi di comportamento a corpo rigido; la pendenza del paramento di valle può quindi essere determinata attraverso la statica dei sistemi rigidi imponendo la condizione più restrittiva tra l'equilibrio allo scorrimento sul piano di

fondazione e l'equilibrio al ribaltamento rispetto al terzo medio di valle, ovvero il passaggio della risultante delle azioni per il suddetto punto. La seconda condizione garantisce l'assenza di sforzi di trazione sul paramento di monte; è bene tuttavia osservare come difficilmente le resistenze dei calcestruzzi impiegati potranno essere superate, considerate le altezze assai modeste, tipicamente di pochi metri, che caratterizzano tali opere.

Nell'equilibrio allo scorrimento occorrerà valutare la resistenza a taglio dell'interfaccia tra il calcestruzzo e il materiale di fondazione. Qualora si adotti un criterio di rottura lineare alla Mohr-Coulomb, i valori di angolo di attrito e coesione, nel caso di traverse fondate su roccia, potranno essere stimati con riferimento a valori di letteratura, mentre nel caso di traverse fondate su materiali sciolti è opportuno fare riferimento ai parametri effettivi del terreno.

Definite le condizioni da imporre e quantificata la resistenza a taglio sul piano di fondazione, la corretta valutazione della pendenza del paramento di valle non potrà prescindere da una attenta valutazione delle azioni statiche e sismiche che agiscono sulla struttura.

Per quanto riguarda le azioni statiche, oltre al peso proprio, alla spinta idrostatica di monte e alla sottospinta, occorrerà considerare anche la spinta idrostatica di valle, frequentemente non trascurabile per queste strutture. Inoltre, specialmente nel caso di traverse fondate su terreni permeabili, bisognerà prestare particolare attenzione alla corretta valutazione della sottospinta, effettuando ipotesi sulla profondità del taglione di monte, sulla lunghezza della platea e sulla presenza o meno di un giunto tra questa e il corpo di ritenuta, in grado di dissipare parzialmente o totalmente le sottopressioni; queste potranno essere determinate ipotizzando perdite di carico proporzionali alla lunghezza dei percorsi di filtrazione.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, in prima approssimazione si potrà utilizzare il metodo pseudo-statico. Le forze di inerzia prodotte dal sisma saranno cioè rappresentate da azioni statiche equivalenti, date dal prodotto tra la massa e opportuni coefficienti sismici, orizzontali e verticali. Poiché le traverse fisse posseggono tipicamente periodi fondamentali estremamente contenuti, sono utilizzabili altresì le accelerazioni di picco al piano di fondazione. Le sovrappressioni idrodinamiche potranno essere valutate attraverso il metodo delle masse aggiunte di Westergaard, utilizzando gli stessi coefficienti sismici adottati per la valutazione delle forze di inerzia.

Ricavata la pendenza del paramento di valle e dunque completato il predimensionamento del corpo di ritenuta della traversa, il profilo teorico va adattato per evitare il verificarsi di pressioni relative negative al di sotto della vena effluente e quindi i fenomeni di attacco e stacco di questa sul paramento. Per fare ciò, è opportuno che la cresta segua il profilo inferiore della vena di uno stramazzo Bazin, sostenendola leggermente in modo da evitare depressioni. Si potrà adottare convenientemente il profilo di Creager-Scimemi oppure, per opere di importanza minore e per semplicità esecutiva, un profilo ad archi di cerchio con raggi crescenti da monte verso valle.

#### 4.3.2.1.2 Dimensionamento della platea

La corrente veloce che tracima dal corpo di ritenuta di una traversa fissa possiede solitamente un'energia sovrabbondante rispetto a quella richiesta per il moto uniforme in alveo a valle della stessa. La platea ha dunque la funzione di proteggere la fondazione del corpo di ritenuta dai fenomeni erosivi conseguenti alla dissipazione di tale eccesso di energia. Essa è tipicamente conformata a bacino di smorzamento al fine di smaltire l'eccesso di energia attraverso la formazione di un risalto idraulico localizzato. Il dimensionamento della platea di una traversa fissa consiste dunque nella determinazione della profondità e della lunghezza del bacino di smorzamento, nonché dello spessore della platea stessa.

Il calcolo della profondità del bacino della vasca di dissipazione potrà essere effettuato a partire dai carichi idraulici immediatamente a monte e a valle dello sbarramento. Il procedimento numerico, basato sulla risoluzione di sistema di equazioni di Bernoulli, è relativamente complesso e per esso si rimanda a testi specializzati quali quello del prof. Arredi [25].

Determinata la profondità del bacino, la lunghezza dello stesso risulterà correlata con l'altezza del risalto. In generale, la lunghezza del bacino potrà assumersi pari a circa 6 - 7 volte l'altezza del risalto.

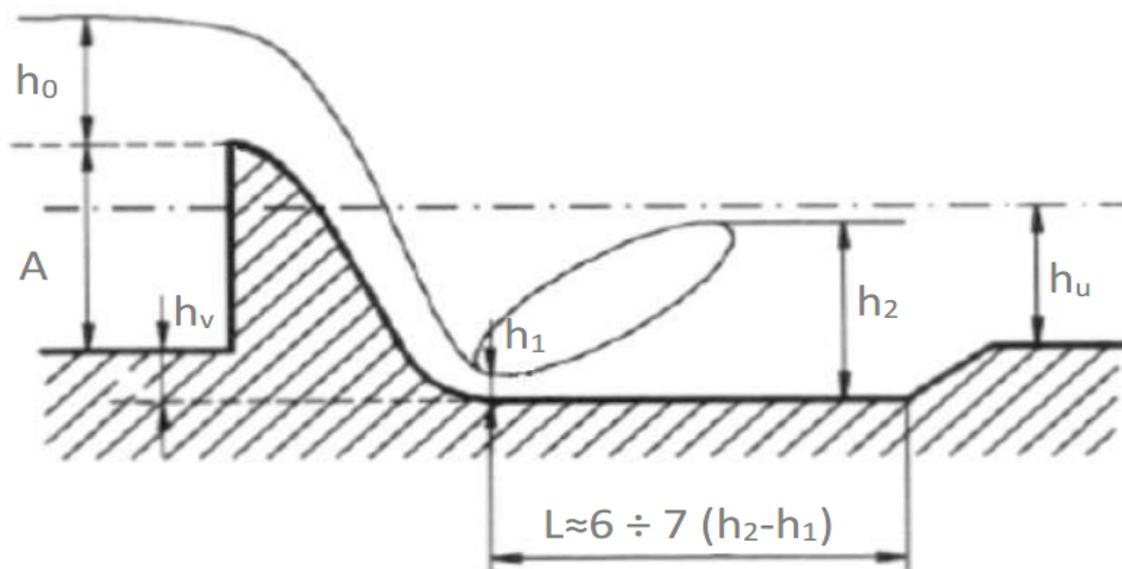


Figura 17 - Schema di risalto idraulico a valle di una traversa

Qualora la lunghezza della platea dovesse risultare eccessivamente onerosa da un punto di vista costruttivo o economico, essa potrà essere ridotta disponendo sulla stessa degli appositi dispositivi di dissipazione, come ad esempio i denti di Rehbock, oppure approfondendo il taglio di valle fino a quote non raggiungibili dalle erosioni.

Lo spessore della platea deve essere tale da evitare il sollevamento della stessa a causa della sottospinta agente. Esso potrà dunque essere determinato imponendo l'equilibrio al sollevamento, considerando come azioni stabilizzanti il peso della platea e quello dell'acqua contenuta nel bacino di smorzamento.

#### 4.3.2.1.3 Dimensionamento dei taglioni

##### Taglioni verticali

Indipendentemente dalla tecnologia costruttiva utilizzata per la realizzazione dei taglioni di monte e di valle di una traversa fissa (calcestruzzo gettato, pali trivellati, etc.), l'elemento di interesse per il dimensionamento è la loro profondità. È bene precisare come entrambi i taglioni contribuiscano alla funzione principale di allungamento dei percorsi di filtrazione e, conseguentemente, di abbattimento dei gradienti in uscita a difesa dal fenomeno del sifonamento. Il taglio di monte possiede inoltre la funzione di limitare la sottospinta agente sul corpo di ritenuta della traversa, mentre quello di valle ne protegge le fondazioni dai fenomeni erosivi che possono verificarsi in alveo.

Nel caso delle traverse fondate su roccia, il taglio di valle può essere omissivo, mentre quello di monte è generalmente di modesta profondità ed ha essenzialmente la funzione di proteggere il contatto tra calcestruzzo e roccia da possibili infiltrazioni di acqua. Un suo maggiore approfondimento può tuttavia essere utilizzato per ridurre le sottospinte a vantaggio del dimensionamento del corpo di ritenuta. Per sfruttare al massimo le caratteristiche della roccia, conviene che la tenuta sia realizzata con una cortina di

iniezioni, piuttosto che con un taglione convenzionale, al quale sarebbero associati scavi che possono indebolire l'ammasso roccioso e renderlo più permeabile.

Nel caso delle traverse fondate su terreni permeabili conviene, quando possibile, approfondire i taglioni fino al raggiungimento del substrato roccioso o comunque di un banco di terreno meno permeabile. In mancanza di tale possibilità, per assicurarsi in ogni caso contro il fenomeno del sifonamento, si può ricorrere nel dimensionamento ai già citati metodi semplificati di Bligh [20] o Lane [21].

Ipotizzando pari profondità per i due taglioni, il percorso di filtrazione avrà una lunghezza circa pari alla somma tra la lunghezza complessiva dello sbarramento, inclusa la platea, e quattro volte l'altezza di un taglione:

$$C\Delta H = L + 4h$$

dove  $C$  è il coefficiente di Bligh o Lane,  $\Delta H$  è il salto,  $L$  è la lunghezza dello sbarramento, inclusa la platea, e  $h$  è l'altezza di un taglione.

Determinate le altezze dei due taglioni, queste potranno poi essere aumentate o diminuite a monte o a valle al fine di assecondare le esigenze di abbattimento della sottospinta o di difesa dalle erosioni, avendo sempre cura di mantenere inalterato il valore della loro somma.

#### Taglioni laterali

I taglioni o diaframmi laterali sono realizzati per allungare lateralmente i percorsi di filtrazione e vanno estesi in profondità e larghezza, a partire dalle strutture della traversa. In linea di principio è sufficiente un solo taglione collegato al taglione di monte della traversa. La profondità in genere decresce, allontanandosi dalle opere.

Per il dimensionamento possono essere presi a riferimento i criteri di Bligh o Lane.

#### 4.3.2.2 *Traverse mobili*

Le traverse mobili trovano la loro naturale collocazione nei corsi d'acqua di pianura, dove le ridotte pendenze degli alvei impongono l'utilizzo di organi mobili per la regolazione dell'altezza di ritenuta al fine di evitare inondazioni di vaste porzioni di territorio a monte dello sbarramento in occasione degli eventi di piena. Tali opere presentano notevoli complessità progettuali e realizzative, poiché devono spesso sbarrare corpi idrici dalla notevole portata e dalle ampie sezioni trasversali, quasi sempre caratterizzati da alvei con presenza di materiale sciolto alluvionale, di ridotta capacità portante e di elevata permeabilità.

Le traverse mobili sono caratterizzate da una grande varietà di forme strutturali e risulta pertanto improponibile la definizione di un unico schema per cui eseguire il dimensionamento. Nonostante ciò, esse sono sempre, per definizione, caratterizzate da parti fisse e da parti mobili. Le prime sono costituite dalle pile, dalle spalle, dalla platea e dai taglioni, le seconde sono costituite invece dalle paratoie. Poiché il dimensionamento delle parti fisse non in elevazione è stato già discusso nel precedente paragrafo 4.3.2.1, mentre quello delle paratoie sarà accennato nel successivo paragrafo 4.3.3, ci si limiterà in questo ad esaminare il dimensionamento delle pile.

Relativamente alla platea delle traverse mobili, si tenga tuttavia conto che il dimensionamento andrà eseguito considerando tutti i diversi livelli di apertura degli organi di scarico.

#### 4.3.2.2.1 Trasparenza alle piene

Il grande vantaggio offerto dalle traverse mobili, rispetto strutture fisse, è ovviamente quello di risultare per lo più pressoché trasparenti agli eventi di piena, potendo così minimizzare se non evitare i problemi di rigurgito e di interrimento. Per sfruttare al meglio tale vantaggio, è opportuno osservare, in fase di progettazione, alcuni accorgimenti di carattere generale.

Per quanto concerne la disposizione planimetrica, è bene che questa sia rettilinea e normale all'asse del corpo idrico da sbarrare. Grande importanza assume inoltre l'ubicazione dell'opera, preferibilmente da disporsi in un tratto rettilineo del fiume o, se questo presenta un andamento a grandi anse, in un punto di flesso tra due anse successive. La soglia fissa compresa tra le pile dello sbarramento deve per quanto possibile essere disposta alla quota dell'alveo: l'altezza di ritenuta della traversa deve cioè essere garantita unicamente, o quasi, dalle paratoie. Queste devono poter essere sollevate ad una quota superiore a quella di massimo invaso con una distanza sufficiente rispetto al pelo libero in piena. La suddetta quota costituisce altresì il livello minimo a cui disporre gli intradossi di eventuali ponti o passerelle di coronamento. Infine, è bene che le pile siano nel minor numero possibile ed è perciò opportuno affidarsi a paratoie dalla grande luce, anche per limitare i rischi di ostruzione (quella adiacente all'opera di presa potrà essere di ampiezza minore per agevolare le frequenti aperture di scarico dei sedimenti accumulati all'imbocco della derivazione).

Relativamente alla soglia fissa delle traverse mobili, occorre fare una precisazione; numerosi, infatti, sono i casi in cui tra le pile dello sbarramento è presente un corpo di ritenuta con soglia a quota superiore a quella dell'alveo. In queste strutture la capacità di regolazione dell'altezza di ritenuta è parziale, essendo quest'ultima affidata solo parzialmente alle paratoie. Tali opere, pur definibili come "traverse mobili", si configurano di fatto come strutture "ibride" e solitamente la loro adozione è particolarmente conveniente nei casi in cui siano necessarie altezze di ritenuta elevate (v. Figura 18). A fronte di una minore efficienza nella capacità di regolazione dell'altezza, si ottiene infatti un notevole risparmio a causa delle dimensioni minori degli organi di scarico. In questi casi non sempre, tuttavia, è garantita la "trasparenza" della traversa rispetto alle elevate portate.

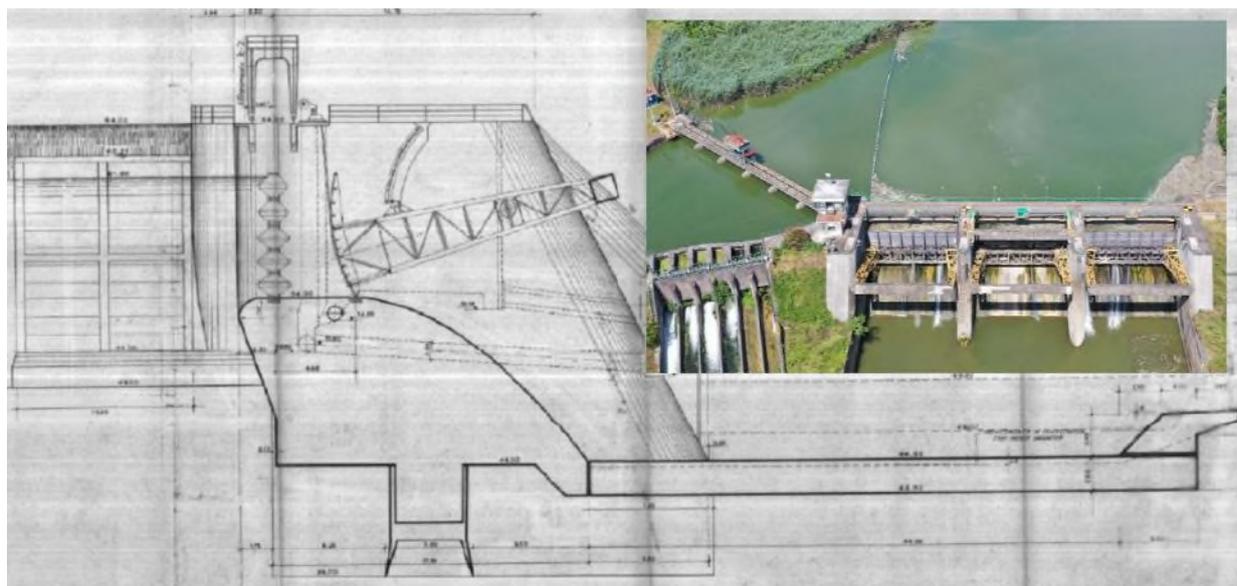


Figura 18 - Esempio di struttura "ibrida": sbarramento di Pontecorvo (FR)

#### 4.3.2.2.2 Dimensionamento delle pile

La funzione principale delle pile è quella di ricevere la spinta idrostatica trasmessa dalle paratoie (nei casi in cui le paratoie stesse lo richiedono, sono quindi escluse le tipologie a ventola o a tetto), trasferendola a loro volta al terreno di fondazione. Esse fungono inoltre da appoggio per il ponte di servizio e per gli organi di manovra delle paratoie e degli eventuali panconi di tura. Per il dimensionamento delle pile risulta dunque indispensabile conoscere il tipo di paratoia adottata, le sue dimensioni e le caratteristiche delle sovrastrutture.

Nella pressoché totalità dei casi, la tipologia di pila adottata è quella a setto. Le pile a setto, infatti, essendo caratterizzate da spessori contenuti, permettono di ridurre al minimo gli effetti di rigurgito, a vantaggio del comportamento idraulico dello sbarramento. Esse richiedono inoltre quantitativi di armatura minimi, pur offrendo elevate caratteristiche di rigidità nel piano di maggiore sollecitazione. Nel solo caso delle paratoie a settore sono da prevedersi grandi quantitativi di armatura in prossimità degli alloggiamenti dei perni; l'armatura sarà disposta "a ventaglio" e avrà lo scopo di distribuire la spinta idrostatica sull'intero corpo della pila.

Da un punto di vista puramente geometrico, la sezione tipo di una pila è generalmente rettangolare, trapezoidale o costituita da una sovrapposizione di tali geometrie. Possono essere presenti degli incavi alle estremità superiori di monte o di valle, atti ad alloggiare le sovrastrutture ed aventi inoltre la funzione di ridistribuire le masse per ottenere un carico il più possibile baricentrico in fondazione, tanto nelle condizioni di normale esercizio quanto in quelle di piena. Sui fianchi delle pile, oltre ai gargami delle paratoie, sono spesso presenti, nei pressi delle estremità di monte e di valle, ulteriori rientranze per la panconatura provvisoria della luce. Le estremità delle pile sono da profilarsi idraulicamente per ridurre al minimo le interferenze con la corrente. Generalmente l'estremità a monte è semicircolare, semiellittica oppure ogivale, quella di valle si presenta invece di norma assai più rastremata. Le parti più soggette ad usura, in particolare i rostri di monte e i fianchi a contatto con il bacino di smorzamento della platea, sono di norma rivestite con bolognini di pietra dura per resistere agli urti con il materiale solido trasportato dal fiume e alla turbolenza del risalto idraulico.

Per lo più le pile sono separate dalla platea da giunti verticali perpendicolari all'asse dello sbarramento, ciò per evitare fessurazioni conseguenti agli assestamenti dei terreni di fondazione, specialmente in opere che sbarrano corpi idrici di larghezza rilevante. Tale accorgimento rende le pile staticamente indipendenti e, anche in considerazione della loro elevata rigidità nel piano di sollecitazione, permette di dimensionarle facendo riferimento alla statica dei sistemi rigidi secondo gli stessi criteri esposti nel paragrafo dedicato al dimensionamento del corpo di ritenuta delle traverse fisse.

La configurazione a pile indipendenti presenta lo svantaggio di essere affetta dal rischio di malfunzionamento di una paratoia a causa di cedimenti differenti delle due pile che la sorreggono. Nel caso di terreni di fondazione fortemente disomogenei, può allora convenire disporre i giunti verticali nella mezzzeria delle pile. Ciò rende ciascun "blocco", costituito dalla platea e dalle due semipile ad essa adiacenti, staticamente indipendente, ma impone l'utilizzo di maggiori quantitativi di armatura per i collegamenti tra pile e platea al fine di resistere agli elevati momenti flettenti generati.

In alvei di larghezza relativamente ridotta o costituiti da terreni omogenei, i giunti verticali possono essere omessi.

Note le caratteristiche delle paratoie da installare, le dimensioni delle pile potranno essere facilmente stimate. L'altezza delle pile, relativamente alle parti emergenti, sarà infatti pari all'altezza delle paratoie più un opportuno franco. Il sollevamento degli organi di scarico al di sopra della quota di massimo invaso è infatti spesso garantito da apposite sovrastrutture. L'altezza delle parti interrato avrà lo scopo di aumentare la capacità portante della fondazione e la resistenza della pila allo scorrimento e al ribaltamento e dovrà dunque essere accuratamente valutata. La lunghezza delle pile sarà maggiore nel caso di paratoie a settore e minore nel caso di paratoie piane, ma comunque almeno pari alla lunghezza prevista per il

bacino di smorzamento della platea. Lo spessore risulta in genere compreso tra 3 m e 6 m; pile con spessori ridotti sono preferibili per il funzionamento idraulico dell'opera, ma necessitano di lunghezze maggiori per compensare la minore massa resistente; inoltre rispondono con meno efficacia alle sollecitazioni sismiche, specie nella direzione destra-sinistra. Lo spessore sarà di norma aumentato in prossimità della quota dell'alveo al fine di costituire un gradone di appoggio per il getto della platea, e nella parte interrata di fondazione, per meglio contenere la pressione trasmessa al terreno entro i limiti ammissibili.

Nel caso di pile indipendenti, il predimensionamento di massima potrà essere verificato attraverso analisi di stabilità globale allo scorrimento e al ribaltamento e attraverso analisi di capacità portante delle fondazioni. Nel caso di pile solidali alla platea, occorrerà effettuare, inoltre, analisi tensionali per verificare il mantenimento degli sforzi entro i limiti ammissibili nelle zone di collegamento.

In aggiunta alle azioni già elencate nel paragrafo dedicato al dimensionamento del corpo di ritenuta delle traverse fisse, quelle agenti sulle pile di una traversa mobile dovranno includere il peso proprio di tutte le sovrastrutture, la spinta idrostatica ed idrodinamica trasmessa dalle paratoie e, nel caso di pile con quota di fondazione ben al di sotto dell'alveo, le spinte del terreno su tutte le superfici laterali della pila.

### **4.3.3 Dimensionamento strutturale e sismico delle paratoie**

Il calcolo strutturale e sismico delle paratoie mira a definire il dimensionamento di tali organi al fine di sostenere le azioni a cui sono sottoposti durante l'esercizio e in caso di sisma, rimanendo funzionanti dopo un tale evento per permettere di continuare a gestire l'invaso in sicurezza senza necessità di interventi immediati. Nella progettazione di azionamenti e sistemi ausiliari si dovrà curare in particolar modo l'affidabilità in ogni situazione.

Al riguardo si rimanda al Bollettino “*Dispositivi di intercettazione e scarico*”, ITCOLD 2021, nonché ai documenti citati al paragrafo 4.2.3.

### **4.3.4 Il controllo della filtrazione**

Come discusso in precedenza, il controllo della filtrazione è un aspetto fondamentale in opere come le traverse, specie quando siano inserite in terreni di fondazione alluvionali. In genere si raccomanda che nel progetto di una nuova traversa vengano adottati fattori di sicurezza a sifonamento pari a 4 – 5, quindi ben superiori ai minimi oggi imposti dalle norme tecniche. È consigliabile in particolare che la verifica a gradiente di efflusso, che generalmente risulta essere la più critica, restituisca un fattore di sicurezza pari almeno a 5; ciò sia in considerazione delle caratteristiche non completamente definibili del profilo stratigrafico, sia per tenere conto delle eventuali modifiche che potrebbe subire l'alveo del fiume nel corso del tempo, in particolare nel suo tratto di valle, come descritto in precedenza.

Per un efficace mantenimento dei livelli di sicurezza a sifonamento nel tempo occorre inoltre prevedere dei dispositivi di dissipazione nel tratto di valle a ridosso delle strutture, quali ad esempio scogliere o massicciate. Notevole importanza, infine, assumono i rilievi batimetrici, da eseguirsi con una certa frequenza (sia a monte, sia a valle della traversa), nonché le procedure di apertura degli organi di scarico, che dovrebbero evitare per quanto possibile l'utilizzo ripetuto di singole paratoie, prediligendo invece una loro alternanza e un'apertura il più possibile equilibrata.

## **4.4 Verifiche strutturali e geotecniche delle traverse esistenti e dimensionamento di eventuali interventi correttivi**

### **4.4.1 Criteri di dimensionamento delle traverse esistenti**

La maggior parte delle traverse esistenti sono state realizzate prima della pubblicazione del Regolamento del 1959, per cui risalire alle norme di costruzione adottate spesso non è possibile. In genere sono reperibili

relazioni di calcolo dettagliate e approfondite che fanno riferimento a formule e metodi di valutazione rigorosi e che portano a calcolare coefficienti di sicurezza adeguati, valutati però sulla base della buona tecnica e dell'esperienza del Progettista e non confrontati con valori prescritti in normative specifiche. Si può dedurre che per carichi e aspetti geotecnici si siano adottate metodologie e prassi vigenti per strutture in qualche modo similari, come i ponti.

Talvolta dagli atti di collaudo risultano prescrizioni progettuali da parte dell'Autorità di controllo, con richieste di approfondimenti e indagini o relative a particolari tipi di monitoraggio. Anche in questi casi mancano però riferimenti normativi specifici, e sembrano prevalere i principi della cautela e della buona tecnica.

Molto spesso negli elaborati progettuali vi è riferimento a modelli fisici realizzati presso i laboratori di importanti Università per la conferma di dati geotecnici, di filtrazione e idraulici.

#### **4.4.2 Principali riscontri ed elementi comuni dei progetti**

Al fine di meglio oggettivare le suddette considerazioni si sono raccolti, secondo una scheda standard, alcuni aspetti progettuali di una decina di opere con vita superiore a 60 anni, allo scopo di meglio valutare la presenza di un filo conduttore comune nell'impostazione progettuale.

Da tale esame si riscontra sempre la presenza di una campagna geognostica piuttosto completa per la definizione degli elementi geotecnici di progetto; ne segue, infatti, la deduzione e il calcolo di tutti i parametri geotecnici necessari per il successivo dimensionamento. Esso comprende le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e le verifiche di sifonamento e analisi di filtrazione, da cui consegue il regime delle pressioni interstiziali nei terreni di fondazione. Le verifiche sono in genere condotte applicando i metodi di Bligh e di Lane; talvolta sono limitate alla platea.

Per quanto riguarda il dimensionamento degli elementi strutturali, per le pile si hanno, per varie combinazioni di carico, verifiche della compatibilità delle sollecitazioni sul terreno, al ribaltamento e allo scorrimento; per la platea si ha la verifica di stabilità. In alcuni casi sono presenti anche verifiche di stabilità delle pile alla spinta laterale in caso di luce pancinata.

Non si sono reperite esplicite verifiche alle sollecitazioni sismiche.

Quasi mai si sono riscontrati calcoli e valutazioni strutturali relativi alle paratoie ed agli altri elementi quali passerelle, ponti di comando, ecc.; si può presumere che tali calcoli, benché non inseriti nelle relazioni principali dell'opera e negli atti di collaudo, facessero parte di dossier progettuali separati (in analogia a quanto capitava per la documentazione elettromeccanica, almeno apparentemente considerata secondaria all'interno dei progetti strutturali meno recenti).

Come già accennato al paragrafo 4.4.1, per quanto riguarda le condizioni di carico considerate, i metodi di verifica e i coefficienti di sicurezza, non si sono reperiti riferimenti a norme precise, ma risulta che il Progettista si sia basato sulla propria sensibilità con criteri ingegneristici in genere improntati alla cautela.

#### **4.4.3 Verifica statica e sismica delle traverse esistenti**

Come detto al punto 2.4, la struttura tipica delle traverse non è di per sé particolarmente idonea a rispondere efficacemente a verifiche statiche e - specialmente - sismiche ispirate ai principi particolarmente conservativi introdotti dalla normativa attuale. Nelle verifiche sismiche di traverse esistenti finora condotte, mentre non risultano problemi per traverse fisse, l'applicazione rigorosa delle NTD 2014 e delle successive integrazioni appare piuttosto problematica per le traverse mobili.

Le carenze, dal punto di vista statico, sono in genere correlate con evoluzioni e trasformazioni dell'alveo e dei terreni di fondazione, che spesso, anche in passato, sono stati all'origine di interventi, talvolta importanti, sulle strutture; la loro necessità è stata spesso determinata in base a valutazione del comportamento e ad indagini batimetriche piuttosto che ad esigenze di conformità normativa.

Le verifiche statiche di traverse che non abbiano mai evidenziato problemi nel monitoraggio o nell'esercizio sono risultate comunque in generale soddisfatte anche se eseguite secondo le attuali normative, nell'ambito delle possibilità da esse offerte: l'utilizzo dell'approccio 2 con la combinazione dei coefficienti di sicurezza parziali  $A1+M1+R3$ , in conformità alla circolare DG Dighe n.16790 del 2019, punto IV.3.4, e alle NTC2018 (par. 6.4.2.1)<sup>11</sup>.

Diversa è la situazione delle verifiche sismiche, dove, per quanto noto agli Autori del presente Bollettino, numerose verifiche finora condotte su traverse mobili classificate tra le "grandi dighe" non hanno avuto esito positivo, in particolare per quanto riguarda lo SLC. È inevitabile, pertanto, chiedersi se ciò rappresenti un'effettiva e grave carenza generalizzata di tali manufatti o se piuttosto non sia conseguenza di una normativa eccessivamente severa e poco adatta alle opere in questione, data anche la mancanza di evidenze di danni effettivi riportati in passato.

Vista anche la proposta di aggiornamento normativo della DGD e di cui al paragrafo 1.4, si ritiene che i punti su cui lavorare per individuare condizioni di verifica meno sfavorevoli possano essere i seguenti:

- utilizzo di tutte le risorse di tenuta alle azioni e che contribuiscono all'aumento di stabilità, quali la resistenza del terreno di valle e sulle spalle, almeno in assenza di motivi oggettivi per non poterne tenere conto;
- individuazione di possibili meccanismi di smorzamento delle azioni;
- modifica dell'inquadramento di questi manufatti nell'ambito delle strutture. In particolare per le traverse esistenti la classificazione di "opere strategiche" o comunque di "opere rilevanti" appare eccessivamente severo, a meno che non sussistano particolari situazioni di rischio; la classificazione come "opere di importanza normale" sembrerebbe più confacente e permetterebbe l'utilizzo, per le verifiche, di tempi di ritorno dell'azione sismica più ridotti, secondo la tabella C2 di cui al punto § C.7.7.2. delle NTD 2014;
- nelle traverse mobili la sicurezza globale dell'opera dipende in egual misura sia dalla tenuta delle strutture civili, sia da quella delle paratoie; considerando che queste ultime, in quanto rientranti nella categoria delle "opere di scarico", vanno verificate ad uno stato limite ultimo che si esplicita nello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), si potrebbe valutare l'estensione di tale approccio a tutta l'opera evitando verifiche allo SLC, permettendo l'adozione dei relativi tempi di ritorno del sisma;
- in genere, consentire al verificatore l'adozione motivata di tutti i parametri e le metodologie più favorevoli per lo svolgimento della verifica stessa, purché tecnicamente validi, tenuto anche conto di schemi strutturali riconducibili ad opere in calcestruzzo armato, su cui sono applicabili le vigenti disposizioni di cui alle NTC 2018. In tale ottica si potrebbe anche valutare la possibilità di non applicare integralmente i principi degli Eurocodici, come d'altra parte ammesso dalla stessa Norma EN 1990 (Eurocodice 0)<sup>12</sup>.

Anche in questo caso sarebbe raccomandabile un approccio della normativa meno prescrittivo e più aperto a soluzioni ed interpretazioni del tecnico Progettista o Verificatore, a condizione che siano motivate e ispirate a criteri di prudenza e sicurezza.

Infine, come sottolineato in più passaggi di questo Bollettino, sarebbe importante poter impiegare dati di monitoraggio e di comportamento nell'analisi delle opere esistenti, allo scopo di avere riscontri reali da utilizzare nell'analisi di possibili comportamenti in caso di sollecitazioni estreme. Purtroppo una raccolta sistematica di dati, specie nelle opere di dimensioni più modeste (ma non necessariamente meno problematiche), non sempre è avvenuta in passato e talvolta continua a non avvenire o avviene con

<sup>11</sup> Da segnalare che risulta controversa l'applicazione del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{G1}$  pari a 1,3 per i carichi permanenti sfavorevoli, richiesta dalla combinazione ( $A1+M1+R3$ ) dell'approccio 2, che andrebbero a maggiorare l'azione idrostatica e delle sottopressioni, in quanto tali azioni non sono soggette a un simile fattore di incertezza. Si è fatto talvolta ricorso alla possibilità, ammessa al paragrafo H.3.4 delle NTD di adottare coefficienti parziali modificati.

<sup>12</sup> La nota al paragrafo 1.1 della Norma EN 1990 riporta: "For the design of special construction works (e.g. nuclear installations, dams, etc.), other provisions than those in EN 1990 to EN 1999 might be necessary".

parsimonia anche oggi. Sarebbe bene che anche le opere “minori” fossero oggetto di monitoraggio, quantomeno degli elementi più significativi, in modo da poter avere costantemente un’immagine delle condizioni reali di esercizio di queste opere.

## 4.5 Altre strutture annesse alle traverse

### 4.5.1 Opere di presa

Le opere di presa vengono frequentemente integrate nella struttura della traversa, essendo impostate su un argine o come estensione di una campata. In genere, comunque, la loro impronta cade al di fuori dell’alveo e non interferisce, se non in misura ridotta, con il flusso principale.

Le opere di presa sono in genere associate a dispositivi o vasche di sghiaimento e/o dissabbiatori, per separare ed eliminare i sedimenti, prima dell’immissione nella derivazione. In alcune configurazioni, queste vasche corrono parallelamente all’alveo e formano una sponda della vasca di dissipazione.



Figura 19 - Traversa di Suio (CE), opera di presa

Per la loro posizione e integrazione con la struttura principale, se opportunamente dimensionate, queste opere possono utilmente contribuire alla stabilità e al controllo delle filtrazioni complessive.

### 4.5.2 Centrale idroelettrica

Spesso le traverse riportano in fregio, talvolta anche nella loro parte centrale, strutture idonee ad alloggiare macchinari di produzione idroelettrica o di pompaggio delle acque. Anche tali strutture, poiché rappresentano elementi di ritenuta dell’acqua, necessitano di specifiche attenzioni sia in fase di progettazione, sia durante l’esercizio.

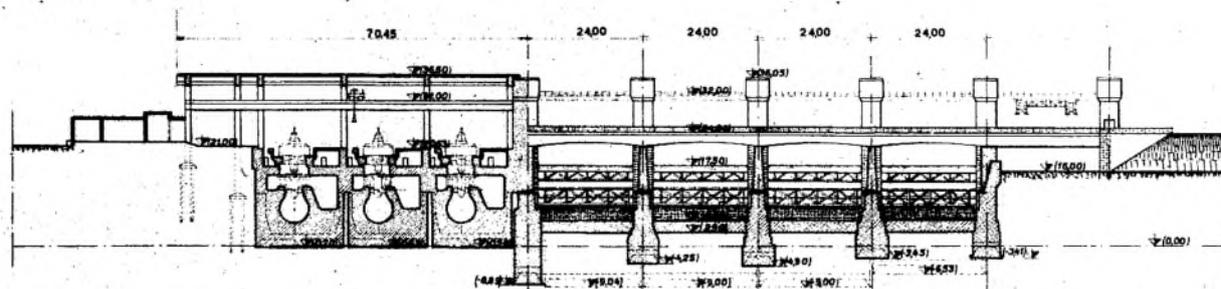


Figura 20 - Sezione trasversale di una traversa con centrale di produzione idroelettrica

Si può rilevare come, trattandosi di impianti a basso salto idraulico e con necessità di sommergezza delle turbine, le fondazioni delle centrali siano generalmente molto profonde. Esse si trovano, infatti, sempre a quota sensibilmente inferiore a quella dei cassoni delle platee e spesso prossime alla quota di fondazione delle pile. Inoltre, presentano in planimetria dimensioni longitudinali all'alveo piuttosto rilevanti e maggiori di quelle massime delle traverse, condizione molto più favorevole per le verifiche a ribaltamento, scorrimento e sifonamento.

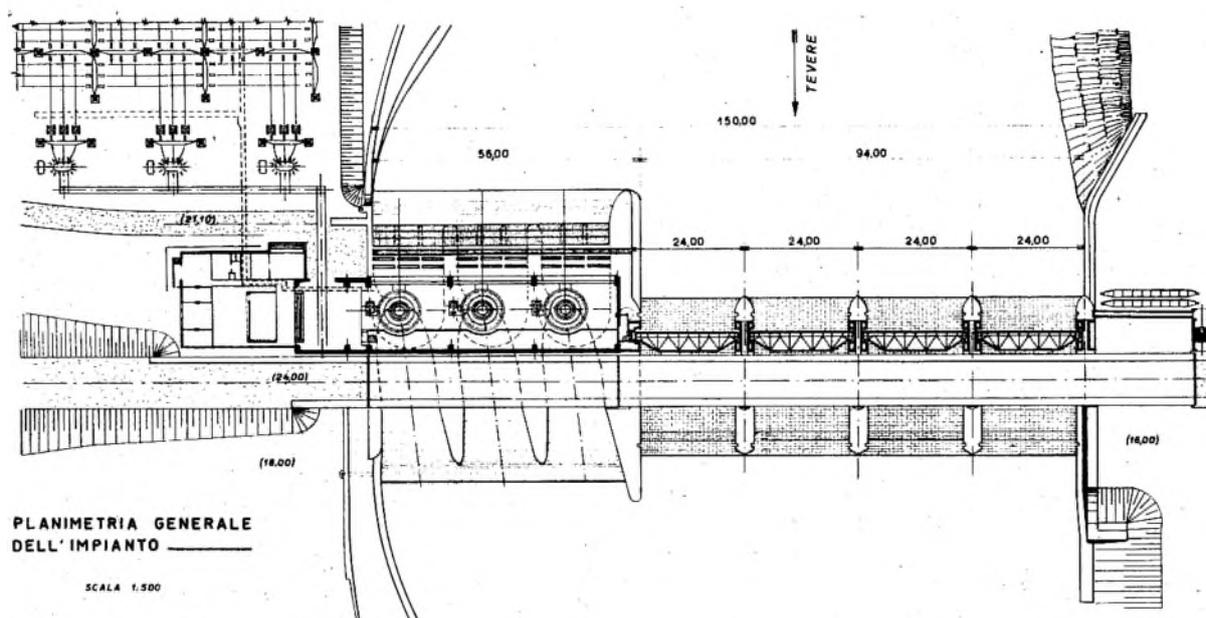


Figura 21 - Planimetria di una traversa con centrale di produzione idroelettrica

Le fondazioni sono sempre robuste e dimensionate per sopportare, oltre agli sforzi idraulici, le sollecitazioni e le vibrazioni meccaniche indotte dal macchinario; questo, a causa dei ridotti giochi meccanici delle turbine e degli alternatori, che non sono in grado di sopportare deformazioni di entità superiore ai decimi di millimetro, valori ben inferiori a quelli ammissibili per la struttura di sbarramento, comporta la realizzazione di strutture molto robuste e rigide.

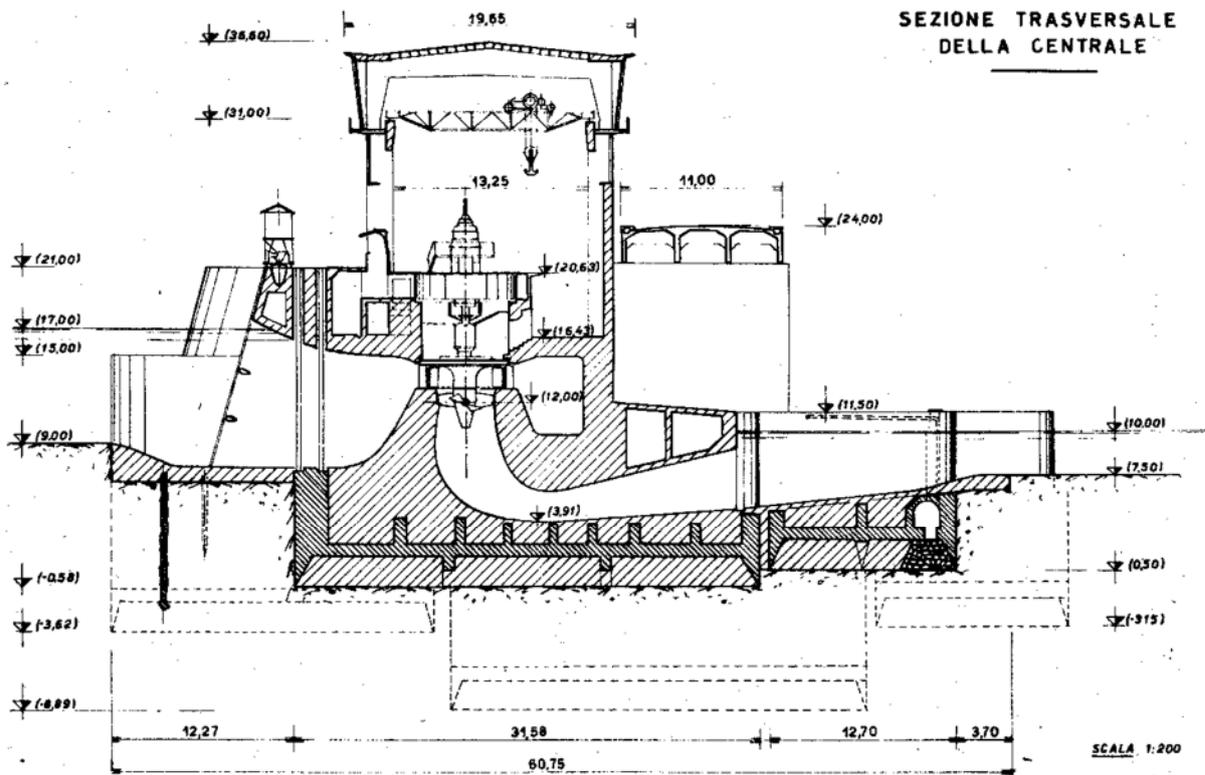


Figura 22 - Sezione centrale di produzione idroelettrica e turbina



Figura 23 - Traversa e centrale di Nazzano (RM)

In base alla ricerca svolta per impianti esistenti, il progetto dello sbarramento comprende generalmente anche la centrale, la quale viene citata nel verbale di collaudo; tuttavia risulta difficoltoso reperire verifiche di stabilità riferite all'edificio ed alle relative fondazioni.

Infine, si sottolinea come i sistemi di monitoraggio statico in genere comprendano anche le strutture della centrale, garantendo un controllo complessivo di tutta l'opera trasversale al corso d'acqua.

#### **4.5.1 Ponti stradali**

In alcuni casi le pile delle traverse sostengono anche ponti veicolari pubblici non connessi con l'esercizio dello sbarramento (v. Figura 19). In tali casi si può ritenere che la norma prevalente in tema di ampiezza delle luci, interessamento della sezione del corso d'acqua e dei corpi arginali, ecc. sia quella delle traverse ma il dimensionamento idraulico deve essere tale da soddisfare tutti i necessari requisiti.

### **4.6 Sbarramenti di tipo misto**

Appartengono a questa tipologia alcuni sbarramenti costituiti da una diga in terra e da un manufatto con conformazione di traversa per lo scarico delle piene (v. per esempio Figura 3).

In genere la progettazione e le verifiche sono eseguite in modo differenziato per le diverse tipologie di opera; occorre però prestare particolare attenzione alla zona di contatto tra diga in terra e traversa, strutture che presentano una notevole differenza nella rigidità e nella risposta dinamica. Tale zona può costituire la maggiore vulnerabilità dell'opera nel suo complesso in caso di sollecitazioni sismiche di notevole entità, per le quali la diga potrebbe presentare un comportamento non elastico.

## **5. ESERCIZIO DELLE TRAVERSE E GESTIONE DELLE INTERFERENZE CON ALTRE ATTIVITÀ UMANE IN ALVEO**

### **5.1 Pratiche di esercizio**

Le traverse presentano alcune peculiarità rispetto ad altri tipi di dighe e richiedono un corrispondente adattamento della pratica di esercizio, con ripercussioni anche sulle modalità di controllo e di monitoraggio.

La tipologia strutturale (mobile o fissa) ed il tipo di utilizzo della traversa (derivazione o regolazione di laghi naturali) condiziona in modo determinante le sue modalità di esercizio. Vi sono comunque alcuni aspetti comuni a tutte le tipologie: tra questi, in particolare, vi sono l'attitudine a gestire ingenti portate su dislivelli monte-valle modesti e la caratteristica di disporre a valle di un alveo di dimensioni simili a quello a monte, in grado di ricevere portate elevate senza particolari criticità. Altro aspetto comune è il fatto di essere sottoposte a fenomeni di abrasione, urto ed erosione della struttura stessa e delle zone d'alveo immediatamente a monte e a valle proprio a causa della portata transitante.

In genere le traverse si trovano in tratti fluviali caratterizzati da presenza di depositi alluvionali di potenza anche molto rilevante. Oltre ai problemi progettuali di fondazione dell'opera, vanno considerate le questioni relative all'erosione in alveo sia a monte che a valle della traversa. L'erosione e l'asporto di materiale può determinare il venire meno delle originarie condizioni di appoggio e facilitare i moti di filtrazione, con la conseguente possibilità di innescare sifonamenti e instabilità.

La grande varietà di situazioni riscontrabili permette all'interno di questo capitolo solo una trattazione generale, senza eccessivi approfondimenti che si lasciano ai case history sviluppati.

La prima fondamentale differenziazione per quanto riguarda l'esercizio è tra le traverse fisse e le traverse mobili.

#### **5.1.1 Traverse fisse**

Le traverse fisse non hanno organi in grado di gestire le portate, se non eventualmente luci sghiaiatrici di dimensioni modeste rispetto a quelle dell'opera e alle portate in gioco. Pertanto, le uniche manovre possibili sono quelle di sghiaimento e di pulizia; l'efficacia delle manovre per la gestione di piene è invece modesta; oltre alle eventuali suddette manovre di pulizia, l'esercizio consiste sostanzialmente nel controllo dei livelli, nonché dei tratti di alveo e degli argini interessati. L'impossibilità o la difficoltà di svuotare l'invaso ne possono rendere particolarmente difficoltosa l'ispezione e la valutazione delle condizioni, per cui occorre grande attenzione ai fenomeni di erosione.

Le traverse fisse sono per lo più a servizio di derivazioni laterali e sono dotate di volume di invaso ridotto. Pertanto, anche la loro criticità rispetto ad incidenti e rilasci improvvisi d'acqua, come pure ad errori di manovra, è molto bassa.

#### **5.1.2 Traverse mobili**

All'interno delle traverse mobili occorre distinguere, per quanto riguarda le modalità di esercizio, due tipologie principali: quelle a servizio di derivazioni e quelle destinate a regolare livello e portata di laghi naturali.

Le traverse a servizio di derivazioni si possono ulteriormente distinguere tra sbarramenti a servizio di una derivazione in canale e sbarramenti dotati di centrale di produzione di energia direttamente in corrispondenza della traversa. La tipologia strutturale e le modalità di esercizio non sono sostanzialmente diverse, ma in genere le traverse a servizio di derivazioni in canale presentano minori criticità per quanto riguarda la gestione delle acque in condizioni ordinarie di flusso in quanto il canale stesso o le opere idrauliche di valle dispongono di sistemi autonomi per la gestione delle portate. Le traverse direttamente

collegate con la centrale che utilizza le acque possono invece avere maggiori criticità in caso di improvviso rifiuto di carico da parte dell'impianto di produzione; in tal caso la portata non derivata deve infatti essere restituita immediatamente all'alveo di valle.



Figura 24 – Traversa e centrale di Trezzo d'Adda (MI)

Anche le traverse mobili spesso presentano volumi di acqua invasata relativamente modesti; quando ciò non accade è a causa delle dimensioni dell'alveo e della sua scarsa pendenza, ma in ogni caso le variazioni di livello e l'altezza di ritenuta sono contenute; l'accumulo avviene mediante dispositivi di chiusura mobili (paratoie o "gommoni") che devono consentire il deflusso della portata fluente per la parte non derivata.

Le portate gestite sono solitamente elevate in rapporto ai volumi di invaso e i volumi di laminazione non sono in genere tali da consentire l'attiva gestione di piene e nemmeno tempi di reazione significativi in caso di variazioni improvvise di portata.

È chiaro quindi che l'aspetto più critico di queste opere è l'affidabilità del sistema costituito dalle paratoie, dai sistemi di azionamento e comando e dalle alimentazioni energetiche.

Lo stress a cui sono soggetti gli organi di intercettazione, e quindi la particolare affidabilità che ne è richiesta, è di conseguenza superiore a quello delle dighe di ritenuta.

In caso di mancato o non corretto funzionamento delle paratoie, possono verificarsi variazioni del livello di invaso molto rapide e particolarmente significative rispetto alle escursioni totali in gioco. Devono essere prese misure relative al funzionamento affidabile del sistema di comando e controllo delle paratoie, al fine di evitare un inaspettato aumento del livello conseguente ad una mancata o errata manovra. È buona norma tenere conto di possibili sopraelevazioni dell'acqua nel progetto della struttura.

È chiaro che questa situazione ha ripercussioni anche sulla possibilità e sulla tempestività di effettuare comunicazioni e diramare allarmi in caso di rilasci dallo sbarramento. Di ciò occorre tenere conto nella redazione dei documenti di protezione civile.

Oltre al rischio legato alla mancata apertura di una paratoia, va considerato il rischio di mancata chiusura della stessa al termine della situazione che ne ha determinato la necessità di apertura. Infatti, ciò può condurre all'abbassamento rapido e non controllato del livello di invaso, con conseguente rischio di collasso per sponde e argini.

La parte sommersa dello sbarramento, e spesso anche la zona di valle, non sono facilmente ispezionabili, sia per la difficoltà operativa e gestionale di uno svuotamento, sia per l'impossibilità che spesso vi è di evitare il flusso dell'acqua, per cui i controlli possono essere effettuati in larga misura solo tramite ecoscandagli e mezzi subacquei.

#### 5.1.2.1 *Esercizio in condizioni normali*

In genere l'esercizio in condizioni normali avviene con livello di invaso prossimo a quello massimo di regolazione e con organi di sbarramento chiusi. Le maggiori criticità possono verificarsi in caso di traverse che alimentano direttamente un'utenza, come una centrale idroelettrica in fregio alla traversa stessa: in tal caso una improvvisa interruzione della derivazione può comportare un innalzamento rapido del livello e la necessità di scaricare la portata prima utilizzata. In tal caso è opportuna la presenza di organi di sbarramento idonei (per esempio paratoie a ventola sovrapposte a paratoie piane o a settore o inflatable dam, in grado di sopportare sfiori sopra la cresta dell'ordine del 20-30% dell'altezza di ritenuta) e la presenza di automatismi di comando di apertura o abbattimento.

#### 5.1.2.2 *Esercizio in condizioni di portata elevata*

È la condizione di esercizio in cui la portata in ingresso è superiore a quella derivabile, e quindi una parte del deflusso deve essere scaricata a valle tramite gli organi dello sbarramento. È opportuno indicare un ordine di apertura delle paratoie, in quanto spesso la loro priorità non è indifferente a causa di problemi di erosione, di interferenza con altri manufatti o per dare continuità, nei limiti del possibile, al trasporto solido e di materiale flottante. L'ordine di apertura degli scarichi è spesso dettato da aspetti contingenti, quali ad esempio l'immediata accessibilità dei comandi degli scarichi più prossimi al locale di guardia, oppure di esercizio, con la gestione preferenziale delle paratoie che aiutano a limitare l'accumularsi di materiale flottante di fronte alla centrale o all'opera di presa. Tuttavia, è noto dalla letteratura tecnica in materia, nonché dall'esperienza diffusa, che le condizioni asimmetriche di deflusso come quelle che si determinano in occasione del transito delle portate attraverso una o più luci di scarico di una traversa, possono amplificare fortemente la turbolenza secondaria che si genera, principale responsabile del fenomeno erosivo dell'alveo<sup>13</sup>. È pertanto necessario che le esigenze di gestione delle elevate portate fluviali e del trasporto solido annesso siano armonizzate con quelle di mantenimento dell'alveo, evitando l'approfondimento eccessivo delle escavazioni localizzate subito a valle di una singola luce di scarico, prevedendo un'alternanza dell'ordine di manovra delle paratoie. Nelle procedure di esercizio è pertanto necessario temperare le varie esigenze.

Le problematiche non sono molto diverse da quelle dell'esercizio in condizioni normali, ma al crescere delle portate e quindi dell'apertura dello sbarramento le attenzioni nell'esercizio devono crescere ed è opportuno durante questa fase iniziare un presidio attivo dell'opera.

---

<sup>13</sup> A questo proposito è interessante quanto riportato nel testo del Contessini [34] dove si legge a pag. 63 relativamente alla diga Rapperswil-Auenstein: "L'opportunità di un forte approfondimento delle fondazioni trae origine dai risultati delle esperienze, eseguite su un modello ridotto (scala 1:25) dello sbarramento, per indagare il fenomeno erosivo a valle della platea. Le esperienze avevano infatti dimostrato che, in particolari condizioni di deflusso dissimmetrico, la corrente veloce che abbandonava la traversa poteva generare vortici ad asse verticale capaci di determinare profonde erosioni."

### 5.1.2.3 *Esercizio in condizioni di piena*

Al crescere della portata diventa sempre più difficile gestire l'apertura delle paratoie in modo efficace e spesso non risulta più né possibile né opportuno continuare l'esercizio della derivazione. A valori di portata dipendenti spesso da situazioni contingenti (gradienti di incremento delle portate, trasporto materiale flottante e solido, ecc.), ma comunque al di sotto di valori in genere prefissati e sensibilmente inferiori alla portata massima di progetto, si inizia l'apertura completa dello sbarramento. La manovra deve essere fatta con la corretta gradualità per evitare qualsiasi apprezzabile aumento della portata a valle rispetto a quella in ingresso; al termine della manovra la traversa si presenta in situazione "trasparente" rispetto alla portata in alveo, o quanto meno riduce l'interferenza con la corrente alle sole parti strutturali quali la soglia e le pile.

Spesso in queste occasioni vengono effettuate manovre di extracorsa delle paratoie per aumentare la quota del loro bordo inferiore, evitando l'interferenza con la corrente e con il materiale flottante.

La fase calante della piena deve essere seguita con attenzione allo scopo di riprendere al momento opportuno la derivazione e di evitare svuotamenti incontrollati ed indesiderati del bacino, che possono avere, come detto, gravi ripercussioni sulla stabilità delle sponde e degli argini.



Figura 25 - Traversa di Alcalá del Río sul fiume Guadalquivir (Spagna)

### 5.1.3 *Traverse di regolazione di laghi naturali*

Un particolare tipo di traversa mobile è quella destinata alla regolazione di grandi laghi di origine naturale.

Sono opere caratterizzate da volumi di invaso ragguardevoli in virtù dell'estensione del bacino di monte, ma in genere di altezza di ritenuta modesta. Il loro ruolo è quello di governare la portata nel corso d'acqua a valle, mediante regolazione dei livelli di monte. Sono pertanto costantemente attraversate da un flusso d'acqua ottenuto mediante apertura controllata degli organi di sbarramento.

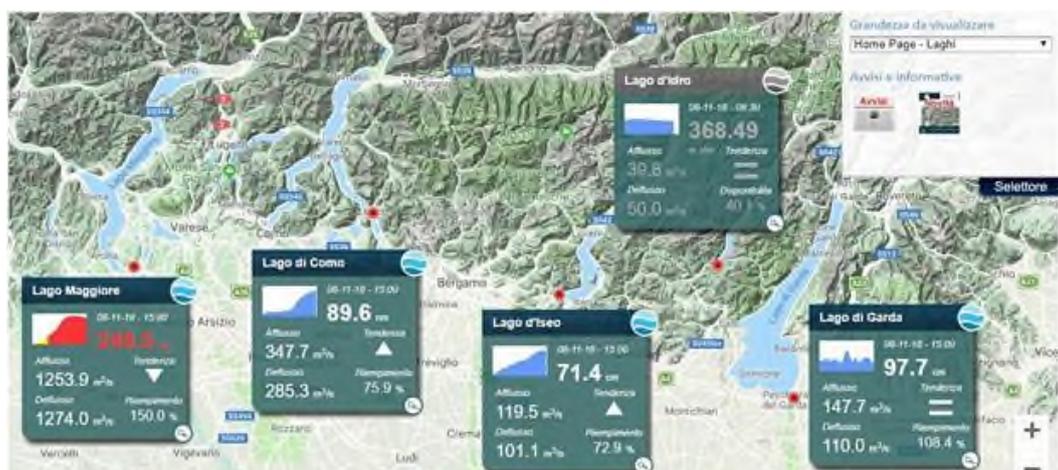


Figura 26 - Sistema di monitoraggio dei laghi prealpini

Tenuto conto delle enormi capacità di invaso e di laminazione in gioco in questi casi, la gestione e l'esercizio di questi sbarramenti sono strettamente condizionati dalle necessità idriche e dalle esigenze di protezione dei bacini di valle. Le modalità di esercizio sono pertanto differenti rispetto a quelle di una traversa a servizio di una singola derivazione.

La necessità di introdurre la regolazione dei livelli dei laghi prealpini si è palesata negli anni dal 1930 al 1945, come supporto alla politica protezionistica italiana, la quale richiedeva di massimizzare la produzione agricola e la produzione idroelettrica a sostegno dell'industria nazionale; nell'Italia settentrionale la presenza di grandi laghi dava l'opportunità di ottenere il massimo beneficio. Lo Stato italiano individuò una forma originale per raggiungere lo scopo, con la creazione in ciascuno dei bacini del Ticino, dell'Adda e dell'Oglio, di un Ente regolatore al quale assegnare il compito di costruire e gestire le opere di regolazione; l'innovazione consisteva nel fatto che queste opere dovevano essere finanziate da tutti i soggetti irrigui ed idroelettrici che avrebbero tratto benefici dalla regolazione dei livelli. A questi soggetti lo Stato assegnò specifiche concessioni di derivazione e diede all'Ente regolatore il compito di controllare che fossero rispettati i diritti di ognuno e che tutti si uniformassero alla politica di gestione dell'invaso decisa dal Regolatore. La regolazione dei livelli alla traversa di Salionze per il lago di Garda e a quella del lago d'Idro è gestita direttamente da AIPO.

Quindi nei vari bacini interessati si è trovato ad operare un soggetto dotato di competenze e prerogative ben precise, non sottoposte alla logica economica bensì alla necessità di gestire gli interessi contrastanti di categorie di utenti spesso in contrapposizione: si pensi ai concessionari idroelettrici dei bacini alpini e ai concessionari irrigui della pianura Padana. Questo ruolo di *trait d'union* tra il bacino idrografico di monte e quello di valle si è rivelato molto utile durante gli eventi critici, sia di magra che di piena. In occasione di questi ultimi la regolazione, seppur non potendo evidentemente eliminare i rischi di esondazione, ha potuto mitigare gli effetti a valle operando la laminazione delle portate nei laghi.

Per molto tempo l'unico riferimento certo durante le piene è stata la condizione idraulica del fiume Po, che poteva non essere in grado di ricevere le piene degli affluenti in sinistra, per cui il Magistrato del Po (ora AIPO) poteva ordinare di stabilizzare i deflussi dei laghi e lasciare salire il livello degli stessi oltre i limiti di concessione. In altre occasioni era il Regolatore a dover decidere in autonomia, con il supporto dell'esperienza maturata. Oggi sono vigenti procedure di protezione civile a livello nazionale, regionale e provinciale e gli Enti Regolatori dei laghi (classificati come Centri di Competenza per il monitoraggio idrologico) partecipano a queste procedure, fornendo a tutti i soggetti interessati informazioni fondamentali per la mitigazione dei rischi di danni per esondazione.



Figura 27 - Traversa di Sarnico (BG) all'emissario del lago di Iseo

Nelle condizioni idrologiche ordinarie, come accennato sopra, lo scopo della regolazione è sempre stato quello di trattenere volumi d'acqua nei mesi piovosi e renderli disponibili nei mesi siccitosi: per l'agricoltura l'estate, per l'industria l'inverno. Le dimensioni di questi volumi sono determinate dai livelli massimo e minimo imposti dai disciplinari di concessione, ma il poterli ottenere è funzione dell'andamento meteorologico del periodo.

A causa della stagionalità e dell'andamento climatico che non si ripete uguale negli anni, è fondamentale la flessibilità di regolazione e di esercizio. Le strutture delle traverse sono tali da non presentare particolari vincoli nelle manovre, che sono eseguibili in tempi rapidi sulla base della sorveglianza delle condizioni meteo del bacino in qualsiasi ora o giorno.

La gestione della regolazione può essere fatta sulla base di previsioni settimanali nel periodo estivo, o mensili durante l'inverno, perché il Regolatore si avvale di modelli di previsione delle portate in ingresso, tarate sui valori giornalieri storici delle portate, ma ha la possibilità di intervenire rapidamente per i necessari aggiustamenti.

Lo strumento principale a disposizione del Regolatore è l'equazione di continuità del lago. Misurando la portata in uscita dalla traversa e conoscendo la variazione dei livelli nell'unità di tempo in questione, (giornaliera, oraria, semi oraria), il Regolatore monitora l'andamento delle portate effettive in ingresso al lago e, in caso di piena, acquisisce la percezione delle dimensioni dell'evento che si sta verificando. Questa è una conoscenza fondamentale, perché consente di programmare le manovre necessarie con anticipo rispetto al verificarsi degli effetti sul lago e, nella massima parte dei casi, di tagliare i picchi di piena rispetto al regime naturale. Questo anticipo dipende dal tempo di corrivazione caratteristico del bacino imbrifero.

Essendo i bacini imbriferi dei laghi geograficamente dislocati in aree soggette a regime nivo-pluviale, la regolazione è in grado di gestire due cicli annui di invaso – svaso, per cui è possibile raggiungere il primo massimo volume di invaso nei mesi di maggio e giugno, mentre il secondo si ottiene in novembre e dicembre. Pertanto vi sono due momenti dell'anno in cui possono presentarsi eventi meteo rilevanti in

condizione di massimo invaso, ed è in questi momenti che il Regolatore deve assicurare la massima tempestività di gestione per mitigare effetti negativi dell'evento.

Per alcuni bacini (Ticino ed Adda), quando le portate in ingresso superano determinate soglie, le traverse fluviali di regolazione solitamente presentano le paratoie tutte aperte e quindi sono trasparenti alla piena, e il bacino si comporta in modo naturale. Per il bacino dell'Oglio, considerato che quando la traversa fluviale è stata costruita, la zona dell'emissario del lago è stata scavata riducendone la quota di circa 1,20 m e incrementando la capacità di deflusso del fiume a valle (+30/35 % circa) rispetto al regime naturale, la regolazione può essere esercitata fino a valori particolarmente elevati di portata entrante.

Per garantire la tempestività necessaria il Regolatore deve disporre del maggior numero di informazioni idrologiche possibile, e quindi deve creare una propria rete di telerilevamento calibrata sulle proprie esigenze in termini di intervallo di aggiornamento dei dati (l'esperienza ha dimostrato che l'intervallo semi orario è più che sufficiente in qualsiasi condizione); esistono anche convenzioni con altri soggetti che rilevano i dati nel bacino per lo scambio di informazioni.

La tempestività richiede anche che gli impianti siano presidiati dal personale di manovra, che operi se necessario con turni giornalieri e garantisca la reperibilità per le ore notturne o festive. Questo consente di gestire con continuità anche la fase di sorveglianza delle condizioni idrologiche del bacino.



Figura 28 - Grafico del sistema di regolazione dei laghi

La raccolta dei dati semi orari relativi alle grandezze idrologiche dei bacini degli emissari dei grandi laghi ha consentito di creare per ognuno di essi robuste banche dati, in grado di ricostruire la storia idrologica dei bacini e di poter studiare il comportamento attraverso le variazioni climatiche negli anni. Ad esempio, è possibile sviluppare simulazioni sul comportamento del bacino lacustre e del fiume emissario in diverse situazioni di eventi di piena, associando ai dati storici le informazioni che gli Enti Regolatori sono in grado di fornire.

Oltre a quelle a servizio dei grandi laghi prealpini, esistono anche altre traverse di regolazione di invasi sostanzialmente naturali, quali quella di Marmore per il lago di Piediluco (TR)

Per quanto detto sopra questo tipo di traversa, per le sue stesse funzioni, costituisce categoria a sé sotto molti punti di vista e anche sotto l'aspetto normativo meriterebbe di essere trattata a parte rispetto alle tipiche traverse fluviali di derivazione.



Figura 29 - Traversa di Alviano (TR)

### 5.1.1 *Manovre di esercizio*

Il tipo e la modalità delle manovre di esercizio delle traverse sono estremamente vari in quanto correlati alla tipologia di sbarramento (in primo luogo se traversa mobile o fissa) ed all'uso dell'opera (di derivazione, con centrale annessa, di regolazione di grandi laghi, ecc.).

In ogni caso ed in estrema sintesi, le manovre di esercizio possono essere manuali o automatiche, finalizzate al mantenimento dei livelli idrici normali, o manuali finalizzate alla pulizia del bacino o alla manutenzione dell'opera.

I requisiti fondamentali sono il rispetto dei livelli caratteristici (massima regolazione, massimo invaso, minima regolazione), la variazione graduale e lenta delle portate scaricate e dei livelli idrici, per evitare variazioni brusche di portata a valle e danni alle sponde.

Durante le manovre si devono rispettare le norme relative a riguardo, quando pertinenti: sistemi di avviso a valle, comunicazioni, ecc..

### **5.1.2 Regolamento di esercizio**

È opportuno che ogni traversa sia dotata di un apposito regolamento di esercizio che stabilisca in modo chiaro:

- responsabilità della gestione;
- livelli di attenzione e soglie di emergenza;
- modalità delle manovre di esercizio e di emergenza;
- modalità di vigilanza;
- modalità di controllo e verifica (identificabile con il piano di manutenzione);
- sistema di monitoraggio.

Il regolamento di esercizio deve essere redatto in stretto collegamento con il FCEM (dove presente) e con il Documento di Protezione Civile, curando in particolare che le soglie di attenzione e le comunicazioni ivi previste siano opportunamente presidiate, vista anche la particolarità di tali opere. Si veda a questo proposito il punto 7.5.

### **5.1.3 Dispositivi di segnalazione acustica**

Anche la questione delle sirene di avviso a valle per apertura delle paratoie merita un accenno: vista la frequenza della manovra degli organi di scarico anche in condizioni ordinarie di morbida o per eventi di esercizio della derivazione allacciata, sarebbe opportuno che la normativa non ne prevedesse l'azionamento se non alla prima manovra o per sensibili variazioni di portata a valle. Il contesto urbanizzato in cui queste opere talvolta si trovano e l'automazione delle paratoie pongono spesso problemi che una diga di ritenuta non presenta.

## **5.2 Gestione sedimenti**

La gestione dei sedimenti, negli sbarramenti del tipo qui descritto, evidenzia specificità rispetto alle altre dighe. Anche in questo caso bisogna differenziare tra traverse fisse e mobili.

Nel primo caso in genere i sedimenti tendono ad interessare l'opera fino a livelli prossimi a quelli della soglia; per lo più vi sono organi finalizzati allo sghiaimento di porzioni limitate dell'invaso, prossime alle opere di presa, mentre nelle altre zone di monte l'eventuale rimozione di sedimenti necessita di interventi con mezzi meccanici. In assenza di essi, si tende a raggiungere uno stato di sostanziale equilibrio.

Nelle traverse mobili l'apertura relativamente frequente di tutta la traversa comporta un'azione di rimozione del sedimento durante le piene, che riguarda le zone con tirante idrico elevato, almeno nelle parti più prossime allo sbarramento. Spesso il riequilibrio del trasporto solido del corso d'acqua costituisce un elemento importante da perseguire, in quanto contrasta i fenomeni di erosione a valle traversa.



Figura 30 - Sbarramento della Miorina (VA) sull'emissario del Lago Maggiore

### 5.3 Recupero materiale flottante

Il recupero del materiale flottante non è argomento correlato direttamente alle traverse come tali, ma piuttosto alle opere di presa; è chiaro che quanto più uno sbarramento di derivazione interessa un corso d'acqua grande, caratterizzato da portate rilevanti e da bacino idrografico esteso, tanto maggiore sarà in generale la quantità di materiale galleggiante che giunge alla presa; è pertanto evidente che le traverse fluviali sono soggette a questa problematica in modo molto più significativo di altre dighe.

In caso di portate rilevanti la causa principale che comporta l'apertura completa dello sbarramento e la disattivazione della derivazione è spesso l'impossibilità di gestire la rimozione del materiale dalle griglie, piuttosto che la difficoltà a regolare il livello di monte.

La presenza di derivazioni di superficie, a pelo libero, rende ancora più importante la problematica della gestione del materiale flottante.

I sistemi di raccolta e gestione del materiale, che deve essere trattato dal gestore come rifiuto, solo in parte destinabile al recupero, possono raggiungere complessità elevata: basti pensare che in una traversa importante come Isola Serafini, il quantitativo medio annuo di materiale sgrigliato conferito supera le 5.000 t. Sarebbe auspicabile un indirizzo normativo più favorevole alla gestione di questo materiale, tenuto anche conto dell'utilità collettiva di tale gestione.

### 5.4 Deflusso ecologico e rilasci, recupero energetico

Nel caso di opere di nuova realizzazione il problema del deflusso ecologico è affrontato in fase di progetto, con la possibilità di ottimizzare le soluzioni; su opere esistenti vi è invece il problema di adeguare strutture non disegnate per questo scopo, vista l'introduzione abbastanza recente dell'obbligo di rilascio.



Figura 31 - Scala pesci a servizio della traversa di Isola Serafini (PC)

La tematica è simile a quella di altre dighe, con alcune specificità, spesso non favorevoli a soluzioni economicamente vantaggiose in termini di recupero energetico, quali:

- elevate portate di rilascio;
- salti modesti.

Quando non si opta per l'installazione di una centralina di recupero per il rilascio del deflusso ecologico, le modalità di scarico possono essere svariate e spesso quando è presente una derivazione si preferisce il rilascio da organi a servizio della stessa. In ogni caso il sistema deve garantire affidabilità ed efficienza, senza compromettere la sicurezza di funzionamento della traversa e dei suoi organi principali.

La presenza dell'impianto di utilizzazione idroelettrica in fregio alla traversa risolve di fatto il problema del rilascio, per cui è sufficiente provvedere all'alimentazione a valle in caso di blocco completo della centrale per il tempo intercorrente tra blocco stesso e inizio sfioro della traversa.

## 5.5 Passaggi per l'ittiofauna

Anche a questo proposito vanno distinte le opere di nuova costruzione da quelle esistenti. Nel primo caso è chiaro che il progetto deve prevedere la realizzazione del passaggio per i pesci; nel caso di opere esistenti invece l'inserimento di sistemi per la garanzia della continuità ecologica è spesso più problematico.

La necessità di inserire una scala pesci in un'opera esistente può dipendere da svariati fattori: in genere costituisce una esplicita e spesso inderogabile richiesta in caso di adeguamenti o manutenzioni dell'opera che richiedano una autorizzazione ambientale, ma anche in assenza di interventi importanti sullo sbarramento può derivare da istanze di tipo ambientale, spesso molto forti.

La presenza di opere di derivazione o di conche di navigazione può rendere estremamente complesso l'inserimento di strutture di questo tipo. In ogni caso, deve essere salvaguardata in modo prioritario la sicurezza della traversa.

Il funzionamento della scala pesci è chiaramente correlato con il rilascio del deflusso ecologico, che viene in tutto o in parte restituito a valle tramite essa.

## 5.6 Navigazione: conche e segnalazioni

Un altro manufatto tipico che accompagna le traverse principali, situate su fiumi navigabili, è la conca di navigazione. Si tratta di un manufatto dotato di apposite paratie che consentono alle imbarcazioni di superare il dislivello costituito dalla traversa. Tra le opere di tal genere, in Italia il principale è sicuramente quello annesso alla traversa di Isola Serafini, recentemente rinnovato in quanto quello originario era sostanzialmente inutilizzabile a causa dell'abbassamento progressivo dell'alveo a valle. La nuova conca di Isola Serafini permette di superare un dislivello tra monte e valle dello sbarramento, variabile tra i 4 e i 13 metri in funzione delle portate del fiume. È costituita da una vasca di cemento armato lunga 115 m e larga 12,50 m, dotata di porte vinciane. Le dimensioni sono tali da consentire il transito di navi di lunghezza fino a 110 m, larghezza 11,50 m, e portata 2000 t. In concomitanza con il rinnovo della conca è stato realizzato anche il nuovo passaggio per l'ittiofauna.

Altro problema connesso con la navigazione è il pericolo costituito dalle traverse per le imbarcazioni che percorrono il tratto fluviale a monte. Alcune Regioni prevedono apposite distanze di sicurezza e segnalazioni nell'ambito dei Regolamenti per le vie di navigazione interne, ma sembrerebbe opportuna una più precisa indicazione normativa anche al fine di chiarire le effettive eventuali responsabilità dei gestori.

La definizione di distanze di sicurezza per le varie attività che si possono svolgere sul fiume (navigazione, pesca, balneazione) sarebbe quantomeno opportuna e consentirebbe al gestore un controllo più proattivo e il ricorso, se del caso, alle Autorità competenti.

## 6. VIGILANZA, CONTROLLO, VERIFICHE

### 6.1 Vigilanza dell'opera

La vigilanza della traversa deve rispondere alle esigenze effettive di esercizio in sicurezza e deve garantire una supervisione continua dell'opera, nonché l'attivazione di personale sul posto qualora necessario.

Naturalmente devono essere soddisfatte le norme di legge sull'argomento, in particolare per le traverse classificate come grandi dighe, ma il grado di automazione spesso presente ed il contesto territoriale in cui si trovano, che consente molto spesso tempi e condizioni di raggiungimento particolarmente favorevoli, permette di ipotizzare anche per esse modalità di vigilanza alternative alla presenza continua di personale.

La vigilanza può essere realizzata mediante sistema di telecontrollo ed eventualmente tramite telesorveglianza, con il monitoraggio continuo dei parametri più significativi, in particolare il livello dell'invaso e la posizione degli organi mobili di sbarramento, se presenti. È necessario associare a tali modalità sistemi di allarme antintrusione e sicurezze contro la manovra indesiderata degli organi di sbarramento.

Oltre a ciò, bisogna prevedere ispezioni periodiche di vigilanza con personale operativo; la periodicità deve essere adeguata alla struttura dello sbarramento, in linea generale almeno settimanale. Lo scopo delle ispezioni di vigilanza è quello di segnalare eventuali situazioni anomale, danneggiamenti, tentativi di effrazione, malfunzionamento di sistemi accessori quali gli sgrigliatori, ecc.. Durante l'ispezione, inoltre, possono essere acquisite misure di facile esecuzione.

### 6.2 Controlli

#### 6.2.1 Percorsi ordinari

I controlli ordinari consistono in ispezioni visive delle strutture, dei loro dintorni e dell'area di invaso, effettuate da personale tecnico. La frequenza può variare notevolmente in base alla tipologia, caratteristiche e collocazione geografica dell'opera, ma è in generale dell'ordine di uno o più mesi, e può essere più ravvicinata nei periodi di maggiori apporti idrici. Tali controlli sono finalizzati a verificare visivamente le condizioni generali della traversa, comprese le spalle e per quanto possibile gli argini laterali; le osservazioni riguardano in particolare:

1) Paratoie, scarichi e alveo:

- deformazione delle paratoie, perdite, danni ai motori, riduttori, catene di sollevamento, pistoni, possibili deterioramenti delle passerelle di servizio;
- zone di deflusso a monte e a valle per individuare possibili anomalie;
- possibili accumuli di materiali galleggianti o sedimentati e di eventuali anomalie nel percorso della corrente del fiume.

2) Strutture:

- venute d'acqua e formazione di concrezioni sulla superficie a valle della struttura;
- formazione di fessure, scheggiature e comparsa di fenomeni di disgregazione;
- evoluzione di fessure esistenti;
- rottura dei bordi dei blocchi, spostamento di alcuni blocchi sotto l'effetto della pressione, allargamento degli spazi tra i blocchi di rivestimento delle platee;
- deformazioni sulla superficie del suolo nell'area delle spalle e di eventuali argini laterali (rigonfiamenti, cedimenti, assestamenti).
- anomalie delle arginature (presenza eccessiva di vegetazione, tane di animali, ecc.);

- zone umide o venute d'acqua a valle degli argini laterali;
- potenziali frane nell'area circostante all'invaso e sulle sponde, alberi instabili sulla riva o altri eventi significativi.

### 3) Impianti:

- presenza delle alimentazioni;
- funzionalità del collegamento telefonico;
- efficienza dell'impianto antintrusione.

### 4) Misure e monitoraggio:

- verifica della congruenza delle misure automatiche rispetto a riscontri manuali (livello di invaso, grado apertura paratoie, ecc.);
- controllo dello stato di funzionamento di eventuali acquisitori e sistemi di teletrasmissione dei segnali;
- effettuazione di misure di monitoraggio.

Le operazioni e le verifiche da eseguire durante il controllo devono essere contenute in un Piano specifico; è buona norma che l'ispezione sia guidata da una check list.

## 6.2.2 Percorsi in connessione con eventi eccezionali

A seguito di eventi eccezionali il personale tecnico eseguirà con immediatezza controlli sostanzialmente analoghi a quelli dei percorsi ordinari; gli eventi da considerare sono i sismi, le piene e i casi di gelo persistente.

Per sismi percepiti in loco, o comunque secondo normativa vigente (per le opere regionali si può fare riferimento alle norme per le grandi dighe o ai Bulletin ICOLD 62 [26] e 166 [27]), si dovrà porre attenzione a:

- presenza di dissesti e deformazioni sulle strutture e sugli argini;
- evoluzione significativa di problematiche già presenti;
- perdite d'acqua;
- deformazioni di paratoie, passerelle, strutture varie;
- danni ad azionamenti e apparati, perdite nei circuiti oleodinamici;
- efficienza di impianti ed alimentazioni.

Si dovranno inoltre eseguire le misure dei principali e prescritti parametri di monitoraggio, nonché verificare la rispondenza di eventuali misure automatiche.

Durante eventi di piena in cui è necessaria la manovra di apertura significativa delle paratoie (indicativamente può essere considerata una portata dell'ordine del 15-20 % della portata massima di progetto), è opportuno che la struttura sia controllata almeno una volta al giorno, in particolare nei seguenti aspetti:

- deformazione delle paratoie, danni ai motori, possibili danni alle passerelle inferiori;
- controllo della traversa sotto l'effetto delle vibrazioni;
- valutazione delle aree di deflusso a monte e a valle per rilevare eventuali anomalie;
- individuazione di possibile accumulo di materiali galleggianti e osservazione della configurazione del flusso al fine di modificare eventualmente l'apertura delle paratoie;
- verifica del buon funzionamento delle alimentazioni, anche di emergenza, e del sistema di telecontrollo.

Al termine dell'evento si devono effettuare controlli sostanzialmente analoghi a quelli dei percorsi ordinari; gli aspetti principali da considerare sono i seguenti:

- buono stato e corretto posizionamento delle paratoie;

- assenza di materiale flottante che possa costituire rischio di intasamento delle luci;
- assenza di materiale su scudi, intelaiature e bracci di valle delle paratoie;
- eventuale presenza anomala di materiale sedimentato;
- eventuali danni ad azionamenti e apparati, perdite nei circuiti oleodinamici;
- efficienza impianti ed alimentazioni.

Anche in questo caso, si dovranno inoltre eseguire le misure dei principali e prescritti parametri di monitoraggio, nonché verificare la rispondenza di eventuali misure automatiche.

In caso di gelo persistente e prolungato, a seconda dello stato delle paratoie in termini di perdite e delle temperature riscontrate, è opportuno controllare le traverse con sufficiente frequenza, in particolare nel caso in cui esse siano interessate da ghiaccio che ne ricopra le strutture. Se necessario, il ghiaccio deve essere rimosso, in particolare se esiste il rischio che la manovrabilità delle paratoie venga ridotta a causa dell'eccessivo carico o del blocco delle vie di corsa causato dal ghiaccio stesso.

Le operazioni e le verifiche da eseguire a seguito di eventi eccezionali devono essere elencate e descritte in un piano specifico; è buona norma che l'ispezione sia guidata da una check list e documentata da apposito report.

### **6.3 Controlli straordinari**

#### **6.3.1 Rilievi batimetrici**

Come detto al punto 2.2.3 i rilievi batimetrici, sia a monte che a valle della traversa, hanno un'importanza fondamentale. Tramite essi si rileva e si monitora sia il fenomeno di deposizione dei sedimenti nella parte di monte, sia la presenza di erosioni o abbassamenti d'alveo.

Rilievi batimetrici successivi devono essere confrontati per determinare la dinamica e l'avanzamento dei fenomeni.

Metodologie evolute, come l'impiego di sistemi di ecoscandaglio dotati di GPS e software di change detection sono molto utili per facilitare e rendere più efficaci rilievi e valutazioni.

Ha particolare importanza il rilievo delle zone più prossime alla struttura. Nell'area di monte attigua alla traversa, spesso la normale tecnica con ecoscandaglio è insufficiente, ed è necessario utilizzare ecoscandaglio 3D (scanner multibeam) allo scopo di avere una sufficiente definizione.

È necessario pianificare periodicamente rilievi batimetrici; in base alla situazione dell'alveo e al regime fluviale la loro frequenza varia in media da 1 a 8 – 10 anni.

#### **6.3.2 Ispezioni subacquee**

Le ispezioni subacquee (con sommozzatori o con sistemi robotizzati ROV) sono un mezzo essenziale per controllare la parte sommersa della traversa. Per la loro conformazione e la situazione idraulica, in genere è infatti impossibile svuotare completamente l'invaso o prosciugarne la parte di valle. Queste ispezioni presentano spesso difficoltà per la torbidità dell'acqua, in genere molto maggiore rispetto al bacino di una diga, e per la presenza di correnti. In caso di immersione con sommozzatori, devono essere rigorosamente curati gli aspetti di sicurezza e di addestramento degli operatori. Particolare attenzione deve essere prestata ai potenziali pericoli, quali le piccole aperture e perdite delle paratoie che possono dare luogo a gorgi e a flussi rapidi verso le paratoie a monte e getti concentrati a valle.

Può essere opportuno posizionare segnali di orientamento nell'acqua, durante la costruzione o manutenzioni straordinarie delle opere, per facilitare le successive ispezioni subacquee.

Per lo più è impossibile ottenere visioni o riprese panoramiche, ma devono essere focalizzati i dettagli e a questo scopo è fondamentale definire con precisione quale obiettivo o quali zone devono essere soggette

a ispezione e controllare rigorosamente il posizionamento del mezzo o dell'operatore. In generale comunque è possibile identificare e quantificare difetti localizzati, ma difficilmente si può comprendere, con una semplice ispezione subacquea, una situazione complessa.

## **6.4 Monitoraggio e misure**

### **6.4.1 Misure di deformazione e spostamento**

A causa della modesta altezza e delle piccole variazioni del livello dell'acqua, rispetto alle dighe di ritenuta, le deformazioni del corpo delle traverse sono in genere piuttosto piccole, scarsamente influenzate dalle quote idriche e soggette invece a sollecitazioni di tipo termico.

Tranne nel caso di problemi e situazioni particolari, le misurazioni geodetiche sono un modo idoneo per valutare il comportamento della traversa a lungo termine.

Se il comportamento della struttura è normale, può essere sufficiente, specie in opere di dimensioni contenute, effettuare alcune misurazioni, ad intervalli periodici, per confermare che la traversa non presenta anomalie strutturali.

A tal fine, è opportuno creare una rete geodetica che consenta di seguire il comportamento delle pile della traversa nel modo più preciso possibile.

Le misure di monitoraggio di una traversa dovrebbero includere almeno:

- un punto su ciascuna pila della traversa e sulle spalle, situati il più a monte o a valle possibile; questi punti devono essere rilevati sia in planimetria (direzione parallela e perpendicolare all'asse corrente) sia in altimetria;
- sul lato opposto delle pile, rilevare almeno l'altimetria.

Determinando le 3 coordinate di un punto situato su ogni pila e quella dell'altimetria di un secondo punto della stessa pila, il più lontano possibile dal primo, si può valutare lo spostamento e la rotazione di ogni pila.

Come detto sopra, tenuto conto degli spostamenti modesti che di solito si registrano, è necessaria una buona precisione della misurazione e degli strumenti; poiché i risultati delle misurazioni sono fortemente influenzati dalle temperature, è raccomandabile eseguire rilievi in estate e in inverno, al fine di determinare l'influenza dovuta alle differenze di temperatura.

Il monitoraggio topografico può essere completato da sistemi clinometrici di precisione, adatti anche all'acquisizione di misure automatiche.

Per opere di piccole dimensioni, può essere sufficiente la collimazione o livellazione di alcuni punti.

### **6.4.2 Livellazione su argini laterali e passerelle della traversa**

Queste tecniche consentono di identificare gli assestamenti degli argini laterali e le deformazioni a lungo termine delle passerelle della traversa.

Nel caso di argini laterali in terra, gli assestamenti possono essere sintomi di anomalie ed evoluzioni nella parte non visibile, ad esempio danni alle opere di protezione delle sponde del fiume, piccole frane o erosione interna.

Per quanto riguarda i ponti in cemento armato, la livellazione tra la metà della campata e le spalle è un'indicazione di sovraccarichi e/o di una riduzione della sezione dell'armatura sotto l'effetto della corrosione.

### **6.4.3 Misurazioni del livello dell'acqua e della sottopressione**

Le misurazioni delle sottopressioni consentono di percepire puntualmente le condizioni piezometriche nella fondazione e quindi le sottospinte. Oltre a determinare le forze che agiscono sulla struttura, le sottopressioni sono anche un buon indicatore di possibili cambiamenti nella fondazione, poiché reagiscono in modo sensibile a fenomeni quali i moti di filtrazione. È pertanto opportuno eseguire misurazioni della sottopressione per strutture grandi e importanti.

È possibile realizzare piezometri sulle opere esistenti effettuando fori attraverso le pile della traversa e rilevando il livello con:

- misurazioni manuali mediante sonda freaticometrica (regolarmente ogni settimana o ogni mese);
- attrezzare fori di perforazione con sonde piezometriche di misurazione e registratori di dati.

### **6.4.4 Rilevamento dell'acqua di filtrazione**

Si deve prestare molta attenzione in presenza di filtrazione attraverso una struttura di ritenuta o la sua fondazione. Per la maggior parte delle traverse, queste filtrazioni difficilmente possono essere direttamente misurate a causa della presenza di acqua a valle.

Con condizioni di visibilità favorevoli nell'acqua, il flusso di filtrazione può essere osservato mediante ispezione subacquea. In alternativa e con tutte le cautele del caso si possono impiegare traccianti.

### **6.4.5 Altre misure**

Come per tutte le dighe di competenza statale, la Norma richiede l'effettuazione di misure meteo; di particolare importanza è il rilievo delle temperature data la presenza di dilatazioni termiche abbastanza rilevanti che caratterizzano queste strutture.

La misura del livello di invaso e quella della posizione delle paratoie, comunque essenziali per l'esercizio dell'opera, completano il panorama del monitoraggio.

## **6.5 Test funzionali**

### **6.5.1 Test delle paratoie**

La manovrabilità delle paratoie è fondamentale per la sicurezza delle traverse mobili, per cui ad essa va attribuita la massima attenzione.

I test sulle paratoie possono essere indiretti (o in bianco) o diretti.

I test indiretti non prevedono la movimentazione effettiva delle paratoie; sono relativamente semplici, non comportano rilasci d'acqua o perdita di produzione, per cui sono effettuati solitamente con frequenza relativamente elevata, per esempio mensile. Consistono in:

- messa in carico dei circuiti idraulici, con verifica del mantenimento delle pressioni e dell'assenza di perdite e trafilamenti d'olio, per azionamenti oleodinamici;
- misura dell'intensità della corrente elettrica allo spunto, per azionamenti elettrici.

È importante la rappresentazione grafica dei risultati nel corso degli anni allo scopo di evidenziare la variazione dei vari parametri rispetto ai valori iniziali e il confronto fra le paratoie dello stesso tipo.

I test diretti consistono nell'effettiva movimentazione in apertura delle paratoie. Il grado di apertura minimo va definito in base alle caratteristiche dell'opera e la manovra deve essere fatta nelle condizioni il più possibile prossime a quelle massime di esercizio. Tutti i parametri devono essere opportunamente registrati e confrontati con quelli di prove precedenti e di paratoie simili sulla stessa opera. È opportuno

eseguire le prove alternatamente con diverse alimentazioni e da postazioni differenti (sul posto ed a distanza, dalla casa di guardia o dal pannello di comando dello sbarramento). Poiché le prove dirette presentano qualche rischio (rilasci d'acqua, possibilità di mancata totale richiusura per interposizione di corpi sotto lo scudo, ecc.) esse hanno frequenza minore di quelle indirette, ma è opportuno effettuarle almeno una volta all'anno, possibilmente prima della stagione in cui il rischio di piene è maggiore.

Se opportunamente registrate, possono essere utilizzate anche, a conferma del buon funzionamento, le movimentazioni in caso di alte portate. In particolare, è opportuno registrare i parametri funzionali e verificare il corretto posizionamento in occasione di aperture complete dello sbarramento. Sono comunque raccomandate prove di completa apertura con frequenza poliennale; in tal senso è opportuno rivalutare l'impiego di panconi per aperture complete senza rilasci d'acqua.

