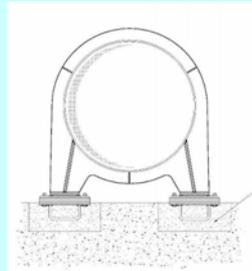
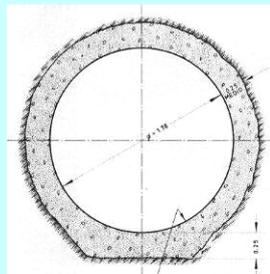


Opere idrauliche associate alle dighe



Gruppo di Lavoro:

Coordinatore:

Fausto Zinetti (Enel)

Membri:

Giancarlo Fanelli (Consulente)
Nicola Brizzo (IREN)
Diego Donnarumma (EDIPOWER)
Giuliano Spogli (E.ON.)
Antonio De Donati (A2A)
Paolo Chemello (ENEL)
Catello Boccellino (ENEL)

REV. 1: Dicembre 2012

NOTA

Le informazioni, analisi e conclusioni contenute nella presente memoria sono destinati a tecnici capaci di comprenderne valore, 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.

FINALITA'

Il documento elaborato vuole rappresentare lo stato dell'arte relativamente alla sicurezza delle opere idrauliche analizzandone gli aspetti relativi a:

- Attività di controllo;
- Scenari di deterioramento;
- Tipologie dei degradi della opere;
- Interventi di manutenzione e riabilitazione.

1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

1.1 Premesse

Si vuole innanzi tutto proporre una sintetica rassegna delle opere che costituiscono un impianto di derivazione idrica qualunque ne sia la finalità; irrigua, potabile, idroelettrica o industriale.

Nel seguito le opere saranno trattate con riferimento alla loro funzione e saranno pertanto divise nelle seguenti categorie:

- Opere di presa
- Opere di derivazione e scarico (canali , gallerie, ponti canali, ...);
- Elementi di disconnessione (pozzi piezometrici, vasche di carico);
- Condotte forzate

1.2 Opere di presa

Le opere di presa a fiume si suddividono in opere che realizzano un invaso ovvero opere che consentono la derivazione delle acque senza invaso.

Le prime sono costituite da veri e propri sbarramenti, dighe e traverse, delle diverse tipologie; per quanto riguarda lo scopo del presente documento ci si riferirà solo a quelli che non sono già oggetto di normative specifiche nazionali (grandi dighe) o regionali (invasi di solito maggiori di 2-5000 m³).

Fra le seconde si ricordano le prese subalvee, o a trappola, costituite da manufatti trasversali all'alveo attraversati superiormente dalla corrente idrica che quindi precipita all'interno del manufatto in una camera di presa e le soglie fisse che consentono di indirizzare la corrente idrica verso un imbocco di presa laterale.

1.3 Opere di derivazione e scarico

Si dividono in due grandi famiglie:

-
- Derivazioni a pelo libero (canali all'aperto, canali in galleria e relativi ponti-canale);
 - Derivazioni in pressione e ponti canali relativi.

1.3.1 Derivazioni a pelo libero

Nelle derivazioni a pelo libero l'adduzione dell'acqua dall'opera di presa al luogo di utilizzazione avviene tramite canali all'aperto od in galleria.

Per i canali all'aperto la sezione tipica è quella trapezia con fondo piano e pareti inclinate in quanto favorisce sia la stabilità delle sponde della sezione che il suo rendimento idraulico; l'inclinazione delle sponde è anche legata ai materiali utilizzati e alle modalità costruttive adottate per la realizzazione del canale stesso. Si possono trovare anche sezioni poligonali, circolari, paraboliche, triangolari, rettangolari e policentriche.



Fig. 1 - Canale a pelo libero

Nelle zone di pianura in genere si hanno sezioni larghe e poco profonde. Come detto, l'inclinazione delle sponde dipende dalla natura del terreno attraversato e dalla tipologia costruttiva. Le sponde devono risultare autostabili e il rivestimento non ha funzione statica ma solo una funzione di regolarizzazione ed anti erosione delle sponde, di miglioramento della scabrezza idraulica nonché, spesso, di tenuta idraulica.

La scarpa (o pendenza) " n " delle sponde è da commisurare con la natura del terreno di fondazione e di quello costituente il rilevato arginale e tipicamente assume i seguenti valori:

- $n = 1.5 \div 2$ per terreni sabbio-argillosi piuttosto sciolti;
- $n = 1.25 \div 1.5$ per terreni sabbio-ghiaiosi;
- $n = 1 \div 1.25$ per terreni prevalentemente argillosi, compatti o rivestiti di zolle erbose;
- $n = 0 \div 1$ in canali scavati in roccia.

Canali di più piccole dimensioni, tipicamente se si sviluppano a mezza costa su versanti, sono realizzati a sezione rettangolare in calcestruzzo o muratura di pietrame. La spinta idraulica e quella dei terreni agenti sulle sponde possono essere assorbite dai piedritti sia a gravità, tipicamente nel caso di muratura di pietrame, sia sfruttando la forma della struttura trasversale; in questo ultimo caso spesso i due piedritti sono collegati da puntoni/tiranti di irrigidimento. Le superfici murarie interne possono essere intonacate al fine di ridurre la scabrezza e favorire dimensioni più contenute.

Le dimensioni trasversali dovrebbero comunque essere non inferiori a 1,20÷1,50m per non rendere difficoltosa la transitabilità per ispezioni e manutenzioni.

Quando il livello della falda freatica nel terreno circostante può elevarsi sopra la quota del fondo del canale, il rivestimento deve essere necessariamente dotato di un sistema drenante che, oltre a captare le acque delle perdite del canale, eviti le spinte idriche sul rivestimento (controspinte).

Il sistema drenante di un canale è in generale costituito da:

- materassini di sottofondo o tubi drenanti di materiale poroso posti lungo le sponde, spesso in corrispondenza dei giunti;
- tubi drenanti sub orizzontali;
- tubi di raccolta al piede delle sponde o al centro della platea, muniti di eventuali pozzetti di ispezione;
- tubi di scarico finale verso i corpi idrici ricettori.

Talvolta alcuni tubi drenanti, con la stessa inclinazione delle sponde, sono provvisti di pozzetti di ispezione sulla sommità arginale, fungendo così da piezometri. In altri casi vengono realizzati dei veri e propri piezometri che attraversano il corpo arginale del canale fino al di sotto del piano campagna.

Sistemi di drenaggio sono necessari anche quando il canale è scavato in terreni scarsamente permeabili; in tali condizioni, le perdite d'acqua dal rivestimento, non assorbite dal terreno, si risolvono in spinte in caso di vuotamento rapido del canale. Al fine di contribuire all'abbattimento degli effetti negativi che possono essere causati dalla falda freatica a canale svuotato, a volte vengono posizionate delle valvole di non ritorno a clapet, sul fondo e ai piedi delle sponde. Esse sono talora munite di chiusure di sicurezza collegate ad aste di manovra.

Queste valvole, quando il canale è pieno, a causa della pressione esercitata dall'acqua, rimangono chiuse. Quando il canale è vuoto, in presenza di acqua esterna con battente più alto del fondo del canale, esse si aprono e permettono all'acqua di entrare nel canale, evitando l'insorgere di pressioni dall'esterno.

1.3.1.1 Classificazione dei tipi di canali

Una suddivisione può essere fatta per posizione rispetto al piano campagna

- a. Canali realizzati interamente in scavo: questi possono essere scavati in roccia o in terreno sciolto.

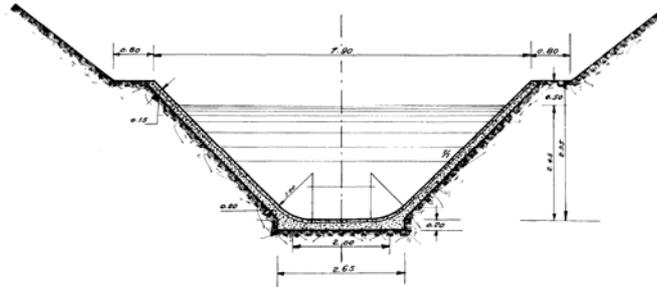


Fig. 2 – Canale in scavo

- b. Canali realizzati in scavo e riporto; in questo caso la sponda di valle (se il canale corre a mezza costa lungo un versante) oppure entrambe sono realizzate, almeno parzialmente, su un rilevato arginale.
- c. più raramente canali pensili e cioè realizzati mediante argini in totale riporto sul piano campagna.

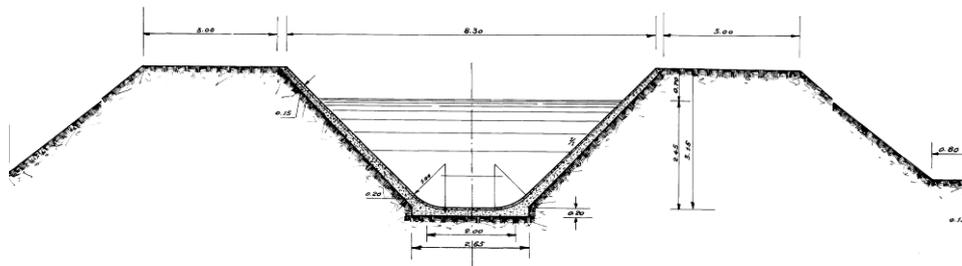


Fig. 3 – Canale pensile

Un'altra classificazione può essere fatta per materiali costruttivi del rivestimento

- a. Canali con rivestimento in calcestruzzo (gettato in opera o a spruzzo);
- b. Canali con rivestimento in piastre o blocchetti di calcestruzzo prefabbricati.
- c. Canali murari (in calcestruzzo, muratura di pietrame o mattoni legati con malta cementizia) e intonaco in malta di cemento d'impermeabilizzazione;

-
- d. Canali in muratura o massicciata di pietrame intonacati con malta cementizia;
 - e. Canali con rivestimento di tenuta in conglomerato bituminoso;
 - f. Canali con rivestimento di tenuta costituito da una guaina in materiale geosintetico su supporto in calcestruzzo o muratura (PVC, altri).

Il caso di rivestimenti con pietrame a secco posto alla rinfusa (trattato o meno con mastice bituminoso) o collocato all'interno di rivestimenti flessibili (materassi Reno, gabbioni metallici) è tipico di arginature di canali irrigui o corsi d'acqua ma non trova riscontro nei canali industriali.

La scelta del tipo di rivestimento è dettata da valutazioni di convenienza tecnica, economica e di esercizio. In ogni situazione è necessario ricercare i rivestimenti che possiedono le caratteristiche richieste di impermeabilità, resistenza meccanica, elasticità, scabrezza, durata ed economicità e, fra essi, adottare il tipo più affidabile.

Nei rivestimenti in calcestruzzo o muratura dei canali costruiti intorno agli anni '20 – '40 non si riscontra la presenza di giunti mentre, già a partire dagli anni '50-'60, nasce la consapevolezza dell'importante ruolo che essi sono chiamati a svolgere. I primi esempi di giunto sono del tipo "maschiato a semplice contatto", all'interno del quale a volte si trova interposto un foglio di carta catramata o del bitume colato.

I giunti più recenti sono invece caratterizzati da elementi di tenuta più raffinati, basati generalmente su elementi appositi di collegamento in materiali di tipo polimerico.

L'impossibilità di vibrare il calcestruzzo delle sponde anche con inclinazioni modeste se non vengono utilizzati casseri fa sì che la permeabilità delle piastre del rivestimento del canale debba venir ridotta mediante una finitura superficiale spesso eseguita a mano con frattazzo e spolvero di cemento oppure mediante applicazione di un intonaco impermeabile di malta di cemento.

L'inserimento di sistemi di tenuta idraulica tra piastra e piastra garantisce infine dalle permeazioni localizzate sui giunti.

I canali a pelo libero in galleria hanno tipicamente una sezione policentrica. La galleria se non necessita di un rivestimento per il sostegno dello scavo è comunque rivestita lungo la superficie bagnata con calcestruzzo intonacato o lisciato a fettazzo allo scopo di ridurre le perdite di carico.

In rocce degradate o spingenti si ha il prevalente utilizzo di sezioni circolari o policentriche, molto prossime alla circolare, con un completo rivestimento resistente in calcestruzzo (eventualmente lisciato solo nella parte bagnata).

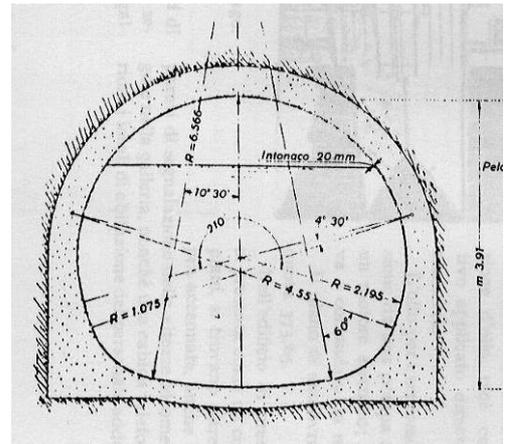
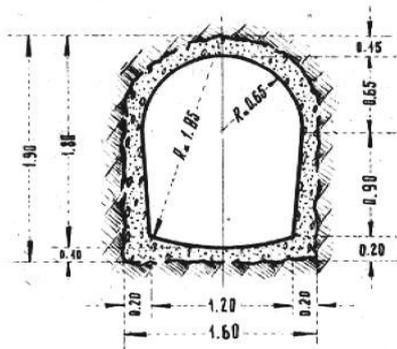


Fig. 4 – Tipologie di sezione

I canali in galleria, se costruiti in zone in movimento, possono essere rivestiti con lamiere metalliche che, grazie alla loro duttilità, sono in grado di garantire la tenuta idraulica anche a fronte di spostamenti rilevanti.

La sezione della galleria varia da 5 a 70 m² (ne sono state realizzate anche di dimensioni superiori) più comunemente tra 13 e 30 m².

Esistono anche gallerie di dimensioni minori che non favoriscono l'effettuazione delle ispezioni e la manutenzione delle opere.

I rivestimenti comunemente utilizzati sono:

- a. rivestimento in calcestruzzo (gettato in opera o a spruzzo);
- b. muratura di pietrame o mattoni legati con malta cementizia e intonaco in malta di cemento d'impermeabilizzazione;
- c. rivestimento in piastre di calcestruzzo prefabbricate usate come cassero e riempimento a tergo con calcestruzzo gettato in opera.

1.3.2 Derivazioni in pressione

La maggior parte delle opere di derivazione dalle dighe di ritenuta è costituita da gallerie in pressione. Questo per consentire, a differenza di quelle a pelo libero, di sfruttare anche il salto ottenuto con l'opera di sbarramento.

La sezione più comunemente usata, per questo tipo di galleria, è la sezione circolare che meglio si presta a sopportare le azioni della pressione idrica interna durante l'esercizio ed esterna, idrica e di spinta del terreno, durante la costruzione e durante i vuotamenti.

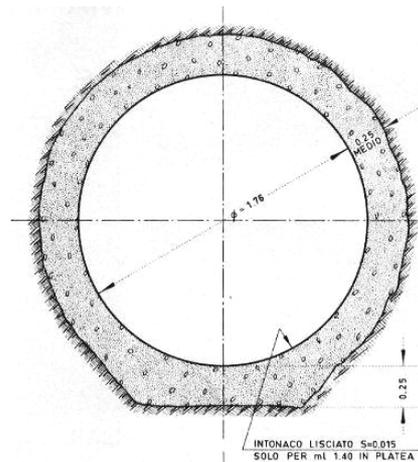


Fig. 5 – Sezione circolare

Il rivestimento è generalmente necessario, ma può eventualmente essere omesso in presenza di roccia sana, resistente ed impermeabile e per carichi idraulici minori di 15-20 m. Il tipo e lo spessore di rivestimento vengono stabiliti in relazione alla pressione dell'acqua, alla natura della roccia e alla necessità di difenderla dall'azione dell'acqua.

Per gallerie in rocce permeabili e non molto resistenti è necessario un adeguato spessore di calcestruzzo, eventualmente protetto con intonaco a mano o in gunite. Se ci sono pressioni molto elevate si può ricorrere a rivestimenti in calcestruzzo armato o precompresso, commisurati alla massima pressione interna.

A costruzione ultimata, si eseguono iniezioni a tergo del calcestruzzo di rivestimento per assicurarne l'impermeabilità e l'aderenza alla roccia e iniezioni di risanamento e di impermeabilizzazione della roccia stessa.

I tipi di rivestimenti più diffusi sono:

- a. Rivestimento in calcestruzzo o calcestruzzo armato gettato in opera;
- b. Rivestimento in elementi prefabbricati in calcestruzzo armato e getto di bloccaggio contro roccia;
- c. rivestimento metallico bloccato esternamente con calcestruzzo pompato

1.3.3 Opere d'arte

Sono utilizzate per gli attraversamenti di corsi d'acqua o di valli o di infrastrutture stradali, ferroviarie o per controllare il livello dell'acqua all'interno dei canali.

- Ponti canale

Queste opere consistono in un canale di calcestruzzo armato, generalmente di sezione rettangolare, superiormente aperta o chiusa, poggiato su di una struttura ad arco o su pile, in quest'ultimo caso il canale stesso assume la funzione di trave. Il canale è diviso in tronchi da giunti, sia per evitare le fessurazioni del calcestruzzo da cause termiche o da ritiro, sia in relazione alla tipologia strutturale adottata (per esempio a travi appoggiate).

- Ponti tubo

Sono costituiti da una tubazione in calcestruzzo armato o calcestruzzo armato precompresso o in acciaio sostenuta da un ponte, generalmente ad arco, in calcestruzzo armato o, più raramente, in acciaio.



Fig. 6 - Ponte tubo

Come i ponti canale anche i ponti tubo sono normalmente dotati di giunti di dilatazione per assorbire le deformazioni dovute sia alla loro esposizione esterna che alla presenza o meno di acqua all'interno, la cui temperatura può essere molto diversa da quella ambiente.

- Sfiatori, sifoni autolivellanti, paratoie a ventola su canali e gallerie a pelo libero.

Per le derivazioni a pelo libero grande importanza hanno alcuni organi di regolazione che consentono di controllare la quota del pelo dell'acqua all'interno del canale per evitare tracimazioni e sovraccarichi.

I sifoni autolivellanti, utilizzati molto in passato per la capacità di smaltire, con piccole variazioni di livello all'imbocco, grandi portate in tempi rapidi, sono attualmente in disuso quasi ovunque per la difficoltà di controllarne il comportamento in conseguenza della rapidità d'innescò e delle elevate variazioni di portata scaricata.

Gli sfiatori a soglia fissa e le paratoie a ventola autolivellanti sono normalmente inseriti lungo il tracciato della derivazione in corrispondenza di rii o torrenti e sulla vasca di carico della centrale con lo scopo di limitare l'innalzamento incontrollato causato da rapide variazioni di portata o improvvise parziali ostruzioni del canale causato da alberi abbattuti, materiali franati all'interno del canale.

1.4 Elementi di disconnessione

1.4.1 Generalità

Nel punto di raccordo tra la derivazione principale e la condotta forzata viene inserito un elemento di disconnessione a superficie libera, che ha dimensioni diverse a seconda che il tratto di monte sia a pelo libero o in pressione.

Nel primo caso esso prende il nome o di “bacino di accumulazione” o di “vasca di carico”; a seconda che debba consentire di derivare dalla condotta forzata una portata maggiore rispetto alla derivazione a pelo libero oppure debba regolare unicamente i transitori idraulici.

Nel secondo caso l'elemento a superficie libera si chiama vasca di oscillazione o pozzo piezometrico.

1.4.2 Bacini di accumulazione e vasche di carico

Possono essere realizzati in galleria o all'aperto.

Le dimensioni sono legate anche al numero ed alle dimensioni delle Condotte Forzate.

Ogni bacino è dotato di organi di scarico; di fondo (per svuotare la vasca) e di superficie (per permettere di scaricare l'intera portata derivata in caso di blocco delle macchine).

Le portate provenienti dallo sfioro sono convogliate a valle attraverso condotti di scarico (condotte, canali) oppure direttamente in valli secondarie prossime al bacino.



Fig.7 - Vasca di carico

1.4.3 Pozzi piezometrici

Il pozzo piezometrico è realizzato con la duplice funzione di ridurre le sovra pressioni in galleria durante i transitori idraulici e garantire una massa d'acqua in testa alla condotta forzata per evitare situazioni episodiche di funzionamento che possano favorire il trascinarsi d'aria.

Hanno configurazioni varie ma tutte sostanzialmente sono riconducibili al seguente

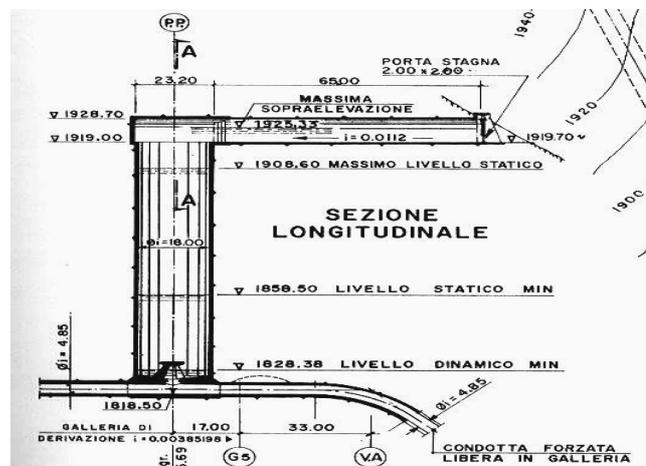


Fig. 8 - Schema pozzo piezometrico

schema: una canna verticale cilindrica collegata superiormente ad una vasca d'espansione ed inferiormente ad una o più camere di alimentazione.

Come per le gallerie in pressione, la sezione più comunemente usata è la sezione circolare che meglio si presta a sopportare le azioni della pressione interna durante l'esercizio ed esterna sia durante la costruzione, sia durante i vuotamenti.

1.5 Condotte forzate

1.5.1 Generalità

Per condotta forzata si intende il complesso delle tubazioni di collegamento tra la vasca di carico o il pozzo piezometrico dell'impianto e il macchinario idraulico.

Tali tubazioni costituiscono l'adduzione secondaria fra l'ultimo elemento a pelo libero dell'impianto (organo di disconnessione) e l'utilizzazione (ad es. le turbine idrauliche).

Sono tubazioni in pressione, di sezione circolare. Il loro diametro è commisurato alla portata, in modo che la velocità dell'acqua abbia un valore generalmente compreso tra 4÷6 m/s.



Fig.9 - Condotte forzate all'aperto

Le condotte possono essere posate "all'aperto" o "in sotterraneo".

Nel primo caso il loro profilo segue l'andamento del terreno. Le condotte sono fissate al terreno con "blocchi di ancoraggio" che di norma sono posizionati in corrispondenza dei vertici altimetrici o planimetrici. Nei tratti rettilinei è disposto anche un giunto che ne consente le dilatazioni termiche.

I blocchi possono essere collocati anche a metà del tratto rettilineo. In questo caso non vi sono giunti e le dilatazioni termiche sono assorbite dai vertici liberi della condotta.

Nei tratti rettilinei sono sostenute da "selle di appoggio".

Le condotte sotterranee sono caratterizzate da pendenze costanti; talvolta sono verticali, e conseguono il minimo sviluppo in lunghezza. Esse possono essere o poggiate su solette in gallerie suborizzontali e/o in discenderie precedentemente scavate e rivestite oppure essere bloccate "in roccia" mediante intasamento dell'intercapedine tra la tubazione e la sagoma di scavo.

La soluzione del bloccaggio in roccia viene adottata o per tratti inclinati di lunghezza contenuta oppure per condotte verticali per l'intero loro sviluppo; in tale ultimo caso si parla di "pozzi forzati".

1.5.2 Tipologie (Materiali)

- *Condotte prefabbricate in calcestruzzo armato*

Normalmente utilizzate per piccoli diametri e bassi salti poiché l'armatura va dimensionata per limitare l'apertura delle fessure; normalmente l'appoggio è di tipo continuo. I tubi "Bonna" sono un esempio particolare e sono costituiti da una camicia in acciaio che garantisce la tenuta rivestita sia internamente che esternamente da calcestruzzo armato (centrifugato internamente, e vibrato esternamente).

- *Condotte prefabbricate in calcestruzzo armato precompresso*

Sono costituite da tubi in calcestruzzo armato centrifugato o vibrato entro casseri con un armatura di precompressione costituita da fili o funi d'acciaio ad alta resistenza disposte ad eliche semplici od incrociate oppure a formare anelli singoli. Nelle condotte soggette ad alte pressioni, tra il tubo in c.a. e l'armatura di precompressione può venir interposta una camicia d'acciaio per la tenuta idraulica. L'armatura di precompressione è protetta da un rivestimento cementizio di malta, gunite o calcestruzzo.

Le connessioni tra tubo e tubo sono fatte tramite manicotti in c.a. gettato in opera entro cassero, con giunti a bicchiere o con collegamento di testa mediante la saldatura di un anello in acciaio all'esterno dei lembi dei tubi muniti di profilo metallico.

- *Condotte in fibrocemento*

Sono costruite a partire da un impasto di conglomerato cementizio e fibre; in passato si usavano fibre di amianto, realizzate mediante un processo di centrifugazione.

Sono usate per pressioni di esercizio basse, di norma inferiori a 2÷3 atm. Il loro punto debole è il colpo d'ariete; devono perciò essere ben studiate le possibili manovre da effettuare per evitare rotture soprattutto in corrispondenza dei giunti.

Sono montate generalmente con giunti maschio e femmina oppure a manicotto o con flange metalliche; in ogni caso la tenuta è assicurata da guarnizioni prefabbricate di materiale elastico. Le tubazioni sono poste in opera su letto di sabbia o su sella continua di calcestruzzo.

Per i pezzi speciali spesso si utilizzano quelli in ghisa perché il procedimento di fabbricazione non consente la produzione di forme particolari.

- *Condotte in ghisa*

Sono normalmente preferite le tubazioni di ghisa duttile (o sferoidale) piuttosto che quelle di ghisa grigia più fragile.

I tubi, dopo la centrifugazione, sono ricotti, zincati esternamente e, in alcuni casi, rivestiti internamente con malta cementizie ad alta resistenza chimica; infine sono rivestiti all'esterno con vernici bituminose. I pezzi speciali sono trattati a bagno con le vernici bituminose.

Si utilizzano giunti per lo più a bicchiere con anelli in gomma per la tenuta; sono comuni anche i giunti a flangia. Vengono generalmente poste su letto di sabbia e ricoprimento con sabbia o terra vagliata fino a 20 cm sopra la generatrice superiore.

Queste condotte trovano scarso impiego negli impianti idroelettrici, perché il tipo di materiale è poco adatto, per la scarsa resistenza e fragilità, a sopportare pressioni forti e rapidamente variabili come quelle che si manifestano nei colpi di ariete.

- *Condotte in acciaio*

Possono essere di vario tipo a seconda del diametro e della pressione.

Tubi Mannesmann senza saldatura. Sono costruiti a caldo, per trafilatura in laminatoi speciali. Il loro diametro massimo è limitato da ragioni tecnologiche: normalmente vengono commercializzati con un diametro nominale fino a 600 mm.

Tubazioni saldate. Vengono ricavate da elementi in lamiera di acciaio curvati alla calandra e saldati tra loro, sia longitudinalmente che trasversalmente.

Tubi di acciaio saldato a sviluppo elicoidale. Sono ottenute da grosse bobine di lamiera in acciaio, sbobinate in apposite macchine e saldate lungo i bordi.

Tubazioni chiodate. Sono ottenute da elementi in lamiera di acciaio curvati alla calandra e chiodati tra loro, sia longitudinalmente che trasversalmente.

Tubi blindati. Sono costituiti da un comune tubo saldato opportunamente rinforzato con cerchiature esterne applicate a caldo in modo da comprimere il tubo stesso.

- *Tubazioni di polietilene ad alta densità (PEAD)*

Le condotte realizzate con tubazioni in polietilene ad alta densità (PEAD, peso specifico compreso tra 0,945 e 0,965 kg/dm³) sono recentemente state utilizzate per realizzare condotte forzate per impianti idroelettrici di piccola taglia (mini idro), mentre il loro utilizzo per la realizzazione di condotte di derivazione per acquedotto o per usi irrigui è piuttosto diffuso già da parecchi anni in particolare per le condotte di piccolo diametro.

Le condotte in PEAD sono adatte al trasporto d'acqua con temperature inferiori ai 40°C.

Le tubazioni vengono prodotte nelle seguenti classi:

PN2.5, PN4, PN6, PN10 e PN16 PN20 e PN25 che corrispondono alle relative pressioni nominali (espresse in bar) 2.5, 4, 6, 10, e 16 20 e 25.

I diametri (esterni) sono normalmente compresi tra 110 e 1200 mm con spessori compresi tra 3.5 e 37.2 mm. I tubi con diametro fino a 110 mm sono normalmente forniti in rotoli, mentre i diametri maggiori sono forniti in verghe di 6÷12 m di lunghezza. I produttori oltre ai normali tubi forniscono anche i pezzi speciali; eventuali pezzi particolari possono essere realizzati facilmente grazie alla facilità di saldatura dei tubi tra loro.

L'accoppiamento dei singoli tubi tra loro, con i pezzi speciali e con le saracinesche e le valvole avviene mediante i seguenti tipi di giunzione:

Giunzioni a mezzo di saldatura di testa

Le giunzioni fra le barre ed i pezzi speciali vengono realizzate tramite saldatura di testa per polifusione, da personale tecnico qualificato, il macchinario per la realizzazione del giunto è costituito da una fresatrice per la preparazione dei lembi da saldare, da un sistema oleodinamico di trascinamento ed accoppiamento dei due lembi dei tubi e da una saldatrice a piastre.

Giunzioni a saldatura per elettrofusione

Applicabile per diametri medio-piccoli, le giunzioni per elettrofusione fra i tubi e tra i tubi ed i pezzi speciali si realizzano con l'ausilio di manicotti con collegamenti elettrici che, prodotti per stampaggio, contengono delle resistenze elettriche che portano a fusione il materiale di contatto tra le superfici del tubo ed il manicotto. Tale tipologia di giunzione consente di collegare diametri leggermente diversi da loro. La classe di pressione massima della condotta in cui può essere impiegata questa giunzione è PN16 oltre la quale va eseguita la saldatura di testa.

Giunzioni mediante serraggio meccanico

Le giunzioni fra le barre ed i pezzi speciali vengono realizzate mediante raccorderia a compressione. Tale giunzione è da utilizzarsi per i piccoli diametri.