In occasione delle prove funzionali dirette vanno ovviamente rispettate le procedure previste, come l'azionamento preventivo della sirena.

Un'attenzione particolare deve essere riservata al caso di traverse con paratoie azionate mediante galleggianti installati all'interno delle pile: va curata la pulizia delle prese d'acqua e lo stato dei galleggianti e vanno eseguite prove funzionali reali mediante pompe o altri accorgimenti.

È opportuno stabilire precise modalità di prova all'interno dei Piani dei controlli; il risultato dei test deve essere opportunamente registrato e documentato.

### **6.5.2 Test delle alimentazioni di emergenza**

I gruppi elettrogeni di emergenza o gli azionamenti diretti (turbinette, motori a scoppio, ecc.) necessari per il funzionamento della traversa devono essere testati regolarmente e con frequenza congrua, per esempio mensilmente. Il livello di riempimento del serbatoio del carburante dei motori deve essere monitorato, registrato in un rapporto e ripristinato quando necessario.

### **6.5.3 Altri possibili test funzionali**

Si ricordano a questo proposito:

- controllo funzionale della sirena;
- controllo funzionale delle batterie;
- controllo degli impianti di servizio (telefono, antintrusione, illuminazione, ecc.).

## 7. SICUREZZA E VALUTAZIONE DEL RISCHIO

### 7.1 Caratteristiche delle traverse rispetto al rischio a valle

Anche dal punto di vista della valutazione del rischio, le traverse presentano specificità che le rendono un caso a parte tra le dighe. Le motivazioni sono analoghe a quelle già evidenziate nei precedenti capitoli:

- l'altezza è modesta; ciò comporta che gli idrogrammi conseguenti alla ipotetica rottura hanno in genere valori al colmo non molto elevati;
- la dimensione dell'alveo a valle è in genere notevole e comunque simile a quella a monte della traversa;
- la capacità di invaso e di laminazione è modesta rispetto alle portate in gioco;
- per lo più la struttura è modulare, cosa che rende improbabile un cedimento totale.

### 7.2 Modi di guasto e conseguenze potenziali

A prescindere dalle cause che possono determinare incidenti, i principali modi di guasto sono relazionati alla rottura della diga o al suo funzionamento non corretto. Quindi si può distinguere, per tutte le traverse e per il caso di rottura:

- collasso delle strutture di sbarramento;
- collasso degli argini.

Per le sole traverse mobili si può considerare, in aggiunta:

- mancata apertura di paratoie;
- mancata chiusura di paratoie;
- apertura accidentale dello sbarramento.

Nel processo di valutazione del rischio l'entità delle conseguenze potenziali di un evento incidentale, detta anche esposizione, assume una notevole importanza; essa rappresenta l'entità del danno possibile, in dipendenza delle caratteristiche socio-economiche del territorio esposto. Costituisce quindi un dato oggettivo, dipendente da parametri fisici e da caratteristiche intrinseche del territorio interessato, a prescindere dalla probabilità dell'evento. A pari probabilità dell'evento l'esposizione dà la misura del rischio correlato, e se l'esposizione è molto limitata, anche il rischio non sarà elevato.

La gestione delle traverse mobili prevede che ben prima del raggiungimento di portate con valore pari alla piena di progetto le paratoie vengano completamente aperte; in tale situazione il collasso della diga non è ipotizzabile o avrebbe comunque conseguenze incrementali<sup>14</sup> modestissime. La Norma (Circolare P.C.M. 13 dicembre 1995, n. DSTN/2/22806 e relativi allegati) prevede d'altronde che per le dighe murarie il calcolo dell'onda di piena conseguente all'ipotetica rottura venga eseguito supponendo che il collasso della struttura non sia conseguenza di eventi idrologici intensi, cosicché la condizione idraulica iniziale più gravosa da considerarsi è quella di serbatoio pieno fino alla quota massima di regolazione. Inoltre, per lo più sembra ragionevole ipotizzare, come prevede la Norma stessa, il crollo parziale dello sbarramento. Un'ipotesi comune e comunque cautelativa, in opere rilevanti a più luci, è quella di cedimento di due pile e delle tre paratoie attigue.

Spesso in queste condizioni, come è facilmente intuibile, si riscontra che la portata massima conseguente al collasso è dello stesso ordine e spesso anche sensibilmente inferiore alla piena di progetto, per cui l'onda di piena conseguente in genere non dovrebbe interessare zone abitate o infrastrutture importanti.

---

<sup>14</sup> È opportuno sottolineare il concetto di danno incrementale, inteso come maggior danno che si determina a seguito di un dato evento nella situazione con sbarramento rispetto ad un'ipotetica situazione senza sbarramento. In particolare durante una piena rilevante, il danno incrementale prodotto dalla traversa rispetto alla situazione che si avrebbe in sua assenza è per lo più molto modesto.

A tale proposito può essere rappresentativo l'esempio della traversa di Ponte Felice, sul Tevere: il calcolo dell'idrogramma conseguente all'ipotetico collasso della diga, pur con l'ipotesi prudenziale che prevede il crollo totale ed istantaneo di tutto lo sbarramento con livello alla massima regolazione, determina un valore massimo di portata di 2000 m<sup>3</sup>/s; nella Tabella 3 si riportano i valori di portata al colmo per vari tempi di ritorno: si può quindi rilevare che la portata di dam break è inferiore a quella caratterizzata da tempo di ritorno di 50 anni. Dalla pubblicazione dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, "Quaderno Idrologico del Fiume Tevere" [28] si ricava per una sezione di fatto coincidente con quella della traversa una portata con tempo di ritorno di 10 anni pari a 1925 m<sup>3</sup>/s. Ne consegue che la portata effetto del dam break è dell'ordine di una piena poco più che ordinaria, anche appena a valle dell'opera.

Vale la pena sottolineare quindi l'importanza di disporre di studi affidabili per la determinazione dell'onda di piena a seguito di ipotetico collasso dell'opera: essi permettono infatti di determinare le possibili conseguenze di un eventuale crollo e di confrontare la portata conseguente con quella caratterizzata da tempi di ritorni assegnati e definiti. In genere se la portata di dam break è dell'ordine di quelle caratteristiche di piene con tempo di ritorno inferiori a 200 – 500 anni, si può concludere che l'esposizione associata alla rottura dello sbarramento è di entità limitata.

| <b>Tevere alla traversa di Ponte Felice</b> |  |
|---|--|
| <b><i>T</i></b><br>(anni)                   | <b><i>Q<sub>T</sub></i></b><br>(m <sup>3</sup> /s) |
| 50  | 2400   |
| 100   | 2590   |
| 200   | 2770   |
| 500   | 3010   |
| 1000  | 3180   |

Tabella 3 – Portate al colmo  $Q_T$  alla traversa di Ponte Felice per diversi tempi di ritorno  $T$

Il collasso degli argini potrebbe invece avvenire sia in condizioni di piena, sia in condizioni di esercizio normali: la situazione ed il relativo livello di esposizione deve essere valutato di volta in volta, sia con riguardo all'area allagata, che potrebbe essere di tipo golenale, sia con riferimento alla velocità ed all'altezza della lama d'acqua che si produrrebbe. Si ricorda infatti che il pericolo per le persone e il livello di danno alle strutture è correlato con i valori di battente e velocità dell'acqua che li investe: si vedano a tal proposito i diagrammi presenti in letteratura ed in varie norme, quali quelli riportati in Figura 32. Anche in questo caso tuttavia si può spesso concludere che il livello di esposizione è modesto, specialmente in termini di conseguenze incrementali, rispetto alla rottura di una diga.

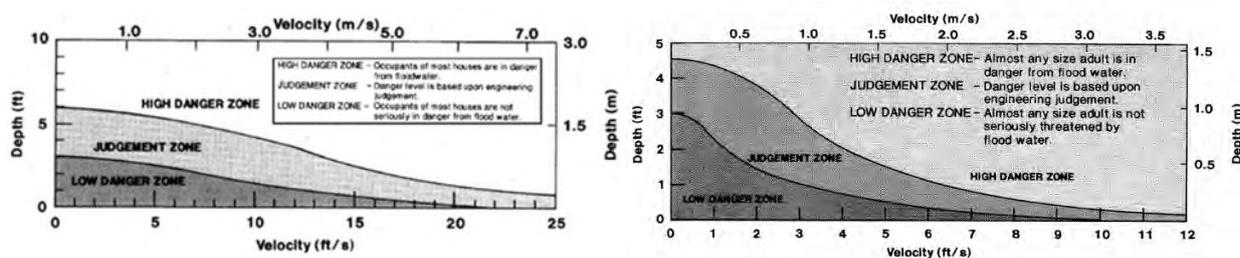


Figura 32 - Esempi relazione tra profondità e velocità dell’acqua e livello di pericolo rispettivamente per persone adulte ed edifici (da Downstream hazard Classification Guidelines – USBR [29])

Per quanto riguarda il funzionamento non corretto, il caso più critico è quello di mancata apertura delle paratoie durante un evento di piena. In questo caso, infatti, i livelli idrici a monte, anche in caso di piene con tempo di ritorno relativamente basso potrebbero essere sensibilmente maggiori di quelli normali e anche a quelli di massima piena, con possibile sormonto della traversa e degli argini e notevole aumento del profilo di rigurgito, fino ad interessare anche zone critiche. Per questo è opportuno:

- prendere tutti i possibili provvedimenti, sia in fase di progettazione e realizzazione, sia in quella di esercizio, per garantire la massima affidabilità delle manovre;
- per le traverse di nuova costruzione, assumere margini di sicurezza in termini di franco o di luce utile atti ad evitare danni gravi e tracimazioni anche in caso di parziale indisponibilità delle paratoie;
- per le traverse esistenti, valutare le conseguenze di una parziale indisponibilità delle luci e prendere se del caso i dovuti provvedimenti in termini di adeguamento o di gestione.

La mancata chiusura di paratoie, per esempio in fase calante di piena, può comportare danni a strutture ausiliarie ed agli argini, ma in genere non provoca conseguenze gravi verso l’esterno. L’apertura accidentale dello sbarramento provoca effetti meno gravosi del collasso, a valle, e analoghi a quelli della mancata chiusura, a monte.

Per quanto sopra, in genere i potenziali incidenti relativi a traverse presentano entità delle conseguenze potenziali nettamente inferiore di quella del collasso di una diga di ritenuta. A conferma di ciò, non sono noti casi di incidenti estremamente gravi che hanno coinvolto traverse; anche il collasso della Spencer Dam, in USA, trattato in uno dei case history, dovuto a condizioni ambientali molto particolari ed a una struttura di concezione piuttosto obsoleta, pur nella sua gravità non ha avuto conseguenze particolarmente tragiche.

### 7.3 Esempio di classificazione: il caso spagnolo

La normativa spagnola prevede che tutte le grandi dighe (dighe con altezza superiore a 15 m rispetto alla fondazione e dighe con altezza tra 10 e 15 m e volume di invaso di almeno 100.000 m<sup>3</sup>), siano soggette ad una classificazione in base al loro livello di esposizione, chiamato “rischio potenziale” [30] [7] [8]. Le classi di rischio potenziale definite sono 3:

- A opere la cui rottura o funzionamento non corretto può colpire gravemente nuclei urbani o servizi essenziali, o produrre danni materiali o ambientali molto importanti
- B opere la cui rottura o funzionamento non corretto può provocare danni materiali o ambientali importanti o interessare un numero ridotto di abitazioni
- C opere la cui rottura o funzionamento non corretto può provocare danni materiali di moderata importanza e solo incidentalmente perdita di vite umane.



Figura 33 - Traversa di Flix sul fiume Ebro (Spagna)

In Spagna, la società Endesa possiede 17 dighe classificate come traverse (presa móvil de gravedad), di esse 16 (95%) appartengono alla classe di rischio C ed una sola, proposta con classificazione C dal concessionario, è stata rivalutata come B dall’Autorità.

Considerato che in Spagna esistono 1623 dighe classificate e che la loro ripartizione in classi è la seguente:

|             |     |     |
|-------------|-----|-----|
| Categoría A | 743 | 46% |
| Categoría B | 118 | 7%  |
| Categoría C | 762 | 47% |

risulta evidente che il rischio potenziale associato alle traverse mediamente è molto inferiore a quello associato alle dighe di altra tipologia.

#### 7.4 La valutazione del rischio

Nei punti precedenti si è affrontato il tema delle conseguenze rischio potenziali, cioè l’entità del danno massimo possibile conseguente ad un evento incidentale. La valutazione del rischio effettivo non può però prescindere dal considerare anche la probabilità che l’evento, e quindi il danno, si verifichi: ciò è tipicamente connesso con aspetti di tipo ambientale (per esempio la sismicità), aspetti tipologici/strutturali e con lo stato di manutenzione.

A proposito di valutazione del rischio, è utile citare lo studio della Protezione Civile “Metodo per la determinazione del rischio potenziale dei piccoli invasi esistenti”, emesso nel 1991; esso fornisce uno strumento in questo senso, tuttora alla base di alcuni procedimenti di valutazione del rischio degli invasi introdotti in alcune Norme a livello regionale [31].

Nel calcolo proposto, per il cui dettaglio si rimanda direttamente al citato documento, il rischio viene valutato come combinazione di tre fattori: uno dipendente da condizioni ambientali, legato quindi alla sismicità, all’instabilità dei versanti, alla possibilità di tracimazione, alla ciclicità di vuotamento; un secondo fattore di tipo strutturale, basato sulle caratteristiche e sullo stato del manufatto; il terzo sul fattore di conseguenze potenziali, umane ed economiche, in analogia con quanto descritto ai punti precedenti. I

valori indicati nelle tabelle riportate nel documento non risultano particolarmente utili per la valutazione del rischio di strutture importanti, come le traverse di competenza statale o le maggiori traverse di competenza regionale, che formano l'oggetto principale del presente Bollettino, ma l'impostazione generale della valutazione del rischio è comunque confermata.

Sull'argomento vale infine la pena ricordare la Determinazione Dirigenziale della Regione Piemonte n. 3716/A1800A/2022 del 1/12/2022, di approvazione del documento "Definizione dei criteri funzionali alla classificazione degli impianti regionali secondo analisi di rischio potenziale", costituente allegato 1 alla Norma regionale di cui al punto [4] della bibliografia.

È chiaro tuttavia, come accennato sopra, che qualora il rischio intrinseco fosse modesto, come nel caso di onda di piena per collasso interamente contenuta nell'alveo, gli altri aspetti assumerebbero minore importanza ed il rischio effettivo risulterebbe comunque moderato.

Alla luce delle precedenti argomentazioni, sembrerebbe pertanto ragionevole, per questo tipo di sbarramenti, stabilire dei livelli di attenzione differenziati, da valutarsi sia in sede progettuale sia in sede di verifica di opere esistenti. Per queste ultime, in particolare, si potrebbero proporzionare, in base alla classe di rischio, i valori di input o i coefficienti di sicurezza sia per le verifiche sismiche, sia per quelle idrauliche.

## 7.5 Attività di protezione civile e gestione delle emergenze

Come per tutte le altre grandi dighe, l'attività di protezione civile e le modalità di gestione delle emergenze e delle relative comunicazioni è attualmente regolato dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 8 luglio 2014 "Indirizzi operativi inerenti all'attività di protezione civile nell'ambito dei bacini in cui siano presenti grandi dighe"; la Direttiva, come si legge nell'art. 1, "costituisce atto di indirizzo e coordinamento" anche per i provvedimenti da adottarsi su dighe regionali, e rappresenta pertanto un chiaro riferimento per tutti gli sbarramenti oggetto del presente Bollettino.

Come già con la precedente normativa, il Documento di Protezione Civile fornisce le regole per la gestione delle emergenze, stabilendo per ciascuna diga, secondo i criteri di cui alla Direttiva, le specifiche condizioni per l'attivazione del sistema di protezione civile, per le comunicazioni e per le procedure tecnico-amministrative da attuare in caso di emergenza; costituisce inoltre elemento fondamentale per la redazione dei Piani di Emergenza da parte dei soggetti a ciò preposti.

Come noto, la Direttiva tratta separatamente due tipologie di rischio: il rischio diga ed il rischio idraulico a valle. Il primo comprende tutte le situazioni rilevanti ai fini della sicurezza della diga e dei territori di valle, mentre il secondo include il caso di attivazione degli scarichi con portate che possono comportare fenomeni di onda di piena e rischio di esondazione per l'alveo di valle. Il tipo di emergenza più significativa e distintiva, nel caso delle traverse, è quello conseguente a portate elevate di piena, che può interessare entrambe le tipologie di rischio.

Data però la caratteristica distintive delle traverse, con esclusione di quelle che regolano grandi laghi, di non disporre di un volume di regolazione e di laminazione apprezzabile e di essere gestite a livelli molto prossimi a quello massimo di regolazione, l'applicazione della Direttiva e la redazione del Documento di Protezione Civile specifico necessitano di alcune particolarità e cautele che d'altra parte trovano legittimazione e soluzione nella Direttiva stessa.

Il problema potrebbe infatti insorgere in particolare per l'attivazione delle fasi di preallerta, dove la condizione base principale si ha "quando l'invaso superi la quota massima di regolazione o, nei casi in cui la quota di massimo invaso coincida o sia di poco superiore alla quota massima di regolazione, quando, per il mantenimento della predetta quota massima di regolazione, si renda necessaria l'apertura volontaria od automatica degli scarichi presidiati da paratoie". È ben vero che la condizione di preallerta si ha solo in caso concomitante "di piena" o di "avvisi di criticità", ma in opere per le quali la condizione di portata

scaricata a valle è una situazione normale di esercizio per vari mesi all'anno e in cui la fermata di una turbina comporta quasi sempre rilascio a valle, è evidente che tale prescrizione può porre dei problemi.

Poiché è opportuno evitare l'eccessivo proliferare di comunicazioni, in particolare di quelle di attivazione della fase di preallerta in situazioni di esercizio pressoché normale, è necessario che per questo tipo di opere venga pertanto messa in atto l'indicazione normativa per cui le comunicazioni stesse sono obbligatorie solo al di sopra di una "soglia di portata scaricata", stabilendo opportunamente il suo valore anche in base all'esperienza di esercizio ed alle effettive caratteristiche idrologiche e morfologiche dell'alveo. Sarebbe anzi opportuno che per le traverse la soglia di portata per l'attivazione delle comunicazioni fosse valida per l'attivazione stessa della fase di preallerta, a prescindere da situazioni di piena o di emanazione di avviso di criticità, elementi questi non definibili in modo altrettanto rigoroso.

Tra i documenti di protezione civile già approvati per opere di questo tipo, in particolare l'esame di quello relativo alla traversa di Mazzè, emesso dalla Prefettura di Torino, ha permesso di constatare che l'interpretazione è stata proprio questa. L'attivazione delle fasi di preallerta sia per rischio diga, sia per rischio idraulico, è condizionata infatti dal superamento di una soglia di portata, prudenziale ma almeno apparentemente congrua per permettere un esercizio corretto ed una informativa di protezione civile motivata ed efficace.

Come la precedente normativa di riferimento (Circolare P.C.M. 19 marzo 1996, n. DSTN/2/7019), anche la Direttiva del 2014 prevede che le portate scaricate, in condizione di piena, non debbano superare, nella fase crescente, quella della portata affluente al serbatoio e nella fase decrescente quella massima scaricata nella fase crescente. Ciò può apparire non del tutto congruente con l'esercizio delle traverse mobili, dove al di sopra di una certa portata la derivazione viene disattivata e si provvede alla completa apertura delle paratoie, ma in effetti durante tale operazione, se correttamente eseguita, la portata è influenzata in modo assolutamente marginale dalle manovre e la situazione di sbarramento aperto e "trasparente" presenta condizioni di maggiore sicurezza sotto tutti i punti di vista.

## 8. MANUTENZIONI E RIABILITAZIONI

Le traverse italiane, come il resto del parco dighe nazionale, risultano in media piuttosto datate, per cui una loro percentuale non trascurabile è stata nel tempo interessata da interventi di manutenzione ordinaria, straordinaria e di riabilitazione, in misura analoga a quanto si riscontra su altre tipologie di dighe.

Per la descrizione di alcuni interventi particolari si rimanda al bollettino ITCOLD “Riabilitazione delle dighe - Osservatorio permanente - Raccolta schede intervento” [32] ed alle trattazioni riportate nell’Appendice 2- Case History - del presente bollettino, che illustrano compiutamente alcuni importanti interventi su traverse classificate grande diga o su opere di competenza regionale di particolare importanza.

Nell’Appendice 1 - Matrice di correlazione dei case history, è riportato un sinottico che facilita la lettura dei singoli casi di studio, indicandone la categoria della trattazione (aspetti idrologici-idraulici, elementi geotecnici e strutturali, esercizio e gestione interferenze) e “l’evento scatenante” per la problematica o per l’intervento descritto.

### 8.1 Manutenzione

La manutenzione corrente di tipo civile non denota specificità particolari per quanto attiene le traverse: consiste solitamente in ripristini dall’erosione, recupero ammaloramenti, risistemazione di bolognini e simili. Le operazioni di cantiere pongono però spesso problemi particolari a causa della costante presenza di acqua, sia a monte che a valle dello sbarramento; per l’esecuzione sono spesso necessari interventi di panconatura o realizzazione di ture.

Anche le operazioni di pulizia e rimozione dell’interrimento a monte rientrano tra gli interventi di manutenzione; come accennato, questo tipo di sbarramento solitamente soffre minori problemi di interrimento che le altre dighe a causa della frequente manovra di apertura delle paratoie e per la scarsa importanza di mantenere il volume utile di regolazione, ma può interessare zone del bacino più a monte o in cui la velocità dell’acqua ridotta anche a sbarramento aperto. I documenti che regolano le operazioni di questo tipo sono i Progetti di Gestione, in cui è opportuno segnalare, tra le operazioni non programmabili, il *flushing* naturale che si verifica in caso di piena.

Sono più interessanti e specifiche le manutenzioni delle paratoie e dei relativi impianti di comando e azionamento. L’efficienza e l’affidabilità di questi organi ha un’importanza vitale nella gestione delle traverse mobili, per cui è necessario un piano di manutenzione ben strutturato e rigorosamente rispettato. Esso consiste prima di tutto in un sistema di controlli correnti, controlli tecnici e test di funzionamento, a cui si è già accennato nel capitolo 6. Entrando qui un po’ più nel dettaglio, si sottolinea l’importanza di eseguire controlli tecnici visivi con cadenza opportuna (1 – 2 anni) e con check list specifiche e dettagliate, calibrate sull’importanza dell’organo in esame, da cui risulti chiaramente quali parti non si sono potute ispezionare. Nel caso in cui l’ispezionabilità con mezzi ordinari non sia assicurata, è necessario programmare operazioni più complesse, quali l’utilizzo di droni o ROV, l’intervento subacqueo, la panconatura di luci, per garantire l’analisi visiva di ogni elemento con periodicità sufficienti e congrue. Un esempio di check list è riportato nella Figura 34.

In alcuni casi ed in opere di particolare importanza è opportuno prevedere alcune operazioni con periodicità fissa: sostituzione funi, revisione catene e carrelliere, ecc..

Interventi di manutenzione più specifici devono essere eseguiti quando le ispezioni visive ne determinino la necessità: si può trattare di operazioni relativamente semplici, quali le pulizie da sedimenti e materiali galleggianti, la verniciatura degli scudi e delle travature, la sostituzione delle tenute, che tuttavia richiedono la predisposizione di un cantiere specifico.

Sempre a seguito di ispezioni visive ed in generale con periodicità ultradecennale, possono essere programmate ispezioni specialistiche, controlli non distruttivi e manutenzioni che possono comportare cantieri piuttosto articolati o anche la rimozione e il trasporto in officina dei componenti principali. Questi

ITCOLD – Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

controlli sono particolarmente indicati nel caso di strutture complesse, reticolate, chiodate, di cui spesso mancano i dimensionamenti di progetto. Gli accertamenti possono consistere in:

| Identificazione della paratoia (*) vedere avvertenza  |  |
|---|--|
| Nome della diga   |  |
| Tipo di scarico: superficie (A), profondo (D) o con entrambe le funzioni (Z)                        |  |
| Identificativo paratoia (nome o numero o codice):   |  |
| Tipo di paratoia: piana (P), settore (R), ventola (C), altro tipo (O) (in tal caso precisare)       |  |
| Se la paratoia è in serie con un'altra, precisare se si trova a monte (1) o a valle (2) dell'altra. |  |
| Possibilità di pancanare (S/NO)   |  |
| Larghezza (o diametro se è circolare) (m)   |  |
| Altezza (m) (lasciare in bianco se è circolare)   |  |
| Battente idrico medio (m)   |  |

| Giudizio sintetico  |  |
|---|--|
| (Dopo aver completato tutta la check-list della ispezione visiva)                               |  |
| Punteggio complessivo (P) per l'insieme paratoia/sistema di manovra:                            |  |
| Eventuali azioni urgenti da eseguire per esigenze di sicurezza (da comunicare tempestivamente): |  |
| Approfondimenti/controlli necessari (specificare motivazioni):                                  |  |
| Manutenzioni ritenute necessarie:   |  |

(\*) NB: per le grandi dighe Italia è sufficiente riportare nel campo 'identificativo paratoia' il codice univoco della paratoia

| Ispezione visiva straordinaria paratoie e relativi sistemi di manovra                                | Controlli visivi   |              |                        |                      |                         |                |                |                        | Stima delle perdite | Legenda   |
|--|--------------------|--------------|------------------------|----------------------|-------------------------|----------------|----------------|------------------------|---------------------|---|
|  | Materiali estranei | Verniciatura | Ossidazione/corrosione | Deformazioni/rotture | Ancoraggi alle murature | Lubrificazione | Perdite d'olio | Stato di conservazione |                     | P (Punteggio nei controlli visivi):<br>5=Perfetto; 4=Buono; 3=Mediocre; 2=Cattivo; 1=Critico<br>NV = Non visibile; N/A = Non applicabile<br>V (Valore stimato perdite): valore in litri/s |
| <b>Sub-componenti</b>  |                    |              |                        |                      |                         |                |                |                        |                     | <b>Annotazioni</b>  |
| Diaframma/scudo (carpenterie principali e secondarie, unioni, ecc.)                                  | P                  | P            | P                      | P                    |                         |                |                |                        |                     |   |
| Bracci (di paratoia a settore) (carpenterie principali e secondarie, unioni, ecc.)                   | P                  | P            | P                      | P                    |                         |                |                |                        |                     |   |
| Tenute (guarnizioni in gomma, legno, lamierino, ecc., relativi elementi di fissaggio e controtenute) | P                  | P            | P                      | P                    |                         |                |                |                        | V                   |   |
| Contrappeso e sistema di fissaggio/collegamento alla paratoia  | P                  | P            | P                      | P                    |                         |                |                |                        |                     |   |
| Galleggianti (sistemi autolivellanti)  | P                  | P            | P                      | P                    |                         |                |                |                        |                     |   |
| Perni, cerniere, ecc.  | P                  |              | P                      | P                    | P                       | P              |                |                        |                     |   |
| Elementi di trasmissione (funi, catene, aste rigide, pistoni, ecc.)                                  | P                  | P            | P                      | P                    | P                       | P              |                |                        |                     |   |
| Carrelliere, ruote, rulli, ecc.  | P                  |              | P                      | P                    |                         |                |                |                        |                     |   |
| Gargami  | P                  | P            | P                      | P                    | P                       |                |                |                        |                     |   |
| Motori (motori elettrici, sistemi oleodinamici, ecc.)  |                    | P            | P                      | P                    | P                       | P              | P              | P                      |                     |   |
| Dispositivi di manovra manuale (manovella-riduttore, messa in pressione SOD, ecc.)                   |                    | P            | P                      | P                    | P                       | P              | P              |                        |                     |   |
| Quadri elettrici di comando (locali, remoti)   |                    |              |                        |                      |                         |                |                | P                      |                     |   |
| Fonte energetica (rete, generatore emergenza, motopompa/turbopompa, ecc.)                            |                    | P            | P                      | P                    |                         | P              | P              | P                      |                     |   |
| Automatismo (PLC, autolivellante a galleggianti, ecc.)   |                    |              |                        |                      |                         |                |                |                        |                     |   |

Figura 34 - Esempio di check list per controllo paratoie

- ispezione visiva anche delle parti normalmente non accessibili;
- controlli non distruttivi con misure di spessore dei profilati, verifica della chiodatura e delle saldature;
- analisi chimica e meccanica del materiale;
- controllo e sostituzione di elementi minori quali boccole, carrelliere, tenute, soglie, gargamature.

Al controllo possono essere utilmente associati rilievi dimensionali e verifiche ingegneristiche:

- rilievo della struttura, eventualmente con tecnologia laser scanner, e restituzione grafica;
- modellazione numerica, calibrata sulla base delle risultanze sperimentali;
- verifica delle tensioni sulla struttura.

Per l'efficace esecuzione di questi controlli è necessario un preventivo intervento di sabbiatura o quantomeno di pulizia a fondo.

Vista la complessità del cantiere per l'esecuzione di tali controlli o la necessità di trasporto in officina, spesso si eseguono contestualmente tutti gli interventi di manutenzione straordinaria necessarie per l'estensione della vita utile delle paratoie.

È opportuno ricomprendere nelle verifiche tutti gli elementi fondamentali per il buon funzionamento dello sbarramento, quali le passerelle reticolari metalliche di sostegno delle paratoie e dei relativi organi di movimentazione.

Oltre che alle paratoie ed agli altri elementi metallici strutturali, ispezioni, prove e manutenzioni sono naturalmente estesi ai sistemi di azionamento, comando, alimentazione.

Per maggiori dettagli si rimanda al già citato bollettino ITCOLD “Dispositivi di intercettazione e scarico” [17].

## 8.2 Riabilitazioni

Con il termine riabilitazione si intende il complesso di attività che riguarda gli interventi correttivi da implementarsi a rimedio delle anomalie comportamentali riscontrate nell’opera, mirata al pieno recupero prestazionale, al riacquisto di una vita utile attesa il più possibile simile all’originaria, al conseguimento del grado di sicurezza, richiesto e necessario [33].

La particolarità delle traverse, in genere situate in alvei di bassa valle, fa sì che i principali interventi strutturali di riabilitazione riguardino la stabilità delle fondazioni dello sbarramento o degli argini prospicienti, che sono basati in genere su strati di sedimenti di potenza elevata, senza possibilità di raggiungere ammassi rocciosi o impermeabili. Moti di filtrazione e scalzamenti possono aggravare la situazione, per cui spesso gli interventi hanno dovuto porre rimedio a cedimenti o derive relativamente significative.

Spesso in concomitanza con lavori strutturali importanti si è anche provveduto all’ammodernamento ed integrazione del sistema di monitoraggio.

Tra le riabilitazioni si annoverano anche alcuni interventi o progetti di adeguamento idraulico, in caso di evidenti insufficienze dei manufatti. Tali interventi hanno sempre pesanti risvolti strutturali dovuti all’esigenza di modificare le sezioni di passaggio dell’acqua.

Alcune riabilitazioni hanno riguardato consolidamento e impermeabilizzazione di strutture in elevazione, ripristino di rivestimenti e di parti sommerse.

Altri interventi importanti hanno interessato le paratoie e i relativi sistemi di movimentazione, prevedendone la sostituzione completa a causa di obsolescenza o ammaloramento generalizzato.

In prospettiva, l’adeguamento sismico potrebbe richiedere su questa tipologia di sbarramenti interventi di riabilitazione strutturale particolarmente importanti ed onerosi.

Nei seguenti punti si esaminano con maggiore dettaglio le principali tipologie di interventi di riabilitazione sopra elencate

### 8.2.1 Interventi strutturali

Tra i principali interventi strutturali si possono ricordare:

- realizzazione, subito a monte e/o a valle della traversa, lungo i taglioni, di diaframmi impermeabili, in genere con una doppia fila di colonne in jet-grouting fino a raggiungere strati rocciosi o di minore permeabilità sottostanti ai banchi alluvionali;
- consolidamento delle fondazioni mediante iniezioni di miscele cementizie o chimiche, spesso previa perimetrazione con micropali delle zone da trattare (fondazioni pile, giunti cassoni, ecc.);
- intasamento dei distacchi platee-terreno di fondazione, mediante iniezioni a bassa pressione di betoncino e miscele cementizie;
- ritombamento dell’alveo a valle, in genere mediante riporto di pietrame e protezione con burgoni in calcestruzzo, con massi di grossa pezzatura o tetrapodi, per contrastare le erosioni al piede traversa; l’intervento è spesso accompagnato da formazione di blocchi dissipatori in platea in corrispondenza di ciascuna luce;
- consolidamento dell’alveo a monte della traversa mediante sedimenti prelevati da zone limitrofe dell’alveo a monte, massi di grosse dimensioni o mediante getti di calcestruzzo.

Per le morfologie e le caratteristiche idrauliche degli alvei è spesso impossibile prosciugare le parti dove si interviene e questo rende particolarmente complessa l'esecuzione dei lavori e l'organizzazione del cantiere; a causa della relativa incoerenza dei terreni di fondazione, è importante tenere sotto controllo, mediante specifico monitoraggio, i movimenti delle strutture durante i lavori.

Alcuni interventi di carattere strutturale hanno riguardato l'innalzamento di traverse a soglia fissa mediante *inflatable rubber dam* (gommoni) o elementi abbattibili, allo scopo di permetterne l'utilizzo idroelettrico oltre all'originale scopo di derivazione irrigua o industriale senza modificarne il comportamento in piena.



Figura 35 - Traslazione della paratoia cilindrica della traversa di S. Caterina sull'Adige (VR)

### 8.2.2 Adeguamento idraulico alla portata di piena

Non risulta che in passato siano stati eseguiti molti interventi di questo tipo; la morfologia degli alvei e degli sbarramenti spesso rende molto problematico un intervento di adeguamento idraulico ad una portata maggiore di quella del progetto originale, a meno che non ci siano luci o parti della traversa che agevolino questa soluzione (abbassamento di soglie, inserimento nuove luci, ecc.).

Spesso l'unica soluzione, quando essa fosse assolutamente necessaria, consiste nel permettere livelli di massimo invaso più alti, con sovrelevazione delle spalle e degli argini a monte, possibilità di maggiore apertura delle paratoie, ricostruzione in posizione più elevata di ponti e passerelle.

Come accennato nel capitolo 3, l'effettiva necessità di adeguamento dello sbarramento e degli argini dovrebbe essere sempre attentamente valutata, anche a livello di Autorità di bacino idrografico, allo scopo di ottenere un dimensionamento idraulico omogeneo e compatibile in tutto il tratto fluviale.

### **8.2.3 Interventi su organi di scarico**

La vita tecnica degli organi meccanici presenti sulle traverse, in particolare delle paratoie, è minore di quella delle strutture civili. Su molte traverse esistenti, pertanto, si è già provveduto alla sostituzione o alla revisione completa di questi organi.

In genere, allo scopo di evitare modifiche strutturali alle opere civili, si opta per una sostituzione pura e semplice delle paratoie, replicando tipologie e forme degli organi originari, riprogettati e realizzati però con tecniche e materiali moderni. Talvolta, per facilitare l'esercizio, si inseriscono organi tracimabili, quali paratoie a ventola sovrapposte a quelle principali piane o a settore, tipicamente non tracimabili

Per la descrizione delle tipologie di organi si rimanda al Bollettino ITCOLD "Dispositivi di intercettazione e scarico" [17].

### **8.2.4 Adeguamento sismico**

Allo stato attuale non risulta siano stati eseguiti specifici interventi di adeguamento sismico, anche se talvolta, nel contesto di lavori di adeguamento strutturale o idraulico, si sono studiati provvedimenti atti a migliorare la risposta sismica di strutture o di parti di esse o interventi di stabilizzazione tesi a ridurre l'entità delle sottopressioni la cui azione, agendo in modo da "alleggerire" il peso complessivo della struttura, può contribuire in maniera importante a rendere non stabile lo sbarramento in caso di sisma di entità rilevante.

Sono noti alcuni casi in cui, in concomitanza con lavori di ristrutturazione e miglioramento della sicurezza idraulica, è stato proposto il potenziamento delle opere di contrasto alla filtrazione, con la realizzazione di diaframmi aggiuntivi. In tal modo, grazie all'allungamento forzato dei percorsi di filtrazione, le sottopressioni vengono ridotte; inoltre si ottiene un ulteriore presidio in grado di stabilizzare la struttura assorbendo, qualora dovesse risultare necessario in condizioni estreme, parte delle azioni orizzontali agenti sull'opera. In tal modo è stato possibile soddisfare pienamente le verifiche in tutte le condizioni statiche e sismiche.

In casi più critici, alcuni studi preliminari evidenziano che per il rispetto integrale dell'attuale normativa sarebbero necessari interventi molto invasivi ed impattanti, dal punto di vista esecutivo ed economico. Tra essi si possono menzionare, per la risoluzione del problema dello scorrimento, la posa di tiranti di ancoraggio delle platee o la realizzazione di blocchi di contrasto a valle o al di sotto delle platee stesse e basati su pali profondi, cuciture e placcaggi di entità rilevante o controventature per la risoluzione della insufficienza a pressoflessione delle pile.

## 9. CONCLUSIONI

### 9.1 Possibili evoluzioni normative

La trattazione precedente ha evidenziato la complessità del tema traverse, a partire dalla relativa definizione. Risulta evidente che, in particolare per gli sbarramenti mobili esistenti, applicare norme analoghe a quelle relative alle dighe di ritenuta appare eccessivamente penalizzante e spesso non motivato da effettive esigenze di sicurezza. Per queste opere, quindi, risulterebbe opportuno valorizzare anche altre valutazioni e considerazioni, specialmente quelle legate al comportamento passato, evitando un approccio rigido per quanto riguarda le verifiche idrauliche e statiche/sismiche, lasciando maggiore discrezionalità al Progettista ed al Verificatore nel proporre soluzioni sostenibili, permettendo anche all’Autorità di controllo l’adozione di provvedimenti commisurati alle effettive necessità di salvaguardia della sicurezza.

Tra gli aspetti principali meritevoli di discussione e approfondimento si possono citare:

- l’importanza di una definizione chiara che permetta una classificazione univoca ai sensi della Normativa, anche se ciò potrebbe portare ad escludere alcune opere morfologicamente simili alle traverse, quali le opere dotate di grande volume di regolazione o quelle poste in alvei incassati;
- la rilevanza di effettuare una valutazione del rischio e di basare su di essa i provvedimenti da assumere caso per caso. Le portate a valle conseguenti ad un incidente grave in una traversa molto spesso sono paragonabili a quelle di una piena;
- il concetto che l’opera non deve aggravare, in piena, la situazione del tratto d’alveo fluviale su cui essa insiste: se la traversa è trasparente alla piena, tale obiettivo è comunque raggiunto. Proprio il criterio di trasparenza può essere la discriminante in sede di verifica idraulica: se in nessun modo la traversa influisce sul deflusso della piena, occorre valutare bene l’effettiva necessità di adeguamenti dello sbarramento e degli argini in corrispondenza di essa;
- l’utilità di una regia unica per l’intero tratto fluviale, al fine di conseguire un dimensionamento coerente di tutte le relative opere;
- il fatto che questi sbarramenti sono completamente aperti in fase di piena, con conseguente equilibrio sostanziale dei carichi;
- la consapevolezza delle vulnerabilità di queste opere a fenomeni d’alveo che richiedono controlli regolari e specifici;
- la necessità di garantire la massima affidabilità alle manovre delle paratoie;
- la possibilità di sopperire ad alcune carenze dimensionali con un incremento dei controlli e delle verifiche più che con interventi strutturali estremamente impattanti.

Una possibile chiave di lettura è proprio quella di spostare, per le traverse esistenti, il focus dell’attenzione normativa dal dimensionamento strutturale ed idraulico ai controlli relativi ad erosioni e filtrazioni ed alla verifica e prova degli organi di manovra, a garanzia del loro funzionamento.

Per opere di nuova progettazione e costruzione è possibile un maggiore grado prescrittivo, ma si ritiene che anche in questo caso non debbano essere esasperati né gli aspetti idraulici (si può considerare come riferimento per la progettazione idraulica la piena con tempo di ritorno di 200 anni, fermo restando la sicurezza dell’opera, a paratoie completamente aperte, anche con tempi di ritorno maggiori), né quelli strutturali e sismici, considerando vita nominale e classi d’uso commisurate a questo tipo di opera.

Talvolta le traverse hanno basso livello di monitoraggio strutturale: sarebbe auspicabile una dotazione strumentale completa e mirata e una maggiore attenzione verso gli aspetti del controllo del comportamento, anche in considerazione del fatto che gli strumenti messi a disposizione dalle tecnologie più recenti consentono di raccogliere e gestire quantità anche importanti di dati con mezzi e costi relativamente contenuti. L’analisi dei dati di monitoraggio consente di mantenere costantemente il polso della situazione, di percepire tempestivamente eventuali possibili anomalie e di verificare le effettive condizioni di sicurezza del manufatto.

In tale prospettiva sarebbe possibile definire, nel novero degli sbarramenti che dal punto di vista morfologico possono essere denominate traverse, un insieme di opere più limitato e rispondente a specifici

requisiti (per esempio: limitato volume di regolazione, “trasparenza” idraulica in caso di piena, portata di dam break commisurabile ad eventi di piena), su cui applicare regole meno stringenti.

La Proposta di revisione della Normativa tecnica vigente in materia di traverse fluviali elaborata dalla DGD nel 2021, descritta al punto 1.4, costituisce un riferimento fondamentale ed un punto di partenza per qualsiasi discussione sull’argomento e per la prossima revisione delle Norme Tecniche.

## 10. BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Dipartimento per le Infrastrutture, i Sistemi Informativi e Statistici, *Conto Nazionale delle Infrastrutture e dei Trasporti - Anni 2018 - 2019 - Tab. III.1.1A della cartella "Dighe di competenza statale"*, Roma: Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A., 2020.
- [2] Associazione Nazionale Imprese Distributrici di Energia Elettrica (ANIDEL), *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*.
- [3] ITCOLD, *Le piccole dighe in Italia*, 2017.
- [4] Regione Piemonte, *Decreto del Presidente della Giunta regionale 9 marzo 2022, n. 2/R. - Regolamento regionale recante: "Attuazione della legge regionale 6 ottobre 2003, n. 25-Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo di competenza regionale"*, 2022.
- [5] République française, *Code de l'environnement - R 214-112 e seguenti*, 2022.
- [6] Comité Français des Grands Barrages, *PETITS BARRAGES - recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*, Cemagref, 2002.
- [7] Gobierno de España - Ministerio de la Presidencia, relaciones con Llas Cortes y Memoria Democrática, *Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses*, 2021.
- [8] Gobierno de España - Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, *Guía técnica para la clasificación de presas*, 2021.
- [9] Deutsche Norm, *DIN 19700-13 - Staustufen*, 2019.
- [10] Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni - Ufficio Federale dell'Energia, *Direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione- Parti A-E*, 2021.
- [11] Pöyry Energy SA, *Ouvrages d'accumulation en rivière Concept de surveillance et de sécurité*, 2008.
- [12] Confederazione svizzera, Ufficio Federale dell'Energia (UFE), *Esempio di regolamento d'emergenza impianto di accumulazione per lo sbarramento di fiumi*, 2015.
- [13] ICOLD, *Bulletin 157 - Small Dams - Design, Surveillance and Rehabilitation*, 2016.
- [14] Julien Barois, *Les irrigations en Egypte*, Parigi: Béranger, 1911.
- [15] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *"Schema di regolamento per la disciplina del procedimento di approvazione dei progetti e del controllo sulla costruzione e l'esercizio delle dighe di cui all'art. 2, co. 1, del decreto-legge 8 agosto 1994 n. 507" esaminato nella Assemblea del 5 marzo 2021*, 2021.

- [16] ICOLD, *Seismic design and evaluation of structures appurtenant to dams*, 2004.
- [17] ITCOLD, *Dispositivi di intercettazione e scarico*, 2021.
- [18] Tezaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, 1943.
- [19] Harr , *Groundwater and Seepage*, 1962.
- [20] W.G.Bligh, *The practical design of irrigation works*, 1910.
- [21] E.W. Lane, *Security from under seepage masonry dams on earth foundations*, 1935.
- [22] Karl Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, 1943.
- [23] Skempton and Brogan, *Geotechnique - Vol. 44*, 1994.
- [24] Ricardo Moffat, R. Jonathan Fannin, and Stephen J. Garner, *Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil*, 2011.
- [25] Filippo Arredi, *Costruzioni idrauliche*.
- [26] ICOLD, *Bulletin 62 - Inspection of dams following earthquake - Guidelines*, 1988.
- [27] ICOLD, *Bulletin 166 - Inspection of dams following earthquake guidelines*, 2016.
- [28] Autorità di Bacino del fiume Tevere, *Quaderno Idrologico del Fiume Tevere - Supplemento al n. 2/96 della rivista Tevere*, Roma: Gangemi Editore, 1996.
- [29] U.S . DEPARTMENT OF THE INTERIOR Bureau of Reclamation, *Downstream hazard classification guidelines*, 1988.
- [30] Gobierno de España, *Real Decreto 849/1986, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico*, 1986.
- [31] Regione Abruzzo, *Documento di protezione civile per gi invasi minori di competenza regionale*, 2018.
- [32] ITCOLD, *Riabilitazione delle dighe - Osservatorio permanente - Raccolta schede intervento - Aggiornamento 2018*, 2018.
- [33] ITCOLD, *Riabilitazione delle dighe - Osservatorio permanente - Rapporto 2018*, 2018.
- [34] F. Contessini, *Dighe e traverse - Progetto e costruzione*, Editrice Politecnica Cesare Tamburini, Milano, Editrice Politecnica Cesare Tamburini, Milano, 1953.

APPENDICE 1 - MATRICE DI CORRELAZIONE DEI CASE HISTORY

| CASE HISTORY |   | CATEGORIA                          |  |  | EVENTO SCATENANTE  |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
|--------------|---|------------------------------------|--|--|--|----------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---|-------------------|--|-------------------------------|---|-------------|
| ID.          | NOME  | C1 - ASPETTI IDROLOGICI- IDRAULICI | C2 - ELEMENTI GEOTECNICI E STRUTTURALI | C3 - ESERCIZIO E GESTIONE INTERFERENZE | E1 - Verifica del rischio idraulico  | E2 - Evento di piena eccezionale | E3 - Fenomeni erosivi del fondo alveo | E4 - Interrimento dell'alveo a monte | E5 - Moto di filtrazione sotto traversa | E6 - Rapido svaso | E7 - Insufficienza delle opere di fondazione | E8 - Deformazioni di versante | E9 - Manutenzione degli organi di scarico | E10 - Altro |
| I            | <u>Traversa di Ardenno</u>                        | X                                  | X                                      |  | Messa in sicurezza degli argini dissestati a monte   |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| II           | <u>Traversa di Casella sul fiume Panaro</u>       | X                                  | X                                      |  | Messa in sicurezza della traversa; realizzazione di nuova vasca di dissipazione; riprofilatura delle sponde                |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| III          | <u>Traversa di Castel Giubileo 2003</u>           | X                                  | X                                      |  | Consolidamento e sistemazione idraulica delle sponde   |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| IV           | <u>Traversa di Castel Giubileo 2022</u>           | X                                  | X                                      |  | Stabilizzazione dell'alveo fluviale a valle; ripristini a monte; rifacimento di una parte della platea di dissipazione     |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| V            | <u>Traversa di Guillemore</u>                     |                                    | X                                      |  | Taglione in c.a. a monte ed a valle; iniezioni di consolidamento del substrato di fondazione                               |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| VI           | <u>Traversa di Isola Serafini 1998-2000</u>       | X                                  | X                                      |  | Stabilizzazione dell'alveo e delle strutture del canale di scarico, e riprofilatura a valle della briglia                  |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| VII          | <u>Traversa di Isola Serafini 2019</u>            |                                    |  | X                                      | Ripristino sistema di movimentazione dopo avaria ed interventi di rinforzo   |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| VIII         | <u>Traversa di Isola Serafini 2020</u>            |                                    | X                                      |  | Realizzazione di opere di protezione al piede di valle con diaframmi in jet-grouting                                       |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| IX           | <u>Traversa di Mazzè</u>                          | X                                  | X                                      |  | Costruzione nuova stazione di pompaggio; adeguamento idraulico traversa; ristrutturazione centrale e stazioni di pompaggio |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| X            | <u>Traversa di Millesimo</u>                      | X                                  |  |  | Analisi idrologico-idrauliche  |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |
| XI           | <u>Traversa di Montestrutto sulla Dora Baltea</u> | X                                  |  |  | Analisi idrologico-idraulica   |                                  |                                       |                                      |   |                   |  |                               |   |             |

TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI ADOTTATI

| CASE HISTORY |   | CATEGORIA                          |  |  | EVENTO SCATENANTE                   |  |  |                                      |   |                   |  |                               |  |   |
|--------------|---|------------------------------------|--|--|-------------------------------------|--|--|--------------------------------------|---|-------------------|--|-------------------------------|--|---|
| ID.          | NOME  | C1 - ASPETTI IDROLOGICI- IDRAULICI | C2 - ELEMENTI GEOTECNICI E STRUTTURALI | C3 - ESERCIZIO E GESTIONE INTERFERENZE | E1 - Verifica del rischio idraulico | E2 - Evento di piena eccezionale   | E3 - Fenomeni erosivi del fondo alveo  | E4 - Interrimento dell'alveo a monte | E5 - Moto di filtrazione sotto traversa | E6 - Rapido svaso | E7 - Insufficienza delle opere di fondazione   | E8 - Deformazioni di versante | E9 - Manutenzione degli organi di scarico  | E10 - Altro   |
| XII          | <u>Traversa di Montestrutto sulla Dora Baltea 2018-2019</u> | X                                  | X                                      |  |                                     |  | Realizzazione bacino dissipazione a valle, con interventi di consolidamento in jet-grouting  |                                      |   |                   |  |                               |  |   |
| XIII         | <u>Traversa di Pizzighettone</u>                            |                                    |  | X                                      |                                     |  | Colmatazione delle zone erose a valle della traversa   |                                      |   |                   |  |                               |  | Realizzazione sbarramento mobile gonfiabile indipendente ed accoppiato alla briglia esistente |
| XIV          | <u>Traversa di Prestone</u>                                 |                                    |  | X                                      |                                     |  |  |                                      |   |                   |  |                               | Installazione di nuove paratoie piane in serie alle esistenti  |   |
| XV           | <u>Traversa di San Mauro Torinese</u>                       | X                                  | X                                      |  |                                     | Adeguamento idraulico della traversa; potenziamento degli argini a monte/valle; disalveo a monte della traversa. |  |                                      |   |                   |  |                               |  |   |
| XVI          | <u>Traversa di Serre La Voute</u>                           |                                    | X                                      |  |                                     |  |  |                                      |   |                   |  |                               | Manutenzione straordinaria con ricostruzione della traversa, previa tirantatura a monte ed alla base |   |
| XVII         | <u>Traversa di Soverzene</u>                                |                                    | X                                      |  |                                     |  | Ripristino della soglia sfiorante a seguito cedimento in fondazione previo consolidamento in jet-grouting; adeguamento sismico strutture in c.a. |                                      |   |                   |  |                               |  |   |
| XVIII        | <u>Spencer dam (U.S.A.)</u>                                 |                                    |  |  |                                     |  |  |                                      |   |                   |  |                               |  |   |
| XIX          | <u>Traversa di Suio</u>                                     | X                                  | X                                      |  |                                     |  | Riprofilatura e stabilizzazione del fondo dell'alveo e delle sponde a valle della traversa, comprensivi di opere di consolidamento in fondazione |                                      |   |                   | Consolidamento dei terreni di fondazioni; realizzazione di uno schermo impermeabile; interventi strutturali sulle fondazioni |                               |  |   |
| XX           | <u>Traversa di Vize</u>                                     |                                    |  | X                                      |                                     |  |  | Asportazione sedimenti con dragaggio |   |                   |  |                               |  |   |

TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI ADOTTATI

**APPENDICE 2- CASE HISTORY**

- I. TRAVERSA DI ARDENNO - RIPROFILATURA ARGINI
- II. TRAVERSA DI CASELLA SUL FIUME PANARO - MESSA IN SICUREZZA E RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI DI OFFICIOSITÀ
- III. TRAVERSA DI CASTEL GIUBILEO - DISSESTI SPONDALI IN SEGUITO A SVUOTAMENTO RAPIDO
- IV. TRAVERSA DI CASTEL GIUBILEO - RIPRISTINO EROSIONI IN ALVEO E PROTEZIONI SPONDALI IN PROSSIMITÀ DELLA TRAVERSA FLUVIALE
- V. TRAVERSA DI GUILLEMORE - REALIZZAZIONE DI UN TAGLIONE A MONTE DELLA TRAVERSA PER RISOLVERE PROBLEMI DI SIFONAMENTO
- VI. TRAVERSA DI ISOLA SERAFINI - RIPROFILATURA CANALE DI SCARICO DELLA CENTRALE
- VII. TRAVERSA DI ISOLA SERAFINI - AVARIA CATENE DI SOLLEVAMENTO PARATOIE
- VIII. TRAVERSA DI ISOLA SERAFINI - INTERVENTI DI SALVAGUARDIA DELLA TRAVERSA
- IX. TRAVERSA DI MAZZÈ - INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE
- X. TRAVERSA DI MILLESIMO - ANALISI IDROLOGICO – IDRAULICHE
- XI. TRAVERSA DI MONTESTRUTTO SULLA DORA BALTEA - ANALISI IDRAULICA
- XII. TRAVERSA DI MONTESTRUTTO SULLA DORA BALTEA - REALIZZAZIONE DI UN BACINO DI DISSIPAZIONE A VALLE
- XIII. TRAVERSA DI PIZZIGHETTONE - INSTALLAZIONE DI UNO SBARRAMENTO MOBILE IN CORRISPONDENZA DELLA GAVETA DELLA BRIGLIA PREESISTENTE
- XIV. TRAVERSA DI PRESTONE - INTERVENTO DI MANUTENZIONE E REALIZZAZIONE DI NUOVE PARATOIE DI PRESA
- XV. TRAVERSA DI SAN MAURO TORINESE - LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA PORTATA DI PIENA
- XVI. TRAVERSA DI SERRE LA VOUTE - RICOSTRUZIONE DELLA TRAVERSA A SEGUITO DI DEFORMAZIONI DI VERSANTE
- XVII. TRAVERSA DI SOVERZENE - RIPRISTINO SOGLIA SFIORANTE A SEGUITO DI CEDIMENTO DOVUTO AD EROSIONE IN FONDAZIONE
- XVIII. SPENCER DAM (U.S.A.) - COLLASSO DELLO SBARRAMENTO PER ICE RUN
- XIX. TRAVERSA DI SUIO - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLO SBARRAMENTO
- XX. TRAVERSA DI VIZZE - RIMOZIONE DEI SEDIMENTI ACCUMULATI PRESSO LA TRAVERSA SUL RIO VIZZE

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- I -**

## **Traversa di Ardenno**

RIPROFILATURA ARGINI

A cura di Giancarlo Fanelli

## **I.1 Introduzione**

La traversa di Ardenno è situata sul fiume Adda in località Piana della Selvetta nel comune di Ardenno (Sondrio) a monte della confluenza con il torrente Masino. Attualmente è gestita da Enel Green Power.

La traversa è stata realizzata fra il 1959 ed il 1962 dalle Ferrovie dello Stato per produrre energia elettrica nell'impianto di Monastero; dispone, tra le spalle laterali, di quattro luci, di cui tre di larghezza 20 m con soglia a quota 261,50 m s.m. ed una, a destra, di larghezza 8 m e soglia a quota 260,60 m s.l.m..

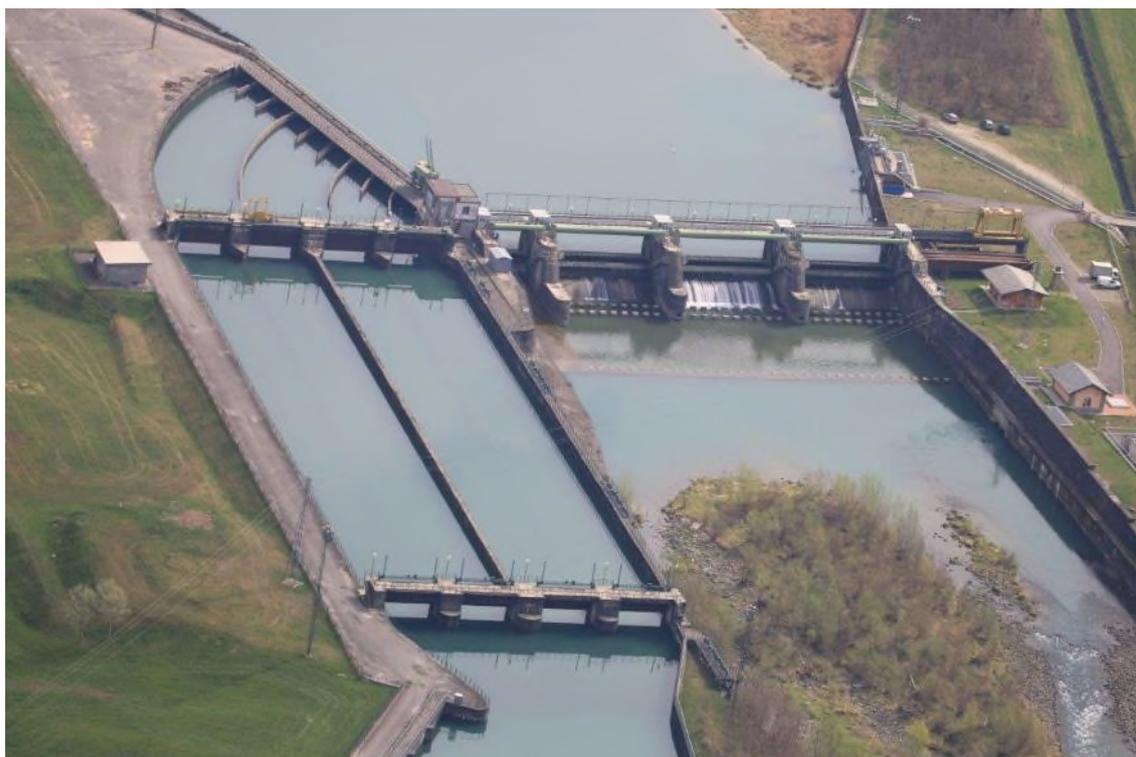


Fig. I-1- Traversa di Ardenno e opera di presa dell'impianto di Monastero

Le quattro luci sono presidiate da paratoie a settore con ventole sovrapposte. La quota di massima regolazione è 265,50 m s.l.m..

Il volume di invaso (ai sensi della L. 584/94) è di 1.128 Mm<sup>3</sup>, di cui 0,500 Mm<sup>3</sup> utile di regolazione.

La superficie del bacino imbrifero è di 2246 km<sup>2</sup>, di cui 105 km<sup>2</sup> allacciata.

La massima piena di progetto è di 1400 m<sup>3</sup>/s, per la quale si determina una quota, in corrispondenza dello sbarramento, di 265,89 m s.l.m..



Fig. I-2 - Traversa vista da valle

## **I.2 Gli argini**

I muri d'ala della traversa si intestano sulle due arginature di contenimento dell'invaso nel tratto fluviale di sua pertinenza; quella destra della lunghezza di 4,7 km e quella sinistra di lunghezza inferiore, pari a 4,1 km, in quanto l'argine è interrotto da un contrafforte roccioso.

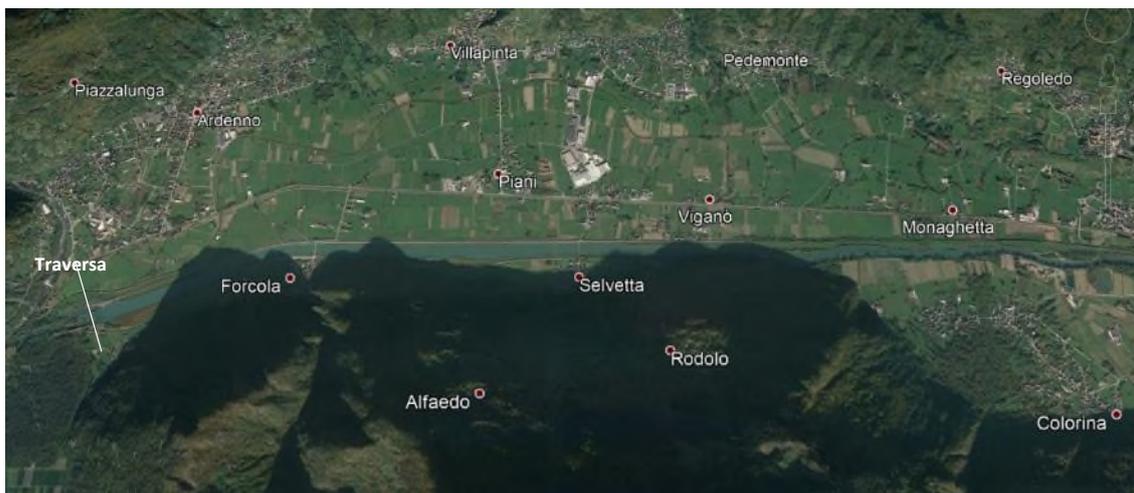


Fig. I-3 - Traversa di Ardenno, bacino, piana della Selvetta

Il fiume era già arginato prima della realizzazione dell'impianto; infatti a metà del XIX secolo l'Amministrazione Austriaca aveva provveduto ad arginare e rettificare il fiume, bonificando la piana della Selvetta (v. Fig. I-4).

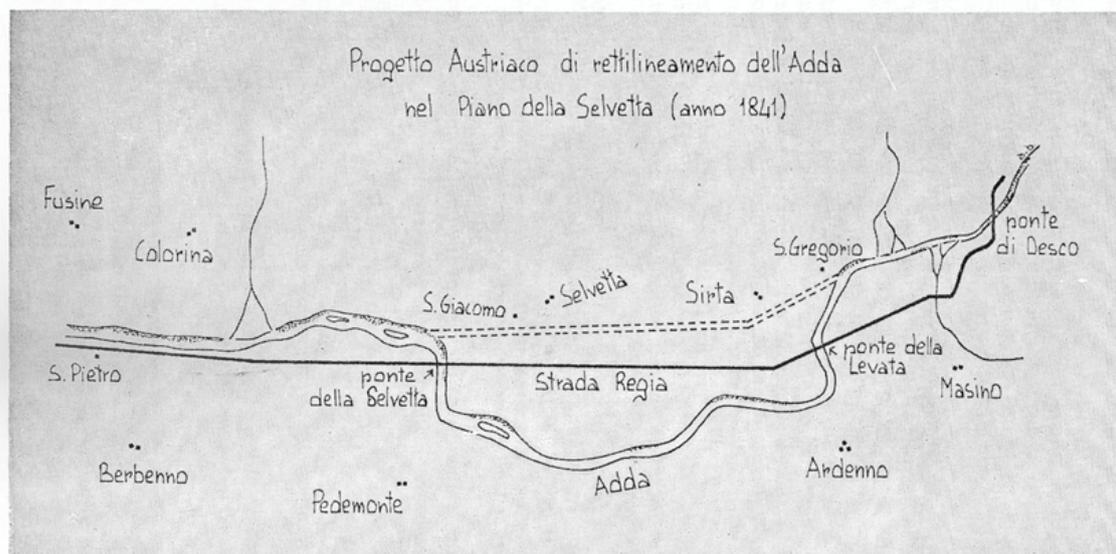


Fig. I-4- Rettifica corso fluviale secolo XIX

Con la realizzazione del serbatoio tali argini sono stati sopralzati nella zona di pertinenza del serbatoio stesso, mentre a monte dell'invaso sono rimasti quelli originari realizzati dagli Austriaci.

### **I.3 L'evento alluvionale del 1987**

Fra il 15 ed il 21 luglio del 1987, a causa di forti e prolungate precipitazioni, vi fu un gravoso evento alluvionale, poi noto come "alluvione della Valtellina".

Sull'intero bacino imbrifero dell'Adda in tale periodo si verificò una precipitazione media di circa 200 mm con un afflusso complessivo di 500 Mm<sup>3</sup>.

Durante la notte fra il 18 ed il 19 luglio un tratto dell'argine austriaco in destra, circa 5,5 km a monte della traversa, collassò, lasciando che l'acqua invadesse ed allagasse la piana della Selvetta.

La portata del fiume in quel momento è stata stimata in 1350 m<sup>3</sup>/s mentre all'idrometro di Fuentes, poco prima dello sbocco dell'Adda nel lago di Como, risulta un colmo di 1100 m<sup>3</sup>/s.

In base ad altre valutazioni la portata esondata a piana della Selvetta avrebbe avuto un colmo di 400 m<sup>3</sup>/s.

La differenza fra queste due portate, quella in transito alla piana della Selvetta e quella a Fuentes, fornisce la misura dell'effetto di laminazione della piena dell'Adda dovuto alla rottura dell'argine ed all'allagamento della piana stessa.

Nella piana infatti si riversò un volume di circa 28 Mm<sup>3</sup>, che restò intrappolato per un certo tempo essendo l'opera di scarico dalla piana rimasta in parte ostruita dai detriti.

L'opera di scarico dalla piana, che restituiva le acque all'Adda, era costituita da un sifone di piccole dimensioni sottopassante il canale di derivazione dell'impianto di Monastero, capace di evacuare portate di circa 30 m<sup>3</sup>/s, un ordine di grandezza inferiori a quelle in afflusso.

#### **I.4 Gli interventi di manutenzione straordinaria degli argini a seguito dell'evento alluvionale**

Ancorché gli argini di competenza dell'invaso di Ardenno non avessero avuto o determinato problemi durante l'evento del 1987, fu deciso di eseguire lavori di manutenzione straordinaria provvedendo al loro irrobustimento mediante riprofilatura a valle con materiale arido.

Il franco è stato aumentato portandolo a 1,5 m in corrispondenza della piena di 1400 m<sup>3</sup>/s ed il rivestimento in calcestruzzo lato alveo è stato esteso alle nuove superfici.

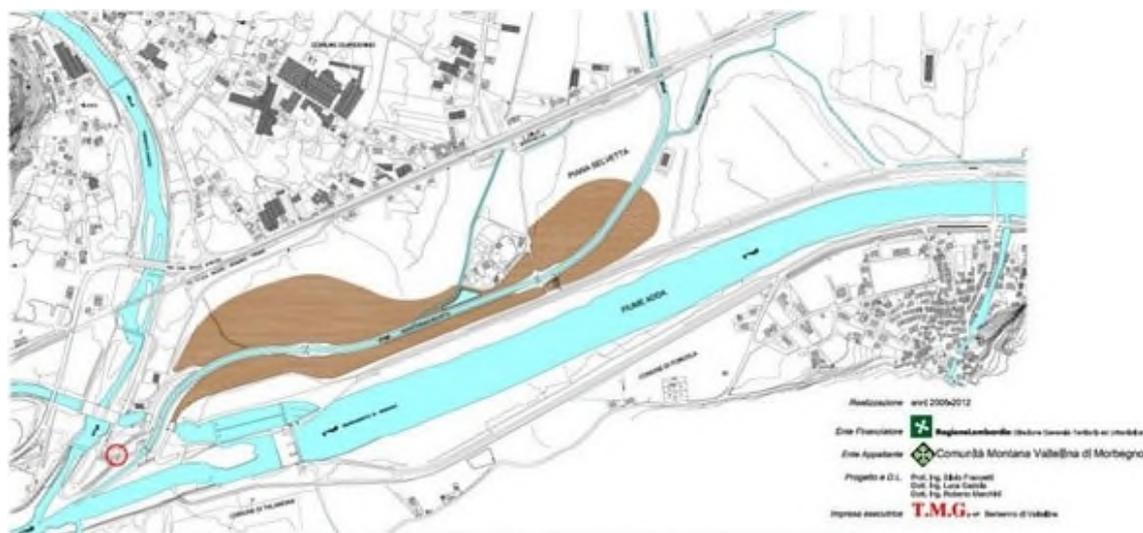


Fig. I-5 - Sistemazione idraulica piana della Selvetta

Con questi interventi gli argini venivano ad avere dimensioni analoghe a quelle previste dall'allora regolamento dighe per le dighe in terra omogenea.

Infine è stato realizzato un taglio continuo in jet grouting, della profondità di circa 10 m, di protezione del piede di monte degli argini.

I canali pedearginali sono stati approfonditi di circa un metro, anche al fine di ridurre i ristagni di acqua che si formavano nella piana, nelle zone più prossime all'argine.

Furono anche eseguiti lavori di riprofilatura del fiume sia a monte che a valle della traversa.

Vale la pena ricordare anche l'intervento di modifica del canale di derivazione di Monastero, che è stato completamente interrato in modo da non frapporre alcun ostacolo al deflusso di portate provenienti dalla piana della Selvetta.

Questo ultimo intervento è stato coordinato con quello di bonifica e sistemazione idraulica ed agronomica della piana della Selvetta realizzato dalla Comunità Montana Valtellina di Morbegno; infatti fra le opere previste vi è il canale denominato via di fuga, dimensionato non solo per garantire il deflusso delle portate affluenti dai bacini montani ma anche quella derivante da una ipotetica rottura arginale, ipotizzata pari a 400 m<sup>3</sup>/s (v. Fig. I-5 e Fig. I-6).



Fig. I-6 - Nodo idraulico a valle traversa

### **I.5 La messa in sicurezza degli argini**

Il fenomeno del 1987, pur non legato all'esistenza della traversa ed all'esercizio dell'impianto, aveva messo in luce la relativa fragilità degli argini e la criticità rappresentata dalla morfologia della Piana.

Durante la vita dell'impianto ed in particolare negli anni novanta furono osservati alcuni fenomeni di rifluimento di acqua torbida verso la superficie della piana con erosione localizzata del terreno e, talvolta, se i fenomeni avvenivano in prossimità del piede di valle degli argini, con instabilità locale indotta sugli stessi.

Tali fenomeni venivano accertati durante ed a seguito di eventi di piena. Dopo gli eventi del 1987 pertanto sono state eseguite indagini geognostiche e geotecniche insieme al monitoraggio dei livelli piezometrici nel terreno.

Le indagini hanno evidenziato la presenza di un potente strato di materiali sabbiosi e ghiaiosi, sede dell'acquifero principale della valle, sormontato da uno strato di limo di spessore variabile da un metro a qualche metro.

L'ammasso sabbioso ghiaioso, della potenza di centinaia di metri, è poi interessato da antichi paleovalvei dell'Adda, costituiti da materiali più grossolani e permeabili, che divagano nella piana.

In base alle misure piezometriche sono stati ricavati gli abbattimenti percentuali di livello passando dal pelo libero nel fiume al piede di valle dell'argine.

Tali abbattimenti percentuali sono stati utilizzati per ottenere i valori di altezza piezometrica in corrispondenza della piena eccezionale di 1400 m<sup>3</sup>/s.

Si è quindi proceduto, note le condizioni geometriche ed idrauliche al contorno, al riscontro delle condizioni di stabilità allo scivolamento dell'argine con gli usuali metodi dell'equilibrio limite.

Nell'analisi si è tenuto conto delle condizioni piezometriche applicando ai terreni granulari di fondazione gli abbattimenti ottenuti dall'analisi delle misure ed ai terreni limosi una curva piezometrica a superficie libera a partire dalla quota di piena eccezionale in alveo.

I risultati delle verifiche hanno confermato la sussistenza di adeguati margini di sicurezza nei riguardi della stabilità dell'argine e dell'insieme argine - terreni di fondazione, anche nelle condizioni più gravose, a conferma di quanto calcolato in progetto e delle positive evidenze dimostrate dall'opera durante il suo esercizio.

Una seconda serie di analisi ha indagato la potenzialità o meno dei terreni presenti a fenomeni di tipo erosivo per migrazione di massa (soffusione) ed i risultati ottenuti hanno evidenziato che i terreni sono sostanzialmente stabili nei confronti del fenomeno.

Infine una terza serie di verifiche ha riguardato il materiale limoso di copertura dato che il fenomeno di sifonamento può manifestarsi oltre che per erosione del terreno e formazione di canalicoli anche per sollevamento istantaneo del terreno specialmente quando lo strato superficiale ha una permeabilità decisamente più bassa di quella dello strato acquifero sottostante.

Quindi, tenuto conto che le ricostruzioni stratigrafiche e le previsioni delle quote piezometriche nel corso della piena di riferimento hanno evidenziato la possibilità che vi siano spessori modesti di limo al cui intradosso agiscono altezze piezometriche anche di 2 m superiori a piano campagna, è stato verificato al sollevamento lo strato limoso (rapporto fra il peso del terreno meno permeabile rispetto al carico idraulico agente alla sua base) ottenendo coefficienti di sicurezza prossimi all'unità.

Pur tenendo conto del carattere cautelativo della verifica, legato all'aver trascurato il contributo positivo della coesione nel terreno limoso, i risultati ottenuti evidenziano la locale vulnerabilità della coltre di ricoprimento della Piana laddove, naturalmente o per intervento antropico, il suo spessore risulti particolarmente ridotto.

Per assicurare, quindi, il mantenimento nel tempo delle accertate, adeguate condizioni di sicurezza dell'argine si è individuata l'opportunità di un provvedimento di tutela che offrisse garanzia della non alterabilità delle condizioni determinate per l'argine a fronte delle possibili regressioni di eventuali fenomeni locali provenienti dal lato Piana.

Si è quindi ricercata una soluzione che permettesse di svincolare le condizioni di sicurezza dell'argine dalle condizioni generali e dalle problematiche proprie della Piana, non potendo risultare efficaci nel caso specifico provvedimenti classici finalizzati alla riduzione delle altezze piezometriche nelle zone immediatamente al piede dell'argine (es: drenaggi, pozzi drenanti, etc.). Infatti gli effetti che questi avrebbero sulla situazione generale della Piana sarebbero minimi, se non nulli, visti i rapporti geometrici fra spessori dell'acquifero, la Piana e l'argine,

e tenuto conto della inerzia idraulica propria dell’acquifero che risente inevitabilmente delle condizioni al contorno imposte dai ricarichi generati dalle realtà morfologiche all’intorno.

L’obiettivo è stato ottenuto a mezzo di una “sconnessione fisica” fra l’argine e la Piana mediante l’interposizione di un setto fisicamente definito che dal piede argine si attesti a quote prossime a quelle del diaframma già eseguito al piede lato acqua.

Dal punto di vista realizzativo l’utilizzo di un palancoato è stato individuato quale soluzione più efficace per ottenere tale disconnessione.

Infatti, la realizzazione del palancoato effettuata al piede argine, ha permesso di risolvere le inevitabili interazioni con le opere della viabilità principale e minore (accessi ai ponti della Sirta e della Selvetta ed ai numerosi ponticelli per il passo ai fondi situati oltre il canale pedearginale), anche grazie alle particolari caratteristiche di adattabilità costruttiva della soluzione prevista che ha permesso l’esecuzione di un setto ad andamento planimetrico composito.

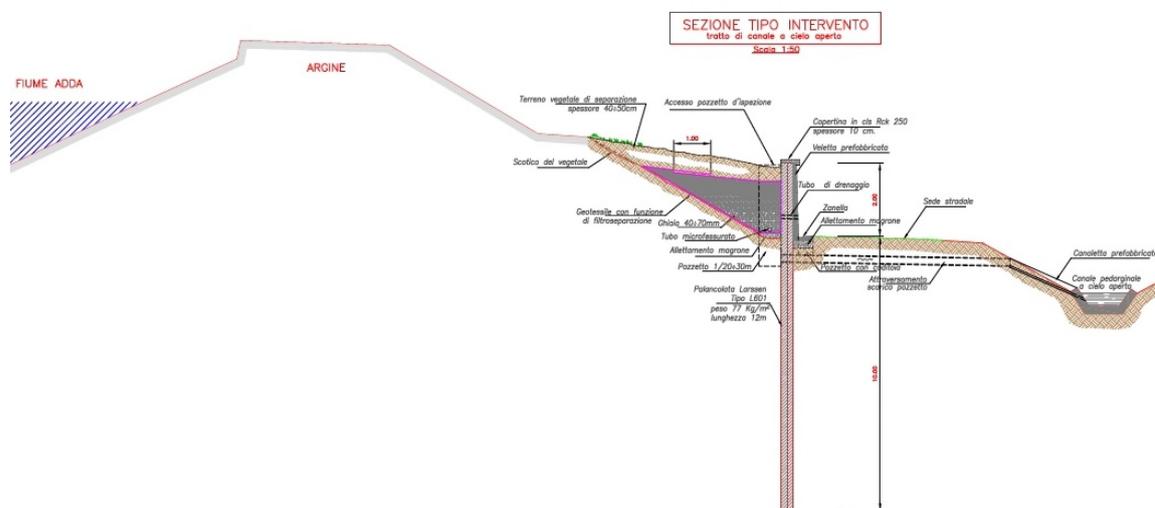


Fig. I-7 - Progetto della palancoata al piede dell'argine

Come indicato negli elaborati di progetto (v. Fig. I-7 e Fig. I-8) le palancole, della lunghezza di dodici metri, sono state spinte per dieci metri sotto il piano di campagna, rimanendo per due metri circa fuori terra.

La sporgenza di due metri fuori terra ha permesso di riprofilare l’arginatura, ricaricandone il piede a tergo del palancoato fino alla banca arginale intermedia.

Si ottengono in tal modo significativi e quantificati incrementi nei confronti della stabilità locale dello strato di limo dal lato argine, anche a fronte di eventuali aumenti delle altezze piezometriche derivanti dall’inserimento del setto.

La ricarica contenuta dal palancoato fuori terra è stata realizzata con un corpo drenante in ghiaia rivestito di geotessile, compatibile con i terreni limosi del corpo arginale, per la captazione ed allontanamento delle eventuali acque di filtrazione dal corpo arginale stesso, che sono raccolte da pozzetti di convogliamento e successivamente recapitate al canale pedearginale.

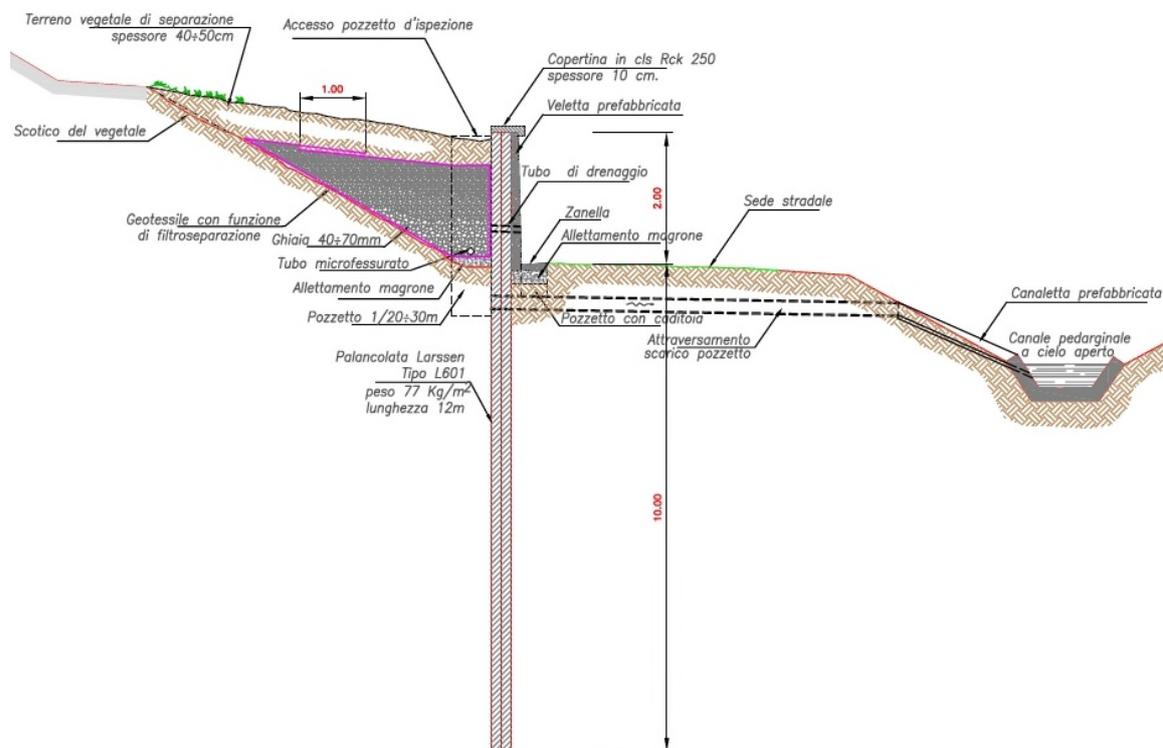


Fig. I-8 - Dettaglio palancoata e sistemazione argine lato valle

Le acque meteoriche sono, invece, raccolte da una canaletta superficiale realizzata sulla ricarica a tergo del palancoata ed a mezzo degli stessi pozzetti di cui al capoverso precedente recapitate anch'esse al canale pedarginale.

Al piede del palancoata, rispettando la continuità del piano stradale, è stata realizzata ex novo la cunetta, interrotta da pozzetti messi in collegamento con i precedenti per lo smaltimento delle acque raccolte; la stessa cunetta fa da supporto per il rivestimento del palancoata lato piana, dello spessore minimo di 10 cm.

Per tener conto delle diverse situazioni incontrate lungo lo sviluppo della palancoata sono stati necessari adattamenti allo schema di intervento descritto che però non ne alterano la filosofia generale.

Anche nel tratto di canale pedarginale intubato ed interrato, esistente per circa 800 m in destra, gli adattamenti necessari non hanno alterato lo schema tipo di intervento.

L'insieme dell'intervento sull'argine destro si è sviluppato in due fasi successive: la prima eseguita tra le progressive 1800 – 3500 circa tra dicembre 2004 e novembre 2006, la seconda tra le progressive 680 – 1800 e 3500 -4750 tra novembre 2006 e settembre 2007.



Fig. I-9 - Infissione palancole



Fig. I-10 – Palancolata



Fig. I-11 - Intervento completato

L'attività di sistemazione del tratto arginale si è poi conclusa con un intervento su un tratto di circa 3650 m in sponda sinistra, eseguito tra ottobre 2008 e aprile 2011, con tecniche non molto differenti da quelle adottate per l'argine destro.

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- II -**

**Traversa di Casella sul fiume Panaro**

MESSA IN SICUREZZA E RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI DI  
OFFICIOSITÀ

A cura di Federico Vantadori - Swisspower

## **II.1 Introduzione**

La traversa di Casella si trova su un tratto di fiume Panaro in località Casella (Vignola – MO) ed è posta 200 m a valle del ponte della linea ferroviaria Vignola-Casalecchio di Reno.

L'opera è composta da un sistema di dissipazione, delimitato da briglia e controbriglia munita di speroni in c.a., ricostruita parzialmente durante i lavori per la realizzazione dell'Impianto Idroelettrico ad acqua fluente di Vignola. Tale impianto, realizzato nel 2011 e di proprietà del gruppo Swisspower Rinnovabili Italia S.r.l. dal 2015, sfrutta le acque del fiume Panaro su un salto di circa 8 m garantito dalla briglia di chiusura di monte del sistema di dissipazione.

## **II.2 Storia recente della traversa e dinamica dei fenomeni erosivi**

L'attuale opera rappresenta il parziale rifacimento della briglia costruita dal Magistrato per il Po tra il 2001 e il 2005 e crollata parzialmente dopo pochi mesi dalla fine lavori. Lo scopo iniziale era di indurre un rallentamento della corrente in arrivo da monte in prossimità delle pile del ponte della ferrovia e quindi di ridurre l'erosione al piede delle pile stesse. Il costo dell'opera iniziale era di 2,4 M€.



Fig. II-1- Inquadramento su ortofoto del sito. Fonte: Google Maps



Fig. II-2 - Condizioni ad aprile del 2005



Fig. II-3 - Condizioni a settembre del 2005 – Fine lavori



Fig. II-4 - Condizioni a settembre del 2005



Fig. II-5 - Condizioni a marzo del 2006 – Crollo parziale al centro

Tra le probabili cause del crollo del dicembre 2005 si possono indicare:

1. Mancanza di un'adeguata struttura di fondazione, in grado di garantire il collegamento tra i muri trasversali di monte e di valle al fine di contrastare un possibile ribaltamento;
2. Mancanza di un adeguato taglione impermeabilizzante in grado di evitare fenomeni di infiltrazione al piede, i quali hanno causato una riduzione della reazione del terreno a valle della briglia, riducendo l'equilibrio a traslazione;
3. Mancato completamento del riempimento fra i setti della briglia con conseguente riduzione del peso proprio stabilizzante della stessa nei confronti dell'equilibrio statico;
4. Mancanza di un'adeguata protezione dell'alveo dall'erosione a valle della briglia, con conseguente riduzione della stabilità dell'opera;
5. Mancanza di giunti di costruzione verticali, essenziali per consentire la dilatazione trasversale dell'opera per effetti termici e al ritiro, in particolare per un'opera di estensione trasversale di ca. 250 m.



Fig. II-6 - Erosione dell'alveo al piede dei piloni del ponte ferroviario a monte della centrale. Data: 24/05/2009.



Fig. II-7 - La traversa a Marzo 2006. Fonte: V. Ballestrazzi

Nel 2011 la traversa è stata parzialmente ricostruita durante la realizzazione del succitato impianto idroelettrico.

Nel dettaglio è stato sostituito il tratto di briglia crollato con una struttura in calcestruzzo con paramento di monte sub-verticale, paramento di valle sagomato con profilo Creager e platea di dissipazione con controbriglia di valle.

Le caratteristiche principali della traversa a gravità classica in calcestruzzo debolmente armato e composta da blocchi di larghezza 3 m sono:

- Livello della cresta  $Z = 94.3$  m slm
- Lunghezza  $L = 100$  m
- Altezza max dell'alveo  $H = 7.8$  m
- Altezza max fondazione  $H = 11.8$  m
- Numero di blocchi  $n = 33$

La controbriglia di valle è stata realizzata a gravità e parzialmente sormontata da massi costituenti la platea di dissipazione. Le principali caratteristiche sono:

- Livello della cresta  $Z = 88.5$  m slm
- Lunghezza  $L = 110$  m totali di cui 90 m a 88.5 m slm e 20 a 86.5 m slm
- Altezza dell'alveo di valle  $H = 3.5$  m
- Altezza della fondazione  $H = 6.0$  m

Nel progetto del rifacimento della traversa è stato eseguito il solo muro in sinistra idraulica a confinamento della scala di rimonta dell'ittiofauna e dello scarico dell'impianto idroelettrico.

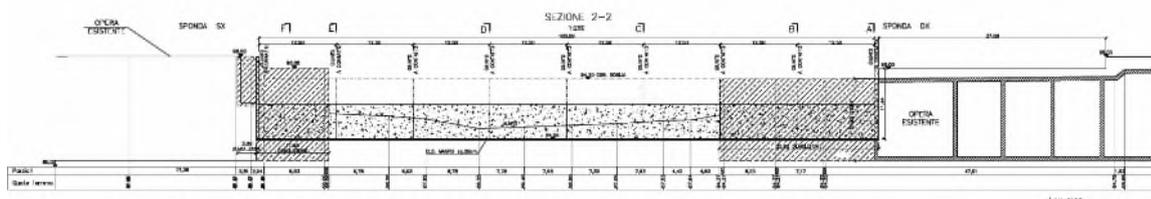


Fig. II-8 - Estratto di progetto con rappresentazione della sezione trasversale

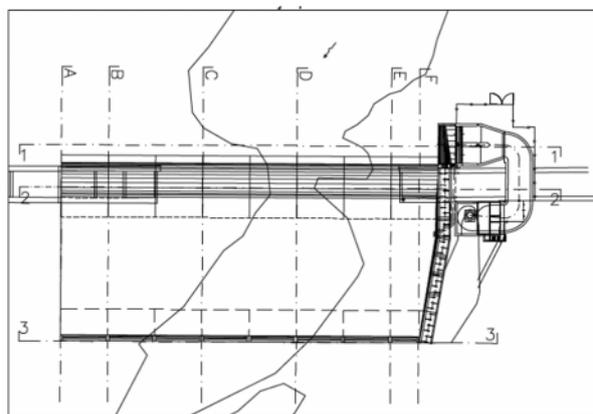


Fig. II-9 - Estratto di progetto con rappresentazione della planimetria della sponda dx.



Fig. II-10 - Condizioni dello scarico all'entrata in funzione dell'impianto



Fig. II-11 - Anno 2014 - Opera ultimata, è visibile l'assetto finale con allineamento del muro in BLU con ultimo setto vasca di dissipazione. A valle del primo salto la platea è più ampia in sinistra mentre si riduce in destra. Sul lato destro la vasca di dissipazione risulta aperta e priva di speroni di dissipazione. Pertanto, in occasione delle portate di morbida, la corrente, deviata dagli speroni della vasca, tende verso destra determinando significativi fenomeni erosivi sul fondo alveo, al piede dell'opera



Fig. II-12 - Anno 2018 - A seguito delle significative piene, avvenute in data 17-18 marzo, l'incisione della platea tra primo e secondo salto si è accentuata mentre il setto di irrigidimento evidenziato in BLU è collassato. L'incisione sul fondo alveo si è ulteriormente estesa

Durante l'esercizio dell'impianto idroelettrico tra il 2011 e il 2020 sono state riscontrate diverse problematiche relative al cedimento di parti della platea, all'abbassamento dell'alveo a valle della controbriglia e il cedimento di parte della traversa in sponda idraulica destra non oggetto di rifacimento.

Il gruppo Swisspower è intervenuto ripetutamente al tamponamento e alla messa in sicurezza con interventi contenuti al fine di ridurre le infiltrazioni in sponda sinistra.

Si sono verificate nel corso dell'esercizio inoltre alcune piene significative che hanno accentuato le problematiche a valle della traversa, in particolare in sponda idraulica destra.

Le cause che hanno condotto all'attuale condizione della traversa possono essere analizzate come segue:

- L'abbassamento del letto del fiume nella sezione in esame è stato causato nel tempo dalle elevate velocità della corrente nell'alveo del fiume Panaro non correttamente regimate e limitate. Ne sono testimoni le erosioni dei piloni del ponte ferroviario a monte, la formazione di canyon, nonché il progressivo peggiorare delle condizioni della traversa;
- L'erosione della sponda sinistra del fiume Panaro, può essere determinata da alcune concause, tra cui:
  - o Venute d'acqua per infiltrazione dovute alla presenza della falda freatica, che si rimpingua in corrispondenza dei periodi irrigui;
  - o Caratteristiche granulometriche del terreno;  
La composizione del terreno con ghiaia e argilla, che consente la filtrazione delle acque derivanti dai campi irrigui attigui, ma allo stesso tempo è sensibile all'alternarsi di condizioni bagnate-asciutte. Infatti questa continua variazione delle condizioni di imbibizione causano un infragilimento del terreno che è più soggetto all'erosione;
  - o Mancato raccordo e protezione con scogliera della sponda sx del fiume Panaro a valle dello sbocco;
- La generazione di un salto localizzato a valle dello scarico, dovuto ai cedimenti di cui sopra, causa una continua erosione del fondo alveo derivante dalla dissipazione dell'energia potenziale della corrente. Il fondo dell'alveo a valle dello scarico non essendo protetto continua pertanto ad abbassarsi. L'acqua continua a scavare e la condizione continua a peggiorare;
- Le scelte progettuali ed esecutive hanno, in maniera differente, condizionato l'evolversi di tale condizione. Nel dettaglio:
  - o La scelta di realizzare il selciatoone, e anche la vasca di dissipazione e la controbriglia, a quota superiore del letto del fiume Panaro ha generato un salto localizzato che si è progressivamente approfondito per effetto della continua dissipazione dell'energia potenziale dell'acqua in caduta.
  - o La scelta di realizzare aperture ridotte nella controbriglia, sempre intasate da materiale.

Su questi ultimi aspetti sono state analizzate anche le ortofoto storiche e le foto di fine cantiere della centrale, che si riportano di seguito.

Il percorso del fiume Panaro nei pressi della zona di imposta della centrale presenta una curva verso destra. La centrale è stata impostata nel punto più esterno dell'argine di sinistra. La restituzione insiste comunque su una sponda. Si riportano di seguito alcune ortofoto storiche.

Nel confronto tra il 2008 e il 2011 (v. Fig. II-13) si evidenzia come il percorso del fiume Panaro, nella zona di imposta della traversa storica crollata nel 2005, presentava una curva in sinistra. Questa condizione sta sicuramente alla base della scelta progettuale di impostare la centrale sulla medesima sponda, per facilitare la derivazione delle portate nel punto d'ansa più esterno, caratterizzato da velocità maggiori.

Il rifacimento della traversa e le modalità di realizzazione delle ture hanno riportato e riallineato l'alveo del fiume. Tuttavia la magra del fiume ha sempre interessato per lo più la porzione di destra del corpo idrico, come si osserva dall'ortofoto 2008.



Fig. II-13 - Ortofoto del fiume Panaro del 2008 (sx) e del 22/3/2011 (dx). Fonti: Agea Geoportale E-R e Google Earth

Il fiume Panaro ha pertanto seguito le vie preferenziali che gli sono state consentite, ovvero lo scarico della centrale e la sponda idraulica destra, dove la vasca di dissipazione lo indirizza (sia per l'intasamento delle luci della controbriglia che per la mancanza di un muro di contenimento laterale in sponda dx).

Lo sforzo tangenziale della corrente idrica sulla sponda sx ha pertanto causando gli smottamenti riscontrati.

Osservando le ortofoto storiche tra il 1988 e il 2006 (v. Fig. II-14), si osserva che l'andamento dell'alveo era pressoché rettilineo in quel punto. I lavori di ripristino della traversa eseguiti con la traversa selettiva del Magistrato del Po, hanno lasciato un elevato deposito di materiale sciolto in destra idraulica.



Fig. II-14 - Ortofoto storiche 1988-2006 del fiume Panaro nella zona di imposta della traversa.  
Fonte: Geoportale Min. Amb.

Nel corso del tempo inoltre si è formata anche una zona di deposito a valle dello scarico derivante dal cedimento delle sponde e dalla via preferenziale di passaggio in destra idraulica.



Fig. II-15 - Ortofoto del 27/2/2012 e del 21/5/2014 del fiume Panaro. Fonte: Google Earth



Fig. II-16 - Ortofoto risoluzione 50 cm del fiume Panaro del 2014. In rosso i punti di azione del maggiore sforzo tangenziale sulla sponda indotto dalla portata turbinata uscente dall'impianto idroelettrico (freccia azzurra) Fonte: Consorzio TeA - Agea Geoportale E-R



Fig. II-17 - Dall'alto, ortofoto del 6/8/2017, 20/02/2018 e del 4/4/2018 del fiume Panaro. Fonte: Google Earth

Per quanto riguarda invece la scelta di realizzare il selciatoone a valle della vasca di dissipazione e della controbriglia a quota superiore del fondo alveo, si evidenziano alcuni aspetti già chiari dalle foto storiche realizzate ad impianto appena entrato in funzione.

Dalle foto di archivio, che rappresentano il momento dell'entrata in esercizio dell'impianto (indicativamente 11/2011), si osserva che:

- il livello idrico allo scarico era compatibile con il livello in alveo del fiume Panaro;
- non vi erano salti localizzati a valle del selciatoone di protezione;
- la sponda idraulica sx del fiume Panaro appena a valle dello scarico era protetta da una scogliera in massi ciclopici a secco;
- la quota della vasca di dissipazione era superiore rispetto al livello del selciatoone di protezione a valle della controbriglia. Ciò è evidente dal salto che fa l'acqua che fuoriesce dalle luci nella controbriglia e dalla dissipazione a valle. La stessa condizione si può notare in foto più recenti (Fig. II-19);
- nel progetto autorizzato si prevedevano dei livelli del fiume Panaro superiori a quelli riscontrati nel recente funzionamento. Anche la protezione spondale aveva un'estensione maggiore verso valle di quella esistente e riscontrata.



Fig. II-18 - Condizioni dello scarico all'entrata in funzione dell'impianto. Fonte: Andrea Paltrinieri – 5/11/2011

Risulta pertanto evidente che nel tempo si sia verificato un progressivo abbassamento del letto del fiume Panaro a valle della briglia. Questa condizione ha eliminato l'influenza sullo scarico dei livelli di valle, aumentando al massimo il salto motore disponibile.

Tuttavia si ritiene che la lunghezza del selciatoone di protezione a valle dello scarico fosse di lunghezza troppo ridotta per le portate massime turbinate. In questo momento la lunghezza di tale dissipazione è ulteriormente ridotta dal cedimento di parte di essa, dovuto allo svuotamento dell'alveo sotto di esso.

Inoltre, il selciato di protezione della controbriglia si è parzialmente abbassato nel corso del tempo. Confrontando le foto del 2011 con quelle del 12/2014 e poi con quelle di 02/2017 si osserva che sulla metà di dx della controbriglia il livello del selciato si è ridotto di uno strato. Ciò è evidente dalla Fig. II-19 dove si osserva che la porzione di destra della controbriglia aveva una protezione di selciato attualmente danneggiato e svuotato mentre la porzione di sinistra non sembra mai essere stata caratterizzata da questa realizzazione.

Dalle misure effettuate nel 02/2017 il dislivello tra il selciatoone e il fondo delle luci della controbriglia era di 2,30 mt.



Fig. II-19 - Porzione di selciatoone a valle della controbriglia che si è disgregato nel tempo. A destra porzione di selciatoone di protezione a valle della controbriglia - Data foto: 02/2017

### **II.3 Intervento di messa in sicurezza e ripristino dell'efficienza in corso**

L'assetto attuale del corso d'acqua è fortemente influenzato dalla presenza della briglia e dell'opera di dissipazione, realizzate tra il 2011 e il 2014. Esse infatti hanno dato origine a fenomeni erosivi retrogressivi del fondo alveo a valle delle opere, sul lato destro, con approfondimenti dell'ordine dei 6-8 m.



Fig. II-20 - Vista dell'opera di dissipazione esistente composta da briglia e controbriglia con speroni. In condizione di piana ordinaria, l'opera devia la corrente verso la sponda destra provocando fenomeni erosivi consistenti sul fondo alveo (profondità 6/8 m), come è possibile constatare dall'immagine fotografica. Sullo sfondo è visibile l'Impianto idroelettrico. In sponda dx è presente una cavità di cui è stata rilevata la batimetria

Lo sviluppo del progetto di ripristino della briglia Casella sul fiume Panaro redatto da Hydrodata su incarico della Regione Emilia-Romagna ha richiesto, preliminarmente, la realizzazione di indagini specialistiche di seguito descritte. Il costo dei lavori in corso è di 1 M€.

### ***II.3.1 Indagini specialistiche***

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni di fondazione sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche in situ:

- n° 3 sondaggi a carotaggio continuo fino alla profondità di 20 m dal p.c. con esecuzione di prove Standard Penetration Test (SPT) entro fori di sondaggio indicativamente ogni 3 m, o variazione significativa caratteristiche fisiche/meccaniche;
- n° 4 prelievi di campioni indisturbati su sottofondo in argilla (n.2 campioni su n.2 sondaggi);
- per ogni campione sono state eseguite le seguenti prove: o determinazione del contenuto d'acqua (w);
  - o determinazione del peso di volume naturale ( $\gamma$ );
  - o peso specifico dei grani (Gs);
  - o compressibilità edometrica;
  - o prova di taglio diretto con scatola di “Casagrande” – consolidata drenata (CD);
  - o prova triassiale – non consolidata non drenata (UU)
  - o Prospezione geofisica con il metodo sismico MASW.

Per la definizione dell'attuale stato di consistenza dell'opera idraulica e per la verifica della tendenza evolutiva del corso d'acqua a monte ed a valle della briglia sono state eseguite le seguenti indagini topografiche:

- o Rilievo celerimetrico dell'opera idraulica esistente, comprese le parti sommerse, costituita da briglia, controbriglia, muri laterali, platee e difese spondali in massi, centralina idroelettrica, scala di risalita dei pesci;
- o Rilievo di n.12 sezioni trasversali idrauliche dell'alveo.

### ***II.3.2 Opere in progetto in corso di realizzazione***

Il progetto i cui lavori sono attualmente in corso di realizzazione prevede la realizzazione di una vasca di dissipazione a fondo piatto collocata immediatamente a valle dell'attuale sistema briglia e controbriglia. I lavori sono a carico principalmente della Regione con supporto di Swisspower.

L'opera presenta una larghezza complessiva pari a 170 m, ossia tale da sottendere l'intera gaveta, posta a quote differenti, della briglia esistente: la prima quota della gaveta corrisponde a 94.3 m e riguarda la parte centrale completamente tracimabile di larghezza pari a 100 m, mentre la seconda quota della gaveta corrisponde a 98 m ed è relativa alla parte sul lato in destra idraulica di larghezza pari a circa 70 m. Quest'ultima risulta tracimabile per piene con TR superiori a 15/20 anni.

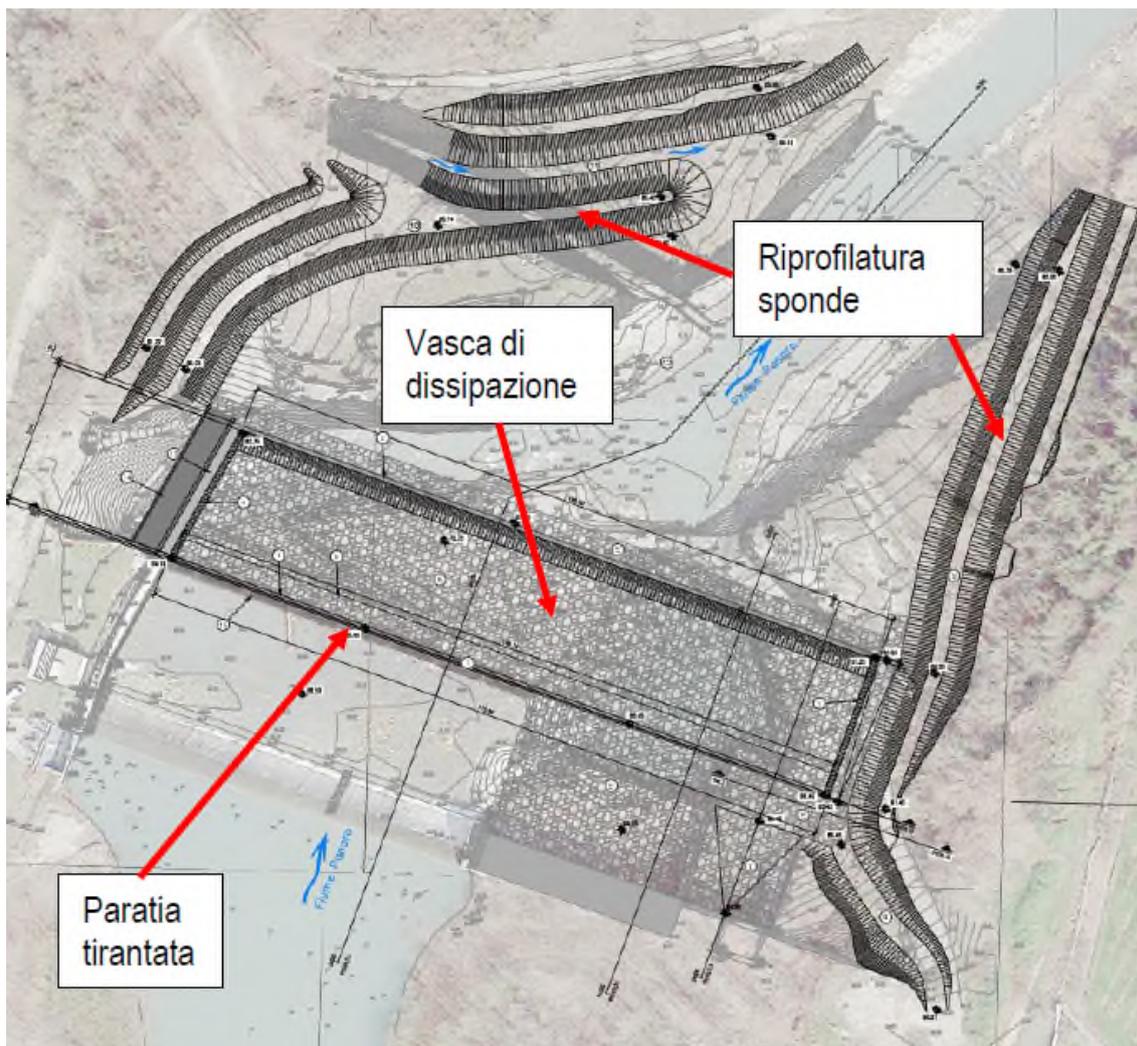


Fig. II-21 - Planimetria di progetto

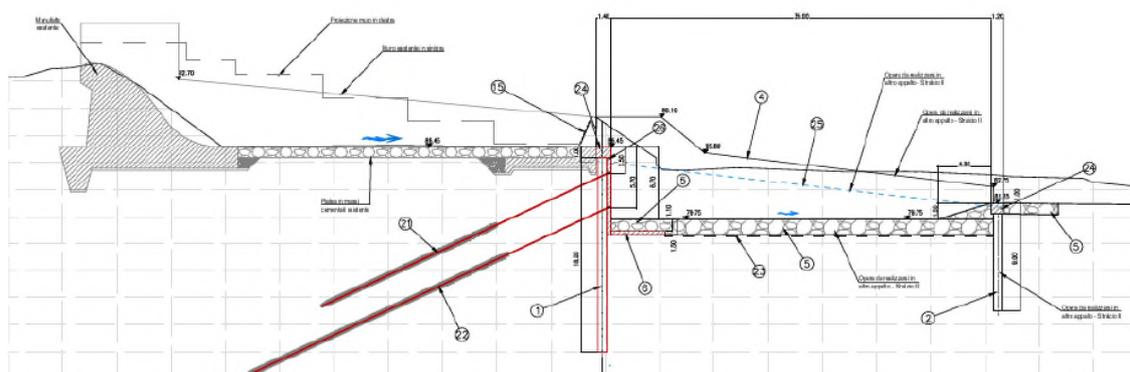


Fig. II-22 - Profilo di progetto

La vasca in progetto costituisce pertanto il completamento del sistema di dissipazione esistente e allo stesso tempo permette di incrementare il fronte di dissipazione all'intera larghezza della gaveta della briglia di monte.

Nel dettaglio, la vasca presenta un fondo con rivestimento in massi di cava cementati di spessore pari a 1.5 m, chiuso a valle da una soglia su pali in c.a. ed a monte da una paratia di pali con

doppio ordine di tiranti. La vasca presenta lunghezza utile pari a 35 m mentre la profondità è variabile da 6.7 m, nella parte di monte, a 1.5 m nella parte terminale di valle. È prevista la chiusura laterale con paratie di pali tirantate. È previsto altresì il rivestimento in massi del fondo alveo a valle della vasca, per uno sviluppo longitudinale pari a 5 m.

La paratia di pali di monte presenta le seguenti caratteristiche (rif. sezione tipo 1):

- lunghezza pali 18 m
- diametro pali 800 mm
- interasse pali 0.90 m
- cordolo in c.a. di testa pali (sez 1.4x1.0 m)
- I° ordine tiranti - lunghezza 29 m
- II° ordine tiranti – lunghezza 36 m
- interasse tiranti 2.7 m
- travi di contrasto HEA220 in acciaio S355 (n.2 per ordine di tiranti)
- parete in c.a. placcaggio tiranti (sez. 0.45x7.2 m)
- soletta in c.a. di fondo (sez. 5.0x0.4 m).

La lunghezza della sistemazione di sezione tipo 1 è prevista pari a 170 m circa mentre la quota in sommità cordolo è pari a 86.45 m. Per l'ispezione delle teste dei tiranti è prevista la formazione di nicchie all'interno della parete di placcaggio in c.a., chiuse con sportelli in acciaio zincato.

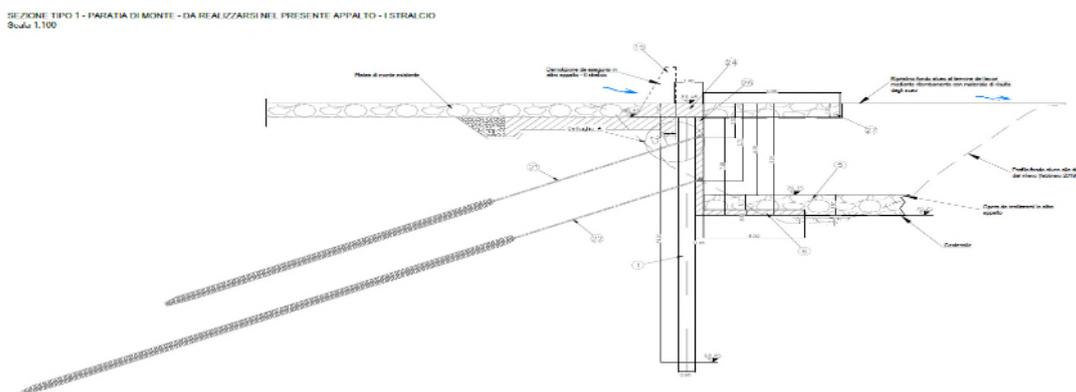


Fig. II-23 - Sezione tipo I di progetto

Per la chiusura di valle della vasca si prevede la realizzazione di una soglia su pali DN800, lunghezza pari a 9 m e interasse 1.40 m con cordolo di testa in c.a. di sezione pari a 1.2x1.0 m. È inoltre prevista la chiusura laterale della vasca mediante la realizzazione di paratie di pali. Completata la realizzazione della vasca si prevede la demolizione degli speroni di dissipazione in c.a. presenti nella controbriglia di chiusura della vasca esistente di monte per rendere più efficiente la nuova configurazione di progetto e per ridurre gli effetti idrodinamici in prossimità della sponda sinistra dove è ubicata la scala di risalita dei pesci e lo scarico della centrale idroelettrica.

A valle dello sbarramento in cls esistente (quota sommità 98 m s.l.m. circa) a fianco della soglia Creager, si prevede, per un tratto di larghezza pari a circa 51 m, il ripristino della platea in massi in dissesto mediante l'utilizzo degli elementi ciclopici presenti in sito.

Inoltre, a valle dello stesso sbarramento esistente, nel tratto compreso tra i due muri in c.a. longitudinali di irrigidimento della briglia, si prevede la formazione di uno scivolo in massi di cava sciolti posati su geotessile. La quota di sommità dello scivolo varia da 94,40 m a 86,45 m. Il rivestimento in massi prosegue alla quota di 86,45 m fino alla chiusura contro al cordolo in c.a. di sommità della nuova paratia di monte della vasca.

Per raccordare la nuova opera in progetto con la configurazione esistente dell'alveo, in destra idraulica si prevede l'arretramento e la riprofilatura della sponda. A tergo della paratia di chiusura laterale della vasca si prevede la realizzazione di una rampa in massi per consentire l'accesso dei mezzi all'alveo in occasione delle attività di manutenzione. La rampa si raccorda alla pista di servizio di collegamento a via S. Anna. Per la nuova sponda riprofilata si prevede la protezione al piede con massi di cava sciolti. Mentre in sinistra idraulica, si prevede l'arretramento e la riprofilatura della sponda con deviazione del rio esistente. Inoltre, a tergo della paratia di chiusura laterale della vasca, viene prolungato lo scatolare di scarico della centralina idroelettrica e il la scala di risalita dei pesci. La nuova sponda riprofilata verrà protetta al piede con massi di cava sciolti.

Per esigenze gestionali, la realizzazione dell'opera verrà suddivisa in stralci funzionali, questo aspetto è rilevante poiché tra la prima fase e quella ultima di completamento dell'opera, si presentano delle configurazioni intermedie che meritano degli approfondimenti di verifica di compatibilità idraulica. In particolare, il passaggio dalla fase di I° stralcio a quelli successivi. Di seguito viene riportata una descrizione sintetica degli interventi per ogni singolo stralcio funzionale.

I° stralcio:

- Tombamento della cavità presente sul fondo alveo con utilizzo di materiale di scavo di riprofilatura della sponda destra, sulla base di quanto stabilito dall'art. 24 del D.P.R. 120/2017;
- Paratia con doppio ordine di tiranti per uno sviluppo pari a 75,6 m;
- Tombamento della paratia fino al cordolo di testa dei pali mediante riutilizzo di materiale scavato;
- Protezione del materiale di riporto a valle della paratia mediante formazione di platea in massi di cava sciolti posati su geotessile. È previsto l'utilizzo di massi aventi diametro nominale minimo pari a 1 m e massa compresa tra 2.000 kg e 2.500 kg.
- Ripristino platea in massi a monte della nuova paratia mediante utilizzo di elementi ciclopici presenti in sito.

II° stralcio:

- Completamento della paratia con doppio ordine di tiranti;
- Realizzazione di soglia su pali per la chiusura di valle della vasca;
- Realizzazione di paratie di chiusura ai lati della vasca;
- Riprofilatura e arretramento della sponda sinistra;
- Prolungamento della scala di risalita dei pesci;
- Protezione al piede della sponda sinistra riprofilata mediante formazione di difesa in massi di cava sciolti posati su geotessile;
- Demolizione degli speroni di dissipazione in c.a. presenti nella controbriglia di chiusura della vasca esistente di monte.

III° stralcio:

- Rivestimento del fondo vasca con massi di cava sciolti posati su geotessile;
- Rivestimento del fondo alveo a valle della vasca con massi di cava sciolti posati su geotessile;
- Riprofilatura e arretramento della sponda destra;
- Realizzazione, in sponda destra, di rampa in massi per l'accesso all'alveo;
- Realizzazione di scivolo in massi a valle della briglia esistente;
- Protezione al piede della sponda destra riprofilata mediante formazione di difesa in massi di cava sciolti posati su geotessile;
- Risagomatura sponda destra a monte della briglia.

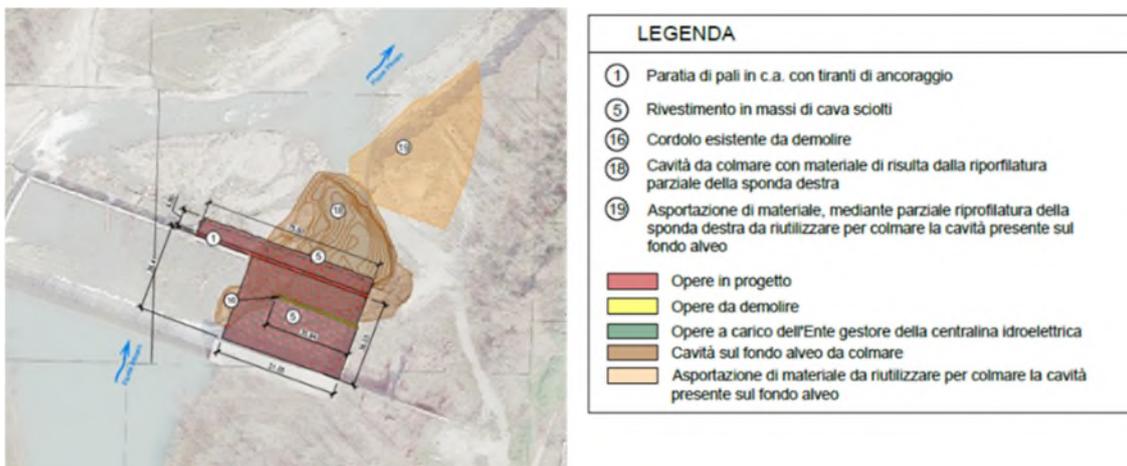


Fig. II-24 - Planimetria di progetto – I° stralcio

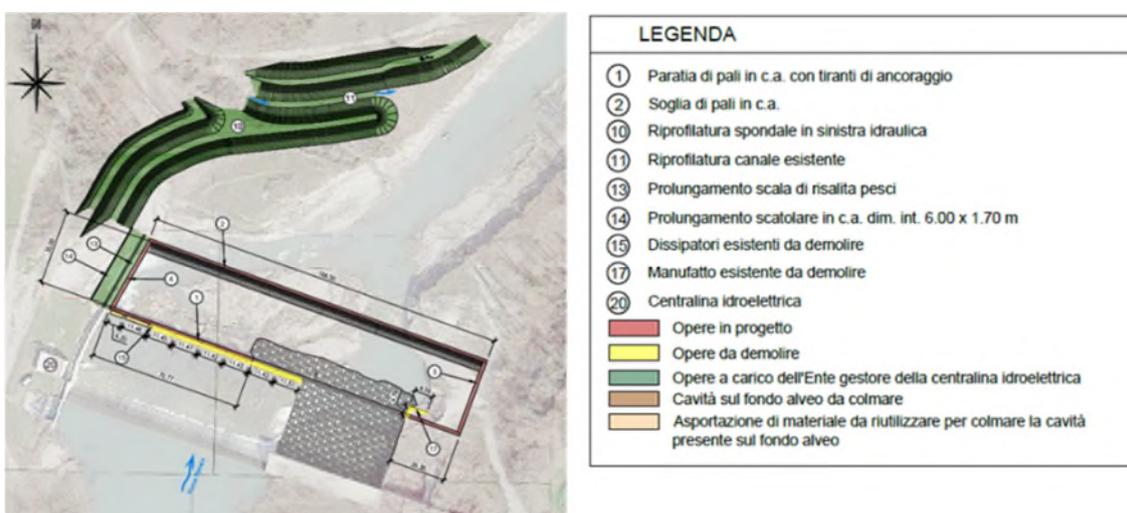


Fig. II-25 - Planimetria di progetto – II° stralcio

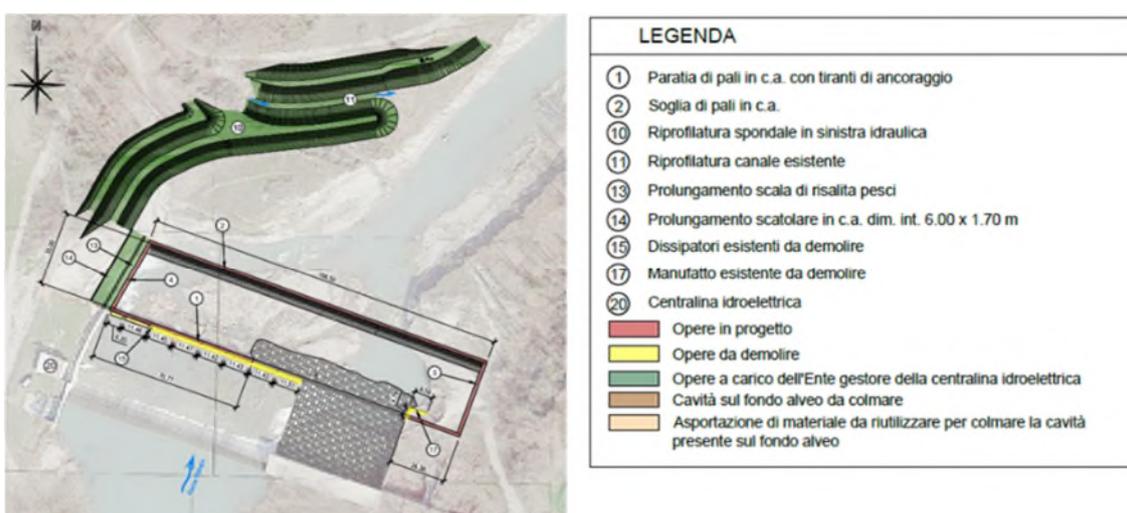


Fig. II-26 - Planimetria di progetto – III° stralcio

#### **II.4 Documentazione fotografica dei lavori in corso**



Fig. II-27 - Stato dei lavori in corso a ottobre 2020. Fonte: Hydrodata



Fig. II-28: Stato dei lavori in corso a dicembre 2022. Fonte: Swisspower Rinnovabili Italia

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- III -**

## **Traversa di Castel Giubileo**

DISSESTI SPONDALI IN SEGUITO A SVUOTAMENTO RAPIDO

A cura di Giancarlo Fanelli e Maria Cristina Bramati – ENEL Green Power

### III.1 Introduzione

L'impianto idroelettrico di Castel Giubileo, sul fiume Tevere, è formato da una traversa con quattro luci sbarrate da paratoie mobili e dalla centrale affiancata sul lato destro, la cui portata massima derivabile è di circa 240 m<sup>3</sup>/s.

L'impianto è stato costruito tra il 1948 e il 1951 dalla Società Idroelettrica Tevere, ed è entrato in regolare esercizio nel 1951.

La lunghezza dello sbarramento, misurata tra i fili interni delle due spalle e comprensiva degli spessori delle pile, è di 96 m. Il fabbricato centrale è in alveo, in corrispondenza della sponda destra e misura 56,00 x 30,00 m ca. Lo sbarramento presenta quattro luci di 20 m di ampiezza, regolate con paratoie piane a carrelli, ciascuna di esse formata dalla sovrapposizione di due elementi, per un'altezza di ritenuta di 9,0 m; lo scarico può avvenire sia dal fondo, rialzando tutto il complesso, sia a stramazzo, abbassando l'elemento superiore.

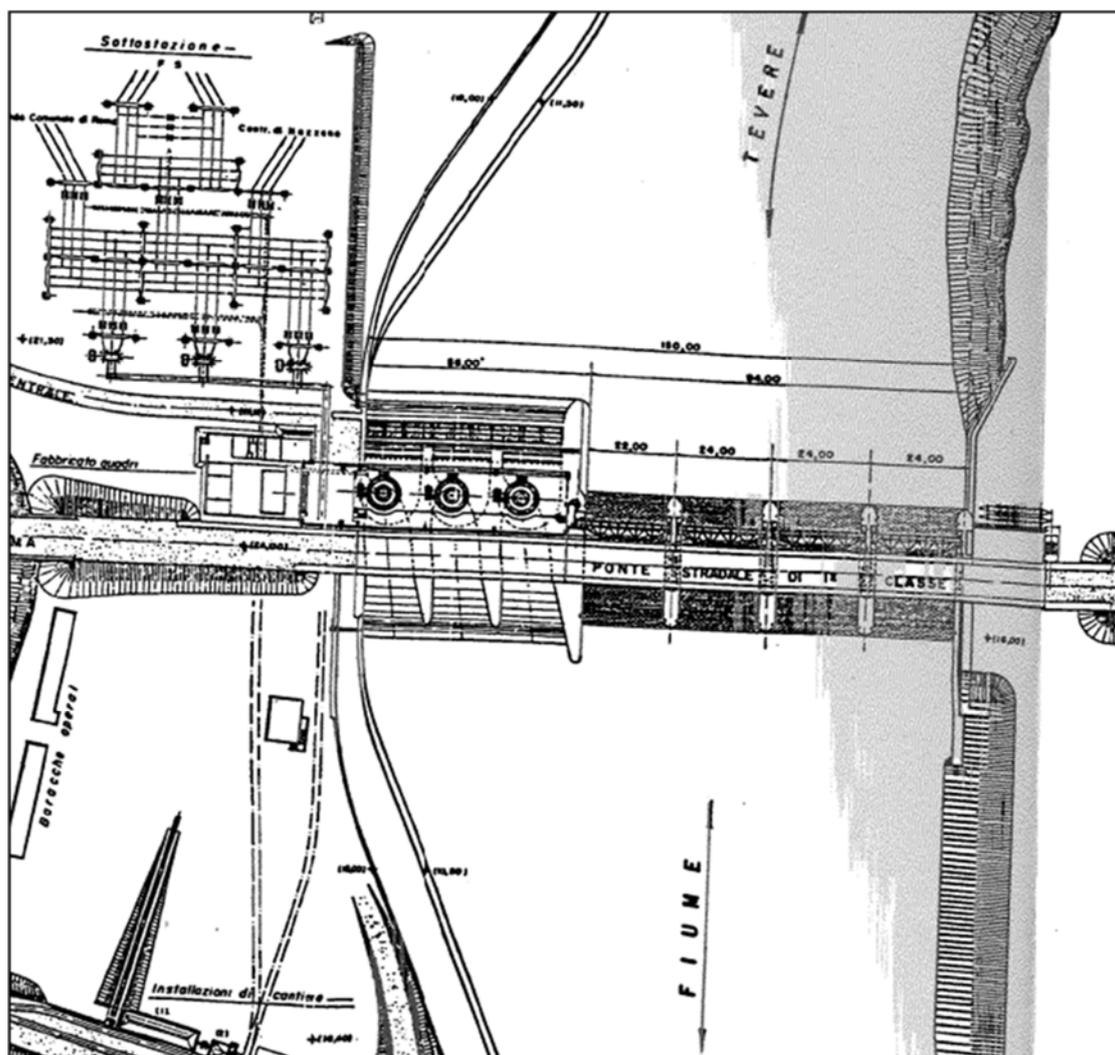


Fig. III-1 – Traversa di Castel Giubileo – Planimetria – Allegato A2 al FCEM

Le strutture dello sbarramento sono in calcestruzzo rivestite in bolognini di granito per le parti immerse. Le pile costituiscono gli appoggi per un ponte stradale con impalcato della larghezza di 11 m.

La quota di massima ritenuta normale dello sbarramento è pari a 17,00 m s.l.m., e la quota di massimo invaso è di 20,02 m s.l.m. (come da relazione di collaudo e FCEM).

Il serbatoio si sviluppa per circa 30 km a monte della traversa.



Fig. III-2 – Traversa di Castel Giubileo vista dall'alto

### **III.2 L'evento**

In occasione delle piene dei primi giorni del mese di gennaio 2003, la portata del fiume Tevere affluente all'impianto di Castel Giubileo ha richiesto frequenti aperture delle paratoie della traversa.

A conclusione di una di queste manovre, la paratoia n. 2 è rimasta lievemente fuori quadro, sollevata per circa 20 – 30 cm in destra rispetto alla soglia della battuta: detta anomalia non ha mai, in nessun caso, compromesso la sicurezza dell'impianto risultando la paratoia, in occasione di successive manovre, correttamente funzionante in apertura e lievemente fuori quadro, sempre di quantità analoghe, in chiusura.

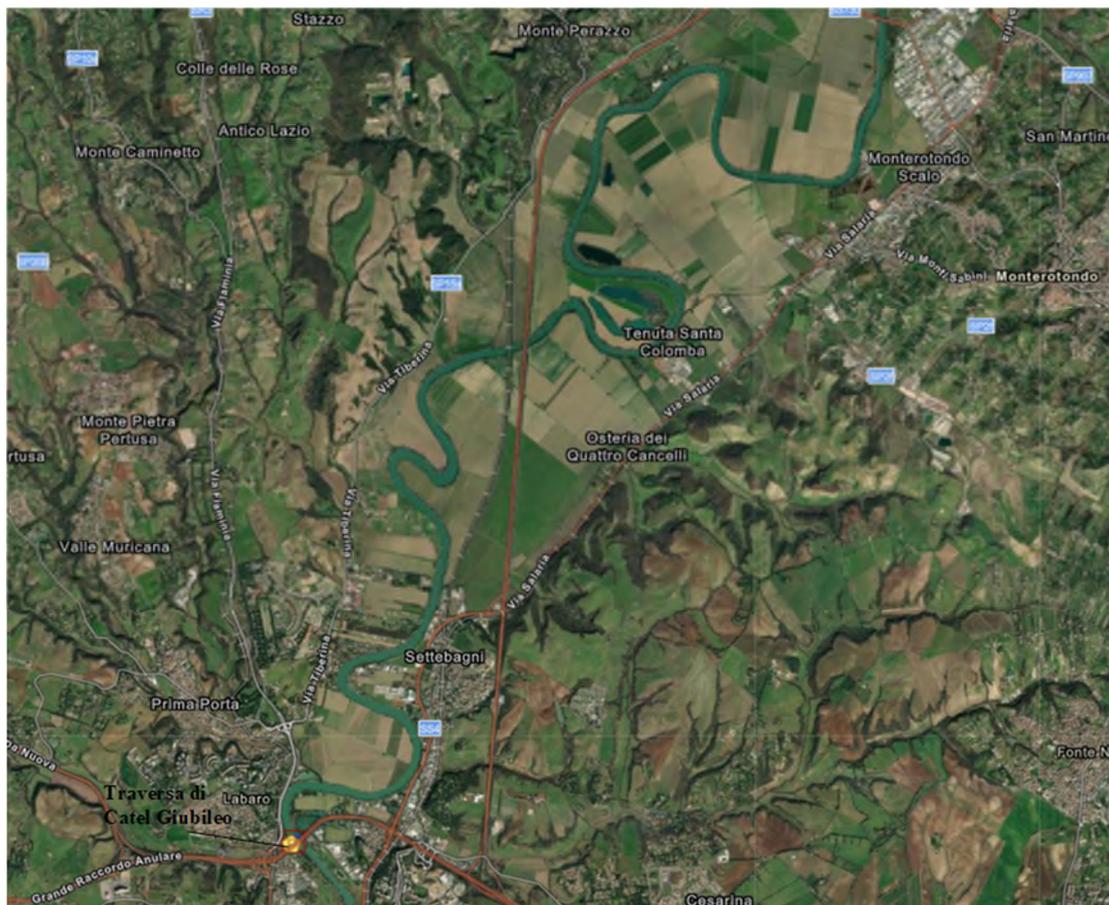


Fig. III-3 – Fotografia aerea della zona dell'invaso interessata dal dissesto

Il giorno 14 gennaio 2003, ritenendo che le cause della chiusura difettosa fosse dovuta ad un corpo estraneo di dimensioni non trascurabili (tronco, o simile), non essendo possibile al momento pancinare la luce di scarico a causa dell'andamento idrologico del fiume, è stata eseguita un'ispezione nelle aree sommerse antistanti la paratoia da parte di una ditta specializzata in attività subacquee, tesa ad accertare le cause del malfunzionamento e a tamponare provvisoriamente le perdite fin quando sarebbe stato possibile installare i panconi e mettere in asciutta la luce di scarico.

Durante l'attività si è avuto un grave incidente che ha visto coinvolto un operatore subacqueo; durante l'operazione di salvataggio un vigile del fuoco ha perso la vita.

Per rendere possibili le operazioni di soccorso, Enel, gestore dell'impianto, e Ardis, Agenzia regionale per la difesa del suolo, hanno deciso lo svasso rapido del serbatoio, con l'abbassamento del livello di 3,7 m in circa 3 ore.

A seguito del rapido svasso si sono verificati in modo pressoché diffuso, a monte dello sbarramento, per l'estensione di vari chilometri, fenomeni locali di scivolamento delle sponde.

Detti fenomeni hanno interessato aree del Demanio, aree agricole, insediamenti abitativi, aree turistiche ed industriali, ma nessuna persona e nessun edificio è rimasto direttamente coinvolto nei dissesti.

L'evento che si è verificato non ha comunque determinato problemi alla sicurezza statica dello sbarramento, in quanto le zone prospicienti ad esso non sono state interessate da fenomeni di instabilità.

### III.3 Gli interventi di consolidamento

A fronte dei sopralluoghi eseguiti sono state identificate le aree ed i tratti nei quali eseguire le attività di ripristino e messa in sicurezza delle sponde.

Tra progressiva 0 e progressiva 25.000 m, sono stati individuati una trentina di tratti su cui intervenire, per uno sviluppo complessivo di circa 4.400 m, sia in sponda destra che in sinistra; i tratti in questione sono stati riportati in apposite planimetrie (v. Fig. III-4) e suddivisi in 4 lotti.



Fig. III-4 – Planimetria identificazione tratti di intervento

Sono state definite 5 tipologie tipiche di intervento che si differenziano in funzione delle altezze delle sponde fuori acqua e dell'uso dei terreni immediatamente a tergo delle sponde interessate dagli eventi.

In particolare sono stati identificati i seguenti interventi tipici, schematizzati anche in Fig. III-5:

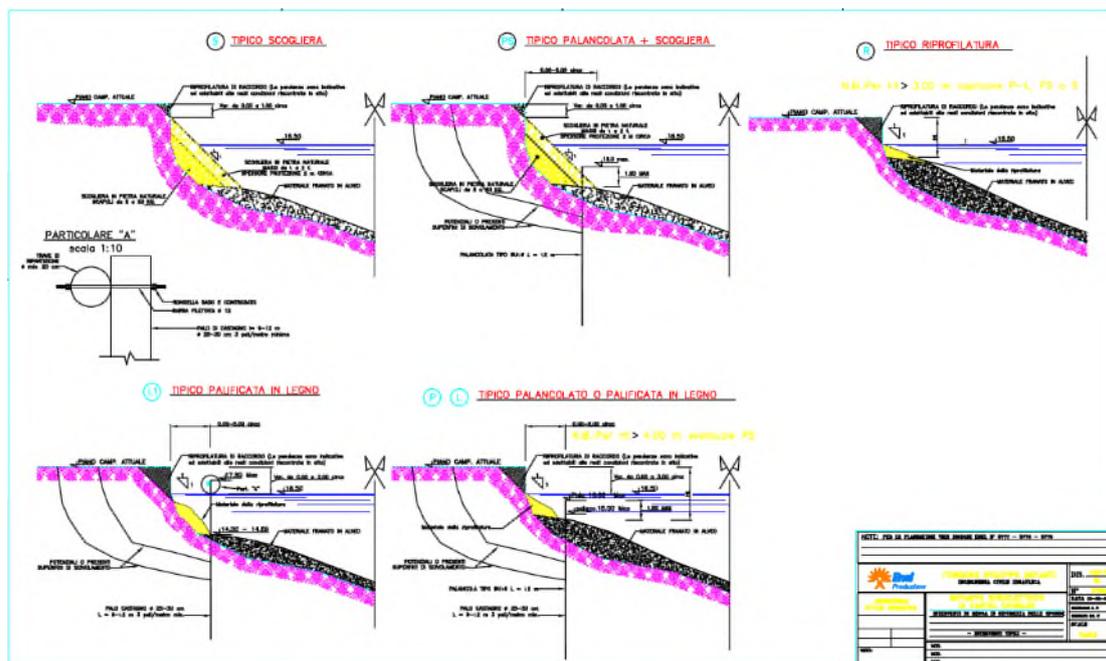


Fig. III-5 - Tipici di intervento

- A. esecuzione di scogliera in pietra naturale (massi da 1÷2 t lato fiume e scapoli di pezzatura 5÷50 kg lato sponda) di altezza commisurata all’altezza della sponda, così come derivante dagli scoscendimenti o franamenti presenti, con eventuale riprofilatura dell’ultimo metro circa di ciglio al fine di ridurre il pericolo di franamento della parte di testa dell’attuale scarpata;
- B. esecuzione di palancolato metallico (tipo BU 16, L=12 m) o palificata in legno di castagno (diametro=25÷30 cm L=9÷12 m) da infiggere al disotto della quota del fondo fluviale e ad una distanza dal ciglio di sponda di 0÷5 m circa, al fine di contrastare eventuali regressioni delle superfici di scivolamento profonde presenti o potenziali. Anche in questo caso è stata prevista, se necessaria, la profilatura dell’attuale scarpata. Il tipico è stato applicato fino ad altezze di scarpa totale non superiori a 4 m;
- C. esecuzione di palancolato metallico o palificata in legno di castagno, da infiggere al disotto della quota del pelo libero fino alla quota max. di 15 m s.l.m. e comunque non superiore ad 1,5 m circa dal fondo fluviale, ad una distanza dal ciglio di 0÷5 m circa, al fine di contrastare regressioni delle superfici di scivolamento profonde che possono essere presenti o potenziali. Realizzazione di scogliera in pietra naturale (come al tipico A) sulla scarpata e profilatura e pulizia del fronte, al fine di contrastare eventuali scoscendimenti superficiali di sponda.
- D. esecuzione di palificata in legno di castagno delle caratteristiche simili alle precedenti, ma con teste fuori acqua (quota 17,5 m s.l.m. circa), nelle zone che presentano il fondo alveo variabile fino alla quota 14÷14,5 m s.l.m. circa ed altezze del ciglio fuori acqua non superiore a 2 m circa.
- E. profilatura del fronte di scarpa della sponda, applicabile per altezze di scarpa totale non superiori a 3 m.

Le lavorazioni sopra descritte sono state eseguite previa rimozione degli ostacoli presenti quali alberi o materiali di altro genere ovvero manufatti pericolanti, presenti in alveo od in posizioni tali compromettere la sicurezza degli operatori e/o da impedire l’agibilità della zona di intervento ai mezzi d’opera.

Inoltre, ove necessario, è stata effettuata, tramite mezzo meccanico, una regolarizzazione grossolana del fondo nelle zone di intervento al fine di permettere una più uniforme esecuzione delle lavorazioni previste.

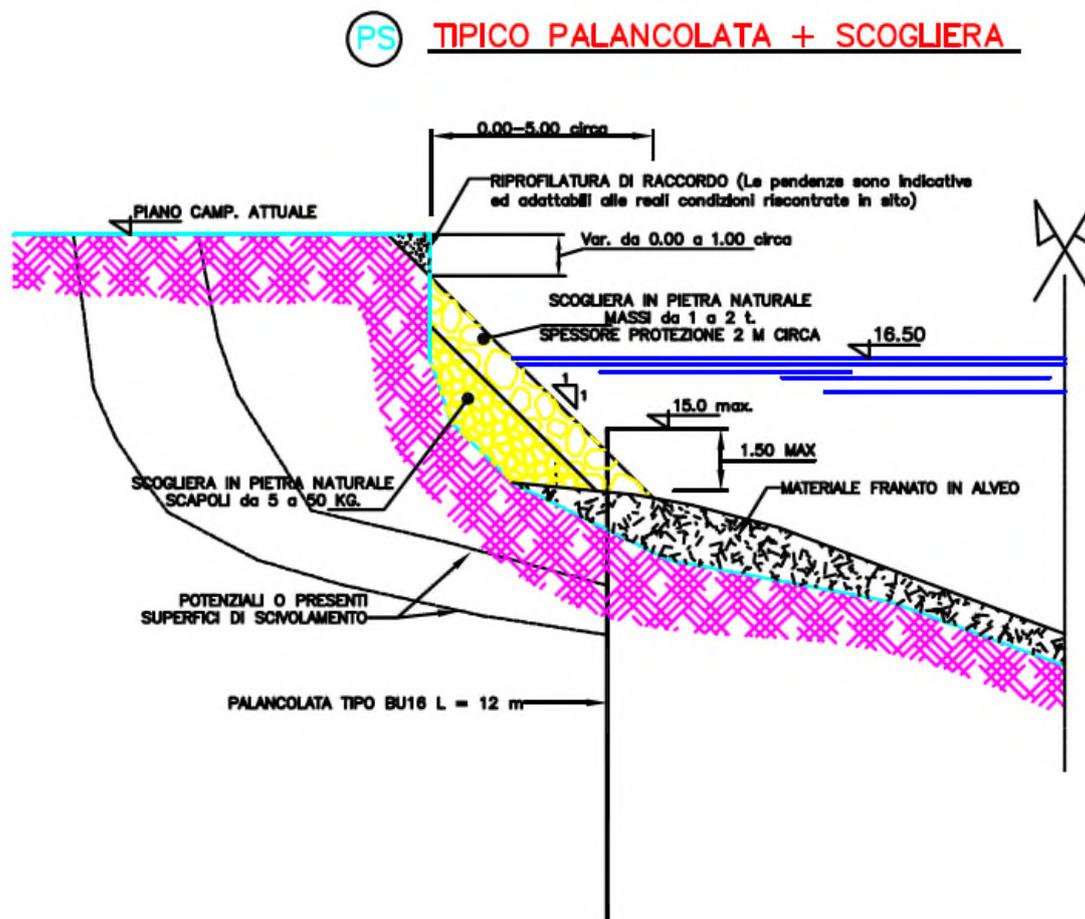


Fig. III-6 – Esempio di intervento tipo C

Gli interventi di consolidamento e di sistemazione delle sponde sono stati eseguiti in parte da terra ed in parte da pontone negli anni 2003 e 2004.

### **III.4 Documentazione fotografica**



Fig. III-7 – Svaso in corso



Fig. III-8 - Zona erosa intorno a progressiva 1.500



Fig. III-9 – Tratto 5D progressiva 1.500 circa; prima e dopo intervento (foto da Google Earth)



Fig. III-10 - Zona erosa tratto S3 progressiva 2.500 circa



Fig. III-11 - Zona erosa tratto D6 progressiva 3.400 circa



Fig. III-12 - Zona difesa con pali in legno e scogliera, tipologia “A”, da completare con stesura di terra naturale; prima (foto superiore) e in corso di intervento. Progressiva 6.000 circa.



Fig. III-13 - Zona erosa intorno a progressiva 7.000



Fig. III-14 - Zona erosa intorno a progressiva 11.500



Fig. III-15 - Zona erosa intorno a progressiva 19.000

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- IV -**

**Traversa di Castel Giubileo**

RIPRISTINO EROSIONI IN ALVEO E PROTEZIONI SPONDALI  
IN PROSSIMITÀ DELLA TRAVERSA FLUVIALE

A cura di Maria Cristina Bramati – ENEL Green Power

## **IV.1 Introduzione**

L'impianto idroelettrico di Castel Giubileo, sul fiume Tevere, è formato da una traversa con quattro luci sbarrate da paratoie mobili e dalla centrale affiancata sul lato destro, la cui portata massima derivabile è di circa 240 m<sup>3</sup>/s.

L'impianto è stato costruito tra il 1948 e il 1951 dalla Società Idroelettrica Tevere, ed è entrato in regolare esercizio nel 1951.

La lunghezza dello sbarramento, misurata tra i fili interni delle due spalle e comprensiva degli spessori delle pile, è di 96 m. Il fabbricato centrale è in alveo, in corrispondenza della sponda destra e misura 56,00 x 30,00 m ca. Lo sbarramento presenta quattro luci di 20 m di ampiezza, regolate con paratoie piane a carrelli, ciascuna di esse formata dalla sovrapposizione di due elementi, per un'altezza di ritenuta di 9,0 m; lo scarico può avvenire sia dal fondo, rialzando tutto il complesso, sia a stramazzo, abbassando l'elemento superiore.

Le strutture dello sbarramento sono in calcestruzzo rivestite in bolognini di granito. Le pile costituiscono gli appoggi per un ponte stradale con impalcato della larghezza di 11 m.

La quota di massima ritenuta normale dello sbarramento è pari a 17,00 m s.l.m., e la quota di massimo invaso è di 20,02 m s.l.m. (come da relazione di collaudo e FCEM).



Fig. IV-1 - Traversa di Castel Giubileo vista da monte, a destra la centrale

La peculiarità dell'impianto di Castel Giubileo è quella di essere fondato sulle sabbie, che costituiscono il piano alluvionale del Tevere. Le fondazioni delle principali strutture poggiano su 24 cassoni pneumatici, di cui 17 sono dello sbarramento e 7 della centrale. La disposizione dei cassoni del taglione di monte e di quello di valle (i primi posti immediatamente a monte di quelli di pila, mentre i secondi posti tra una pila e l'altra), consente di svincolare i diversi elementi ed assegnare ad ognuno una profondità diversa, in base alla funzione cui devono assolvere (prevalentemente idraulica e/o statica).

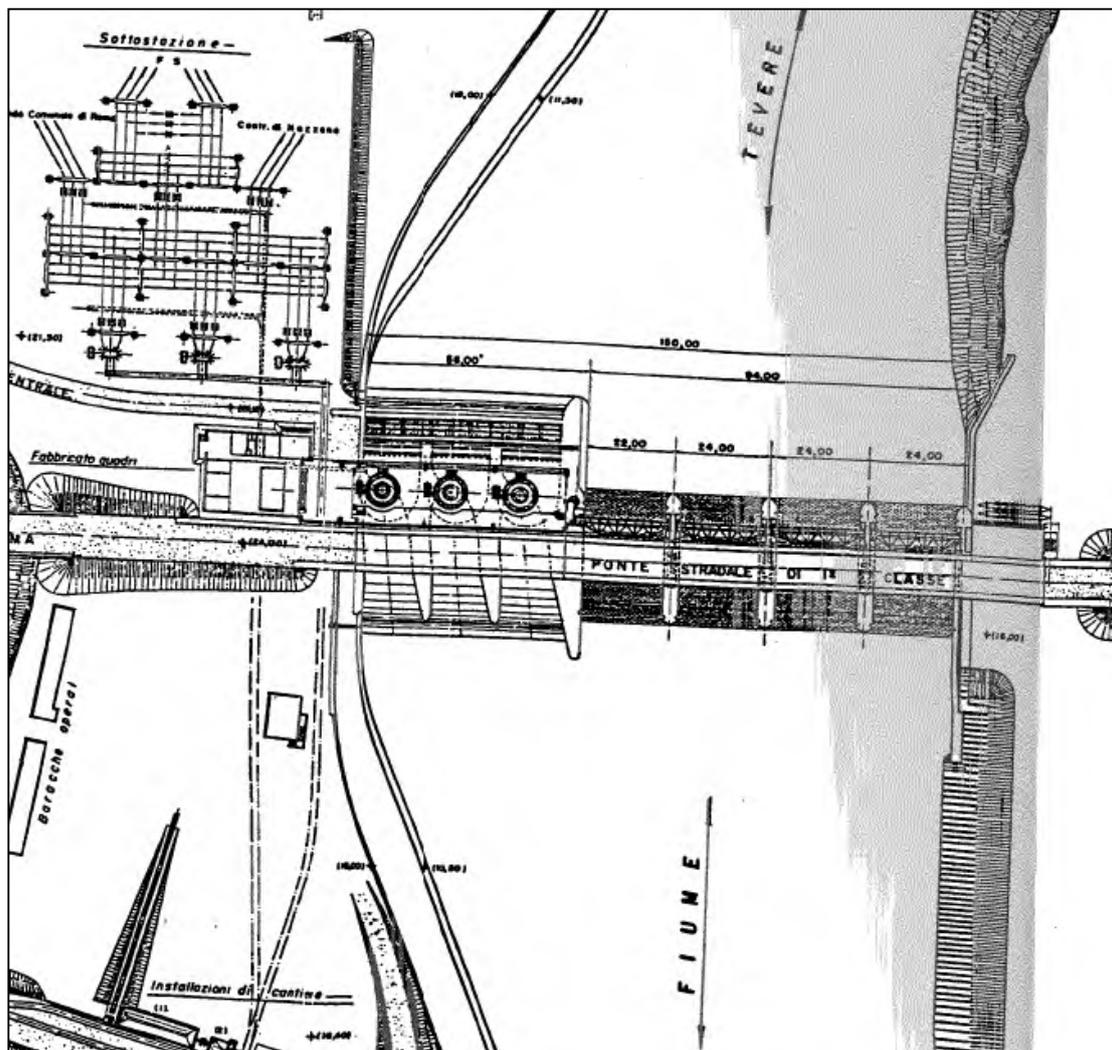


Fig. IV-2- Traversa di Castel Giubileo – Planimetria – Allegato A2 al FCEM

La lunghezza totale delle pile, soglia inclusa, era stata prevista pari a 29 m nel progetto esecutivo, quando si pensava che la fondazione sarebbe stata incassata di almeno 1 m nelle argille compatte riscontrate con i sondaggi preliminari, per mantenere il carico trasferito al terreno entro i  $4,5 \text{ kg/cm}^2$ , mentre è stata poi portata a 33,75 m in fase realizzativa, quando si accertò che i cassoni avrebbero poggiato sulla sabbia fine invece che sull'argilla.

In tali condizioni (terreni granulari) ed in conseguenza della differenza di carico idraulico che si crea tra monte e valle della traversa, si stabilisce al di sotto di essa un moto di filtrazione.

## IV.2 Rilievi in alveo e primo intervento

Nel corso degli anni si è riscontrato un abbassamento della quota di fondo alveo del fiume Tevere nelle vicinanze dello sbarramento, dovuta all'impeto della corrente in transito attraverso le luci dello sbarramento, soprattutto durante gli eventi di piena. Tale abbassamento viene monitorato mediante l'esecuzione di rilievi batimetrici periodici.

Negli anni '90 venne così accertata la formazione in alveo di alcune depressioni profonde qualche metro, localizzate a valle dello sbarramento. Furono allora aggiornate le verifiche a

sifonamento della traversa, utilizzando la rete di filtrazione sviluppata al tempo del progetto dall'ing. Canali, mediante un modello fisico. Il coefficiente di sicurezza risultò elevato.

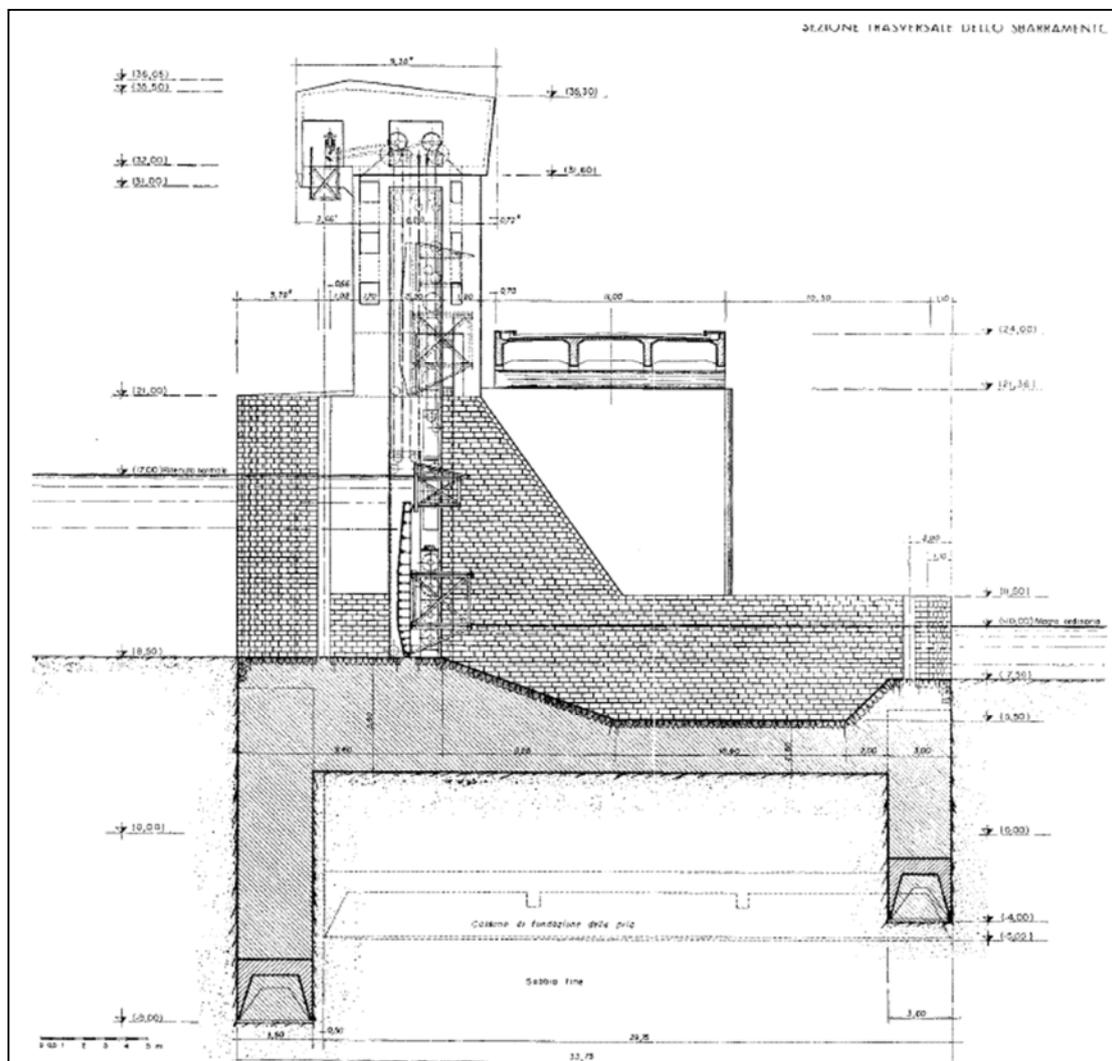


Fig. IV-3 - Traversa di Castel Giubileo – Sezione trasversale dello sbarramento – Allegato 3 agli Atti di Collaudo

Nonostante ciò, visto il progressivo approfondimento delle erosioni in alveo, nel 2001 fu eseguito un intervento di parziale riempimento delle erosioni in alveo più marcate, con massi lapidei ciclopici delle dimensioni medie di ca. 1,5 m<sup>3</sup> ciascuno.

Al fine di acquisire le conoscenze necessarie ad una più dettagliata caratterizzazione geotecnica dei terreni di imposta delle fondazioni, nonché informazioni circa i reali valori delle sottopressioni al di sotto della traversa, tra il settembre e il dicembre 2002 furono eseguite delle indagini geognostiche. In particolare, furono eseguiti dei sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, esecuzione di prove di permeabilità in sito (Lefranc), prove SPT e posa di piezometri a corda vibrante.

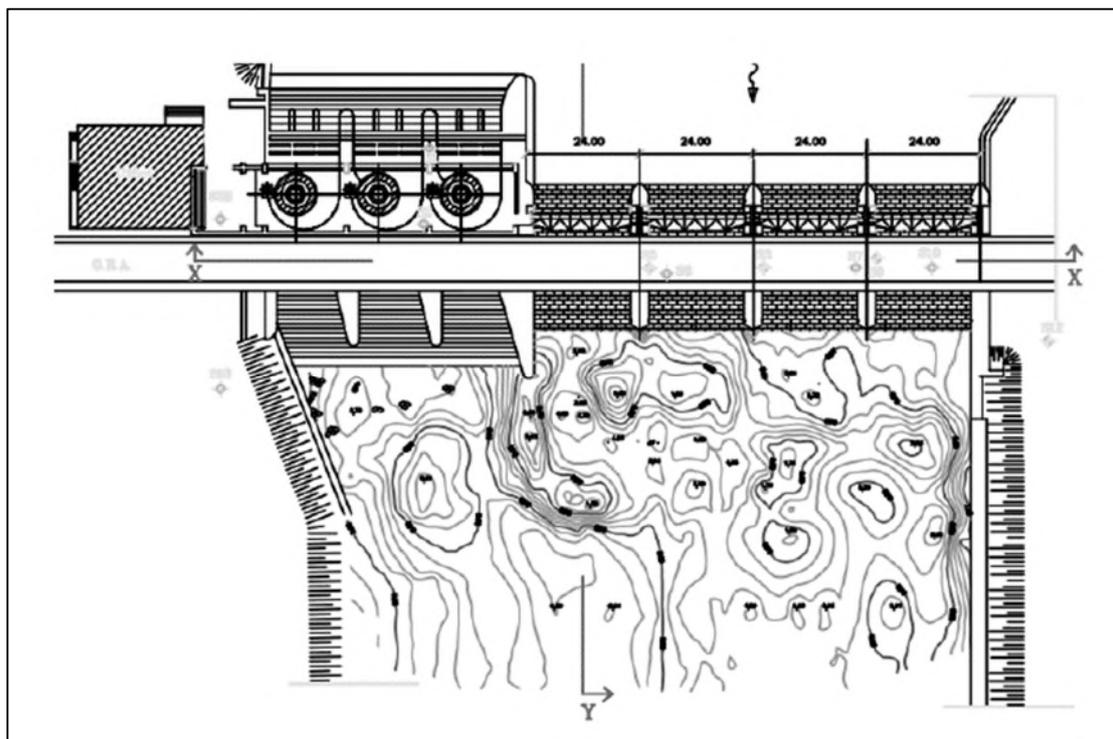


Fig. IV-4 – Batimetria a valle dello sbarramento del 18/01/2001, prima dell'intervento di riempimento in alveo

Nel corso degli anni, i periodici rilievi batimetrici in alveo hanno permesso di riscontrare un abbassamento della quota di fondo del fiume Tevere in prossimità dello sbarramento, con accentuati approfondimenti rilevati a seguito di importanti eventi di piena. In seguito all'intervento di colmataura in alveo, sono stati effettuati rilievi batimetrici rispettivamente nel 2007, 2010, 2014 e 2017, che mostrano un'evoluzione del fenomeno erosivo, sia in termini di estensione che di approfondimento, con formazione di buche profonde fino a 5-6 m rispetto alle quote originarie del fondo alveo.

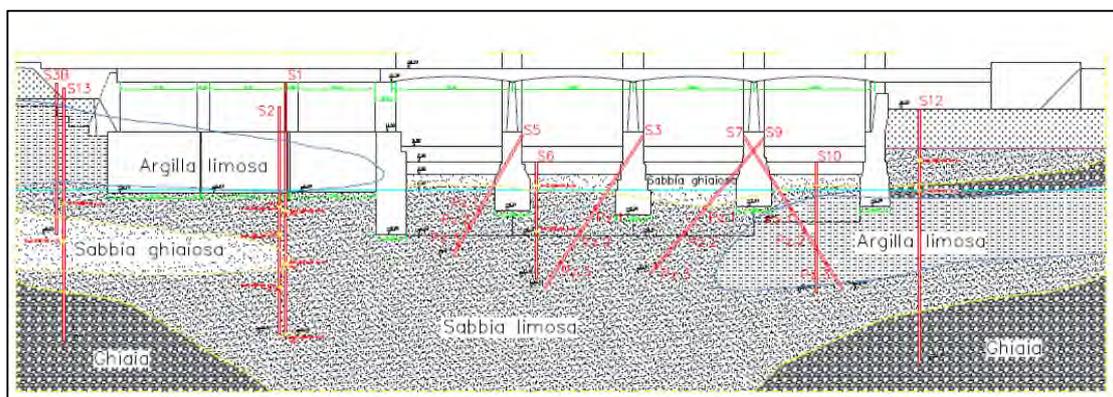


Fig. IV-5 – Sezione longitudinale dello sbarramento con stratigrafia dei terreni di fondazione ed ubicazione dei sondaggi, in seguito attrezzati con piezometri

Immediatamente a monte della traversa, tra le luci di scarico n.1 e n.2, si è riscontrata un'area in erosione, con quota di fondo alveo assestata a circa 4-5 m al di sotto di quella assunta post-

costruzione. Inoltre, sono state rilevate erosioni localizzate della platea di dissipazione a valle degli scarichi della centrale e danneggiamenti del pennello diffusore ubicato tra gli scarichi della centrale e quelli delle luci dello sbarramento protette da paratoie.

Stante la situazione sopra descritta, è stato sviluppato un progetto di intervento per consolidare l'alveo a valle diga e, parallelamente, è stata data disposizione interna per modificare l'ordine di priorità delle manovre delle paratoie in fase di piena, che fino ad allora aveva previsto la paratoia n.1 come la prima ad essere movimentata. In particolare, il nuovo ordine di manovra doveva diventare: 4, 3, 2, 1.

È bene sottolineare comunque che, sulla base delle più recenti informazioni acquisite circa l'andamento delle sottopressioni al di sotto della traversa, le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione e le quote del fondo dell'alveo fluviale a monte e valle, è stato sviluppato un modello numerico bidimensionale per determinare la rete di filtrazione al di sotto dello sbarramento ed aggiornare la verifica a sifonamento. La traversa risulta verificata, con coefficienti di sicurezza ben al di sopra dei minimi normativi.

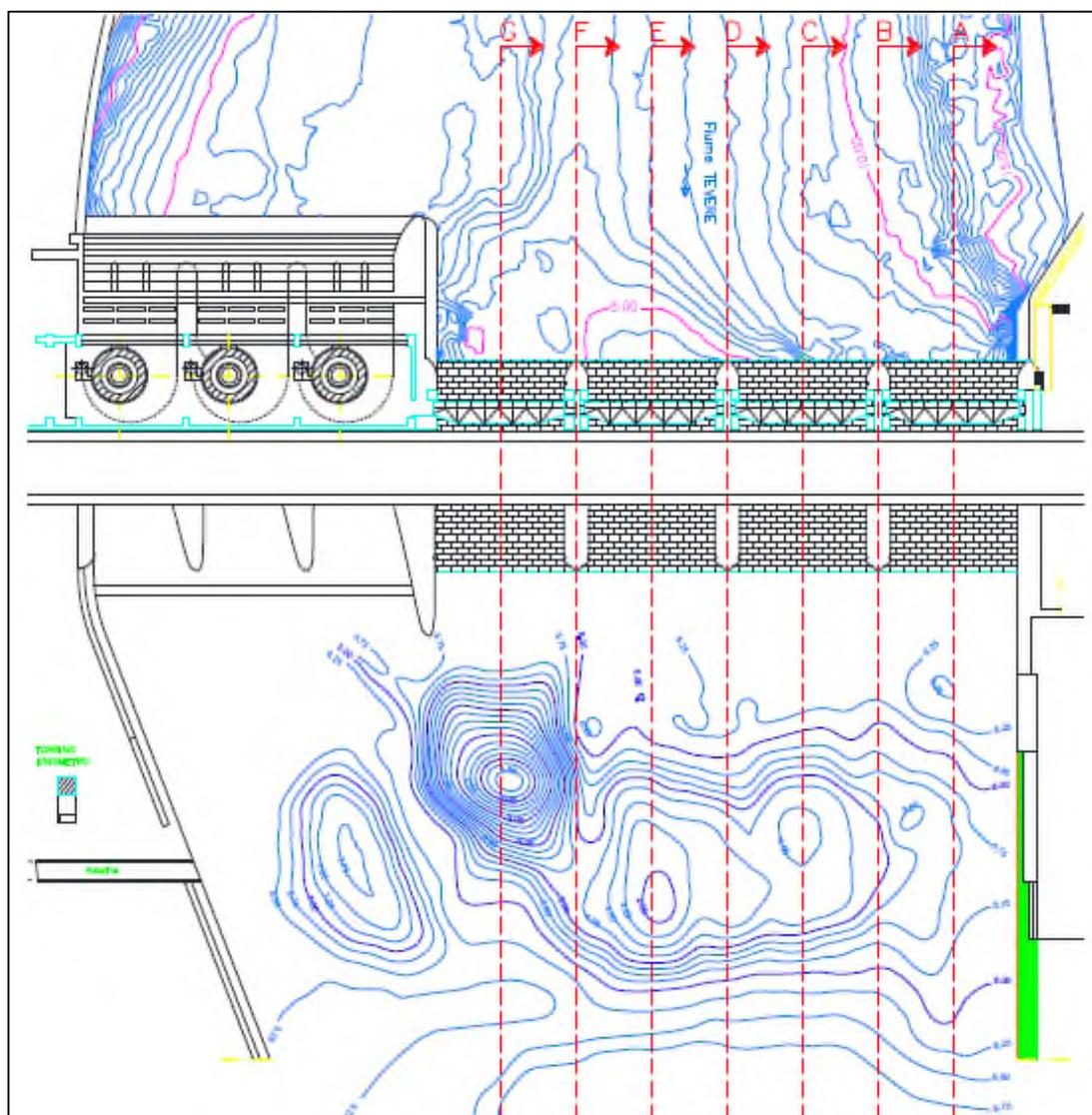


Fig. IV-6 – Batimetrie del 2014 (monte) e del 2017 (valle)

L'intervento in progetto, sviluppato internamente a Enel Green Power da Ing. M. Sbarigia e Geom. F. Ferrazzi, consisteva nello stabilizzare l'alveo fluviale a valle mediante posa di materiale di grossa pezzatura (3-6 t) e ad elevato mutuo incastro (tetrapodi), in grado di resistere alla forza della corrente, nelle aree soggette ad erosione e con le quote più basse, riportando i livelli a valori prossimi a quelli progettuali e proteggendo così le opere a monte.

La zona in maggiore erosione risultava ubicata a valle delle luci di sbarramento n. 1 e n. 2 e dello scarico del gruppo 3 della centrale idroelettrica.

L'intervento progettato prevedeva una regolarizzazione del fondo alveo con pietrame di pezzatura mista di media dimensione, e la successiva posa di geotessile non tessuto accoppiato con rete elettrosaldata. Il riempimento soprastante sarebbe stato poi effettuato con tetrapodi prefabbricati in calcestruzzo armato di dimensione di circa 3-4 m<sup>3</sup> ciascuno, ossia con dimensione massima in pianta superiore ai 2,5 m, da utilizzarsi in doppio strato per la parte più profonda, mentre nelle restanti aree sarebbero stati varati massi naturali del peso di 3-6 t circa ciascuno.

Il posizionamento in alveo dei citati materiali doveva avvenire mediante natanti appositi.

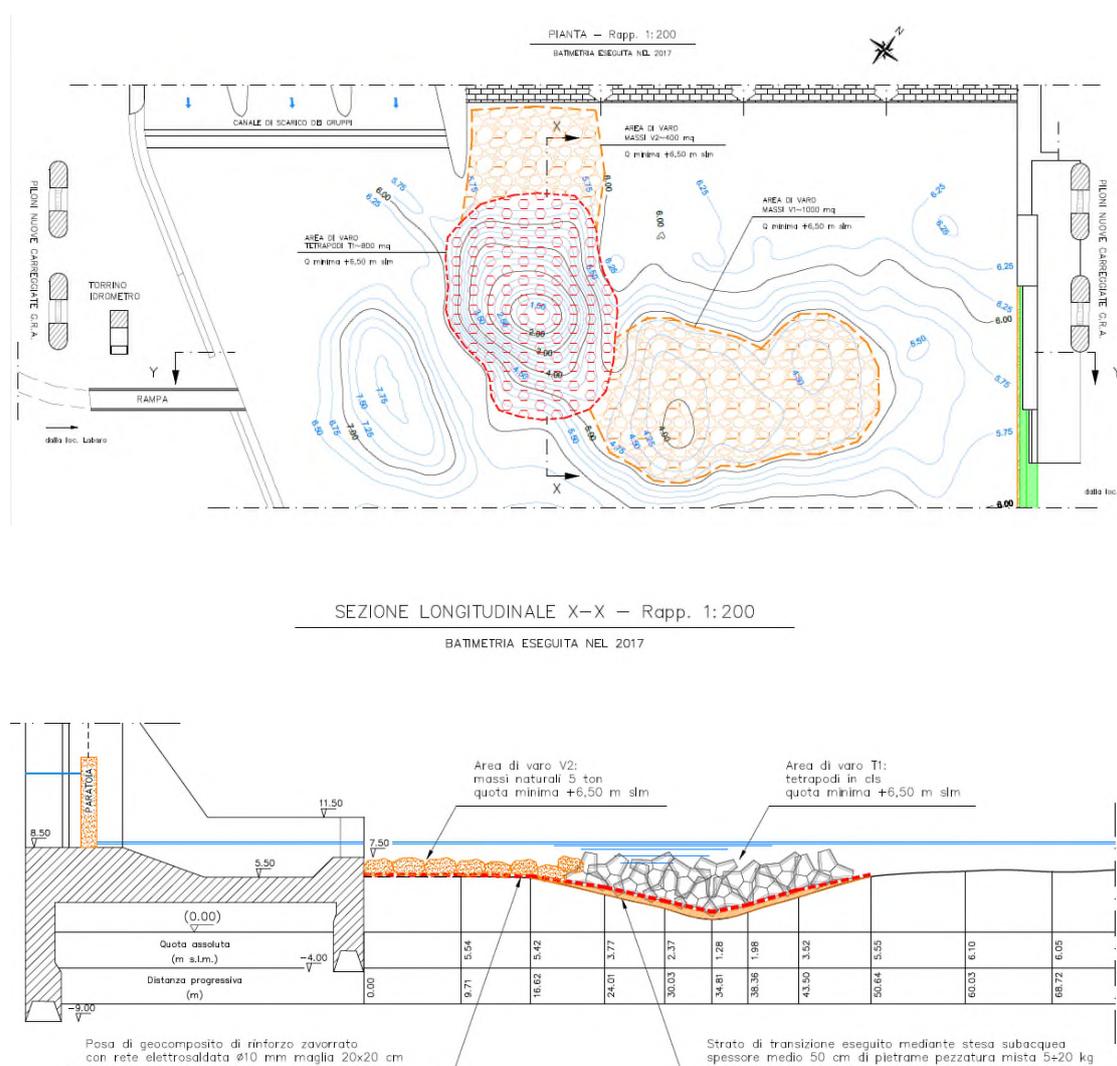


Fig. IV-7 – Progetto iniziale per gara d'appalto – alveo di valle

Era previsto anche il rifacimento delle protezioni spondali subito a valle della traversa, che si presentavano degradate.

A monte dello sbarramento era previsto un analogo riempimento della zona dell'alveo fluviale ubicata tra la luce di scarico n.1 e la n.2, mediante pietrame di grossa pezzatura (3-6 t). Le modalità esecutive ed i controlli da effettuare sarebbero stati i medesimi di quelli per il consolidamento a valle.

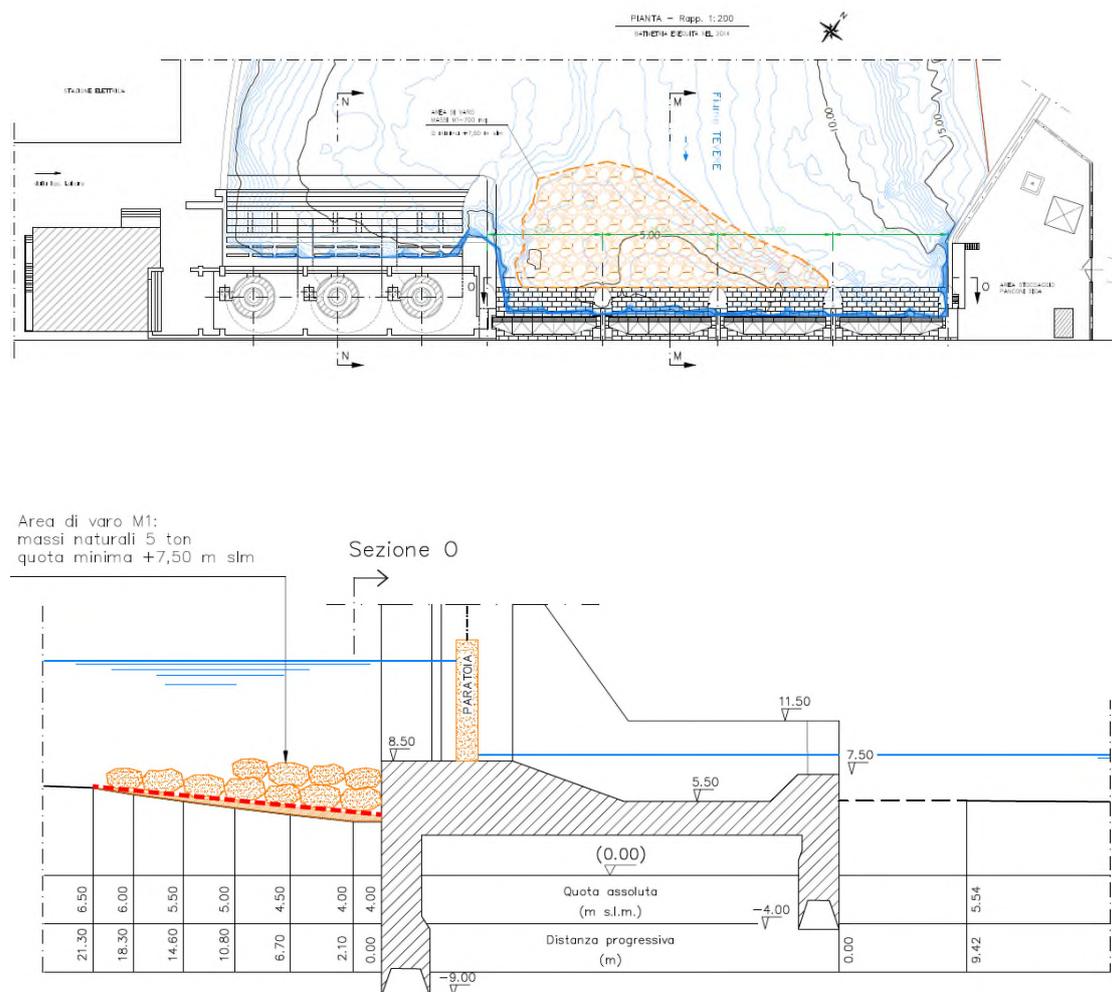


Fig. IV-8 – Progetto per gara d'appalto – riempimenti a monte dello sbarramento

Infine, a valle degli scarichi della Centrale, era previsto il rifacimento di una parte della platea di dissipazione che risultava erosa dalla corrente, mediante getto subacqueo di calcestruzzo anche ad intasare il pietrame dell'area di intervento in alveo, ubicata a cavallo tra lo scarico n.1 e n.2 della Centrale, e la riparazione del pennello diffusore posto tra lo scarico della centrale e lo sbarramento mediante demolizione delle porzioni di calcestruzzo danneggiate, ancoraggio di rete metallica elettrosaldata e getto di betoncino speciale.

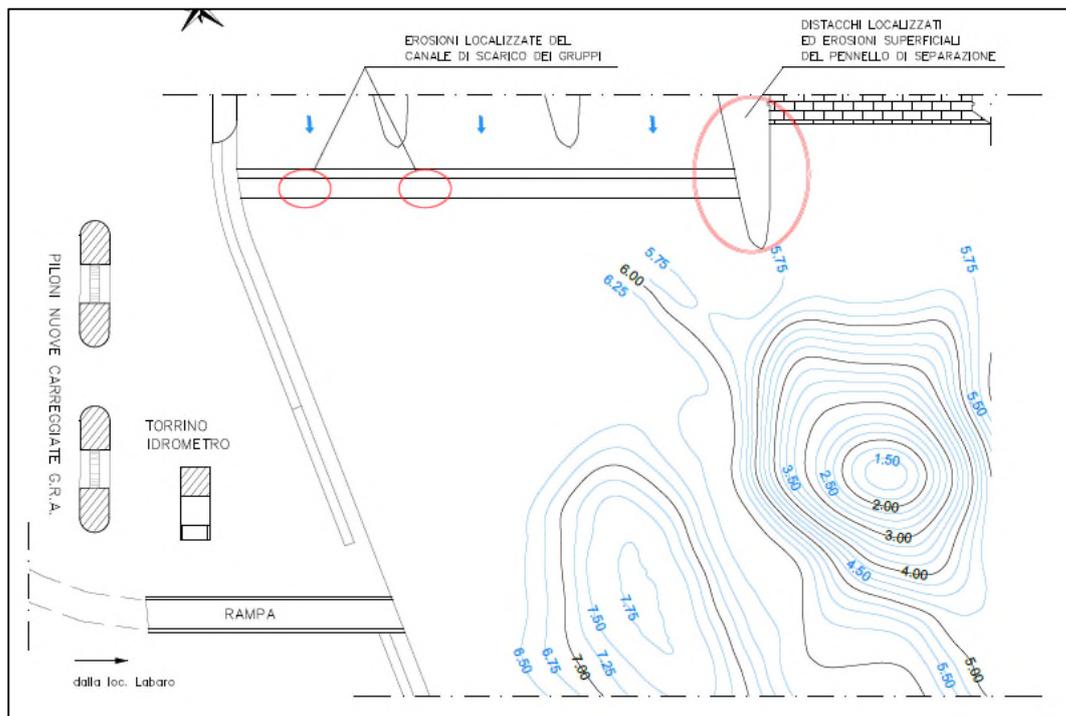


Fig. IV-9 – Zone di intervento per le riparazioni subacquee a valle dello sbarramento

### **IV.3 L'intervento di colmatare erosioni del 2021-2022**

Una volta aggiudicato l'appalto, prima dell'inizio dei lavori nella primavera 2021, è stato eseguito un rilievo batimetrico per conferma delle posizioni e dimensioni delle buche, nonché delle quantità di pietrame e tetrapodi in calcestruzzo stimate in progetto. Il nuovo rilievo ha tuttavia mostrato una modifica importante sia nella posizione delle erosioni e sia nella loro profondità ed estensione: la sola variazione dell'ordine delle movimentazioni degli scarichi in fase di piena aveva prodotto come risultato uno spostamento della zona di maggiore erosione a cavallo tra la luce 2 e la 3, ed una diminuzione della profondità massima raggiunta, a fronte di un incremento nell'estensione della buca. In altre parole, la zona di escavazione si era distribuita maggiormente.

Anche a monte della diga la nuova batimetria ha riscontrato una leggera modifica nell'estensione dell'area in erosione.

Il progetto è stato modificato riposizionando le zone di colmatare ed aumentando le quantità di pietrame previste.

I lavori nell'alveo a valle della traversa ed il rifacimento della protezione spondale in sinistra sono stati eseguiti tra maggio ed ottobre del 2021. Nel periodo di elevata idraulicità, tra novembre ed aprile, le attività in alveo sono state sospese. Il riempimento a monte della traversa è stato eseguito tra maggio e settembre del 2022. A seguire era previsto l'inizio degli interventi di risanamento delle opere civili in alveo a valle.

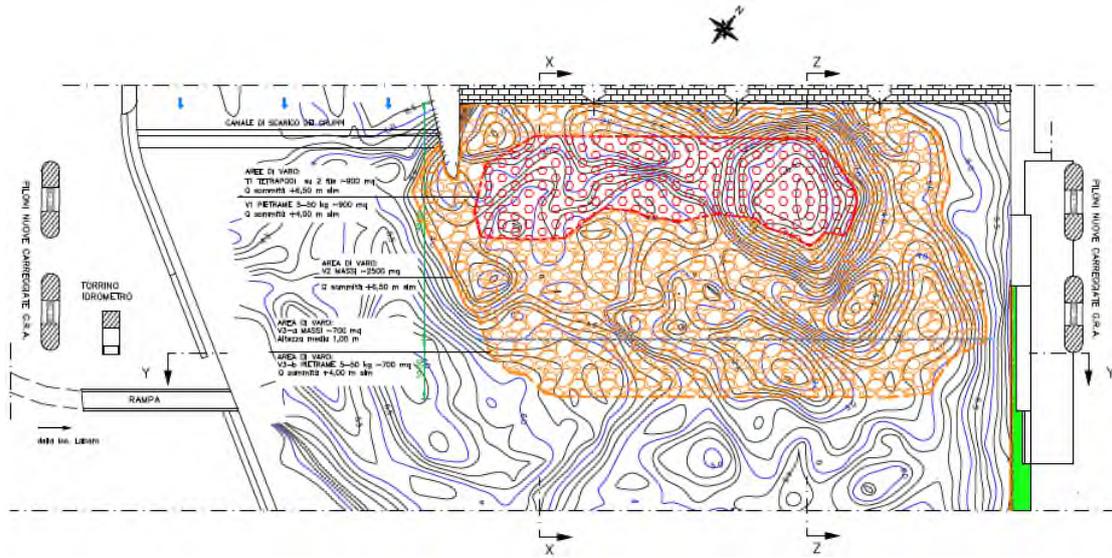


Fig. IV-10 Consolidamento alveo fluviale, progetto esecutivo - Pianta

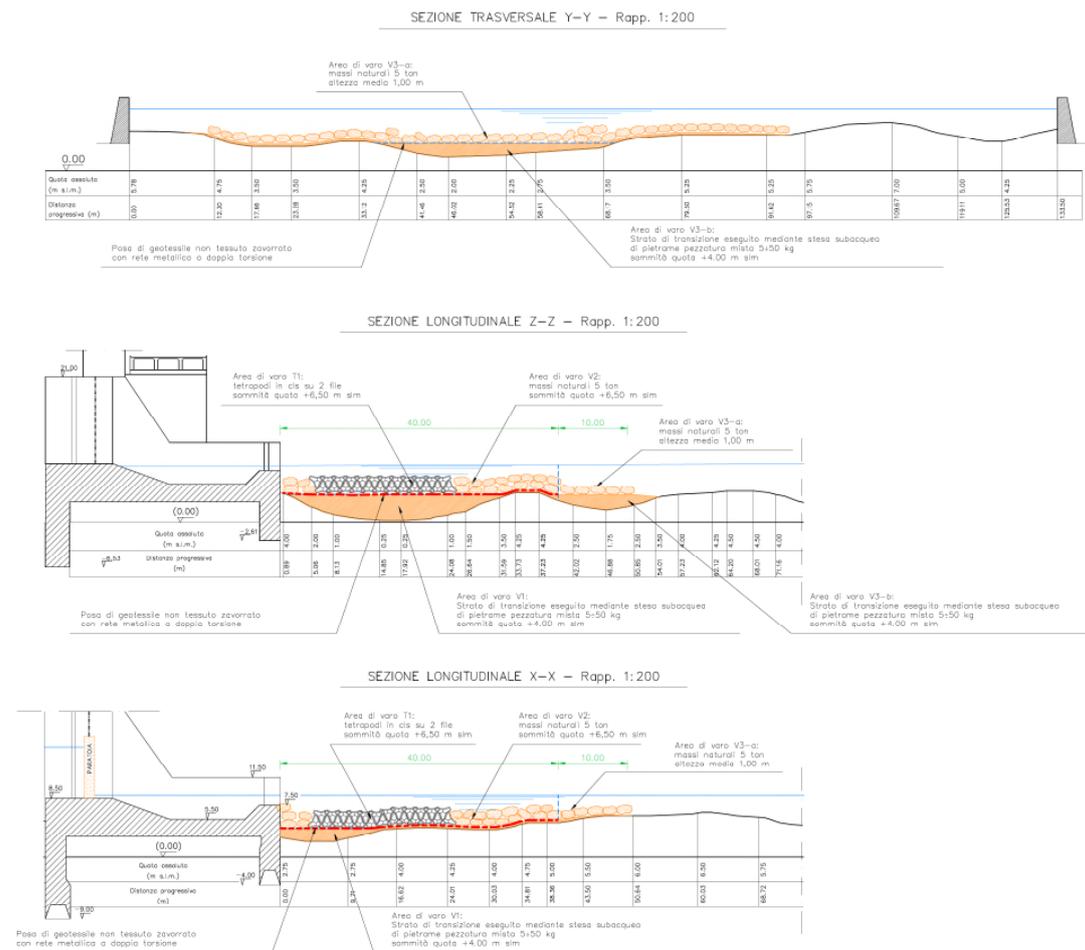


Fig. IV-11 Consolidamento alveo fluviale, progetto esecutivo - Sezioni



Fig. IV-12 – Posizionamento dei massi da pontone galleggiante



Fig. IV-13 – Tetrapodi in calcestruzzo fabbricati in cantiere ed utilizzati per la stabilizzazione del riempimento



Fig. IV-14 – Rifacimento della protezione spondale a valle diga mediante scogliera

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- V -**

## **Traversa di Guillemore**

REALIZZAZIONE DI UN TAGLIONE A MONTE DELLA TRAVERSA  
PER RISOLVERE PROBLEMI DI SIFONAMENTO

A cura di Morena Colli ed Elena Campagnolo - CVA

## V.1 Introduzione

La traversa di Guillemore, che alimenta la centrale idroelettrica di Pont Saint Martin, attualmente gestita da C.V.A. S.p.a., è situata nel Comune d'Issime, nella Regione Valle d'Aosta, ed intercetta le acque provenienti dal torrente Lys.