Giunzioni mediante flangiatura

Le giunzioni di questo tipo vengono eseguite tra i singoli tubo o tra i tubi ed i pezzi speciali, le saracinesche, le valvole e altri organi di regolazione; sulle estremità dei tubi vengono

realizzati dei collari d'appoggio in PEAD saldati sulle estremità delle tubazioni dopo aver inserito delle flange metalliche scorrevoli; queste andranno collegate mediante bulloni e tiranti di lunghezza appropriata.

- *Condotte in vetroresina*

Le condotte in vetroresina sono costituite da un materiale composito, formato da fibre di vetro impregnate con resina termoindurente, in genere a base di poliestere, vinilestere o epossidica, che induriscono dopo la lavorazione per intervento di catalizzatori ed acceleranti.

Le tubazioni sono prodotte utilizzando il sistema ad avvolgimento di fili su macchine controllate da computer. Combinando la velocità di rotazione del mandrino con il movimento longitudinale del carrello di distribuzione delle fibre di vetro impregnate di resina, si ottengono strati avvolti elicoidalmente a differente angolazione. Il diametro interno del tubo è definito dal diametro esterno del mandrino e lo spessore di progetto si ottiene con passaggi ripetuti. Per ottenere un valore superiore di rigidezza trasversale della tubazione, soprattutto su grandi diametri, si aggiungono inerti silicei negli strati paralleli della parete resistente.

Le condotte in vetroresina offrono una eccellente resistenza alla corrosione e all'attacco dei prodotti chimici (come ad esempio: acqua di mare, CO₂, H₂S, solventi, acqua termale, acqua oleosa, ecc.), ed eccellenti caratteristiche idrauliche grazie alla bassissima scabrezza interna, che si conserva a lungo nel tempo.

I tubi sono prodotti in diametri compresi tra i 25 mm (2") e i 3000 mm (120"), con pressioni di esercizio variabili da 30 bar, per piccoli diametri, a 16 bar per grandi diametri.

Le condotte fuori terra sono generalmente appoggiate su selle sospese a supporti. Tra il tubo ed il collare d'acciaio si interpone generalmente una sella in PVC oppure una fascia in gomma per evitare l'abrasione.

Il giunto usato più comunemente è il giunto a bicchiere, in cui la tenuta idraulica è conseguita mediante compressione di una o più guarnizioni in gomma sintetica, allocate in apposite gole ricavate sulle pareti del maschio. Un'ulteriore gola può permettere la disposizione di un dispositivo antisfilamento. Il giunto può essere impiegato sopra e sotto terra e in applicazioni subacquee, in pressione e non, ed in depressione. Il bicchiere, di cui ogni barra è dotata, deve essere integrato con la barra e costruito monoliticamente, contemporaneamente alla stessa.

Il giunto a bicchiere è in grado di mantenere inalterate le doti di tenuta anche con una leggera angolazione tra gli assi dei tubi adiacenti.

Altri tipi di giunto disponibili sono: giunto a manicotto, giunto flangiato e giunto fasciato; quest'ultimo è il risultato della laminazione di diversi strati di fibra di vetro, stuoie e tessuti impregnati di resina, eseguita fino ad ottenere la lunghezza e lo spessore necessario.

1.5.3 Organi di intercettazione e dispositivi di sicurezza

Le condotte sono generalmente dotate di organi di chiusura (paratoie piane o valvole), uno alla partenza, immediatamente a valle della vasca di carico o pozzo piezometrico, e l'altro alla fine, immediatamente prima delle macchine idrauliche.

Le paratoie possono essere a rulli o a strisciamento; qualora vengano utilizzate come organo di sicurezza devono essere in grado di chiudere sotto flusso.

I tipi di valvola maggiormente utilizzati sono:

Valvole a farfalla: costituite da una lente circolare che ruota attorno ad un perno girevole ad asse perpendicolare a quello della tubazione in cui la valvola è inserita.



Fig. 10 – Valvola a farfalla

Fig. 11 – Valvola rotativa



Valvole rotative: costituite da un corpo sferico nell'interno del quale si muove un otturatore rotante, che ha la stessa sezione trasversale della condotta.

Valvole a fuso: l'organo otturatore di questo tipo di valvola ha la forma di un fuso che viene spostato in direzione assiale per le manovre di chiusura o apertura.

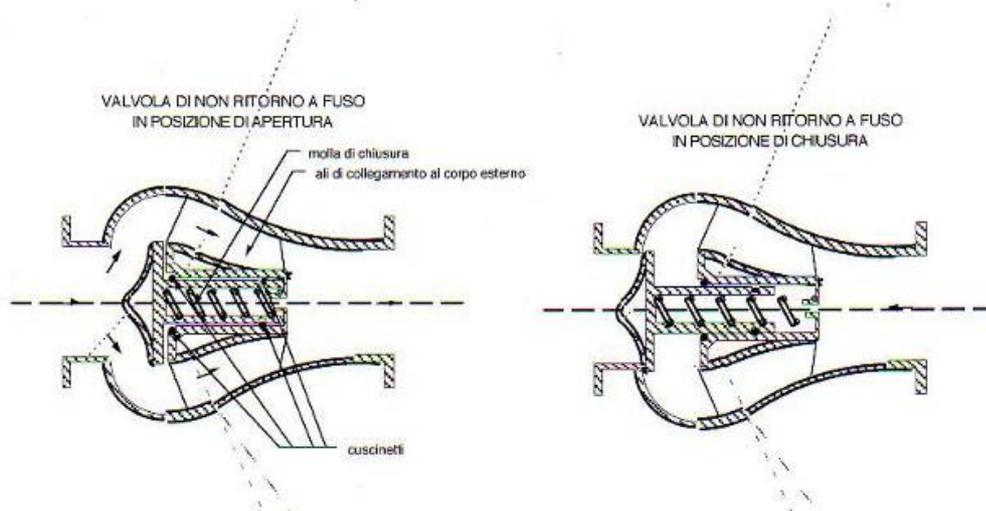


Fig. 12 – Schema valvola a fuso

I dispositivi di sicurezza, inseriti per proteggere le condotte contro irregolarità o accidentalità di funzionamento, sono essenzialmente di due tipi:

- dispositivo di chiusura automatica per eccesso di velocità, comprendente un rilevatore di velocità in condotta che può essere sia di tipo idraulico/meccanico (palmola) che magnetico/induttivo o ad ultrasuoni;
- valvola di rientro dell'aria, che impedisce che la tubazione venga sollecitata da elevate depressioni interne per le quali non è dimensionata, che potrebbero provocare fenomeni di instabilità.

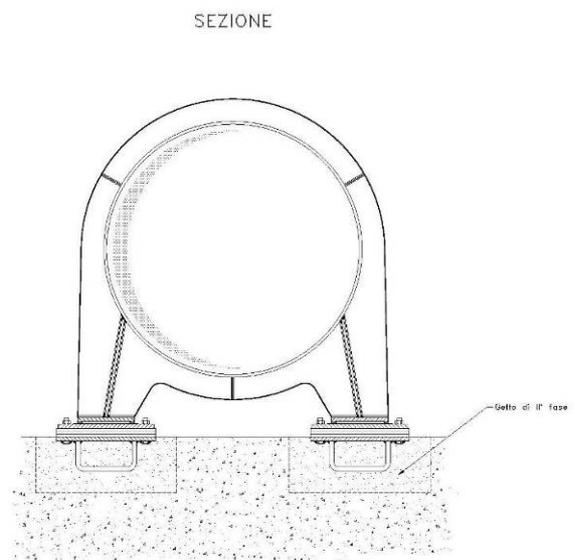
1.5.4 Opere d'arte

Le condotte vengono posate su appoggi isolati (pilastrini o selle di appoggio) aventi tra loro una distanza pari alla lunghezza delle virole che compongono la condotta, generalmente 6 metri, di modo che ciascun elemento abbia il suo appoggio nella parte centrale.

Il sistema più semplice è quello a sella, in cui la superficie di appoggio è costituita da lamiera curvata abbracciante un angolo di 120°. Per ridurre gli attriti spesso si utilizzano appoggi concentrati, a piedini, che scorrono su piastre ancorate ai sottostanti pilastrini di calcestruzzo.



Fig. 13-14-15 – Tipologia degli appoggi delle condotte forzate



In ogni vertice, per contrastare le spinte su gomito, le condotte vengono ancorate a blocchi di calcestruzzo a gravità. Il collegamento può essere semi annegato con fascioni o annegato secondo che il blocco abbraccia la condotta solo nella parte inferiore, oppure completamente.

I giunti di dilatazione, generalmente a cannocchiale con guarnizione di tenuta, sono posti subito a valle dei blocchi di ancoraggio, di modo che ogni tronco di condotta è fissato all'estremo inferiore ed è libero di dilatarsi all'estremità superiore.

Lungo il loro sviluppo, le condotte aventi diametro interno superiore a 1000 mm sono generalmente corredate di passi d'uomo, posizionati lateralmente ad interassi di circa 100 m e, comunque, almeno un passo d'uomo per livelletta, in prossimità del punto più elevato.

2 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 *Norme generali*

Il riferimento legislativo più importante per quanto attiene la realizzazione di opere idrauliche associate agli impianti di derivazione di acqua è il **R.D. 11-12-1933, n. 1775 – Testo unico per le acque**.

In esso vengono richiamati anche gli obblighi dei concessionari al mantenimento del regolare funzionamento e del buono stato di conservazione delle opere di derivazione. In particolare l'Art. 42 cita:

Tutti gli utenti di acqua pubblica sono obbligati a mantenere il regolare stato di funzionamento le opere di raccolta, derivazione e restituzione, le chiuse stabili o instabili, fisse o mobili costruite nel corso d'acqua per la derivazione e mantenere le imboccature delle derivazioni munite degli opportuni manufatti ed a conservarle in buono stato. Essi sono responsabili dei danni che possono avvenire a pregiudizio dei fondi vicini, escluso il caso di forza maggiore.

Gli stessi utenti debbono regolare le derivazioni in modo che non si introducano acque eccedenti la portata dei rispettivi canali, nei limiti dei quantitativi legittimamente utilizzabili, e che in ogni evento, col mezzo degli opportuni scaricatori, siano smaltite le acque sovrabbondanti.

Nello stesso Regio Decreto (art. 217) erano inoltre richiamate le competenze del Ministero dei LL. PP., tramite gli uffici territoriali del Genio Civile, relativamente alla autorizzazione ad eseguire modifiche sulle opere. Competenza, in materia di lavori ed opere soggette a concessione/autorizzazione, che era già stata attribuita al genio civile da un precedente RD, il **Regio Decreto 523 del 25 luglio 1904**. In particolare l'Art. 217 citava:

Salvo quanto dispone l'art. 49 della presente legge, sono opere ed atti che non si possono eseguire senza speciale autorizzazione del competente ufficio del genio civile e sotto la osservanza delle condizioni dal medesimo imposte:

a) *la conversione delle chiuse temporanee di derivazioni di acque pubbliche in chiuse permanenti, quantunque instabili e l'alterazione del modo di loro primitiva costruzione;*

-
- b) le variazioni della posizione, struttura e dimensioni solite a praticarsi nelle chiuse instabili;*
 - c) gli scavamenti dei ghiaietti dei fiumi e torrenti per canali d'invito alle derivazioni, eccettuati quelli che per invalsa consuetudine si praticano senza permesso dell'autorità amministrativa;*
 - d) la conversione delle chiuse temporanee e delle chiuse instabili di derivazioni in chiuse stabili;*
 - e) le variazioni nella forma e nella posizione così delle bocche di derivazione come delle chiuse stabili ed ogni innovazione tendente ad aumentare l'altezza di queste e le innovazioni intorno alle altre opere di stabile struttura che servono alle derivazioni d'acque pubbliche od all'esercizio dei molini od altri opifici su di esse stabiliti;*
 - f) la ricostruzione, ancorché senza variazioni di posizione e forma, delle chiuse stabili ed incili delle derivazioni, di botti sotterranee od altre opere attinenti alle derivazioni esistenti nelle acque pubbliche;*
 - g) le nuove costruzioni nell'alveo dei pubblici corsi e bacini d'acqua di chiuse ed altre opere stabili per le derivazioni, di botti sotterranee, nonché le innovazioni intorno alle opere di questo genere già esistenti;*
 - h) le opere alle sponde dei pubblici corsi d'acqua che possono alterare o modificare le condizioni delle derivazioni o della restituzione delle acque derivate*

La competenza in materia di derivazioni è stata gradualmente (prima per le piccole derivazioni e poi anche per le grandi) trasferita alle Regioni, le quali vi provvedono direttamente con uffici centrali oppure per delega ad uffici territoriali, secondo un quadro disomogeneo sul territorio italiano.

La **Legge n. 136 del 1 agosto 2002** (art. 6), ha poi assegnato all'ex RID (attuale Direzione Generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti) la competenza del controllo della sicurezza delle opere di derivazione alimentate da grandi dighe, con ciò determinando sia una disuniformità rispetto alle derivazioni alimentate da opere minori (la cui sicurezza evidentemente non dipende dal tipo di opera di sbarramento), sia una sovrapposizione di competenze con le Regioni e gli Enti territoriali da esse delegati.

La recentissima Legge 22 dicembre 2011, n. 214 (Decreto Salva Italia), conferma tale impostazione mantenendo la disuniformità sopra evidenziata. E' assolutamente auspicabile che il

futuro rapporto con l'Autorità di controllo sia basato su conoscenza e competenza tecnica, evitando appesantimenti burocratici non necessari

Quanto auspicato si tradurrebbe certamente anche in rapporti caratterizzati da snellezza a beneficio, in ultima analisi, della sicurezza delle opere stesse.

2.2 Norme tecniche

I progettisti di opere idrauliche non hanno avuto in passato specifiche norme tecniche cui riferirsi e le opere sono state per molto tempo progettate solo in base ai principi della Scienza delle Costruzioni ed alle buone regole dell'arte; qualche modesto riferimento normativo poteva essere mutuato, per quanto applicabile dai vari Regolamenti Dighe succedutisi nel tempo ovvero dal regolamento tecnico sui cementi armati del 1939 (Regio Decreto 16/11/1939 – “Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato” e successive Circolari M.LL.PP.).

Successivamente, con il varo della Legge 5/11/1971 n. 1086 (Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica), della Legge 2/02/1974 n. 64 (Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche) e dei vari regolamenti tecnici ad esse collegati, fra cui quelli sotto riportati, i progettisti hanno finalmente avuto un quadro tecnico normativo cui riferirsi.

- DM 24/03/1982 - Norme tecniche per le opere di ritenuta.
- DM 12/12/1985 - Norme tecniche relative alle tubazioni .
- DM 20/11/1987 - Norme tecniche per le opere in muratura.
- DM 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e delle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- DM 09/01/1996 - Norme tecniche per le opere in c.a. e struttura metallica.

Recentemente le Nuove Norme Tecniche (approvate con D.M. 14/01/2008), la cui emissione era stata prevista dalla legge 17 luglio 2004 n. 186, e la relativa Circolare esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009, oltre che a riorganizzare la materia, hanno introdotto alcune interessanti indicazioni relativamente alla valutazione del grado di sicurezza di un'opera anche per costruzioni esistenti.