Il torrente Lys nasce dall'omonimo ghiacciaio situato nel massiccio del Monte Rosa, nel comune di Gressoney-La-Trinité, e viene intercettato dallo sbarramento circa 38 km più a valle.

Il bacino imbrifero sotteso dalla traversa, orientato verso Sud, ha un'estensione di circa 205 km<sup>2</sup>, di cui 15,42 km<sup>2</sup> sono coperti da ghiacciai.

La traversa di Guillemore si colloca al margine inferiore della piana alluvionale d'Issime, nella media valle di Gressoney, a meno di 150 m dalla stretta gola dell'orrido di Guillemore e crea un bacino d'invaso con capacità pari a 101.000 m<sup>3</sup>.

Le portate derivate vengono convogliate in un canale a pelo libero che si sviluppa quasi interamente in galleria, raccogliendo, lungo il suo percorso, anche le acque derivate dalle prese secondarie sui torrenti Pacoulla, Bouro, Giassit e sui rii Verouy e Rechantez, e sfocia alla vasca di carico sita in Loc. La Grangia, a quota 890 m circa s.l.m., nel comune di Pont Saint Martin.

Dalla vasca di carico, con volume d'invaso 11.000,00 m<sup>3</sup>, si dipartono tre condotte forzate che alimentano, presso la centrale di Pont Saint Martin, tre gruppi ad asse orizzontale, in grado di fornire una potenza di 45 MW.

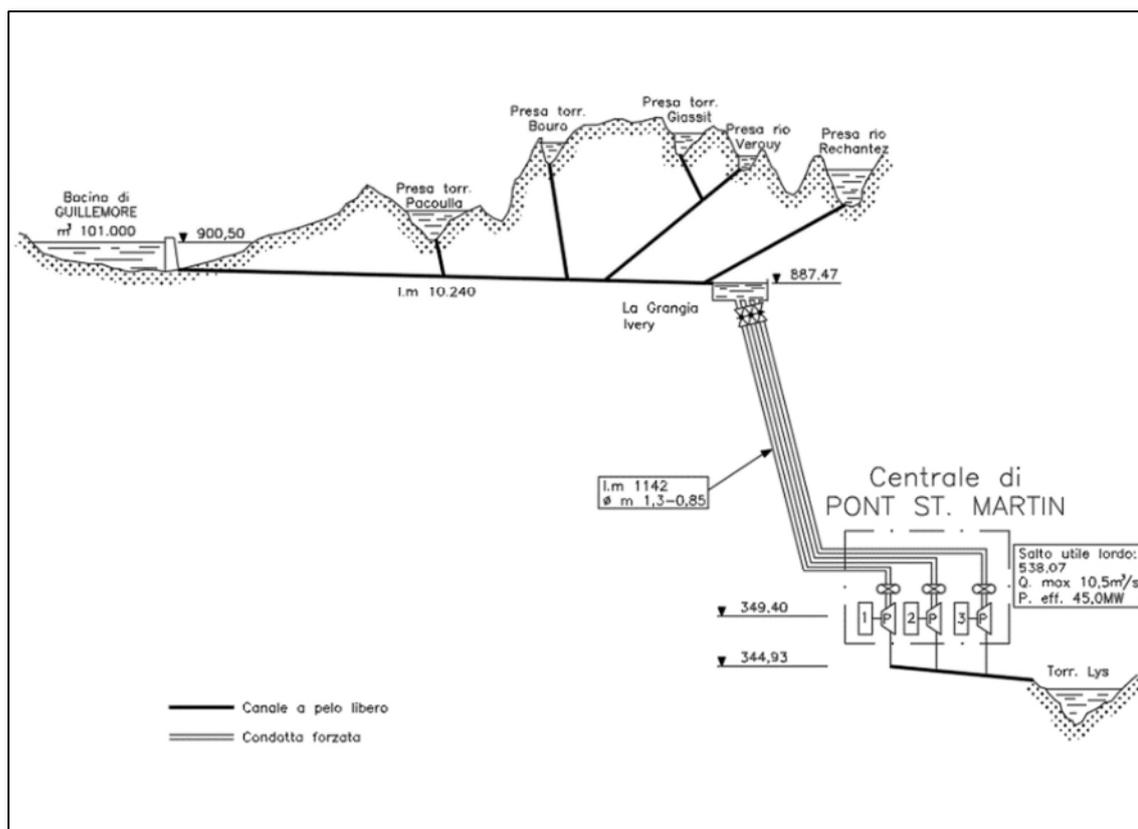


Fig. V-1 - Schema dell'Impianto idroelettrico di Pont Saint Martin

L'impianto fu costruito durante la prima guerra mondiale ed è entrato in servizio il 1 agosto del 1920.

## **V.2 Traversa di Guillemore**

La traversa è costituita da una soglia fissa dalla quale spiccano, in sinistra orografica, sei pile sagomate a profilo triangolare che sorreggono cinque paratoie piane a scorrimento verticale, ciascuna delle dimensioni di 7,00 m di larghezza per 4,00 m d'altezza, con ciglio superiore posto a quota 900,53 m s.l.m.

In corrispondenza della sommità delle pile, a quota 907,16 m s.l.m., è posta una struttura metallica a traliccio che sostiene gli organi di manovra delle paratoie, controllabili sia manualmente che elettricamente sul posto e da remoto.

In destra orografica la traversa prosegue con una soglia sfiorante della lunghezza complessiva di 22,00 m, con ciglio a quota 900,50 m s.l.m. Lo sfioratore è interrotto nella parte centrale da due pile che delimitano una luce sghiaiatrice e sorreggono il camminamento dove sono posti gli organi di manovra della relativa paratoia.

La quota di questo camminamento, pari a 903,13 m s.l.m., è considerata nel vigente Disciplinare di esercizio, emesso dalla Regione Valle d'Aosta, come quota di coronamento dello sbarramento.



Fig. V-2 - Traversa di Guillemore

L'opera di presa dell'impianto si trova in sponda sinistra ed è costituita da cinque luci di presa chiuse da paratoie manovrabili sia manualmente che elettricamente sul posto e da remoto. Dalle bocche di presa l'acqua defluisce in un bacino di calma, dal quale sfiora poi nel canale derivatore dell'impianto.

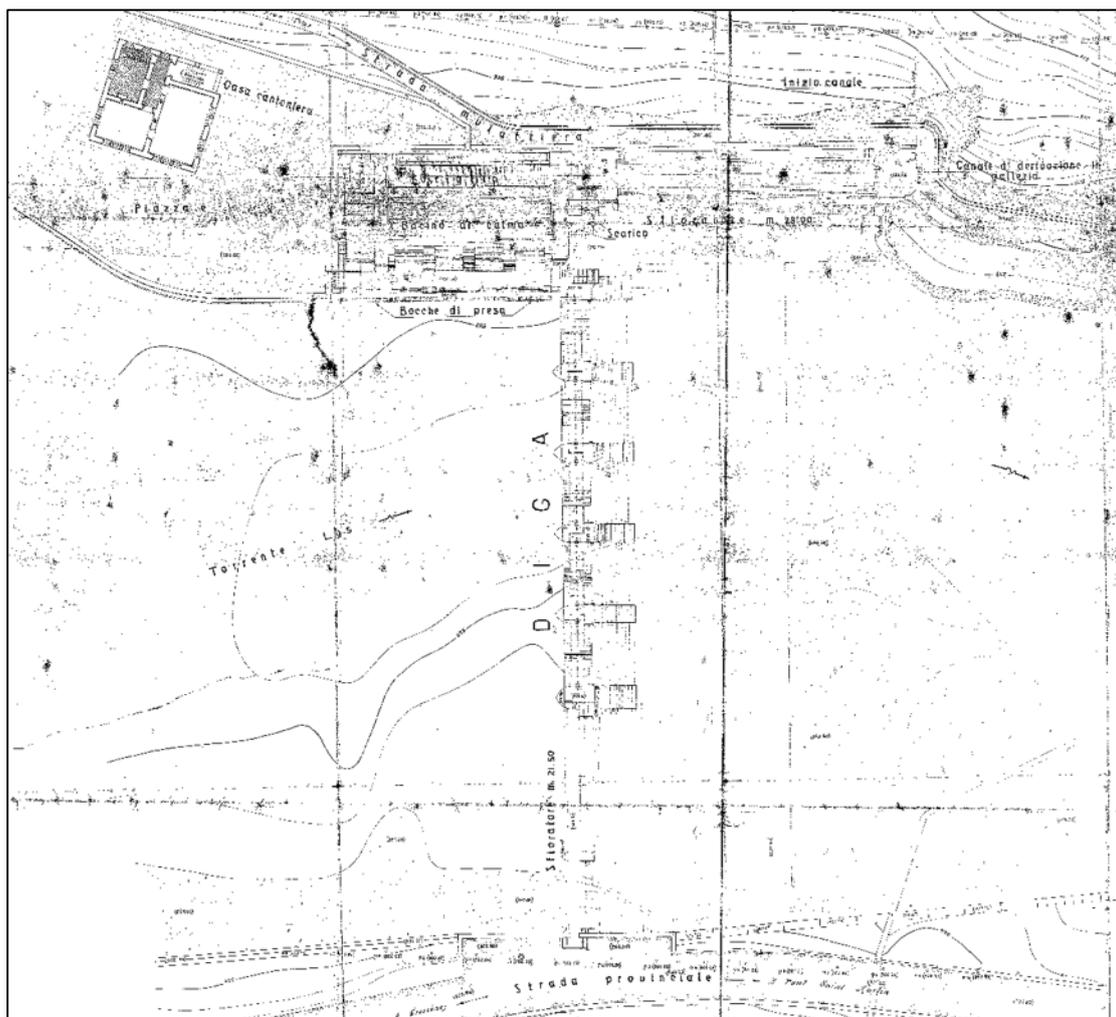


Fig. V-3 - Planimetria Traversa di Guillemore

***V.2.1 Dati Caratteristici dello Sbarramento in base al Disciplinare per l'Esercizio e la Manutenzione***

- Altezza della Diga 10,07 m
- Altezza di massima ritenuta 6,00 m
- Quota coronamento 903,10 m s.l.m.
- Franco 1,60 m
- Sviluppo del coronamento 70,60 m
- Volume della diga 8000 m<sup>3</sup>
- Grado di sismicità assunto nel progetto non sismico
- Classificazione ai sensi delle Disposizioni Attuative della LR 29/3/2010 n.3: classe 2 categoria A

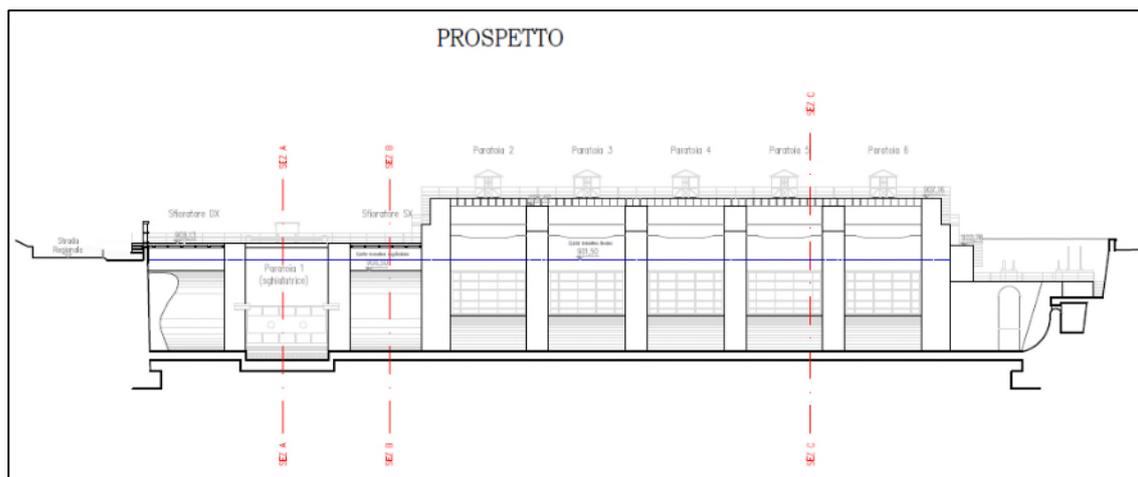


Fig. V-4 - Prospetto Traversa

### **V.3 Moti di filtrazione al di sotto della traversa e danni conseguenti**

La traversa di Guillemore è stata interessata dall'evento di piena di eccezionale intensità che, nell'ottobre del 2000, ha colpito l'Italia Nord Occidentale.

A seguito dell'evento alluvionale, lo sbarramento e le paratoie non hanno subito alcun danno, anche in conseguenza dell'apertura delle paratoie stesse, anticipata rispetto al culmine della piena, da parte del Gestore Valgen S.p.a.. È risultata, invece, danneggiata la platea a valle della traversa. Gli ammaloramenti rilevati sono consistiti essenzialmente nell'asportazione di un certo numero di "bolognini", costituenti lo strato di usura della platea.

Il Gestore Valgen S.p.a. ha provveduto ad appaltare i lavori di ripristino dell'opera, che sono stati effettuati tra novembre 2001 e maggio 2002 (il passaggio societario da Valgen a CVA S.p.a. è avvenuto nel 2001).

Dato che, nelle zone erose durante l'evento di piena, il conglomerato cementizio su cui erano intestati i "bolognini" scalzati appariva particolarmente degradato, il Gestore Valgen S.p.a. ha deciso di condurre, contestualmente ai lavori, una campagna d'indagini, consistente in n°12 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, allo scopo di verificare lo spessore della platea, valutare lo stato di degrado del calcestruzzo che la costituisce e definire la stratigrafia del terreno di fondazione su cui è stato costruito lo sbarramento.

I sondaggi meccanici sono stati realizzati nell'aprile 2002 lungo n°2 allineamenti siti a valle della traversa e paralleli all'opera (vedi Fig. V-5):

- Le perforazioni da S1 a S5 e da S7 a S10 sono state effettuate sull'unghia dello sbarramento, allo scopo di ispezionare lo stato della platea e la stratigrafia del terreno di fondazione;
- Le perforazioni S6, S11 e S12 sono state effettuate circa 10 m più a valle, allo scopo di individuare l'andamento del substrato roccioso che affiora in alveo e sulle sponde del sito.

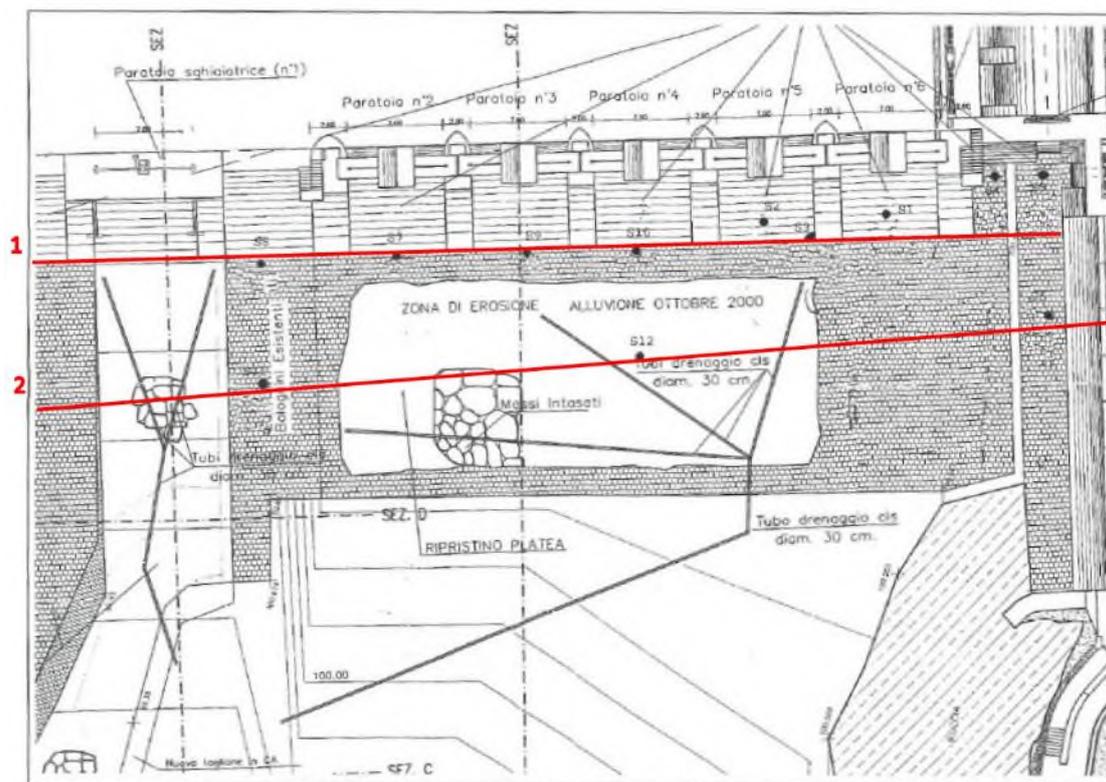


Fig. V-5 - Posizione Sondaggi - Campagna d'indagini aprile 2002

Sulla base di quanto è emerso dall'esame del materiale carotato, sono state ricostruite due sezioni stratigrafiche, ciascuna corrispondente ad un allineamento, e sono stati portati alla luce i seguenti elementi:

- Lo spessore della platea, in origine dell'ordine di 2,00 m / 2,50 m, non risultava più omogeneo e variava, lungo l'allineamento tracciato sull'unghia dello sbarramento (Sez. 1), da circa 50 cm, di fronte alla paratoia di scarico del bacino di calma, a 230 cm. Lungo l'allineamento più a valle (Sez. 2), lo spessore del getto in calcestruzzo variava analogamente da 200 cm circa, in destra orografica, a 40 cm circa, in sinistra orografica;
- Il calcestruzzo costituente l'opera evidenziava, per profondità superiori a 50-60 cm, un diffuso stato di degrado conseguente al dilavamento del legante cementizio, soprattutto in corrispondenza dei settori a valle delle paratoie centrali della traversa e dello scarico di fondo del bacino di calma in sinistra orografica. I carotaggi rivelavano, infatti, intercalati a livelli centimetrici dell'originario getto di fondazione, strati molto permeabili di ghiaia e ciottoli, derivati dall'originario conglomerato cementizio ormai privato in parte della malta;
- La formazione rocciosa affiorante in alveo e sulle sponde del sito, costituita da gneiss minuti ed eclogiti della zona Sesia-Lanzo, distribuiti in bancate massive e poco fratturate, risale dalla soglia rocciosa dell'orrido di Guillemore verso la zona d'imposta dello sbarramento per poi immergersi sotto la coltre detritico alluvionale, formando una sella a valle dell'opera e creando, quindi, una vasca naturale in alveo.
- La potenza della coltre detritica, costituente il terreno di fondazione dell'opera, variava lungo ciascun allineamento con profilo trasversale asimmetrico rispetto all'asse vallivo, e risultava maggiore in sponda destra (circa 6,00 m contro 2,50 m in sponda sinistra), evidenziando l'originaria impostazione dell'alveo. Lo spessore del deposito alluvionale risultava più ridotto di circa 0,5 m lungo l'allineamento di valle (Sez. 2), dove la quota del fondale roccioso risaliva.

In definitiva, i sondaggi realizzati hanno messo in luce un processo di degrado, innescatosi da decenni in corrispondenza del corpo centrale della traversa e nella zona in sponda sinistra, a valle del bacino di calma dell'opera di presa, consistente in un diffuso fenomeno d'infiltrazione dell'acqua, con graduale scalzamento del sottofondo e disgregazione dei livelli più profondi della platea di fondazione.

Negli anni precedenti erano già state condotte delle indagini volte ad individuare l'andamento dei moti di filtrazione che potenzialmente potevano coinvolgere la traversa di Guillemore, in quanto una porzione del muro perimetrale della casa di guardia, in sinistra orografica, aveva subito un cedimento differenziale ed era stata rilevata una venuta d'acqua, di cui si voleva studiare l'origine, che emergeva dalla platea dello sbarramento, nella porzione antistante lo scarico di fondo del bacino di calma in sponda sinistra.

Erano, in particolare, state effettuate, nella primavera del 2001, una prospezione geofisica con l'utilizzo del metodo geoelettrico della misura dei potenziali spontanei ed una campagna speditiva di misure di conducibilità elettrica e di temperatura delle acque sorgive e di deflusso.

A seguito di questi approfondimenti la venuta d'acqua emergente dalla platea era stata identificata come legata al reticolo idrografico di drenaggio del versante in sponda sinistra, analogamente ad altre risorgive note emergenti in prossimità del bacino, sempre in sinistra orografica. In base alle prove effettuate era stato individuato un flusso idrico sotterraneo che, provenendo dal versante, andava a permeare il terrapieno, costituito da materiale di riporto, su cui è fondata la casa di guardia, a monte della traversa. Tale flusso idrico, controbilanciato dalla spinta idraulica delle acque invase nel bacino, trovava sfogo, secondo l'ipotesi avanzata, a valle della traversa, filtrando sotto il piazzale della casa di guardia e sotto l'opera di presa dell'impianto, che si supponeva fondata sul detrito alluvionale (vedi Fig. V-6).

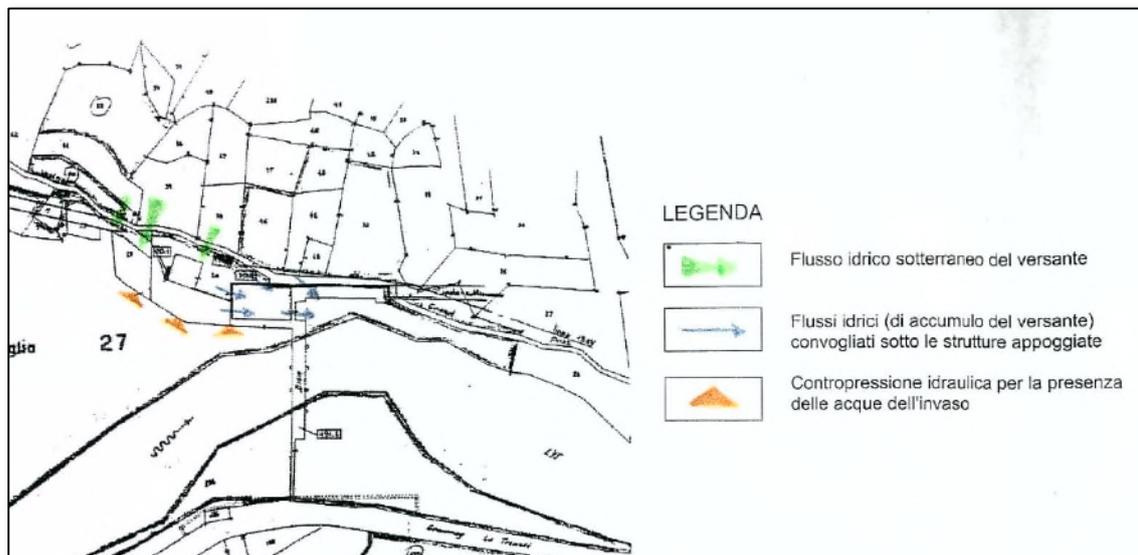


Fig. V-6 - Flussi idrici già individuati in prossimità dello sbarramento

Le prove effettuate indicavano altresì che le portate invase nel bacino di Guillemore andavano ad alimentare, attraverso il muro di sostegno del terrapieno su cui sorge la casa di guardia, che delimita il bacino in sponda sinistra, il reticolo idrografico delle acque di drenaggio del versante, contribuendo ai moti di filtrazione al di sotto dell'opera di presa.

Lo sbarramento in sé sembrava, però, esente dai problemi di sifonamento rilevati in sponda sinistra e veniva supposto incassato nella formazione rocciosa affiorante in destra orografica.

Era, perciò, stato effettuato, sempre nel 2001, un primo intervento finalizzato a creare uno schermo di iniezioni, con funzione d'impermeabilizzazione, a tergo del muro di sostegno del piazzale della casa di guardia, per interrompere la filtrazione dell'acqua invasata nel bacino attraverso il terrapieno e l'immissione di queste ulteriori venute nella circolazione sotterranea in sponda sinistra.

I sondaggi realizzati nell'aprile 2002 nella platea della traversa di Guillemore hanno, invece, messo in luce che esisteva anche una circolazione sotterranea da monte a valle dello sbarramento, prodotta dalle acque del torrente Lys e hanno evidenziato un fenomeno di degrado in atto, che avrebbe potuto innescare nel tempo cedimenti differenziali nella struttura.

#### **V.4 Realizzazione di un taglione a monte della traversa e iniezioni di consolidamento della platea**

Per risolvere i problemi di sifonamento della traversa di Guillemore è stato studiato un intervento diviso in due diversi lotti di lavori.

Il primo lotto, finalizzato ad arrestare il sifonamento al di sotto della traversa, prevedeva la costruzione di un taglione in cemento armato a monte dello sbarramento e di un taglione più piccolo a valle, in corrispondenza dello scivolo della paratoia sghiaiatrice.

Il secondo lotto di lavori, che aveva la finalità di consolidare il substrato di fondazione ed intasare i vuoti creatisi a seguito dei moti di filtrazione al di sotto della platea e delle opere in sponda sinistra, consisteva, invece, in una campagna d'iniezioni di miscele principalmente a base cementizia.

I lavori si sono sviluppati su due annate successive, nella stagione primaverile, prima dell'arrivo della morbida:

- durante il primo anno sono state costruite le opere provvisorie funzionali ad esercire l'impianto per parte del periodo di intervento, sono stati costruiti i taglioni ed è stato effettuato un primo ciclo di iniezioni di consolidamento;
- durante il secondo anno sono state completate le iniezioni di consolidamento.

##### **V.4.1 Prima stagione**

Durante il primo anno di lavori sono stati portati a termine tutti gli interventi del primo lotto e, in particolare, è stato costruito il taglione in conglomerato cementizio armato a monte dello sbarramento.

Il taglione realizzato si snoda principalmente lungo due lati, uno parallelo allo sbarramento, l'altro parallelo al muro in cui si aprono le bocche di presa.

Il setto è stato costruito ad una distanza di 7,00 m dalle strutture della traversa fluviale e dell'opera di presa di Guillemore, allo scopo di permettere l'esecuzione degli scavi in piena sicurezza ed evitare franamenti di materiale inerte che potessero interessare il substrato di fondazione dello sbarramento.

Il taglione si collega alle strutture della traversa e dell'opera di presa mediante una platea in conglomerato cementizio armato dello spessore di 0,80 m, è largo 1,50 m ed è profondo 6,70 m per gran parte del suo sviluppo. L'altezza del setto va digradando in destra orografica, dove lo stesso si immorsa nella roccia affiorante.

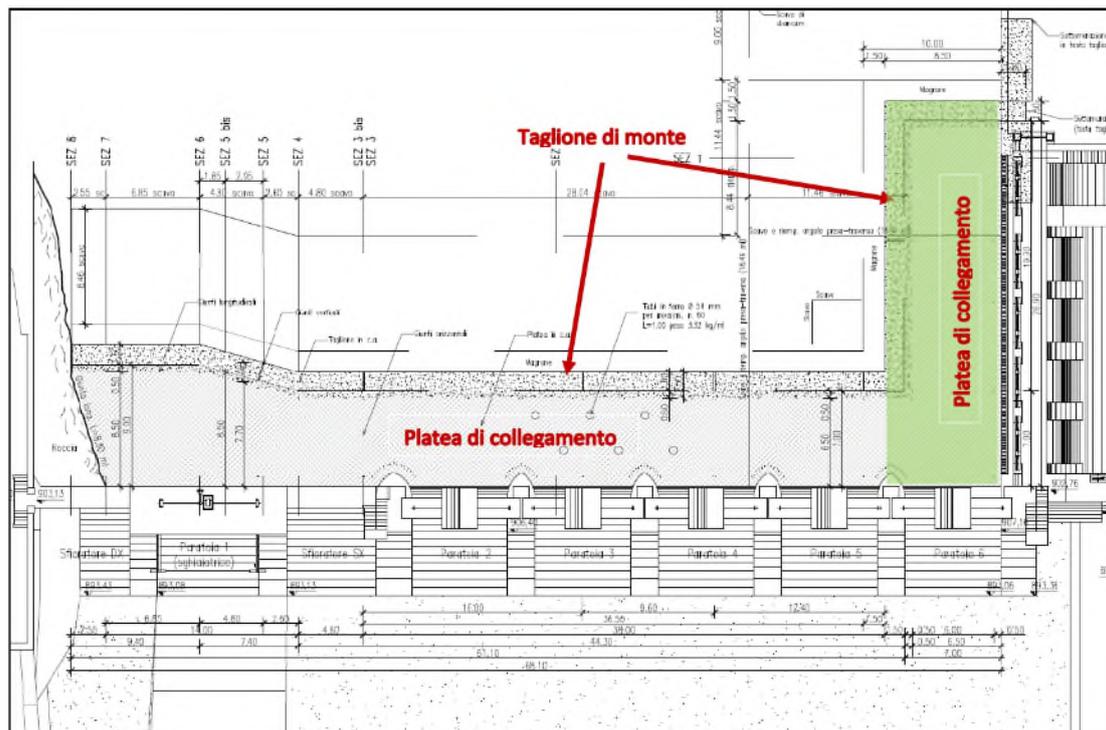


Fig. V-7 - Realizzazione taglione di monte – Planimetria

Lavorando con l'impianto in fuori servizio, è stata dapprima costruita la porzione di taglione antistante l'opera di presa, con la relativa platea di collegamento (porzione evidenziata in verde in Fig. V-7).



Fig. V-8 - Costruzione del taglione di monte - Porzione antistante le bocche di presa



Fig. V-9 - Costruzione platea di collegamento del taglione nel tratto antistante le bocche di presa

Poi è stato realizzato un canale di adduzione provvisorio allo scopo di deviare le acque del torrente Lys e quelle provenienti dal canale di scarico della centrale di Issime, a monte della traversa, e convogliarle verso l'opera di presa in sinistra orografica, per rimettere in funzione l'impianto durante i restanti lavori.

La derivazione provvisoria è stata realizzata, per gran parte del suo sviluppo, mediante la formazione di ture, ed è stata rivestita internamente con teli in PVC. La costruzione del tratto terminale del canale, antistante le bocche di presa, ha comportato la messa in opera di una sponda provvisoria in carpenteria metallica sulla testa del taglione di nuova realizzazione (Fig. V-10, Fig. V-11 e Fig. V-12).

L'opera è stata, quindi, completata con l'impianto in servizio, procedendo alla costruzione del tratto di taglione a tergo del corpo centrale della traversa e della paratoia sghiaiatrice in destra orografica.

Durante il periodo di fermo impianto, mentre si procedeva alla costruzione della porzione di taglione antistante l'opera di presa, sono stati effettuati anche una parte degli interventi compresi nel secondo lotto di lavori, volti al consolidamento del sottofondo della platea a valle della traversa e dell'opera di presa.



Fig. V-10 - Costruzione canale di adduzione provvisorio



Fig. V-11 - Costruzione canale di adduzione provvisorio



Fig. V-12 - Costruzione canale di adduzione provvisorio



Fig. V-13 - Scavi per la realizzazione del taglione; lungo la parte emergente della traversa si intravedono pali lignei di fondazione



Fig. V-14 - Tratto del taglio a tergo della paratoia sghiaiatrice in sinistra orografica, fondato su roccia



Fig. V-15 - Getti platea di collegamento del taglio alla traversa

Tali interventi richiedevano, per la loro buona riuscita, l'assenza di acqua invasata nel bacino.

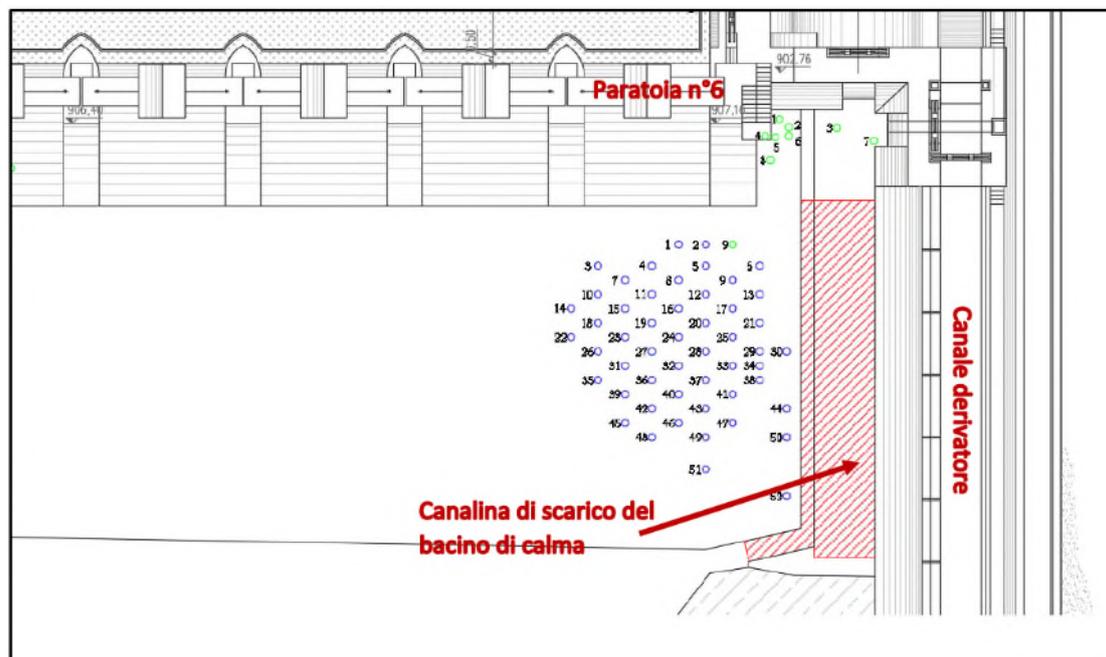


Fig. V-16 - Iniezioni effettuate sulla platea di valle della traversa, in sinistra orografica, durante il periodo di fuori servizio per la realizzazione del taglione

In particolare, sono stati iniettati, con miscele a base cementizia, additate con acceleranti di presa, i fori indicati in Fig. V-16, nella zona antistante la Paratoia n°6, in sinistra orografica.

Le iniezioni hanno dovuto essere effettuate in più riprese successive, con continue interruzioni legate alla fuoriuscita di miscela sia in corrispondenza della canalina di scarico in sinistra, che si immette direttamente nel Lys, sia in corrispondenza della vasca naturale esistente in alveo, a valle della platea.

Nella finestra temporale del fermo impianto, non è stato possibile ottenere la completa sigillatura dei vuoti creati al di sotto della platea. Si è stabilito, perciò, di riprendere le iniezioni l'anno successivo in primavera, programmando un nuovo fermo impianto.

Una volta rimesso in esercizio l'impianto mediante il canale provvisorio di by-pass, è stato, inoltre, costruito, nell'ambito del primo lotto di lavori, un secondo taglione a valle della traversa, in destra orografica, sotto la parte terminale dello scivolo della paratoia sghiaiatrice.

Questo secondo setto ha larghezza 1,50 m e altezza media pari a circa 4,40 m. La profondità a cui è intestata l'opera digrada in destra orografica, dove il taglione è immerso in roccia.

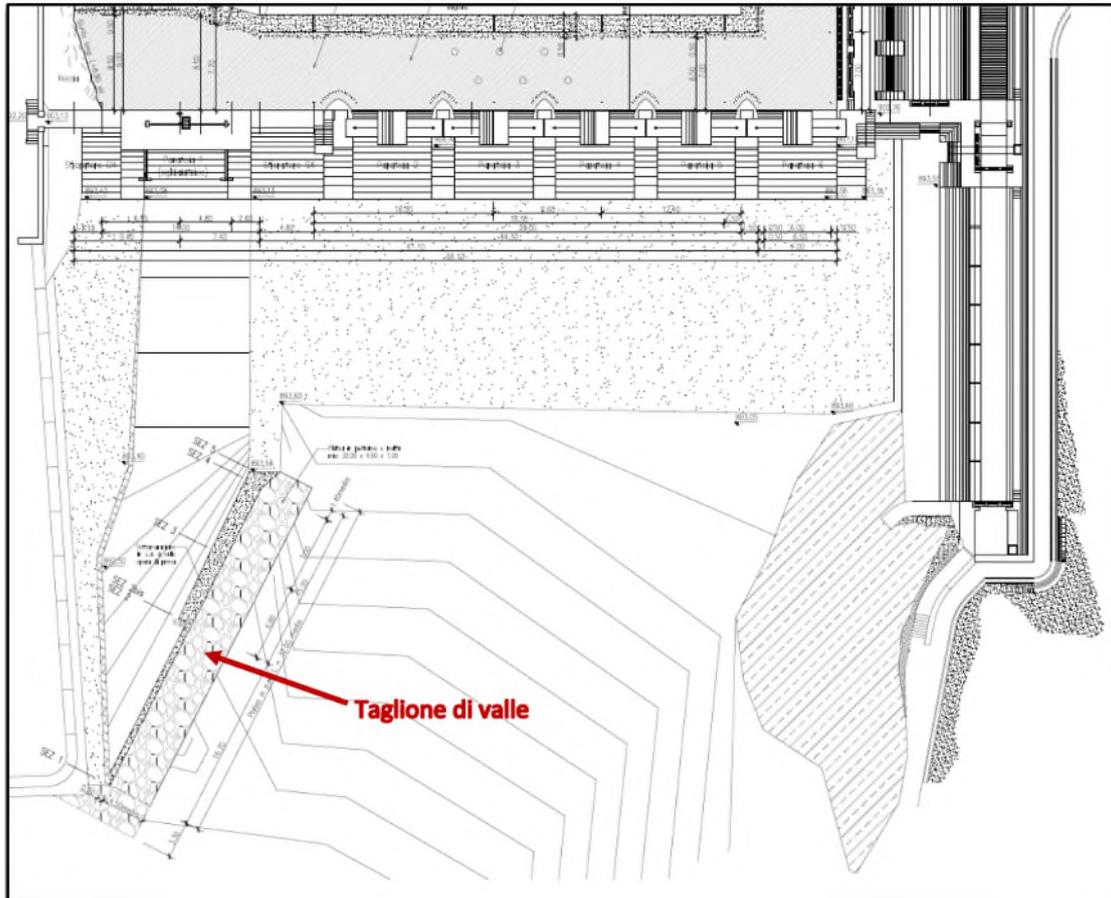


Fig. V-17 - Taglione di valle – Planimetria



Fig. V-18 - Realizzazione taglione a valle dello scivolo della paratoia sghiaiatrice

Il canale provvisorio è stato poi smantellato e il bacino è stato rimesso in funzione.

È stato, quindi, realizzato, nell'ambito del secondo lotto di lavori, uno schermo a tergo del muro di contenimento del piazzale della casa di guardia, prospiciente il taglione appena costruito, allo scopo di intasare i vuoti esistenti ed impedire all'acqua invasata nel bacino di aggirare la traversa in sponda sinistra (Fig. V-19).

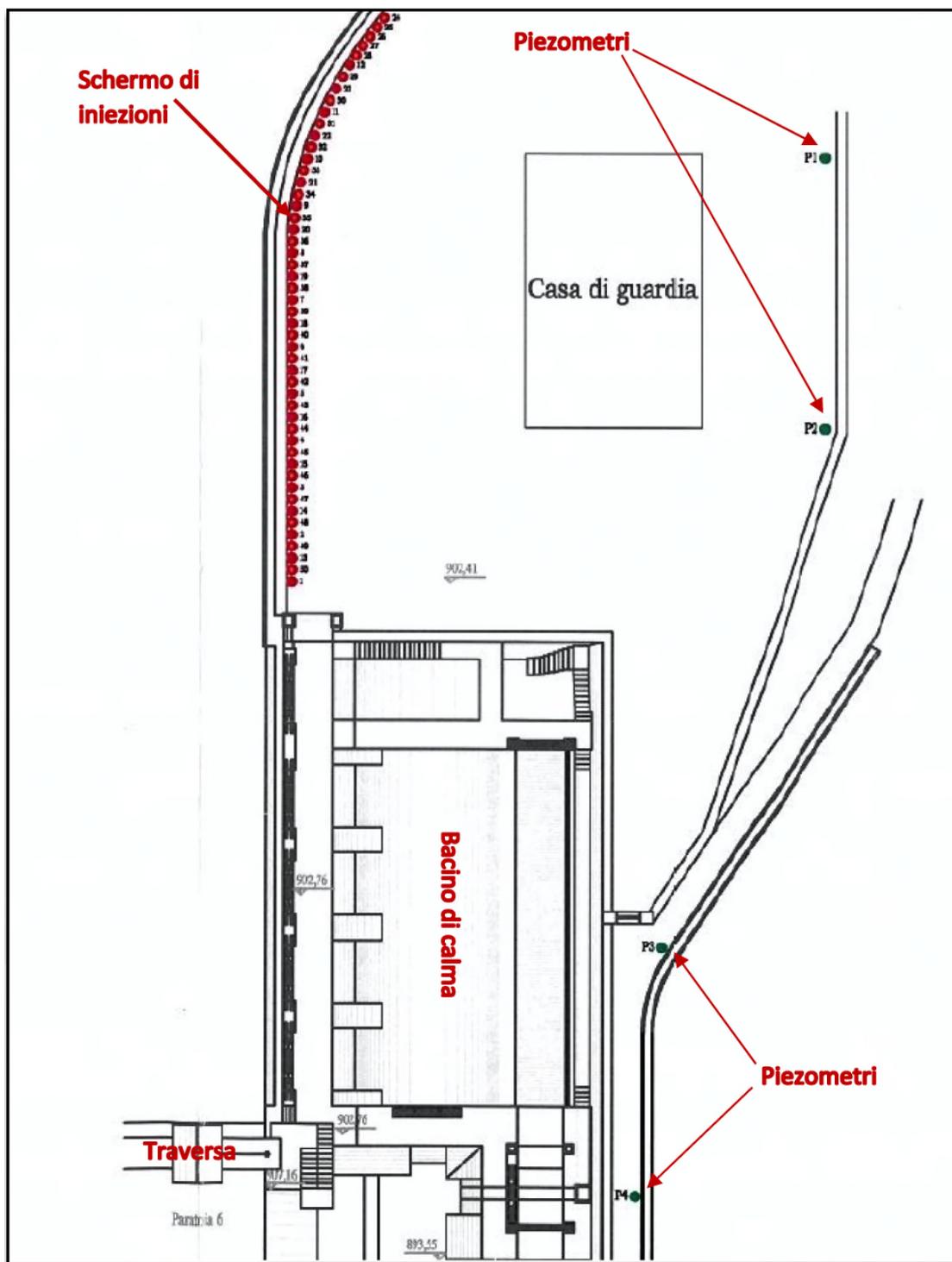


Fig. V-19 - Iniezioni a tergo del muro di contenimento del piazzale della casa di guardia e posizione piezometri

Sono state eseguite una serie di perforazioni profonde 12,00 m, che sono state iniettate partendo da fondo foro.

A fronte dei modesti assorbimenti registrati nella parte inferiore delle perforazioni, sono state consumate notevoli quantità di boiaccia a circa 1,50 – 2,00 m di profondità da piano campagna senza che venisse raggiunta la pressione di rifiuto. In alcuni casi, persistendo con le iniezioni, sono state anche registrate comunicazioni con i fori non intasati a valle della traversa.

Sono allora stati effettuati n°4 sondaggi al piede del muro di controripa che delimita il piazzale della casa di guardia, sul lato opposto rispetto al torrente Lys. Questo ha permesso di rilevare che, in corrispondenza del versante, era presente un flusso idrico sotterraneo che scorreva su un livello limoso-sabbioso superficiale fino al muro di contenimento circa alla quota a cui si erano verificate le dispersioni, causando il parziale dilavamento della miscela d'iniezione.

I sondaggi sono poi stati attrezzati come piezometri per monitorare i livelli di falda e poterli confrontare con il livello d'invaso nel bacino (vedi Fig. V-19). Su due dei fori è stata installata una cella di carico collegata ad un acquisitore automatico.

I lavori di consolidamento sono poi stati interrotti per riprendere l'anno successivo.

#### **V.4.2 Seconda stagione**

L'anno seguente, in primavera, l'impianto è stato messo nuovamente fuori servizio ed è ripresa la campagna d'iniezioni.

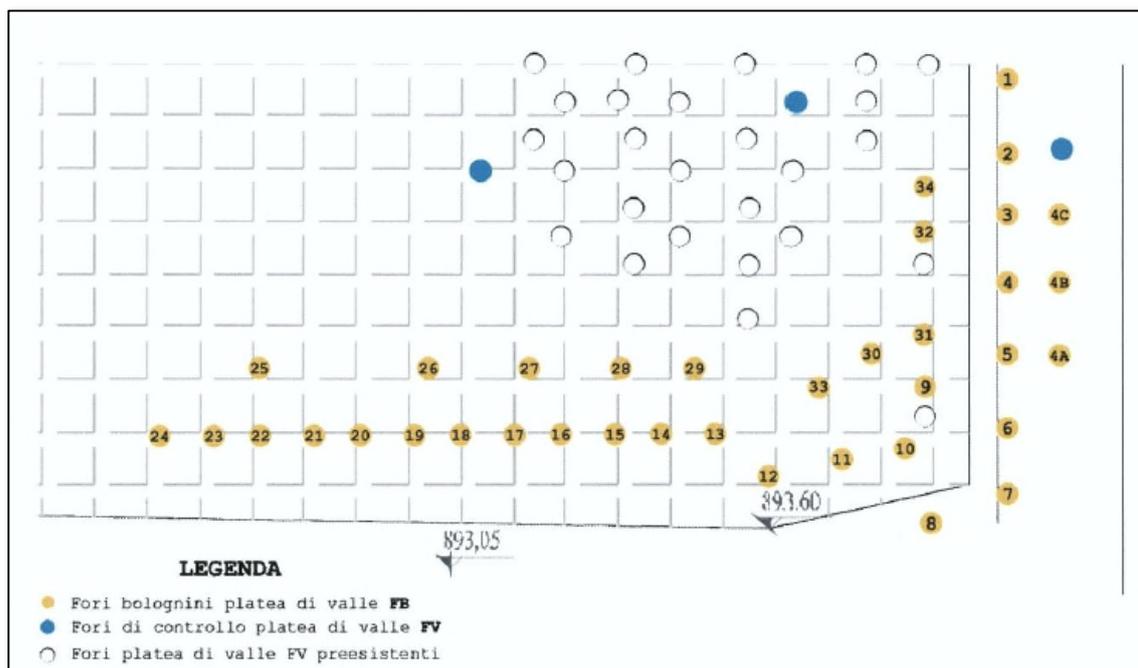


Fig. V-20 - Creazione di schermo impermeabilizzante con iniezioni di resina silicata espansiva

In primo luogo, si è intervenuti lungo il bordo della platea di valle della traversa, in sponda sinistra, creando uno schermo impermeabilizzante con iniezioni di resina silicata espansiva (fori indicati in giallo in Fig. V-20), per evitare la fuoriuscita della miscela cementizia, durante le successive iniezioni d'intasamento, nella canalina di scarico del bacino di calma, in sinistra orografica e in alveo, a valle della platea.

Sono, quindi, stati approntati dei fori “spia”, indicati in blu in Fig. V-21, allo scopo di verificare la presenza di eventuali circuiti idrici ancora presenti nella porzione di platea già iniettata l’anno precedente e di valutare il grado di diffusione della miscela cementizia di intasamento.

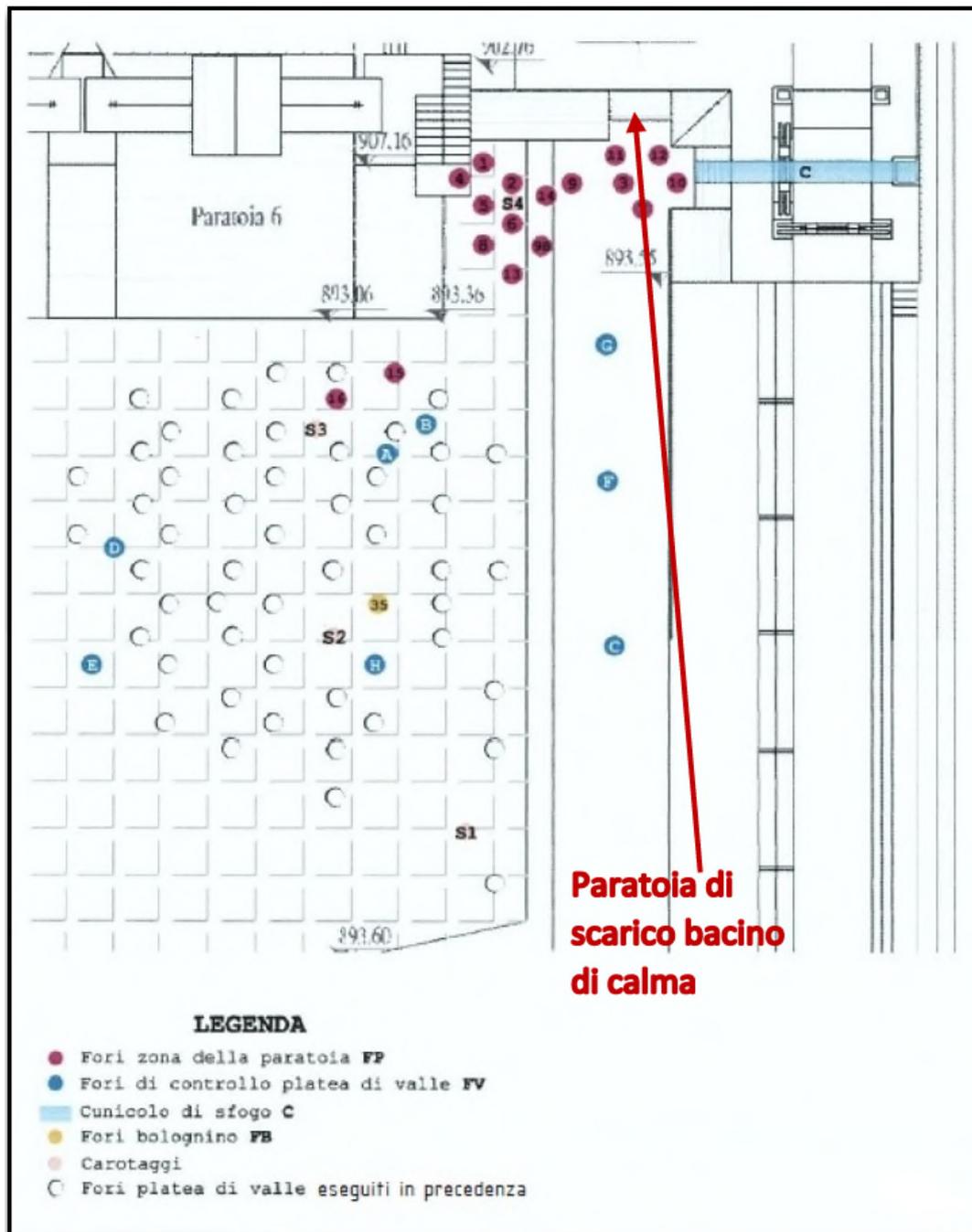


Fig. V-21 - Iniezioni effettuate durante il fermo impianto del 2007

A seguire, sono state avviate le iniezioni nell’area antistante la paratoia di scarico del bacino di calma, indicate in rosso in Fig. V-21. La miscela iniettata fuoriusciva, però, in più punti dalle fessurazioni dell’adiacente canale di derivazione dell’impianto.

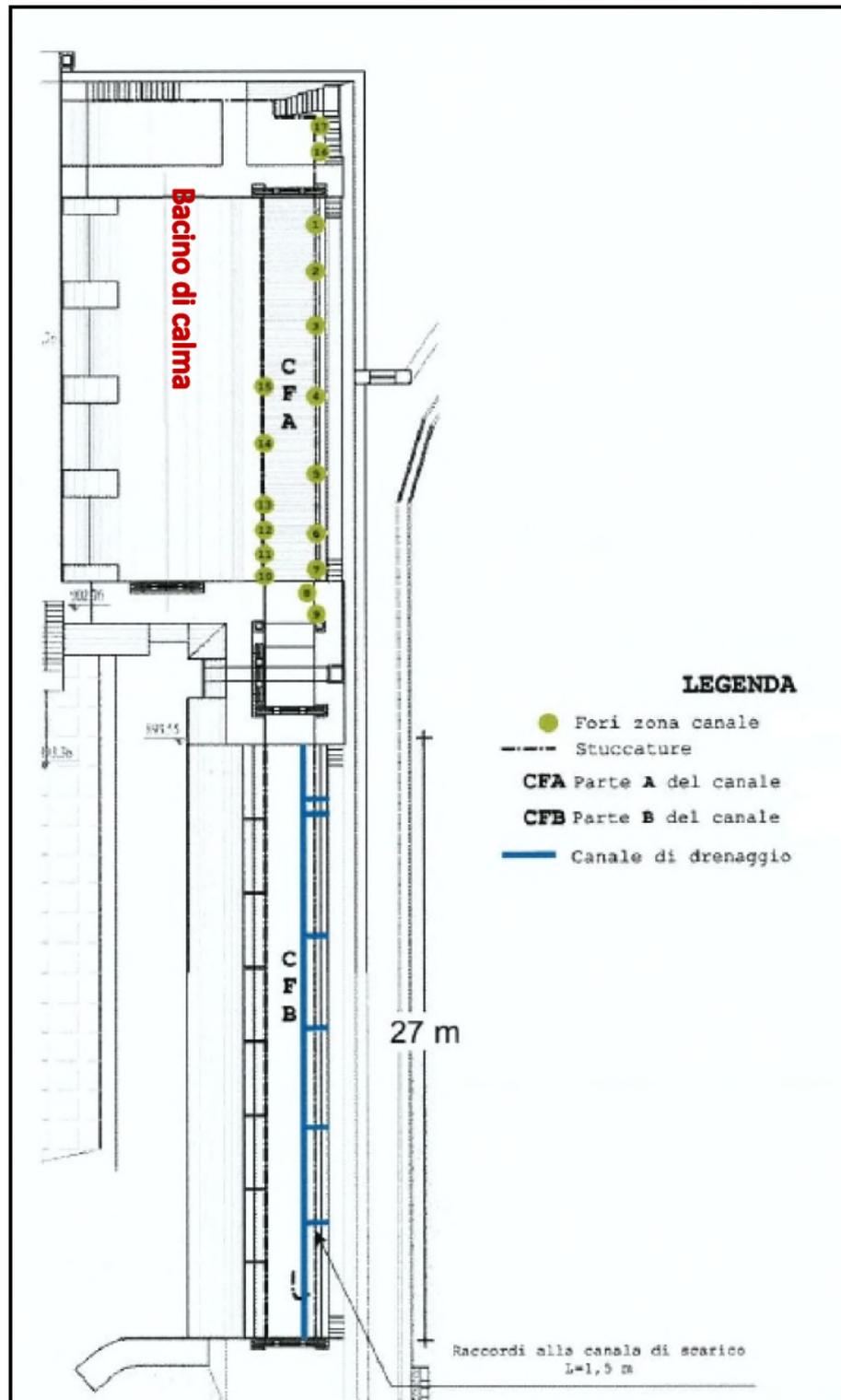


Fig. V-22 - Iniezioni nella platea del canale derivatore e realizzazione di una canalina di raccolta delle acque drenate dal versante sulla copertura del troncone CFB

Si è reso, così, necessario procedere a lavori di risanamento del manufatto; in particolare è stata completamente iniettata con miscela cementizia una porzione del canale particolarmente lesionata, dove correvano tre vecchi tubi di drenaggio delle acque del versante, molto degradati (indicata con la lettera C ed evidenziata in azzurro in Fig. V-21).

Il canale di derivazione è stato, inoltre, rintonacato ed è stato oggetto di una campagna di iniezioni in platea, secondo lo schema riportato in Fig. V-22.

Nella parte alta del muro di contenimento, a monte del canale derivatore, sono stati realizzati dei barbacani per consentire il drenaggio delle acque provenienti dal reticolo idrografico del versante in sponda sinistra. Inoltre, sulla soletta del troncone di canale a valle del bacino di calma, indicato in planimetria con la sigla CFB, in corrispondenza dello sfioratore di troppopieno, è stata realizzata una canalina di raccolta delle acque di drenaggio provenienti dai barbacani (indicata in azzurro in Fig. V-22; foto in Fig. V-23), per convogliarle direttamente nella derivazione.



Fig. V-23 - Canalina di smaltimento acque drenate dal versante sulla soletta di copertura del canale di derivazione, in corrispondenza dello sfioratore di troppopieno

A questo punto è stato possibile completare le iniezioni nella zona antistante la paratoia di scarico del bacino di calma, intasando definitivamente i vuoti sottostanti.

Per verificare la buona riuscita degli interventi realizzati, al termine della seconda stagione di lavori, dopo il rinvaso del bacino a monte della traversa, sono stati effettuati 4 sondaggi, indicati in Fig. V-21 con le sigle S1, S2, S3 e S4.

Si è potuto constatare che da nessuno dei carotaggi fuoriusciva acqua; inoltre, è stata rilevata la presenza di livelli di cemento e di resina silicata, che avevano intasato le fessurazioni e i vuoti al di sotto della platea.

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- VI -**

**Traversa di Isola Serafini**

RIPROFILATURA CANALE DI SCARICO DELLA CENTRALE

A cura di Giancarlo Fanelli e Fabio Plebani – ENEL Green Power

## **VI.1 Introduzione**

L'impianto di Isola Serafini è ubicato in corrispondenza di un'ansa del fiume, circa 30 km a valle di Piacenza ed immediatamente a monte della confluenza con il fiume Adda; si trova nei comuni di Monticelli d'Ongina (PC) e Castelnuovo Bocca d'Adda (LO). Si tratta di un tipico impianto ad acqua fluente, composto dalla traversa mobile omonima che sbarra il fiume Po, dall'opera di presa, dalla centrale, sita sulla sponda sinistra del fiume e dal canale di restituzione.

L'impianto fu costruito negli anni 1958-1962 ed è attualmente gestito da Enel Green Power.

La portata massima derivabile è di 1000 m<sup>3</sup>/s; il salto è compreso tra 3.50 e 11 m; la potenza installata 82 MW; la producibilità media annua 480 GWh. In centrale sono installate 4 gruppi generatori provvisti di turbine Kaplan.

Il bacino imbrifero sotteso è di circa 43.230 km<sup>2</sup>.

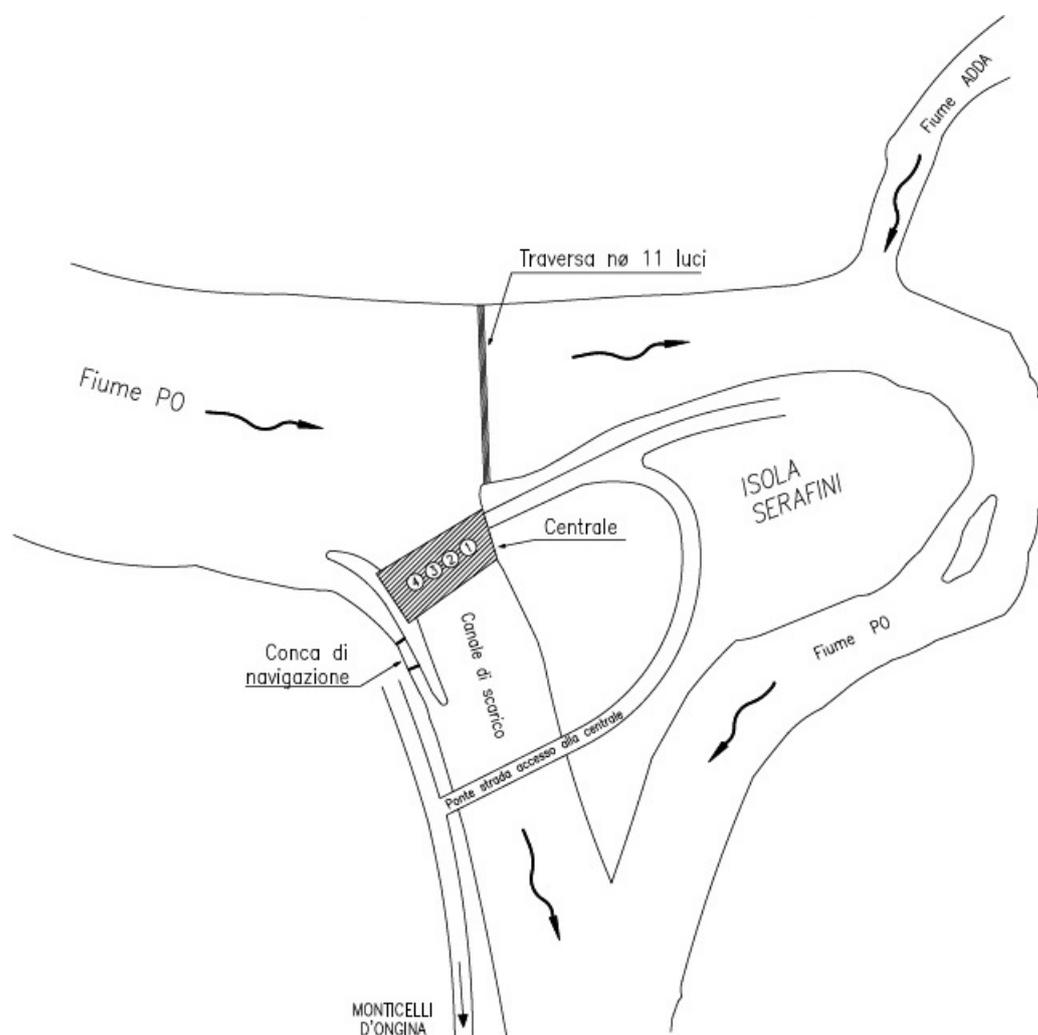


Fig. VI-1 - Planimetria di insieme dell'impianto

La traversa, opera di competenza statale, Direzione Generale per le Dighe, è costituita da 11 luci da 30 m ciascuna a cui si aggiungono due campate di servizio ricavate sulle sponde; la lunghezza del coronamento è di circa 370 m. L'altezza della diga da FCEM è di 26,5 m, quella di ritenuta di 9 m.

Le pile hanno lunghezza 34.30 m, larghezza 3.20 m e altezza 32.5 m. La passerella di coronamento, dove sono installati gli argani delle paratoie, è appoggiata sulle pile e sulle spalle; ha il piano di calpestio a quota 55,50 m s.l.m. La quota massima di regolazione, pari a quella di massimo invaso, è di 41,5 m s.l.m.; in genere il livello è mantenuto a quota costante intorno a 41 m s.l.m..

Il canale di scarico della centrale, utilizzato anche per accedere alla conca di navigazione, ha sofferto gli stessi problemi della traversa, causati principalmente dal progressivo abbassamento del fondo dell'alveo; pertanto anche se il canale non fa parte della traversa in senso stretto, si ritiene interessante riportare anche questo caso come rappresentativo di interventi su parti accessorie dello sbarramento.

## **VI.2 Il canale di scarico della centrale**

Immediatamente a valle dei condotti diffusori delle turbine inizia il canale di restituzione che nel primo tratto (fino a circa 35 m a valle del diaframma perimetrale della centrale) presenta delle pareti laterali che hanno come fondazione una serie di cassoni a struttura cellulare. In sponda destra i cassoni hanno quote di fondazione varianti tra 17,00 e 22,00 m s.l.m., la parete si eleva sino a quota 42,20 m s.l.m., delimitando il canale dalla vecchia conca di navigazione.

Anche in sponda sinistra i cassoni hanno quote di fondazioni varianti tra 17,00 e 22,00 m s.l.m.; la parete, in prossimità dello sbocco della centrale, si eleva sino a quota 42,20 m s.l.m. mentre più a valle si arresta a quota 35,00 m s.l.m.. Al termine dei condotti diffusori, e fino al diaframma perimetrale della centrale (quota 29,00 m s.l.m. all'estremo di valle), il fondo è rivestito in lastroni di calcestruzzo (v. Fig. VI-3).



Fig. VI-2 – Vista della centrale da valle e imbocco vecchia conca di navigazione

A valle di questo, per un tratto lungo circa m 465 m e largo 145 m, il fondo del canale è naturale, mentre le sponde sono protette da diaframmi in calcestruzzo, con quota di imposta variabile da 21,00 a 24,50 m s.l.m. e sommità a quota 35,00 m s.l.m. Il canale di restituzione prosegue poi per immettersi nell'alveo naturale del Po circa 800 m più a valle.

Circa 400 metri a valle della centrale, sul canale di scarico è stato costruito un ponte stradale in c.a. della lunghezza da spalla a spalla di m. 187 e con una larghezza totale di m. 7,80. Le pile sono state realizzate con pali trivellati in c.a. del diametro di m. 1,30 spinti fino alla quota di 0,00 m s.l.m..

Originariamente il tratto di canale compreso fra il diaframma ed il ponte di cui sopra, era stato realizzato con il fondo in leggera contropendenza e quote variabili fra 29,00 e 30,00 m s.l.m.

A fianco della centrale è stata a suo tempo<sup>15</sup> costruita la conca di navigazione, prevista per il transito dei natanti con stazza fino a 1.350 tonnellate. La vasca ha una lunghezza di 85 m, una larghezza di 12 m ed è dotata di avamposti per la sosta dei natanti; di questi, quello di valle sbocca nel canale di restituzione, subito a valle del diaframma di presidio della centrale.

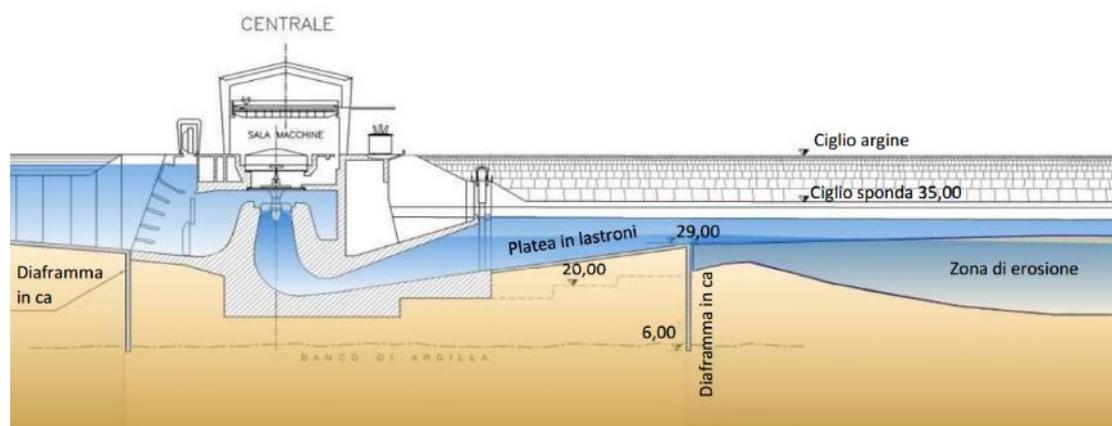


Fig. VI-3 - Sezione longitudinale diffusore e canale di scarico prima degli interventi

Come sopra accennato, le opere della centrale e della conca sono protette tramite un diaframma verticale in cemento armato; esso delimita a valle la zona dei lastroni, quindi attraversa la conca in prossimità delle paratoie e prosegue verso monte, fino al piede interno dell'argine maestro. La quota di intestazione di tale diaframma, avente uno spessore di 60 cm, è di 6 m s.l.m. (circa 20 m sotto la quota originaria di fondo canale).

La zona di canale a valle del diaframma è stata interessata negli anni a intensi fenomeni di erosione, che hanno causato l'abbassamento della quota di fondo dell'alveo, con conseguente riduzione del livello dell'acqua progressione sempre più rapida e innesco di instabilità nelle protezioni spondali del canale. La riduzione del livello rendeva anche praticamente inutilizzabile la conca di navigazione.

### **VI.3 Situazione dell'area interessata dall'intervento**

La situazione sopra descritta ha portato a definire gli interventi di protezione delle strutture esistenti illustrati nel seguito, aventi per scopo la stabilizzazione dell'alveo e delle strutture del primo tratto del canale di restituzione dell'impianto.

Tali interventi sono stati eseguiti negli anni 1998-2000. Negli anni immediatamente precedenti infatti due cassoni in sponda destra erano stati interessati da dissesti, la cui causa prima sembrava da imputare ad un generalizzato abbassamento dell'alveo del fiume Po che ha riguardato anche il tratto a valle della traversa, e che si è rispecchiato anche in un progressivo abbassamento del fondo e dei livelli idrici del canale di restituzione; in conseguenza di questo

<sup>15</sup> Si tratta della conca di navigazione originale, coeva dell'impianto; tra il 2012 e il 2018 è stata progettata e realizzata, sotto il coordinamento dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po, una nuova conca di navigazione, che si innesta sul canale di scarico a valle del ponte stradale, per consentire una maggiore tonnellaggio (navi fino a 2000 t) e per ovviare definitivamente ai problemi di difficoltà di accesso all'opera originaria dovuti all'abbassamento dell'alveo

si è infatti generato un aumento delle velocità e quindi del potere erosivo dell'acqua allo scarico della centrale.

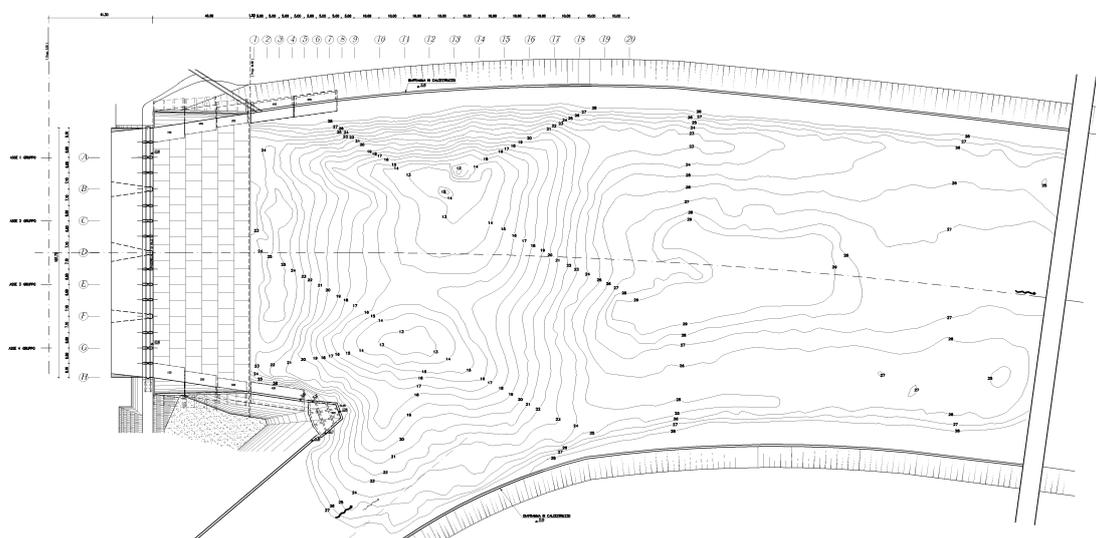


Fig. VI-4 - Batimetria febbraio 1998

Il fenomeno dell'abbassamento dei livelli idrici era in effetti noto da tempo, tanto da richiedere modifiche alle turbine installate e grosse limitazioni nell'uso della conca di navigazione.

Nella Fig. VI-4 è rappresentato, a curve di livello, l'alveo del canale nella situazione rilevata durante le batimetrie del febbraio 1998, dove sono ben evidenti le erosioni principali, pressoché simmetriche, con quote di fondo che arrivano fino a minimi di 12 - 13 m s.l.m.

A ridosso del diaframma di valle della centrale erano inoltre presenti erosioni fino a 5÷6 m rispetto alla quota iniziale di progetto, associate a degrado superficiale del calcestruzzo.

A valle il fondo canale, nella parte centrale, risaliva fino quasi alle quote originali, lasciando comunque due zone di flusso laterali di maggiore profondità; di queste, quella in sponda destra è stata utilizzata per l'accesso alla conca di navigazione, almeno per le imbarcazioni di minore dimensione.

Il processo di erosione, sempre più rapido, metteva a serio rischio la stabilità delle opere di sponda. Infatti i cassoni più prossimi alle zone più erose in sponda destra, avevano subito degli evidenti cedimenti. Il cassone 5SD, che costituisce la punta compresa fra il canale e la conca di navigazione, era già stato oggetto di lavori di consolidamento della fondazione mediante jet-grouting nel 1994. Da allora non si erano registrati altri dissesti o movimenti significativi in questa zona; i diaframmi di sponda erano protetti da mantellate in pietrame, realizzate in quell'occasione, che hanno assolto validamente al loro compito

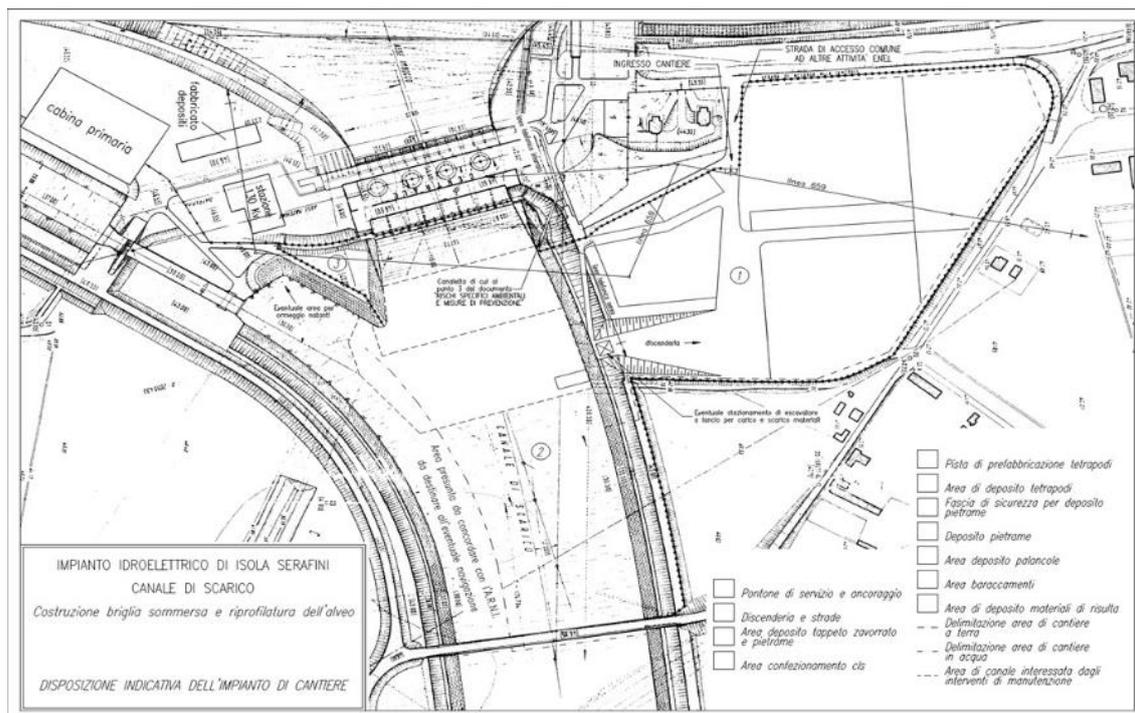


Fig. VI-5 - Area di cantiere

Come già accennato, la causa prima non solo dei dissesti citati, ma anche delle evoluzioni che hanno interessato il canale di scarico nel tempo, è da ricercare nell'abbassamento generalizzato dell'alveo e dei livelli idrici del fiume Po sia a valle della centrale che della relativa traversa, fenomeno che peraltro dai più recenti studi effettuati sembra si sia smorzato.

Le cause prime che possono essere alla base di questo abbassamento dell'alveo, estrazioni di inerti, carenza di apporto solido della corrente, ecc., non potevano essere corretti con questo progetto, che si limitava ad ovviare ai problemi puntuali del canale di scarico; sono tuttavia state tenute in buona considerazione nella scelta delle tipologie di intervento, badando a garantire la possibilità di ulteriori azioni correttive in caso si fossero ripresentati inconvenienti analoghi nel futuro.

#### VI.4 Interventi effettuati

A questo proposito la scelta di base operata è stata quella di utilizzare strutture di rinforzo costituite da materiale sciolto, sia esso materiale naturale quale il pietrame in diverse pezzature, che elementi prefabbricati in calcestruzzo come i tetrapodi.

L'unica eccezione è costituita da una palancole metallica realizzata a protezione del diaframma di valle della centrale.

Lo scopo è stato quello di creare una struttura di protezione flessibile ma stabile a fronte delle più impegnative condizioni di esercizio, ed integrabile in tempi successivi, adatta a realizzare un raccordo fra le opere della centrale, che ovviamente sono morfologicamente rigide, e l'alveo del canale di restituzione che potrebbe subire ulteriori evoluzioni nel tempo.

I lavori effettuati si possono suddividere in tre interventi strutturalmente distinti (v. Fig. VI-6):

- formazione di una palancole metallica a ridosso del diaframma di presidio di valle della centrale, compresa fra quota 29,00 (testa del diaframma esistente) e quota 14,00 m s.l.m..

- formazione di una briglia sommersa in pietrame e rivestimento in tetrapodi con berma di base a quota 18,00 e soglia a quota 26,50 con ripristino a monte di una quota minima del fondo del canale pari a 24,00 m s.l.m. per garantire la stabilità delle strutture esistenti.
- riprofilatura dell'alveo a valle della briglia, ripristinando la quota minima 18,00 m s.l.m. nella parte centrale e la quota 24,00 m s.l.m. a ridosso delle sponde, necessaria per il presidio dei manufatti esistenti.

La struttura così realizzata presenta notevoli caratteristiche di resistenza abbinate ad una elevata flessibilità e adattabilità sia dal punto di vista costruttivo che da quello funzionale.

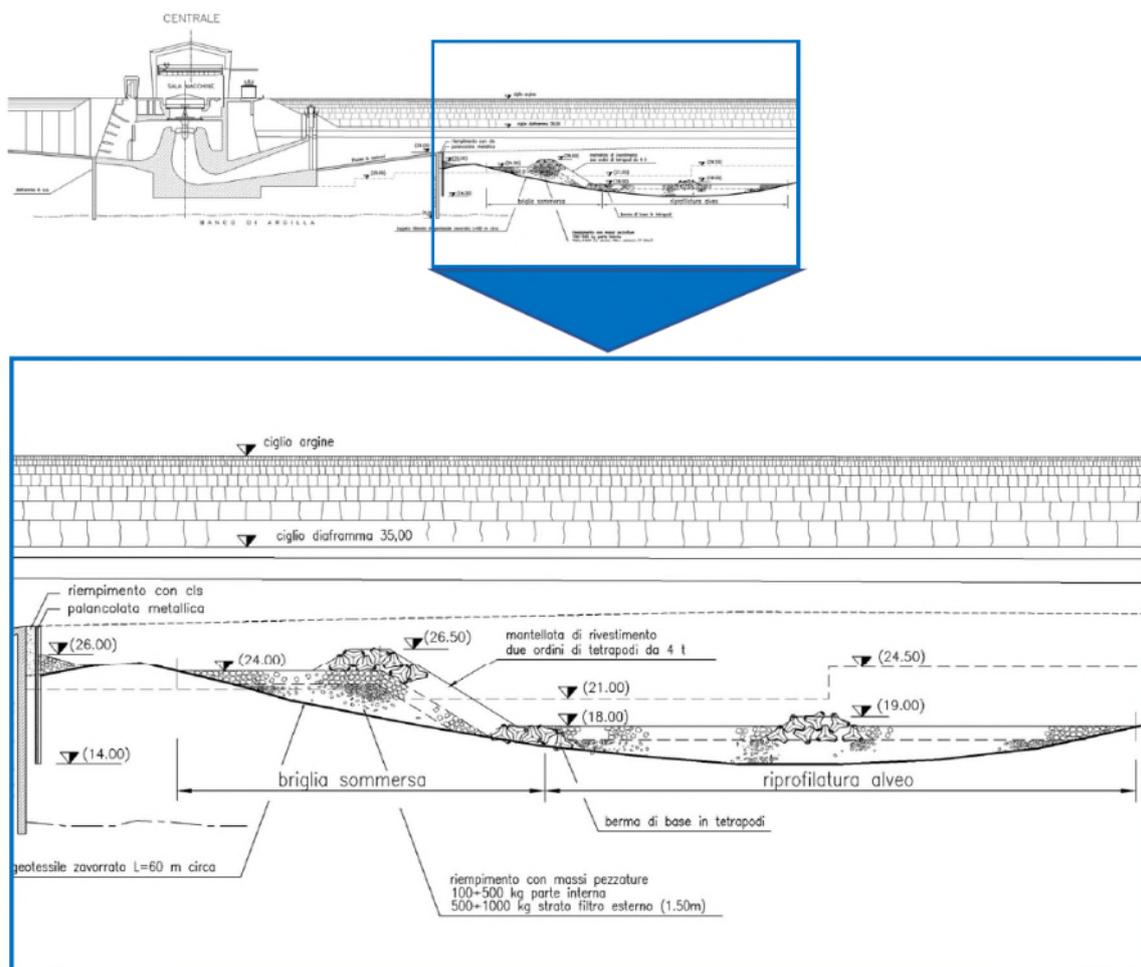


Fig. VI-6 - Sezione longitudinale e particolari degli interventi di riprofilatura del canale di scarico

In particolare, la forma geometrica del tetrapode conferisce, a ciascun elemento, una base di appoggio molto estesa e una posizione del baricentro particolarmente favorevole dal punto di vista della stabilità al ribaltamento e quindi della resistenza che l'elemento può offrire all'azione di trascinamento esercitata dalla corrente.

Le già elevate caratteristiche di stabilità di ciascun tetrapode vengono poi notevolmente incrementate dall'operazione di assemblaggio degli elementi per la realizzazione di una barriera continua costituita da più strati.

Da un punto di vista idraulico i tetrapodi consentono una marcata dissipazione dell'energia della corrente idrica, con riflessi favorevoli quindi sui fenomeni di erosione a questa legati.

Una barriera realizzata mediante materiale sciolto e tetrapodi non presenta inoltre problemi di rotture locali anche a seguito di notevoli cedimenti del terreno di fondazione; infatti eventuali assestamenti possono essere facilmente ricaricati consentendo così il ripristino del profilo originario di progetto.

La semplicità e rapidità della posa in opera degli elementi permette infine di ridurre in maniera sensibile i tempi di intervento.

I successivi rilievi batimetrici hanno confermato ad oggi la bontà delle scelte progettuali evidenziando un buon comportamento complessivo e l'assenza di nuovi, accentuati fenomeni erosivi.

Di seguito viene data una descrizione più dettagliata degli interventi.

#### ***VI.4.1 Formazione di palancolata metallica***

La differenza di livelli fra il tratto a monte del diaframma, rigurgitato dal diaframma stesso, ed il tratto a valle, legato ai normali livelli idrici del Po, determina in questa zona un salto con passaggio della corrente per lo stato critico ed una notevole dissipazione di energia.

Le conseguenze più dirette sono le erosioni del fondo e del calcestruzzo del diaframma.

Le caratteristiche del diaframma in calcestruzzo esistente, ricavate da documentazione di archivio, sono:

- quota di base: 6,00 m s.l.m., impostata in un banco di argilla con limite superiore a quota 8,00 m s.l.m. circa;
- quota di testa: 29,00 m s.l.m.;
- lunghezza: 120 metri circa, spessore 60 cm.

Le erosioni riscontrate a ridosso del diaframma, profonde fino a cinque - sei metri, hanno determinato azioni sulla struttura diverse da quelle di progetto.

Pertanto si è progettato un contro - diaframma in palancole metalliche, in grado di sopportare la spinta del terreno, indipendentemente dalla presenza del diaframma esistente, e nel contempo di garantire la protezione contro l'erosione superficiale del calcestruzzo.

È stato previsto di utilizzare palancole lunghe 15 m, con profilo tipo Larssen 607, Arbed Pu32, in acciaio Fe 430. La sommità della palancolata è stata fissata a quota 29,00 come per il diaframma in calcestruzzo, ed il piede a quota 14,00.

La palancolata è stata prevista su tutta la larghezza del canale, pari a 120 metri, accostandosi ai cassoni di sponda e realizzando degli aggiustaggi fra l'ultima palancola e la superficie dei cassoni in modo da contenere il getto per il riempimento in calcestruzzo descritto di seguito.

Le palancole sono state infisse ad una distanza minima di 1,50 m dal diaframma esistente e l'intercapedine così formata è stata riempita con calcestruzzo; per consentire un avanzamento in parallelo delle attività di infissione e di getto, tale riempimento è stato diviso in campi da 10 m circa di lunghezza, mediante setti costituiti da palancole lunghe 10 m, infisse perpendicolarmente ai diaframmi.

#### ***VI.4.2 Formazione di briglia sommersa***

Per il mantenimento della stabilità dei cassoni di sponda esistenti, nonché del nuovo diaframma in palancole si è stabilito di ripristinare una quota minima pari a 24,00 m s.l.m. per tutto il

tratto di canale con cassoni di sponda; si è inoltre definito di rinfiancare le palancole metalliche, sempre con pietrame, fino a quota 26,00 m s.l.m..

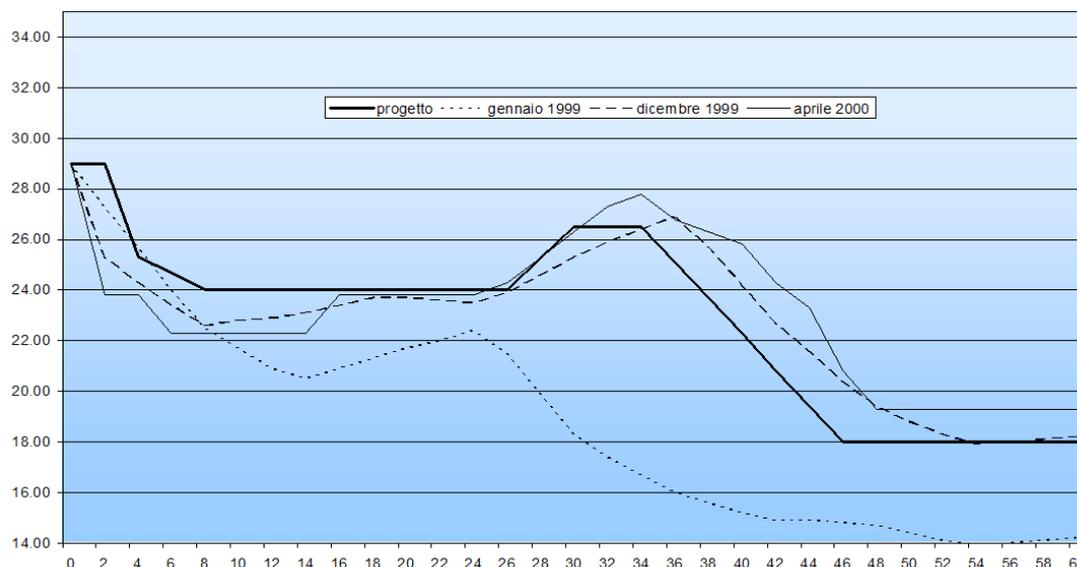


Fig. VI-7 - Profilo longitudinale del canale di scarico tra gruppi 3 e 4 rilevato con batimetrie eseguite nel tempo, a inizio, durante e dopo i lavori

Questo riempimento termina verso valle con una scarpa 3:2, impostata su una berma di base in tetrapodi con soglia a quota 18,00. La scarpa di valle è a sua volta stabilizzata con un rivestimento costituito da due ordini di tetrapodi.

Si viene in definitiva a formare una briglia sommersa, lunga circa 120 metri (pari alla larghezza del canale), con berma di base a quota 18,00, larga 3 m, e berma superiore a quota 26,50 m s.l.m., larga 4 metri.

I materiali utilizzati per la realizzazione della briglia sono stati previsti di dimensioni crescenti dal basso verso l'alto, in modo da realizzare un filtro che mantenga stabile il terreno di fondo dell'alveo.

Le fasi dell'intervento per la realizzazione della briglia sono state quindi le seguenti:

- stesa di un tappeto filtrante costituito da telo di geotessuto da 600 g/m<sup>2</sup> minimi, zavorrato con blocchi di calcestruzzo ancorati al telo stesso, in ragione di 170 kg/m<sup>2</sup> minimi.
- formazione della berma di valle in tetrapodi da 4 tonnellate, con soglia a quota 18,00 avente una larghezza in testa di 3 metri.
- formazione del riempimento in pietrame, impostata a partire dalla berma in tetrapodi in cui sopra a risalire con scarpa 3:2 fino a quota 24,00; con pietrame di pezzatura 100-500 kg inferiormente, mentre lo strato superficiale, per uno spessore di almeno 1,50 metri, è stato realizzato con pezzatura di 500-1000 kg.
- rivestimento della scarpa di valle del riempimento formato come sopra, in tetrapodi da 4 tonnellate, disposti su due ordini, per uno spessore medio di 2,50 m, impostati a partire dalla berma di valle, fino a formare una soglia a quota 26,50 m s.l.m., di larghezza pari a circa 4 metri in testa.

***VI.4.3 Riprofilatura dell'alveo***

A valle della briglia sopra descritta è stata effettuata una riprofilatura dell'alveo in modo da colmare le erosioni più profonde e impedire ulteriori escavazioni mediante l'uso di pietrame di grossa pezzatura.

Per tutta la parte centrale dell'alveo è stata ripristinata la quota 18,00, risalendo gradualmente fino a quota 24,00 in corrispondenza alle sponde, in modo anche di realizzare un presidio ai diaframmi di sponda che hanno quota di imposta pari a 21,00-22,50 m s.l.m..

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- VII -**

## **Traversa di Isola Serafini**

AVARIA CATENE DI SOLLEVAMENTO PARATOIE

A cura di Mario Sciolla

## VII.1 Introduzione

L'impianto di Isola Serafini è ubicato in corrispondenza di un'ansa del fiume, circa 30 km a valle di Piacenza ed immediatamente a monte della confluenza con il fiume Adda; si trova nei comuni di Monticelli d'Ongina (PC) e Castelnuovo Bocca d'Adda (LO). Si tratta di un tipico impianto ad acqua fluente, composto dalla traversa mobile omonima che sbarra il fiume Po, dall'opera di presa, dalla centrale, sita sulla sponda sinistra del fiume e dal canale di restituzione.

L'impianto fu costruito negli anni 1958-1962 ed è attualmente gestito da Enel Green Power.

La portata massima derivabile è di 1000 m<sup>3</sup>/s; il salto è compreso tra 3.50 e 11 m; la potenza installata 82 MW; la producibilità media annua 480 GWh. In centrale sono installate 4 gruppi generatori provvisti di turbine Kaplan.

Il bacino imbrifero sotteso è di circa 43.230 km<sup>2</sup>.

La traversa, opera di competenza statale – Direzione Generale per le Dighe, è costituita da 11 luci da 30 m ciascuna a cui si aggiungono due campate di servizio ricavate sulle sponde; la lunghezza del coronamento è di circa 370 m. L'altezza della diga da FCEM è di 26,5 m, quella di ritenuta di 9 m.



Fig. VII-1 – Corografia dell'impianto di Isola Serafini su ortofoto

Le pile hanno lunghezza 34.30 m, larghezza 3.20 m e altezza 32.5 m. La passerella di coronamento, dove sono installati gli argani delle paratoie, è appoggiata sulle pile e sulle spalle; ha il piano di calpestio a quota 55,50 m s.l.m. La quota massima di regolazione, pari a quella di massimo invaso, è di 41,5 m s.l.m.; in genere il livello è mantenuto a quota costante intorno a 41 m s.l.m..

Le luci, numerate da 1 a 11 a crescere da sinistra a destra, sono presidiate da paratoie metalliche piane a carrelliera; le tre laterali di destra e le tre di sinistra sono sormontate da ventola con altezza di ritenuta 1,70 m. Le paratoie hanno una altezza di ritenuta totale di 6,50 m (soglia di

monte a 35,00 m s.l.m.) ad eccezione delle due in sponda destra, alte 8,00 m (soglia di monte a 33,50 m s.l.m.), aventi funzione di sghiaimento.



Fig. VII-2 - Paratoia piana

Le paratoie piane sono costituite da un mantello liscio rivolto verso monte, facente parte di un'unica trave a cassone convenientemente irrigidita da nervature verticali e profilati orizzontali. Al cassone sono applicate mediante cerniere le carrelliere di scorrimento verticale; altre ruote applicate lateralmente ed a monte costituiscono le guide laterali e di contrasto.

Dove presente, la ventola è fissata alla sommità della paratoia piana mediante cerniere. La movimentazione delle ventole è possibile, oltre che in maniera automatica a contrappeso, mediante due servomotori idraulici di sollevamento del contrappeso stesso.

La movimentazione dell'assieme costituito dalla paratoia piana e dalla ventola superiore è ottenuta grazie a due catene Galle ad accatastamento automatico azionate da argani con motore elettrico.

La portata esitata con livello nel serbatoio alla quota 41.50 m s.m. da una luce non rigurgitata dello scarico di superficie con soglia a quota 35.00 m s.l.m. è pari a 970 m<sup>3</sup>/s, da una con soglia a quota 33,50 m s.l.m. è pari a 1.320 m<sup>3</sup>/s

La quota massima della piena di riferimento è di 44,84 m s.l.m.. La portata massima della piena di riferimento è di 12.800 m<sup>3</sup>/s, la portata al limite di allagamento della golena sinistra è di 4000 m<sup>3</sup>/s. Il progetto dello sbarramento non definisce una "massima piena" del Po, limitandosi ad accertare che il rigurgito prodotto dalla ritenuta a quota 41.50 m s.l.m. in corrispondenza della traversa sia compatibile con il contenimento nell'alveo di magra di portate inferiori a 4000 m<sup>3</sup>/s. La relazione idraulica di progetto riporta: "quando la portata raggiunge il valore di 4000 m<sup>3</sup>/s, le paratoie saranno totalmente aperte in modo da ricostituire le condizioni idrometriche naturali, in quanto la sezione netta nello sbarramento, per livello a quota 41,50 m s.l.m., è stata mantenuta praticamente uguale a quella dell'alveo naturale preesistente. Allorché la portata oltrepassa tale valore, le condizioni idrometriche del fiume, sia nella sezione di sbarramento

che in quelle di monte, permangono identiche a quelle naturali. Sarà quindi invasa anche la parte golenale in sinistra dello sbarramento fino all'argine maestro e la portata di morbida e di piena defluirà come già avviene attualmente". La portata di 12.800 m<sup>3</sup>/s e la quota di 44,84 m s.l.m., relative alla piena verificatasi nel 1951, sono state considerate in progetto solo per dimostrare l'effetto trascurabile dell'opera sui maggiori livelli idrometrici, eccettuato "un primo breve tratto nelle immediate vicinanze dello sbarramento". In riferimento ai problemi della sicurezza idraulica, il progetto stabilisce in particolare che le arginature esistenti "con il loro relativo franco rappresentano la difesa contro la massima piena prevedibile per il fiume Po, e la valutazione o meno della loro insufficienza esula dai problemi connessi con lo sbarramento".

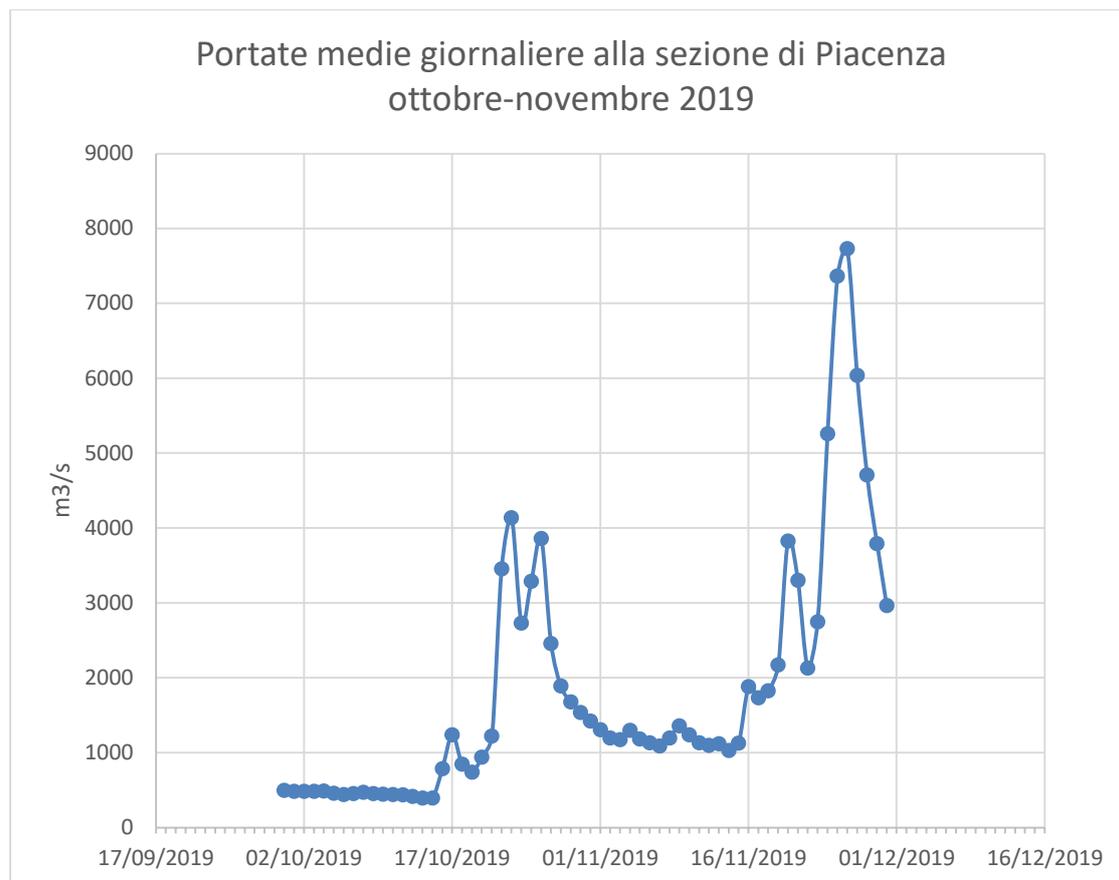


Fig. VII-3 - Portata media giornaliera alla sezione di Piacenza, ottobre e novembre 2019

## VII.2 Gli eventi del 2019

In ottobre e novembre 2019 sul fiume Po vi sono stati alcuni eventi di piena significativi; nella Fig. VII-3 è riportato il grafico delle portate medie giornaliere di tale periodo alla sezione di Piacenza (bacino sotteso di 42.030 km<sup>2</sup>), dove le portate sono sostanzialmente coincidenti con quelle di Isola Serafini. Tra il 22 ed il 26 ottobre 2019 vi è stato un primo evento relativamente rilevante, con portata al colmo misurate alla sezione di Piacenza il 24 ottobre sensibilmente superiore ai 4000 m<sup>3</sup>/s.

Dal 22 novembre al 3 dicembre 2019 si è poi verificato un evento di piena significativo, caratterizzato dal superamento dei livelli di riferimento L3 in tutte le principali sezioni del tratto emiliano e da una portata al colmo alla stazione di Piacenza pari a circa 8.200 m<sup>3</sup>/s. Tale piena risulta confrontabile con quella del novembre 2014, ma inferiore a quelle del 1994 e del 2000.

Le precipitazioni a base di questo evento hanno avuto inizio il 21/11/2019 e sono terminate il 25/11/2019, per una durata complessiva di 120 ore; ulteriori contributi alla piena sono derivati dallo scioglimento nivale e dalle precipitazioni dei giorni successivi.

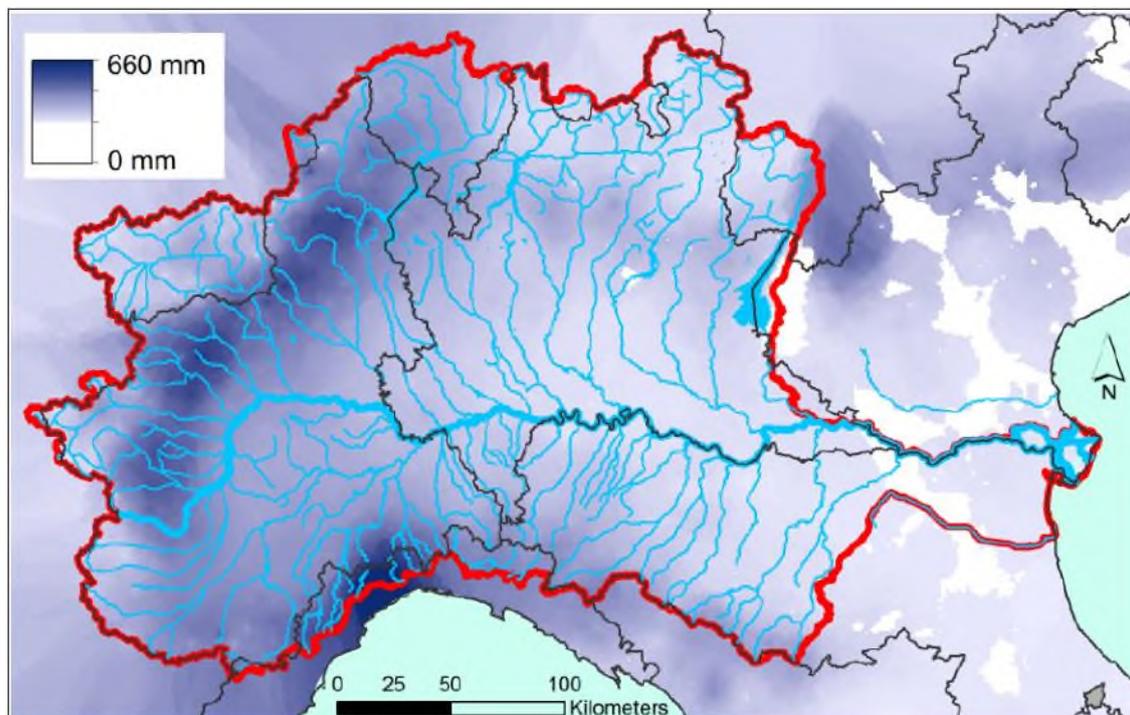


Fig. VII-4 - Distribuzione spaziale delle piogge cumulate relative all'evento di novembre 2019

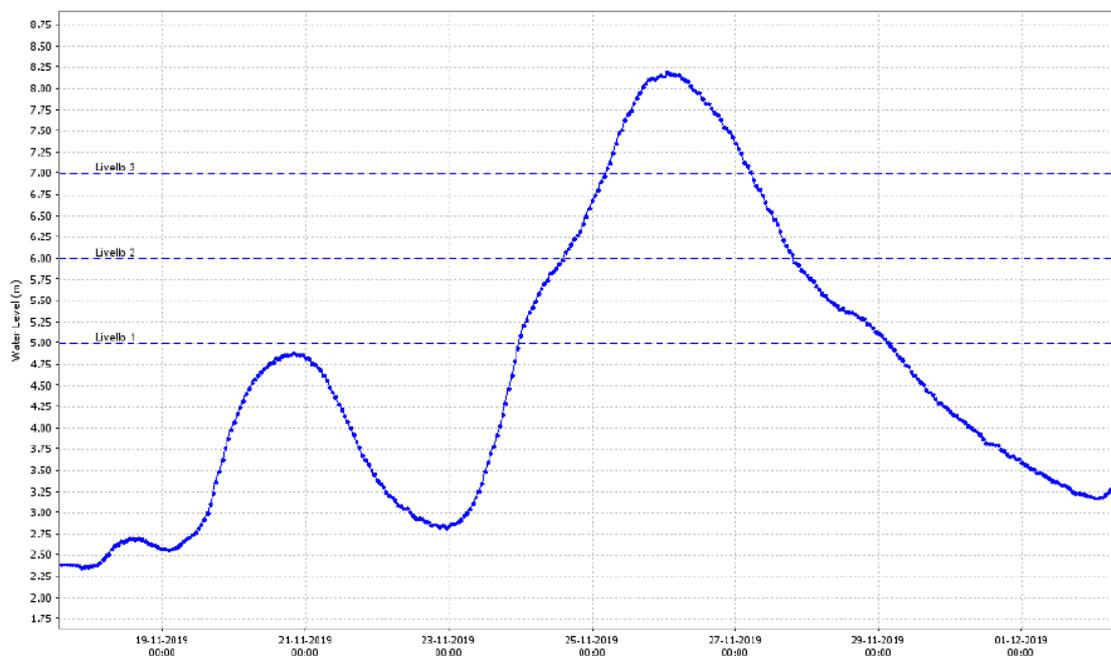


Fig. VII-5 – Andamento dei livelli idrometrici alla stazione di Piacenza, novembre 2019

La distribuzione spaziale delle precipitazioni sul bacino del Po sull'intero evento è riportata nella Fig. VII-4.

Nella Fig. VII-5 si riporta l'andamento dei livelli idrometrici nella sezione di Piacenza.

In Tab. VII-1 sono indicati i valori di portata ed i livelli della sezione di Piacenza, nella Tab. VII-2 è riportato il confronto con eventi di piena significativi degli anni precedenti.

| Stazione | h max [m] | Qmax [m <sup>3</sup> /s] | Giorno | Ora   | L1 [m] | L2 [m] | L3 [m] |
|----------|-----------|--------------------------|--------|-------|--------|--------|--------|
| Piacenza | 8,21      | 8200                     | 26-nov | 00:00 | 5,0    | 6,0    | 7,0    |

Tab. VII-1 - Altezza idrometrica e portata al colmo, giorno ed ora del colmo e livelli di riferimento per l'allertamento L1, L2 ed L3 alla stazione idrometrica di Piacenza

Nella Fig. VII-6 è riportata l'analisi statistica condotta sui valori di portata al colmo osservati nella sezione idrometrica di Piacenza: ne risulta una portata con tempo di ritorno di circa 12 anni<sup>16</sup>.

A seguito dei suddetti eventi di piena del fiume Po, che hanno comportato il superamento dei 4000 m<sup>3</sup>/s di portata, è stata necessaria la completa messa a fiume dello sbarramento, cioè l'apertura completa delle paratoie. In tale occasione si sono riscontrate notevoli problematiche di movimentazione di alcune paratoie nell'eseguire la completa corsa.

| Evento | Stazione idrometrica Piacenza |       |      |
|--------|-------------------------------|-------|------|
|        | h                             | Q     | T    |
| 1994   | 9,98                          | 11600 | 71.3 |
| 2000   | 10,50                         | nd    | -    |
| 2002   | 7,18                          | 7400  | 7.6  |
| 2009   | 7,60                          | 7500  | 8.1  |
| 2014   | 7,55                          | 7500  | 8.5  |
| 2018   | 6,57                          | 6100  | -    |

Tab. VII-2 – Valori massimi di altezza idrometrica, portata e tempo di ritorno stimato per alcuni eventi storici di piena alla stazione di Piacenza

<sup>16</sup> Dati idrologici tratti dalla pubblicazione "Evento di piena del bacino del fiume Po - Novembre 2019" a cura di Giuseppe Ricciardi, Elisa Comune - Servizio Idrografia e Idrologia e Distretto Bacino del Po - Bologna, 20/12/2019

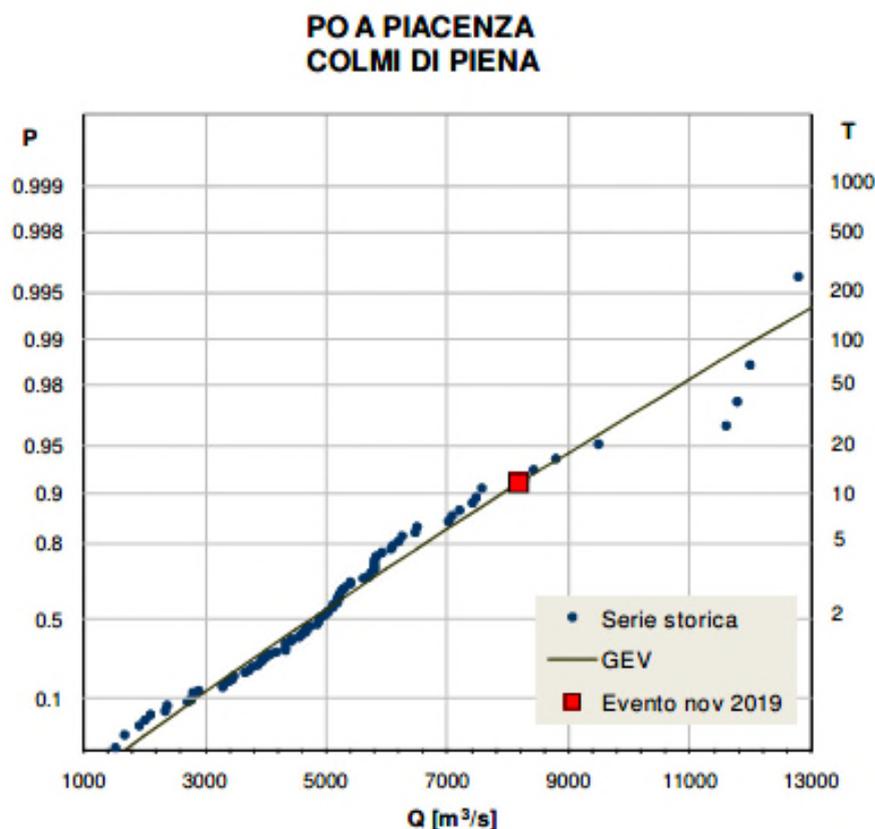


Fig. VII-6 – Portata al colmo osservata e confronto con i dati di serie storiche nelle sezioni di Piacenza

Il problema ha interessato in particolare la paratoia 4, dove si è avuto l’impaccamento di una catena, che si è accavallata sul pignone rendendo la paratoia indisponibile in posizione di parziale apertura, ma indurimenti sono stati riscontrati anche su catene di altre paratoie. Il problema non ha causato inconvenienti di esercizio durante l’evento, ma è stato necessario un intervento di urgenza per chiudere l’organo: la mancata chiusura in condizioni di portata ridotta può comportare l’impossibilità di gestire i livelli del bacino con il suo svuotamento al di sotto della quota minima di regolazione, cosa che può compromettere la stabilità delle sponde e delle arginature, oltre a rendere indisponibile l’impianto alla produzione.

Le catene oggetto dell’avaria sono catene di sollevamento Galle, una per ciascun lato di ogni paratoia.

Il sistema di sollevamento è azionato da un motore elettrico collegato ad un moltiplicatore di coppia ad ingranaggi, dotato di un albero di rimando sul lato opposto a quello in cui è posizionato il motore elettrico, al fine di ottenere la perfetta sincronizzazione dei due pignoni di sollevamento catena ed ottenere quindi un movimento perfettamente bilanciato.

La porzione di catena recuperata e conseguentemente rilasciata priva di tensione dal pignone in rotazione viene adagiata su “binari di riposo” sui quali la catena viene deviata da appositi profilati deviatori atti a distaccarne le maglie dal lato “lasco” del pignone.

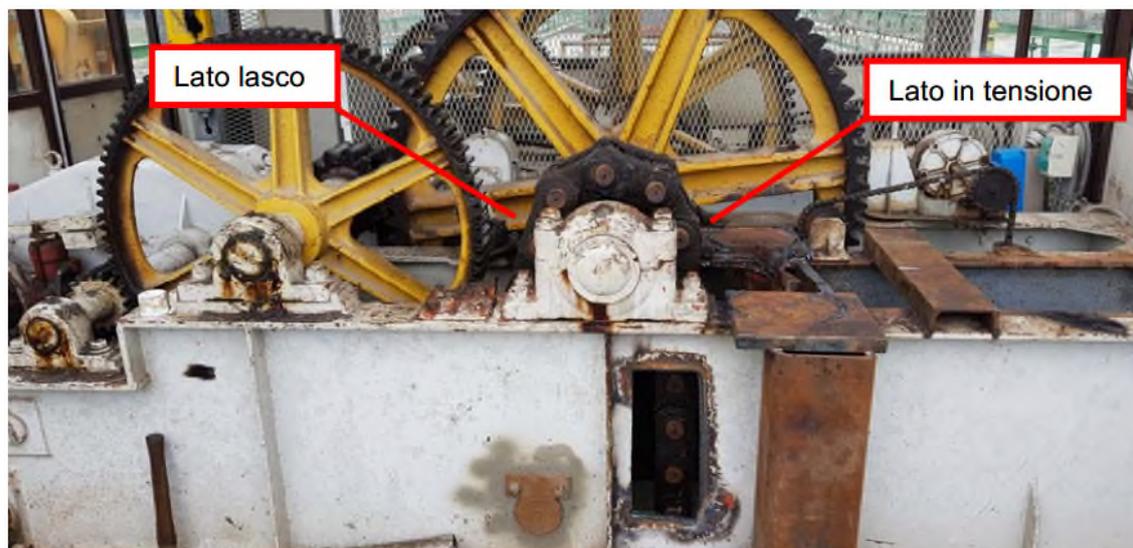


Fig. VII-7 - Argano paratoie in situazione normale

Durante l'evento di piena di ottobre 2019, nella fase di sollevamento della paratoia n°4, la porzione di catena in destra idraulica della paratoia (lato motore), per lo sforzo eccessivo causato dalla rigidità delle maglie all'uscita dal pignone, non è stata correttamente distaccata dal sistema di recupero atto a convogliarla sui binari di riposo.



Fig. VII-8 - impaccamento catena sul pignone



Fig. VII-9 - Sistema di sgravio del peso della paratoia dal pignone mediante martinetti idraulici

Ciò ha causato l'accavallamento della catena sul pignone stesso, fino a che questa, sul lato lasco, è rimasta incastrata tra il pignone e la catena del lato teso. Il sormonto della catena sul pignone ha causato il sollevamento asimmetrico della paratoia (40 cm su una luce di 30 m) facendo intervenire la relativa protezione meccanica, interrompendo la manovra e scongiurando pertanto il rischio di incastro della paratoia nei gargami e ulteriori danneggiamenti degli organi.

Si è quindi deciso di procedere con un intervento in emergenza per svolgere la catena e riportare la paratoia nella posizione desiderata. Per le operazioni di sblocco è stato necessario realizzare un sistema di sollevamento oleodinamico costituito da una trave, dimensionata e costruita ad hoc, sostenuta da una coppia di cilindri oleodinamici. In questo modo è stato possibile sgravare il pignone e la catena dal peso della paratoia (120 tonnellate circa) permettendo lo sbloccaggio della catena e il riallineamento della paratoia (vedere Fig. VII-9).

A seguito di una attenta ispezione, sono stati riscontrati danni ai seguenti componenti:

- carter di protezione e guida tra pignone e ruote dentate del riduttore;
- sistema di deragliamento del lato lasco della catena;
- binari di posizionamento in parcheggio della catena;
- denti e ruote dentate del moltiplicatore di coppia;
- maglie della catena per un metro di sviluppo;

L'entità dei danni riscontrati ha portato alla decisione di messa fuori servizio temporanea della paratoia n° 4, in posizione di chiusura, con conseguente comunicazione al competente Ufficio

Tecnico Dighe del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti. Si è inoltre deciso che qualsiasi manovra dello sbarramento avvenisse con comando locale e con la presenza di almeno 4 tecnici per vigilare sul buon funzionamento degli argani, fino ad una completa manutenzione delle catene.

Ciò ha consentito di affrontare senza avarie la successiva maggiore piena di novembre, durante la quale si è ancora evidenziata una certa difficoltà di manovra su più di una paratoia, dovuta alla rigidità delle catene, riscontrata soprattutto con elevati gradi di apertura. Da notare che è ammessa l'indisponibilità di una paratoia in manutenzione sulle 11 disponibili.

Successivamente si è provveduto al ripristino dell'organo della paratoia 4 ed all'acquisto di una coppia di catene al fine di eseguirne a rotazione la revisione completa. Si è anche deciso di procedere a rinforzare la struttura dei carter di protezione dei pignoni, al fine di impedire il coinvolgimento delle ruote dentate in eventuali, futuri episodi di accavallamento della catena e a potenziare il sistema di deragliamento della catena dal lato lasco del pignone, al fine di consentire il corretto immagazzinamento sui binari di riposo.

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- VIII -**

**Traversa di Isola Serafini**

INTERVENTI DI SALVAGUARDIA DELLA TRAVERSA

A cura di Fabio PLEBANI - ENEL Green Power

### **VIII.1 Introduzione**

L'impianto di Isola Serafini è ubicato in corrispondenza di un'ansa del fiume, circa 30 km a valle di Piacenza ed immediatamente a monte della confluenza con il fiume Adda; si trova nei comuni di Monticelli d'Ongina (PC) e Castelnuovo Bocca d'Adda (LO). Si tratta di un tipico impianto ad acqua fluente, composto dalla traversa mobile omonima che sbarra il fiume Po, dall'opera di presa, dalla centrale, sita sulla sponda sinistra del fiume e dal canale di restituzione.

L'impianto fu costruito negli anni 1958-1962 ed è attualmente gestito da Enel Green Power.

La portata massima derivabile è di 1000 m<sup>3</sup>/s; il salto è compreso tra 3.50 e 11 m; la potenza installata 82 MW; la producibilità media annua 480 GWh. In centrale sono installate 4 gruppi generatori provvisti di turbine Kaplan.

Il bacino imbrifero sotteso è di circa 43.230 km<sup>2</sup>.

La traversa, opera di competenza Statale – Direzione Generale per le Dighe, è costituita da 11 luci da 30 m ciascuna a cui si aggiungono due campate di servizio ricavate sulle sponde; la lunghezza del coronamento è di circa 370 m. L'altezza della diga da FCEM è di 26,5 m, quella di ritenuta di 9 m.



Fig. VIII-1 – Corografia dell'impianto di Isola Serafini su ortofoto

Le pile hanno lunghezza 34.30 m, larghezza 3.20 m e altezza 32.5 m. La passerella di coronamento, dove sono installati gli argani delle paratoie, è appoggiata sulle pile e sulle spalle; ha il piano di calpestio a quota 55,50 m s.l.m. La quota massima di regolazione, pari a quella di massimo invaso, è di 41,5 m s.l.m.; in genere il livello è mantenuto a quota costante intorno a 41 m s.l.m..

Le luci, numerate da 1 a 11 a crescere da sinistra a destra, sono presidiate da paratoie metalliche piane a carrelliera; le tre paratoie laterali di destra e le tre di sinistra sono sormontate da paratoie a ventola con altezza di ritenuta 1,70 m. Le paratoie hanno una altezza di ritenuta totale di 6,50

m (soglia di monte a 35,00 m s.l.m.) ad eccezione delle due in sponda destra, alte 8,00 m (soglia di monte a 33,50 m s.l.m.), aventi funzione di sghiaioamento.

Nella Fig. VIII-3 è riportata la sezione tipo della traversa. Essa è contenuta nell'alveo di magra e regola i livelli alla quota costante di 41 m slm. In caso di piena le paratoie vengono sollevate per consentire il deflusso naturale con supero del livello di regolazione. In occasione delle piene la parte sinistra della traversa può essere aggirata avendo una parte golenale disponibile per il deflusso fluviale.



Fig. VIII-2 – Veduta aerea dell'impianto di Isola Serafini

Il terreno di fondazione è un banco alluvionale di sabbia debolmente ghiaiosa, interrotta a luoghi da sottili lenti di limo o limo sabbioso. Le pile sono fondate su cassoni pneumatici, in parte costruiti in sito (sponda sinistra) e in parte galleggianti, varati fino al posizionamento e quindi affondati.

Con cassoni sono stati realizzati anche i diaframmi longitudinali a monte ed a valle, con pari quota di base; all'interno dei recinti, che si venivano così a formare, furono costruite le platee, fondate direttamente sulle alluvioni.

### VIII.2 Problematiche e cronistoria degli interventi

Da tempo si è osservato che il letto del fiume Po è soggetto ad un graduale abbassamento generalizzato con situazioni localizzate particolarmente marcate<sup>17</sup>.

Nell'intorno di Isola Serafini, dalla costruzione dell'impianto ad oggi, il letto del fiume ed il livello idrico si sono abbassati di oltre 3 m. La traversa, essendo del tutto trasparente alle portate di piena in condizioni di totale apertura, si comporta come una soglia di fondo: infatti, su scala locale, si può rilevare una sostanziale stabilità dell'alveo a monte, mentre a valle, in prossimità della traversa, l'erosione si accentua. Le batimetrie effettuate nel bacino di monte, fin dalla costruzione, hanno evidenziato che il bilancio depositi-erosioni è prossimo allo zero; perciò, la presenza della traversa non sembra influenzare apprezzabilmente gli abbassamenti del fiume che evidentemente sono governati da fenomeni ad una scala maggiore di quella locale.

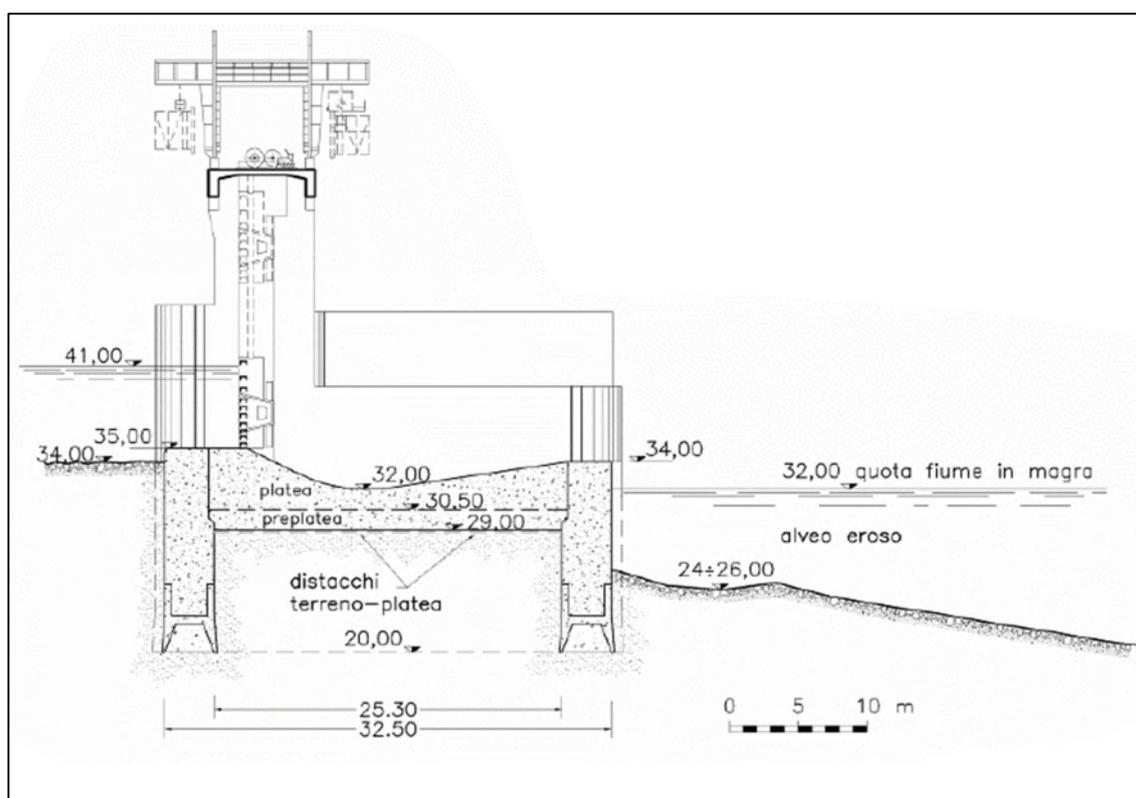


Fig. VIII-3 - Sezione tipo della traversa

A partire dagli anni 90 sono stati realizzati diversi interventi con lo scopo di migliorare la tenuta idraulica e contrastare i fenomeni di erosione del fondo rilevati a valle della traversa, realizzando diaframmi di impermeabilizzazione e protezioni in corrispondenza dei cassoni di soglia e consolidando l'alveo a valle.

Si elencano di seguito i principali interventi eseguiti.

<sup>17</sup> Si veda anche la monografia "INTERVENTI DI SALVAGUARDIA DELLA TRAVERSA DI ISOLA SERAFINI SUL FIUME PO" di G. OLDANI et al., presentata alla Giornata di studio ITCOLD "Il miglioramento e la riabilitazione delle dighe per preservare un importante capitale infrastrutturale", 4 maggio 2006, Roma, da cui sono tratti alcuni elementi del presente case history.

- 1991-92: realizzazione di una scogliera di protezione, estesa a tutte le undici luci, per una larghezza complessiva di 23 m, delimitata a valle da una paratia di contenimento, costituita da elementi in calcestruzzo armato infissi con ciglio superiore a quota 29 m s.l.m. e piede a quota 22 m s.l.m.
- 1995-99: consolidamento della suddetta scogliera di protezione in corrispondenza alle luci 5 e 6, mediante formazione di celle delimitate da un graticcio di travi, rinforzo dello strato filtro e posa di pietrame di maggiore pezzatura (2.0÷2.5 t) e blocchi di cls.
- 1997-98: protezione e impermeabilizzazione dei giunti dello sbarramento, mediante posa di palancole per chiudere il vano fra cassoni di pila e di soglia, asportazione del terreno e formazione di una trave coprigiunto costituita da getti di calcestruzzo e iniezioni di consolidamento
- 2001-03: diaframmi in jet-grouting a monte e a valle dello sbarramento: il primo lungo il taglione di monte, esteso a tutta la traversa e ammorsato sulle sponde, con ciglio superiore a quota 26-24 m s.l.m. e spinto in profondità fino a quota 4 m s.l.m.; il secondo in corrispondenza del taglione a valle della traversa per le luci 5-6-7-8-9, con ciglio a quota 24 m s.l.m. e piede a quota 10 m s.l.m.
- 2002-04: intasamento dei distacchi platee-terreno di fondazione, su tutte le luci, mediante iniezioni a bassa pressione di betoncino e miscele cementizie e formazione di 8 blocchi dissipatori in platea per ciascuna luce.
- 2003-04: ritombamento dell'alveo a valle in corrispondenza alle luci 7-8-9 mediante formazione di uno strato filtro, riporto di pietrame e protezione con burgoni in calcestruzzo per contrastare le erosioni ed assicurare al piede traversa una quota pari o superiore a 28 m s.l.m..
- 2015: consolidamento alveo a monte della traversa in corrispondenza delle luci 3-4-5 mediante getto di calcestruzzo da fondo alveo fino a quota 27 m s.l.m. circa; ripristino delle quote dell'alveo a valle interessato dalle erosioni, limitatamente alla luce 4.
- 2016: completamento del consolidamento dell'alveo a monte della traversa, consistente nel riempimento della depressione, venutasi a formare davanti alle luci 3, 4, 5, utilizzando sedimenti prelevati da zone limitrofe dell'alveo a monte.
- 2019-22: estensione degli interventi eseguiti nel 2001-04 alle luci 1, 2, 3, 4, 5, 10 e parzialmente la 11 con suddivisione in due lotti: lotto I – indagini geognostiche e diaframma in jet grouting, lotto II – realizzazione della protezione del piede di valle.

### **VIII.3 Descrizione degli interventi**

I lavori effettuati negli anni '90 sono stati eseguiti per rimediare ai singoli problemi che si verificavano, mentre all'inizio degli anni 2000, sulla base delle esperienze passate, si è mirato ad inquadrare in un'unica logica tutti gli interventi cercando di proporre una risposta complessiva; come meglio descritto nel seguito, si è anche voluto implementare quelle soluzioni che si prestavano ad un adattamento o ad un ampliamento di intervento in funzione del possibile estendersi dei dissesti.

Alla luce della molteplicità delle problematiche e della difficoltà di prevederne l'evoluzione, nell'ambito degli interventi è stata adottata una strategia progettuale che si riconduce al cosiddetto "metodo osservazionale", nelle forme più moderne, dopo la prima formulazione che risale a K. Terzaghi (Terzaghi, 1961).

A tal fine è stata definita una soluzione "principale", ad oggi realizzata, per far fronte ai difetti accertati più urgenti che comportavano una riduzione non accettabile dei margini di sicurezza; per altri difetti solo temuti o in evoluzione, sono state previste soluzioni "sussidiarie" messe in atto, se necessario, in funzione del raggiungimento di prefissate soglie dei valori delle grandezze misurate e, comunque, dopo aver valutato l'efficacia dei rimedi proposti nella soluzione "principale".

Gli interventi progettati per la "prima fase" (soluzione principale) sono stati i seguenti:

- diaframma a monte: spinto in profondità fino a quota 4 m s.l.m., segue il profilo del taglione a monte della traversa, per tutta la sua lunghezza, ammorsandosi nelle sponde. La funzione primaria è di allungare i percorsi di filtrazione incrementando i margini di sicurezza al sifonamento e migliorare la resistenza allo scorrimento riducendo i gradienti di efflusso;
- intasamento dei vuoti creati dai distacchi platee – terreno: su tutte le luci mediante perforazione delle platee e iniezioni a bassa pressione di betoncino e miscele cementizie con lo scopo di aumentare la resistenza al sifonamento, ripristinando il regime di filtrazione alterato a seguito dei distacchi;
- blocchi dissipatori in platea: otto blocchi per ciascuna luce, di forma trapezoidale, altezza 1.50 m, disposti su un'unica fila con lo scopo di contenere il risalto idraulico sulla platea, dissipando una quota significativa (circa il 50%) dell'energia, che altrimenti si trasferirebbe nel letto del fiume;
- diaframma a valle: sulle luci 5-6-7-8-9, con la funzione di prevenire lo scalzamento dei cassoni in corrispondenza delle erosioni accertate di maggiore profondità;
- Ritombamento dell'alveo a valle: in corrispondenza alle luci 7-8-9 è stato eseguito un ripascimento per ripristinare il terreno eroso ed assicurare al piede traversa una quota pari o superiore a 28 m s.l.m.

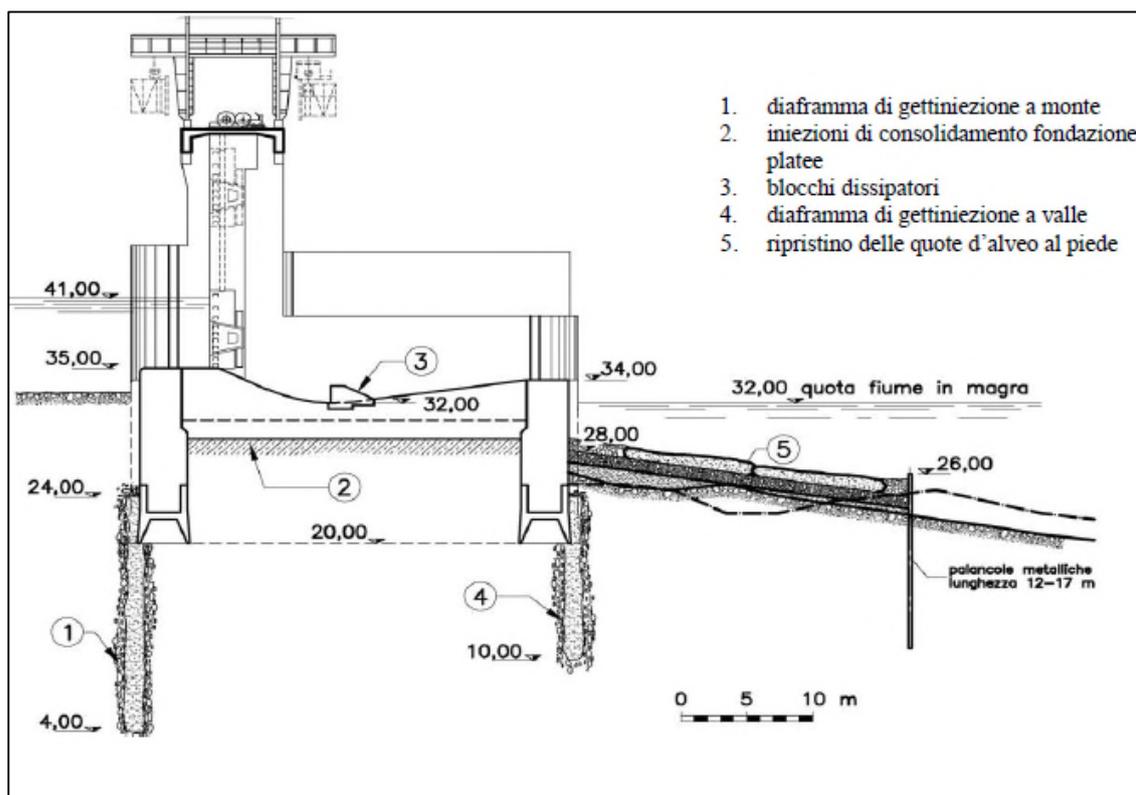


Fig. VIII-4 – Tipologia degli interventi riabilitativi della traversa

Gli interventi "sussidiari" sono stati invece previsti in progetto, secondo il metodo osservazionale, per far fronte alla possibile evoluzione dei fenomeni: si tratta di interventi aggiuntivi, come il rinforzo delle fondazioni delle pile mediante gettiniezione o la cucitura di alcune lesioni.

La loro esecuzione è subordinata al raggiungimento di determinate soglie di controllo nei valori delle grandezze misurate, individuate come stati limite di esercizio.



Fig. VIII-5 – Esecuzione del diaframma di monte da pontone.

### **VIII.3.1 Diaframmi gettinietati**

Il diaframma a monte è stato realizzato con pali secanti gettinietati, diametro 1,20 m (tempo medio di trattamento 3'25''/m, cemento 470 kg/m e bentonite al 3% in peso di cemento), lungo due linee parallele a 0,30 m di distanza. Per l'iniezione è stata utilizzata la tecnica trifluido (aria, acqua, miscela di cemento bentonite), operando da pontone di 40 m. I pali sono stati realizzati sotto battente con elevata profondità di perforazione e trattamento; il controllo in corso d'opera è avvenuto immediatamente con la verifica della qualità e della configurazione geometrica di ogni palo gettinietato, fissando soglie di tolleranza sulla massima deviazione inclinometrica e modificando il passo dei pali in relazione ai risultati delle misure. Per il diaframma a valle si è operato direttamente dalle platee. La profondità, in questo caso, è stata

limitata alla quota +10 m s.l.m.; per ridurre i tempi sono stati eseguiti pali di diametro 2 m (tempo medio di trattamento 6'40"/m, cemento 1310 kg/m) disposti su un'unica fila, rispettando comunque le prescrizioni dimensionali minime.



Fig. VIII-6 - Gettiniezione a valle da platea

In entrambi i casi l'impianto di miscelazione e pompaggio era a terra in sponda sinistra e la distribuzione avveniva mediante tubazioni disposte sulla passerella di coronamento a quota 55,0 m s.l.m.

Complessivamente, sono stati realizzati 950 pali, per una superficie trattata di diaframma di 11700 m<sup>2</sup>, con il rifacimento di sole 6 colonne che non avevano rispettato le specifiche di progetto nei riguardi della deviazione inclinometrica media  $\leq 1\%$ .

Nel corso del 2019-2020 si è realizzato il completamento del diaframma di valle sulle luci 1,2,3,4,5,11 che non erano state comprese nell'intervento 2001-2003.

Per l'esecuzione dei pali di diametro 2 m disposti su una unica fila si sono mantenuti gli stessi parametri tecnici della campagna precedente operando anche in questo caso direttamente dalle platee.

Come elemento integrativo è stata realizzata in questa occasione una pista di cantiere in terra a valle delle luci interessate dalle lavorazioni. La pista di servizio è stata concepita con diversi scopi: innanzitutto per la gestione e il trasporto del refluo del jet grouting, poi per le operazioni di spostamento della sonda fra una luce e l'altra, infine come eventuale rapida via di accesso e evacuazione principale in caso di emergenze.

L'impianto di miscelazione e pompaggio era a terra in sponda sinistra per la realizzazione delle luci 1-5, mentre è stato spostato in sponda destra per la realizzazione del diaframma relativo alla luce 11. La distribuzione è avvenuta mediante tubazioni disposte sulla pista di cantiere.



Fig. VIII-7 - Gettiniezione a valle da platea (campagna 2019-2020)

Nella campagna 2019-2020, sono stati realizzati 180 pali di 2 m di diametro, per una superficie trattata di diaframma di 2500 m<sup>2</sup>. Tutte le colonne realizzate hanno rispettato le specifiche di progetto.

### **VIII.3.2**      *Interventi sulle platee*

L'intervento nel suo complesso è consistito nella esecuzione di iniezioni di intasamento del terreno sottostante le platee e di consolidamento del corpo preplatea-platea di calcestruzzo, e nella successiva costruzione di 88 blocchi dissipatori di c.a.

L'impianto di miscelazione e pompaggio, situato in sponda sinistra, operava in modo completamente automatico e alimentava l'attrezzatura di perforazione ed iniezione sulle platee per mezzo di tubazioni che hanno raggiunto la lunghezza di 400 m, situate sulla passerella della traversa.

L'intervento è consistito, per ciascuna platea, nell'esecuzione di una serie di perforazioni e relative iniezioni, disposte a reticolo con maglia quadrata e distinte in due fasi operative: la prima, secondo uno schema reticolare, ad interasse di 6 metri circa, costituito complessivamente da 25 perforazioni/iniezioni; la seconda, seguendo il medesimo schema geometrico, a quinconce rispetto al primo e composto da 24 perforazioni/iniezioni.

Ogni iniezione, eseguita mediante tubazione di acciaio da 2" circa, è consistita in un intasamento del terreno con betoncino cementizio e successivamente dello stesso terreno con miscela di cemento e bentonite ed infine in un consolidamento del corpo di calcestruzzo della platea con miscela di cemento e microfiller.

La quantità complessiva dei materiali iniettati per ciascuna platea è stata di circa 400 m<sup>3</sup> nel terreno di fondazione e circa 50 m<sup>3</sup> per il consolidamento della struttura di calcestruzzo.

I blocchi dissipatori (8 per platea, 88 in totale) da 6,80 m<sup>3</sup> l'uno, con rivestimento superiore antiusura di cemento alluminoso "Lafarge", rivestiti di lamiera sul fronte e sui lati, sono stati ancorati alla platea con barre di acciaio.



Fig. VIII-8 – Costruzione dei blocchi dissipatori

### **VIII.3.3**      *Tombamento dell'alveo a valle*

Con la finalità di limitare l'erosione e lo scalzamento al piede di valle della traversa, l'alveo era stato tombato negli anni '90, con risultati non soddisfacenti, nonostante tecniche diverse di impegno crescente.

Negli anni 2003-04 fu quindi deciso di realizzare lo strato di protezione dell'alveo con elementi tipo "burgoni", di grandi dimensioni, che nel modello risultarono stabili. L'intervento è stato infatti preceduto da una verifica, per diverse ipotesi progettuali, su modello fisico realizzato presso il laboratorio di idraulica Enel Hydro di Milano.



Fig. VIII-9 - Costruzione del "burgone" nel vano di varo del pontone

Questi elementi, costituiti da un involucro di rete metallica per contenere il pietrame, assemblati su un pontone e varati attraverso il fondo mobile dello stesso, sono stati utilizzati in passato per difese in alveo.

Nel caso in esame questa tecnica è stata innovata, introducendo il calcestruzzo in luogo del pietrame per ottenere elementi di maggiore resistenza e durabilità.

I burgoni (lunghezza 10 m per 2 m<sup>2</sup> di sezione) sono stati realizzati con un rivestimento di rete metallica accoppiata a geotessuto, leggermente armati, riempiti e varati con calcestruzzo ancora fluido per meglio modellarsi al fondo.

La ricarica dell'alveo con pietrame e burgoni è stata estesa alle luci 7-8-9, dove erano state registrate le massime erosioni. La ricarica è delimitata verso valle da un palancoleto metallico, esteso anche alle luci adiacenti 6 e 10.

L'intervento si è sviluppato come segue:

- infissione del palancoleto, delimitante l'area di intervento, a circa 30 m dal filo di valle della traversa, in luogo dei 26 m previsti, a causa della presenza dei resti del diaframma di calcestruzzo eseguito nel 1992, che impedivano l'infissione;
- regolarizzazione del fondo dell'alveo;
- stesa di geotessile di separazione da 400 gr/m<sup>2</sup>;
- creazione di uno strato filtro, spessore 1 m, con elementi lapidei da 100÷500 kg;
- posizionamento dei burgoni di calcestruzzo;
- chiusura degli spazi residui fra le palancole ed i burgoni, a valle, e fra questi e la traversa, a monte, con pietrame intasato con calcestruzzo.

La superficie di alveo protetta è stata di 3000 m<sup>2</sup>; il palancoleto ha una lunghezza di circa 130 m con una superficie di circa 1900 m<sup>2</sup>.

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- IX -**

## **Traversa di Mazzè**

INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE

A cura di Mario Fossati e Fabio Burlone - Associazione Irrigazione Est Sesia

## **IX.1 Introduzione**

Dal punto di vista storico gli impianti di Mazzè nascono nei primi anni del '900. Fu allora, infatti che, dalla constatazione che l'ampio anfiteatro morenico canavesano era profondamente inciso dal corso della Dora Baltea all'altezza di Villareggia e Mazzé, prese forma l'idea di ricavare dalla Dora Baltea in quel punto, mediante la costruzione di uno sbarramento regolabile, l'energia indispensabile a sollevare di circa 60 m l'acqua necessaria per l'irrigazione dei territori posti su entrambe le sponde del fiume ai piedi delle colline moreniche, estesi su una superficie di circa 4000 ettari.

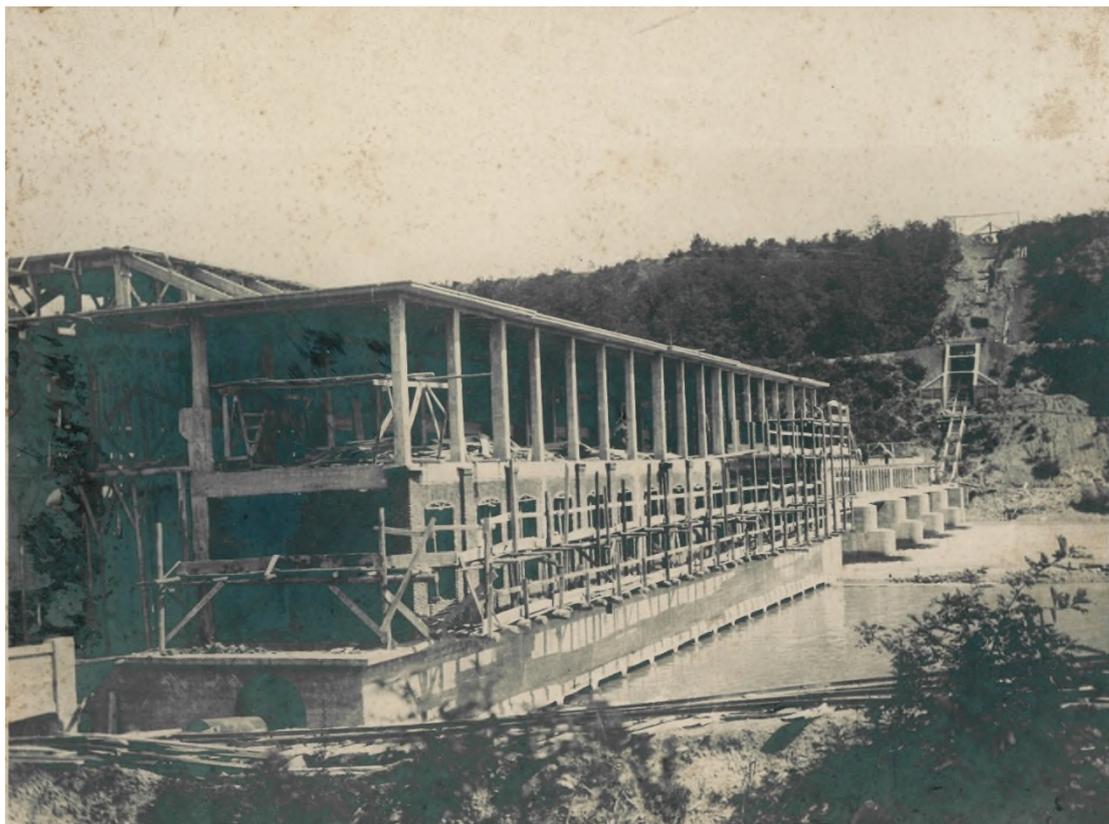


Fig. IX-1 – Foto storica dei lavori di costruzione degli impianti di Mazzè

Appena ultimata la costruzione dell'impianto, nell'estate del 1923, un grave evento alluvionale provocò l'aggiramento della centrale (realizzata sull'originaria sponda destra del fiume) con conseguente allargamento della sezione di deflusso. L'urgenza di ripristinare la funzionalità degli impianti e le scarse risorse finanziarie allora disponibili imposero la costruzione di un secondo sbarramento, impropriamente denominato "scaricatore", realizzato direttamente sui sedimi dell'alveo inciso dalla piena, senza provvedere ad un approfondimento degli scavi per l'insediamento della soglia di fondo ad una quota inferiore a quella della traversa principale. La soglia venne quindi realizzata a quota 207,30 m s.l.m., circa 1,50 m più in alto rispetto alla soglia della traversa. Questa configurazione, oltre a limitare le capacità di deflusso dello scaricatore, non consentiva l'utilizzo alternato dei due sbarramenti.

Stanti le caratteristiche dimensionali dell'invaso (circa 3.000.000 m<sup>3</sup>) determinato dallo sbarramento, la diga di Mazzè rientra nella categoria delle "Grandi Dighe".

Nel 1993, la Regione Piemonte ha affidato all'Associazione Irrigazione Est Sesia la gestione degli impianti di Mazzè, unitamente all'incarico di portare avanti la loro ristrutturazione.



Fig. IX-2 – Veduta aerea degli impianti di Mazzè sulla Dora Baltea prima degli interventi di ristrutturazione

A partire dalla seconda metà degli anni '90, pertanto, la stessa Associazione Irrigazione Est Sesia ha avviato la progettazione e l'esecuzione dei primi interventi per la messa in sicurezza e la ristrutturazione degli impianti di irrigazione e produzione di energia idroelettrica esistenti sulla Dora Baltea in comune di Mazzè, dando priorità all'adeguamento e al consolidamento delle strutture di sottofondazione della traversa.



Fig. IX-3 – Vista da valle dello sbarramento di Mazzè originario. Da destra orografica si osservano: Scaricatore, Centrale Idroelettrica e Traversa principale

A seguito della rovinosa alluvione del 2000, vennero ridefiniti i parametri idrologici caratteristici della Dora, con incremento della portata di piena millenaria da 3.100 m<sup>3</sup>/s a 4.000 m<sup>3</sup>/s. La nuova condizione idrologica modificava radicalmente le condizioni di sicurezza degli impianti, comportando la necessità di realizzare importanti interventi di ristrutturazione e di riammodernamento degli stessi. Questi interventi miravano al consolidamento e all'adeguamento funzionale dello sbarramento, che presentava sia alcune problematiche di conservazione sia, soprattutto, problematiche di compatibilità con i nuovi e più restrittivi criteri normativi. Nel 2006, presso l'Università dell'Aquila, fu realizzato uno studio su modello fisico degli interventi di ristrutturazione previsti, allo scopo di verificare il corretto funzionamento idraulico dell'impianto, confermando la necessità di riformare l'assetto delle luci di deflusso e aumentare il franco di sicurezza in caso di piena.



Fig. IX-4 – Modello fisico realizzato dal Laboratorio di Idraulica Ambientale e Marittima (LIAM) dell'Università dell'Aquila

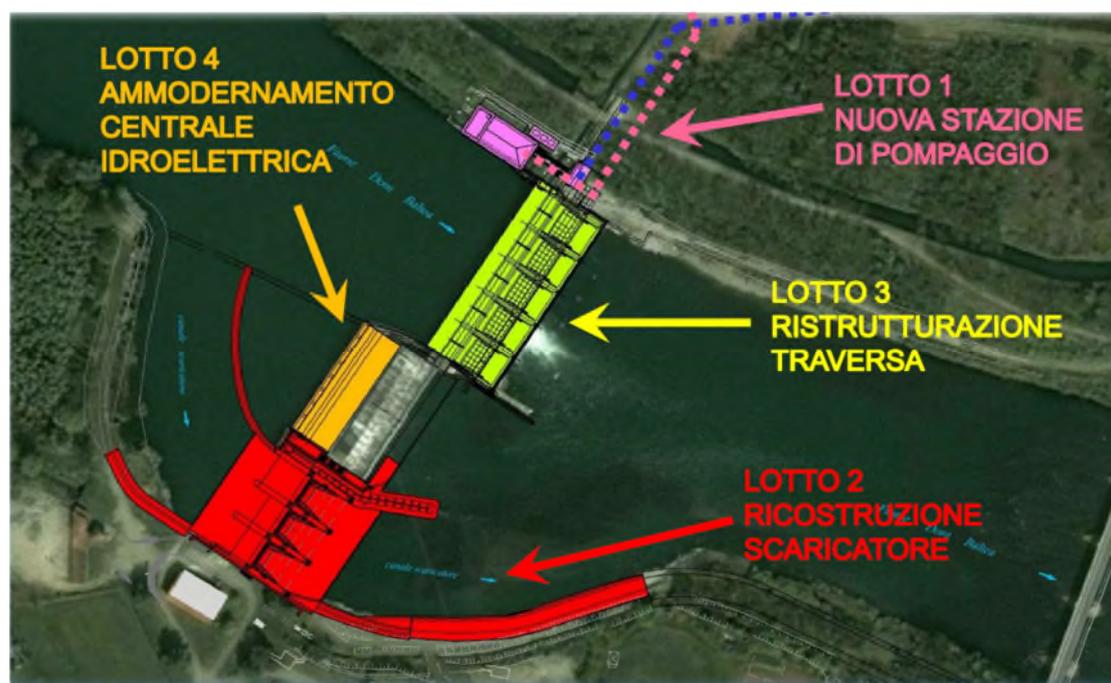


Fig. IX-5 – Inquadramento generale degli interventi di ristrutturazione degli impianti di Mazzè con suddivisione in stralci funzionali

Vista l'entità delle opere da realizzare, i lavori di riforma sono stati suddivisi nei seguenti stralci funzionali:

- 1° stralcio funzionale: costruzione della nuova stazione di sollevamento “Dora” (completata nel 2012);
- 2° stralcio funzionale: ricostruzione dello scaricatore (completato nel 2016);
- 3° stralcio funzionale: ristrutturazione della traversa (lavori attualmente in corso di esecuzione);
- 4° stralcio funzionale: ammodernamento della centrale idroelettrica (in corso di progettazione).

## **IX.2 Costruzione della nuova stazione di pompaggio irriguo (1° stralcio funzionale)**

Le acque della Dora Baltea, sollevate per mezzo dell'impianto idroelettrico e di pompaggio dello sbarramento di Mazzè, sono utilizzate per l'irrigazione dei terreni ricadenti nel comprensorio del Consorzio irriguo “Angiono Foglietti”. Nella struttura originale la condotta forzata aveva inizio dal corpo centrale dell'impianto, dove sono alloggiati i gruppi di pompaggio accoppiati meccanicamente alle turbine, e successivamente per raggiungere la sponda sinistra orografica e l'altopiano sovrastante il corso d'acqua transitava lungo tutta la struttura della traversa.



Fig. IX-6 – Condotta forzata per il pompaggio ad uso irriguo transitante sulla struttura della vecchia traversa

La necessità di migliorare l'efficienza della rete di distribuzione del Consorzio irriguo "Angiono Foglietti", sia in termini di abbattimento dei costi di gestione che di risparmio della preziosa risorsa idrica per effetto dell'eliminazione delle perdite per infiltrazione nel terreno, ha condizionato le scelte progettuali relative agli interventi di costruzione di una nuova stazione di pompaggio imponendo anche una sostanziale riconfigurazione della rete di adduzione ai canali di Villareggia e Fraschea Superiore e Inferiore dello stesso consorzio.

L'esigenza di garantire l'approvvigionamento idrico ad uso irriguo durante il periodo in cui gli impianti di Mazzè sarebbero stati soggetti ai pesanti interventi di ristrutturazione descritti nel capitolo precedente, ha reso prioritaria quindi la realizzazione di una nuova stazione di sollevamento indipendente dal funzionamento della centrale idroelettrica e in grado di operare anche in condizioni di invaso ridotto.

La configurazione degli impianti, caratterizzata dall'ubicazione dei gruppi di pompaggio in posizione centrale rispetto all'alveo della Dora, in corrispondenza delle turbine per la produzione idroelettrica, rendeva di fatto incompatibile l'esecuzione delle lavorazioni in progetto con la continuità del sollevamento ad uso irriguo. La stessa condotta forzata, che nella configurazione originaria era sorretta dalla struttura reticolare in c.a. costituente il camminamento della traversa, avrebbe interferito con i lavori di ristrutturazione ed adeguamento funzionale del barraggio.



Fig. IX-7 – Nuova stazione di pompaggio posizionata sulla sponda sinistra

La nuova stazione di sollevamento "Dora", i cui lavori sono stati ultimati nel 2012, è stata posizionata in sponda sinistra del fiume ed è dotata di due gruppi di pompaggio indipendenti che alimentano ciascuna una propria condotta forzata: la prima (quella originaria) a servizio del canale di Villareggia; la seconda (di nuova costruzione) serve i canali di Fraschea Superiore e Inferiore.



Fig. IX-8 – Interno della nuova stazione di pompaggio

Il primo gruppo di sollevamento è costituito da cinque pompe centrifughe ad asse verticale aventi portata  $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ , prevalenza di 63 m e azionate da motori da 1000 KW con tensione 690 V a 8 poli V1. Le mandate delle cinque pompe confluiscono nella condotta principale in acciaio che, nel tratto compreso tra il blocco reggi-spinta e la curva a  $90^\circ$  realizzata in corrispondenza dell'innesto nella condotta pre-esistente, presenta un diametro di 1600 mm ed è disposta parallelamente alla sponda del fiume.

Il secondo gruppo di pompaggio è costituito da due pompe centrifughe in esecuzione verticale (di cui una con funzione di riserva attiva) aventi portata di  $0,25 \text{ m}^3/\text{s}$ , prevalenza di 70 m e azionate da motori da 250 KW. Le mandate delle due pompe confluiscono nella condotta secondaria che, nel primo tratto, presenta un diametro di 500 mm, è realizzata in acciaio ed è disposta parallelamente alla condotta principale.

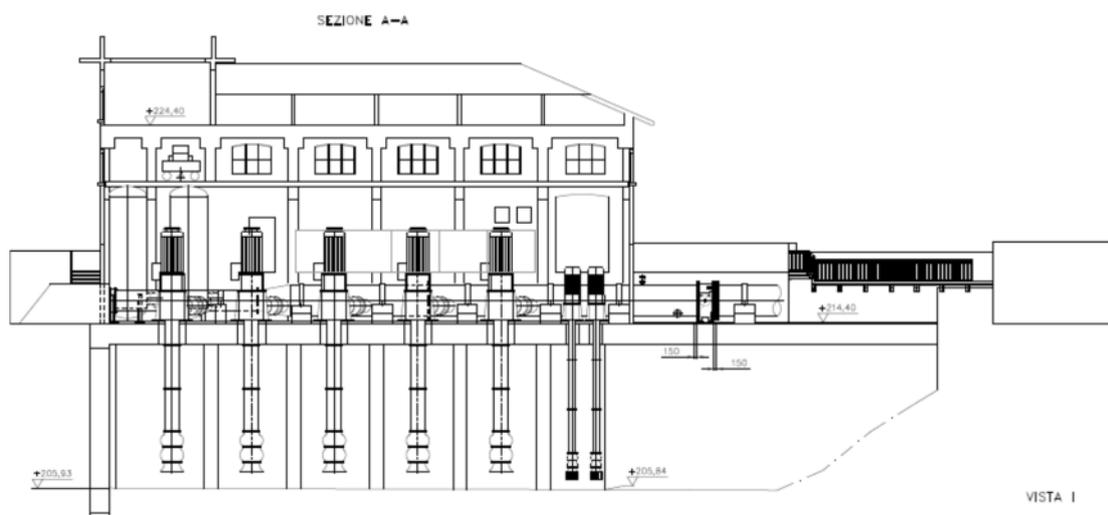


Fig. IX-9 – Sezione della nuova stazione di pompaggio con la camera di carico sottostante

Lo sdoppiamento delle condotte forzate per l'alimentazione separata ed indipendente del canale di Villareggia (sfruttando l'esistente condotta di adduzione) e dei canali Frascaia Superiore e Inferiore (mediante la realizzazione di una nuova condotta) è stato individuato come la soluzione economicamente più vantaggiosa in seguito allo studio di una serie di possibili scenari, sia in termini di risparmio energetico per il sollevamento che per l'abbattimento dei costi di gestione operativa della rete di adduzione.

Le pompe, dotate di giranti centrifughe di tipo semi-assiale sommerse, hanno i motori elettrici posti ad una quota al di sopra del massimo livello raggiunto dalla Dora in occasione della piena millenaria.

Tali gruppi di pompaggio sono alimentati da quadri elettrici installati su un soppalco metallico realizzato al di sopra delle condotte, internamente al locale tecnico della stazione. Sono state realizzate due casse d'aria per il colpo di ariete, una per ciascuna condotta.

La camera di carico, posta al di sotto dell'edificio, è dotata di paratoia piana a scorrimento e movimentazione oleodinamica con sgrigliatore automatico a due bracci snodati.

All'interno della stessa camera di carico le pompe sono separate da setti in cemento armato al fine di scongiurare la formazione di vortici e possibili conseguenti fenomeni di cavitazione.

È stata realizzata inoltre una paratoia di carico secondario posta nella zona di monte della struttura che per mezzo di una condotta di adduzione in acciaio e di un relativo condotto di scarico di esaurimento a valle consente la pulizia della vasca di carico dai depositi di limo con periodiche "cacciate d'acqua".



Fig. IX-10 – Edificio scaricatore originario a cinque luci

### **IX.3 Ricostruzione dello scaricatore (2° stralcio funzionale)**

I lavori di ricostruzione dello scaricatore, che sono stati ultimati nel 2016, hanno previsto la completa demolizione delle strutture esistenti e la riprogettazione e ricostruzione dell'opera secondo i seguenti criteri:

- abbassamento della quota della soglia di fondo a 205,36 m s.l.m. (40 cm più in basso rispetto alla quota della soglia della Traversa principale);
- riduzione del numero delle luci di deflusso da cinque a tre con conseguente allargamento delle stesse (12,80 m di luce) per favorire il deflusso in caso di eventi di piena;
- sostituzione delle cinque paratoie piane tipo “wagon” con tre paratoie a settore munite di ventola integrata a movimentazione oleodinamica;
- abbassamento del fondo del canale scaricatore a monte dello sbarramento e protezione della sponda destra.



Fig. IX-11 – Nuovo edificio scaricatore a tre luci

Un aspetto decisamente rilevante, tra le varie lavorazioni eseguite, è costituito dai molteplici interventi di consolidamento e impermeabilizzazione del terreno (iniezioni cementizie e silicatiche, jet grouting), preliminari alla realizzazione della nuova struttura, sia di tipo provvisorio per consentire gli scavi in alveo in condizione di sicurezza sotto qualsiasi battente, sia di carattere definitivo per soddisfare la stabilità idraulica e geotecnica in esercizio (schermi di monte e di valle, sottofondazioni).

Tali interventi sono di seguito riassunti:

- schermo di impermeabilizzazione di monte profondo 24 m e realizzato con iniezioni per permeazione attraverso tubi valvolati, secondo il sistema delle iniezioni ripetute in pressione, a volume controllato con limitazioni imposte dalla pressione di rifiuto;
- sottofondazioni dei quattro nuovi speroni mediante trattamento jet grouting. Ciascuna fondazione è costituita da 4 file affiancate di colonne jet bifluido Ø1200 mm che si estendono per una profondità di 7 m al di sotto della platea dello scaricatore;
- schermo di impermeabilizzazione di valle esteso per una profondità di 10 m, costituito da una fila di colonne jet grouting Ø1200 mm tra loro compenstrate;

- opere varie di sostegno per delimitare e sostenere perimetralmente gli scavi della platea di fondazione e della vasca di risalita per l'ittiofauna con l'utilizzo di diaframmi costituiti da paratie in c.a. o da colonne jet grouting armate con profili tubolari metallici;
- tampone di fondo eseguito al di sotto di tutta la platea di fondazione, per impermeabilizzare il fondo scavo, realizzato con colonne jet grouting bifluido Ø1200 mm compenstrate tra loro.

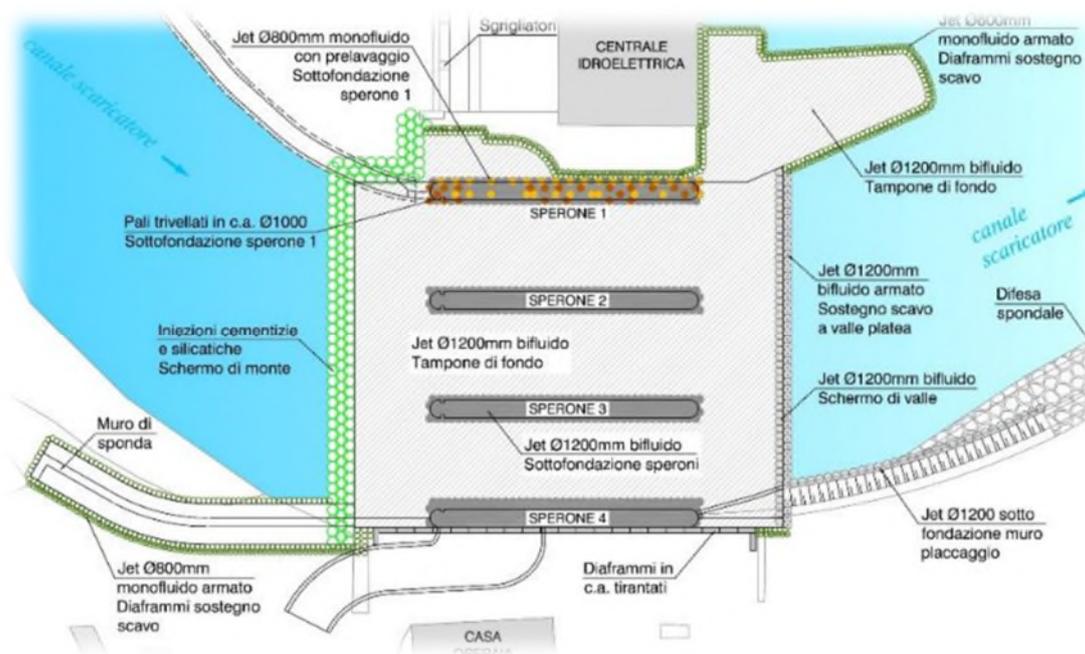


Fig. IX-12 – Planimetria degli interventi di consolidamento e impermeabilizzazione del terreno in corrispondenza dello scaricatore

Il campo prove iniziale per la messa a punto dei parametri e i controlli eseguiti in cantiere nel corso delle lavorazioni hanno avuto un ruolo determinante per la buona riuscita dei trattamenti di consolidamento e impermeabilizzazione.

Al termine delle lavorazioni sono state eseguite delle indagini per verificare la buona riuscita dei trattamenti.

Nello schermo di monte di iniezioni, sei sondaggi con prove di permeabilità tipo Lefranc hanno evidenziato una riduzione della permeabilità del terreno naturale di almeno due ordini di grandezza, con valori compresi nel range  $1 \times 10^{-04} \div 1 \times 10^{-05}$  cm/s, in linea con le ipotesi progettuali. Per la verifica dei trattamenti jet grouting sono stati eseguiti dei sondaggi a carotaggio continuo, sia verticali che inclinati, con prove in situ e di laboratorio.

Le lavorazioni sono state programmate in funzione della risposta del sistema di monitoraggio installato sulle strutture esistenti che dovevano rimanere funzionali per garantire il normale esercizio dello sbarramento. Il sistema di monitoraggio è consistito in una rete di target per letture topografiche manuali eseguite con frequenza variabile a seconda delle necessità, fino anche a 2-3 volte al giorno in alcuni momenti particolarmente critici.

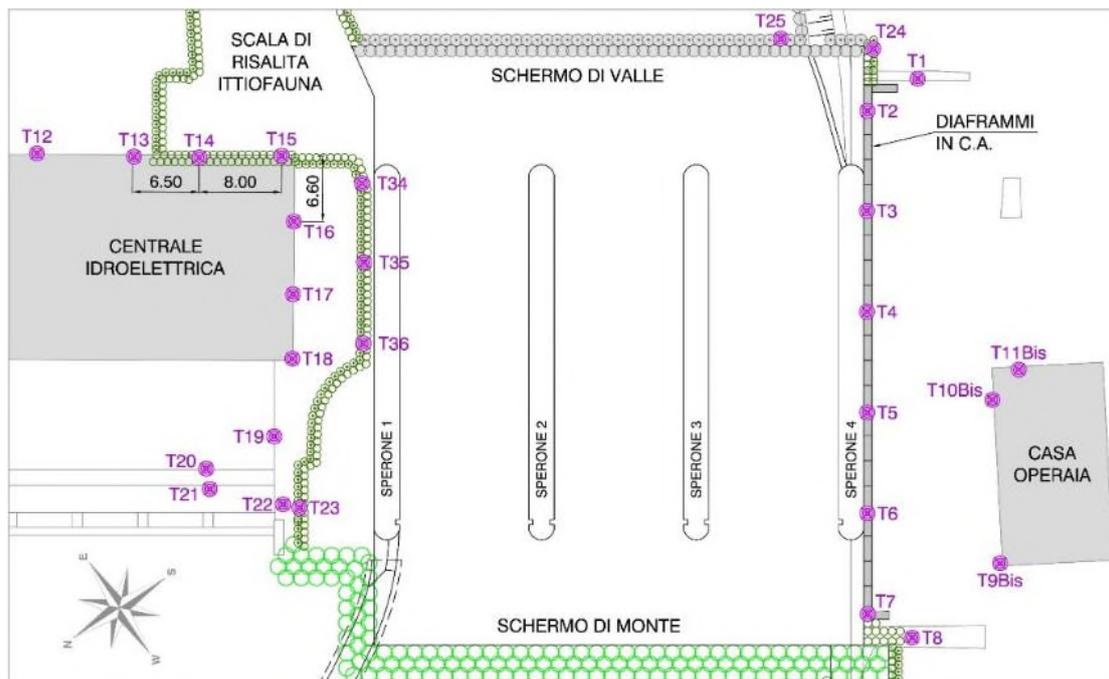


Fig. IX-13 – Planimetria con ubicazione delle mire ottiche per il monitoraggio topografico delle strutture esistenti e delle opere di sostegno

Un aspetto importante e delicato da gestire è stato il rilevamento e il successivo controllo dei sollevamenti occorsi alla Centrale Idroelettrica durante i lavori. Il sistema di monitoraggio delle strutture esistenti e delle opere di sostegno, ulteriormente potenziato in corso d’opera, è risultato fondamentale per conoscere costantemente lo stato deformativo indotto ed apportare, di conseguenza, dei correttivi operativi e delle variazioni di tecnologia, allo scopo di preservare le strutture e garantire la funzionalità dell’impianto (produzione energia elettrica e pompaggio).

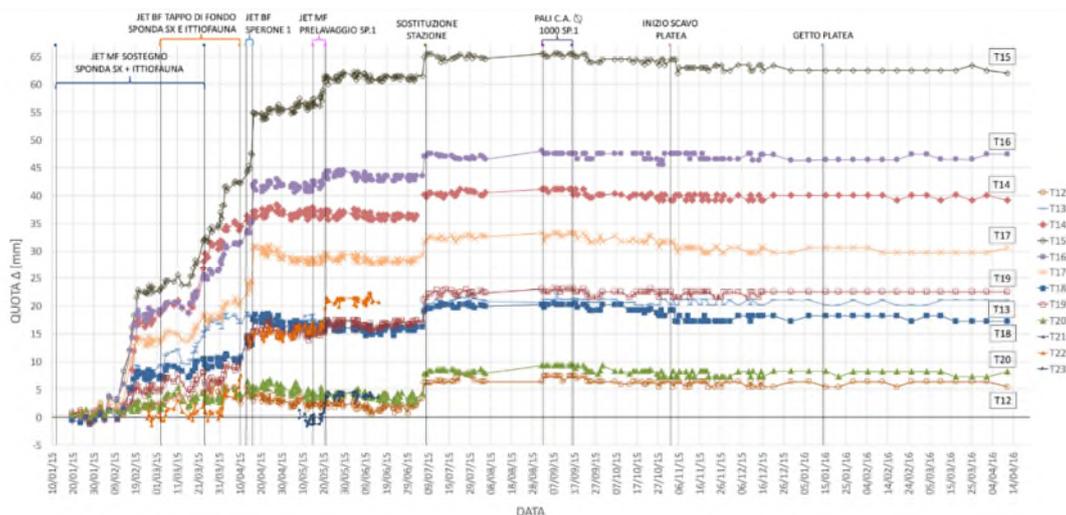


Fig. IX-14 – Diagrammi dei sollevamenti monitorati in corrispondenza dell’edificio centrale nel corso degli interventi geotecnici

#### **IX.4 Ristrutturazione della traversa (3° stralcio funzionale)**



Fig. IX-15 – Traversa originaria a dieci luci

Le opere principali ricomprese nel progetto di ristrutturazione della traversa riguardano:

- l'eliminazione delle travi reticolari e della condotta metallica utilizzata per il pompaggio dell'acqua di irrigazione della piana di Villareggia costituente il comprensorio del Consorzio Irriguo Angiono Foglietti (la presenza di tale tratto di condotta forzata costituisce un ostacolo al regolare deflusso delle portate di piena, non solo nell'ipotesi di eventi alluvionali con tempi di ritorno pari a mille anni, ma anche per eventi di entità minore, come le esperienze degli ultimi decenni hanno dimostrato);
- il completamento delle opere geotecniche di consolidamento ed impermeabilizzazione del terreno di fondazione con l'esecuzione dello schermo antisifonamento a monte della centrale idroelettrica;
- la ristrutturazione degli attuali 6 speroni e relative platee che devono essere prolungati verso valle per essere in grado di contenere i perni delle paratoie a settore e devono, altresì, essere allargati da ambo i lati con guance in c.a. per assorbire in piena sicurezza le maggiori spinte derivanti dai livelli di massima piena e per ottemperare alla normativa sismica;
- l'eliminazione delle paratoie piane e dei setti in c.a. per far posto alle nuove paratoie a settore con ventola integrata di larghezza doppia (13,52 m);
- la realizzazione del nuovo impalcato di collegamento della testa degli speroni ad una quota maggiore e compatibile con le nuove condizioni di sicurezza idrauliche riferite alla piena millenaria, l'installazione del nuovo carroponete di servizio e l'esecuzione dei locali tecnici per il ricovero delle apparecchiature di gestione e manovra delle paratoie in progetto;
- le opere di difesa spondale e di rivestimento del fondo alveo a valle del barraggio mediante l'uso di massi lapidei;
- l'esecuzione degli impianti elettrici necessari al funzionamento e al monitoraggio del barraggio e delle linee e connessioni definitive della stazione di sollevamento Dora e della centrale idroelettrica.

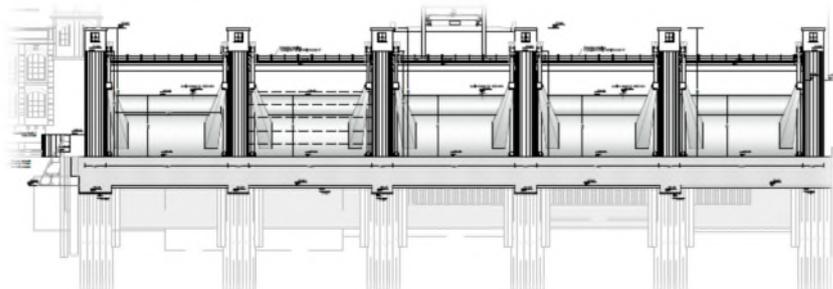


Fig. IX-16 – Nuova traversa ristrutturata a cinque luci

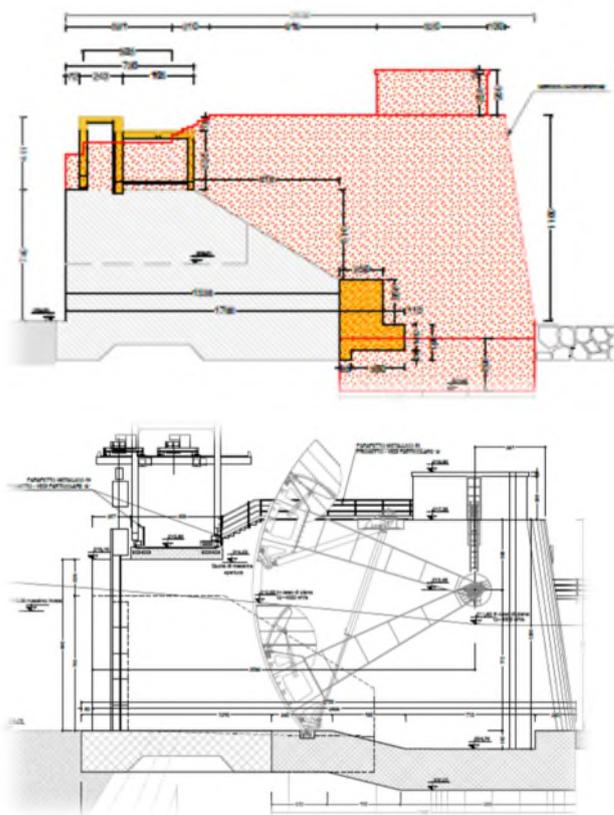


Fig. IX-17 – Prolungamento degli speroni esistenti verso valle per poter accogliere le nuove paratoie a settore

I lavori sono stati consegnati all'impresa appaltatrice a settembre del 2019 e si sono ultimati nel 2023.

La necessità di assicurare la sicurezza idraulica agli impianti e ai territori circostanti oltre a dover garantire il mantenimento dell'invaso a monte dello sbarramento per permettere il sollevamento a scopo irriguo ha imposto di suddividere i lavori di ristrutturazione della traversa in fasi temporali ben precise parzializzando così la realizzazione delle opere.

Si è iniziato quindi con la demolizione e la ricostruzione della parte di traversa in destra idraulica per poi proseguire con quella in sinistra.



Fig. IX-18 – Nuova traversa in fase di realizzazione in destra idraulica mentre in sinistra idraulica si osserva la parte di vecchia traversa ancora presente

Nelle fotografie di Fig. IX-19 sono descritte alcune fasi realizzative dei nuovi speroni: il mantenimento del nucleo originario e la creazione delle due “guance” protettive, il prolungamento degli stessi speroni verso valle con una nuova struttura dove sono allocati i perni delle nuove paratoie a settore, la costruzione in sommità di edifici tecnici per la manovra delle opere elettromeccaniche.

### **IX.5 Ammodernamento della centrale idroelettrica (4° stralcio funzionale)**

L’edificio centrale, il cui ammodernamento è attualmente in fase di progettazione, si sviluppa essenzialmente su due livelli: al livello inferiore a quota 209,07 m s.l.m., oltre all’ingresso alla centrale, è ubicata la sala macchine con i 7 gruppi di generazione ad asse orizzontale; al piano rialzato a quota 209,60 m s.l.m. trovano ubicazione i locali accessori funzionali all’esercizio della centrale (ufficio tecnico, infermeria, sala pranzo, officina). Al livello superiore, a quota 214,00 m s.l.m., sono ubicati altri locali accessori per i quadri elettrici oltre a magazzini, locale batterie, ecc.

A monte della sala macchine sono ubicate le camere di carico ove trovano alloggio i 7 gruppi ciascuno equipaggiato da due turbine a camera libera dotate di 4 giranti Francis. Le turbine sono accessibili per interventi di manutenzione tramite botole con coperchio in lamiera metallica posizionate alla quota della soletta di copertura.



Fig. IX-19 – Fasi realizzative dei nuovi speroni della traversa



Fig. IX-20 –Edificio centrale visto da valle

Ciascuna turbina doppia fa capo a un proprio gomito diffusore di scarico che convoglia l'acqua turbinata in un ampio camerone, con quota di fondo a 202,74 m s.l.m., situato sotto la sala macchine, ove confluiscono gli scarichi di tutte le turbine, per poi essere reimmesse in alveo a valle della centrale.

Ciascuna camera di carico è presidiata da due paratoie di macchina in lamiera che consentono di interrompere il deflusso in caso di malfunzionamento o di interventi di manutenzione. La movimentazione di dette paratoie avviene attraverso due vitoni comandati manualmente.