In particolare nel cap. 8 “Costruzioni esistenti”, vengono esposti criteri generali e soprattutto viene illustrata una metodologia di analisi che conduce appunto alla valutazione del grado di sicurezza dell'opera. Detto paragrafo, infatti, fornisce i seguenti criteri:

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- *la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;*
- *possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione*
- *la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;*
- *le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria*

Il capitolo 8 prosegue:

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- *riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;*
- *provati gravi errori di progetto o di costruzione;*
- *cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;*
- *interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità*

.....

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

- *Analisi storico critica*
- *Rilievo*

-
- *Caratterizzazione meccanica dei materiali*
 - *Livelli di conoscenza e fattori di confidenza*
 - *Azioni*

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, quindi, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza" che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

In un'opera idraulica esistente, nell'ambito della valutazione dello stato di manutenzione, dell'affidabilità di funzionamento e del grado di sicurezza, sono effettuate anche analisi di tipo strutturale allo scopo di valutare il relativo coefficiente di sicurezza, per il quale è necessario definire un valore il più possibile oggettivo in relazione alle diverse situazioni che si riscontrano nella pratica operativa.

A tale scopo occorre distinguere tra i due metodi di calcolo adottati in campo strutturale, vale a dire quello "delle tensioni ammissibili" , utilizzato nel passato ad ancora oggi ammesso (almeno dalla normativa di Legge in vigore in Italia) e quello "delle verifiche agli stati limite" (stati limite di esercizio e stati limite ultimi), riportato nel D.M. 14/01/2008 "Nuove Norme Tecniche", che dovrà essere adottato nel futuro e comunque già oggi è obbligatorio per le opere di interesse strategico, per quelle la cui funzionalità assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile in occasione di eventi sismici e per quelle che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un loro eventuale collasso. A seconda del metodo adottato, il coefficiente di sicurezza si può identificare pertanto convenzionalmente nel primo caso col rapporto tra sollecitazione ammissibile e massima sollecitazione calcolata, mentre nel secondo caso si ritiene che esso possa coincidere col valore del più basso dei moltiplicatori delle azioni che, prese

singolarmente, portano al raggiungimento di ciascuno degli stati limite ultimi considerati. E' chiaro poi, in quest'ultima ipotesi, come esso assuma un significato diverso, e meriti pertanto un differente grado di attenzione, ove l'azione "critica" sia di carattere permanente piuttosto che accidentale (quando non addirittura eccezionale). Si precisa inoltre che, ai fini del presente documento, non si prende in considerazione la problematica legata agli stati limite di esercizio, poiché il raggiungimento di uno di essi si identifica con la perdita di funzionalità del manufatto e non con il manifestarsi di un elevato grado di rischio verso Terzi.

In questa sede preme sottolineare come anche le Nuove Norme Tecniche consentano comunque di valutarlo, nei casi previsti al par. 2.7 (riferentisi essenzialmente alle opere ed infrastrutture di vita nominale relativamente breve, compresa entro i 100 anni, e di minore rilevanza pubblica e strategica, oltreché ricadenti nelle zone meno gravose dal punto di vista sismico), mediante il metodo delle tensioni ammissibili. Detto paragrafo, infatti, dispone quanto segue:

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il metodo agli stati limite.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d'uso I e II, limitatamente ai siti ricadenti in zona 4, è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura, e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al par. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97 n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

Come si evince, le nuove norme richiedono verifiche più stringenti e l'applicazione del metodo di calcolo agli stati limite per le **opere strategiche**, ovvero per quelle opere che devono garantire la loro funzionalità a seguito di un sisma.

Per quanto riguarda gli impianti idraulici è evidente che opere destinate all'alimentazione potabile delle aree terremotate possano essere considerate strategiche, ma ciò non è una condizione tassativa essendo necessario verificare il contributo della singola opera alla garanzia di tale servizio dopo il sisma. Analoga considerazione può farsi per le opere irrigue, per le quali il rischio di fuori servizio dopo il sisma dovrebbe essere correlato ai danni connessi per le colture di valle.

Per quanto attiene alle opere idrauliche per la produzione di energia elettrica è del tutto evidente che tali impianti non rivestono alcun ruolo strategico; infatti la garanzia di fornitura di energia alle zone terremotate è garantita dall'interconnessione della rete elettrica e non dal singolo impianto che in occasione del sisma potrebbe comunque essere fuori servizio per una manutenzione programmata o per un guasto. Anche per gli impianti idroelettrici potrebbero esservi alcune eccezioni a tale regola ad esempio gli impianti deputati alla riaccensione della rete dopo un black out, a meno che non sia comunque possibile la loro sostituzione con altri di riserva.

Un'ulteriore distinzione, a livello di normativa di riferimento, va poi fatta tra le condotte forzate in acciaio e le restanti tipologie di opere idrauliche, in quanto per le prime sono storicamente da sempre state utilizzate norme "ad hoc" specificatamente riferite a tubazioni sottoposte a pressione interna. Per questa tipologia di opere l'unico riferimento normativo attuale disponibile è il D.M. 12/12/1985 – *Norme tecniche relative alle tubazioni*. Tale norma stabilisce i criteri di progettazione, costruzione e collaudo delle tubazioni indipendentemente dal materiale delle stesse. Prescrizioni relative alla progettazione, costruzione e controllo dei vari materiali sono contenute inoltre in diverse norme UNI, CEI, ISO, EN, AWWA ed altre. Esistono inoltre normative che riguardano problemi specifici relative ad esempio agli attraversamenti o ai parallelismi con altre condotti.

In precedenza esistevano come riferimento le norme ANIDEL "Direttive per la progettazione ed il collaudo delle condotte forzate in acciaio per impianti idroelettrici".

Alcuni concessionari si sono dotati di un proprio capitolato tecnico, aggiornato periodicamente in funzione tecnico-normativa, in base al quale le tubazioni metalliche vengono progettate e realizzate.

Le relative opere civili di vincolo e/o comunque complementari devono essere oggi progettate e realizzate adottando le Nuove Norme Tecniche.

3 CONTROLLI

3.1 Generalità

Nel presente capitolo vengono analizzati i diversi tipi di controlli eseguiti sulle opere idrauliche.

Dal punto di vista della loro **finalità**, i controlli si suddividono nelle seguenti fondamentali famiglie:

- *Controlli di sicurezza*, finalizzati alla verifica degli elementi che garantiscono le condizioni di sicurezza verso Terzi (senza prendere in considerazione le esigenze di produzione e di efficienza del sistema), assicurando in qualunque condizione il controllo dei volumi d'acqua derivati alla centrale;
- *Controlli dello stato (controlli tecnici)*, finalizzati alla verifica dello stato di conservazione dell'opera, al fine di assicurare la continuità dell'esercizio e programmare le attività di manutenzione preventiva e correttiva.

Operativamente tali controlli si distinguono in:

- Controlli sistematici (controlli ordinari), effettuati sia per la verifica della funzionalità degli elementi dedicati a garantire la sicurezza che per il riscontro dello stato delle opere al fine della loro corretta conservazione e manutenzione.
- Controlli tecnici specialistici e/o strumentali, finalizzati a specifiche verifiche ed accertamenti, sulla base di necessità evidenziate dai controlli sistematici che ovviamente possono riguardare sia aspetti di funzionalità, sia di sicurezza.
- Controlli non sistematici (a chiamata, sotto condizione, all'avviamento, ecc).

I controlli sistematici sono svolti a cadenza prefissata e ad essi si riferiscono le informazioni riportate nel seguito. Possono essere eseguiti con impianto in servizio (controlli esterni sui manufatti o sui tratti di versante ritenuti "sensibili") per mezzo di ispezioni a vista tese a verificare l'insorgere di segnali di interesse quali modifiche morfologiche, interferenze su manufatti, stato delle sorgenti, ecc. Tali controlli hanno cadenza variabile, da settimanale a pluriennale, in funzione delle singole situazioni.

I controlli non sistematici ed i controlli tecnici specialistici possono essere ovviamente del tipo più diverso, e non possono essere oggetto di generalizzazione – standardizzazione. Essi comportano in genere indisponibilità della funzione primaria, competenze tecniche specialistiche, ed hanno in genere periodicità lunghe o lunghissime.

Nel seguito si analizzeranno nel dettaglio i vari controlli sistematici per le principali tipologie di opere:

- Condotte forzate

-
- Canali
 - Gallerie
 - A pelo libero
 - In pressione

I controlli relativi alle opere sono ovviamente riconducibili a quelli delle categorie sopraelencate.

3.2 Controlli sistematici

3.2.1 Condotte forzate

Controlli di sicurezza

Per la grande maggioranza dei casi il componente che assicura le condizioni di sicurezza verso terzi, garantendo che non vi siano significativi rilasci di acqua verso l'esterno, è rappresentato dalla valvola di intercettazione di testa, di solito ad azionamento automatico, preposta alla chiusura normale e di emergenza del flusso di acqua nella condotta forzata.

Possono fare eccezione, almeno da un punto di vista concettuale, soltanto casi di particolare rilevanza in termini dimensionali o di ubicazione/antropizzazione, per i quali controlli di sicurezza possono essere indirizzati anche verso altri componenti e/o includere specifici controlli tecnici.

Controlli tipici

I tipici controlli di sicurezza consistono nella verifica dello stato di esercizio e di funzionalità del sistema di intercettazione in testa condotta.

Pertanto essi in genere comprendono la verifica periodica dei seguenti elementi:

- organo di intercettazione (valvola a farfalla o paratoie),
- comando di sgancio,
- sistema di comando (ad esempio: rilevatore velocità dell'acqua, rilevatore di portata, motore di riarmo),
- apparecchiature di segnalazione e indicazione,
- circuiti e quadri elettro-idraulici.

I controlli consistono nella verifica delle condizioni di efficienza dei vari elementi e, ove necessario, nelle verifiche di taratura del rilevatore di velocità (ad esempio palmola, ecc.).

I controlli di sicurezza sono ovviamente effettuati con frequenze variabili e personalizzate al singolo impianto, in funzione delle caratteristiche tecniche nonché delle esperienze maturate nell'esercizio dell'impianto e dello specifico componente.

Tipicamente può indicarsi per questo tipo di controlli una frequenza prevalentemente annuale. Le periodicità tipiche sono ovviamente riferite a componenti in buono stato di conservazione e con

una normale usura d'esercizio; condizioni peggiorative rispetto alle medie possono indurre periodicità di controllo più ravvicinate mentre un esercizio poco usurante può determinare un diradamento delle frequenze.

In tabella 1 è proposta un'esemplificazione del piano dei controlli di sicurezza nella quale l'intervallo tra i diversi controlli è variabile tra un minimo di sei mesi e un massimo di 10 anni.

Tabella 1 (Controlli di sicurezza)

Condotta forzata		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
Organo di intercettazione esterno/interno - tenuta	10A	Stato di conservazione ed eventuali anomalie della tenuta
organo di intercettazione servomotori	2A	Verifica di funzionamento in apertura chiusura con rilievo dei tempi chi chiusura e apertura
Comando di sgancio	6M	Verifica di funzionamento del comando del comando elettrico e meccanico
Rilevatore sovravelocità acqua e differenziale portata	2A	Verifica di taratura ed intervento
Cassone olio	10A	Verifica stato di conservazione
Apparecchiature di segnalazione ed indicazione	5A	Verifica di taratura ed intervento
Azioni di controllo senza indisponibilità		
Organo di intercettazione	1A	Verifica mediante esame visivo
By-pass	1A	Verifica funzionale e visivo
Sistema di comando "servomotori, pompe, cassone olio, tubazioni componenti oleodinamica"	1A	Verifica funzionale e visivo
Armadi di comando e climatizzazione	4A	Verifica stato di esercizio , funzionale e conservazione
Apparecchiature di segnalazione e indicazione	1A	Verifica funzionale e visivo
Verifica funzionale del sistema di ingrassaggio	1A	Verifica di efficienza del sistema ad ogni suo azionamento

Controlli dello stato

Questi controlli sono finalizzati al riscontro dello stato delle opere al fine della loro corretta conservazione e manutenzione nonché al fine di verificare l'esistenza delle condizioni per il mantenimento in esercizio dell'impianto. Tali controlli sono previsti in linea generale ad intervalli di tempo prefissati o al raggiungimento di un prestabilito parametro (ad es. ore di funzionamento) ed il loro esito indirizza e personalizza al caso specifico la programmazione degli interventi manutentivi,

I controlli di stato sono rivolti sia alle opere civili che ai componenti e sistemi elettromeccanici.

Controlli tipici

Per quanto riguarda le opere civili i controlli di stato riguardano tipicamente:

-
- manufatti murari,
 - appoggi ed ancoraggi,
 - drenaggi e scoli,
 - fabbricati di servizio

Per quanto riguarda le opere elettromeccaniche i controlli di stato riguardano tipicamente:

- corpo della tubazione,
- giunti tra i tratti di tubazione,
- tenute,
- verniciature,
- arofori,
- valvole rientro aria,
- by-pass delle valvole,
- scarico di fondo,
- prese di pressione,
- strumentazione.

I controlli dello stato sono ovviamente effettuati con frequenze variabili per le diverse opere e componenti e personalizzate al singolo impianto, in funzione delle caratteristiche dell'impianto stesso nonché delle esperienze maturate nel corso delle esercizio e dei controlli.

La periodicità dei controlli dipende anche dallo stato corrente di conservazione; a peggiori condizioni di conservazione/usura conseguono di norma periodicità di controllo più ravvicinate mentre un buon stato di conservazione può determinare un diradamento delle frequenze tipiche. Tipicamente può indicarsi per questo tipo di controlli una frequenza pluriennale, più ravvicinata per i controlli effettuabili senza indisponibilità dell'impianto e meno ravvicinata per i controlli che invece richiedono l'indisponibilità dell'impianto.

In tabella 2 è proposta un'esemplificazione del il piano dei controlli di stato, nella quale i diversi controlli sono cadenzati con frequenze variabili da un anno a 10 anni.

Tabella 2 (Controlli di stato)

Condotta forzata		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
C.F. tubazione metallica	10A	Stato di conservazione interno
Valvole di rientrata d'aria	5A	Stato di conservazione e verifica di funzionamento
tubo aeroforo	10A	Stato di conservazione interno/esterno
scarico di fondo	5A	Verifica manovre ed assenza perdite
Dispositivo di minima pressione	5A	Verificare l'intervento del dispositivo di protezione
Dispositivo di minima pressione	10A	Verifica taratura dei dispositivi di protezione
Azioni di controllo senza indisponibilità		
C.F. tubazione metallica	3A	Stato di conservazione esterna
Sedi ed infrastrutture	3A	Esame visivo
tubo aeroforo	1A	Verifica sistema antigelo
scarico di fondo	1A	Esame visivo
Prese di pressione	5A	verifica efficienza prese variazione di caduta

3.2.2 Canali all'aperto

Trattandosi di opere che convogliano acqua, i canali sono generalmente ispezionabili tranne le parti sotto acqua; pertanto, parte dei controlli possono essere eseguiti con impianto in servizio, mentre i controlli sulle parti immerse avvengono in concomitanza con un fuori servizio dell'impianto sulla base di cadenze orientativamente prestabilite.

Le cadenze di ispezione, eseguite con canale fuori servizio, variano da canale a canale e sono essenzialmente legate alla necessità di monitorare gli eventuali degradi in atto, per poter stabilire il periodo più conveniente e la tipologia più indicata per eseguire una successiva manutenzione.

Mediamente un canale viene ispezionato ogni 8 anni, ma ci sono casi in cui vengono eseguiti sopralluoghi più frequenti (due-tre anni) oppure con tempi più lunghi.

Sono oggetto di controllo anche gli eventuali manufatti posti lungo i canali (ponte canale, ponte tubo, ponti stradali di attraversamento).

Controlli di sicurezza

I controlli di sicurezza consistono nella verifica dello stato di esercizio e di funzionalità del sistema di intercettazione a monte (di norma costituito da paratoie nell'opera di presa). Tali controlli vengono condotti in analogia a quelli degli organi di intercettazione degli scarichi degli sbarramenti, con frequenza media tipicamente di un anno; situazioni particolari riferite allo stato di

conservazione ed usura possono consigliare un infittimento dei controlli (in caso di condizioni peggiori della media) o un diradamento (in caso di condizioni poco usuranti di esercizio).

Alcuni canali, tra quelli di maggiore lunghezza, presentano degli sfioratori e scaricatori fissi o paratoie di alleggerimento, con lo scopo di garantire il non superamento dei franchi previsti.

Anche di questi componenti si effettua la verifica dello stato di esercizio e di funzionalità, con modalità analoghe a quelle degli organi di intercettazione.

Inoltre possono essere eseguiti, con impianto in servizio, controlli esterni sui tratti di canale in rilevato per mezzo di ispezioni a vista tese a verificare l'insorgere di segnali di interesse quali:

- smottamenti di sponda;
- risorgive al piede degli argini;
- presenza di vegetazione;
- funzionalità del fosso di guardia;
- stato dei drenaggi, ecc.

Tali controlli hanno cadenza variabile, da una a più settimane, in funzione delle singole situazioni. Nel caso di evidenze suscettibili di evoluzioni tali da determinare rischio per terzi, devono essere rimosse con specifici interventi.

Tabella 3 (Controlli di sicurezza)

Canali all'aperto		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
Paratoie e le relative sedi	1A	Stato di conservazione e verifica di funzionamento
Sistema di comando delle paratoie	1A	Stato di conservazione e verifica di funzionamento
Opere di limitazione della portata: Sfiatore, Sifone Gregotti,	1A	Stato di conservazione
Azioni di controllo senza indisponibilità		
Smottamenti di sponda;	1A	Esame visivo
Risorgive al piede degli argini;	1A	Esame visivo
Presenza di vegetazione;	1A	Esame visivo
Funzionalità del fosso di guardia;	1A	Esame visivo
Stato dei drenaggi, ecc	1A	Esame visivo

Controlli di stato

I controlli dello stato sono eseguiti mediante sopralluoghi all'interno del canale nel corso dei quali si verifica tratto per tratto quanto segue:

- il degrado e l'erosione delle strutture e dei rivestimenti (in muratura, calcestruzzo, intonacato, ecc)
- l'efficienza delle valvole CLAPET se esistenti;
- gli stati fessurativi presenti;
- lo stato di conservazione dei giunti;
- l'eventuale presenza di vuoti sotto il rivestimento.

I controlli dello stato sono ovviamente effettuati con frequenze variabili per i diversi canali e personalizzate al singolo impianto, in funzione delle caratteristiche dell'impianto stesso nonché delle esperienze maturate nel corso dell'esercizio e dei controlli.

I controlli tipici dei manufatti posti lungo i canali, di norma in muratura, riguardano:

- lo stato degli appoggi;
- le corrosioni e il degrado della struttura;
- i giunti;
- le perdite;
- verniciatura di eventuali parti metalliche.

In Tabella 4 è proposta una esemplificazione del piano dei controlli, nella quale l'intervallo tra i diversi controlli è ipotizzato variabile tra un minimo di 1 anno e un massimo di 8 anni.

Tabella 4 (Controlli di stato)

Canali all'aperto		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
Il degrado e l'erosione delle strutture e dei rivestimenti (in m)	8A	Verifica stato di conservazione
L'efficienza delle valvole CLAPET se esistenti;	8A	Verifica stato di conservazione
Gli stati fessurativi presenti;	8A	Verifica stato di conservazione
Lo stato di conservazione dei giunti;	8A	Verifica stato di conservazione
L'eventuale presenza di vuoti sotto il rivestimento	8A	Verifica stato di conservazione
Azioni di controllo senza indisponibilità		
Le corrosioni e il degrado della struttura;	1A	Verifica stato di conservazione
I giunti;	1A	Verifica stato di conservazione
Le perdite;	1A	Verifica stato di conservazione
Verniciatura di eventuali parti metalliche	1A	Verifica stato di conservazione

3.2.3 Gallerie

Trattandosi di opere che convogliano acqua, le gallerie sono generalmente non ispezionabili; pertanto, i controlli eseguiti su di esse avvengono in concomitanza di un fuori servizio dell'impianto sulla base di cadenze orientativamente prestabilite.

Le cadenze di ispezione variano da galleria a galleria e sono essenzialmente legate alla necessità di monitorare gli eventuali degradi in atto, per poter stabilire il periodo più conveniente e la tipologia più indicata per eseguire una successiva manutenzione.

Mediamente una galleria viene ispezionata ogni 10 anni, ma ci sono casi in cui vengono eseguiti sopralluoghi frequenti (due-tre anni) oppure con tempi più lunghi (anche ben oltre 20 anni).

Sono oggetto di controllo anche gli eventuali manufatti posti lungo le gallerie (ponte tubo, ponte canale, tubazione).

Normalmente in caso di interventi di manutenzione coincidono il fuori servizio per ispezione e quello per effettuare i lavori di cui si è accertata l'esigenza.

Controlli di sicurezza

Si rivolgono a quelle specifiche situazioni che possono essere influenzate e/o possono influenzare il corpo idrico e la cui evoluzione potrebbe determinare situazioni di rischio verso terzi.

Si tratta in particolare di specifici tratti di alcune opere che attraversando versanti interessati da fenomeni associabili a potenziali instabilità o essendo collocate immediatamente a ridosso di questi potrebbero essere influenzate ed a loro volta influenzare direttamente o indirettamente detti fenomeni, con possibili ripercussioni sulla sicurezza di terzi.

Nei casi in cui la galleria non interessa le situazioni sopraccitate non sono di norma ipotizzabili riflessi sulla sicurezza ed anche l'ipotetica rottura ed occlusione del condotto non determina conseguenze nei confronti della sicurezza verso terzi, rimanendo le portate controllate nell'ambito dell'impianto e le pressioni idriche non superiori a quelle di progetto.

I controlli di sicurezza consistono nella verifica dello stato di esercizio e di funzionalità del sistema di intercettazione a monte (di norma costituito da paratoie posizionate nell'opera di ritenuta). Tali controlli vengono condotti in analogia a quelli degli organi di intercettazione degli scarichi degli sbarramenti, con frequenza media tipicamente di un anno; situazioni particolari riferite allo stato di conservazione ed usura possono consigliare un infittimento dei controlli (in caso di condizioni peggiori della media) o un diradamento (in caso di condizioni poco usuranti di esercizio).

Inoltre possono essere eseguiti, con impianto in servizio, controlli esterni sui tratti di versante ritenuti "sensibili" per mezzo di ispezioni a vista tese a verificare l'insorgere di segnali di interesse quali modifiche morfologiche, evidenze sui manufatti, stato delle sorgenti, ecc.. Tali controlli hanno cadenza di uno o più anni, in funzione delle singole situazioni. E' infatti ovvio che nel caso di segnali certi di interferenza suscettibile di evoluzione tale da determinare rischio per terzi,

l'interferenza deve essere rimossa con specifici interventi. In alternativa se non è possibile rimuovere radicalmente l'interferenza è possibile adottare misure che consentano la messa in sicurezza dell'opera al superamento di soglie prefissate di interferenza.

In Tabella 5 è proposta una esemplificazione del piano dei controlli.

Tabella 5 (Controlli di sicurezza)

Gallerie		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
Paratoie e le relative sedi	1A	Stato di conservazione e verifica di funzionamento
Sistema di comando delle paratoie	1A	Stato di conservazione e verifica di funzionamento
Azioni di controllo senza indisponibilità		
Controlli esterni sui tratti di versante ritenuti "sensibil	1A	Esame visivo

Controlli di stato

I controlli dello stato sono eseguiti mediante sopralluoghi in galleria nel corso dei quali si verifica tratto per tratto quanto segue:

- il degrado e l'erosione delle strutture e dei rivestimenti (in muratura, calcestruzzo, metallici, intonacato, ecc) o della roccia se la galleria non è rivestita;
- le principali venute d'acqua provenienti dall'esterno;
- gli stati fessurativi presenti ed il degrado di interventi di impermeabilizzazione precedentemente eseguiti;
- La corrosione e/o degrado di opere, rivestimenti ed armature metalliche.

I controlli dello stato sono ovviamente effettuati con frequenze variabili per le diverse gallerie e personalizzate al singolo impianto, in funzione delle caratteristiche dell'impianto stesso nonché delle conoscenze e delle esperienze maturate nel corso dell'esercizio e dei controlli.

I controlli tipici dei manufatti posti lungo le gallerie, sia in muratura sia metallici, riguardano:

- Lo stato degli appoggi;

- le corrosioni e il degrado della struttura;
- la verniciatura;
- i giunti;
- le perdite.

In Tabella 6 è proposta una esemplificazione del piano dei controlli, nella quale l'intervallo tra i diversi controlli è ipotizzato variabile tra un minimo di 1 anno e un massimo di 8 anni.

Tabella 6 (Controlli di stato)

Gallerie		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
Il degrado e l'erosione delle strutture e dei rivestimenti (in muratura, calcestruzzo, intonacato, ecc)	8A	Verifica stato di conservazione
L'efficienza delle valvole CLAPET se esistenti;	8A	Verifica stato di conservazione
Gli stati fessurativi presenti;	8A	Verifica stato di conservazione
Lo stato di conservazione dei giunti;	8A	Verifica stato di conservazione
le principali venute d'acqua provenienti dall'esterno	8A	Verifica stato di conservazione
Opere d'arte: Pontetubo / Pontecanale in metallo	8A	Verifica stato di conservazione
Opere d'arte: Pontetubo / Pontecanale in muratura	8A	Verifica stato di conservazione
Azioni di controllo senza indisponibilità		
Opere d'arte: Pontetubo / Pontecanale in metallo	1A	Esame visivo
Opere d'arte: Pontetubo / Pontecanale in muratura	1A	Esame visivo
Opere d'arte: Pontetubo / Pontecanale: Struttura di sostegno	1A	Esame visivo

3.2.4 Documentazione

Per ogni impianto dovrebbe essere definito un Programma personalizzato dei controlli sistematici, nel quale sia definita la lista completa dei controlli (con e senza indisponibilità), le frequenze, le modalità tecniche di verifica e gli esecutori.

L'esecuzione dei controlli e le evidenze risultanti vengono documentati in Verbali di sopralluogo o Note Tecniche (in casi in cui è necessario un resoconto più ampio e di dettaglio).

Inoltre per ciascuna opera, condotta canale o galleria, è utile avere, raccolti in apposita cartella:

- planimetria e profilo;
- eventuali altri disegni di progetto

-
- informazioni sui principali interventi manutentivi eseguiti;
 - prospetto con le date di effettuazione delle ispezioni;
 - verbali di sopralluogo.

3.3 Controlli tecnici specialistici e/o strumentali

I controlli specialistici consentono di acquisire informazioni qualitative o quantitative dello stato delle opere e dei terreni su cui sono fondate o che interagiscono con esse.

Fra i controlli specialistici si ricordano:

- 1) le ispezioni subacquee
- 2) i controlli strumentale (deformazioni, spostamenti, livelli di falda)
- 3) la valutazione delle perdite idriche

3.3.1 Ispezioni subacquee

Le ispezioni subacquee possono essere effettuate senza svasare le opere e talvolta senza neppure porle fuori esercizio; possono perciò essere pianificate in ogni momento e non richiedono di norma lunghi e costosi approntamenti. Per contro la loro fattibilità è condizionata dalla accessibilità delle opere e dalla distanza dei punti di accesso ed il loro esito dalla trasparenza dell'acqua.

L'impiego di sommozzatori consente una valutazione più diretta dello stato delle opere ma è fortemente condizionato dall'accessibilità ed è limitato agli ambiti che consentono la possibilità di riemersione rapida.

I natanti filoguidati provvisti di telecamere si possono svincolare da tali condizionamenti ed essere utilizzati anche in situazioni con accesso difficile ed in posizioni lontane dal punto di immersione, naturalmente nei limiti della lunghezza del cavo di collegamento, di norma di alcune centinaia di metri.

3.3.2 Controlli strumentali

I controlli strumentali delle deformazioni e spostamenti delle opere e dei terreni, ove necessario, vengono di norma effettuati per mezzo di tecniche tradizionali, normalmente utilizzate per il controllo di strutture o di versanti in campo geotecnico. Trattandosi di tecniche ampiamente utilizzate e note non vale la pena soffermarvisi; ci si limiterà solo ad elencare quelle più usuali.

I movimenti di insieme delle strutture possono essere controllati per mezzo di livellazioni, triangolazioni, trilaterazioni, collimazioni mentre per le deformazioni locali si ricorre normalmente a misure estensimetriche puntuali. Nei casi più rilevanti si può ricorrere all'acquisizione automatica dei dati.

Tali controlli possono essere effettuati in condizioni di esercizio dell'impianto di norma solo se vi è l'accessibilità esterna delle opere; diversamente si deve ricorrere ad appositi fuori servizio.

Il controllo del comportamento dei terreni è effettuato in superficie con misure di tipo topografico analoghe a quelle sopra descritte ed in profondità per mezzo di inclinometri, basimetri, piezometri.

Anche in questo caso è possibile, nei casi più importanti, l'acquisizione automatica.

L'effettuazione delle misure che riguardano i terreni non è condizionata dall'esercizio dell'impianto ma può esserlo dall'accessibilità dei siti nel periodo invernale.

Negli ultimi anni è stata messa a punto una particolare tecnica di controllo che può consentire di valutare gli spostamenti di opere e terreni attraverso l'interpretazione di immagini da satellite.

Tale tecnica, denominata SAR (Synthetic Aperture Radar), è applicabile nel caso siano individuabili punti caratteristici ben riconoscibili sulle immagini. È possibile raggiungere precisioni dell'ordine del centimetro planimetricamente e circa la metà altimetricamente.

L'archivio storico delle foto da satellite che copre circa gli ultimi venti anni consente anche la ricostruzione pregressa della storia dei movimenti.

3.3.3 Valutazione delle perdite d'acqua

3.3.3.1 Valutazione quantitativa

Particolarmente significativi sono i controlli che consentono di effettuare una stima delle perdite che interessano un tratto di opera idraulica; la tecnica utilizzabile dipende peraltro dal tipo di opera. Per tratti di canale o galleria a pelo libero e vasche in genere occorre delimitare la parte di opera interessata mediante tamponi provvisori di estremità e poi procedere al riempimento con acqua del tratto così delimitato fino a livelli medi prossimi a quelli di esercizio. Occorre in proposito rilevare che non sarà possibile ripetere esattamente i livelli di esercizio che sono variabili in ragione della pendenza motrice necessaria al deflusso della portata derivata mentre nel caso della prova il livello sarà sostanzialmente orizzontale; l'approssimazione dei livelli sarà perciò tanto migliore quanto più limitato sarà il tratto in prova.