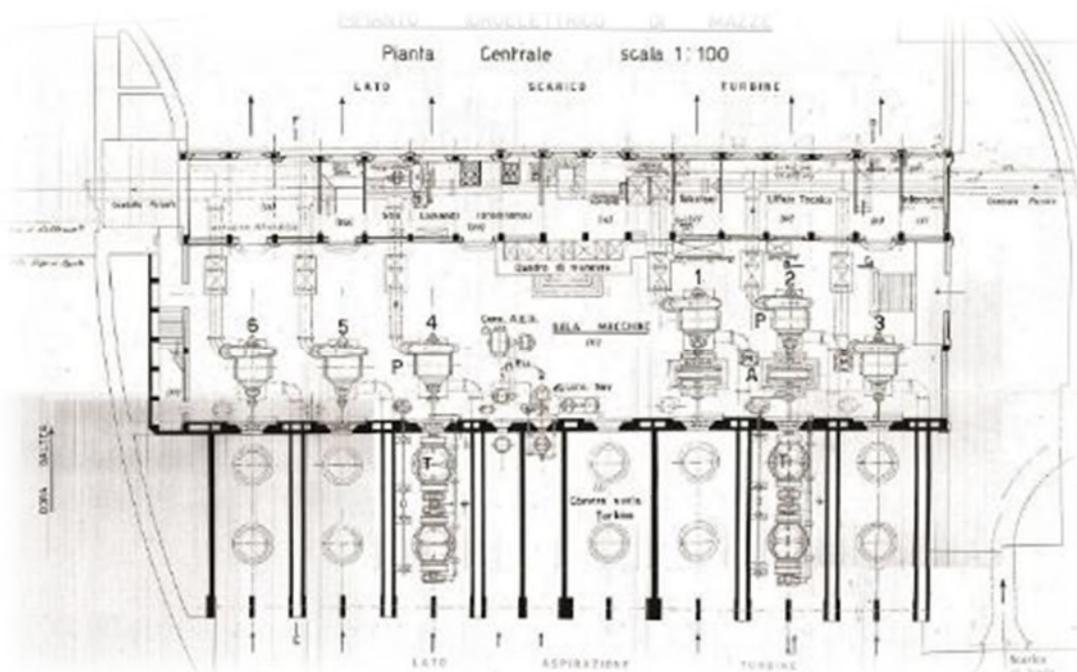


Fig. IX-21 – Pianta edificio centrale

Nella centrale sono installati 7 gruppi tutti equipaggiati con turbine Francis doppie, 4 di loro collegati direttamente ad una pompa e 3 collegati ad un alternatore e ad una pompa.

**TURBINE**

| Tipo di turbina        | Marca        | Anno | Portata (mc/s) | Altezza salto (m) | Velocità (giri/minuto) | Potenza (kW) |
|------------------------|--------------|------|----------------|-------------------|------------------------|--------------|
| Elica a due ruote      | Riva Calzoni | 1954 | 18,40          | 5,60 - 6,30       | 300                    | 769-940      |
| Francis doppia 4 ruote | Riva Calzoni | 1921 | 20             | 6,00              | 250                    | 833          |

**ALTERNATORI**

| Marca               | Anno | Tensione (Volt) | Intensità (Amper) | Cos fi | Velocità (giri/minuto) | Potenza (kW) |
|---------------------|------|-----------------|-------------------|--------|------------------------|--------------|
| Officina Savigliano | 1955 | 3000            | 212               | 0,8    | 300                    | 1100         |
| A.E.G.              | 1921 | 3000            | 231               | 0,8    | 250                    | 1200         |

**POMPE**

| Tipo di pompa          | Marca | Anno | Portata (mc/s) | Altezza pompaggio (m) | Velocità (giri/minuto) |
|------------------------|-------|------|----------------|-----------------------|------------------------|
| Centrifuga a tre stadi | Riva  | 1954 | 0,95-1,10      | 56,0 - 64,00          | 300                    |
| Centrifuga a tre stadi | Riva  | 1921 | 1,2            | 62,00                 | 250                    |

Tab. IX-1 – Caratteristiche macchinario

L'esame dei macchinari ha mostrato rendimenti molto bassi ed il loro funzionamento è legato alla continua attività di sostituzione e adattamento di pezzi che il personale addetto svolge incessantemente.



Fig. IX-22 – Interno edificio centrale

Ognuno dei sette gruppi mossi dalle turbine è collegato ad una pompa, avente l'originaria funzione di sollevare l'acqua della Dora Baltea di circa 62 m sia verso l'agro in sponda sinistra della Dora sia verso la piana in sponda destra. Attualmente l'attività di pompaggio nel periodo estivo verso la sponda destra è svolta dalla nuova stazione di pompaggio. Pertanto, a seguito della realizzazione della nuova stazione di pompaggio si è di fatto concretizzata la decisione di separare nettamente la funzione istituzionale irrigua da quella della produzione idroelettrica.



Fig. IX-23 – La traversa a lavori ultimati

Da qui l'esigenza di trasformare la centrale di produzione di energia elettrica e di pompaggio in una nuova centrale di produzione di energia elettrica, secondo logiche più moderne e improntate a una maggiore efficienza e redditività dell'impianto.

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- X -**

**Traversa di Millesimo**

ANALISI IDROLOGICO – IDRAULICHE

A cura di Paola Moretti – Tirreno Power S.p.A.

## **X.1 Premessa**

Lo sbarramento di Millesimo, sul fiume Bormida di Millesimo, è inserito in un tratto fluviale fortemente antropizzato per la presenza, immediatamente a valle, del centro abitato di Millesimo e di varie infrastrutture che, in relazione alle attuali condizioni di inadeguatezza del sistema di protezione dalle piene, presentano condizioni di significativa criticità riguardo al rischio idraulico.

Questa situazione richiede pertanto una approfondita analisi delle problematiche idrauliche connesse alla presenza della diga in condizioni di piena, dal rischio di dam break all'inserimento dell'impianto nel sistema delle fasce fluviali; inoltre gli aspetti fruitivi/paesaggistici che interessano il tratto di attraversamento del centro abitato determinano una situazione di particolare attenzione anche per quanto riguarda la gestione dell'invaso in regime idrologico ordinario.

Per questi motivi la traversa è stata oggetto di una approfondita analisi idrologico-idraulica che ha riguardato:

- le onde di piena artificiali (per collasso dello sbarramento e per manovre agli organi di scarico) e la portata massima transitabile in alveo;
- le condizioni di deflusso previste dal Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni;
- i fenomeni idrodinamici e di trasporto solido potenzialmente correlabili alle manovre dello sbarramento e alla gestione dei sedimenti.

## **X.2 Caratteristiche principali dell'invaso e dello sbarramento**

Il bacino di Millesimo è inserito funzionalmente nel sistema di impianti della valle Bormida. L'impianto è posto a valle del bacino di Osiglia, sul torrente Osiglietta affluente del Bormida (capacità  $12,05 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ) e consente di trasferire i deflussi regolati e captati del Bormida di Millesimo verso la centrale di Cairo Montenotte; le portate turbinare sono nuovamente captate, insieme ai contributi del bacino del Bormida di Spigno, dallo sbarramento di Piana Crixia, dal quale vengono derivate nel bacino di Valla, che alimenta a sua volta la centrale di Spigno Monferrato (AL).

In corrispondenza dell'invaso è inoltre funzionante la centrale di Millesimo, che consente lo sfruttamento delle portate di rilascio ambientale.

Lo sbarramento di Millesimo, risalente al 1939, è costituito da una traversa rettilinea in calcestruzzo larga circa 60 m, dotata di quattro luci chiuse da tre paratoie e da un setto sfiorante fisso; la quota di massima regolazione del serbatoio è pari a 430,95 m s.l.m..

Le due paratoie principali, del tipo a settore, hanno funzione di tenuta e mantengono costante il livello d'invaso in condizioni di piena, grazie ad un sistema automatico di apertura regolato da galleggiante; lo scarico di fondo è costituito da una paratoia piana posta in destra.

L'opera di presa è situata in sponda destra.

Il setto sfiorante, che funge da scarico di superficie, è dotato di un ciglio posto a quota 431,10 m s.l.m., con uno sviluppo di circa 6 m; esso è in grado di evacuare a valle una portata massima di circa  $4,25 \text{ m}^3/\text{s}$  con un battente di 0,50 m.

Le due paratoie principali di tenuta sono del tipo a settore, con luce rettangolare di dimensioni  $b \times h = 17,0 \times 5,5 \text{ m}$ ; la soglia è posta a quota 425,95 m s.l.m. Esse sono dotate di un automatismo di apertura a galleggiante che si attiva quando il livello d'invaso supera quota 430,95 m s.m., in modo da mantenere costante la quota di massima regolazione.



Fig. X-1 - Paratoie di tenuta e passerella di coronamento (da valle).



Fig. X-2 - Scarico di fondo della diga (da monte).

La massima portata esitabile a valle in caso di piena, calcolata per la quota di massima regolazione, è pari a circa 336 m<sup>3</sup>/s per ciascuna paratoia.

La paratoia piana in destra, con comando a motore e funzione di scarico di fondo, ha una luce rettangolare di dimensioni bxh = 6,00x6,50 m ed una quota di soglia pari a 424,60 m s.m., consentendo l'evacuazione di circa 200 m<sup>3</sup>/s con l'invaso alla quota di massima regolazione.

La portata massima complessivamente smaltibile dallo sbarramento risulta pertanto pari a circa 876 m<sup>3</sup>/s.

Il volume d'invaso totale di collaudo del serbatoio risulta pari a 0,340·10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. Un progressivo fenomeno di interrimento ha ridotto la capacità del serbatoio, portando il volume di invaso totale a 0,171·10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>.

### **X.3 Analisi delle onde di piena artificiali**

Pur non essendo lo sbarramento classificato come “grande diga”, questa analisi, finalizzata all'aggiornamento degli strumenti di Protezione Civile del territorio, data la presenza dell'insediamento urbano immediatamente a valle, è stata eseguita in conformità alla normativa vigente sulle grandi dighe, con riferimento:

- alla circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 352 del 4 Dicembre 1987 “Prescrizioni inerenti l'applicazione del regolamento sulle dighe di ritenuta approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1° Novembre 1959, n. 1363 (G.U. 19-1-1988, n. 14)”;
- alla circolare n. DSTN/2/22806 del 13 Dicembre 1995 (G.U. 07-03-1996 n. 56): “Disposizioni attuative e integrative in materia di dighe”.

Nella più recente Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 8 luglio 2014 “*Indirizzi operativi inerenti l'attività di protezione civile nell'ambito dei bacini in cui siano presenti grandi dighe*”, la portata massima transitante in alveo in condizioni di sicurezza viene indicata come “ $Q_{Amax}$ ” ai fini di protezione civile (Punto 2.1- Lettera m) ed assunta come parametro fondamentale per la redazione dei Documenti di Protezione Civile e per la pianificazione di emergenza.

L'analisi è stata sviluppata, nel 2017, come sotto descritto.

- Acquisizione e analisi di studi e rilievi topografici pregressi.
- Aggiornamento dei rilievi disponibili dell'alveo e delle opere esistenti.
- Sopralluoghi sistematici di verifica in sito.
- Allestimento di un modello idrodinamico monodimensionale a rete in schematizzazione quasi 2D.
- Simulazione dell'onda di sommersione per ipotetico collasso dello sbarramento.
- Simulazione dell'onda di piena artificiale per manovra degli organi di scarico.
- Esecuzione di simulazioni idrauliche per la valutazione della portata massima smaltibile dall'alveo ( $Q_{Amax}$ ).

Lo studio idraulico con schematizzazione monodimensionale è stato eseguito utilizzando il codice MIKE 11 del DHI; la valutazione della portata massima smaltibile in alveo ha indicato il valore  $Q_{Amax} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$  relativo a una sezione critica nell'abitato di Cengio; immediatamente a valle della traversa, nel centro abitato di Millesimo, la portata smaltibile è 650 m<sup>3</sup>/s, valore prossimo alla portata con tempo di ritorno 50 anni.

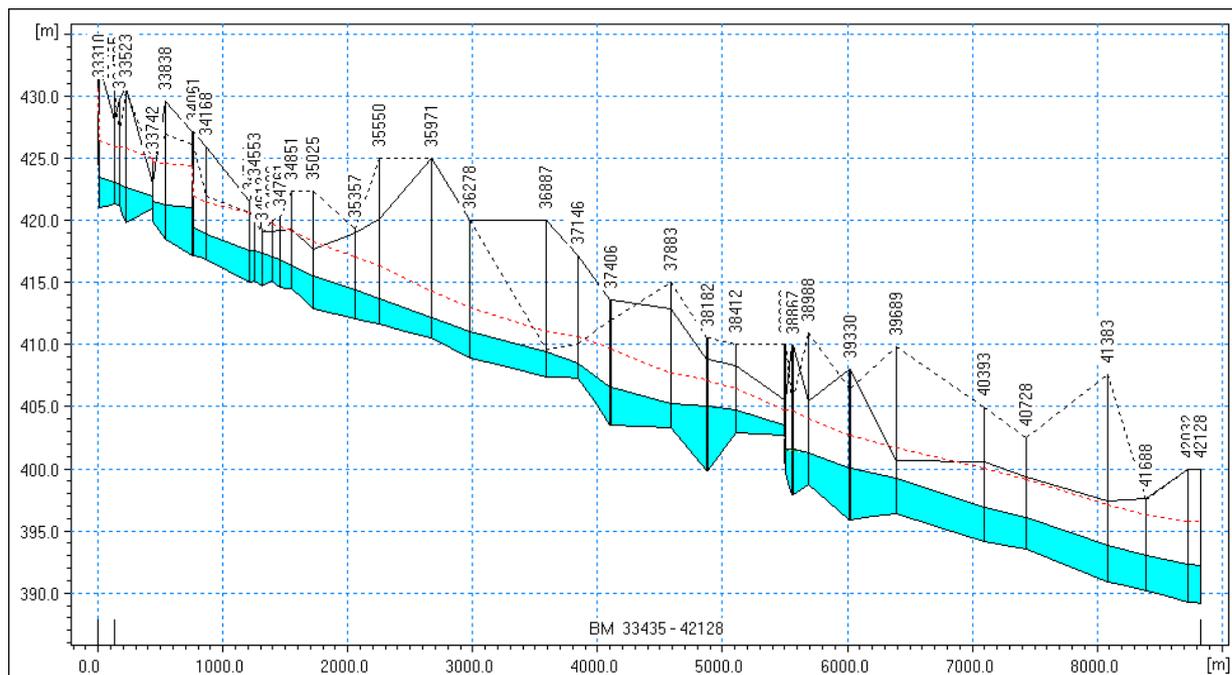


Fig. X-3 - Bormida di Millesimo - Tratto dallo sbarramento di Millesimo al confine regionale: profili idraulici simulati per  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$  (retino azzurro) e  $Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$  (tratteggio rosso)

Lo sbarramento di Millesimo, strutturato come una traversa fluviale, non dispone di un vero e proprio scarico di fondo: la paratoia piana in destra ha principalmente la funzione di sgliaiatrice, mentre le regolazioni e le aperture in condizioni di portata elevata vengono eseguite da entrambe le paratoie a settore, comandate automaticamente; pertanto per lo **studio delle onde artificiali prodotte da manovre agli organi di scarico** è stata assunta cautelativamente come condizione di manovra critica per le portate scaricate a valle quella di apertura istantanea e simultanea delle 3 paratoie dello sbarramento con battente corrispondente alla quota di massima regolazione, a cui è stato fatto corrispondere cautelativamente il massimo volume invasato originario ( $288.000 \text{ m}^3$ ), senza tener conto dell'attuale stato di interrimento.

La portata istantanea generata dal modello idrodinamico in corrispondenza dello sbarramento ha un colmo pari a **1049  $\text{m}^3/\text{s}$** , corrispondente a un tempo di ritorno di quasi 500 anni (il valore TR 500 anni è pari a  $1082 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Il picco istantaneo si lamina molto rapidamente procedendo verso valle nell'abitato di Millesimo: in prossimità del ponte di via Delfino (circa 800 m a valle diga), il colmo dell'onda risulta  $562 \text{ m}^3/\text{s}$ , che corrisponde ad un tempo di ritorno inferiore a 50 anni (il valore TR 50 anni è pari a  $683 \text{ m}^3/\text{s}$ ): l'onda artificiale transita nell'abitato senza generare esondazioni.

Infine la simulazione del **collasso istantaneo dell'intero sbarramento** con l'invaso alla quota di massima regolazione ha prodotto una portata di picco in corrispondenza dello sbarramento pari a **1359  $\text{m}^3/\text{s}$** , caratterizzabile da un tempo di ritorno superiore a 500 anni (il valore TR 500 anni è pari a  $1082 \text{ m}^3/\text{s}$ ); l'onda di collasso si lamina molto rapidamente procedendo verso valle nell'abitato di Millesimo; in prossimità del ponte di via Delfino il colmo dell'onda di sommersione risulta  $647 \text{ m}^3/\text{s}$ , corrispondenti ad un tempo di ritorno inferiore a 50 anni (il valore TR 50 anni è pari a  $683 \text{ m}^3/\text{s}$ ): l'onda artificiale transita nell'abitato senza generare esondazioni.

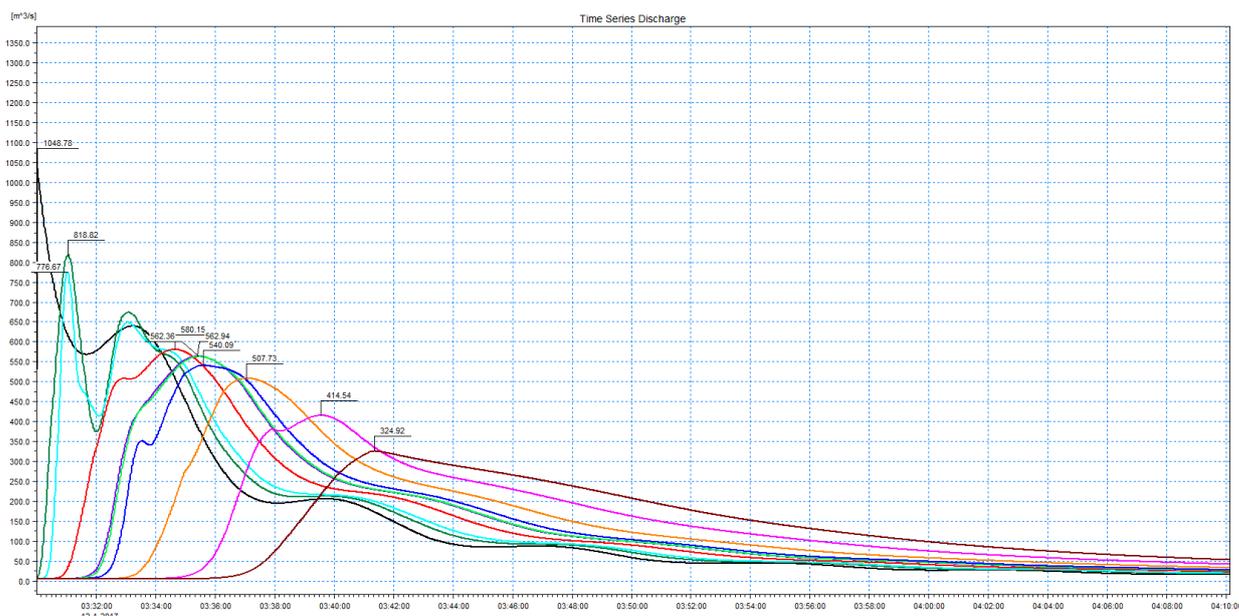


Fig. X-4 - Idrogrammi dell'onda artificiale generata dall'apertura simultanea e istantanea delle paratoie di regolazione dello sbarramento.

In conclusione, l'analisi ha evidenziato come tratto più critico a valle della diga quello compreso nell'abitato di Cengio, in cui può transitare in sicurezza una portata di **300 m<sup>3</sup>/s**, tale valore non comporta nessuna limitazione di esercizio allo sbarramento di Millesimo, in quanto la massima portata smaltibile dallo scarico di fondo (**200 m<sup>3</sup>/s**), è inferiore alla  $Q_{Amax}$  (in ogni caso la stessa onda di piena artificiale generata dal collasso dello sbarramento o dall'apertura istantanea di tutti gli organi di scarico subisce una laminazione tale da transitare nel tratto critico sopra indicato con portate inferiori alla  $Q_{Amax}$ ).

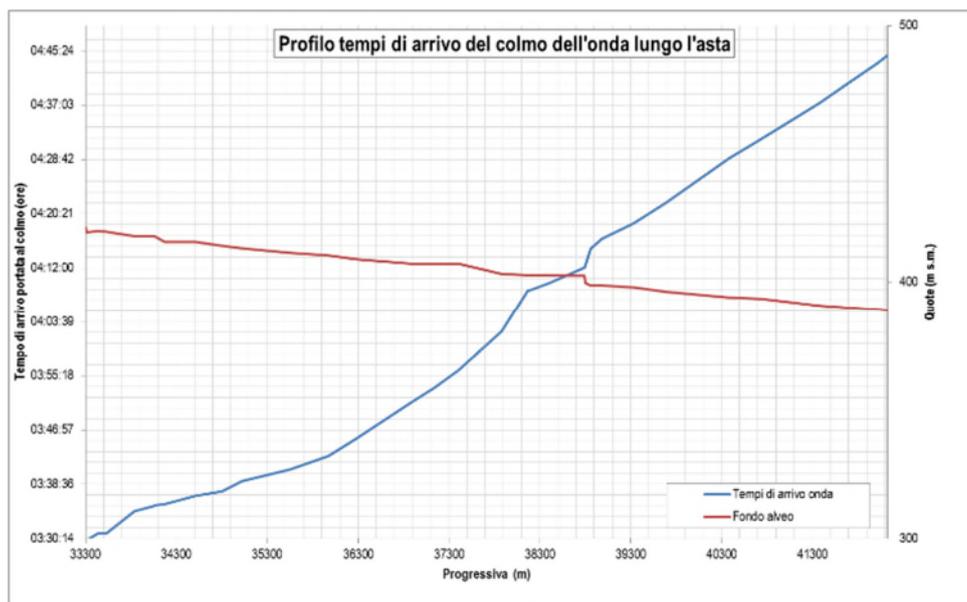


Fig. X-5 - Profilo dei tempi di arrivo dell'onda di dam break.

#### X.4 Compatibilità idraulica della traversa

La particolare collocazione della traversa di Millesimo, a ridosso del centro abitato che si trova di per sé in condizioni di carente protezione dal rischio idraulico, rende necessaria un'approfondita analisi del comportamento idraulico dell'opera e degli effetti che essa può produrre sul deflusso delle piene di riferimento della pianificazione territoriale (Piano di Gestione del Rischio Alluvioni - PGRA), che prevede le portate di assegnato tempo di ritorno relative al tratto fluviale interessato dalla traversa pari a 683 m<sup>3</sup>/s per TR 50 anni, 917 m<sup>3</sup>/s per TR 200 anni, 1082 m<sup>3</sup>/s per TR 500 anni.

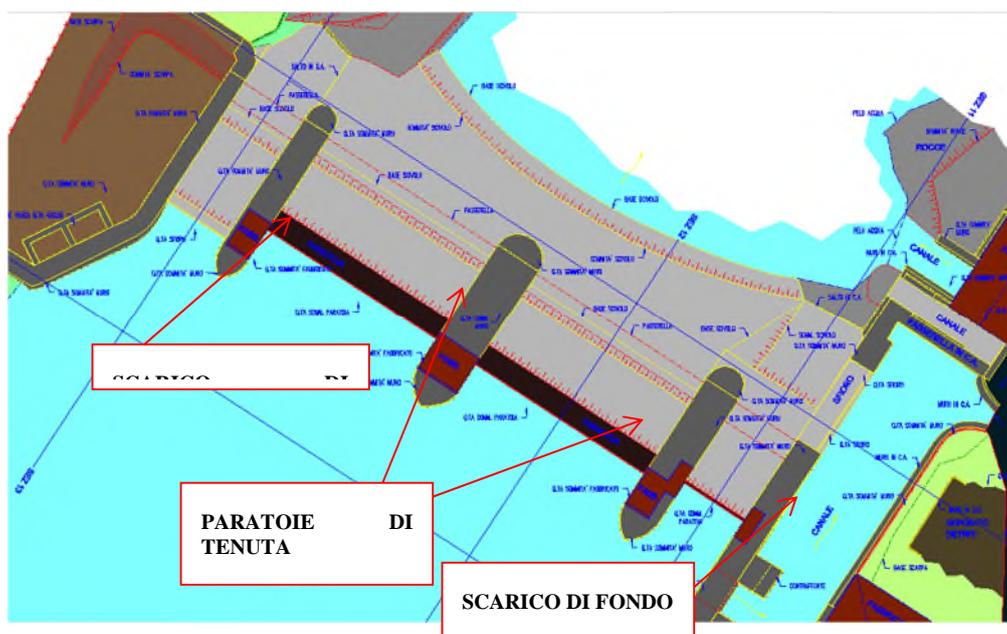


Fig. X-6 - Planimetria di rilievo dello sbarramento (2019)



Fig. X-7 - Vista della traversa da monte a invaso vuoto

L'analisi è stata svolta con riferimento al quadro normativo vigente per le grandi dighe, e in particolare al DM 26/06/2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", anche se l'opera è di competenza regionale.

Per la verifica del funzionamento idraulico della traversa è stato fatto riferimento alla portata con **tempo di ritorno 200 anni**; i risultati sono inoltre stati riscontrati con la portata a **tempo di ritorno 50 anni**.

I calcoli idraulici sono stati svolti utilizzando le formulazioni teoriche degli sfioratori, in parete spessa per quanto riguarda il deflusso sulle soglie dello scarico superficiale fisso e delle paratoie, e in parete sottile per gli sfiori sulla sommità dello scudo delle paratoie chiuse, con riferimento alle due condizioni:

- a) traversa in condizioni di normale funzionalità idraulica.
- b) limitazione della funzionalità idraulica per blocco di una paratoia a settore.

Lo scenario b) discende dalle prescrizioni della Normativa nazionale sulle dighe (NTD 2014), che per le traverse fluviali con scarichi superficiali dotati di organi mobili impone il blocco almeno del 30% delle paratoie, contestualmente con la riduzione a 1/3 del franco.

In entrambi gli scenari sono state analizzate le portate smaltibili con il franco di norma e al limite di esondazione (franco nullo); il livello di massimo invaso corrispondente all'altezza di + 0,5 m rispetto alla soglia dello sfioratore fisso superficiale (431,10 m s.l.m.) risulta: H = 431,60 m s.l.m., mentre la quota massima di contenimento della struttura corrisponde alla quota minima di sommità dei muri perimetrali in destra e sinistra traversa, pari a 432,50 m s.l.m..

Nella **condizione a)** di funzionamento ordinario la traversa è in grado di far defluire in sicurezza, con franco di 1 m, una portata (907 m<sup>3</sup>/s) praticamente corrispondente all'evento duecentennale (917 m<sup>3</sup>/s da PGRA); in condizioni di franco nullo la traversa smaltisce una portata (1172 m<sup>3</sup>/s) superiore all'evento cinquecentennale (1082 m<sup>3</sup>/s da PGRA).

Nella **condizione b)** di limitazione della funzionalità idraulica la traversa smaltisce, nel franco di norma, una portata (666 m<sup>3</sup>/s) circa cinquantennale (683 m<sup>3</sup>/s da PGRA), mentre a bordi pieni la portata smaltibile è 734 m<sup>3</sup>/s; in questo caso il deflusso dell'evento duecentennale avviene con esondazioni distribuite in quantità circa paritetica tra le due sponde, per una portata complessiva di circa 20 m<sup>3</sup>/s.

Per analizzare l'assetto idrodinamico in condizioni di piena del tratto del fiume Bormida di Millesimo che include la traversa in oggetto, è stato allestito un modello idraulico monodimensionale esteso a monte fino all'opera di presa a servizio della centralina di Millesimo, e a valle fino alla confluenza del torrente Zemola (includendo pertanto l'intero tratto in centro urbano di Millesimo).

Le analisi sono state condotte in ottemperanza della Normativa di Distretto Idrografico rappresentata dal Piano di Gestione del Rischio Alluvioni P.G.R.A. e della Direttiva dell'Autorità di bacino del fiume Po n. 2/99 e n.10/2006 "*Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B*", con riferimento alle portate con TR 50, 200, 500 anni.

La **portata cinquantennale** (683 m<sup>3</sup>/s) transita contenuta all'interno della struttura della traversa con un franco idraulico pari a 2,03 m; la **portata duecentennale** (917 m<sup>3</sup>/s) transita contenuta all'interno della struttura della traversa con un franco idraulico pari a 1,02 m; la **portata cinquecentennale** (1082 m<sup>3</sup>/s) transita ancora contenuta all'interno della struttura della traversa con un franco idraulico pari a 0,37 m.

Tutte le portate simulate (TR50, 200 e 500 anni) sono pertanto contenute all'interno della traversa che nelle condizioni di normale funzionamento non induce anomalie di deflusso nel tratto fluviale monte/valle.

A partire dai risultati delle simulazioni numeriche sono state tracciate le aree di allagamento indotte dal transito delle portate per tempo di ritorno assegnato, considerando oltre ai rilievi di dettaglio specificatamente realizzati nell'arco temporale 2017-2019, anche il Modello Digitale del Terreno a maglia 5x5 m della Regione Liguria.

Come mostrato dallo stralcio planimetrico sotto riportato, le piene a tempo di ritorno 50, 200 e 500 anni sono contenute all'interno della struttura della traversa; solo per effetto dell'esondazione della piena cinquecentennale che si origina in sinistra immediatamente a valle del ponte autostradale (a monte della traversa), il tracciamento dell'involuppo delle aree allagabili per questo scenario coinvolge anche la fascia di terreni adiacenti alla sponda sinistra della traversa.



Fig. X-8 - Ingrandimento planimetrico delle aree inondabili in corrispondenza della traversa

Le esondazioni che si manifestano nell'abitato di Millesimo per ciascuno scenario non sono provocate dalle condizioni di deflusso indotte dalla traversa ma dall'inadeguatezze delle protezioni idrauliche esistenti lungo il corso d'acqua.

## **X.5 Analisi dei fenomeni di trasporto solido**

Gli effetti di intercettazione e rilascio di materiale di trasporto solido indotti dallo sbarramento sia in condizioni naturali di piena sia a seguito di operazioni di gestione dei sedimenti sono stati

approfonditamente indagati per valutarne i potenziali impatti sul tratto densamente antropizzato presente immediatamente a valle della traversa.

Le analisi, svolte mediante un modello idrodinamico a fondo mobile in assetto monodimensionale e bidimensionale, supportato da specifici rilievi topografici dell'alveo, hanno potuto avvalersi degli importanti dati di taratura ricavati dall'osservazione dell'evento alluvionale del 24-25 novembre 2016, di notevole gravosità alla scala dell'intero bacino idrografico.

Sulla testata del bacino l'evento è infatti risultato di entità eccezionale, superiore a tutti gli eventi osservati negli ultimi decenni e in particolare agli eventi del 4-5 novembre 1994 e del 15-16 ottobre 2000: l'onda di piena registrata dalla stazione idrometrica ARPA Piemonte di Murialdo (ubicata circa 13 km a monte dello sbarramento, con un bacino sotteso di 121 km<sup>2</sup>), ha presentato un valore al colmo di **515 m<sup>3</sup>/s**, che trasposto alla sezione dello sbarramento (escludendo la porzione di bacino dell'Osiglietta sottesa dalla diga che ha invasato l'intero contributo di monte) determina una portata al colmo di circa **715 m<sup>3</sup>/s**, che colloca la piena defluita a Millesimo su un tempo di ritorno poco superiore a 50 anni.

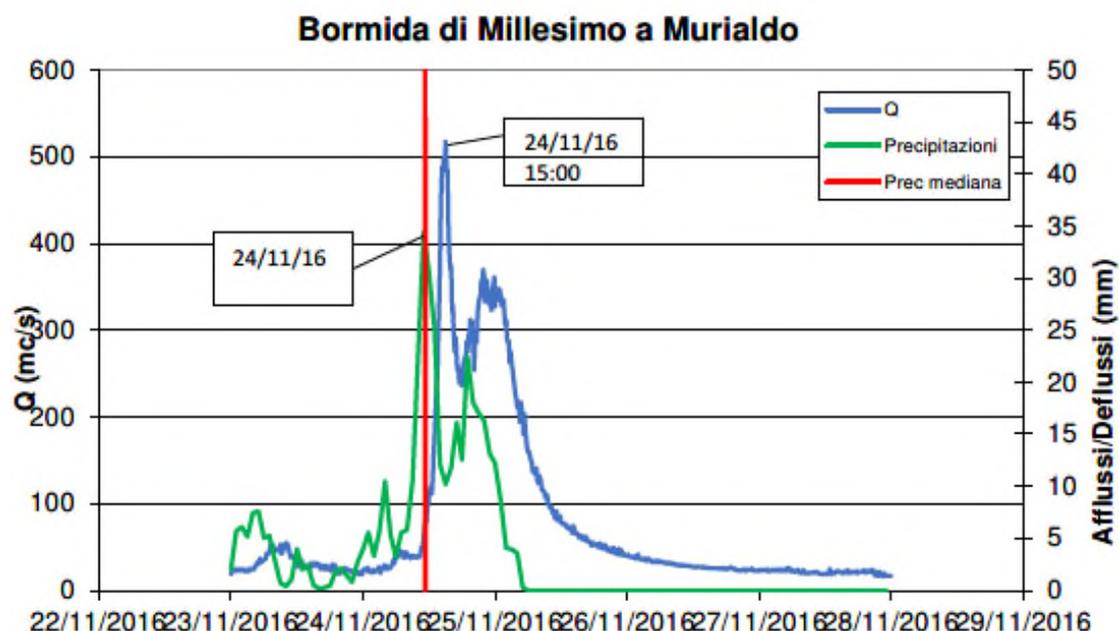


Fig. X-9 - Ietogramma e idrogramma della piena rilevati a Murialdo dal 23 al 28 novembre 2016 (orari GMT). Lo sfasamento tra il centro di pioggia e il colmo di portata è di circa 3,5 ore, sensibilmente inferiore al tempo di corrvazione del bacino

Il deflusso della piena è stato caratterizzato da un'intensa attività erosiva dell'alveo, con mobilitazione del materiale litoide sedimentato per effetto delle piene di bassa intensità degli anni precedenti e instabilizzazione delle sponde con conseguenti erosioni e franamenti in alveo; **gli impianti di Tirreno Power sull'asta del Bormida di Millesimo hanno contribuito all'attenuazione dell'onda di piena** (in particolare, la diga di Osiglia ha invasato l'intera piena del torrente Osiglietta, determinando una riduzione del colmo di piena del Bormida a Millesimo circa del 8-10%).

Il comportamento idrodinamico del Bormida di Millesimo in condizioni di piena, a supporto delle analisi di trasporto solido, è stato simulato in prima fase mediante un modello idrodinamico monodimensionale esteso da Murialdo al confine regionale; sulla base delle condizioni al contorno estratte dal modello monodimensionale è stato quindi allestito un modello idrodinamico di dettaglio, a schema bidimensionale, esteso al tratto di alveo a valle dell'invaso ricompreso nel centro abitato di Millesimo.

Nella **simulazione dell'evento del novembre 2016**, l'onda di piena in ingresso nella sezione di testata si incrementa gradualmente dei contributi del bacino residuo e arriva allo sbarramento di Millesimo con un valore al colmo di 715 m<sup>3</sup>/s; nel tratto di attraversamento di Millesimo, la portata resta pressoché invariata, quindi riceve il contributo dell'affluente Zemola portandosi su valori dell'ordine di 800 m<sup>3</sup>/s. Nel tratto tra lo sbarramento e il ponte di via Delfino il deflusso avviene pressoché a bordi pieni rispetto alla sponda sinistra, più bassa; il passaggio attraverso il ponte avviene con un franco minimo ma senza esondazioni mentre poco a valle, in corrispondenza di una depressione del profilo spondale sinistro, si innesca una esondazione nell'area industriale, con tiranti massimi sul piano stradale dell'ordine di circa 2 m nel punto più depresso, poco a monte della confluenza dello Zemola.

A valle dello Zemola il deflusso della piena è proseguito con esondazioni nelle anse non urbanizzate tra Millesimo e Cengio; nel centro abitato di Cengio si sono verificate contenute esondazioni in aree insediate, nel tratto a monte della traversa ex ACNA. A valle di questo punto il deflusso è proseguito senza ulteriori criticità fino alla sezione di chiusura, sul confine regionale, dove l'onda arriva con una portata al colmo di circa 830 m<sup>3</sup>/s.

Il profilo idraulico che segue rappresenta l'involuppo dei livelli massimi della piena nel tratto compreso tra l'invaso e il confine regionale; vengono rappresentate anche le principali tracce di piena rilevate in alveo.

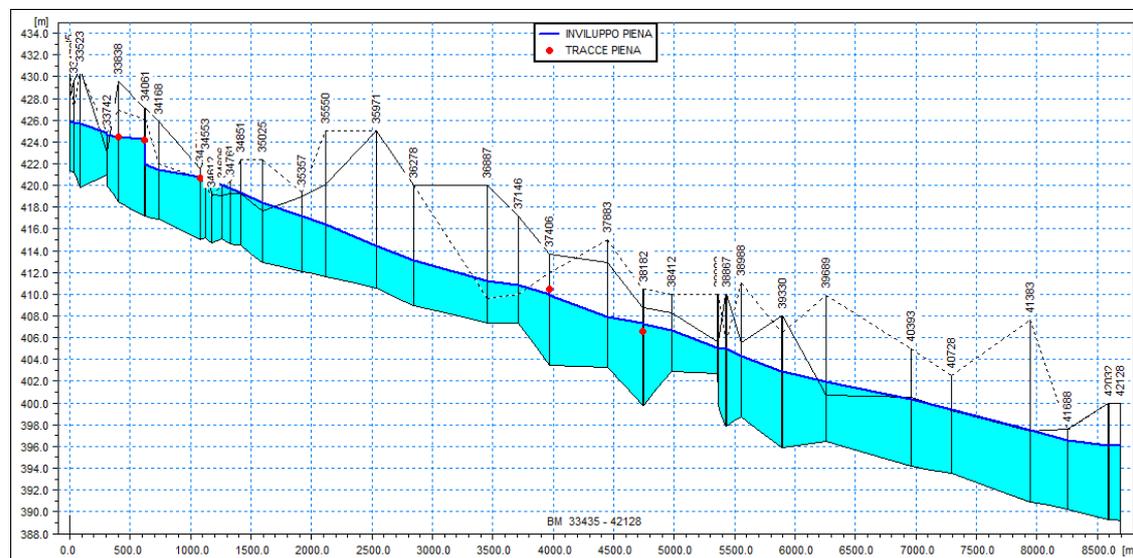


Fig. X-10 - Profilo involuppo dei livelli massimi – Tratto a valle dello sbarramento



Fig. X-11 - Deflusso della piena, vicino alla fase di colmo, poco a valle dello sbarramento (a sinistra) e nel tratto a valle del ponte di via Delfino (a destra) con livelli al ciglio della sponda sinistra

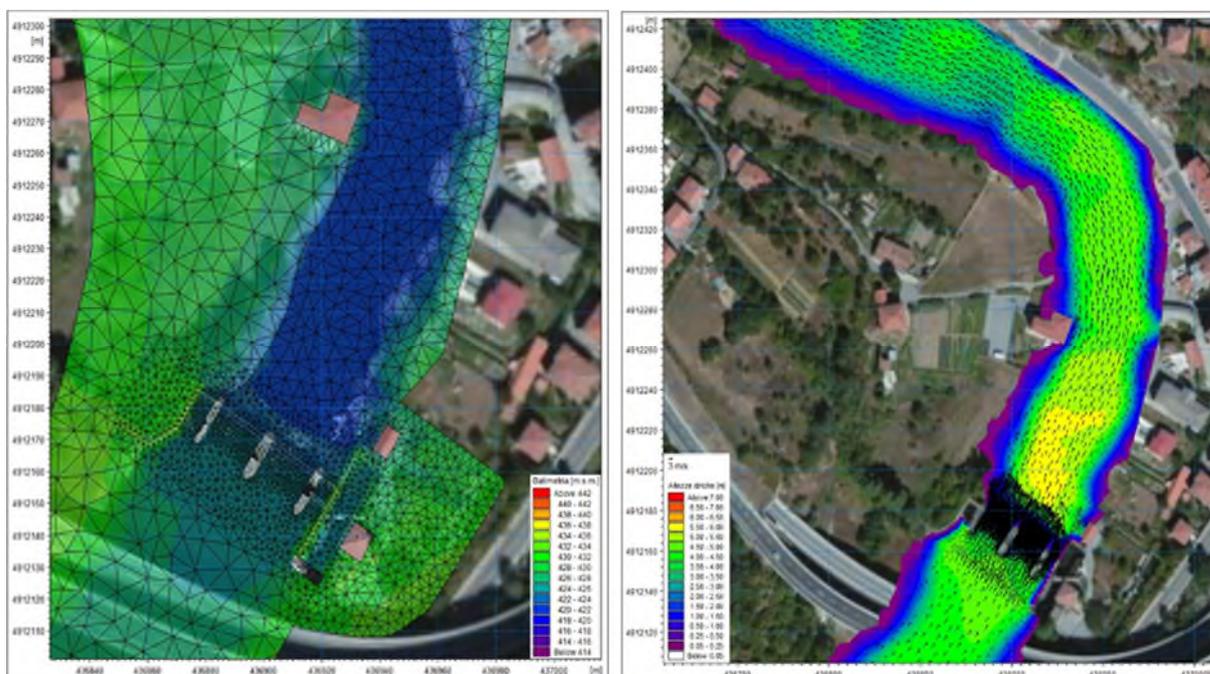


Fig. X-12 - Particolare della mesh del modello 2D in corrispondenza dello sbarramento (a sinistra) e distribuzione delle profondità e delle velocità al colmo dell'evento 2016 in corrispondenza dello sbarramento e nel tratto immediatamente a valle

Il modello bidimensionale (codice di calcolo MIKE 21 FM del DHI) relativo al tratto di attraversamento di Millesimo è stato allestito sulla base di un rilievo topografico del 2017 e del LIDAR regionale; l'analisi 2D ha messo in evidenza la condizione di criticità idraulica del tratto di attraversamento di Millesimo, non relazionata all'esistenza della diga ma dovuta sia alla presenza, in destra tra lo sbarramento e il ponte di via Delfino, di edifici civili direttamente affacciati sul profilo di sponda, sia alla esondabilità della sponda sinistra a valle del ponte di via Delfino (in corrispondenza dell'area commerciale e industriale) per tempi di ritorno inferiori a 50 anni (si vedano le riprese fotografiche nel corso della piena del novembre 2016 riportate in Fig. X-11).

Per valutare il comportamento dell'alveo in relazione ai fenomeni di trasporto solido in regime di piena, sono state eseguite simulazioni numeriche utilizzando il modulo ST (SedimentTransport) di MIKE 11, accoppiato al modello idrodinamico HD, in assetto monodimensionale; le simulazioni sono state eseguite per analizzare le potenzialità di erosione-deposito delle portate di piena e la conseguente capacità delle stesse di modificare l'assetto morfologico dell'alveo; tali valutazioni sono state approfondite nel tratto di attraversamento urbano di Millesimo con il supporto del modello bidimensionale.

Con il modello Sediment Transport è stato simulato il deflusso dell'onda di piena del Novembre 2016 in diverse condizioni granulometriche dell'alveo, con la finalità di verificare le tendenze all'erosione o alla sedimentazione tipiche dei diversi tratti del corso d'acqua: i profili grafici che seguono sintetizzano i risultati delle simulazioni in termini di volumi cumulati di materiale transitante nelle sezioni d'alveo durante l'intero evento di piena (per la rappresentazione sono stati selezionati i risultati relativi a tre condizioni granulometriche del fondo alveo, con diametro medio rispettivamente di 5, 10 e 30 mm).

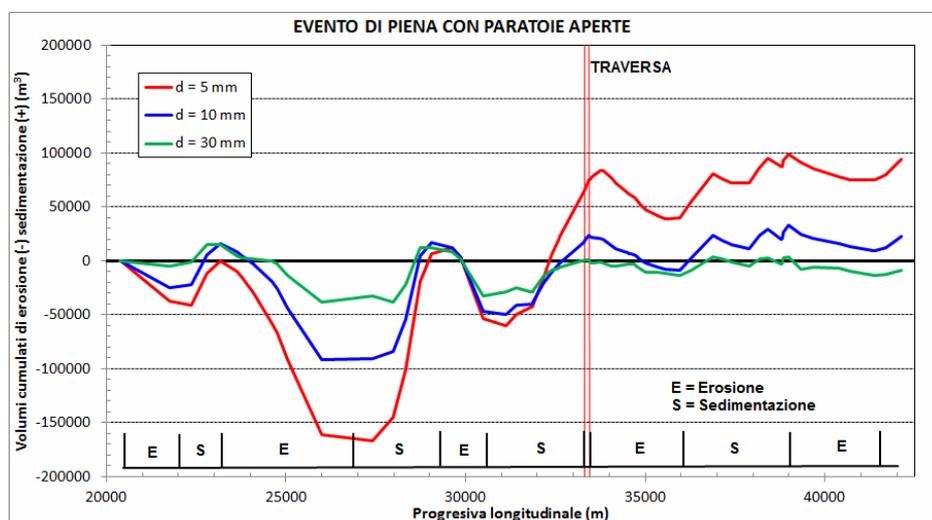


Fig. X-13 - Bilancio dei volumi ipotetici di materiale movimentabile – Evento di piena complessivo

A monte dello sbarramento l'alveo presenta un sottotratto a forte tendenza erosiva esteso per circa 3 km poco a monte della confluenza Osiglietta (progressiva 27700 m); in questo tratto, pertanto, la corrente in piena può caricarsi potenzialmente di grandi quantità di materiale di trasporto. A valle dell'Osiglietta l'alveo presenta per un primo tratto tendenza alla sedimentazione, quindi dopo una breve porzione in erosione si raggiunge il tratto stabile condizionato dalla presenza della traversa della centralina di Millesimo, oltre al quale l'alveo si mantiene in equilibrio fino circa al ponte in località Quera da cui inizia il tratto con forte tendenza alla sedimentazione (per diametri fino a 10 – 20 mm) che caratterizza l'invaso di Millesimo.

A valle dello sbarramento l'alveo presenta, per l'intero tratto nel centro urbano di Millesimo, una tendenza complessiva all'erosione, molto marcata per i diametri minori e quasi in equilibrio per il diametro di 30 mm; in particolare nel sottotratto tra la diga e il ponte della Gaietta (circa 500 m a valle) si osserva una debole tendenza al deposito dovuta alle frazioni più fini che sedimentano in coda di piena. A valle di Millesimo si mantiene la quasi stazionarietà del bilancio del materiale a granulometria maggiore (30 mm) mentre per il materiale più fine si manifestano prevalenti condizioni di tendenza al deposito.

Si può pertanto ritenere che per eventi dell'ordine della piena di novembre 2016, quindi con tempi di ritorno poco superiori a 50 anni, i tratti di alveo con granulometria prevalente uguale o superiore a 30 mm siano in equilibrio rispetto ai fenomeni di erosione–deposito: è questa la condizione prevalente dell'alveo all'interno dei centri abitati di Millesimo e Cengio. Ciò è stato riscontrato anche nelle osservazioni granulometriche effettuate dopo la piena, che hanno evidenziato la presenza di strati di fondo stabili a partire da questa granulometria.

Relativamente al **trasporto di materiale fine** (granulometrie uguali o inferiori a 5 mm) si osserva una **significativa tendenza all'erosione nel tratto urbano di Millesimo** (tra la traversa e la confluenza Zemola).

A valle della confluenza, dopo un breve tratto stabile, inizia una evidente tendenza alla sedimentazione, più marcata nel tratto che precede Cengio e sensibile per tutte le classi granulometriche analizzate; tale tendenza si mantiene, meno accentuata, fino alla traversa ex ACNA, a valle della quale l'alveo presenta nuovamente tendenza erosiva (sempre relativamente al materiale sabbioso-ghiaioso).

Il materiale costituito da sabbie e ghiaie fini non tende pertanto in generale a sedimentare, in condizioni di piena, nel tratto urbano di Millesimo, che è in equilibrio con materiale di grossa pezzatura (ghiaie-ciottoli) o, se presente, viene facilmente asportato; in particolare, nel sottotratto immediatamente a valle dello sbarramento fino al ponte della Gaietta, si manifesta una tendenza al deposito di materiale fine solo in coda di piena, quando il carico torbido della corrente supera la capacità di saturazione compatibile con la ridotta energia cinetica ancora disponibile.

All'interno dell'invaso il bilancio complessivo del trasporto dell'onda di piena evidenzia una forte tendenza alla sedimentazione del materiale più fine (granulometrie inferiori a 10 mm). Nella fase di crescita prima del picco, con la disponibilità di maggiore energia cinetica della corrente, si possono manifestare effetti erosivi, ma le analisi modellistiche hanno dimostrato che gli eventuali effetti del materiale asportato dall'invaso sarebbero comunque del tutto secondari rispetto alle potenzialità idrodinamiche e di trasporto naturali della piena.

È stato inoltre confermato che i fenomeni di trasporto solido hanno un ruolo del tutto marginale nella determinazione delle criticità e dei danni di piena nel centro abitato, in quanto nella fase di rampa e di colmo dell'idrogramma non sono in grado di incidere né sull'entità della portata defluente né sui livelli attraverso la modellazione del fondo alveo.

I fenomeni di trasporto solido a valle dello sbarramento sono stati esaminati anche con il supporto del modello **bidimensionale** sopra descritto, con riferimento in particolare alla distribuzione delle tensioni tangenziali al fondo, parametro che regola l'azione di trascinamento del materiale di trasporto.

Le mappe di Fig. X-14 riportano la distribuzione dei diametri del materiale d'alveo mobilizzabili dalle portate al colmo dell'evento di novembre 2016 e da una portata di 100 m<sup>3</sup>/s nel tratto tra la traversa e il ponte della Gaietta: il materiale di diametro inferiore a quelli indicati viene eroso/trasportato dalla corrente, quello di diametro maggiore sedimenta.

È evidente l'elevata capacità di trasporto della corrente nella condizione di deflusso del 2016, con diametri prevalenti dell'ordine di 60-80 mm (ciottoli) e pochissime zone dell'alveo con pezzature inferiori alla ghiaia (10 mm) a conferma di quanto sopra descritto.

Per verificare la portata limite in grado di asportare il materiale eventualmente sedimentato a valle della traversa (le cui caratteristiche di pezzatura prevalente sono quelle del campo sabbia-ghiaia riferibili a diametri inferiori a 20-30 mm), sono state simulate con il modello bidimensionale condizioni di deflusso relative a diverse portate.

È stato verificato che in condizioni di deflusso relativamente basse, intorno a 100 – 300 m<sup>3</sup>/s, la portata è già in grado di asportare e mobilizzare i depositi eventualmente presenti a valle della traversa.

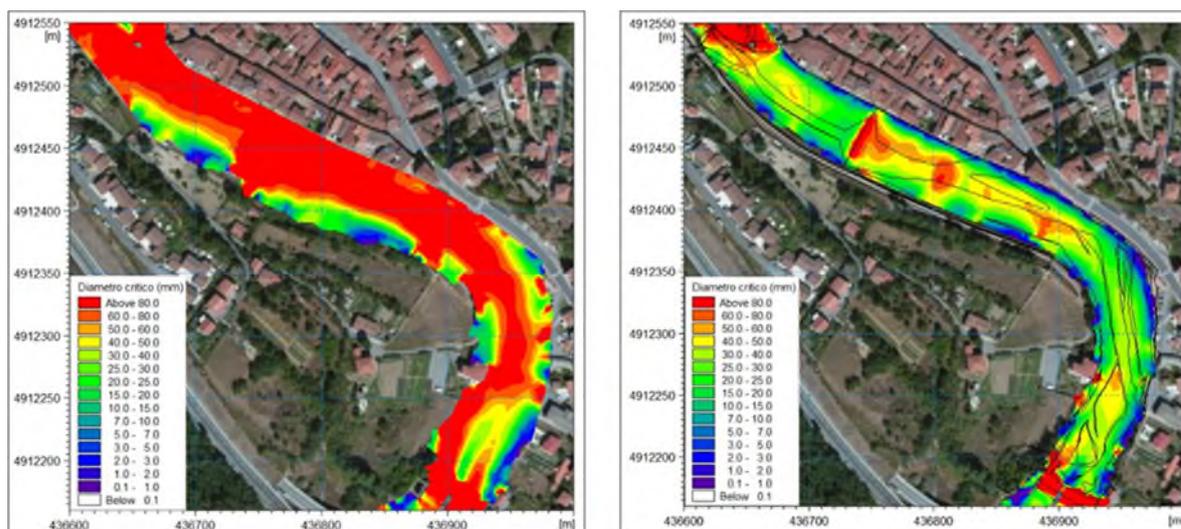


Fig. X-14 - Distribuzione dei diametri mobilizzabili a valle traversa con  $Q = 715 \text{ m}^3/\text{s}$  (a sinistra) e con  $Q 100 \text{ m}^3/\text{s}$  (a destra)

In questo modo l'alveo viene ricondotto a un assetto non influenzato dalla presenza di depositi, prima del sopraggiungere di portate critiche per la sicurezza idraulica del tratto urbano (riconducibili sostanzialmente all'evento con tempo di ritorno 30-50 anni stabilito dal PGRA).

I depositi presenti a valle dello sbarramento possono essere prodotti in grande prevalenza da materiale di trasporto sedimentato in coda di piena (analogamente a quanto verificatosi per l'evento del novembre 2016), asportato in fase di crescita dell'onda lungo l'intero tratto fluviale a monte dell'invaso e dall'invaso stesso, e in minima parte da materiale proveniente dalle operazioni di gestione dei sedimenti prevista dal relativo Progetto di Gestione, a cui competono peraltro granulometrie molto piccole (campo dei limi e delle sabbie) e quindi facilmente asportabili.

Relativamente a questo secondo aspetto sono state svolte specifiche valutazioni **sul comportamento idraulico e del trasporto solido in regime di deflussi ordinari**, con la principale finalità di verificare l'assenza di criticità inducibili dalle operazioni di gestione dei sedimenti dell'invaso previste dal Progetto di Gestione.

Le operazioni di gestione dei sedimenti previste dal Progetto di Gestione comportano la movimentazione all'interno dell'invaso (asportazione dei depositi a ridosso degli organi di chiusura e regolazione della traversa e ricollocazione in zone non pericolose dell'invaso) e/o la fluitazione, anche con mezzi meccanici, a valle della traversa di volumi di materiale a pezzatura medio-fine (diametri prevalenti inferiori a 10 mm) dell'ordine massimo di 1000-2000  $\text{m}^3$ ; per queste finalità e per assicurare la continuità idraulica, nelle condizioni di invaso vuoto e movimentazione dei sedimenti con mezzi meccanici può essere eseguita una savanella costituente la via preferenziale di deflusso delle portate dell'alveo, indirizzata verso la paratoia sghiaiatrice.

Utilizzando il modello bidimensionale, ulteriormente dettagliato per una adeguata rappresentazione delle particolarità morfologiche dell'alveo, sono state analizzate le modalità di deflusso di portate in regime ordinario (1,2 – 5 – 10 - 20 - 50  $\text{m}^3/\text{s}$ ), valutando anche in questo caso la distribuzione delle tensioni tangenziali al fondo e della pezzatura del materiale mobilizzabile.

I risultati mettono in evidenza che, in condizioni di magra, rappresentate dalla portata di DMV pari a  $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ , la capacità di trasporto solido è bassissima e viene favorita la sedimentazione di granuli di dimensioni anche minori di  $0,1 \text{ mm}$ : in caso di fluitazione di sedimenti dall'invaso si può considerare che la quasi totalità del materiale venga intercettato in questo settore dell'alveo. Con il deflusso di  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  la capacità di trasporto della corrente aumenta significativamente, fino a diametri di  $2 - 3 \text{ mm}$ ; con  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  la capacità di trasporto aumenta fino a pezzature dell'ordine di  $5 \text{ mm}$  e per portate ulteriormente crescenti fino a  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  la capacità di trasporto si attesta su pezzature di  $5 - 10 \text{ mm}$ , mentre con la portata di  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  la capacità di trasporto raggiunge diametri minimi dell'ordine di  $10 \text{ mm}$ .



Fig. X-15 - Operazioni di pulizia dai sedimenti dell'area immediatamente a monte dello sbarramento e realizzazione della savanella (agosto 2016)

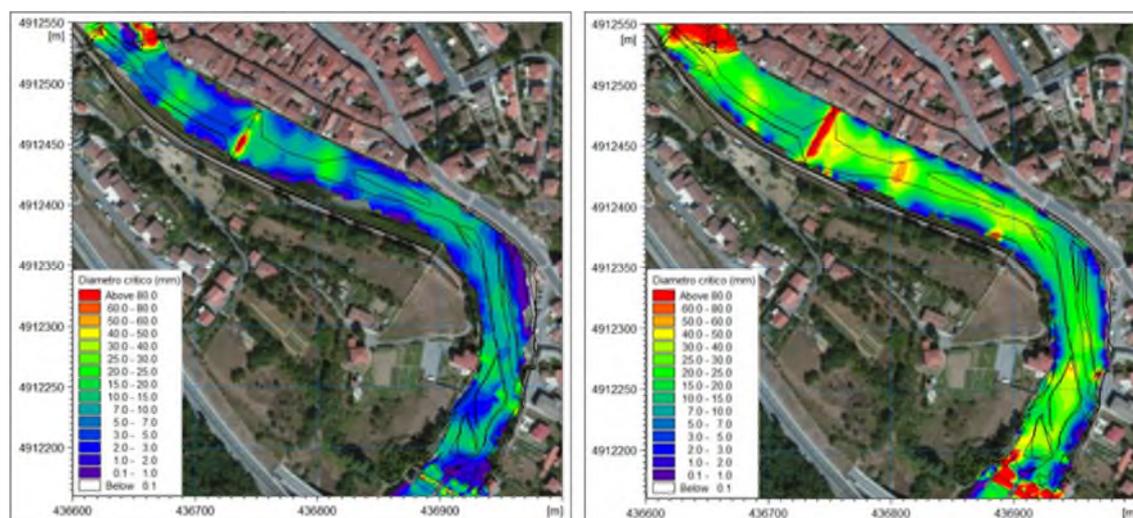


Fig. X-16 - Diametri mobilizzabili a valle sbarramento con  $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  (a sinistra) e con  $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  (a destra)

In conclusione le analisi sui fenomeni di trasporto solido confermano che le operazioni previste dal Progetto di Gestione non comportano alcun rischio idraulico aggiuntivo a valle della traversa, anche nel caso di successivo evento di piena, in quanto:

- i volumi in gioco ( $1000-2000 \text{ m}^3$ ) sono irrilevanti rispetto al volume di materiale complessivamente movimentabile da un'onda di piena naturale, dell'ordine di  $100.000 \text{ m}^3$ ;

- la pezzatura del materiale è comunque tale da essere facilmente asportato nelle prime fasi di crescita dell'onda di piena, molto prima del raggiungimento delle portate critiche.

Anche l'eventuale deflusso di un'onda di piena critica attraverso l'invaso aperto nel corso delle operazioni di gestione dei sedimenti comporterebbe l'asportazione e trasporto a valle di volumi complessivi di materiale (come bilancio tra asportazioni e depositi) dell'ordine di 10-20.000 m<sup>3</sup>; le velocità di deflusso e la potenzialità di trasporto nel tratto di alveo a valle dello sbarramento sono superiori a quelle presenti all'interno dell'invaso, pertanto nella fase di crescita dell'onda di piena il materiale asportabile dall'invaso viene trasportato a valle del centro abitato di Millesimo.

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XI -**

## **Traversa di Montestrutto sulla Dora Baltea**

ANALISI IDRAULICA

A cura di Giuseppe Donghi - EDISON

## **XI.1 Introduzione**

Il bacino della Dora Baltea, alla traversa di Montestrutto, ha una superficie complessiva di circa 3313 km<sup>2</sup> di cui il 90% in ambito montano. Le aree glaciali occupano complessivamente 237 km<sup>2</sup>. Il corso d'acqua ha origine con i suoi due rami, Dora di Veny e Dora di Ferret, dai ghiacciai del Monte Bianco.

## **XI.2 Eventi di piena registrati**

La portata di piena dell'evento del 2000 alla stazione di Tavagnasco, posta poco a monte della traversa, è stata stimata in circa 3100 m<sup>3</sup>/s (fonte ARPA Piemonte) e costituisce il massimo storico superiore ai valori stimati nel 1920 (2670 m<sup>3</sup>/s) e nel 1993 (2300 m<sup>3</sup>/s). La portata dell'evento del 2000 ha in termini statistici un tempo di ritorno di poco superiore a 200 anni, stimato considerando anche l'incidenza dell'evento stesso sulle serie storiche. Come si può osservare dalle immagini successivamente riportate (cfr. Fig. XI-2 e Fig. XI-3), la dinamica di esondazione nell'intorno della traversa si configura per entrambi gli eventi alluvionali rappresentati (1993 e 2000) con un taglio dell'ansa del corso d'acqua e aggiramento del manufatto in destra; ciò comporta la sostanziale protezione dello stesso manufatto.

## **XI.3 Analisi idraulica alla traversa di Montestrutto**

L'analisi è stata condotta al fine di ricostruire le condizioni di deflusso delle portate di piena per differenti tempi di ritorno nel tratto a monte e a valle la traversa di Montestrutto, per verificare la sua influenza e l'idoneità degli organi di regolazione. È stato utilizzato un modello numerico di simulazione idraulica in moto permanente, basato sui seguenti dati di riferimento:

- ripresa aerea ICE 2009-2011 – DTM acquisito con metodologia uniforme (LIDAR) in standard di livello 4, risoluzione griglia 5 m, precisione in quota di  $\pm 0.30$  m ( $\pm 0.60$  m nelle aree di minor precisione);
- geoportale AIPO – rilievi topografici in alveo e in golena del fiume Po e dei suoi principali affluenti.

La ricostruzione di un modello geometrico d'alveo più di dettaglio ha permesso di verificare livelli e aree di esondazione per Tr 20, 200 e 500 anni, grazie all'inserimento del manufatto ottenuto con specifico rilievo topografico a terra.

La modellazione ha permesso di verificare la portata smaltita dagli organi di scarico in condizioni di piena e di valutare gli effetti di una ipotetica mancata apertura degli organi di scarico in condizioni di piena.

Il rilievo ha consentito di descrivere geometricamente nel dettaglio la traversa e i suoi organi di regolazione, al fine del corretto inserimento nel modello della struttura.

Avendo inoltre verificato che i livelli di piena massimi non coinvolgono la passerella metallica di comando, soprastante la traversa, tale elemento non è stato inserito nel modello in quanto ininfluenza.

La verifica idraulica ha utilizzato il modello di calcolo HEC – RAS (River Analysis System), elaborato da Hydrologic Engineering Center di U.S. Army Corps of Engineers (Versione 5.0.0). Il codice di calcolo è stato applicato in moto permanente monodimensionale.

## **XI.4 Simulazione dei deflussi di piena**

### ***XI.4.1 Simulazione per Tr 20 $Q= 1630 \text{ m}^3/\text{s}$***

La simulazione condotta per  $Q_{tr20}$ , con le paratoie completamente aperte, mostra che la traversa è in grado di scaricare l'intera portata senza che vengano indotte esondazioni nel tratto a monte.

### ***XI.4.2 Simulazione per Tr 200 $Q= 3000 \text{ m}^3/\text{s}$***

La simulazione condotta per  $Q_{tr200}$ , con le paratoie completamente aperte, evidenzia notevoli fenomeni di esondazione a monte ben rappresentati dalle evidenze degli eventi alluvionali del 1993 e del 2000 (v. Fig. XI-2 e Fig. XI-3).

In particolare, la traversa viene aggirata in destra e le paratoie, dato l'incremento del rigurgito da valle, fanno defluire circa  $750 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### ***XI.4.3 Simulazione per Tr 500 $Q= 3520 \text{ m}^3/\text{s}$***

La simulazione condotta per  $Q_{tr500}$ , con le paratoie completamente aperte, evidenzia notevoli fenomeni di esondazione a monte molto simili allo scenario con Tr 200.

## **XI.5 Considerazioni sull'analisi idraulica**

L'analisi idraulica condotta per la caratterizzazione dei deflussi in condizioni di piena ha evidenziato che nell'intorno della traversa di Montestrutto si attivano fenomeni di esondazione a monte della stessa che ne generano l'aggiramento in destra e il conseguente taglio dell'ansa con coinvolgimento dell'area golenale.

La posizione della traversa rispetto alla dinamica di piena è tale da poterla ritenere parzialmente protetta. Al contempo, l'eventuale ruolo negativo dell'opera trasversale, ancorché si ipotizzasse una mancata funzionalità degli organi di regolazione, risulta di fatto marginale poiché l'ingombro della traversa stessa in termini di sezione di deflusso potenzialmente ostruita, rispetto alla sezione completa di esondazione in corrispondenza del manufatto trasversale, è limitato.

## **XI.6 Rappresentazione dei risultati**

In Fig. XI-1 sono rappresentate le aree di esondazione a monte e a valle della traversa per i tre scenari della simulazione; essi sono delimitati dalle linee continue rossa (Tr 20) arancione (Tr 200) e giallo (Tr 500).

Nella stessa planimetria sono anche rappresentate le aree di esondazione determinate per i tre scenari di piena di alta, media e bassa probabilità previsti dalla Direttiva 2007/60/CE.

LEGENDA

| Simbologia  | Descrizione delle opere   |
|---|---|
|  | Direttiva 2007/60/CE: probabilità di alluvioni elevata (TR 10/20) |
|  | Direttiva 2007/60/CE: probabilità di alluvioni media (TR 100/200) |
|  | Direttiva 2007/60/CE: probabilità di alluvioni scarsa (TR 500)    |
|  | Sezioni di progetto   |
|  | Analisi di progetto: probabilità di alluvioni elevata (TR 10/20)  |
|  | Analisi di progetto: probabilità di alluvioni media (TR 100/200)  |
|  | Analisi di progetto: probabilità di alluvioni scarsa (TR 500)     |
|  | Limite tra la fascia A e la fascia B                              |
|  | Limite tra la fascia B e la fascia C                              |
|  | Limite esterno della fascia C                                     |

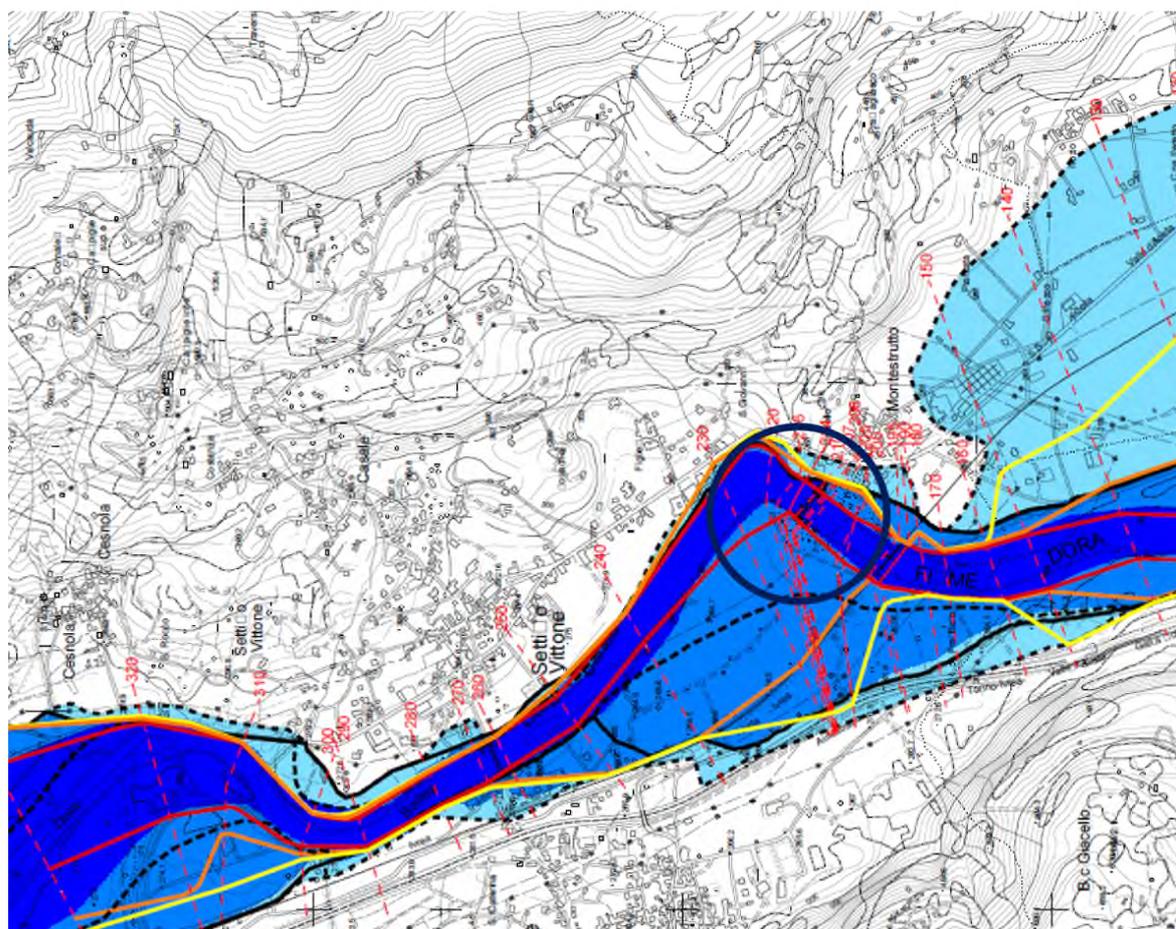


Fig. XI-1 – Planimetria aree di esondazione da modello di simulazione idraulica

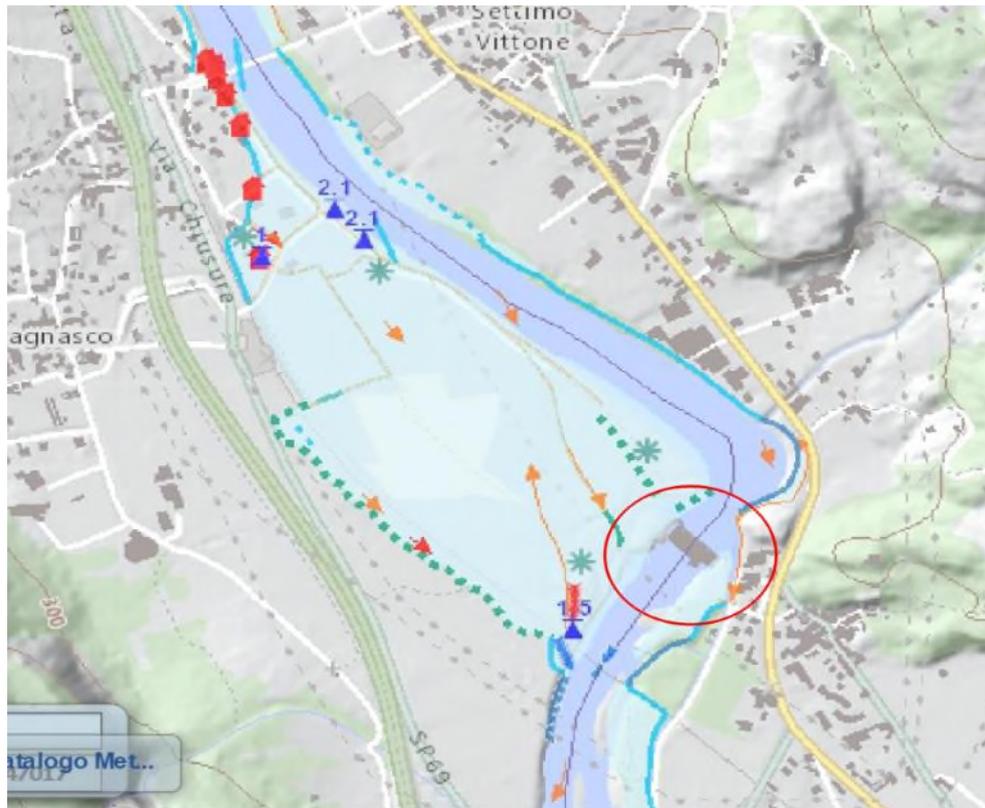


Fig. XI-2 - Carta dell'evento alluvionale del settembre 1993 (fonte ARPA Piemonte)

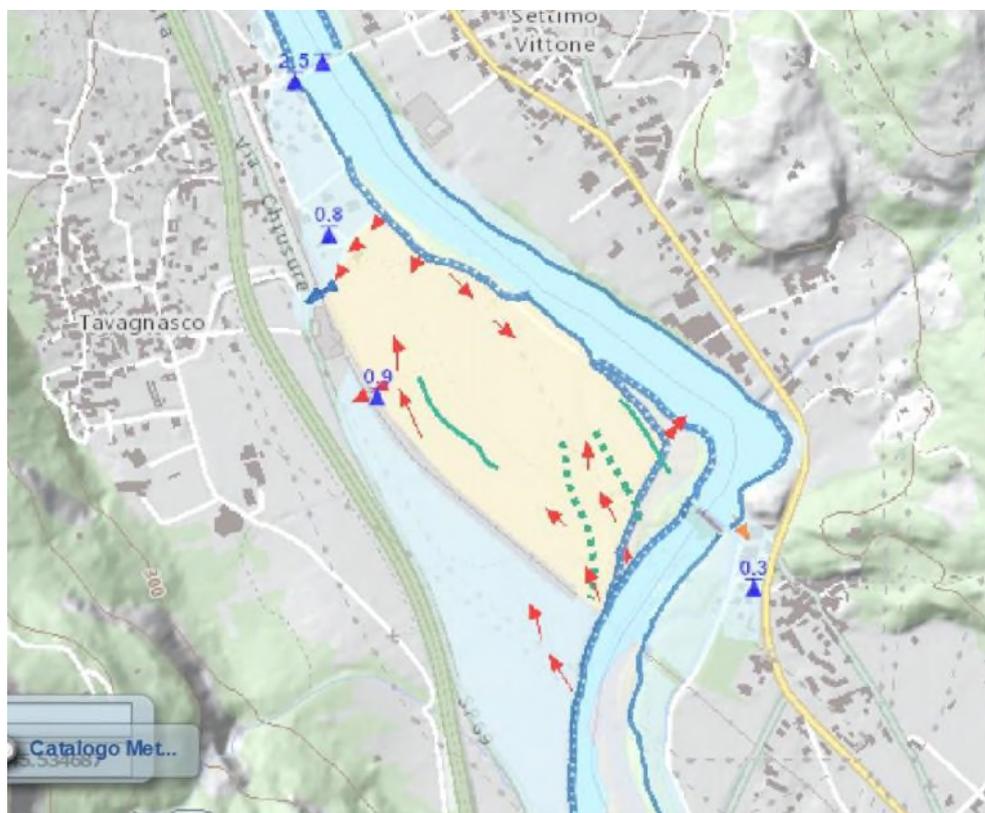


Fig. XI-3 - Carta dell'evento alluvionale dell'ottobre 2000 (fonte ARPA Piemonte)

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XII -**

## **Traversa di Montestrutto sulla Dora Baltea**

REALIZZAZIONE DI UN BACINO DI DISSIPAZIONE A VALLE

A cura di Giuseppe Donghi - EDISON

## **XII.1 Introduzione**

La traversa, nata attorno agli anni '20 per committenza della Società Idroelettrica di Villeneuve e di Borgofranco, dopo alcuni passaggi di proprietà dalla fine del mese di maggio 2016 appartiene alla società Edison S.p.A.



Fig. XII-1 – La traversa di Montestrutto sul fiume Dora Baltea

### ***XII.1.1 Dimensioni principali***

La traversa ha una ritenuta di 2,75 m, è composta da 5 luci intercettate da paratoie piane ai lati, rispettivamente di 11 m in sinistra e 5 m in destra; le luci centrali sono munite di paratoie a settore di 23 m di larghezza.

### ***XII.1.2 Idrologia***

Il bacino della Dora Baltea alla traversa di Montestrutto ha una superficie complessiva di circa 3300 km<sup>2</sup>. Le aree glaciali occupano complessivamente 237 km<sup>2</sup>. La portata di piena con tempo di ritorno 200 anni è pari a 3000 m<sup>3</sup>/s mentre la portata di piena con tempo di ritorno 500 anni è pari a 3520 m<sup>3</sup>/s.

Le piene importanti occupano l'area di esondazione in destra.

### ***XII.1.3 Geologia***

Dal punto di vista geologico, sia la traversa sia l'invaso sono impostati sulle alluvioni di fondovalle recenti e attuali di età olocenica. Si tratta di materiali detritici essenzialmente grossolani (ciottoli, ghiaie, sabbie) con poca frazione fine (limi) direttamente impostati sul substrato roccioso. Il materasso alluvionale è organizzato in una serie di banchi, prevalentemente a forma lenticolare, ghiaioso-sabbiosa, alternati a lenti e bancate sabbiose. La potenza della coltre alluvionale è notevole, sicuramente superiore a 20 m, come evidenziato dai sondaggi a carotaggio continuo eseguiti.

## **XII.2 L'intervento: cause e modalità**

Nel 2016 è stata svolta la Perizia Tecnica Definitiva per ottemperare a quanto richiesto dalla L.R. n.25 del 06/10/2003 ai fini della prosecuzione dell'esercizio ed ai sensi dell'art.18 del R.R. 12/R. A seguito delle evidenze in sito fu predisposto un rilievo batimetrico dello specchio d'acqua a valle della traversa e dell'alveo della Dora Baltea, esteso sino in corrispondenza del ponte ferroviario.

Il rilievo batimetrico eseguito nel mese di novembre 2016 evidenziò la presenza di un'ampia depressione che interessava il fondo alveo a valle della traversa, la cui presenza fu ricondotta all'azione di correnti superficiali piuttosto che conseguenza diretta di un moto di filtrazione sotterraneo con direzione monte-valle (v. Fig. XII-2). Il dato più rilevante emerso dal rilievo batimetrico indicava, all'altezza dello scarico della centrale in destra, l'inizio di una vasta zona di approfondimento generalizzato del fondo alveo estesa fino ad una distanza di pochi metri dalla mantellata.

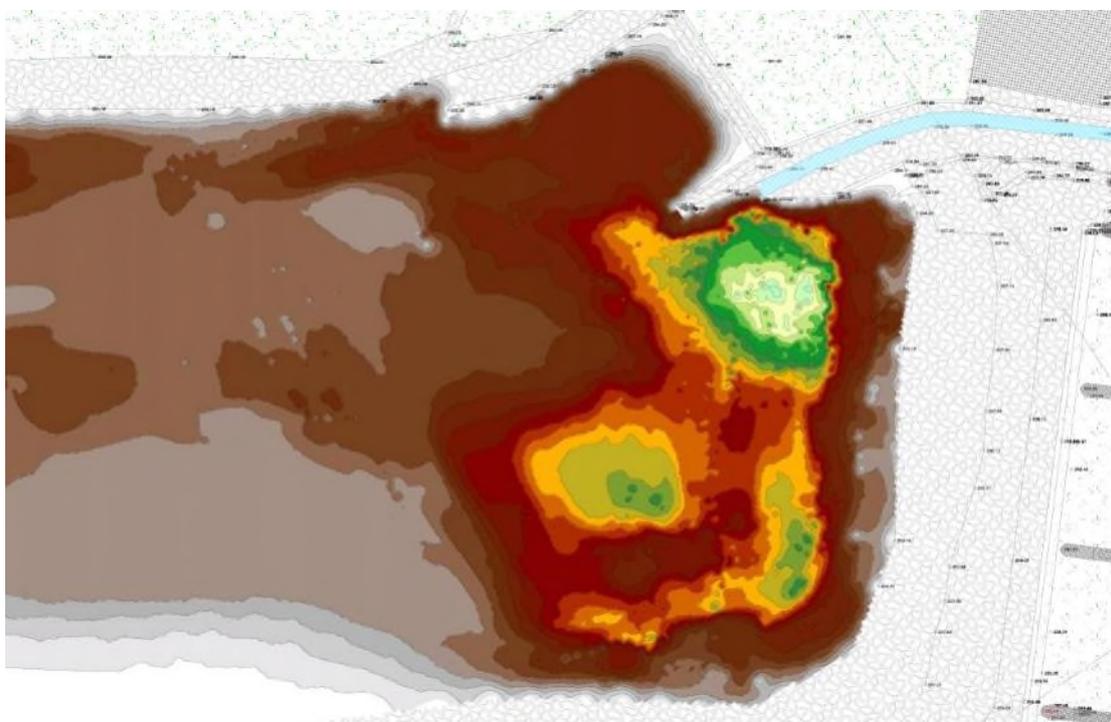


Fig. XII-2 – Rilievo batimetrico del 2016

È quindi stata riconosciuta l'esigenza di mettere in atto opportuni interventi di adeguamento/consolidamento dei manufatti di dissipazione, al fine di preservare la stabilità della struttura da fenomeni erosivi a valle e dal possibile innesco di processi di sifonamento.

### ***XII.2.1 Progetto di adeguamento***

La scelta progettuale finale ha portato alla soluzione di realizzare una vasca di contenimento del risalto idraulico avente una larghezza di circa 80 m e lunghezza di 22 m.

Agli estremi di monte e di valle della platea sono stati realizzati due diaframmi, costituiti da colonne secanti in jet-grouting, armate con tubi in acciaio, di diametro 1,2 m e con passo di 1m; il diaframma di monte ha una profondità di 10 m, quello di valle 8 m.

Nella fase iniziale del cantiere sono state eseguite le rampe di accesso e il riempimento delle depressioni dell'alveo per permettere l'esecuzione delle ture di compartimentazione e un campo prova per definire con precisione le caratteristiche della miscela, la pressione di iniezione e le velocità di rotazione e di risalita del jet-grouting.

La struttura della vasca è stata realizzata in calcestruzzo armato, con spessore della platea pari a 80 cm, gettata per conci da 10x10 m.

Terminata la struttura della vasca sono state realizzate le opere di raccordo, in massi di cava, con la mantellata di monte, con le scogliere laterali e con l'alveo di valle.

Durante l'esecuzione dei lavori si è provveduto al monitoraggio della struttura della traversa e delle pertinenze.

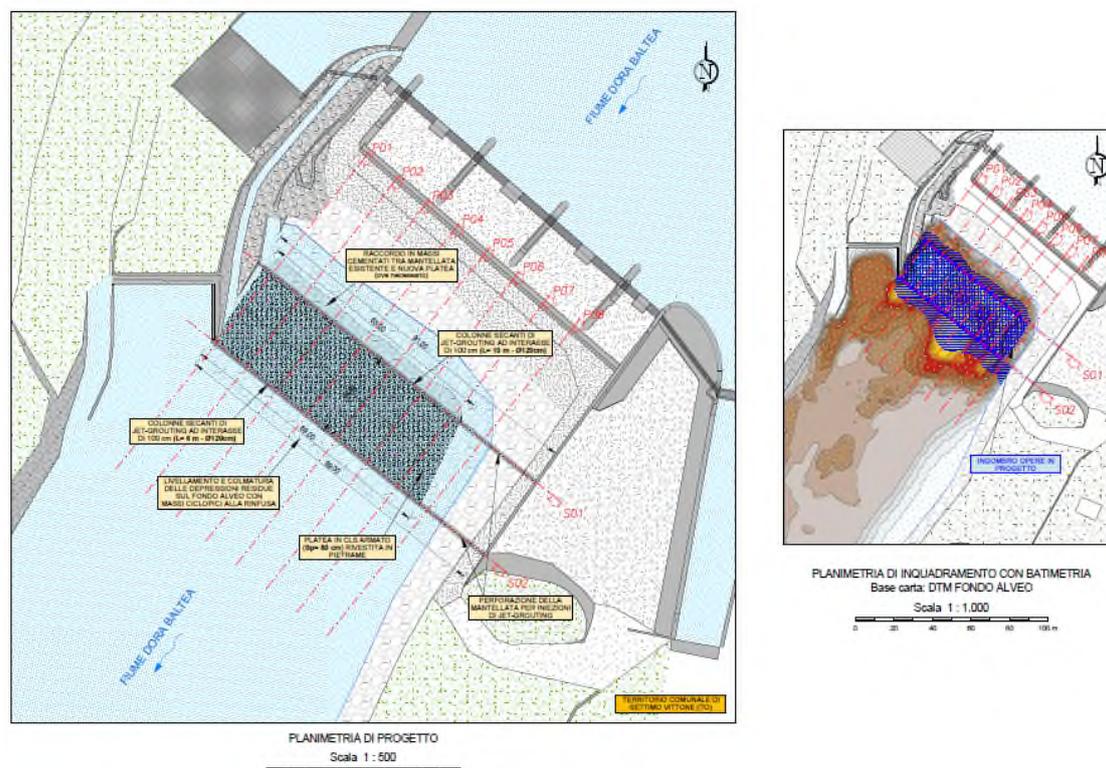


Fig. XII-3 – Estratto elaborati di progetto

L'intervento è stato eseguito da dicembre 2018 ad aprile 2019, nel periodo invernale caratterizzato da scarsa idraulicità.

Il cantiere è stato organizzato in due fasi al fine di mantenere la possibilità di evacuare portate significative, prima con le paratoie in sinistra, successivamente con quelle in destra; ciò ha comportato la predisposizione di ture di compartimentazione che sono state adeguate alle esigenze di ciascuna fase del cantiere.



Fig. XII-4 - Esecuzione colonne in jet-grouting



Fig. XII-5 - Armature tubolari delle colonne jet-grouting



Fig. XII-6 - Esecuzione 1°concio della platea



Fig. XII-7 - Esecuzione getti della platea



Fig. XII-8 - Sfioro dalla traversa estate 2019

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XIII -**

**Traversa di Pizzighettone**

INSTALLAZIONE DI UNO SBARRAMENTO MOBILE IN  
CORRISPONDENZA DELLA GAVETA DELLA BRIGLIA  
PREESISTENTE

A cura di Giuseppe Donghi - EDISON

### **XIII.1 Introduzione**

Il progetto riguarda l'installazione di una nuova struttura mobile gonfiabile a chiusura della gaveta della briglia fluviale esistente sul fiume Adda a protezione del ponte ferroviario di Pizzighettone (CR) allo scopo di permettere il nuovo prelievo idroelettrico relativo alla costruzione dell'impianto di Pizzighettone.

Il nuovo manufatto, costituito da una platea fissa su cui è ancorato lo sbarramento gonfiabile, è strutturalmente indipendente rispetto alla briglia esistente. Le due strutture, quella esistente e quella nuova, sono accoppiate attraverso un giunto flessibile ed impermeabile, in modo che siano permessi eventuali spostamenti differenziali.

### **XIII.2 Descrizione della traversa fluviale**

#### ***XIII.2.1 La traversa esistente***

La traversa fluviale, della larghezza complessiva di 115 m, presentava una gaveta posta circa al centro della struttura, con una larghezza approssimativa di 67 m, incassata di circa 90 cm rispetto alla quota media del coronamento sui lati (39,80 m s.l.m.).

Il coronamento della briglia fluviale, ha larghezza variabile, pari a circa 10 m presso le sponde e pari a 5 immediatamente prima della gaveta, la traversa si estende verso valle per circa 30 m con una pendenza media pari al 3,3%.

A valle della traversa fluviale oggetto del progetto idroelettrico si era formata una depressione nel fondo alveo causata dal risalto idraulico della corrente che tracima lo sbarramento. Il punto più profondo della depressione è stato misurato a quota 22,20 m s.l.m., equivalente ad una depressione di circa 13 m.

#### ***XIII.2.2 Le opere realizzate***

Il progetto di innalzamento della parte centrale della briglia fluviale esistente è stato realizzato attraverso due sbarramenti gonfiabili (rubber dam), di uguali dimensioni (34,70 m) con una pila centrale, con altezza massima di ritenuta di 0,90 m, quindi il ciglio della struttura mobile, nella configurazione progettuale di massima ritenuta è alla stessa quota delle due spalle tracimabili pari a 39,80 m s.l.m..

Lo sbarramento, quando sgonfio, rimane completamente compreso nell'ingombro del petto della nuova traversa, senza emergere rispetto al ciglio della gaveta della struttura preesistente.

Ai lati i dispositivi gonfiabili sono ancorati a spalle inclinate di 30° per agevolarne l'abbattimento.

I lavori di costruzione delle opere connesse alla traversa fluviale sono stati concentrati nei periodi di magra del fiume Adda.

La costruzione delle opere è avvenuta in asciutta mediante la realizzazione di un argine a monte della briglia costituito da materiale sciolto, eseguito in 2 fasi successive (in destra ed in sinistra), in modo da lasciare sempre libera una porzione di traversa; i singoli sbarramenti gonfiabili sono stati installati sulla platea in cemento armato, sotto protezione della tura e sfruttando anche il bypass costituito dalla struttura scatolare della costruenda centrale.

#### ***XIII.2.3 Sistemi di controllo***

In condizioni ordinarie, lo sbarramento mobile gonfiabile è regolato in altezza al fine di mantenere costante il livello idrometrico a monte della traversa (39,80 m s.l.m.).

Il riferimento di livello, installato a monte dello sbarramento, rileva con continuità il livello piezometrico e la logica di regolazione modifica la pressione di gonfiaggio delle due sezioni mobili di sbarramento nel campo 20 -100%.

I sistemi di regolazione di ciascun elemento gonfiabile sono totalmente indipendenti, così è consentita una maggiore modulabilità dello sbarramento mobile.

Il fluido di regolazione dell'altezza dello sbarramento gonfiabile è l'aria.

Qualora il sistema di regolazione abbia malfunzionamenti, è presente un sistema meccanico a contrappeso che provvede ad aprire le valvole di sfogo dello sbarramento provocandone l'abbattimento. Questo sistema è strutturato in modo che l'apertura della valvola sia stabile e quindi debba essere chiusa manualmente dall'operatore incaricato, dopo aver espletato le necessarie verifiche e rimosse le cause di malfunzionamento.

### **XIII.3 Colmatazione dell'erosione a valle della traversa**

In accordo con AIPO, responsabile della traversa di Pizzighettone, si è provveduto alla colmatazione della profonda erosione presente a valle della traversa mediante deposizione del materiale alluvionale proveniente dagli scavi per la costruzione della centrale in sponda sinistra.

Al fine di contrastare il fenomeno di asportazione da parte della corrente, il materiale è stato confezionato riempiendo dei big bags che sono stati affondati sul posto mediante una bettolina.

Lo strato superiore è poi stato realizzato con massi di cava.

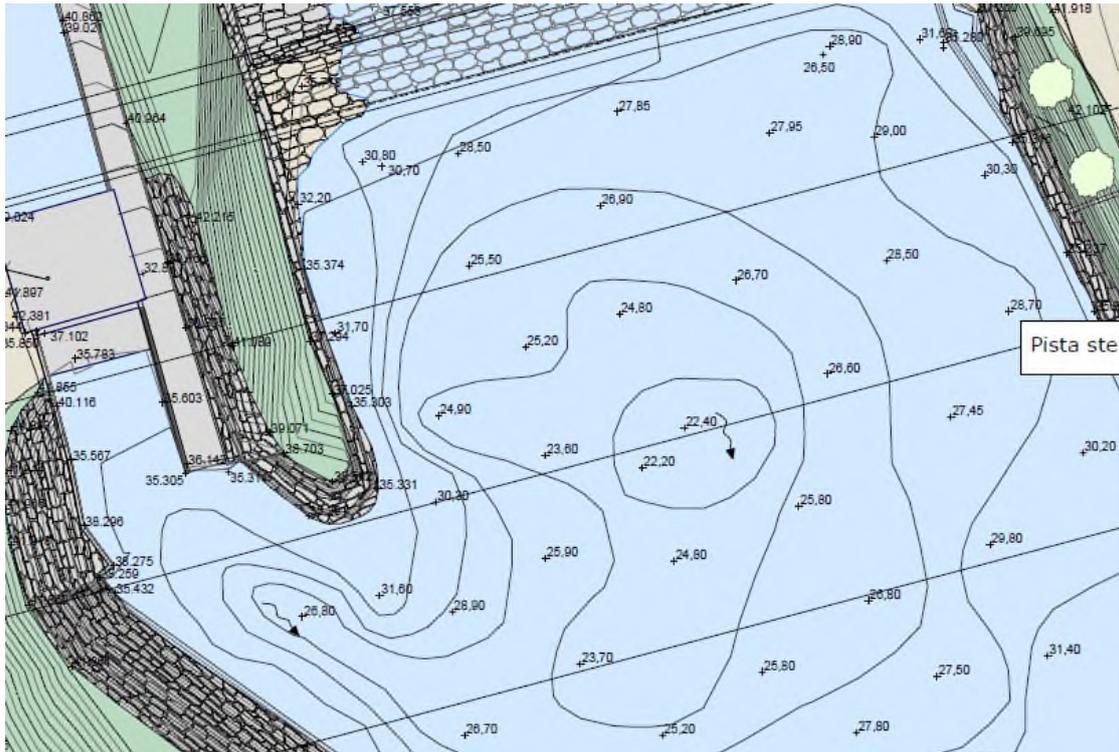


Fig. XIII-1 - Erosione a valle della traversa

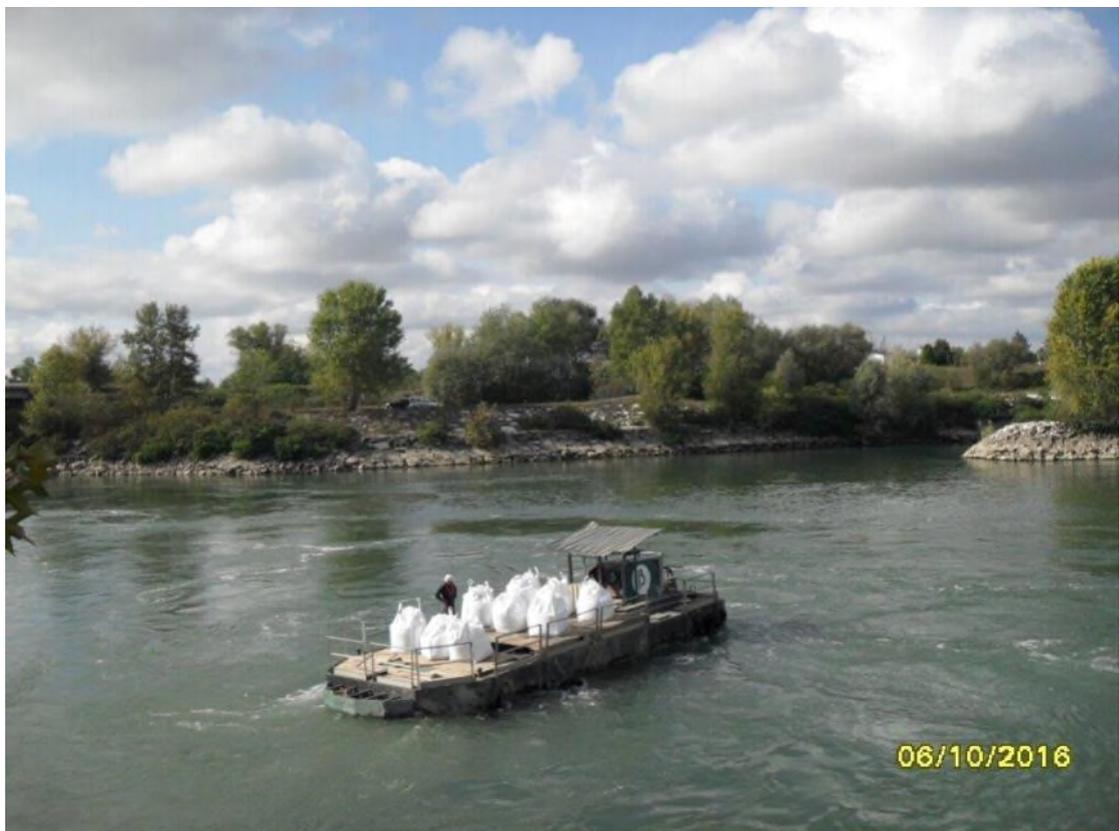


Fig. XIII-2 - Bettolina per il varo dei big bags



Fig. XIII-3 - Costruzione della platea di sostegno dello sbarramento gonfiabile



Fig. XIII-4 - Montaggio dello sbarramento gonfiabile



Fig. XIII-5 - Evacuazione della portata in arrivo attraverso la struttura scatolare della costruenda Centrale



Fig. XIII-6 - Gonfiaggio per il collaudo



Fig. XIII-7 - Sbarramento mobile abbattuto

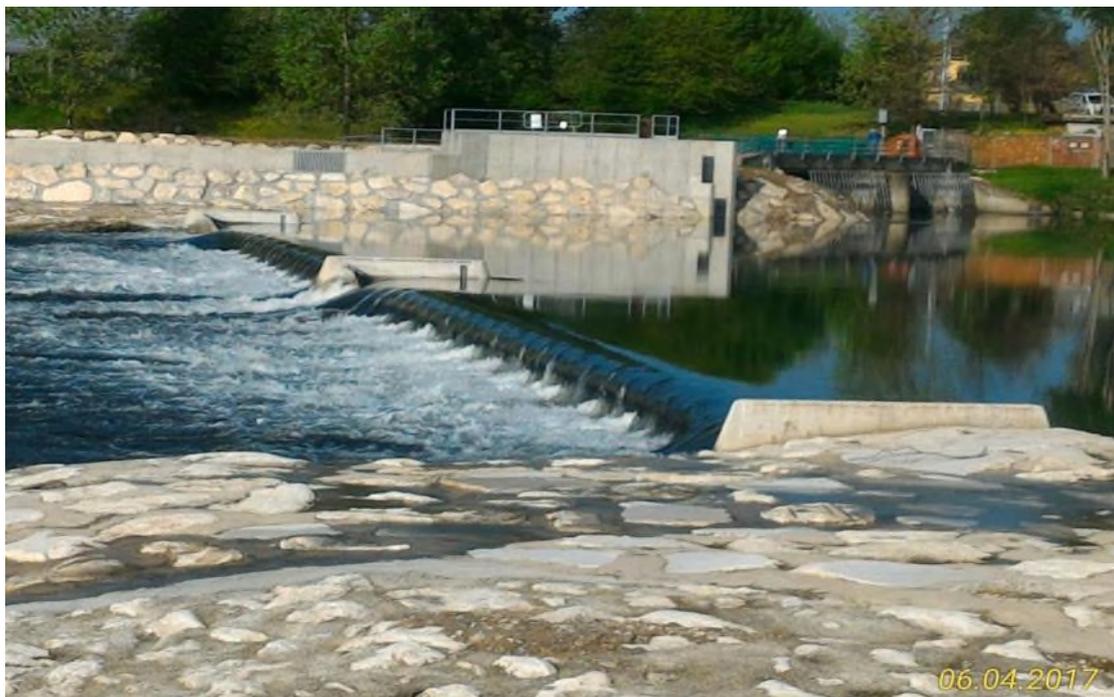


Fig. XIII-8 – Sbarramento mobile alla massima regolazione con sfioro del velo scenico

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XIV -**

## **Traversa di Prestone**

INTERVENTO DI MANUTENZIONE  
E REALIZZAZIONE DI NUOVE PARATOIE DI PRESA

A cura di Gloria Tresoldi – A2A

#### **XIV.1 Introduzione**

La traversa di Prestone, costruita nel 1926, sbarra il torrente Liro nell'omonima località, nel territorio del comune di Campodolcino (SO).

L'altezza dello sbarramento è di 12 m e il volume complessivo di invaso è di circa 80'000 m<sup>3</sup>.



Fig. XIV-1 - Corpo traversa, vista da valle

Il corpo della traversa è costituito da una soglia fissa in muratura sopralzata da quattro paratoie piane.

Le paratoie di presa sono ubicate nella porzione di manufatto che si sviluppa in destra orografica.

Sono presenti sei paratoie che intercettano le rispettive luci di presa, di cui una dal 2009 è a presidio della bocca di presa dedicata al rilascio del DMV e le restanti sono a servizio dell'immissione in galleria di derivazione. Di queste ultime, le quattro paratoie centrali, motorizzate e telecomandate, intercettano e regolano le portate che confluiscono nella vasca di carico, da cui si diparte la derivazione verso la centrale di Mese.

#### **XIV.2 Scopo dei lavori**

Lo scopo dell'intervento, eseguito nel corso del 2021, è stato duplice. In primo luogo, vi era la necessità di ripristinare la tenuta delle paratoie di presa consentendo una migliore modulazione delle portate derivate, riducendo le perdite ed ottimizzando quindi la produzione. In secondo luogo, si voleva poter aumentare la flessibilità in termini di esercizio e manutenzione. In particolare, si voleva garantire la possibilità di ispezionare gli organi e mantenere le tenute, le guarnizioni, le soglie e i meccanismi di manovra indipendentemente dalla quota del bacino a monte e senza necessità di svasso, evitando quindi sfiori e periodi di indisponibilità prolungata.



Fig. XIV-2 - Parte sommitale della traversa



Fig. XIV-3 – Traversa e derivazione, vista dall'alto

I lavori sono consistiti nella installazione, a valle dei diaframmi in calcestruzzo armato delle esistenti quattro paratoie di presa centrali, di altrettante nuove paratoie piane di intercettazione, a comando elettromeccanico, in serie alle esistenti.

Gli organi preesistenti permangono in opera e funzionanti, con esclusiva funzione di guardia in caso di manutenzione sulle paratoie di nuova installazione, che assumono invece ruolo operativo.

### **XIV.3 Descrizione dell'intervento**

Le nuove paratoie di presa sono disposte a valle delle quattro esistenti in posizione centrale. In sintesi, i lavori hanno riguardato le seguenti attività:

- taglio delle soglie e delle porzioni dei contrafforti del manufatto di presa per costituire le tasche di alloggiamento dei nuovi gargami e realizzazione, a valle degli attuali diaframmi, di una struttura perimetrale in cls, formata da una soglia inferiore e da due sostegni a ridosso dei contrafforti esistenti, avente la funzione di alloggiare i gargami verticali in acciaio e il profilo di tenuta sulla soglia; rinforzo strutturale dei contrafforti tramite barre Gewi;
- realizzazione dei piani di accesso e di manovra in corrispondenza di ciascuna nuova paratoia, costituiti da grigliati metallici elettrosaldati zincati a caldo, completi di parapetto in acciaio e disposti a valle del manufatto di presa. Le travi di sostegno del grigliato sono costituite da profili di acciaio analogamente zincati a caldo;
- installazione di quattro nuove paratoie piane in acciaio inox con tenute su quattro lati, a modulazione continua e complete di attuatori elettromeccanici.

Nel corso dei lavori è stata anche effettuata una manutenzione al paramento di monte e la revisione di tutte le paratoie preesistenti. Si è inoltre provveduto alla revisione del condotto e della valvola a fuso dedicata al rilascio del DMV.

### **XIV.4 Report fotografico**

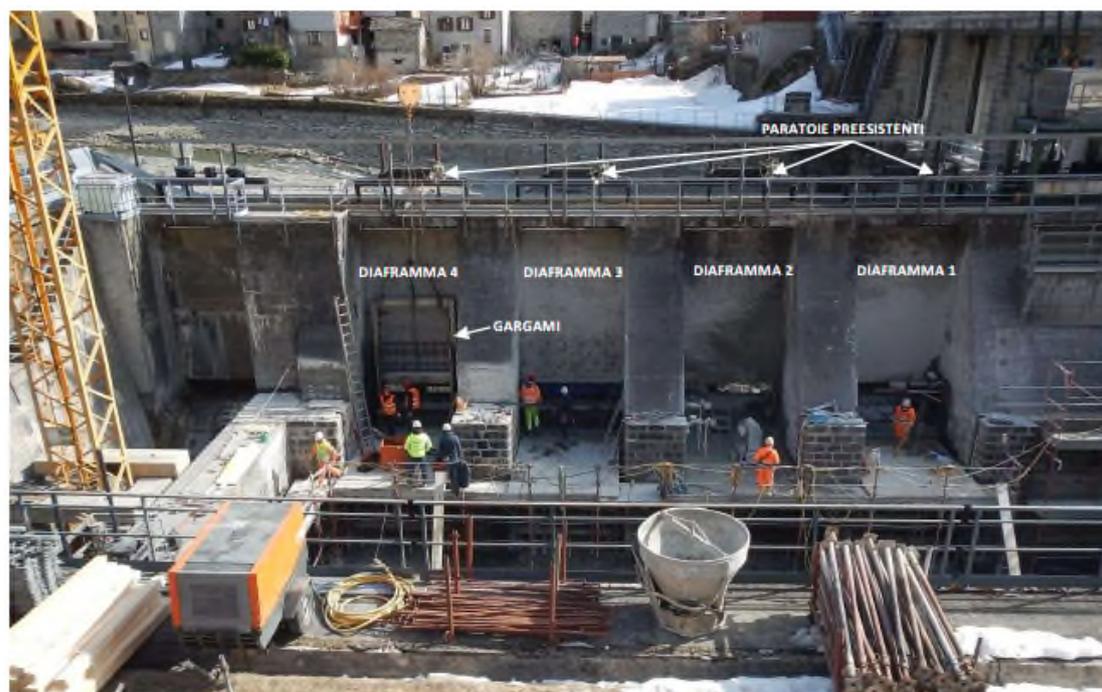


Fig. XIV-4 - Posizionamento gargami paratoia 4



Fig. XIV-5 - Installazione gargami paratoia 3 e paratoia 4 pronta per il getto



Fig. XIV-6 - Perforazioni contrafforti per posa barre Gewi



Fig. XIV-7 - Getto e successivo disarmo degli speroni dei contrafforti



Fig. XIV-8 - Vista del ponteggio di accesso alle paratoie in corpo traversa, lato valle

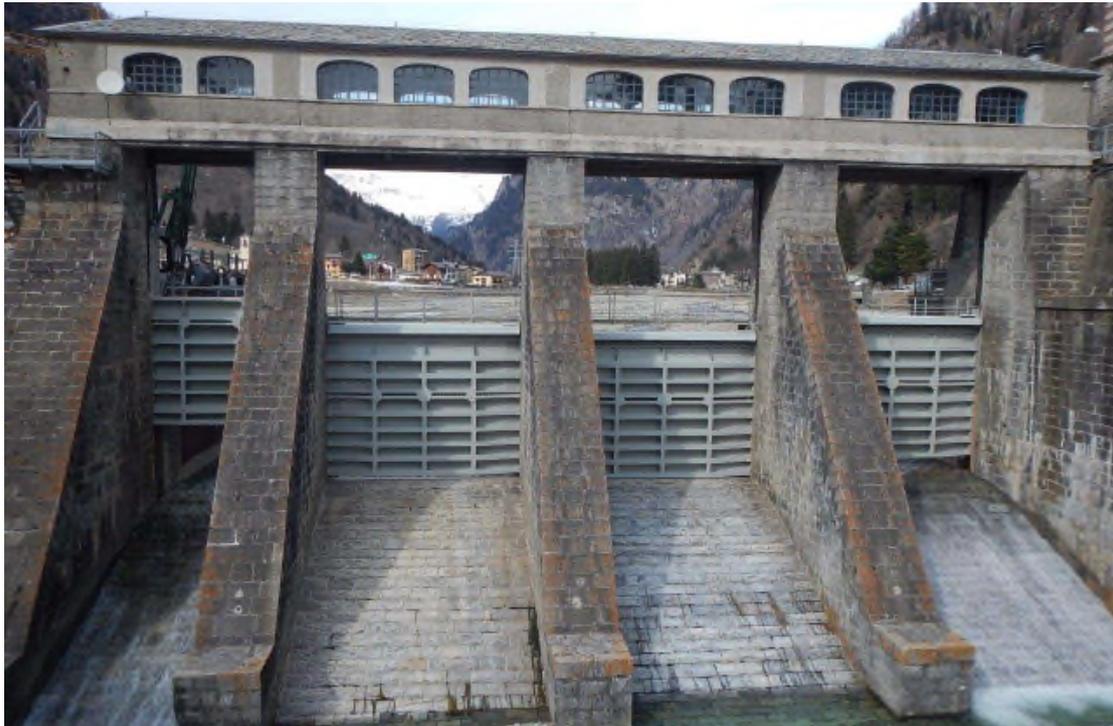


Fig. XIV-9 - Paratoie del corpo traversa a lavori ultimati a seguito di rimozione ponteggi, lato valle



Fig. XIV-10 - Nuove paratoie di presa

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XV -**

## **Traversa di San Mauro Torinese**

LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA PORTATA DI PIENA

A cura di Mario Sciolla

## **XV.1 Introduzione**

La traversa di S. Mauro Torinese, opera di competenza della Regione Piemonte, è a servizio dell'impianto Enel Green Power di Cimena (TO).

L'impianto deriva le acque dal fiume Po a S. Mauro, si sviluppa sulla destra del fiume e restituisce le acque subito a valle della confluenza tra Po e t. Orco, nei pressi di Chivasso.

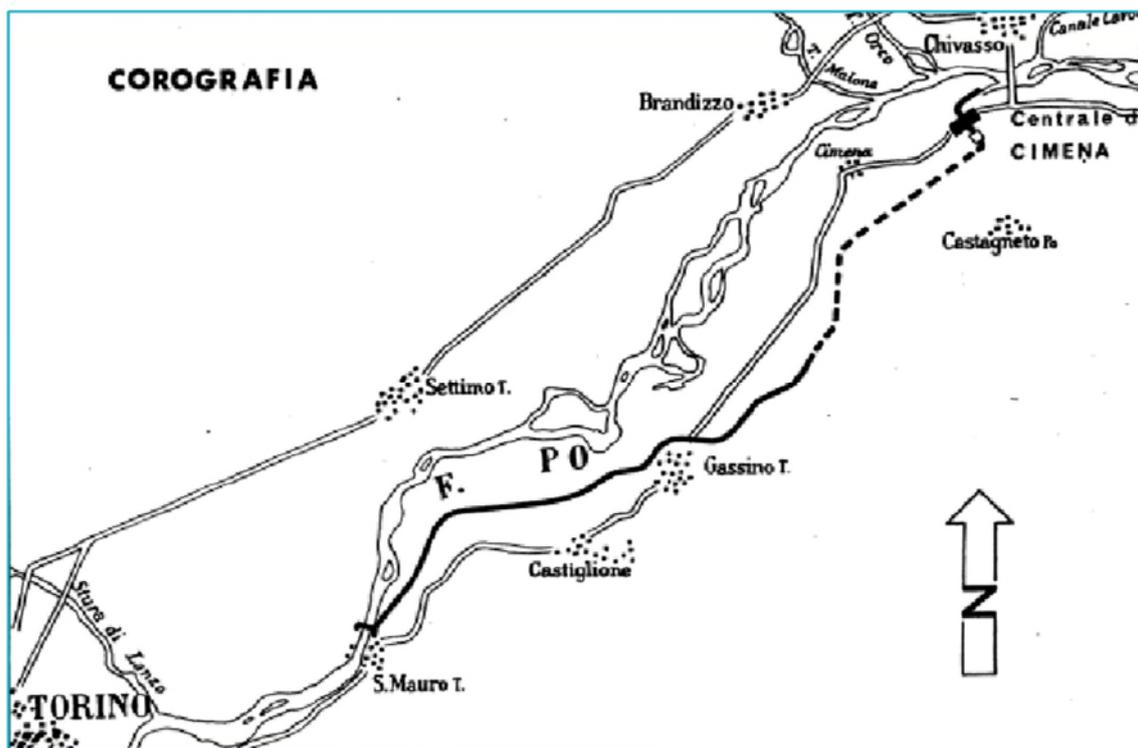


Fig. XV-1 – Corografia dell'impianto di Cimena

Esso comprende:

- sbarramento costituito da una traversa mobile, oggetto della presente trattazione e che verrà meglio descritta nel seguito;
- opera di presa sulla sponda destra, formata da un callone sghiaiatore che mette capo alla prima luce sghiaiatrice dello sbarramento e costituita da una soglia della lunghezza di m 60 munita di griglia e sormontata da una passerella con sgrigliatore meccanico, dotata di 16 luci di presa chiuse da paratoie piane manovrate elettricamente. Alle luci di presa seguono sul fondo otto tramogge con condotti di scarico per lo spurgo delle piccole ghiaie oltrepassanti la griglia;
- canale moderatore della lunghezza di m 150 e larghezza m 40, terminante col dissabbiatore;
- canale derivatore della lunghezza di m 12.840 del quali:
  - o m 8.460 allo scoperto a sezione trapezia con rivestimento di calcestruzzo intonacato e liscio;
  - o m 4.118 in galleria naturale e m 262 in galleria artificiale. La sezione dei tronchi in galleria è a ferro di cavallo con rivestimento in muratura di conglomerato cementizio intonacato e liscio;

la pendenza costante del canale è di 20 centimetri per chilometro, e la portata massima di 110 m<sup>3</sup>/sec.;

- bacino di carico all'aperto. Il bacino è a pianta trapezia e i muri laterali sono foggiate a sfioratore e cavi, permettendo alle acque di sfioro di raccogliersi in due gallerie longitudinali collegate con il canale di scarico;
- due condotte forzate in cemento armato del diametro di m 4,20. All'imbocco sono munite di griglie e paratoie. La parte terminale è in lamiera ed è collegata alla chiocciola della turbina;
- fabbricato della centrale con due gruppi turbina Kaplan-alternatore ad asse verticale della potenza di 11,4 MW, comprensivi di tutte le apparecchiature elettriche e meccaniche. Il salto utile è di circa m 23.
- canale di scarico della lunghezza di m 574 per la restituzione delle acque al fiume Po.

L'impianto è entrato in servizio nel 1949.

Nei pressi della traversa è stato recentemente installato un mini impianto idroelettrico che utilizza l'acqua restituita in alveo come deflusso ecologico.

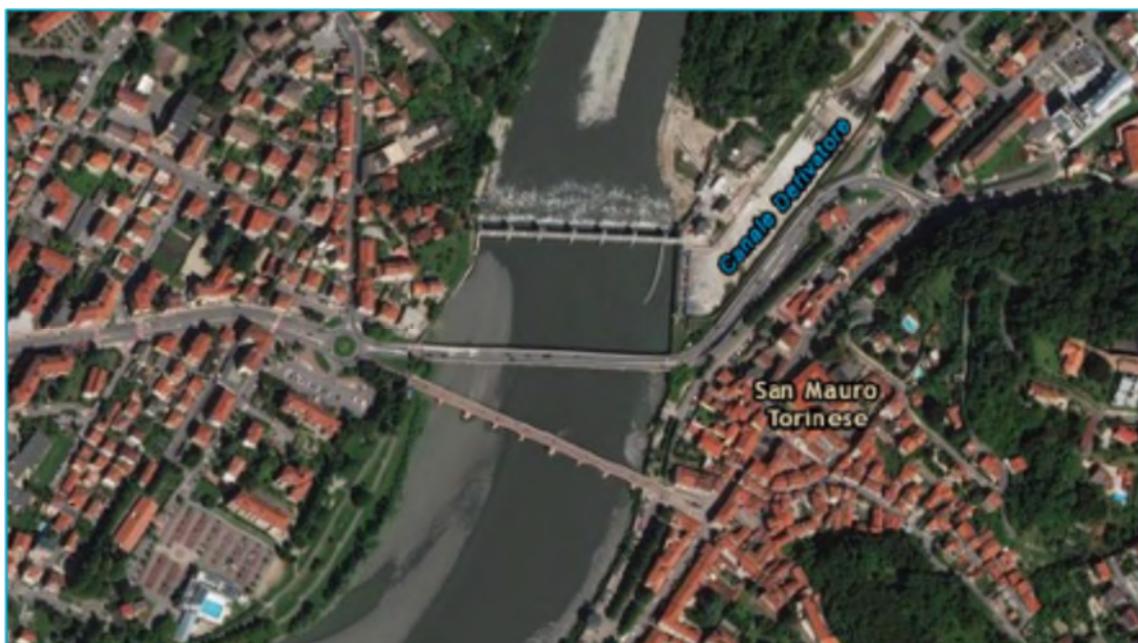


Fig. XV-2 – Foto aerea della zona della traversa

## **XV.2 Traversa di S. Mauro T.**

La traversa sbarra il corso del fiume Po nel territorio del Comune di San Mauro (TO), circa 200 metri a valle del ponte Vittorio Emanuele II, ad est della città di Torino. Tra gli anni 1990 e i primi anni 2000 sono state realizzate in prossimità di questo nodo idraulico alcune opere: un nuovo ponte in cemento armato situato tra la traversa ed il Ponte Vittorio Emanuele II ed un sottopasso stradale per razionalizzare le viabilità in sponda destra.

La traversa è realizzata in calcestruzzo armato, con fondazioni a cassone ad aria compressa affondate nelle ghiaie d'alveo fino allo strato marnoso che si trova sotto l'alveo del fiume ad una profondità variabile da 8 m a 12 m. Le pile si raccordano con i muri di sponda che delimitano l'alveo del fiume Po.

Lo sbarramento originale era costituito da una traversa mobile lunga complessivamente 125 m circa e da una soglia sfiorante fissa in calcestruzzo lunga circa 55 m.

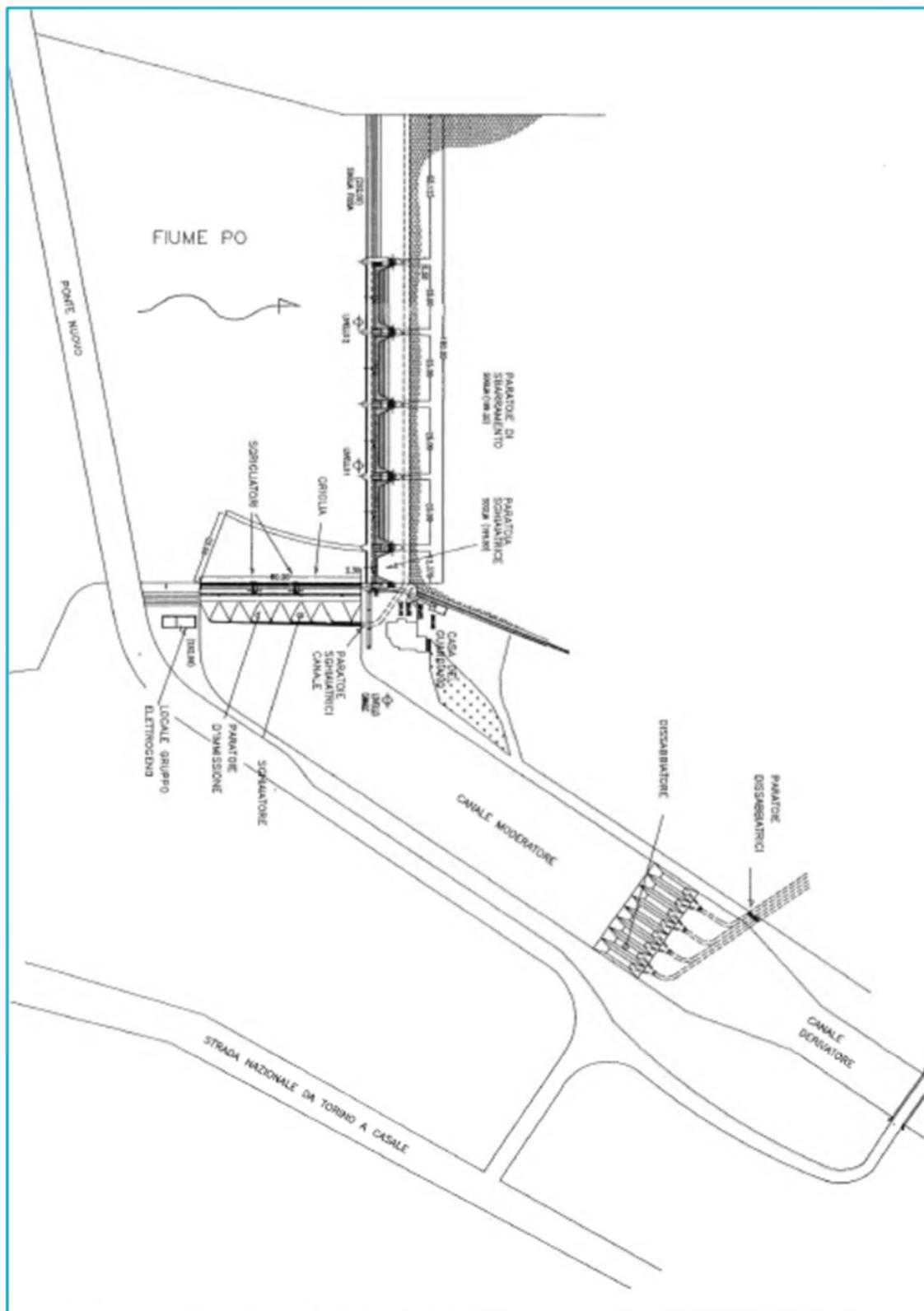


Fig. XV-3 - Traversa e opera di presa di S. Mauro – Planimetria generale ante lavori di realizzazione delle due nuove luci.

La parte mobile della traversa era composta da quattro luci chiuse da paratoie a settore lunghe ciascuna 25 m con altezza di ritenuta 2,8 m; sul lato destro orografico vi era poi una paratoia a settore con ventola sovrapposta con funzione di sghiaiatrice lunga 12,3 m, altezza di ritenuta 3,5 m. La soglia di quest'ultima, a quota 198,5 m s.l.m., risulta quindi 0,7 m più bassa di quella delle altre paratoie, poste a quota 199,2 m s.l.m.. La passerella di accesso e comando paratoie si trova alla quota 209,5 m s.l.m. e si interrompeva in corrispondenza della parte di traversa fissa.

La quota del ciglio sfiorante, sul lato sinistro orografico dello sbarramento, era coincidente con quella del bordo superiore delle paratoie in posizione di chiuso, pari 202,00 m s.l.m.

Il bacino formato dalla traversa di S. Mauro ha una capacità massima di circa 760.000 m<sup>3</sup>; poiché la sua altezza è inferiore a 15 m, lo sbarramento non è classificato tra le “grandi dighe” e l'attività di controllo e vigilanza sull'esercizio è attualmente di competenza della Regione Piemonte.

Il bacino imbrifero sotteso ha una superficie di circa 7.670 km<sup>2</sup> (Fig. XV-4).

La traversa è completamente automatizzata e in condizioni normali non necessita di alcun presidio: un apposito automatismo regola l'apertura delle paratoie di sbarramento in modo tale da mantenere costante il livello nel bacino di presa anche con portata nel Po superiore a quella massima derivabile; la potenza delle turbine viene regolata automaticamente in funzione della quantità d'acqua disponibile.

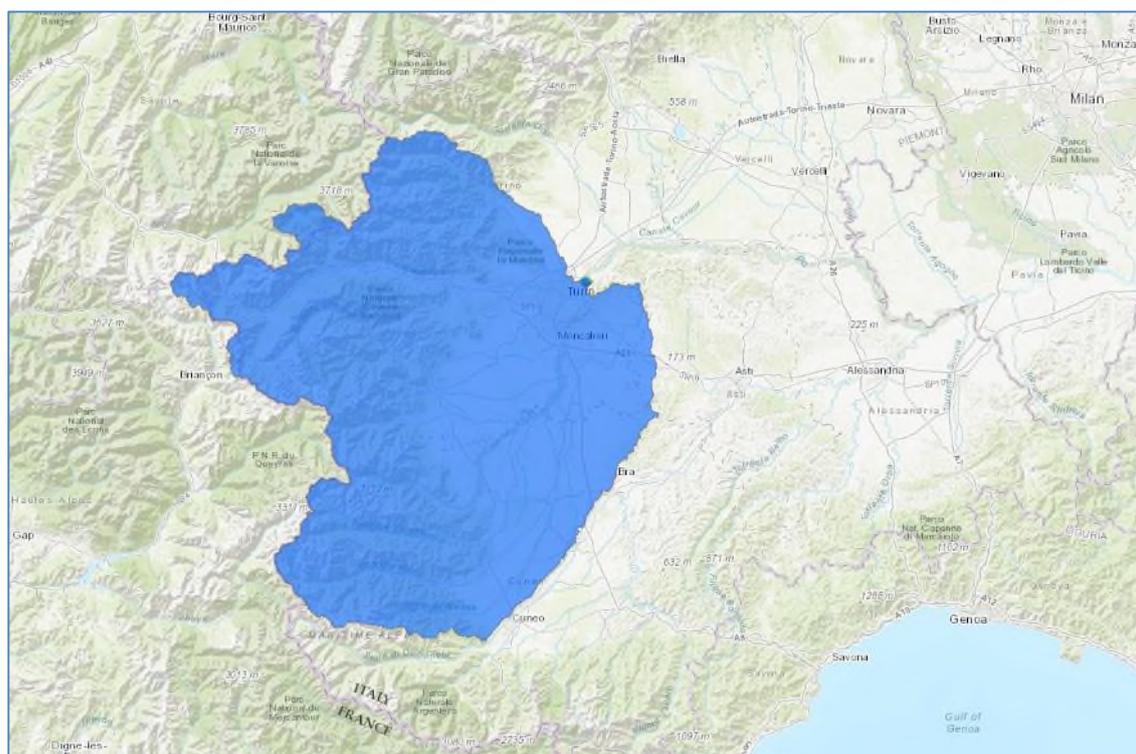


Fig. XV-4 – Bacino imbrifero della traversa di S. Mauro.

Tutti i dati relativi all'esercizio ed al funzionamento dell'impianto sono trasmessi alla control room presidiata 24 ore su 24, da cui viene eseguita la vigilanza ed il controllo degli impianti idroelettrici ENEL Green Power; il personale di presidio ha la possibilità di eseguire, tramite telecomando, le principali manovre sull'impianto, tra cui quelle di emergenza e, se necessario,

attiva personale reperibile in prossimità dell'impianto stesso. Tutti i dati di esercizio sono rilevati e registrati in automatico.

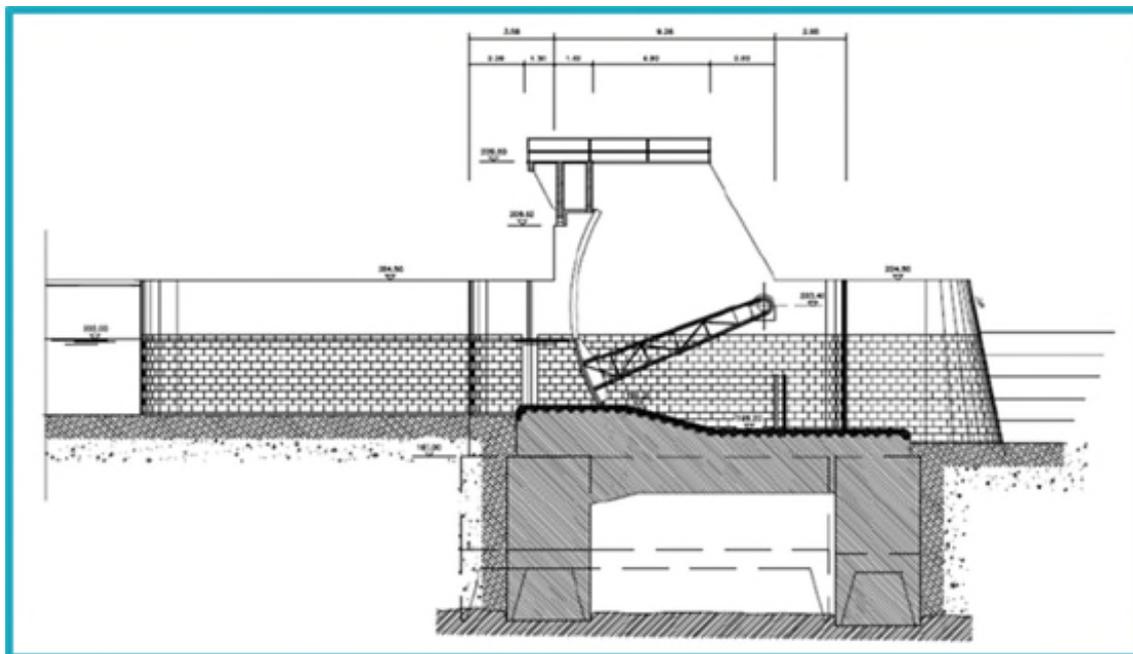


Fig. XV-5 – Sezione della traversa.

Quando la portata del fiume Po a S. Mauro supera i 400 - 500 m<sup>3</sup>/s (condizione questa del tutto normale che si verifica in media varie volte all'anno) il trasporto da parte del fiume stesso di ingenti quantitativi di materiale in sospensione rende necessario il presidio diretto dello sbarramento al fine di assicurare la captazione delle acque per l'esercizio della centrale con il costante e continuo controllo degli sgrigliatori.

Per portate pari a circa 800 m<sup>3</sup>/s le paratoie di sbarramento si aprono completamente garantendo così la massima sezione di deflusso sulla traversa; per portate di questo ordine di grandezza risulta peraltro impossibile mantenere pulite le griglie di presa per cui è necessario rinunciare all'esercizio della centrale.

In condizioni di piena, anche al fine di raccogliere informazioni tempestive non solo sull'opera di sbarramento in sé ma anche sulla situazione generale del fiume a monte e a valle, lo sbarramento viene comunque presidiato in loco.

Circa 3 km a monte della traversa Enel vi è un'altra traversa idroelettrica, sita immediatamente a valle della confluenza con il t. Stura di Lanzo, a servizio di un impianto attualmente gestito da IREN.

### **XV.3 L'evento alluvionale dell'Ottobre 2000**

Nel periodo dal 13 al 16 ottobre del 2000 un evento di piena di eccezionale intensità ha interessato l'Italia Nord-occidentale provocando danni gravissimi e diffusi.

Le ingenti precipitazioni sono iniziate il 13 ottobre (venerdì) e dopo trentasei ore di pioggia ininterrotta, sabato 14 ottobre 2000, si sono cominciate ad intuire le possibili drammatiche conseguenze dell'ondata di maltempo.

Fin dal 13 ottobre erano state diramate le segnalazioni di allarme meteo da parte delle Prefetture di Torino e Cuneo e dal Dipartimento della Protezione Civile, per cui si erano attivate le procedure interne ENEL previste in casi analoghi: si è rafforzata la sorveglianza degli impianti, si sono adottate le misure preventive previste per la messa in sicurezza, si è richiamato tutto il personale disponibile e si sono organizzati turni straordinari di reperibilità al fine di garantire la massima operatività e tempestività di intervento nelle aree colpite dagli eventi. Si sono intanto instaurati frequenti contatti con le Prefetture, specie per quanto concerne le condizioni di esercizio delle grandi dighe.

Per quanto riguarda l'impianto di Cimena e la traversa di S. Mauro, si è intensificata la sorveglianza con sopralluoghi del personale già nella notte tra il 13 ed il 14 ottobre, ma la situazione è restata del tutto normale fino alla mattina del 14, quando con l'aumentare della portata le paratoie hanno iniziato ad aprirsi in modo considerevole. Fin dalle ore 6.30 dello stesso giorno l'opera di sbarramento è stata attivamente presidiata anche al fine di assicurare, come detto, la derivazione delle acque.

Con l'ulteriore aumento della portata e del trasporto di materiale in sospensione è diventato sempre più problematico effettuare la pulizia delle griglie: a partire dalle ore 14 del 14 ottobre tale operazione è divenuta tecnicamente impossibile, conseguentemente si è dovuto rinunciare all'esercizio dei gruppi generatori. A questo punto la portata stimata era dell'ordine di 1000 m<sup>3</sup>/s e le paratoie dello sbarramento erano completamente aperte. Tale valore di portata non risultava ancora di entità eccezionale, anche se le notizie raccolte sull'evolvere dei fenomeni meteorologici sul bacino di monte induceva alla massima attenzione.

Dalla serata del 14 la portata ed il livello del bacino hanno continuato a crescere progressivamente, tanto che verso le ore 6 del 15 ottobre si è deciso di portare le paratoie di sbarramento in "extracorsa" (manovra manuale in loco che consente un ulteriore sollevamento delle paratoie rispetto alla normale corsa effettuata in modo automatico); a questo punto la portata stimata era dell'ordine di 2500 - 3000 m<sup>3</sup>/s. La Direzione dell'Unità Enel proposta all'impianto manteneva nel frattempo stretti contatti con la Prefettura di Torino.

Nella mattina del 15 si è avuto un ulteriore incremento del livello, che ha raggiunto un picco intorno alle ore 12; dopo una temporanea riduzione, il livello del Po ha raggiunto il valore massimo intorno alle ore 1 - 2 del 16; per valori così elevati non è stato possibile effettuare attendibili stime della portata, ma si è accertato che il livello dell'acqua nel bacino, sensibilmente superiore a 204 m s.l.m., in corrispondenza delle paratoie non era tale da lambirne il bordo inferiore e che non si osservava alcun tipo di ostruzione delle luci.

Il livello è rimasto a valori molto elevati fino alle ore 5 del 16 ottobre; da quel momento è iniziato un lento e costante decremento delle portate; nella mattina del 17 (martedì) il livello è rientrato a valori accettabili (minori di 203 m s.l.m.) ma solo il giorno 19 (giovedì) è stato possibile ripulire le griglie e reimmettere acqua nel canale riprendendo così il servizio con la centrale.

Pur tenendo conto dell'eccezionale ondata di piena lo sbarramento non ha denotato problemi particolari ed è stato esercito correttamente. L'opera nel suo complesso non ha riportato danni significativi.

Le esondazioni del f. Po, registrate sia in sponda destra che in sponda sinistra, in particolare sia in prossimità della restituzione della centrale IREN (allora AEM Torino), sia a monte del Ponte Nuovo, sia immediatamente a monte della traversa Enel, sia anche a valle di essa, come certificato anche dai successivi studi idraulici da parte del Magistrato per il Po, non sono da attribuire all'esercizio dell'opera ma semmai ai già noti problemi strutturali di tutto il nodo idraulico che comprende il tratto di fiume Po tra la confluenza con la Stura di Lanzo e la traversa di S. Mauro.



Fig. XV-6 – Foto aerea in coda di piena ottobre 2000

#### **XV.4 Le conseguenze dell'alluvione**

Come detto, diffusi fenomeni di esondazione hanno interessato tutto il nodo idraulico tra la confluenza del t. Stura di Lanzo e la traversa di S. Mauro; le acque del Po hanno invaso vaste aree con altezze comprese tra 0,6 e 1,5 m, causando danni funzionali ad edifici e viabilità.

Vi furono numerose concause di questo evento, ma la presunta insufficienza della portata scaricabile dalla traversa di S. Mauro non era certo l'unica. In vari tratti, anche molto a monte della traversa stessa, vi era una chiara insufficienza degli argini, e le opere di recente realizzazione (ponte, modifiche della viabilità), unite ad una evidente mancanza di manutenzione dell'alveo (le arcate dei ponti in prossimità della sponda sinistra erano parzialmente ostruite da materiale alluvionale e ghiaie), erano state palesi concause<sup>18</sup>. Era peraltro risultata evidente la buona gestione e il buon funzionamento di tutti gli organi della traversa.

Le valutazioni idrauliche eseguite successivamente dimostrarono che anche in assenza della traversa di S. Mauro il tratto in studio sarebbe stato interessato da tracimazione degli argini, in particolare nel tratto più a monte.

---

<sup>18</sup> Va anche detto che alcune zone in cui si sono registrati esondazioni e danni, come quella in sinistra dello sbarramento, dovevano essere considerate zone golenali ma erano state, in tempi relativamente recenti, almeno in parte urbanizzate.

Si prese quindi coscienza che era necessario un intervento complessivo per risolvere le criticità del nodo idraulico, in cui tutti gli attori facessero la propria parte. A tale scopo fu redatto e firmato un protocollo di intesa tra Autorità di Bacino del fiume Po, Magistrato per il Po, Regione Piemonte, Provincia di Torino, Città di Torino, Città di S. Mauro T., ANAS, Ente di gestione del parco fluviale del Po Torinese, Enel, AEM, SMAT, in cui ogni soggetto si assumeva precisi impegni in ordine al finanziamento e alla realizzazione di interventi atti a risolvere le problematiche presenti. I più rilevanti furono il potenziamento degli argini a monte e a valle della traversa (per un totale di circa 2.000 m), il disalveo a monte della traversa (opere progettate, finanziate e eseguite dai soggetti pubblici e da AEM) e la modifica della traversa di S. Mauro, a cui fece integralmente fronte Enel.

La portata di dimensionamento delle opere fu stabilita in 4.000 m<sup>3</sup>/s, pari alla portata con tempo di ritorno di 200 anni, e gli argini furono dimensionati per il relativo livello con franco di 1 m; in tal modo si poteva assicurare l'assenza di esondazioni nel tratto tra la traversa AEM e la traversa Enel fino a una portata di 4.600 m<sup>3</sup>/s, caratterizzata da tempi di ritorno sensibilmente superiori ai 200 anni.

### **XV.5 La modifica della traversa**

La maggiore criticità presentata dall'opera era rappresentata dalla soglia fissa, che occupava circa il 30% della luce disponibile. Era chiaro che la sostituzione di tale soglia fissa con 2 luci provviste di paratoie, avrebbe comportato un notevole aumento delle portate esitabili a pari livello e un minore deposito di materiale di sedimentazione in prossimità della sponda sinistra. L'intervento di adeguamento avrebbe comportato la demolizione parziale della zona con soglia fissa, la realizzazione di due nuove pile, l'installazione di due nuove paratoie a settore ed il completamento della passerella di coronamento.

In tale modo la traversa avrebbe assicurato il deflusso di 4.000 m<sup>3</sup>/s alla quota 203,80 m s.l.m. e di 4.600 m<sup>3</sup>/s alla quota 204,20 m s.l.m., garantendo un notevole margine di sicurezza grazie al franco rispetto alla massima apertura delle paratoie ed al muro d'ala di cui era previsto il sopralzo.

Si procedette quindi alla progettazione e alla realizzazione dell'intervento, abbastanza complesso in quanto si trattava di una modifica sostanziale dell'opera e il lavoro doveva essere effettuato in alveo con le conseguenti delicatezze operative e di cantiere.

Il progetto in dettaglio prevedeva:

- formazione di pista di accesso alla zona lavori, di aree di deposito, predisposizione delle attrezzature ed impianti necessari per il regolare svolgimento delle attività di cantiere;
- realizzazione di una palancoata metallica a protezione della zona dei lavori, che collegasse il muro d'ala di sinistra orografica con la sesta pila della traversa esistente, esecuzione di sopralzo asportabile in sabbia vagliata ed opere accessorie;
- Demolizione della traversa fissa e riprofilatura della base demolita;
- esecuzione di bocchi gettati in opera per il sostegno della base di fondazione delle due nuove pile;
- esecuzione della base di fondazione e delle nuove pile;
- realizzazione di soglie in corrispondenza delle nuove luci, opportunamente rivestite con bolognini sagomati in materiale lapideo;
- formazione di nicchie nella pila esistente, posta in adiacenza della traversa fissa, per l'inserimento degli ancoraggi del perno paratoie, nonché dei gargami e del tubo aeroforo;
- rinforzo della fondazione del muro d'argine posto in sponda sinistra, a monte della traversa, mediante esecuzione di micropali verticali ed interposizione di tiranti passivi suborizzontali;

- esecuzione di cordolo di sottomurazione lungo la base del muro d'argine inglobante le teste dei micropali e dei tiranti;
- sovrelevazione del muro stesso di circa 1,8 m;

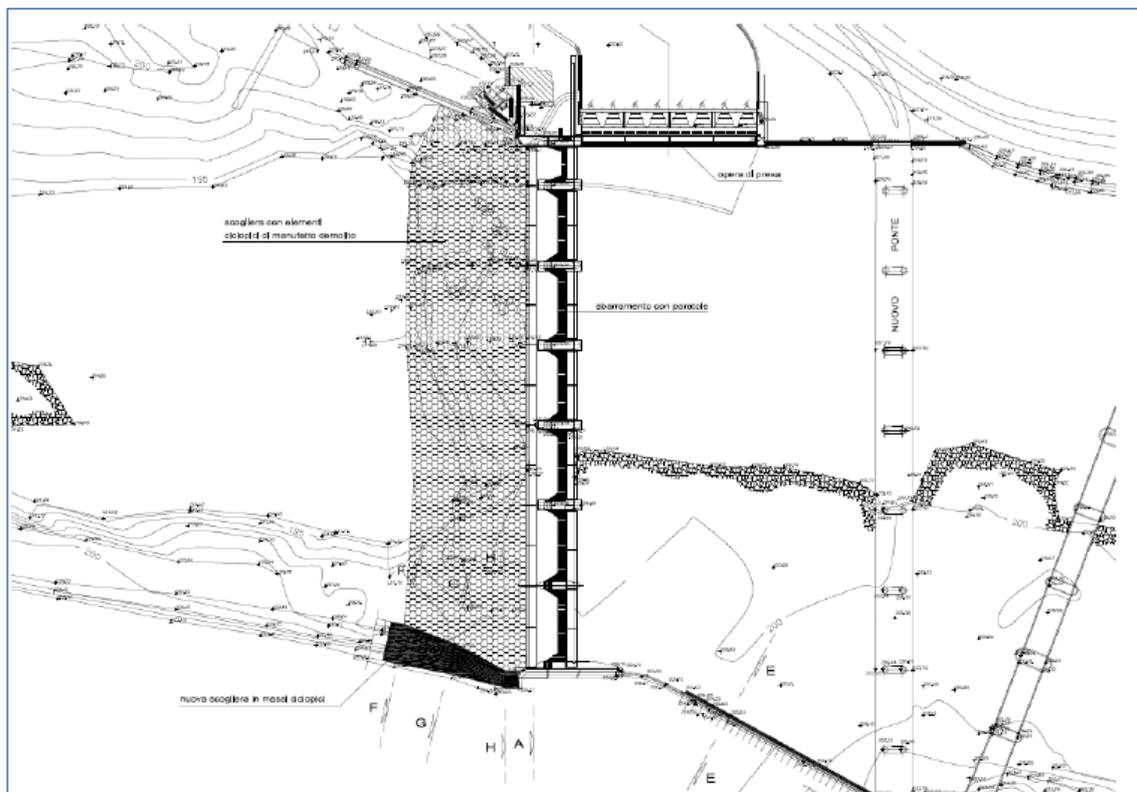


Fig. XV-7 – Planimetria generale della traversa post lavori di realizzazione delle due luci in sinistra.

- riprofilatura di un tratto d'argine in sinistra orografica, a valle della traversa e realizzazione di scogliera, per un tratto lungo circa 50 m, in massi naturali legati con calcestruzzo di intasamento;
- completamento della passerella di coronamento verso la sponda sinistra;
- montaggio di due paratoie a settore di nuova realizzazione, di dimensioni e foggia analoga alle paratoie di sbarramento esistenti, comprensive dei sistemi di azionamento e comando;

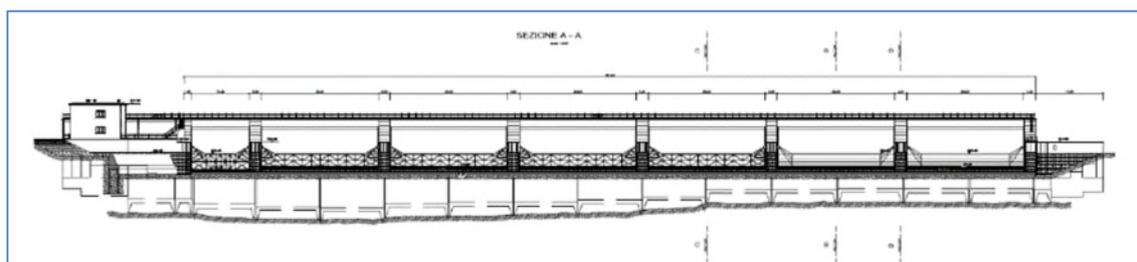


Fig. XV-8 – Sezione longitudinale della traversa vista da monte

- applicazione di ciclo protettivo con pitture acriliche sulle superfici delle nuove opere in calcestruzzo;
- lavori vari di rifinitura;
- estrazione delle palancole, rimozione degli impianti di cantiere, della di pista di accesso alla zona lavori, delle attrezzature, e quant'altro afferente all'impianto di cantiere, e complessiva rimessa in pristino dei luoghi.

I lavori sono stati eseguiti nel corso dell'anno 2003.

La traversa oggi dispone quindi di 6 luci principali; successivi notevoli eventi di piena non hanno causato alcun problema o evidenziato alcun limite di dimensionamento.



Fig. XV-9 - Tura e traversa durante i lavori



Fig. XV-10 - Pila centrale delle due nuove luci



Fig. XV-11 - La traversa vista da valle a fine lavori di montaggio nuove paratoie



Fig. XV-12 - La traversa vista da monte, situazione attuale

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XVI -**

**Traversa di Serre La Voute**

RICOSTRUZIONE DELLA TRAVERSA A SEGUITO DI  
DEFORMAZIONI DI VERSANTE

A cura di Maurizio Peretto - IREN

## **XVI.1 Introduzione**

La traversa di Serre La Voute sbarrava il fiume Dora Riparia in comune di Salbertrand (TO) e permette la derivazione delle relative acque verso la centrale di Chiomonte.

La realizzazione dell'impianto risale al 1907.

Lo sbarramento è localizzato all'inizio della forra di Serre La Voute, in una zona sede di rilevanti fenomeni gravitativi e di erosione diffusa lungo entrambi i versanti vallivi: la gola di Serre La Voute si presenta infatti come una strozzatura del corso della Dora Riparia, posta a chiusura di un'ampia fascia pianeggiante (nota come piana di Salbertrand) nella quale il fiume assume un aspetto a rami multipli con sezione idraulica molto ampia su pendenze relativamente basse; in corrispondenza dell'imbocco della gola si ha una brusca variazione di pendenza e di sezione idraulica con un percorso di circa 2 km incassato fra i due versanti che da lungo tempo evidenziano vistose manifestazioni di instabilità. Si nota in particolare la frana di Serre La Voute in sponda sinistra.

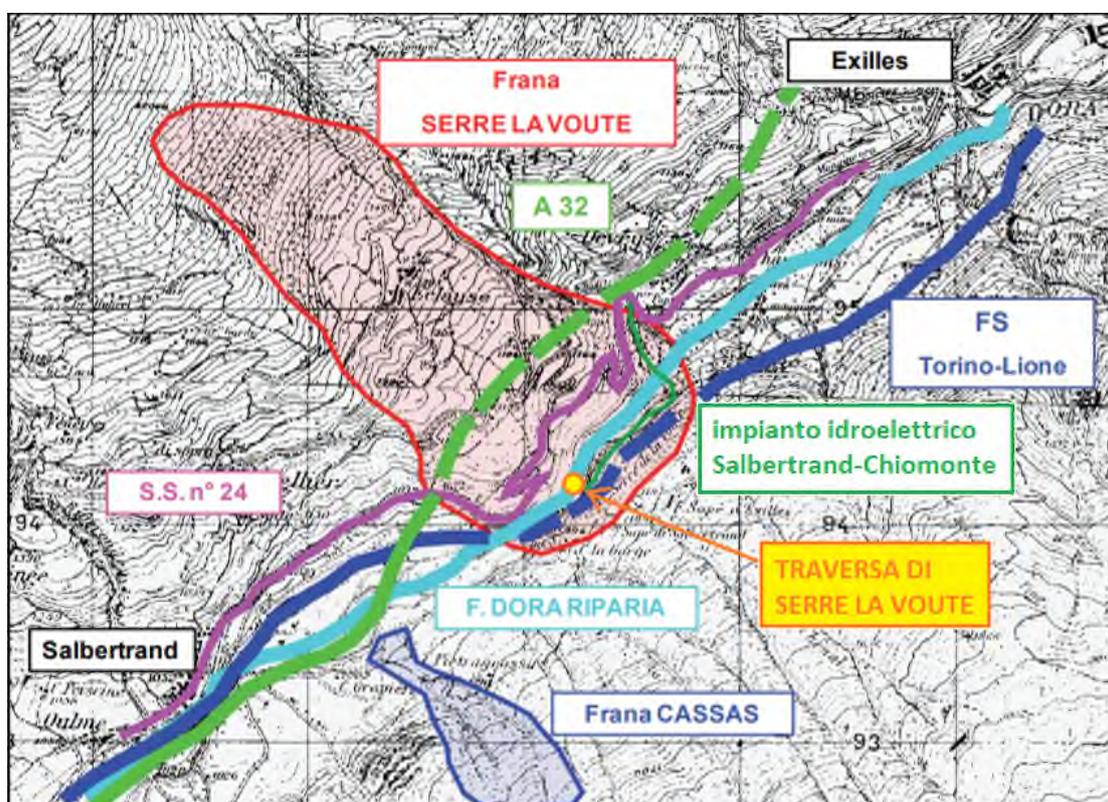


Fig. XVI-1 - Ubicazione della traversa di Serre La Voute

## **XVI.2 La traversa**

La traversa di Serre La Voute è un'opera di competenza della Regione Piemonte. Lo sbarramento è costituito da una struttura in calcestruzzo con luce di sfioro di lunghezza pari a 12 m circa e quota di soglia posta a 988,20 m s.l.m.. Al di sopra della traversa sono installate due paratoie metalliche a settore a comando oleodinamico.

Dati caratteristici dello sbarramento desunti dal disciplinare di esercizio:

- Bacino imbrifero sotteso: 566 km<sup>2</sup>
- Altezza dello sbarramento: 4,40 m
- Lunghezza dello sbarramento: 12 m
- Volume di invaso: 3000 m<sup>3</sup>
- Quota di massimo invaso 990 m s.l.m.

Nella precedente configurazione, tra i due muri di sponda dello sbarramento erano installate quattro paratoie di larghezza 2,615 m ed una paratoia di larghezza 1,50 m con funzione di scarico di fondo del bacino.

All'epoca della realizzazione, la traversa nacque con uno schema statico molto semplice, che vedeva due contrafforti spondali come elementi strutturalmente indipendenti legati dalla sola soglia a quota alveo. Era inoltre presente un muro di controripa in sponda sinistra.

Nel progredire degli anni si è notato l'inesorabile avvicinamento delle sponde dovuto alle instabilità dei versanti, in particolare di quello sinistro e sono stati eseguiti diversi interventi:

- negli anni '30 venne demolita parte della soglia fissa in calcestruzzo che fu successivamente ricostruita in calcestruzzo armato;
- sempre negli anni '30 venne realizzata una travatura in calcestruzzo armato in sommità dei muri d'ala sopra la traversa;
- nel 1969 venne rinforzata la trave in acciaio di sostegno dei perni di rotazione delle paratoie e venne sostituita la paratoia di imbocco canale a seguito della deformazione dei gargami;
- la struttura muraria è stata costantemente sottoposta a manutenzione conservativa, con gli interventi che hanno interessato soprattutto il muro sinistro dal quale, a più riprese, sono stati asportati dei bolognini che impedivano la movimentazione della paratoia adiacente;
- interventi saltuari di adattamento sono stati effettuati sulle paratoie a settore per impedire il loro impuntamento e limitare le perdite di acqua;
- nel 1989 è stata eseguita una modifica dei supporti dell'albero delle paratoie a settore;
- nel 1995, per evitare il rischio di impuntamento, è stata ridotta la larghezza della paratoia di intercettazione della bocca di presa.

Tra questi, ai fini della caratterizzazione strutturale dell'opera, risultano rilevanti la realizzazione della trave in c.a. con funzione di puntone per contenere l'avvicinamento dei muri maestri sulle due sponde oltre agli interventi per il rinforzo degli altri elementi orizzontali (soglia e trave in acciaio di sostegno dei perni delle paratoie) che svolgono funzione di raccordo dei muri medesimi. Tali interventi hanno quindi modificato lo schema statico originario dell'opera.

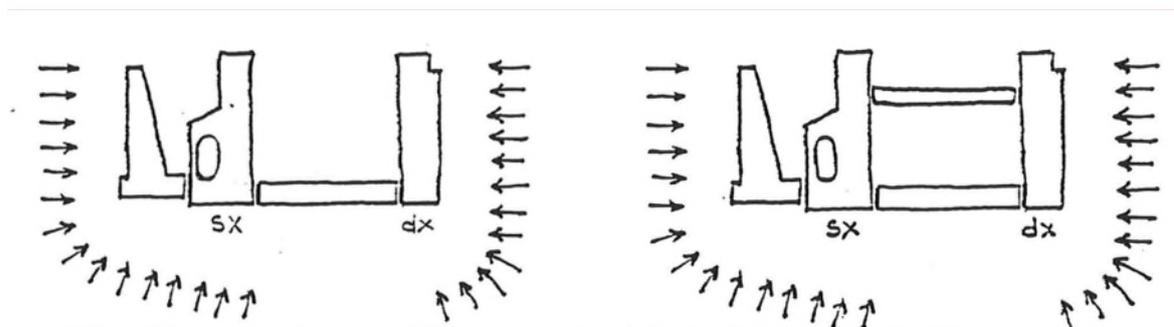


Fig. XVI-2 - Schemi statici della traversa: originale (a sinistra) e a fine anni '90 (a destra)

### **XVI.3 Situazione a fine anni '90**

Alla fine degli anni '90, nonostante le diverse azioni di ripristino e di manutenzione straordinaria precedentemente effettuate, si riscontravano sulla traversa numerosi effetti causati dai movimenti reciproci delle due sponde. All'epoca i principali effetti riscontrabili erano i seguenti:

- la soglia fissa in calcestruzzo, benché strutturalmente integra, presentava un innalzamento della sua parte sinistra rispetto a quella destra di circa 25 cm;
- il muro d'ala sinistro presentava spaccature orizzontali in corrispondenza della platea e a quote superiori oltre ad una accentuata convessità verso l'alveo; inoltre aveva subito una traslazione verso valle di circa 30 cm ed un innalzamento di circa 40 cm rispetto al muro sinistro;
- il muro d'ala destro presentava anch'esso varie fenditure, di minore entità rispetto al sinistro;
- la distanza tra le pareti interne dei muri d'ala all'altezza dell'albero di rotazione delle paratoie si era ridotta di 75 cm rispetto alla situazione originaria; al di sotto dell'albero di rotazione tale distanza si era ridotta di oltre 1 m;
- la travatura reticolare in acciaio di sostegno dell'albero di rotazione delle paratoie presentava notevoli convessità verso l'alto e verso valle, dovute agli sforzi di compressione derivanti dalla spinta dei muri d'ala a cui era ancorata; rispetto ad un piano orizzontale, l'ancoraggio di sinistra della travatura era ad una quota di circa 40 cm superiore a quello di destra;
- la struttura metallica delle paratoie presentava deformazioni e chiari indizi di compressione assiale.

Il quadro deformativo descritto risultava quindi congruente con il contesto geologico generale che indica una prevalente attività del movimento in sponda sinistra, con deformazioni medie sull'arco dei precedenti 80 anni stimate in 5-10 mm per anno.

In sostanza lo stato di degrado delle strutture di sbarramento e presa oggetto dei movimenti deformativi aveva raggiunto un punto tale che non solo ne aveva ridotto le caratteristiche di resistenza e funzionalità ma aveva spesso spinto le opere nel campo delle deformazioni elastoplastiche e verso il collasso.

### **XVI.4 Intervento di ricostruzione della traversa**

Le condizioni descritte al paragrafo precedente hanno condotto alla necessità di eseguire un intervento di manutenzione straordinaria volto a riportare la struttura in condizioni di sicurezza funzionale.

I lavori eseguiti hanno portato al rifacimento delle parti più degradate delle opere civili ed alla tirantatura del muro di controripa in sponda sinistra, per ottenere quanto meno una riduzione dell'effetto spingente della frana. Sono stati utilizzati tiranti semi attivi in modo da mobilitare immediatamente il loro contributo di resistenza ma anche in grado di mantenere una residua possibilità di deformazione. Analoghi tiranti sono stati inoltre eseguiti per l'ancoraggio della soglia in direzione verticale.

Pressioni che si fossero ancora trasferite dal muro di controripa alle strutture della traversa e soprattutto al solettone di base (la soglia), avrebbero ancora potuto comprometterne la stabilità, creando fessure e spostamenti verticali; a questo si è ovviato svincolando il muro di controripa in sinistra dalla spalla adiacente (prevedendo una possibilità di spostamento di 10 cm) e quindi la soglia dalle fondazioni dei muri d'ala, realizzando dei giunti, in modo da impedire i movimenti relativi verticali ma non gli spostamenti orizzontali, lasciando un ulteriore margine di 10 cm (5 cm per parte).

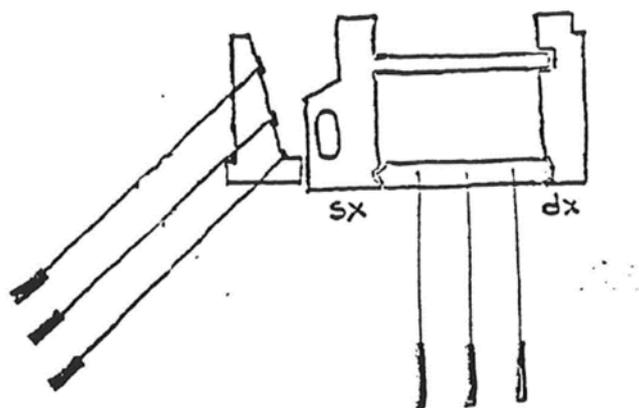


Fig. XVI-3 - Schema statico attuale della traversa

La travatura reticolare in acciaio di sostegno dell'albero di rotazione delle paratoie è stata sostituita con una trave in c.a.. Per conferire a tale trave un margine di scorrimento orizzontale di 10 cm (analogo a quello della soglia), essa è stata dotata in corrispondenza della spalla destra di un vincolo a cannocchiale (manicotto), dotato di opportuni appoggi scorrevoli. Lo stesso accorgimento è stato adottato per l'altra trave orizzontale in c.a. presente (demolita e ricostruita).



Fig. XVI-4 - Traversa di Serre La Voute - vista da monte

Il muro d'ala sinistro è stato completamente demolito e ricostruito, mentre quello destro ha subito il medesimo intervento ma solamente nella parte superiore, dove sono state vincolate le due travi in c.a. e nella parte inferiore lato traversa per poter garantire la verticalità richiesta e ripristinare il rivestimento di bognini fino alla base. La soglia della traversa è stata demolita nella parte superiore per rendere il piano orizzontale.

Infine, le opere metalliche costituenti le paratoie ed i relativi impianti elettrici di azionamento sono state integralmente sostituite.



Fig. XVI-5 - Traversa di Serre La Voute - vista da valle

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XVII -**

**Traversa di Soverzene**

RIPRISTINO SOGLIA SFIORANTE A SEGUITO DI CEDIMENTO  
DOVUTO AD EROSIONE IN FONDAZIONE

A cura di Mario Sciolla

## **XVII.1 Introduzione**

Lo sbarramento di Soverzene costituisce l'opera di presa dell'impianto di Fadalto, che utilizza le acque del fiume Piave allo scopo di produrre energia elettrica. Le acque derivate in corrispondenza della traversa vengono addotte al lago di S. Croce mediante il canale Cellina.

Lo sbarramento è di tipo misto, composto da tre parti strutturalmente differenti: è costituito infatti essenzialmente da una diga tracimabile in calcestruzzo, che ha la lunghezza di circa 270 m; sulla destra vi è un argine non tracimabile in terra naturale dello sviluppo di circa 700 m, mentre verso la sponda sinistra vi è un tratto mobile costituito, da destra, da una luce intercettata da paratoia piana larga 6 m, denominata “paratoia zatterere” e tre luci di 12 m di larghezza intercettate da altrettante paratoie a settore di scarico e sghiaiamiento; ancora più a sinistra si apre l'opera di presa.

La soglia sfiorante della diga tracimabile è inclinata linearmente, a partire dalla sponda destra, da quota 391 m s.l.m. fino a quota 390,50 m s.l.m., divisa su 18 luci. La fondazione dello sbarramento, per la parte in calcestruzzo, è impostata sulle ghiaie che costituiscono l'alveo ed è realizzata con cassoni autoaffondanti che ne rappresentano l'unghia di valle, intestati alla quota 381 m s.l.m.

L'altezza di ritenuta è di 2,80 m e la lama stramazzone, per la massima piena di circa 2000 m<sup>3</sup>/s è di 1,60 m.

Al di sopra della diga si trova il ponte stradale di accesso alla centrale di Soverzene.

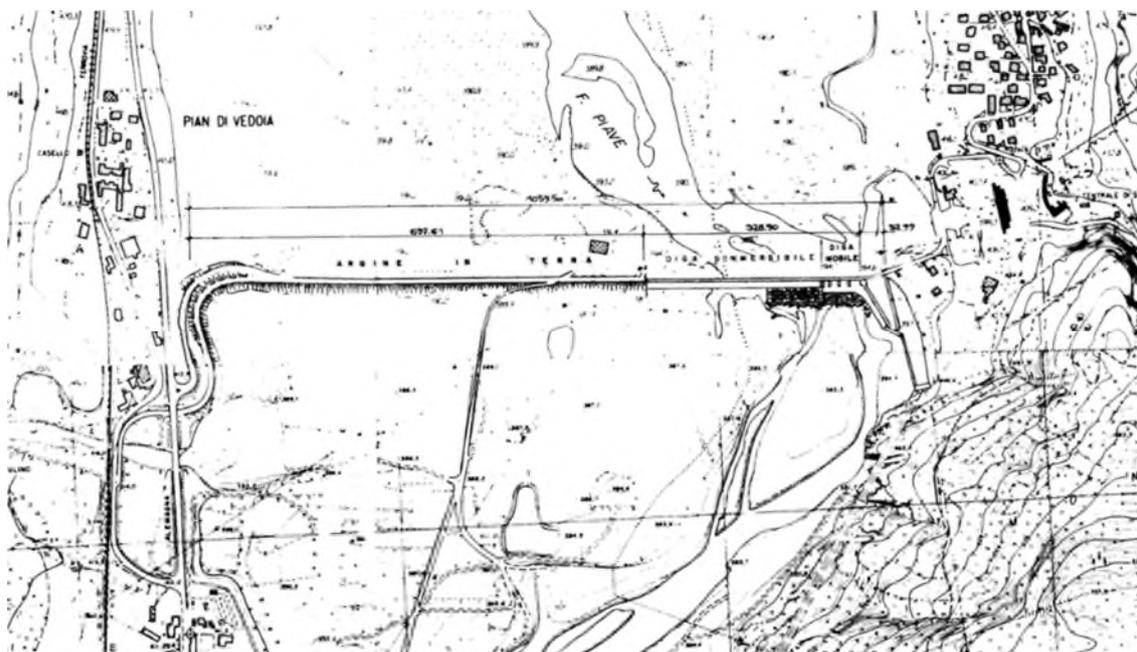


Fig. XVII-1 - Planimetria della traversa

I dati geometrici dell'opera e del bacino sono i seguenti:

|                                  |   |          |
|----------------------------------|---|----------|
| - altezza dello sbarramento      | m | 10,55    |
| - sviluppo coronamento           | m | 1.059,50 |
| - livello coronamento            | m | 395,15   |
| - livello di massimo invaso      | m | 392,40   |
| - livello massimo di regolazione | m | 390,50   |

- franco minimo m 2,75
- volume di ritenuta normale m<sup>3</sup> 200.000
- bacino imbrifero km<sup>2</sup> 1.690

La competenza sulla vigilanza dell'opera è regionale.

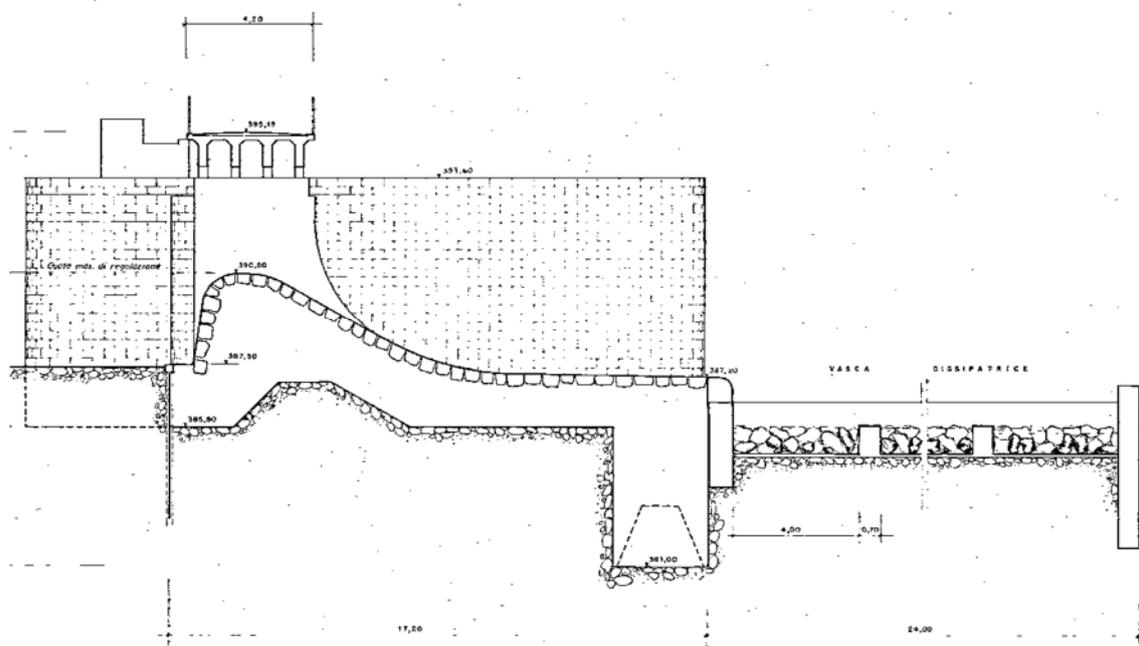


Fig. XVII-2 - Sezione della traversa in calcestruzzo

### **XVII.2 La piena del 2012 e il primo intervento**

Una piena non eccezionale del fiume Piave verificatasi in data 11 novembre 2012, con portate di circa 600 m<sup>3</sup>/s, causò danni gravi all'opera a causa del flusso dell'acqua e dell'erosione al piede della soglia sfiorante.

La presenza infatti di un "isolone" di materiale sedimentato in prossimità della sponda sinistra produsse la separazione del flusso in due parti: una piccola parte sulla sinistra andava direttamente verso la sezione mobile della traversa, aperta durante piena, mentre la seconda porzione di flusso, maggioritaria, fu convogliata verso la soglia fissa e da qui assunse, per una sua aliquota, un moto parallelo alla soglia stessa in direzione dello scarico, provocando una asportazione di materiale al piede di monte della soglia.

Ciò causò:

- distacco di grandi pezzi di struttura in cemento, a causa del venire meno della fondazione
- cedimenti differenziali delle pile che hanno comportato un avvallamento dell'impalcato
- fessure sui piloni del ponte.

Il transito sul ponte venne interdetto e si procedette ad un primo intervento urgente di ripristino e messa in sicurezza del tratto interessato al dissesto. I lavori furono eseguiti tra dicembre 2012 e marzo 2013.



Fig. XVII-3 - Flusso acqua durante la piena di novembre 2012 (foto del 2015 dopo pulizia alveo)

Nella definizione dell'intervento si considerò anche l'adeguamento sismico della struttura ripristinata.

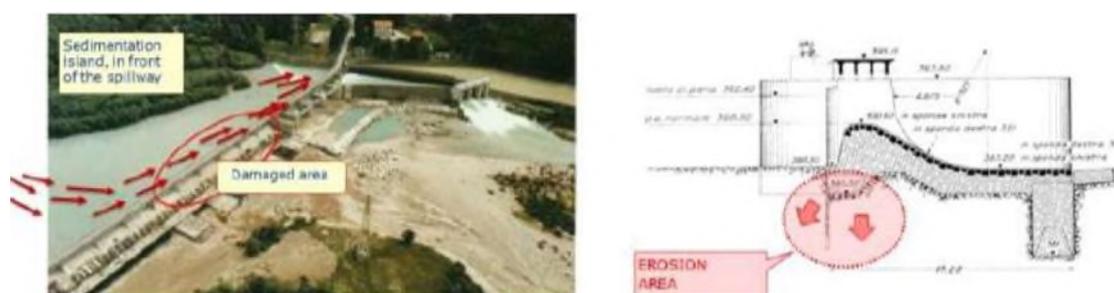


Fig. XVII-4 - Flusso della corrente e meccanismo di cedimento della soglia

L'intervento consistette in:

- Realizzazione di un taglio di monte traversa mediante getto di colonne in jet-grouting dell'altezza di 8 m, disposte in doppia fila a quinconce con passo di 0,9 m per un'estensione longitudinale di 110 m, intestate a quota 379,00 m s.l.m., per contrastare i fenomeni erosivi e ridurre la portata filtrante e il gradiente in uscita. Le colonne sono state tutte collegate con una trave di testa e a sua volta collegata alle pile ed alla soglia esistenti. Nella zona interessata dall'erosione sono stati eseguiti ulteriori jet inclinati.
- Realizzazione di una sottofondazione delle pile attraverso 5 + 5 micropali ( $\phi = 101,6$  mm, spessore 8,8 mm, L = 15 m) collegati attraverso una trave di testa.

- Cerchiatura delle pile: la nuova configurazione ha sezione di 340 x 110 cm con armatura doppia e simmetrica. Inoltre è stata prevista una armatura a taglio staffe. Il nuovo guscio è stato collegato alla pila esistente attraverso una maglia  $\phi 14$ , con lati 60 cm x 60 cm.



Fig. XVII-5 - Danni alla soglia ed alle pile

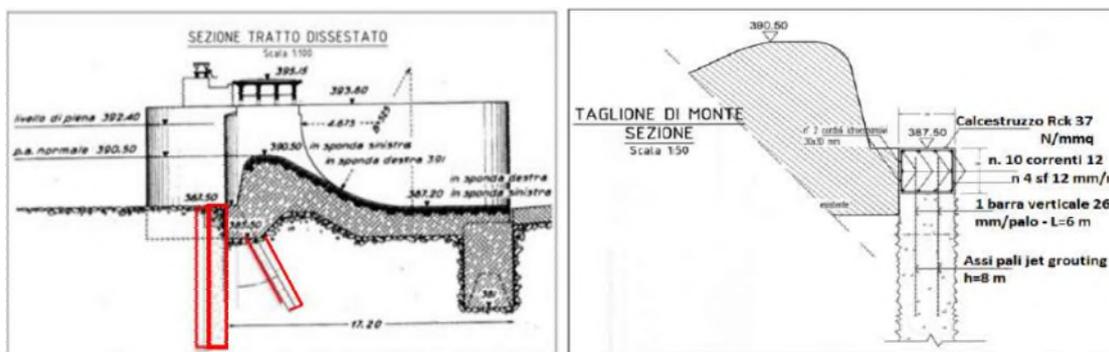


Fig. XVII-6 - Schema realizzazione taglione di monte



Fig. XVII-7 - Realizzazione taglione di monte



Fig. XVII-8 - Intervento sulle pile



Fig. XVII-9 - Cerchiature pile e riposizionamento impalcato con martinetti



Fig. XVII-10 - Installazione di ritegni antisismici

Al termine di tali lavorazioni l'impalcato del ponte è stato sollevato mediante martinetti idraulici al fine di ripristinarne l'assetto iniziale; in questa fase sono stati posizionati appoggi in gomma armata e ritegni sismici dimensionati in relazione alla forza sismica longitudinale/trasversale e al tipo di vincolo.

Alla conclusione degli interventi si è provveduto al nuovo collaudo statico del ponte.

### **XVII.3 Il secondo intervento**

Tra luglio 2013 e novembre 2013 venne eseguita una nuova campagna di interventi nel tratto non direttamente interessato ai dissesti; anche questo intervento fu diretto, oltre che a ripristinare condizioni di assoluta sicurezza in tutto il manufatto, a perseguire l'adeguamento sismico dell'opera.

L'intervento ricomprende anche in questo caso la realizzazione in via cautelativa di uno schermo in jet grouting con tipologia costruttiva identica alla precedente, a completamento del primo intervento. Analoga operazione fu eseguita a monte della paratoia zattera.

L'adeguamento sismico ha previsto la cerchiatura delle pile restanti e l'interconnessione con la struttura sottostante la traversa mediante getti integrativi e chiodature con barre d'acciaio del diametro  $\phi$  26 mm. Le pile poste all'interno dell'opera di presa sono state sottofondare mediante la realizzazione di 12 micropali valvolati della profondità di 15 m e rinforzati mediante getti integrativi. Inoltre gli impalcati posti sopra le paratoie a settore e zattere sono stati uniti a due a due mediante barre filettate del diametro di 32 mm. Al termine dei lavori di consolidamento sono stati posizionati i ritegni sismici (costituiti da mensole in acciaio) e realizzati giunti di dilatazione sul piano viabile del ponte.

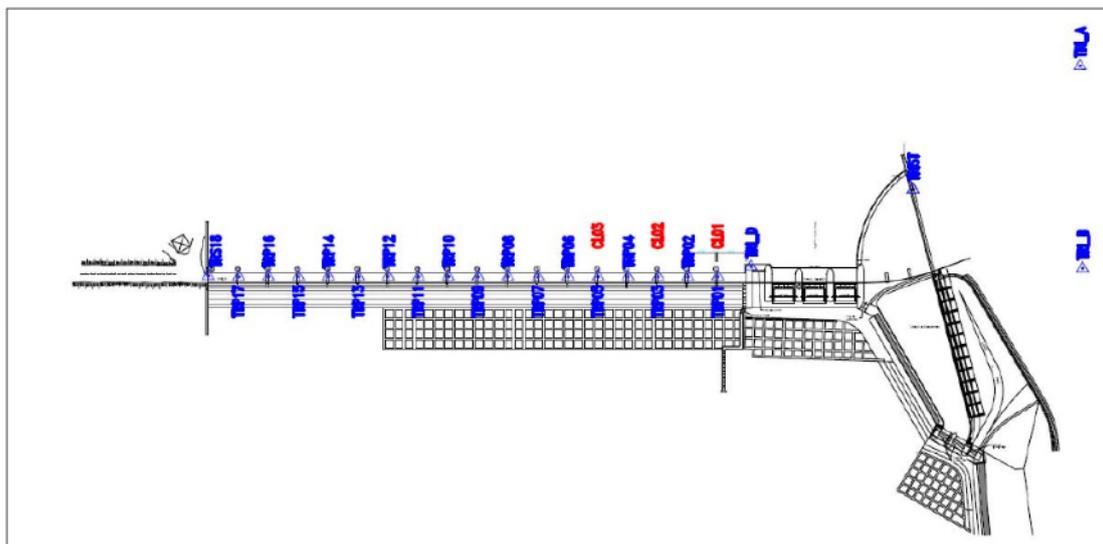


Fig. XVII-11 - Sistema di monitoraggio

Si è inoltre provveduto alla rettifica di un tratto di alveo di magra del fiume Piave a monte dello sbarramento con il riutilizzo del materiale estratto per il ripascimento del vecchio tratto golenale in destra, in modo da rendere il flusso della corrente il più possibile perpendicolare alla traversa.

A seguito degli interventi effettuati sulle pile del ponte e sulla traversa, si è ritenuto opportuno predisporre un sistema aggiuntivo di monitoraggio degli spostamenti in corrispondenza delle pile maggiormente danneggiate dall'evento di piena del novembre 2012. Tale sistema è

costituito da 3 tiltometri automatici indicati con gli acronimi CL01, CL02 e CL03 rappresentati in rosso nella Fig. XVII-11. Gli strumenti misurano le rotazioni in due direzioni ortogonali con frequenza oraria di registrazione del dato. Lo strumento possiede inoltre un sensore per la temperatura la cui rilevazione è quindi abbinata alle citate misure di spostamento.

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XVIII -**

**Spencer dam (U.S.A.)**

COLLASSO DELLO SBARRAMENTO PER ICE RUN

A cura di Mario Sciolla

### **XVIII.1 Introduzione**

L’impianto di Spencer Dam, sul Niobrara River, in Nebraska (USA) era costituito da una centrale idroelettrica della Potenza di 3 MW posta all’estremità nord dello sbarramento, composto a sua volta da uno scaricatore in calcestruzzo di circa a 120 m e una lunga diga in terra. Proprietario e gestore dell’impianto, costruito nel 1927, era il Nebraska Public Power District.



Fig. XVIII-1 - Localizzazione dell’impianto

Lo sbarramento subì una rottura tra il 13 e 14 marzo 2019 durante una forte piena e un fenomeno di ice run (colata di ghiaccio) sul fiume<sup>19</sup>.



Fig. XVIII-2 - Spencer dam vista da valle

La diga, pur di concezione piuttosto obsoleta, era ritenuta in buono stato di manutenzione.

---

<sup>19</sup> Varie immagini e ricostruzioni sono tratte dal rapporto “Spencer Dam Failure Investigation Report” della Association of State Dam Safety Officials, emesso nel 2020.

Il bacino idrico era relativamente piccolo, tipico di una diga per un impianto ad acqua fluente. Le curve di invaso del 1999 indicano che la capacità di stoccaggio era di circa 10.000.000 mc alla quota di massima regolazione di 458,45 m s.l.m., ma tale volume teorico era influenzato dalla sedimentazione, che veniva fluitata a valle una volta ogni 6 mesi.

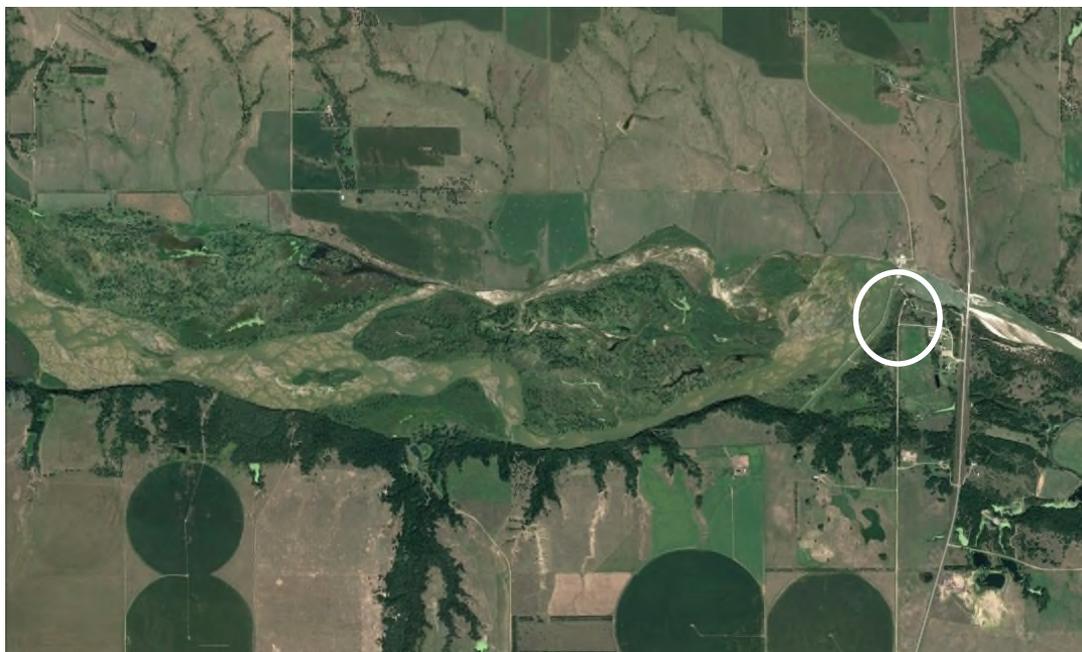


Fig. XVIII-3 - Foto aerea dell'invaso e della diga

La diga era costituita da un argine in terra situato a sud dello scaricatore, lungo circa 975 m e dell'altezza massima sull'alveo di 8 m. Il coronamento, secondo il progetto, si trovava a quota 460,60 m s.l.m., ma nella parte nord aveva subito cedimenti di una quarantina di centimetri.



Fig. XVIII-4 – Scaricatore con paratoie visto da valle



Fig. XVIII-5 – Il sistema a Stoplogs (panconcelli) a chiusura di alcune luci

La diga era interamente fondata su sedimenti fluviali. La parte settentrionale della diga in terra, quella più prossima allo scaricatore, aveva un nucleo di argilla e un taglione di palancole che si estendeva fino allo scisto. Il taglione e il nucleo di argilla non erano stati realizzati nella parte meridionale più bassa dell'argine. La parte meridionale della diga era stata costruita con una miscela di sabbia e argilla.