La stima delle perdite può essere ottenuta per differenza fra la portata entrante ad una estremità del tratto e quella uscente all'altra estremità, da misurarsi attraverso bocche tarate a stramazzo o a battente collocate in tali posizioni. La stima delle perdite, essendo ricavata per differenza, sarà tanto migliore quanto più piccole sono le due portate misurate. Al limite la calibrazione della portata entrante fino a stabilizzare il livello e ad azzerare la portata uscente rappresenta la miglior stima.

Una variante della prova si può ottenere senza immettere portata limitandosi a misurare con precisione le variazioni di livello nel tempo, e quindi i volumi sottratti all'accumulo, che sono causati dalle perdite.

Queste misure sono influenzate dalla perdita per evaporazione, trascurabili normalmente nelle opere coperte, ma che possono assumere rilevanza per le opere scoperte in particolare se l'entità delle perdite è modesta; in tali casi occorre perciò procedere anche a misure della evaporazione che possono essere effettuate attraverso la valutazione della riduzione di volume (o di peso) subita da vaschette piene di acqua posizionate sullo specchio liquido in posizioni significative.

Nel caso di misura delle variazioni di livello dello specchio liquido può assumere rilevanza anche la variazione di temperatura dell'acqua invasata durante la prova, che è perciò necessario rilevare per poi apportare le dovute correzioni alle variazioni di livello misurate.

Un altro particolare rilievo per controllare nel suo complesso la perdita delle gallerie si applica alle opere in pressione e può essere facilmente fatto senza alcun apprestamento particolare e senza lo svaso delle opere, richiedendo soltanto il fermo dell'impianto. In questo caso la stima delle perdite è ottenuta attraverso le variazioni di livello del pozzo piezometrico. La precisione di questa misura è peraltro influenzata dalla geometria del sistema idraulico, in particolare del pozzo e dalla tenuta delle valvole o paratoie di intercettazione dell'opera idraulica alle sue estremità, ovvero dalla possibilità di misurare le loro perdite. Il grande vantaggio di questa misura è rappresentato dalla facilità di ripetizione nel tempo, richiedendo, come già detto, il solo fuori servizio per la durata della misura.

3.3.3.2 Valutazioni qualitative

Per opere all'aperto od immediatamente corticali è possibile ricorrere alla tecnica della termovisione.

Il rilievo tramite questa tecnica delle opere e dei terreni immediatamente adiacenti consente di avere una rappresentazione delle differenze di temperatura delle superfici rilevate; temperature inferiori possono essere associate a maggiore presenza di acqua e quindi a perdite maggiori. Naturalmente con questa tecnica è possibile avere solo indizi di tipo qualitativo che devono poi essere riscontrati con indagini specifiche.

Una diversa tecnica adottabile per tutte le opere è quella dell'impiego di traccianti che allo scopo vengono diluiti nell'acqua invasata.

Il rilievo della presenza dei traccianti in affioramenti e sorgenti a valle consente di attribuire o meno la causa all'opera idraulica e la concentrazione ivi rilevata permette valutazioni sull'entità complessiva delle perdite dell'opera idraulica. I traccianti possono essere di vario tipo, in particolare si ricordano i coloranti fra cui l'anilina e la fluorescina, quest'ultima rilevabile anche in bassissime concentrazioni attraverso la lampada di Wood, le soluzioni saline (ad es. di cloruro di sodio) ed i radio isotopi.

In tutti i casi con queste tecniche è possibile solo ottenere indizi più o meno concreti che devono poi essere necessariamente consolidati in un quadro di riferimento che si avvale di altre informazioni.

3.4 Controlli specialistici su condotte metalliche

I controlli tipici hanno lo scopo di verificare gli spessori, la presenza di difetti lineari (cricche), le caratteristiche meccaniche dell'acciaio e la temperatura di duttilità nulla alla quale si verifica l'infragilimento del materiale (NDT). I controlli possono essere non distruttivi o distruttivi.

Per quanto riguarda il controllo degli spessori, di norma la condotta viene suddivisa in lotti omogenei, di uguale spessore, e per ciascun lotto viene definito il numero di virole da controllare.

E' opportuno che il numero di controlli sia dell'ordine del 5-10% del numero delle virole.

Gli spessori sono rilevati mediante esame ultrasonoro spessimetrico ed i risultati sono elaborati statisticamente al fine di dedurre lo spessore medio e lo spessore medio minimo probabile.

I difetti lineari sono evidenziati dall'esame magnetoscopico

La NDT può essere determinata per via indiretta mediante informazioni di tipo chimico metallografico e l'ausilio di correlazioni empiriche ovvero direttamente attraverso prove di resilienza a temperature diverse.

Le determinazioni di tipo indiretto è opportuno che riguardino 1-2% del numero di virole da indagare, mentre le prove distruttive, se effettuate, hanno lo scopo di taratura a campione delle prove indirette.

E' opportuno rilevare che questi ultimi controlli sono rivolti principalmente alle condotte più vecchie, tipicamente costruite anteriormente al 1950, e caratterizzate da particolari tecnologie costruttive quali l'impiego di acciai non calmati, la presenza di saldature eseguite per bollitura, le giunzioni chiodate.

3.5 Controlli non sistematici

Tali controlli vengono eseguiti in occasione di situazioni od eventi particolari e finalizzati ad acquisire conoscenze specifiche relative all'evento in questione.

Tipici sono quelli dopo sisma od evento meteorico eccezionale ovvero quelli relativi condizioni di funzionamento particolari dell'impianto (avviamento dell'impianto, minime condizioni d'esercizio, massime condizioni d'esercizio, ecc.).

Le modalità di esecuzione di questi controlli possono essere ricondotti alle tipologie dei controlli sistematici e specialistici.

4 PROBLEMI TIPICI E RIABILITAZIONI

4.1 Cause del degrado

Si possono innanzi tutto individuare tre categorie a cui far risalire i problemi che vengono riscontrati:

- 1) problemi causati dai terreni di fondazione
- 2) problemi dovuti all'ambiente
- 3) problemi riconducibili a carenze progettuali/costruttive

4.1.1 Terreni di fondazione

I movimenti gravitativi di zolle di terreno a lenta evoluzione (tipicamente fino a qualche cm/anno) possono determinare, nei tratti ove più alti sono i gradienti di velocità, lesionamenti nelle opere idrauliche, di norma troppo rigide per assorbire le deformazioni indotte. Le perdite idriche attraverso le lesioni possono poi contribuire ad aggravare i movimenti.

Tipicamente i tratti di opere più esposti sono quelli che attraversano le superfici di distacco dei movimenti. Se i movimenti del terreno assumono velocità maggiori si può arrivare alla rottura del tratto di opera idraulica interessata; in questo caso la portata rilasciata dall'opera può essere rilevante, fino a tutta quella derivata, e favorire l'accelerazione del collasso in corso.



Fig. 16 – Rottura di un canale

In assenza di movimenti gravitativi si possono verificare locali danneggiamenti o dissesti delle opere a causa del dilavamento di rocce solubili, tipicamente gessi, o l'erosione di terreni di imposta da parte di acque che circolano in fondazione. In questi casi viene a mancare progressivamente un'area di appoggio dell'opera che, quando supera la capacità di trasferire i carichi alle zone adiacenti subisce assestamenti e lesionamenti. La fuoriuscita di perdite da tali danneggiamenti di norma peggiora la situazione accelerandone l'evoluzione. In taluni casi è possibile il collasso del tratto di opera idraulica.

Un ulteriore problema può derivare da spinte dei terreni circostanti all'opera idraulica superiori alla capacità resistente delle strutture, con conseguenti deformazioni delle sezioni originarie.

Per quanto riguarda le opere in terra (canali e vasche) il degrado dei rivestimenti impermeabili e dei relativi giunti di tenuta, causato da invecchiamento dei materiali, può provocare aumenti

incontrollati delle filtrazioni attraverso i rilevati con conseguente riduzione del grado di sicurezza delle opere, manifestazione di cedimenti e deformazioni fino alla rovina di tratti del rilevato.

4.1.2 Ambiente

I cicli di gelo e disgelo possono produrre deterioramento progressivo in presenza di murature porose. Le opere più esposte sono quelle che si sviluppano all'esterno a quote elevate e le parti più vulnerabili sono quelle interessate dalle variazioni di livello giornaliere e da umidità affiorante. Il degrado si verifica normalmente con gradualità interessando modesti spessori di muratura e senza conseguenze immediate per la stabilità.

Anche le variazioni stagionali di temperatura, determinando un'alternanza di sforzi di trazione e compressione possono determinare locali fessurazioni in dipendenza delle caratteristiche meccaniche locali della muratura. Tali fessurazioni, pur non determinando un pericolo statico, costituiscono vie di più facile penetrazione di acqua che può favorire altri processi di degrado.

Le murature poi possono subire degrado per effetto di acque chimicamente aggressive e l'attacco è facilitato dalla elevata permeabilità delle murature stesse.

L'attacco determina il dilavamento del legante con la conseguenza di perdita di resistenza della muratura; più esposte risultano le murature a base di calce idraulica o cemento portland.

Le acque aggressive possono essere acque pure in alta montagna, con basso contenuto di sali e presenza di anidride carbonica, acque contenenti solfati, ed acque di scarico di processi industriali.

Le opere murarie a contatto con l'acqua in movimento sono anche soggette ad erosione a causa del trasporto solido in sospensione (limo e sabbia) e di quello di fondo (sabbia e ghiaia). Caratteristiche di limitata resistenza all'abrasione delle murature nonché l'aggressione delle stesse da parte di altri agenti (gelo-disgelo, azione chimica, ecc....) normalmente ne facilitano il degrado.



Fig. 17 – Un degrado tipico delle gallerie

4.1.3 Carenze progettuali/costruttive

Innanzitutto occorre rilevare che i problemi classificati nei punti precedenti possono corrispondere anche ad una sottovalutazione ed una inadeguatezza del progetto e delle modalità realizzative.

A tali inadeguatezze possono aggiungersi particolari problemi rappresentati da effetti espansivi causate dalla reazione tra gli alcali del cemento e gli aggregati che provocano lesionamento e degrado superficiale del calcestruzzo.

4.2 Problematiche e rimedi tipici sulle opere

Il collasso del terreno su cui insiste l'opera idraulica dovuto a frana, cedimenti, dilavamento ecc. può determinare le conseguenze più gravi con la sua distruzione totale o parziale; è possibile che il danno provochi rilascio incontrollato di acqua con possibili effetti negativi anche nei riguardi dell'ambiente circostante.

In tali casi occorre provvedere alla ricostruzione totale dell'opera, previo consolidamento dei terreni ovvero spostamento dell'opera al di fuori dall'area dei terreni instabili.

Senza raggiungere il collasso si possono verificare deformazioni e lesionamenti per effetto di azioni dei terreni di entità superiore a quelle prese in considerazione nel dimensionamento dell'opera.

Deformazioni e lesionamenti possono determinare limitazioni alla portata derivabile e perdite concentrate o diffuse, che interessando i terreni di fondazione possono anche contribuire all'accelerazione della velocità di evoluzione dei fenomeni.

In questi casi si può intervenire con opere di consolidamento e/o drenaggio sui terreni ed interventi di rinforzo strutturale e risanamento sulle opere. Il rinforzo può essere conseguito con interventi continui, tipicamente in gunite, spritz beton o calcestruzzo ed interventi discontinui con travi, puntoni, centine, ecc, che possono essere in calcestruzzo gettato o proiettato oppure in profilati metallici. Gli interventi di risanamento hanno lo scopo di ripristinare la consistenza e la tenuta idraulica delle opere e possono essere di tipo continuo con interventi di sostituzione del degradato con materiali dello stesso tipo (cementizi, metallici, ecc.) ovvero di tipologia diversa (lamiere o guaine di tenuta) ovvero di tipo discontinuo ed in tal caso sono mirati al ripristino della tenuta idraulica in corrispondenza di punti specifici, tipicamente lesioni, che oggi viene di norma conseguita mediante applicazione di prodotti elastici prefabbricati od applicati in opera che fanno ponte sulle discontinuità e sono schiacciati dalla pressione dell'acqua contro le discontinuità da risanare.

Nei casi più complessi non è escluso che convenga procedere alla ricostruzione totale del tratto di opera; in questi casi è conveniente fornire alla nuova opera una maggiore flessibilità, realizzandola in elementi autoportanti collegati da giunti a tenuta idraulica capaci di assorbire piccoli movimenti differenziali.

Il degrado delle opere dovuto alle azioni dell'ambiente interessa inizialmente le parti corticali, tipicamente gli intonaci, e se lasciato agire senza porre in atto interventi di risanamento il degrado può intaccare anche gli spessori strutturali. E' quindi importante intervenire con tempestività sostituendo le parti ammalorate e ripristinando l'efficienza iniziale dell'opera. Per queste tipologie di

interventi il mercato offre molti prodotti di qualità capaci di garantire adeguata resistenza, impermeabilità ed aggrappo alle opere esistenti.

Il dilavamento dovuto alle acque aggressive determina un progressivo decadimento delle caratteristiche meccaniche e di impermeabilità delle murature e può essere efficacemente solo rallentato mediante interventi mirati a proteggere le opere con una adeguata impermeabilizzazione. Quando si fosse raggiunto un degrado delle murature eccessivo la soluzione più semplice è spesso quella di demolire e ricostruire quanto deteriorato; infatti interventi di consolidamento o rinforzo strutturale non sempre garantiscono adeguata efficacia ed inoltre la loro realizzazione presuppone una conoscenza di dettaglio, non sempre possibile, delle situazioni locali di degrado e dei risultati puntuali degli interventi di risanamento.

Prendendo in considerazione le singole componenti d'impianto si segnalano nel seguito le problematiche più ricorrenti (e pertanto "tipiche") che è possibile riscontrare su opere idrauliche al servizio di impianti idroelettrici in esercizio e fornire qualche cenno riguardo le principali metodologie risolutive.

Opere di presa

Usualmente le opere di presa sono costituite da manufatti in calcestruzzo (armato o meno) abbastanza massici e che non presentano particolari problemi strutturali. Normalmente si possono manifestare fenomeni di distacco, o comunque di danneggiamento dell'ancoraggio, dei blocchetti di pietra con cui a volte sono rivestite soprattutto le parti soggette al transito di portate in corrente veloce. Altro fenomeno tipico può essere costituito dal formarsi di fessure o lesioni, dovute di solito a movimenti di assestamento destinati ad esaurirsi nel tempo e non tali da causare pregiudizio alla stabilità delle opere.

Le modalità tipiche di risoluzione delle problematiche sopra evidenziate consistono, per quanto riguarda i dissesti dei rivestimenti in pietra, nel ripristino e miglioramento delle condizioni di ancoraggio (ad esempio mediante l'utilizzo di idonee cuciture con barre metalliche), mentre per fessure e lesioni si può ricorrere a risarciture con malte cementizie, nel caso di assenza di movimenti relativi, o con sigillanti a basso modulo elastico (quali ad esempio quelli poliuretanici) in caso di presenza di movimenti relativi.