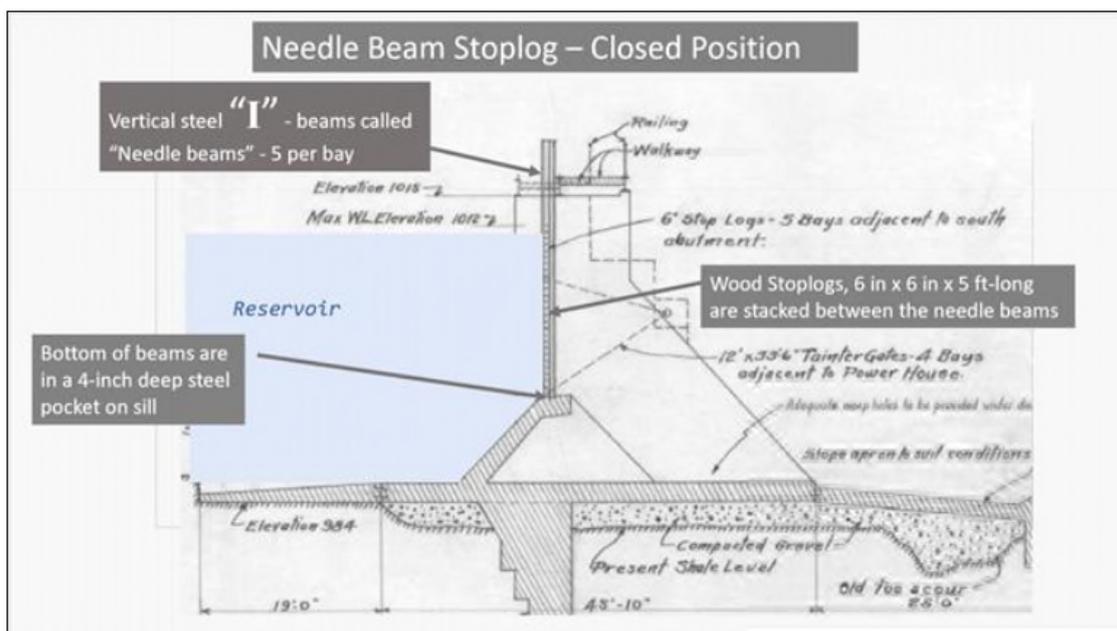


Fig. XVIII-6 – Stoplogs in posizione di chiuso

L'erosione del paramento di monte della diga era stata un problema in passato, in quanto il flusso dal canale di entrata da sud doveva deviare verso nord e scorrere lungo l'argine prima di uscire attraverso lo scaricatore. L'argine si era rotto nel 1935 a causa dell'erosione del paramento a monte. Era stato quindi aggiunto un riprap per proteggerlo dall'erosione. Tuttavia, la parte inferiore del riprap era stata posta sopra i sedimenti del serbatoio, rendendo lo strato protettivo vulnerabile all'erosione.

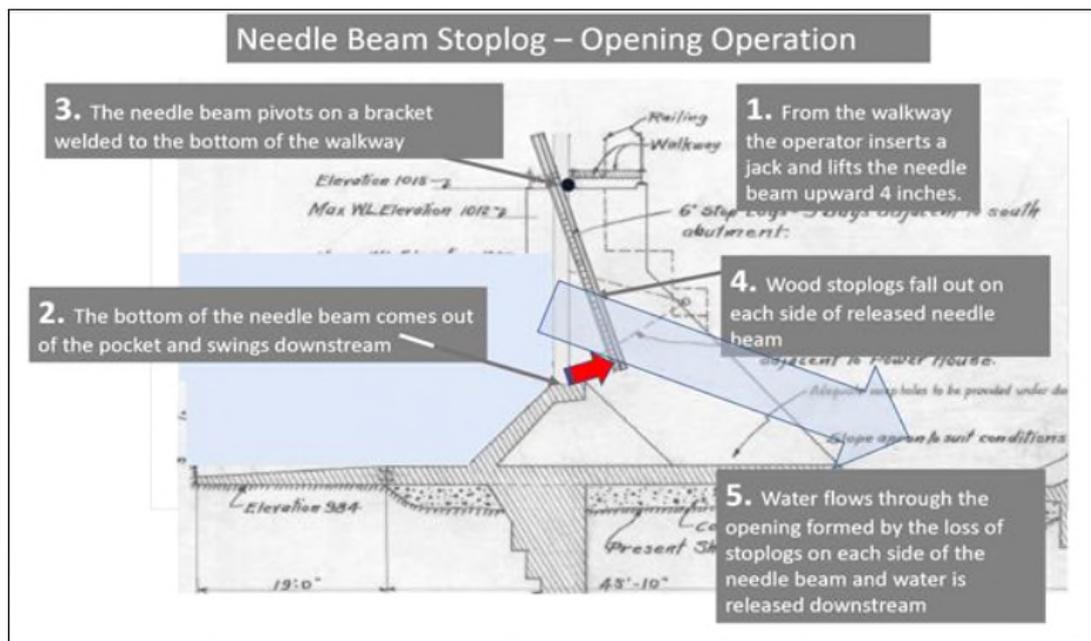


Fig. XVIII-7 – Stoplogs in apertura

Lo scaricatore, della lunghezza di circa 120 m, aveva nove luci larghe 10,2 m. Le prime quattro luci (in sinistra, immediatamente a sud della centrale elettrica) erano controllate da paratoie radiali tipo Tainter che si aprivano ad un'altezza massima di 1,8 m sulla soglia. Di queste paratoie, le tre più vicine alla centrale elettrica erano dotate di azionamento proprio, mentre la quarta era azionata con un paranco itinerante, in grado di manovrare anche le alte paratoie in caso di guasto dell'azionamento.

Le ultime cinque luci erano chiuse da stoplogs (panconcelli) e disponevano di cinque travi verticali e sei pile di travetti in legno (timber planks in Fig. XVIII-5).

Le travi potevano essere sollevate da un martinetto portatile posto tra una staffa fissata alla trave stessa e la passerella. Quando le travi venivano sollevate e sfilate dagli appoggi inferiori, esse oscillavano a valle, rilasciando gli stoplogs su entrambi i lati. Le luci avevano la soglia alla quota di 454,50 m s.l.m..

Con nove luci in funzione, lo scaricatore aveva una portata stimata di 1.100 m<sup>3</sup>/s alla quota massima di regolazione e 1.850 m<sup>3</sup>/s alla quota del coronamento della diga. Si stima che questa portata sia quella con tempo di ritorno di 500 anni.

Le paratoie dello scaricatore, i paranchi e le travi degli stoplogs erano apparentemente in buone condizioni di funzionamento prima dell'evento di marzo 2019. Tuttavia, durante l'evento le travi e gli stoplog nelle ultime 2 luci in destra sono stati bloccati dal ghiaccio che si era formato. Inoltre, la paratoia 3 ha operato solo parzialmente a causa della rottura di una catena di sollevamento. L'impossibilità di utilizzo di queste tre luci ha ridotto la capacità di scarico dell'opera.

La diga era dotata anche di uno scarico per il ghiaccio e il materiale galleggiante largo 3 m, controllato da una paratoia, posto all'estremo nord dello sbarramento immediatamente attiguo alla centrale.

L'impianto idroelettrico ospitava due generatori Westinghouse e turbine Kaplan con una capacità massima di 3 MW. Lo scarico attraverso le turbine variava durante tutto l'anno con portate in media di 50 m<sup>3</sup>/s. La centrale aveva una fondazione in cemento armato con una sovrastruttura in mattoni.

Durante l'esercizio normale gli operatori della centrale bilanciavano la portata entrante con quella uscente in modo da mantenere il livello massimo di regolazione nell'invaso.

Se la portata in afflusso superava quella massima delle turbine, si iniziavano ad aprire le paratoie radiali in successione, dalla 1 alla 4, quindi se l'acqua saliva ancora gli operatori provvedevano a rilasciare le travi degli stoplogs; in condizioni normali si impiegavano circa 10-15 minuti per rilasciare una trave. Non vi erano però procedure scritte per la gestione della diga.

Quello dello scioglimento e della rottura dei blocchi di ghiaccio era una situazione che gli operatori conoscevano bene: si cercava di mantenere il più possibile lo strato di ghiaccio sul bacino per evitare intasamenti delle turbine, quindi in primavera, quando il ghiaccio si assottigliava, si cercava di far passare a valle attraverso le paratoie i blocchi di ghiaccio che si staccavano. Le paratoie erano provviste di sistemi di riscaldamento per evitarne il bloccaggio da parte del ghiaccio, originariamente a propano ed in seguito elettrico. Se una paratoia si bloccava per ostruzione dovuta ai blocchi di ghiaccio, ne veniva aperta un'altra; spesso si impiegavano motoseghe per tagliare il ghiaccio quando si fermava contro lo scaricatore.

Il serbatoio aveva due canali principali che si sviluppavano su entrambi i lati di un'isola a monte. Il canale nord scorreva direttamente verso la struttura di scarico. Il flusso del canale sud era deviato verso nord lungo la diga in direzione della struttura di controllo delle portate e della centrale.

## **XVIII.2 L'incidente**

Alla fine del 2018 vi fu un autunno piovoso e più freddo del normale a cui seguì un inverno molto freddo; ciò produsse spessori consistenti di copertura di ghiaccio sul terreno e sul fiume, accompagnati da un abbondante manto nevoso.

In questa situazione subentrò una tempesta, caratterizzata da un ciclone molto intenso, che colpì l'intera Grande Pianura a partire dall' 11-12 marzo 2019; le temperature erano al di sopra dello zero con conseguente pioggia o pioggia mista e nevischio sul manto nevoso e sul suolo ghiacciato. Questa tempesta produsse un brusco aumento di portata e la rottura dinamica della copertura di ghiaccio del fiume.

La generazione è stata interrotta nel pomeriggio del 13 marzo a causa delle preoccupazioni per i blocchi di ghiaccio che ostruivano le prese delle turbine.

Durante la sera del 13 marzo, gli operatori della diga hanno cercato di aprire le quattro paratoie a settore della diga fino all'apertura massima di un metro e ottanta sulla soglia; una di essa come detto si guastò e non si aprì completamente. In seguito hanno liberato gli stoplogs di alcune delle altre luci per aumentare il deflusso, ma non sono stati in grado di aprirne la maggior parte a causa del ghiaccio. Le due luci in destra restarono chiuse del tutto.

Intorno alla mezzanotte del 13 marzo, un grande blocco di ghiaccio ha percorso il fiume Niobrara, facendo crollare il ponte Stuart-Naper e danneggiando il ponte della Highway 11, a monte della diga di Spencer.

Uno o più blocchi di ghiaccio si sono formati a monte della diga e a causa della spinta dell'acqua si sono frantumati in blocchi più piccoli mandando una grande quantità di detriti di ghiaccio e acqua verso la diga.

I frammenti di ghiaccio hanno intasato le luci aperte e gli stoplogs dello scaricatore della diga senza che gli operatori potessero gestire la situazione, e il livello nel serbatoio è salito fino alla cresta della diga in terra, che è stata tracimata. Ciò ha provocato due tagli nel terrapieno; da essi si sono generate due breccie, che si sono allargate, scaricando acqua e detriti di ghiaccio a valle.

Anche la struttura dello scaricatore è stata tracimata, alcune paratoie sono state divelte e la passerella è stata asportata.

La spinta dell'acqua e del ghiaccio ha esercitato una forte pressione sul muro di mattoni a monte della centrale elettrica, sfondandolo.



Fig. XVIII-8 – Scaricatore collassato visto da valle

Il flusso di acqua e ghiaccio ha travolto una casa e altri edifici situati immediatamente a valle della diga, causando la loro distruzione e la morte della persona che vi abitava. Il flusso si è propagato nell'alveo e nella sua piana alluvionale ed è stato ostacolato dall'argine dell'attraversamento della strada statale 281, situata a breve distanza a valle della diga, che è stato a sua volta tagliato con una breccia.

La corrente, che trasportava ghiaccio e detriti, continuò a valle, dove diversi altri ponti furono danneggiati o distrutti.



Fig. XVIII-9 – Scaricatore collassato visto da monte

### **XVIII.3 L'inchiesta successiva all'incidente**

L'inchiesta che ha seguito l'incidente, eseguita da un Panel di esperti, ha concluso che il cedimento della diga non ha aggravato le inondazioni se non per qualche miglio a valle e certamente gli effetti non si sono risentiti nel villaggio di Niobrara, 39 miglia a valle. I fattori che hanno portato a questa conclusione sono stati le relativamente piccole dimensioni del bacino della diga di Spencer, la sua altezza ridotta, i diversi ponti e le altre restrizioni che hanno causato il blocco del ghiaccio, le enormi dimensioni dell'inondazione e della colata di ghiaccio, la diminuzione del flusso di picco dell'acqua di piena mentre andava verso valle nell'ampio alveo del fiume.

L'inondazione di acqua e ghiaccio ha superato di gran lunga la capacità di portata della diga e dei suoi sfioratori. Secondo il Panel, non c'era nulla che gli operatori della diga potessero fare durante l'evento che avrebbe potuto impedire il cedimento dello sbarramento, data l'entità della piena e della colata di ghiaccio. Il malfunzionamento di paratoia e stoplogs non è stato determinante.

Se la diga non fosse stata presente, il Panel ritiene che le strutture immediatamente a valle non sarebbero state risparmiate durante questa inondazione di acqua e ghiaccio e il ponte dell'autostrada e le strutture, compresa la casa, sarebbero state probabilmente spazzate via dall'iniziale ondata di acqua e ghiaccio; la distruzione delle strutture immediatamente a valle della diga ha avuto come causa principale il blocco del ghiaccio contro il ponte e il relativo rigurgito, prima del taglio dell'argine, piuttosto che il collasso della diga.

Il gruppo di esperti ha comunque identificato due fattori umani chiave che hanno concorso al cedimento della diga.

In primo luogo la mancanza di conoscenze sulle modalità di guasto potenziali legate all'ice run, piuttosto poco conosciuta anche in studi e statistiche nel campo della sicurezza delle dighe. In particolare, il gestore attuale non sapeva che la Spencer Dam aveva già subito in passato danni gravi per eventi simili nel 1935, nel 1960 e nel 1966. Di tali eventi si era persa completamente la memoria, mentre essi avrebbero dovuto indurre a modifiche atte a superare queste situazioni, come l'allargamento delle luci e modalità di apertura più efficaci.

Non c'era una storia consolidata della diga, e importanti registrazioni sono andate perse, non organizzate o non erano disponibili. Anche se la diga sembrava essere ben tenuta, non sono stati presi provvedimenti per eventi come questo. Le vulnerabilità latenti, come le prestazioni durante le inondazioni da ghiaccio, non erano affrontate nei rapporti di ispezione dello Stato e nelle rivalutazioni della sicurezza.



Fig. XVIII-10 – La diga dopo il collasso

È stato segnalato che in generale le migliori pratiche correnti per la sicurezza delle dighe non includono la valutazione della stabilità delle traverse fluviali durante le colate di ghiaccio.

In secondo luogo si ritiene che si sia sottovalutato il potenziale della diga di causare inondazioni con esiti anche mortali nella casa e nella proprietà a valle in caso di cedimento, per cui non vi erano procedure di protezione civile previste per l'allertamento e l'evacuazione di quelle strutture.

Mancava il riconoscimento del fatto che la casa, il Strawbale Saloon e il campo fotovoltaico situati appena a valle della diga sarebbero stati a rischio se la diga fosse crollata. A causa di ciò, la classificazione del potenziale di rischio a valle (Downstream Hazard Potential Classification - DHC) per la diga era "significativa" quando, secondo il Panel, avrebbe dovuto essere "alta". Tale classificazione DHC ha portato ad una minore regolamentazione della sicurezza dello sbarramento, non richiedendo un piano d'azione d'emergenza (EAP). Se la diga fosse stata designata come diga ad "alto" rischio potenziale, ci sarebbe stato un requisito per un EAP e ci sarebbe stata una valutazione dell'opportunità di modificare lo sbarramento per aumentare la capacità di gestione delle inondazioni.



Fig. XVIII-11 – Zona a valle sbarramento prima e dopo l'incidente (fonte: Google Earth)

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XIX -**

## **Traversa di Suio**

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLO SBARRAMENTO

A cura di Ezio Baldovin e Mirko Mura – Geotecna Progetti

### **XIX.1 Introduzione**

La Traversa di Suio sbarra il Fiume Garigliano all’altezza della località “Bagni di Suio”, al confine dei territori comunali di Castelforte (LT) in sponda destra e di Sessa Aurunca (CE) in sponda sinistra.

Titolare della concessione per la derivazione di acqua pubblica è attualmente la Società Enel Green Power S.p.A., subentrata alla Società Elettrica della Campania, che a propria volta aveva surrogato la Società Anonima di Garigliano e la Società Italiana Potassa.

Lo sbarramento è parte integrante dell’impianto idroelettrico del Garigliano, che utilizza un salto netto di 9.50 m, derivando, tramite la traversa con ritenuta normale a quota 14.0 m s.l.m., le acque del fiume omonimo e convogliandole, mediante un canale di derivazione lungo circa 2740 m con portata di 100 m<sup>3</sup>/s, alla sottostante Centrale che restituisce le acque alla quota 3.2 m s.l.m..

Nella Fig. XIX-1 si presenta una vista aerea dell’opera di sbarramento sul Fiume Garigliano.



Fig. XIX-1 - Vista aerea opera di sbarramento

L’opera originaria fu realizzata tra il 1929 ed il 1930 e l’impianto è entrato in esercizio nell’Ottobre del 1930.

### **XIX.2 descrizione delle opere originali**

La traversa crea un invaso di circa  $2 \times 10^6$  m<sup>3</sup> e sottende direttamente un bacino imbrifero di 3750 km<sup>2</sup>. L’impianto idroelettrico di Montelungo, ubicato a monte della Traversa di Suio, immette nel Garigliano le acque del Fiume Volturno derivate dalla traversa Torcino. Tramite questo allacciamento il bacino imbrifero afferente all’invaso di Suio si amplia di ulteriori 900 km<sup>2</sup>.

Lo sbarramento di Suio è formato da una soglia sagomata e da 5 pile che delimitano 4 luci di scarico di ampiezza pari a 15 m, con sfioro a quota 7.5 m s.l.m., intercettate da paratoie piane di altezza pari a 7 m, ed è completato verso valle da una platea di smorzamento (v. Fig. XIX-2).

La paratoia che intercetta la luce posta in sinistra (alta 5 m) è sormontata da una paratoia a ventola (alta 2 m) che scarica automaticamente fino a 40 m<sup>3</sup>/s.

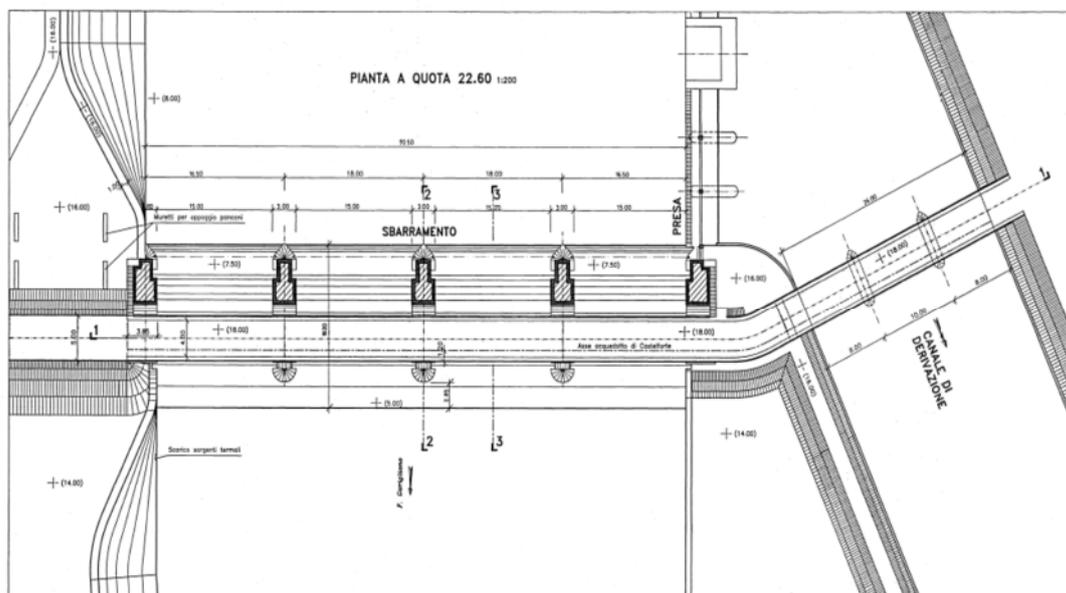


Fig. XIX-2 - Vista planimetrica della Traversa

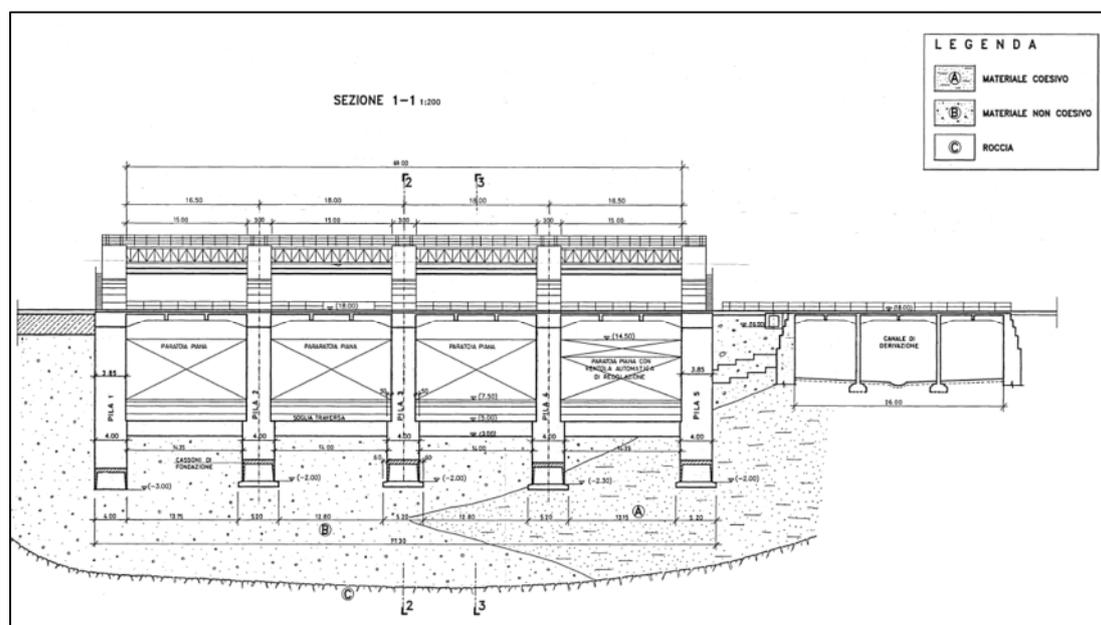


Fig. XIX-3 - Profilo longitudinale della Traversa (da valle)

Originariamente le pile poggiavano su cassoni in calcestruzzo armato 16 m x 4 m, il taglione di monte su cassoni 13.4 m x 3.5 m e quello di valle su cassoni 13 m x 2.8 m, attestati sulle alluvioni d'alveo che ricoprono il substrato roccioso calcareo per almeno 10 – 12 m di spessore (ved. Fig. XIX-3 e Fig. XIX-4).

I taglioni di monte e di valle della traversa, costituiti dai cassoni sui quali poggiano le platee, non poterono raggiungere una formazione argillosa individuata all'interno dell'ammasso alluvionale, dovendosi arrestare pochi metri al di sopra di essa. Per collegare i cassoni con lo strato argilloso vennero realizzate due palancole a monte ed a valle della traversa.

Sulle pile della traversa, lato di valle, è appoggiato un ponte stradale che collega le due sponde del Garigliano.

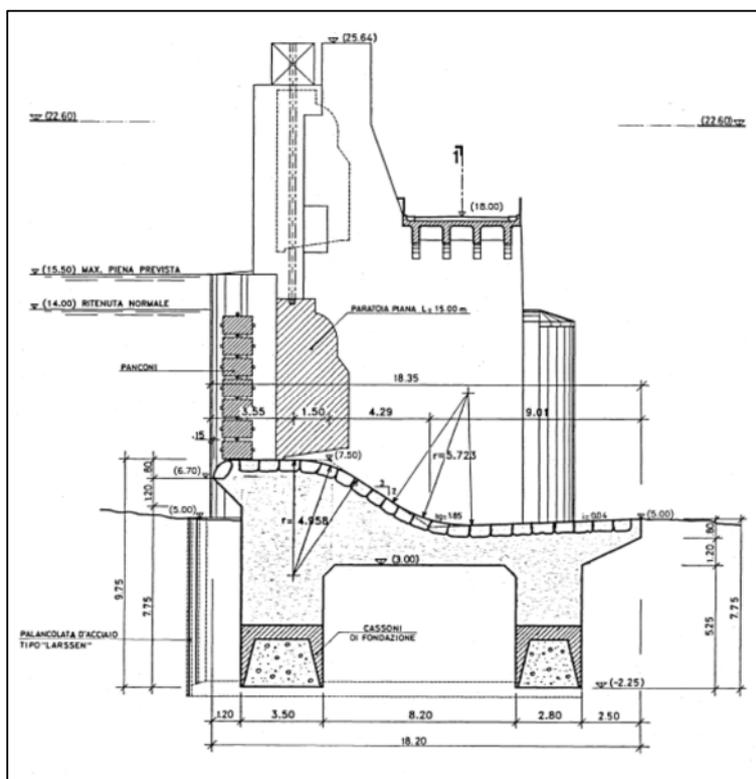


Fig. XIX-4 - Sezione tipo della Traversa in asse pile

### **XIX.3 Interventi dal periodo post-bellico al 1990**

La traversa subì dei danneggiamenti durante la Seconda Guerra Mondiale da parte dell'esercito tedesco che distrusse i meccanismi di manovra, la passerella metallica ed il ponte stradale, abbandonando l'opera con le paratoie chiuse.

Fu poi riabilitata mediante rifacimento parziale delle pile e totale ripristino di attrezzature di intercettazione, paratoie, panconi e relative parti elettromeccaniche. Venne ricostruito anche il ponte di servizio per il collegamento le due sponde del Fiume Garigliano, sempre con appoggi sulle pile.

Gli spostamenti dello sbarramento sono stati registrati con sufficiente continuità dalla fine costruzione ad oggi.

Nella Fig. XIX-5 si illustra l'andamento dei cedimenti verticali tra la fine della costruzione ed il 1989, anno a partire dal quale vennero studiati i lavori di consolidamento illustrati nel seguito.

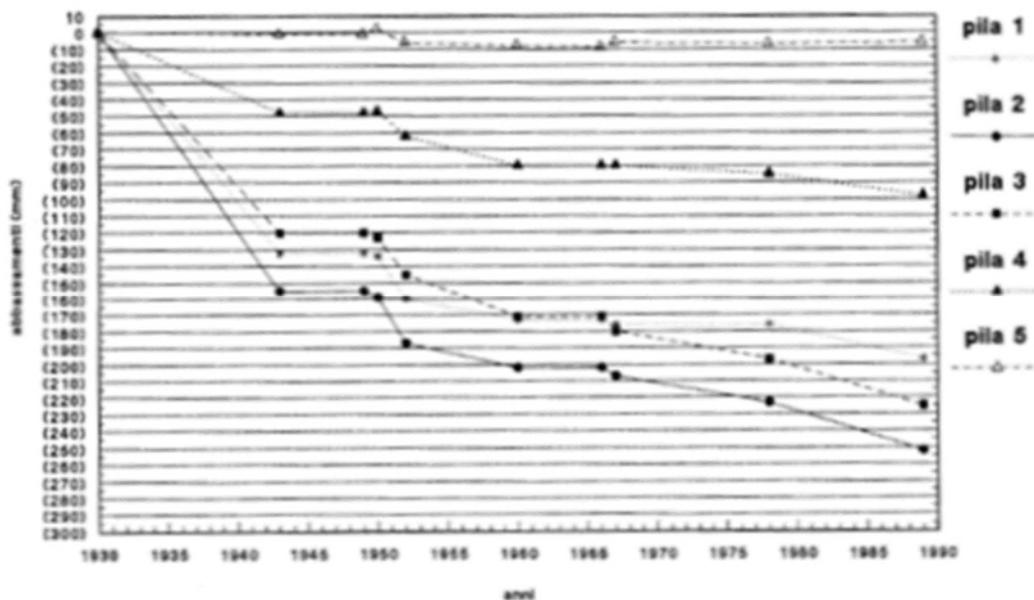


Fig. XIX-5 – Abbassamento cumulativo delle pile per il periodo 1930÷1989

Già pochi anni dopo la ricostruzione furono segnalati cedimenti delle strutture ed in particolare delle pile 2 e 3; detti assestamenti all'epoca furono collegati con il verificarsi di importanti eventi di piena, che nel caso specifico avevano fatto misurare portate di 1000-1500 m<sup>3</sup>/s.

Tra il 1949 ed il 1960 i diagrammi illustrati nel seguito evidenziano un cedimento verticale di circa 40-50 mm per le pile P1, P2 e P3, di 32 mm per la pila P4 e di appena 6 mm per la spalla P5 (numerazione delle pile crescente da destra a sinistra idrografica).

Tra il 1962 ed il 1966 i diagrammi appaiono piatti, mentre nell'ottobre del 1966 fu dato inizio ad opere di consolidamento che si conclusero nei successivi 12 mesi. Nel decennio 1968÷1978, dapprima i movimenti risultano trascurabili, ma dopo il 1971 si registra, con l'eccezione delle pile P1 e P5 complessivamente stabili, una sensibile ripresa degli abbassamenti: P2 (-16 mm), P3 (-17 mm) e P4 (-5 mm).

L'ultimo decennio prima dell'intervento, 1979÷1989, è caratterizzato da una iniziale brusca ripresa dei movimenti, assumendo quindi una tendenza lineare; in questo periodo tutte le pile, ad eccezione della pila P5 (-1 mm), si abbassano sensibilmente: P1 (-21 mm), P2 (-29 mm), P3 (-28 mm) e P4 (-13 mm).

Pur non tenendo in conto del cedimento iniziale degli anni 1931÷1942 e della mancanza di dati negli anni 1942÷1948 e con l'incertezza altresì sulla attendibilità delle misure effettuate nel periodo 1962÷1966, gli abbassamenti totali, sotto le singole letture P1, P2, P3, P4, P5 sono risultati rispettivamente, a fine 1989, di 65 mm, 97 mm, 105 mm, 50 mm e 5 mm.

L'evoluzione degli spostamenti mette in evidenza la presenza di una componente di spostamento verticale essenzialmente senza ritorni nel tempo, che si è manifestata in maniera vistosa durante i primi esercizi ed è aumentata più lentamente negli anni seguenti senza però mai esaurirsi.

La Direzione DPT/SOIC ENEL di Napoli, impegnata nell'esercizio e manutenzione dello sbarramento, negli anni '80 ritenne necessario procedere ad un esame approfondito dei

fenomeni in corso. Diede quindi attuazione ad un vasto piano di indagini tendente ad individuare le condizioni generali delle opere ed in particolare le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione e lo stato di conservazione dei calcestruzzi costituenti la struttura.

Il piano di ricerche portò all'organizzazione di un sistema articolato di misure, controlli e rilevamenti piezometrici.

#### **XIX.4 Progetto esecutivo degli interventi di consolidamento dello sbarramento del 1991 e lavori tra gli anni 1993 e 1995**

Al termine della campagna di indagini, il Concessionario ENEL affidò all'Ing. Giuseppe Baldovin ed alla Società Geotecna Progetti il Progetto Esecutivo riguardante gli Interventi di Consolidamento dello sbarramento.

##### **XIX.4.1 Inquadramento generale**

Le indagini condotte nei terreni di fondazione avevano evidenziato due differenti condizioni delle sponde del Garigliano (v. Fig. XIX-6).

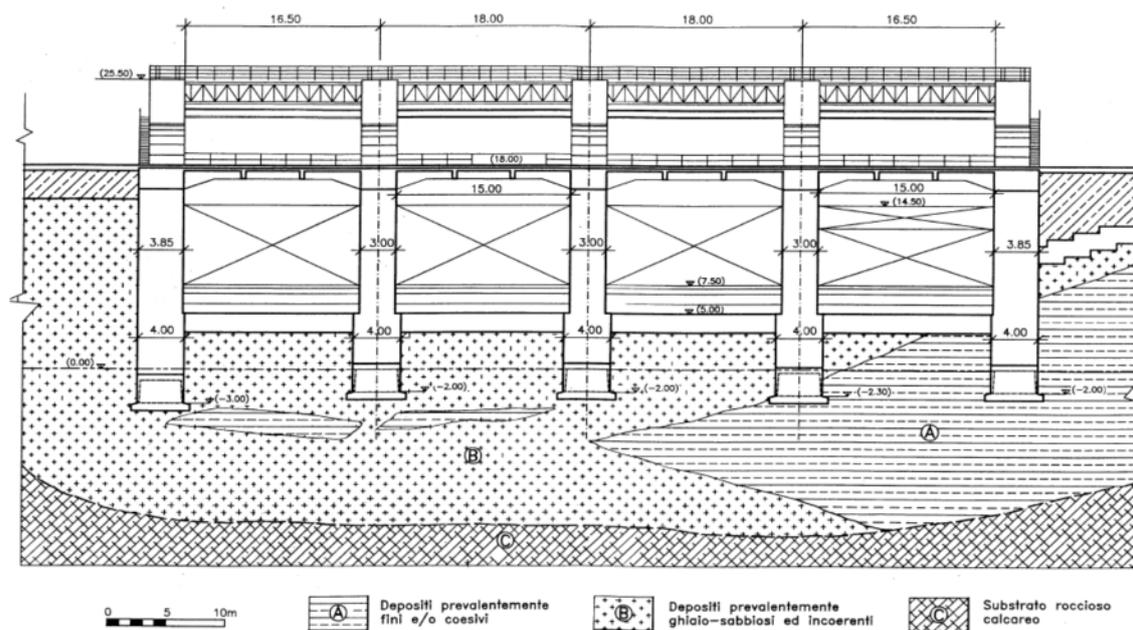


Fig. XIX-6 - Sezione stratigrafica dei terreni di fondazione della Traversa (da valle)

Le alluvioni d'alveo, ricoprenti il bedrock calcareo, si presentavano di natura variabile lungo l'asse della traversa. I depositi in spalla destra risultavano di natura prevalentemente incoerente e granulometricamente composti da ghiaie e sabbie con poco limo, mentre quelli in spalla sinistra e sotto la pila 4 erano costituiti da sabbia e limo e, in taluni casi, da limo e argille.

Il passaggio tra i due tipi di terreno avveniva tra le pile 3 e 4, in uno spazio di 15-18 m.

A parte la distinzione areale fra i materiali più o meno coesivi, le indagini avevano evidenziato importanti variazioni di granulometria nell'ambito di spazi ravvicinati del deposito alluvionale, anche in termini di permeabilità.

In definitiva si considerò che i terreni di fondazione, mentre risultavano, nel complesso, in grado di sopportare senza squilibri le sollecitazioni medie di carico idrico e statico determinate dallo sbarramento, andavano tuttavia soggetti a comportamenti disomogenei nelle varie parti del materasso alluvionale.

Nel corso delle indagini geognostiche fu installata anche una congrua rete di piezometri per accertare l'effettivo andamento della rete di flusso sotto le quote di fondazione. Le relative letture indicarono che il carico idraulico a paratoie chiuse si dissipava con continuità da monte sino al piede di valle, senza che il primo taglione di monte esercitasse un apprezzabile effetto di intercettazione.

I risultati delle indagini segnarono quindi l'esistenza di vari elementi sfavorevoli ed il Progettista stabilì che essi avrebbero potuto concorrere a determinare le deformazioni osservate nel tempo.

Tali elementi erano essenzialmente:

- l'eterogeneità dei terreni costituenti la fondazione;
- la presenza di percorsi idrici preferenziali rappresentati da livelli meno stabili all'erosione sotto gradiente, per i quali, specie se a contatto con strutture rigide, potevano determinarsi fenomeni di trascinarsi delle parti fini;
- l'esistenza di parti di calcestruzzo di fondazione particolarmente disomogenee;
- le condizioni di vincolo delle strutture che potevano portare a tassi di sollecitazione sulle fondazioni particolarmente elevati sotto le pile e quasi nulli sotto la platea e in corrispondenza delle pareti verticali di pile e taglioni. Specie in presenza di vibrazioni questa condizione poteva favorire i cedimenti delle strutture più caricate e travenazioni ai lembi sotto le parti più scariche.

I fenomeni lamentati erano dunque riconducibili, nell'insieme, a fattori idrodinamici, come i gradienti elevati ed il flusso attraverso i terreni di base, ed a condizioni strutturali che potevano determinare sollecitazioni in fondazione prossime alle critiche.

#### ***XIX.4.2 Linee di progetto ed intervento***

Vennero definite due linee principali di intervento:

1. adeguamento della tenuta idraulica, assicurando l'intercettazione del flusso profondo mediante uno schermo impermeabile localizzato in prossimità del piede di monte. Tale dispositivo aveva lo scopo di modificare l'andamento delle sottopressioni agenti sulla struttura, oltre a ridurre, mediante specifiche cuciture tra sbarramento e terreni di fondazione, le possibili travenazioni localizzate;
2. miglioramento delle caratteristiche dei terreni di base in relazione alla loro resistenza e deformabilità.

Gli interventi individuati furono:

- realizzazione di uno schermo impermeabile in corrispondenza del profilo di monte della traversa. Lo schermo consisteva in una doppia fila di colonne gettinietate, di diametro pari a 0.80 m ed interasse fra le colonne 0.80 m (dopo il successivo campo prove modificato in 0.50 m). Le file erano distanziate di 0.60 m, disposte a quinconce, sviluppate tra la fondazione della traversa ed il banco roccioso sottostante. Sotto le pile la diaframmatrice era ridotta ad una sola fila di colonne per ridurre gli effetti di disturbo. La lunghezza media delle colonne in fondazione fu stabilita in 11-13 m, mentre ai lati della traversa in 26 m. Lo sviluppo in pianta complessivo della diaframmatrice era di circa 100 m;
- consolidamento diffuso delle alluvioni sottostanti le platee di raccordo con le pile. L'intervento consisteva in colonne gettinietate, di diametro 0.80 m, disposte a quinconce,

a distanza di 1.45 m, su file poste ad un interasse di 3 m. La prima fila di monte sarebbe stata collocata subito a ridosso del diaframma mentre l'ultima fila, a valle, al bordo esterno della soglia. Le lunghezze delle perforazioni e dei fusti trattati avevano profondità di 18-19 m;

- consolidamento spinto delle alluvioni sottostanti le pile e le spalle. L'intervento consisteva nella realizzazione di una preventiva corona perimetrale di micropali accostati per il contenimento delle iniezioni di consolidamento da eseguirsi in seconda fase. Per ogni pila era prevista una corona di 70 micropali della lunghezza di circa 13 m;
- miglioramento delle capacità di resistenza e durabilità delle strutture in calcestruzzo, specie in fondazione.

Nelle seguenti figure si illustrano alcuni degli interventi previsti nel Progetto Esecutivo.

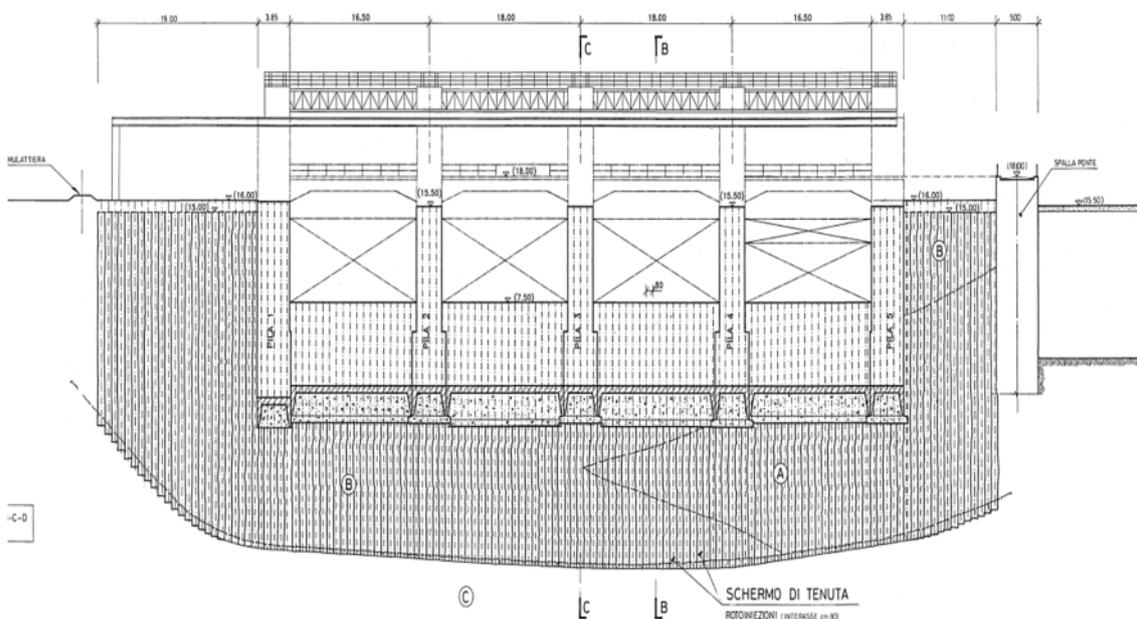


Fig. XIX-7 - Vista longitudinale dello schermo di tenuta

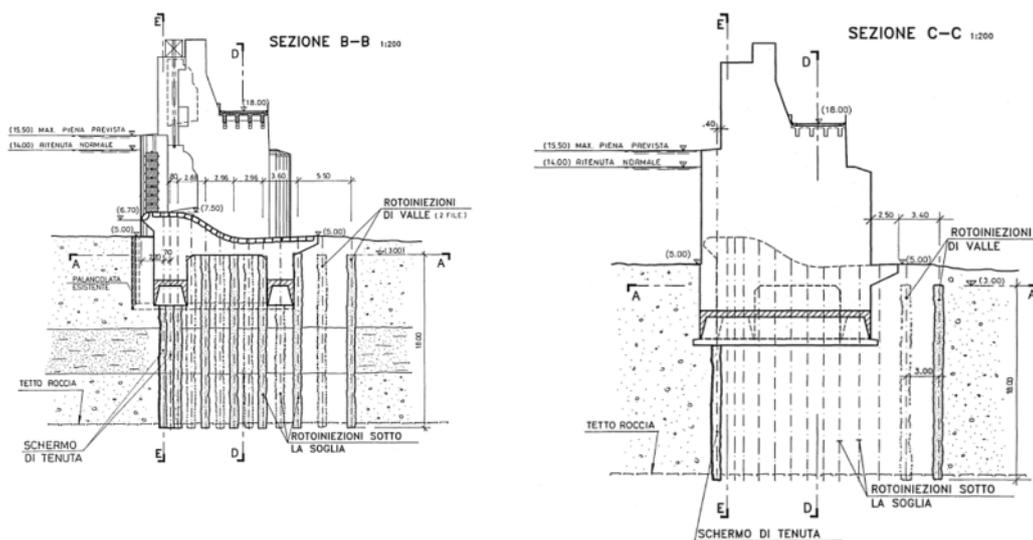


Fig. XIX-8 - Schema delle iniezioni in asse paratoia (sx) ed in asse pila (dx)

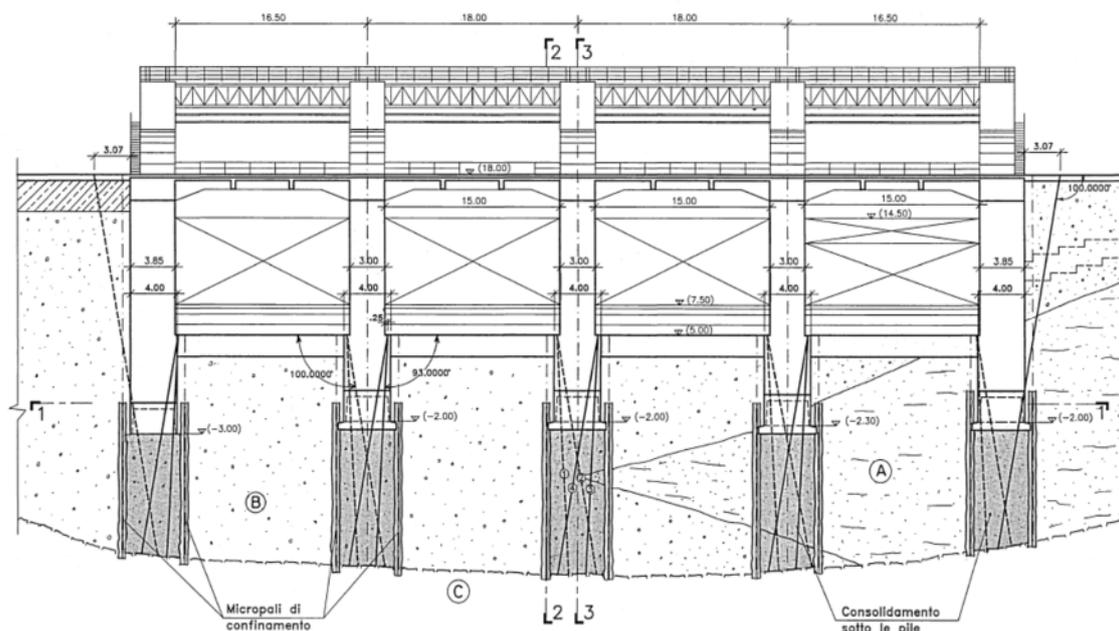


Fig. XIX-9 - Intervento di trattamento sotto le pile

Il primo stralcio dei lavori di consolidamento delle fondazioni della traversa di Suio fu appaltato, a cura del Concessionario ENEL, ed eseguito negli anni 1993-1995.

Lo schermo di tenuta fu realizzato nell'estate del 1993, mentre nelle successive stagioni 1994 e 1995 si è proceduto alla seconda fase dei previsti lavori di consolidamento, consistenti nel recintare il terreno sottostante le pile sino alla roccia con micropali ed iniettare tale terreno con miscela cementizia.

Il monitoraggio volto a controllare il comportamento della traversa proseguì con sistematicità nel corso dei lavori di consolidamento, al fine di registrare tempestivamente gli effetti conseguiti con il procedere degli interventi.

L'insieme delle diverse lavorazioni portò ad un rallentamento, se non addirittura ad un esaurimento delle deformazioni verticali (cedimenti) di tutte le pile.

Sempre per tutte le pile, si registrò, invece, l'insorgere di una tendenza ad accumuli di spostamenti orizzontali da monte verso valle, accompagnati dalla rotazione delle pile nel senso monte-valle. Il fenomeno risultò più marcato per le pile 2-3-4, con prevalenza per la 3 e la 4. Esso iniziò dopo l'esecuzione del diaframma gettinietato (stagione 1993), si accentuò, luce per luce, nella stagione autunnale successivamente ad ognuno degli interventi di cinturazione e consolidamento del terreno sotto le pile, per poi smorzarsi progressivamente.

Fu accertato che i movimenti subivano un'accelerazione in coincidenza con gli eventi di piena ed avevano spesso un andamento pulsante.

In definitiva, dopo gli assestamenti immediatamente successivi agli interventi sulle fondazioni, il comportamento delle pile fu caratterizzato da un sostanziale arresto dei cedimenti e da deformazioni orizzontali verso valle decrescenti.

Nelle seguenti figure si illustrano i risultati di alcune delle misurazioni tra il 1981 ed il 1998, con particolare evidenza per il comportamento durante e dopo i lavori (1993-1998).

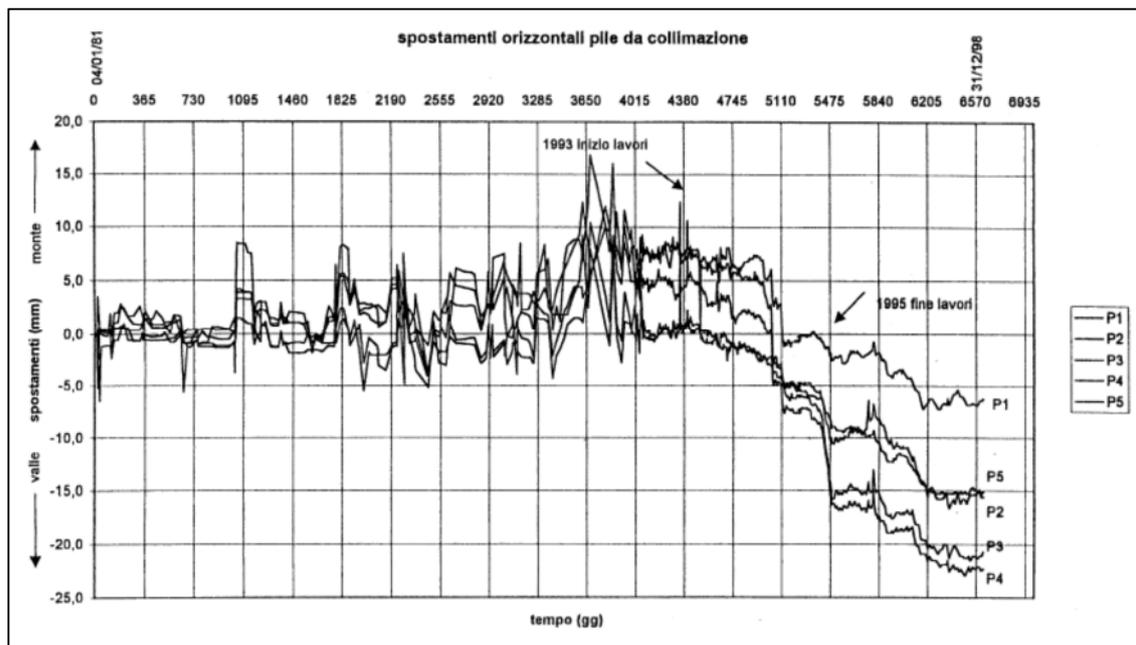


Fig. XIX-10 - Spostamenti orizzontali misurati nelle pile nel periodo 1993-1998

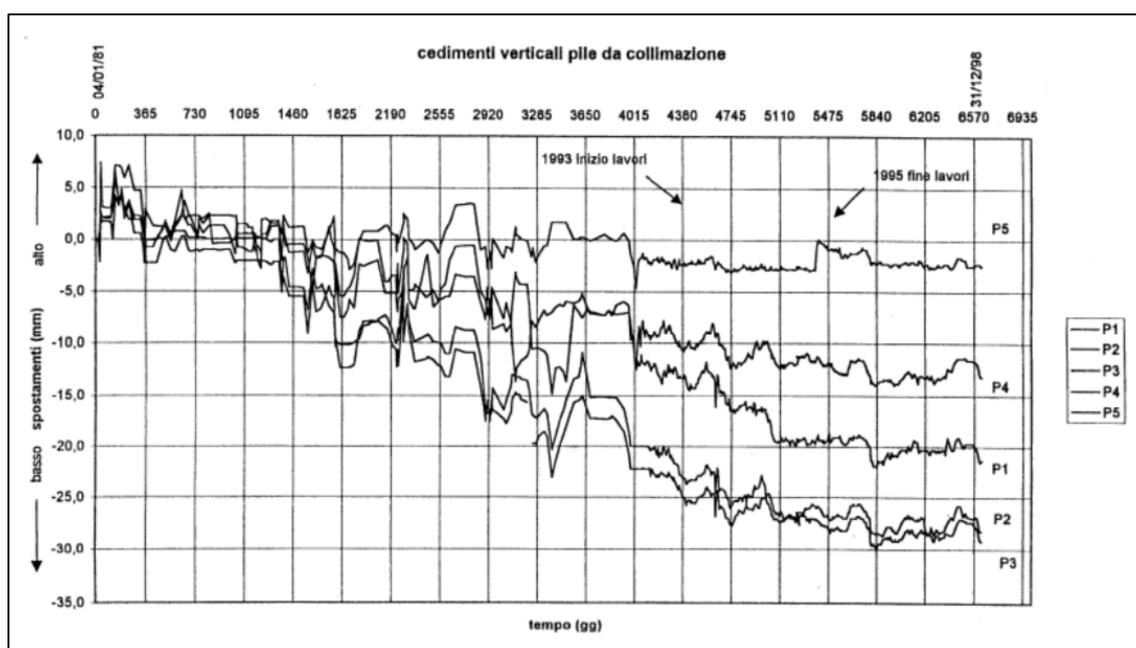


Fig. XIX-11 - Cedimenti verticali misurati nelle pile nel periodo 1993-1998

I lavori eseguiti sulle fondazioni della traversa determinarono sostanziali miglioramenti del comportamento dell'opera.

Rispetto alla tenuta della fondazione, gli interventi di gettiniezione conseguirono buoni risultati nella parte più profonda del letto alluvionale e risultati variabili nella parte immediatamente sottostante i cassoni di fondazione, ove il riscontrato imperfetto riempimento delle camere di lavoro rese piuttosto difficile la formazione del diaframma.

Nel complesso il flusso di filtrazione profondo risultò drasticamente ridotto rispetto a quello preesistente ai lavori di gettiniezione.

### **XIX.5 Progetto degli interventi di completamento ed esecuzione dei lavori nell'anno 2001-2002**

Dal comportamento del complesso traversa-fondazioni nel periodo 1993-1998 risultò, in prima analisi, una condizione soddisfacente del sistema traversa-fondazione, nonostante non fossero stati ancora completati i lavori previsti nel Progetto del 1991, anche per la presenza dei grossi massi posati a valle della traversa, durante l'esercizio, per attenuare l'erosione dell'alveo.

Il Progetto del 1991 infatti prevedeva una terza fase di consolidamento delle alluvioni sotto le platee e a valle della traversa, mediante la realizzazione di una serie di colonne gettinietate disposte a quinconce e attestate sul banco roccioso, disposte su file distanti tra loro 1.45 m con interasse di 3 m.

Questa parte del Progetto, nel periodo 1993-1995, non fu realizzata.

Le valutazioni sviluppate dal Progettista e dalla Direzione Lavori al termine delle opere eseguite negli anni 1993-1995, infatti, portarono alla decisione di soprassedere ai lavori di consolidamento del terreno sottostante le platee e di procedere piuttosto con la realizzazione, anche a valle delle pile della traversa, del consolidamento delle alluvioni con tecniche simili a quelle adottate sotto le fondazioni stesse.

Nel 2000 si procedette quindi alla stesura di un Progetto Esecutivo Integrativo, redatto sempre dall'Ing. Giuseppe Baldovin e dalla Società Geotecna Progetti, comprendente il consolidamento del terreno a valle delle tre pile centrali della traversa e delle sottostanti pilastrature formatesi con i precedenti lavori, nonché la riprofilatura e la stabilizzazione del fondo dell'alveo e delle sponde del Fiume Garigliano a valle della traversa.

Il primo intervento consisteva nel trattamento di un adeguato volume di terreno alluvionale a valle di ciascuna pila mediante iniezione di miscele cementizie, analogamente a quanto precedentemente eseguito nei terreni sottostanti le pile medesime.

Più precisamente con questo intervento ci si proponeva di isolare un volume definito di alluvioni (prisma) mediante la realizzazione di una cortina di micropali, e di aumentarne la densità e migliorarne la compattezza attraverso l'iniezione di boiaccia di cemento in tutto il suo spessore attraverso tubi valvolati.

Il secondo intervento invece aveva lo scopo di arrestare i processi erosivi in atto nell'alveo e sulle sponde del Fiume Garigliano nel tratto immediatamente a valle della traversa.

I lavori di completamento furono svolti tra il novembre 2000 ed il dicembre 2002; in particolare, a causa delle condizioni meteorologiche, la maggior produzione del cantiere si è avuta tra il maggio ed il dicembre 2001.

Le modalità esecutive e la composizione delle miscele da iniettare furono definite mediante l'esecuzione di un campo prove localizzato in un'area a valle della pila n. 3, che poi costituì parte dell'intervento ivi previsto.

Per quanto riguarda i lavori di consolidamento veri e propri, durante la perforazione a distruzione del nucleo fu accertata la presenza della superficie del substrato roccioso tra le quote - 13.0 e -13.5 m s.l.m..

Complessivamente, per il confinamento dei terreni furono posti in opera 125 micropali mediante infilaggio di 2125 m di tubi in acciaio, per un peso complessivo di circa 28000 kg, successivamente cementati con l'iniezione.

Con riferimento alla riprofilatura ed alla stabilizzazione del fondo dell'alveo e delle sponde del Fiume Garigliano a valle della traversa, fu realizzato un rivestimento in materiale lapideo di idonea pezzatura, sistemato secondo un'opportuna geometria, sia sull'alveo che sulla sponda del fiume (v. Fig. XIX-12 e Fig. XIX-13). La stabilità della sponda destra invece fu assicurata attraverso la realizzazione di una palificata, collegata in sommità e raccordata alle preesistenti strutture di protezione della sponda da una trave in calcestruzzo armato (v. Fig. XIX-14 e Fig. XIX-15).



Fig. XIX-12 - Scogliera di protezione in sponda sinistra

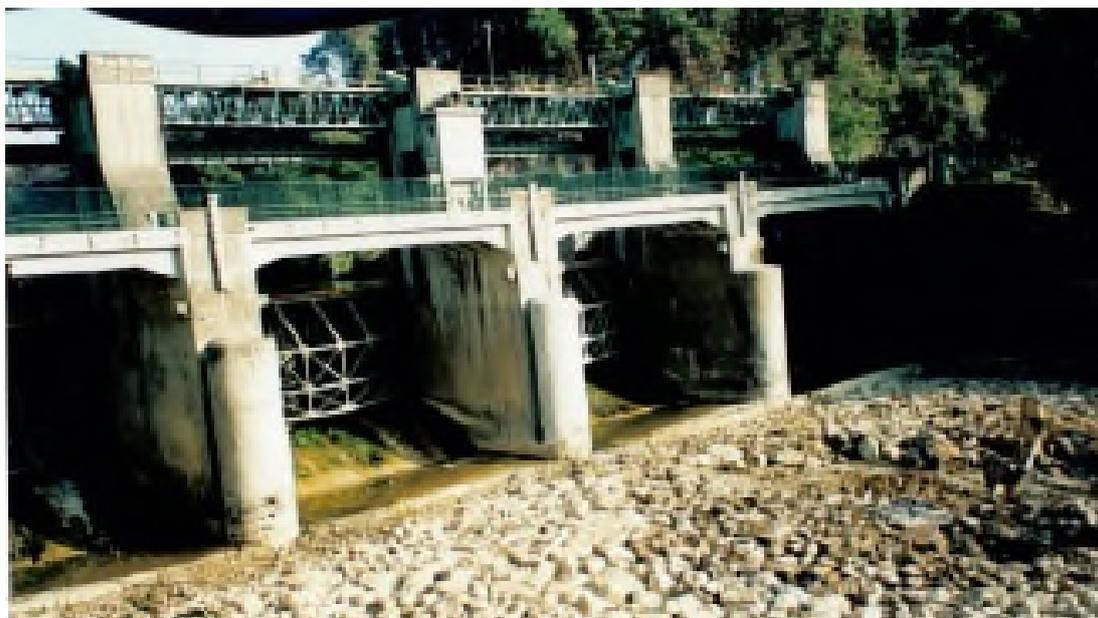


Fig. XIX-13 - Lavori di sistemazione dell'alveo a valle traversa



Fig. XIX-14 – Esecuzione palificata in sponde destra



Fig. XIX-15 - Trave di collegamento in testa alla palificata di consolidamento della sponda destra

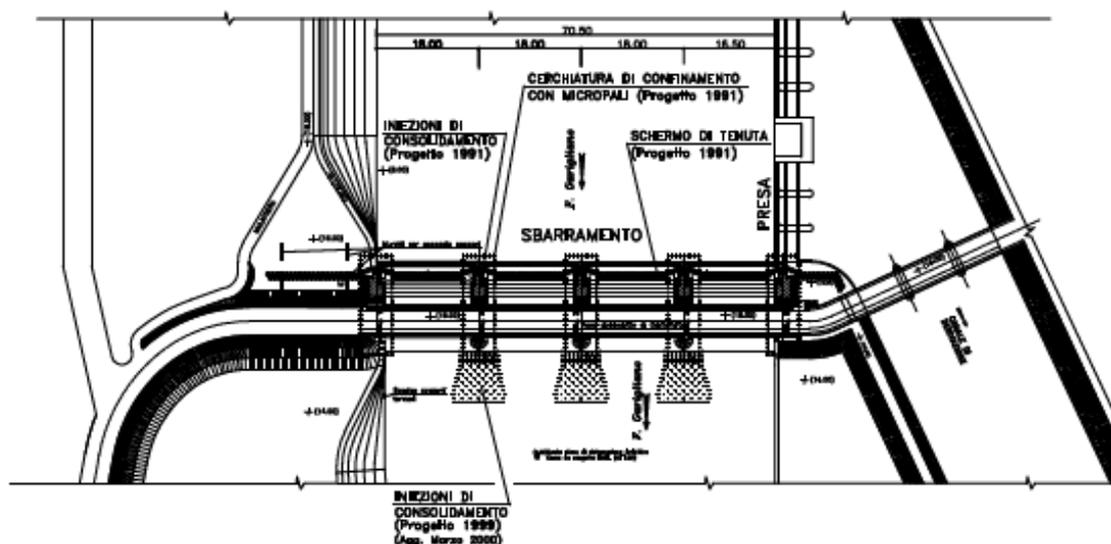


Fig. XIX-16 – Planimetria di insieme degli interventi

### XIX.1 Risultati del monitoraggio dal termine dei lavori

Numerosi test e indagini eseguite in corso d’opera e a fine lavori hanno accertato la buona riuscita degli interventi, come d’altra parte è confermato dal comportamento della traversa negli ultimi 20 anni, sostanzialmente regolare.

Nelle sono riportati gli andamenti dei cedimenti verticali e orizzontali registrati sulle 5 pile dal 2003 al 2022, che evidenziano l’assenza di fenomeni irreversibili e derive significative.

Si può pertanto concludere che gli obiettivi degli interventi eseguiti sono stati pienamente raggiunti, nonostante si siano presentate pene di entità significativa (v. dati a margine nelle figure).

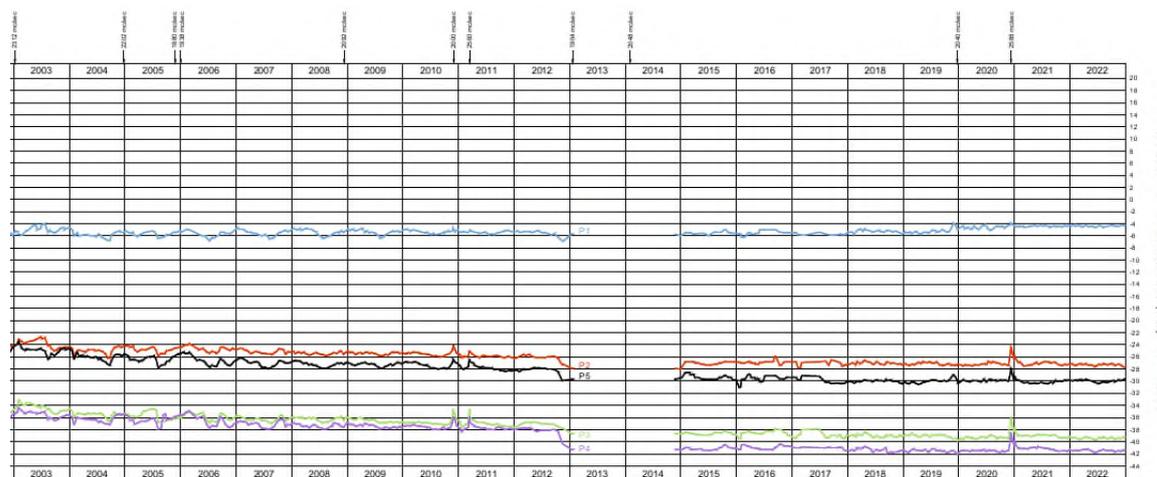


Fig. XIX-17 – Spostamenti orizzontali monte-valle dal 2003 al 2022

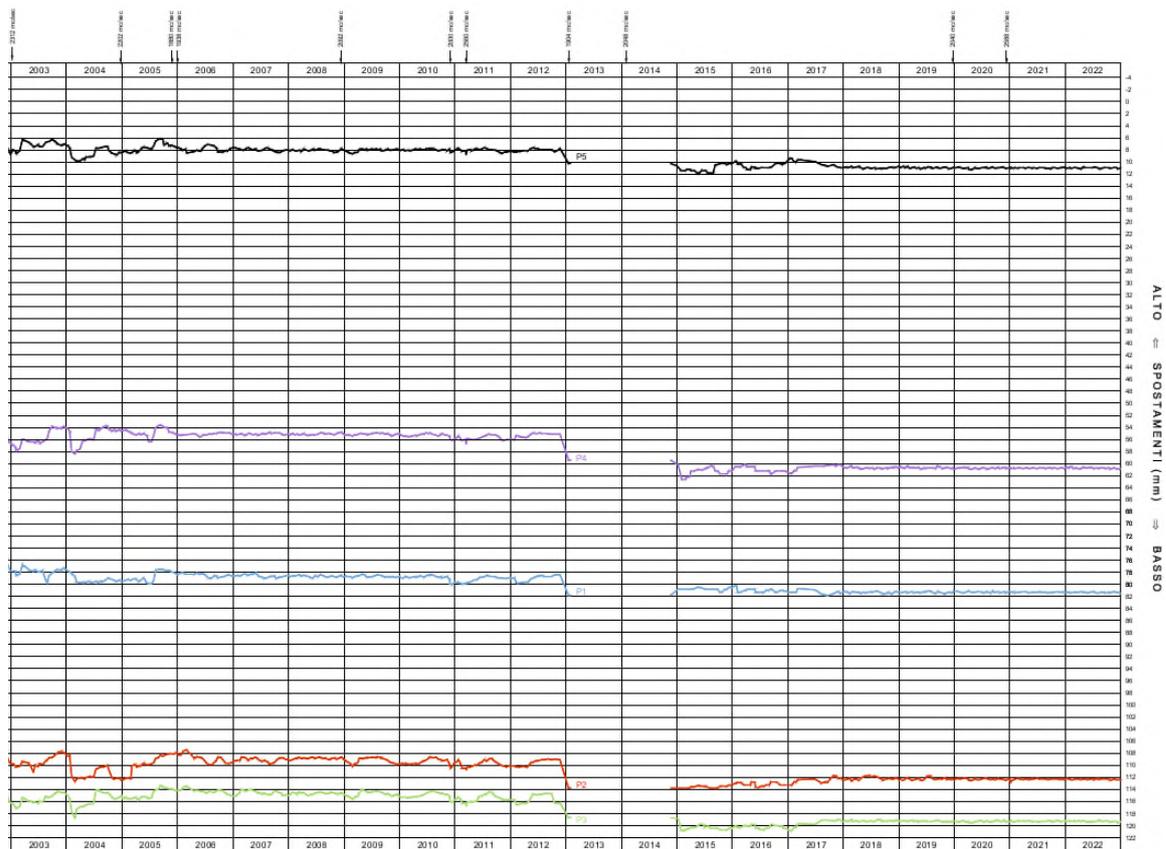


Fig. XIX-18 – Spostamenti verticali dal 2003 al 2022

**ITCOLD**

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

**BOLLETTINO TRAVERSE**



**- XX -**

**Traversa di Vize**

RIMOZIONE DEI SEDIMENTI ACCUMULATI PRESSO LA  
TRAVERSA SUL RIO VIZZE

A cura di Daniele Faggin - Alperia Greenpower S.r.l.

## **XX.1 Introduzione**

Il bacino idroelettrico di Novale (BZ), realizzato nel 1927, garantisce l'accumulo delle acque del torrente Vizze per il successivo sfruttamento idroelettrico e sottende un bacino imbrifero di ca. 111 km<sup>2</sup> la cui parte iniziale è costituita da ghiacciai.

L'opera di sbarramento sul torrente Vizze, completamente ricostruita nel biennio 1997 – 98, è costituita da una traversa in calcestruzzo, con due luci principali di larghezza pari a 9,00 m ed altezza pari a 4,00 m ciascuna, con soglia a 1.362,00 m s.l.m.

Le luci sono munite di paratoie a settore con un ciglio sfiorante posto alla quota di 1.365,15 m s.l.m. Il comando delle paratoie è di tipo oleodinamico con centralina ubicata in un locale posto al centro del coronamento. A seguire, verso la sponda destra, si trovano due paratoie provviste di comando manuale e motorizzato, che assolvono alla duplice funzione di scarico di fondo e di sghiaimento con dimensioni pari a 2,00 m x 2,10 m. e soglia posta alla quota di 1.360,53 m s.l.m.. La quota di massimo invaso è 1.365,15 m s.l.m..

La traversa crea un serbatoio artificiale con volume massimo d'invaso pari a 400.000 m<sup>3</sup> e volume d'invaso (L. 584/94) pari a 200.000 m<sup>3</sup>, la cui capacità si è ridotta, a causa del forte interrimento, a ca. 40.000 m<sup>3</sup>,

L'opera di derivazione è in sponda destra ed è costituita da tre bocche di presa, di cui una invernale e due estive. Tutte le bocche di presa sono dotate di griglie di protezione, con strigliatore automatico e paratoie motorizzate. In sponda sinistra è presente un edificio con locali adibiti ad uso uffici, foresteria per il personale di guardia e sala quadri. La galleria di adduzione è a pelo libero, ha una sezione variabile da 4,90 m<sup>2</sup> a 4,50 m<sup>2</sup>, una lunghezza di 3.764 m ed è capace di una portata massima di 11 m<sup>3</sup>/s. Attualmente la portata massima derivabile dal bacino è di ca. 8,3 m<sup>3</sup>/s nelle ore di picco.



Fig. XX-1 - Vista aerea opera di sbarramento: traversa sul rio Vizze

## **XX.2 Scopo del lavoro**

Il bacino di Novale, a servizio dell’impianto idroelettrico di Prati di Vizze, presenta un rilevante accumulo di sedimenti che interessa quasi l’intero volume originario del bacino artificiale e si è gradualmente esteso fino alle zone più a monte del bacino, creando nuove aree di biotopo, e fino alla zona adiacente lo sbarramento ed a ridosso delle paratoie principali.

La capacità residua è stata stimata in circa il 10% del volume massimo di invaso originario (ca. 40.000 m<sup>3</sup>) costringendo il Gestore ad un utilizzo del bacino ad acqua fluente.

I problemi più rilevanti sono a carico delle paratoie degli scarichi di fondo a causa dall’accumulo del sedimento (quota rilevata 1.364,5 m s.l.m.) con conseguente rischio di blocco delle stesse o difficoltà di movimentazione in caso di necessità.



Fig. XX-2 - Sedimento davanti paratoie principali Fig. XX-3 - Sedimento in sponda destra

Anche la zona in sponda destra (Fig. XX-3), ove sono presenti le griglie di presa e le paratoie sghiaiatrici, è interessata da un notevole deposito di sedimento che compromette talvolta anche il corretto rilascio del DMV (rilasciato dalle paratoie sghiaiatrici) immettendo nella derivazione acqua ad alta torbidità.

## **XX.3 Progetto di rimozione dei sedimenti**

Al fine di ripristinare la funzionalità delle paratoie dello scarico di fondo è stato predisposto un progetto di rimozione di circa 3.000 m<sup>3</sup> di sedimenti.

In considerazione della presenza del Biotopo “Riederau” che copre circa il 60% della superficie del bacino sotteso dalla traversa, messo sotto tutela dalla Giunta della “Provincia Automa di Bolzano” nel 1987, il progetto prevede il confinamento del materiale dragato all’interno di una cassa di colmata posta a circa 250 m a monte dello sbarramento in sponda destra, in aree di proprietà di Alperia Greenpower S.r.l..

Per la rimozione dei sedimenti è stato proposto un intervento basato sull’impiego di una pompa dragante che consente il refluento di una miscela acqua-sedimento direttamente in cassa di colmata.

L’obiettivo è la rimozione del materiale sedimentato fino ad una quota di circa 1.362,00 m.s.l.m. in corrispondenza delle paratoie principali ed una quota di 1.360,00 m s.l.m. in corrispondenza delle sghiaiatrici e delle griglie di presa.

L'intervento di dragaggio ha interessato un'area di circa 1.000 m<sup>2</sup> rimuovendo uno spessore medio di materiale di circa 3,0 m.

#### **XX.4 Intervento di dragaggio**

In considerazione del ridotto pescaggio presente all'interno del bacino e dalla geometria della traversa fluviale, il sistema aspirante-refluente è stato gestito direttamente da una autogrù posta in prossimità del coronamento.

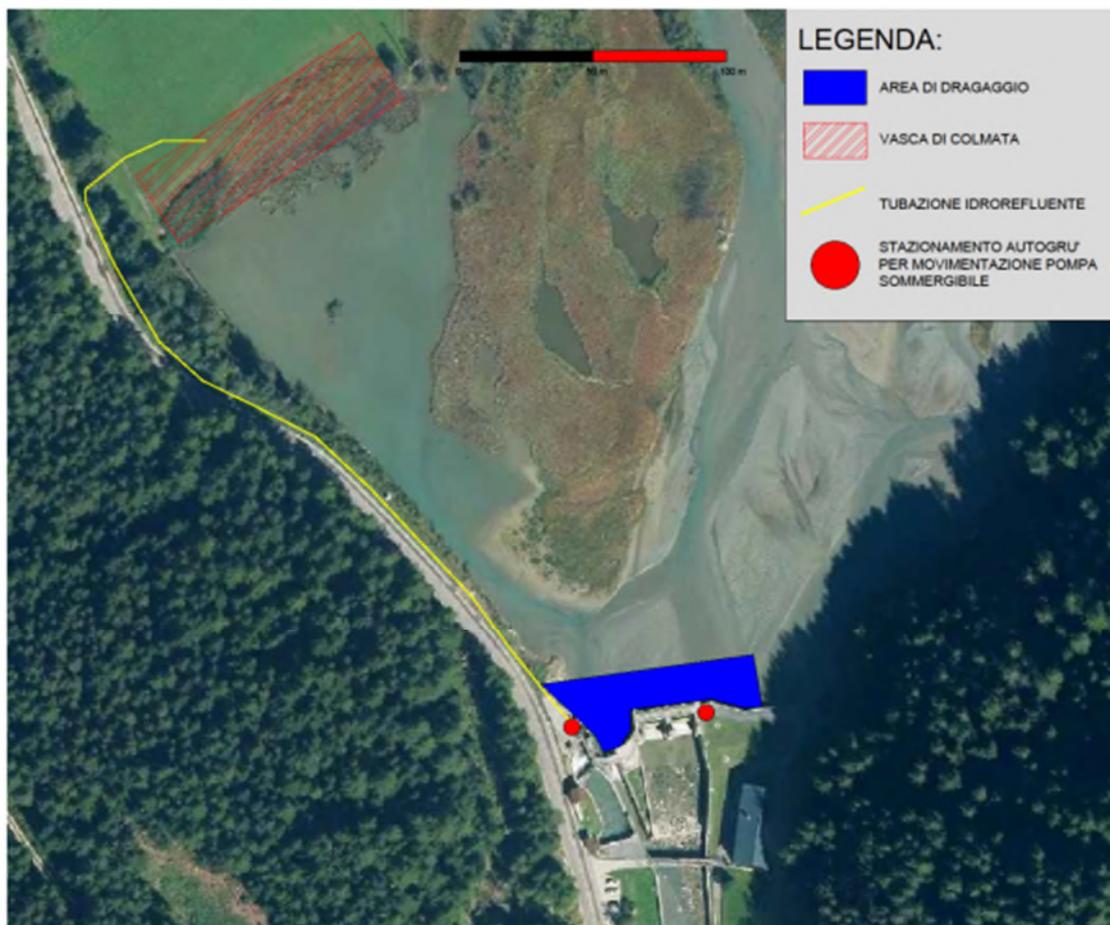


Fig. XX-4 - Schema di dragaggio

La miscela acqua-sedimento è stata refluita attraverso una tubazione in polietilene (PE), PN 10 DN 300 della lunghezza di circa 400 m di cui 70 m flessibile in corrispondenza della traversa. La tubazione è stata disposta a ridosso del ciglio stradale limitando l'occupazione di terreno in sponda destra.

La cassa di colmata, delle dimensioni di circa 100x30 m, è stata realizzata a monte della traversa in sponda destra. Ad un primo scotico di terreno vegetale di circa 10 cm, è seguito lo sbancamento e la formazione dell'argine perimetrale con la posa di uno strato di tessuto HDPE per l'impermeabilizzazione del versante posto in corrispondenza del lago.



Fig. XX-5 - Tubazione di refluento



Fig. XX-6 - Tubazione di refluento



Fig. XX-7 - Cassa di colmata



Fig. XX-8 - Fasi di costruzioni ed impermeabilizzazione della cassa di colmata



Fig. XX-9 - Fasi di costruzioni ed impermeabilizzazione della cassa di colmata

Prima della realizzazione della cassa di colmata è stato predisposto un progetto di calcolo e verifica delle arginature sulla base di indagini geognostiche effettuate nell'area individuata alla costruzione individuando le pendenze ottimali delle arginature.

Gli argini della cassa di colmata sono stati verificati ai sensi del Decreto Ministero Infrastrutture del 17/01/2018 (NTC 2018) ed ai sensi delle norme UNI ENV 1988 “Eurocodice 8: indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”. Il progetto è stato autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture (D.G. Dighe).

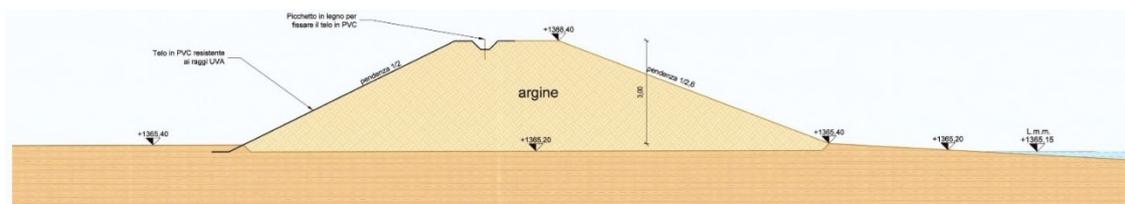


Fig. XX-10 – Sezione argine maestro

La cassa di colmata è stata dotata di un pozzetto di sfiato al cui interno è stata posta una pompa sommergibile che consentiva il rilancio dell'acqua chiarificata all'interno del bacino.

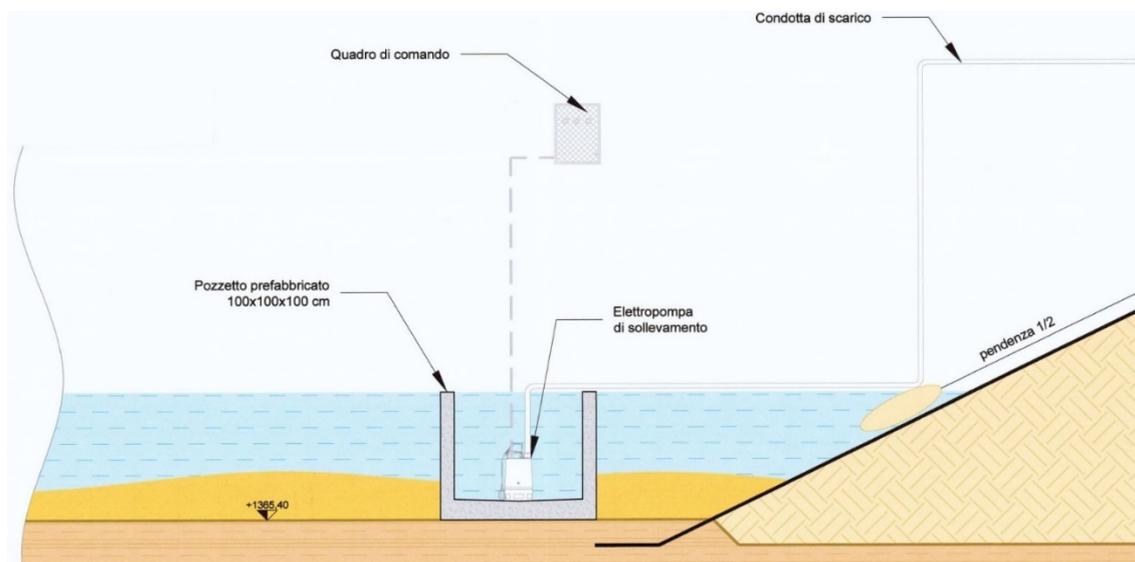


Fig. XX-11 - Pozzetto di rilancio acqua chiarificata: schema



Fig. XX-12 - Pozzetto di rilancio acqua chiarificata in loco

### **XX.5 Mezzi e attrezzature**

I mezzi e le attrezzature impiegate per il dragaggio e il refluento del materiale dragato in cassa di colmata sono di seguito elencati:

- Pompa sommergibile munita di escavatori meccanici;
- Autogrù per la movimentazione della pompa;
- Centralina idraulica e tubazione idraulica per funzionamento pompa;
- Natante di servizio;
- Tubazione di refluento PN10 d=300mm;

- Galleggianti per tubazione di refluito;
- Macchine per l'esecuzione di lavori di movimento terra per la creazione della cassa di colmata e movimentazione tubazione durante la fase di montaggio della condotta idrorefluente;
- Baraccamenti officina per il ricovero delle attrezzature e baraccamenti spogliatoio e ufficio per maestranze e personale addetto ai lavori.



Fig. XX-13 - Pompa di dragaggio con disgregatori

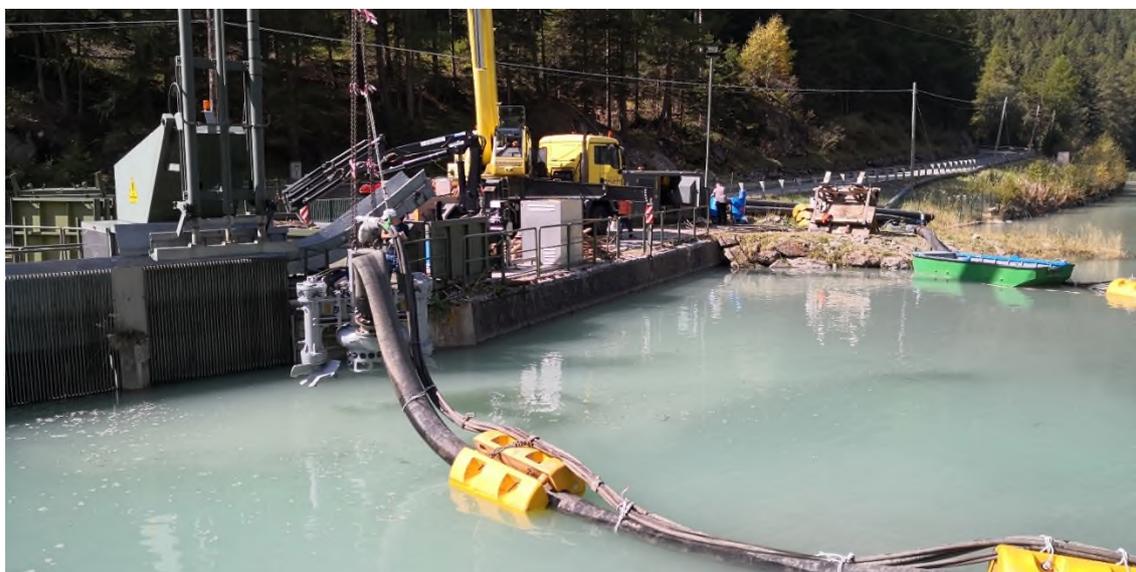


Fig. XX-14 - Pompa dragaggio gestita da autogrù

### **XX.6 Refluimento in cassa di colmata**

Il materiale dragato è stato refluito in cassa di colmata con una portata media di 600 m<sup>3</sup>/h di miscela acqua-sedimento con un tenore di solido del 10% corrispondente ad una portata solida di circa 450 m<sup>3</sup>/giorno



Fig. XX-15 - Refluimento in cassa di colmata



Fig. XX-16 - Refluimento in cassa di colmata

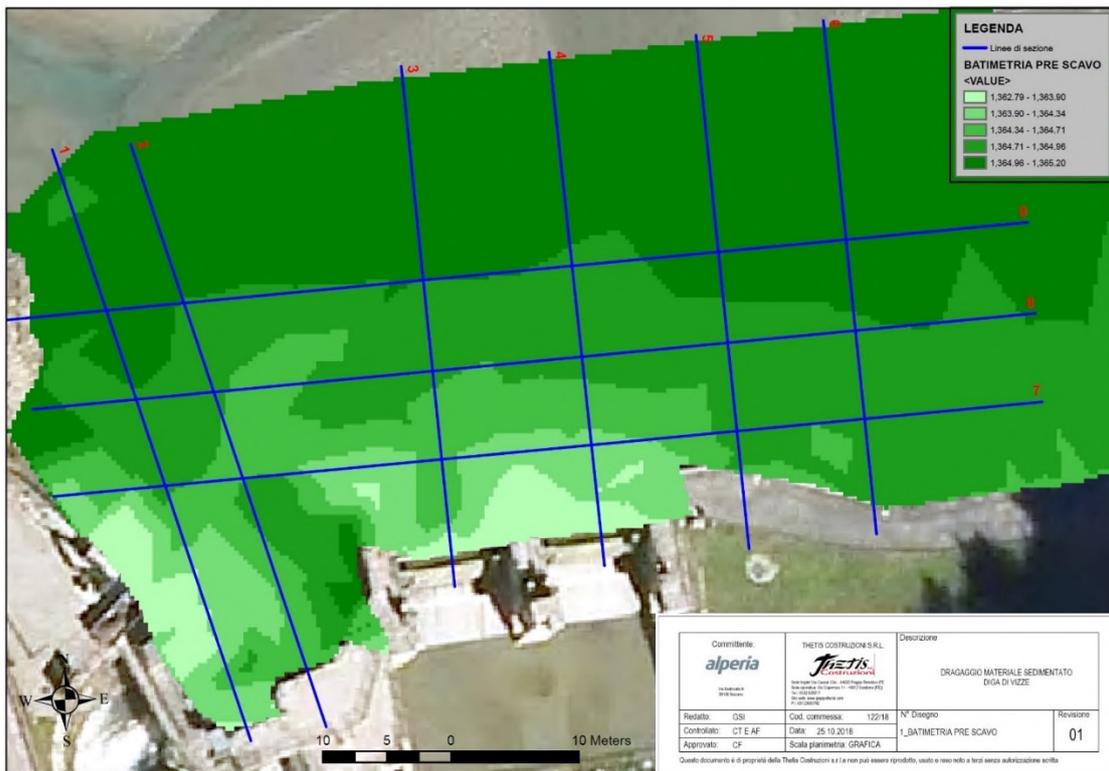


Fig. XX-17 - Rilievo batimetrico di prima pianta

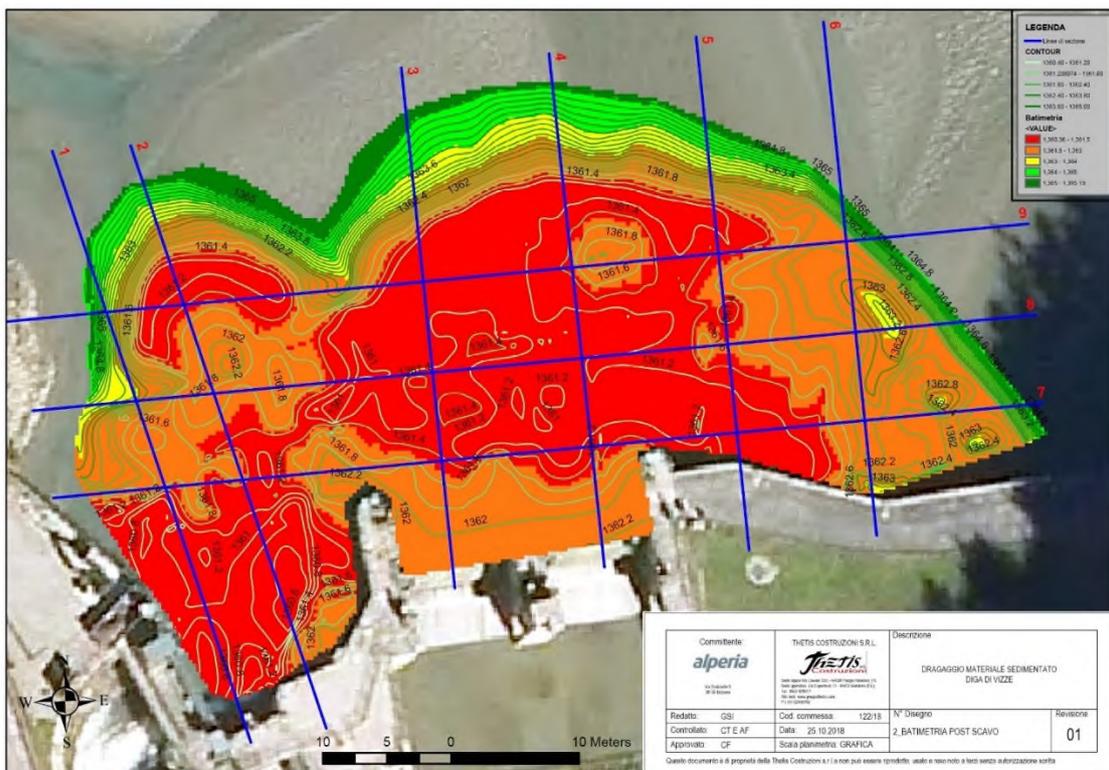


Fig. XX-18 - Rilievo batimetrico di seconda pianta

### XX.7 Rilievi batimetrici di prima e seconda pianta

Le Fig. XX-17 e Fig. XX-19 riportano i rilievi batimetrici di prima pianta (prima dell'intervento), la Fig. XX-18 e la Fig. XX-20 riportano i rilievi batimetrici di seconda pianta (dopo l'intervento); da essi è possibile rilevare la rimozione di uno spessore medio di sedimenti di 3,38 m.

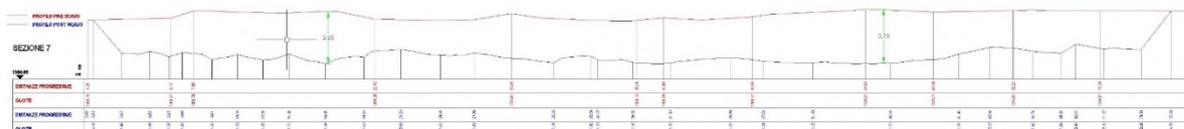


Fig. XX-19 - Rilievo batimetrico di prima pianta, sezione tipo



Fig. XX-20 - Rilievo batimetrico di seconda pianta, sezione tipo