Canali all'aperto

Le problematiche tipiche, escludendo in questa sede deficienze di tipo strutturale e/o geotecnico che vanno trattate di volta in volta in funzione del caso specifico, sono correlate a fenomeni di erosione dei rivestimenti (a causa del trasporto solido della corrente liquida) ed a

perdite di tenuta idraulica dei giunti. I principali metodi risolutivi consistono, per le pareti, nell'asportazione delle parti ammalorate e nel relativo ripristino, al crescere degli spessori interessati, con malta cementizia semplice, malta cementizia armata con rete elettrosaldata, betoncino o calcestruzzo armato ovvero con malte e calcestruzzi speciali antierosione. Per i giunti, invece, può essere sufficiente sostituire il materiale sigillante (magari con altri di tipo più idoneo, tenendo anche debito conto dei progressi tecnologici nel frattempo intervenuti), oppure (nei casi più gravosi) ricorrere anche alla ricostruzione delle travi coprigiunto, ove esistenti, e/o dei dispositivi di "waterstop". Si segnala infine la possibilità, laddove non vi sono problemi erosivi dovuti all'abrasione, di procedere all'applicazione di rivestimenti in materiale plastico a scopo soprattutto di miglioramento della tenuta idraulica dei manufatti.

Gallerie

Le problematiche tipiche, escludendo anche in questo caso quelle legate a deficienze di tipo strutturale, sono sempre legate a fenomeni di erosione dei rivestimenti, aggravati tuttavia dal fatto che spesso nelle gallerie costruite nella prima parte del secolo scorso si trovano piedritti realizzati con un calcestruzzo molto povero di cemento ed utilizzando, come inerte, lo smarino proveniente dalle operazioni di scavo. Il tutto è poi ricoperto, lato acqua, con un intonaco cementizio.

Di conseguenza, non di rado in questi manufatti l'erosione superficiale comporta, una volta asportato detto strato protettivo, il crollo di intere porzioni di piedritto. I principali metodi risolutivi consistono, come per i canali all'aperto, nell'asportazione delle parti ammalorate e nel relativo ripristino, al crescere degli spessori interessati, con malta cementizia semplice, malta cementizia armata con rete elettrosaldata, betoncino o calcestruzzo armato.



Fig. 18 – Lesione strutturale

Più raramente che per i canali si applicano, laddove non vi sono problemi erosivi dovuti all'abrasione, rivestimenti in materiale plastico a scopo soprattutto di miglioramento della tenuta idraulica. Un altro tipico problema delle gallerie è quello delle venute d'acqua provenienti dall'ammasso roccioso circostante, che possono essere convenientemente raccolte mediante tubi dotati di valvole unidirezionali, o dispositivi similari, grazie ai quali è possibile convogliarle all'interno del condotto eliminando nel contempo la formazione di sovrappressioni potenzialmente dannose per i rivestimenti, ove presenti. Da ultimo, si desidera segnalare la

possibilità, nelle calotte in roccia nuda, di fenomeni di distacco di blocchi di roccia che è bene prevenire con operazioni di disgaggio opportunamente mirate.

Opere d'arte

Le opere d'arte situate lungo il percorso di canali all'aperto e gallerie sono costituite prevalentemente da ponti canale e ponti tubo (ed in qualche caso anche opere di sostegno dei terreni). Le relative strutture possono essere realizzate in cemento armato (eventualmente precompresso) o in acciaio.

Sempre escludendo deficienze di tipo strutturale, le problematiche tipiche che si riscontrano, per i manufatti in cemento armato, sono essenzialmente quelle di cui si è già trattato ai punti precedenti (erosione di rivestimenti, formazione di fessure, perdite di tenuta dei giunti). Per quelli in metallo, invece, sono preponderanti gli aspetti legati a fenomeni corrosivi, trattandosi nella maggior parte dei casi di realizzazioni in acciaio al carbonio non zincato a caldo. Nei casi più lievi il ripristino consiste di solito nel rifacimento del trattamento di protezione superficiale mediante idoneo ciclo di verniciatura. Nei casi più gravi, che possono anche comportare pregiudizio alle condizioni di sicurezza delle strutture, si deve ricorrere a ricostruzioni degli spessori o interventi equivalenti (ad esempio mediante saldature di idonei rinforzi, quali piatti, profili o lamiere) fino ad arrivare anche a sostituzioni delle parti danneggiate.

Opere di scarico ed elementi di disconnessione

Le opere di scarico sono costituite da sfioratori a soglia fissa, sifoni autolivellatori e scarichi intercettati da paratoie. Gli elementi di disconnessione che più frequentemente si ritrovano su impianti idroelettrici sono invece le vasche di carico e i pozzi piezometrici. Di norma questi manufatti sono realizzati in calcestruzzo (armato o meno) e per essi vale quanto detto per le opere d'arte.

Condotte forzate

Le condotte possono essere installate all'aperto o interrate. In entrambi i casi, quelle in acciaio richiedono accorgimenti protettivi delle superfici esterne (tipicamente mediante verniciatura nel primo caso o protezione bituminosa nel secondo) ed a volte anche di quelle interne, soprattutto se l'acqua è particolarmente aggressiva chimicamente.

Le rispettive problematiche tipiche, sempre escludendo deficienze di tipo più propriamente strutturale, riguardano gli aspetti di seguito elencati:

- per le condotte in cemento armato, formazione di fessure (con conseguenti perdite d'acqua) a causa di carenze quantitative d'armatura per la limitazione delle relative aperture e perdite dai giunti;

-
- per le condotte in cemento armato precompresso, fenomeni di corrosione dei fili o trefoli di precompressione, a causa di insufficiente copriferro o del venir meno dello stesso nel tempo, e perdite dai giunti;
 - per le condotte in fibrocemento. Il processo di degrado è riconducibile agli stessi meccanismi chimici, fisici e/o meccanici responsabili del degrado delle strutture in conglomerato cementizio. Tali tubi sono inoltre soggetti a rotture di tipo fragile dovuti ad urti o a sovrappressioni non controllate. Un ulteriore inconveniente è determinato dalla perdita attraverso i giunti.
 - per le condotte in ghisa, rotture improvvise e senza preavviso per via dell'intrinseca fragilità del materiale, soprattutto in quelle di costruzione più remota, e perdite dai giunti (a bicchiere o flangiati) di collegamento dei vari tronchetti;
 - per le condotte in acciaio, riduzione degli spessori dovuti a fenomeni di corrosione, rotture per difetti delle saldature o più in generale delle giunzioni (siano esse chiodate, nelle tubazioni più vecchie, o bullonate) e perdite dai giunti;
 - per le condotte in fibra di vetro e per quelle in materiale plastico, rotture delle giunzioni saldate, soprattutto nei gomiti, a causa di difetti esecutivi delle giunzioni.

Gli interventi indirizzati alla risoluzione dei problemi vanno studiati di volta in volta. In questa sede si desidera evidenziare, per le condotte in acciaio, il ricorso in alcuni casi all'incamiciatura (mediante tubazione coassiale opportunamente saldata su quella preesistente) di tronchi di condotta che si presentino danneggiate. Questa tipologia d'intervento rappresenta una metodologia di riparazione recente (di incrinature, crepe, vaiolature, ecc.) che permette di operare su condotte ove non è possibile un intervento dall'esterno o è complicato o eccessivamente costoso prevedere la sostituzione del tratto.

Per quanto riguarda le selle d'appoggio ed i blocchi di ancoraggio le problematiche tipiche ed i relativi rimedi, sono quelle delle opere murarie in genere.

Cedimenti delle strutture d'appoggio e di ancoraggio possono inoltre provocare distorsioni del tracciato e movimento dei giunti, sia in apertura che in chiusura.

Riferimenti bibliografici

- F. ARREDI – Costruzioni idrauliche
- F. CONTESSINI – Impianti idroelettrici
- F. CONTESSINI – Dighe e traverse
- B. MARZOLO - Impianti idraulici
- C. ZANCHI - Centrali elettriche
- G. SUPINO - Le reti idrauliche
- Corso di aggiornamento – Firenze 1995 Le opere idrauliche
- Associazione Idrotecnica Italiana Cinquanta anni di ingegneria italiana dell'acqua
- J. Gomez Navarro e J. Aracil Saltos de agua y presas de embalse
- G. EVANGELISTI - Impianti idroelettrici Vol. I-II
- Datei - Da Deppo Costruzioni idrauliche
- U. BELLOMETTI – Condotte forzate idroelettriche metalliche, in calcestruzzo armato e precompresso.

CASE HISTORIES

Riportate in appendice

APPENDICE

SCHEDE CASE HISTORIES

A	1	CANALI	Canale di derivazione a pelo libero a mezza costa	Cedimento piedritto lato valle
A	2	CANALI	Canale di derivazione a pelo libero	Impermeabilizzazione con geomembrana in PVC
A	3	CANALI	Canale di derivazione a pelo libero	Danni al rivestimento a causa di rapido abbassamento
A	4	CANALI	Canale di derivazione a pelo libero a mezza costa	Crolli dovuti a frane e smottamenti
B	1	GALLERIE	Galleria in pressione	Diffuso stato fessurativo
B	2	GALLERIE	Galleria in pressione- giunti	Diffuso stato fessurativo
B	3	GALLERIE	Galleria in pressione	Diffuso stato fessurativo
B	4	GALLERIE	Galleria aspirazione e scarico	Fessura longitudinale in calotta
B	5	GALLERIE	Galleria di scarico	Crollo parziale della calotta
B	6	GALLERIE	Galleria pelo libero	Degrado intonaco di rivestimento ed erosioni in platea
B	7	GALLERIE	Galleria	Consolidamento statico con centine
B	8	GALLERIE	Galleria in pressione	Consolidamento statico con centine
C	1	CONDOTTE FORZATE	C. F. in cap	Cedimento per corrosione armature di precompressione
C	2	CONDOTTE FORZATE	C. F. appoggi regolabili. Movimento gravitativo	Installazione appoggi regolabili
C	3	CONDOTTE FORZATE	Condotta forzata	Installazione nuova CF
D	1	OPERE ACCESSORIE	Accesso carrabile galleria di derivazione	Allargamento della finestra d'accesso
D	2	OPERE ACCESSORIE	Canna differenziale	Riabilitazione condotta metallica con tecnica Slip Lining
D	3	OPERE ACCESSORIE	Finestra d'accesso	Consolidamento galleria d'accesso con gunite e centine metalliche
D	4	OPERE ACCESSORIE	Dissesto di versante	Dissesto gravitativo incombente su opera di presa

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Canale di Derivazione a pelo libero
 Sezione Rettangolare – CLS non armato
 Tratto di canale a mezzacosta

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCOINTRATI

Cedimento verticale del piedritto lato valle;
 Cinematismo di rotazione con apertura di lesioni al centro della platea.
 Disassamento tra sommità del piedritto e soletta di copertura del canale.
 Un precedente intervento realizzato con sottomurazione del piedritto non ha portato i risultati attesi.

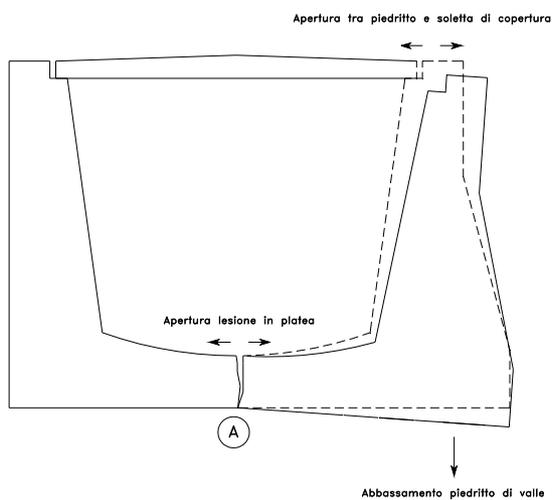
- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Realizzazione di un nuovo piedritto su fondazioni profonde; costruzione in aderenza senza fuori servizio d'impianto.

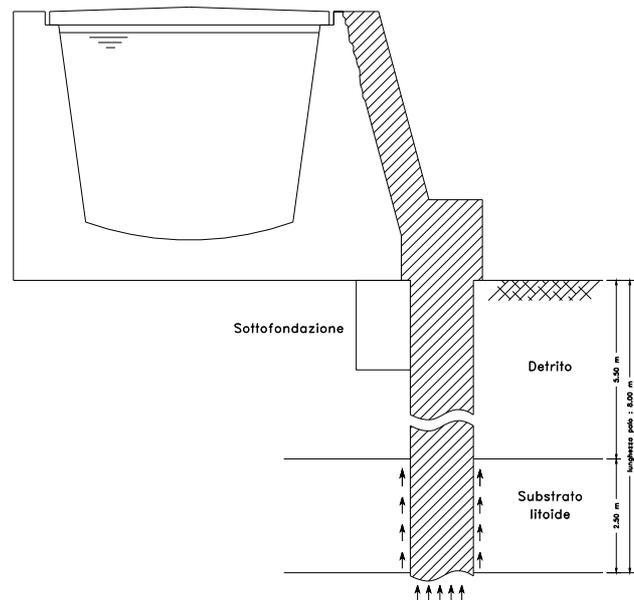
- Realizzazione di pali di grande diametro (d=80 cm – L=8.00 m) infissi nel substrato litoide;
- Cordolo di coronamento dei pali ad inglobare la precedente sottomurazione del piedritto;
- Getto in opera del nuovo piedritto; pannelli cassero prefabbricati

- FOTO / DISEGNI

Analisi del dissesto
 Rotazione rispetto al punto A



PALI DI FONDAZIONE
 Diametro 0.80 m – lunghezza 8.00 m
 Trasferimento dei carichi verticali al substrato litoide





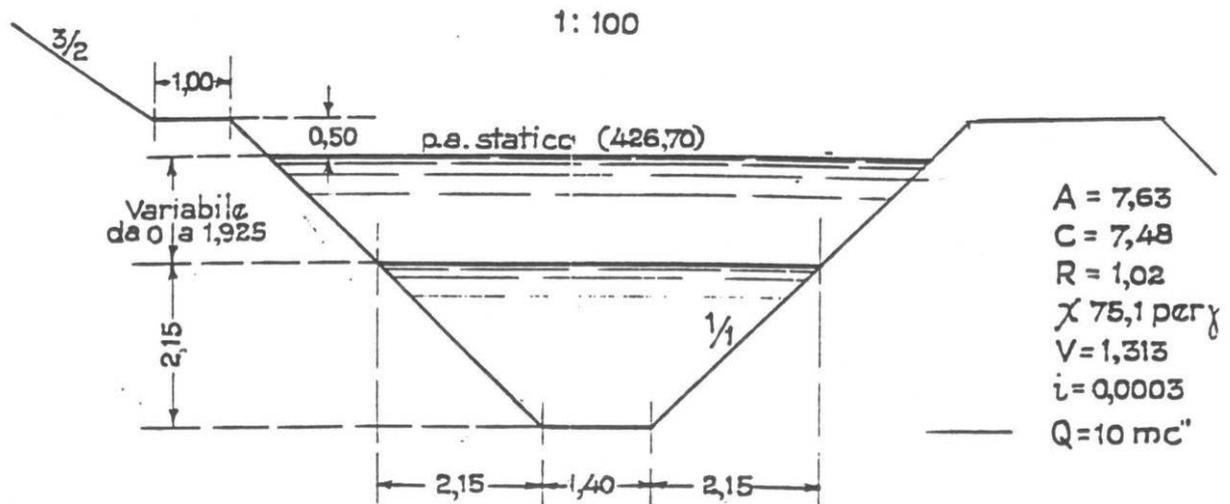


- **DESCRIZIONE DELL'OPERA**

Canale di Derivazione a pelo libero

Sezione Trapezia – Rivestimento in CLS non armato

Tratto di canale pensile a mezzacosta



- **DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RICONTRATI**

Diffuse filtrazioni a valle.

- **DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO**

PACCHETTO IMPERMEABILE:

- 1) Manto impermeabile con geomembrane e geosintetici
 - primo strato di geotessile non tessuto a filo continuo agugliato in poliestere da 0,4 kg/m² ;
 - geomembrana plastometrica in PVC armata in poliestere dello spessore di 1,5 mm;
 - secondo strato di geotessile non tessuto a filo continuo agugliato in poliestere da 0,4 kg/m² ;
 - foglio di polietilene dello spessore di 100 micron.
- 2) Calcestruzzo proiettato: "gunite" spessore 6 cm armata con rete els.

MATERIALI:

- 1a) Geomembrana in PVC plastificato armato in poliestere (spessore 1,5 mm)

Geomembrane in PVC plastificato ed armato con fibre in poliestere, calandrate e doppiate con le seguenti caratteristiche fisico chimiche,:

- Strato superiore: foglio calandrato a base di PVC, dello spessore di mm 0,7 altamente resistente ai raggi ultravioletti di colore grigio chiaro;
- Armatura: tessuto di poliestere;
- Strato inferiore: foglio calandrato a base di PVC, formulato per la saldatura termica a ridotta temperatura (160-180 c°), dello spessore di mm 0,8 di colore grigio scuro.
 - *Resistenza alla trazione* DIN 16734 1200 N
 - *Allungamento a rottura* DIN 16734 23%
 - *Resistenza alla lacerazione* DIN 16734 > 290 N
 - *Prova di piegatura* DIN 16734 < -30°C
 - *Comportamento all'acqua in presssione* DIN 16734 5 bar
 - *Resistenza all'accoppiamento* DIN 16734 > 100 N/5 cm
 - *Resistenza meccanica penetrazione* SIA 280 650 mm

1b) Geomembrana in fogli di polietilene.

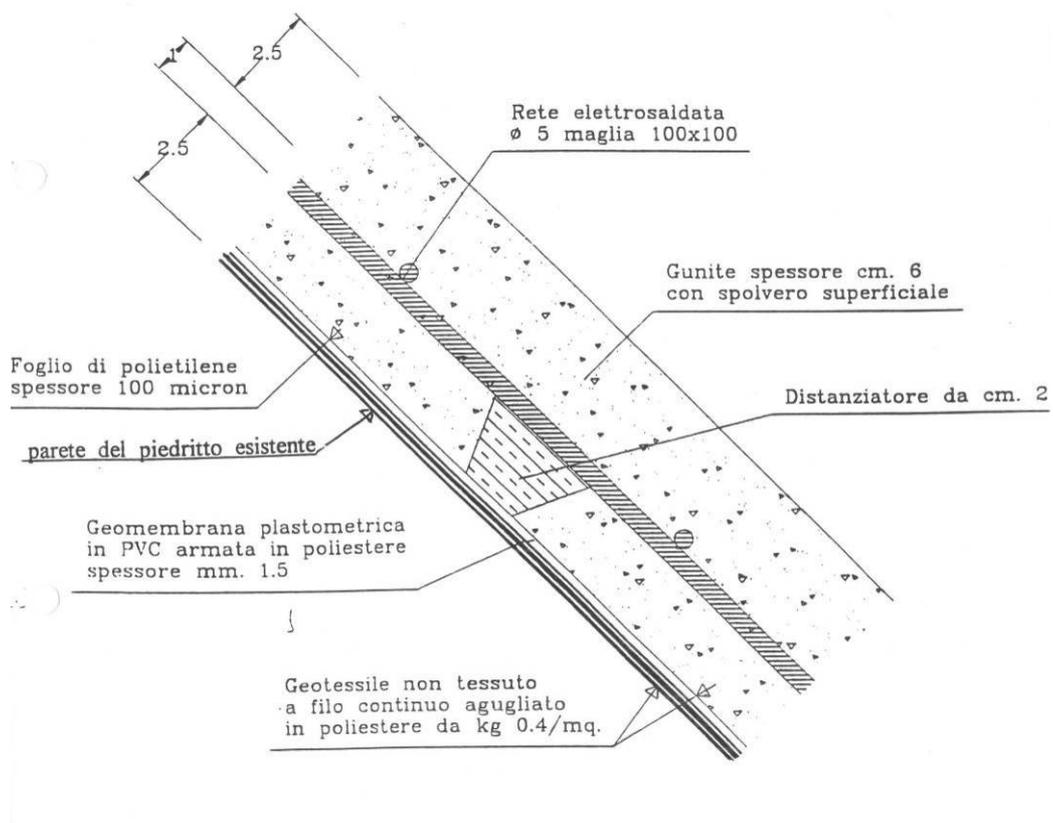
I prodotti di polietilene sono ottenuti per stampaggio a caldo e posseggono le seguenti caratteristiche tecniche:

- *insensibilità agli acidi, agli alcoli ed alle soluzioni saline;*
- *stabilità al calore;*
- *spessore minimo 100 micron.*

1c) Geosintetici - Geotessili

I geosintetici, intendendo come tali quei prodotti dell'industria tessile (geotessili - tessuti e nontessuti), e delle materie plastiche (georeti, geogriglie, geostuoie e prodotti affini) talora accoppiate tra loro (geocompositi), sono impiegati per svolgere una funzione principale ed eventualmente una o più funzioni secondarie, tra le seguenti; drenaggio, filtrazione, separazione, protezione, rinforzo

- FOTO / DISEGNI



- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Canale lungo circa 7 km con sezione trapezoidale di 11,20 m in platea e sponde con pendenza 1/1 ed altezza compresa tra 6 e 8 m circa; la platea del canale è stata realizzata con piastre in calcestruzzo gettato in opera di 30 cm di spessore provviste di giunti trasversali ogni 6 m. Il rivestimento di sponda è costituito da piastre in c.a. prefabbricate al vacuum di dimensioni 7.5 x 2.5 m e spessore 7 cm, poste in opera a giunti sfalsati poggianti su travetti in c.a. di sezione 0.25 x 0.20 m. l'argine è stato realizzato con terreno permeabile di scarsa coesione.

L'impermeabilizzazione dei giunti tra le vecchie piastre prefabbricate originarie era ottenuta con un cordolo bituminoso successivamente sostituito con materiale polisulfureo.

Il sistema drenante del canale è costituito da uno strato di ghiaia dello spessore di circa 30 cm, posto sul corpo arginale a tergo delle piastre prefabbricate, un cordolo drenante costituito da ghiaia e disposto ai piedi delle sponde, sotto il risvolto di platea, una serie di cordoli drenanti trasversali costituiti da ghiaia e posti sotto la platea ad un interasse di 6 m e da un collettore di cemento Ø 300 mm disposto longitudinalmente in asse alla platea. Le perdite dei giunti, raccolte dallo strato di ghiaia esistente sotto le piastre prefabbricate affluiscono al collettore centrale di cemento Ø 300 mm disposto sotto la platea, per percolazione attraverso i due ordini di cordoli drenanti (longitudinale e trasversale).

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RICONTRATI

A causa di un rapido abbassamento del livello all'interno del canale, nel tratto terminale, ove presumibilmente maggiore è stata la variazione di livello, alcune piastre in c.a. del rivestimento della sponda sono scivolte verso il fondo lasciando il terreno dell' argine di contenimento del canale a diretto contatto con l'acqua, perciò è stato necessario l'arresto dell'impianto ed il suo vuotamento.

Il distacco delle piastre prefabbricate di sponda va attribuito al fatto che queste, essendo sottili, non sono in grado di contrastare con il loro peso eventuali sottopressioni qualora venga a mancare improvvisamente la spinta dell'acqua contenuta nel canale come avvenuto durante la rapida oscillazione di livello e successivo svaso.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

L'intervento ha riguardato un tratto di circa 2,5 km ed è consistito in un nuovo rivestimento di sponda con piastre in calcestruzzo gettate in opera dello spessore di 0.25 m e dotate di giunti trasversali ogni 5 m.

Le maggiori dimensioni delle piastre di rivestimento, un migliore sistema di tenuta dei giunti ed infine un efficiente sistema di drenaggio a tergo delle piastre dovevano garantire la stabilità del rivestimento alle sottopressioni

La tenuta tra piastra e piastra, è garantita da profili di pvc a bulbo inseriti nello spessore dei getti e dall'applicazione di un sigillante polisulfurico bicomponente su tutto lo sviluppo esterno del giunto. Sulla superficie di contatto tra le nuove piastre di rivestimento ed il risvolto di platea, internamente è stato applicato un sigillante idroespansivo monocomponente, mentre esternamente è stato applicato un sigillante polisulfurico bicomponente. Le nuove piastre di rivestimento, superiormente (ovvero a contatto con il cordolo di sommità) sono invece prive di guarnizione di tenuta.

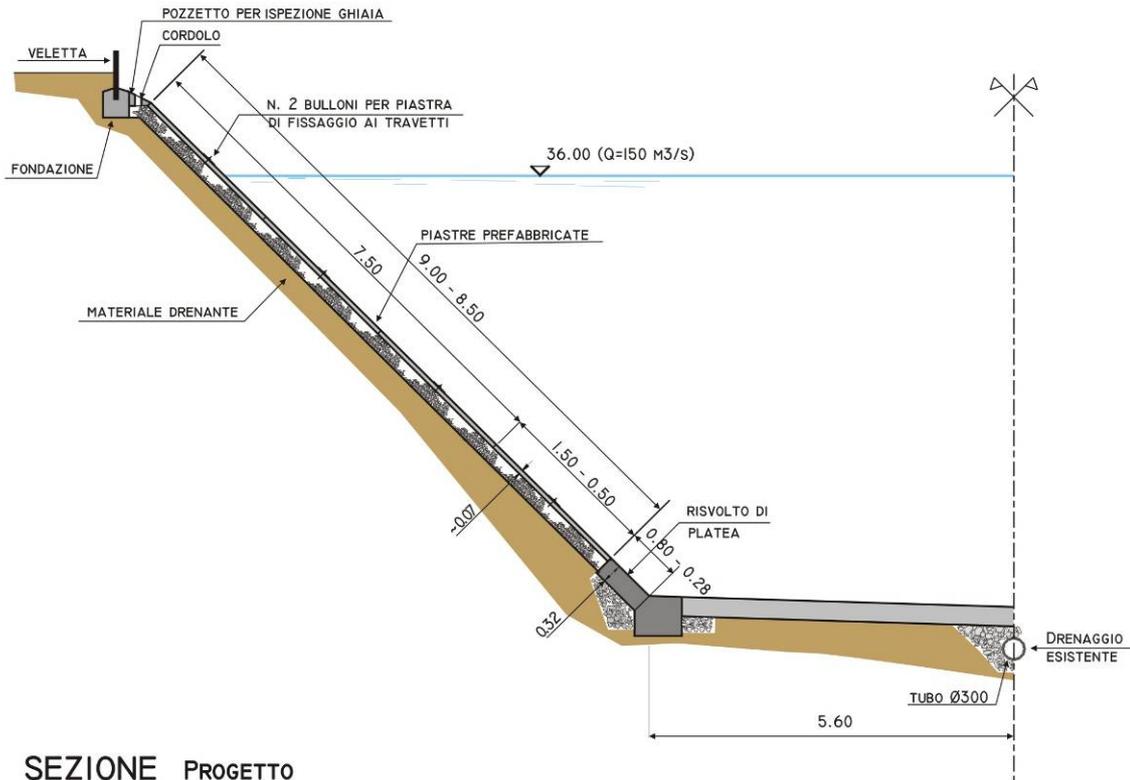
Nel tratto dotato del nuovo rivestimento di sponda, la rete di drenaggio è composta da:

- un materassino drenante posto ogni 5 m a tergo dei giunti trasversali delle piastre che rivestono le sponde;
- un tubo drenante suborizzontale Ø 108 mm, disposto con la stessa pendenza dell'argine ogni 40 m, sotto i giunti trasversali che dividono tra loro le piastre che rivestono le sponde; il tubo drenante è provvisto di un pozzetto sulla sommità arginale;

- un tubo di drenaggio longitudinale Ø 200 mm, disposto ai piedi delle sponde in corrispondenza del risvolto di platea al quale si collegano i materassini ed i tubi disposti a tergo dei giunti trasversali delle piastre che rivestono le sponde;
- un tubo di drenaggio trasversale Ø 200 mm disposto sotto la platea del canale ogni 36 m, collegato sia con i precedenti tubi di drenaggio longitudinale Ø 200 mm, sia con il preesistente collettore centrale di cemento Ø 300 mm, che corre sotto la platea.
- pozzetti provvisti di chiusini a tenuta, disposti lungo il preesistente collettore di cemento Ø 300 mm, ogni 100÷200 m.

FIGURE/FOTOGRAFIE

SEZIONE ESISTENTE



SEZIONE PROGETTO

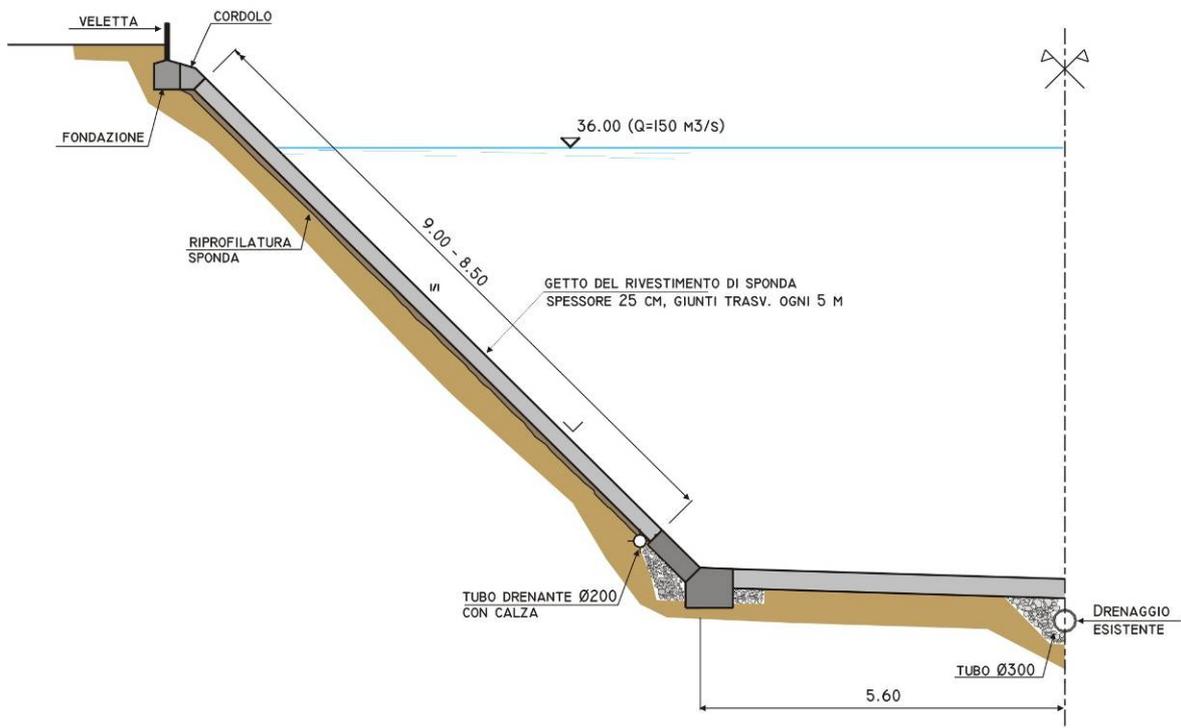
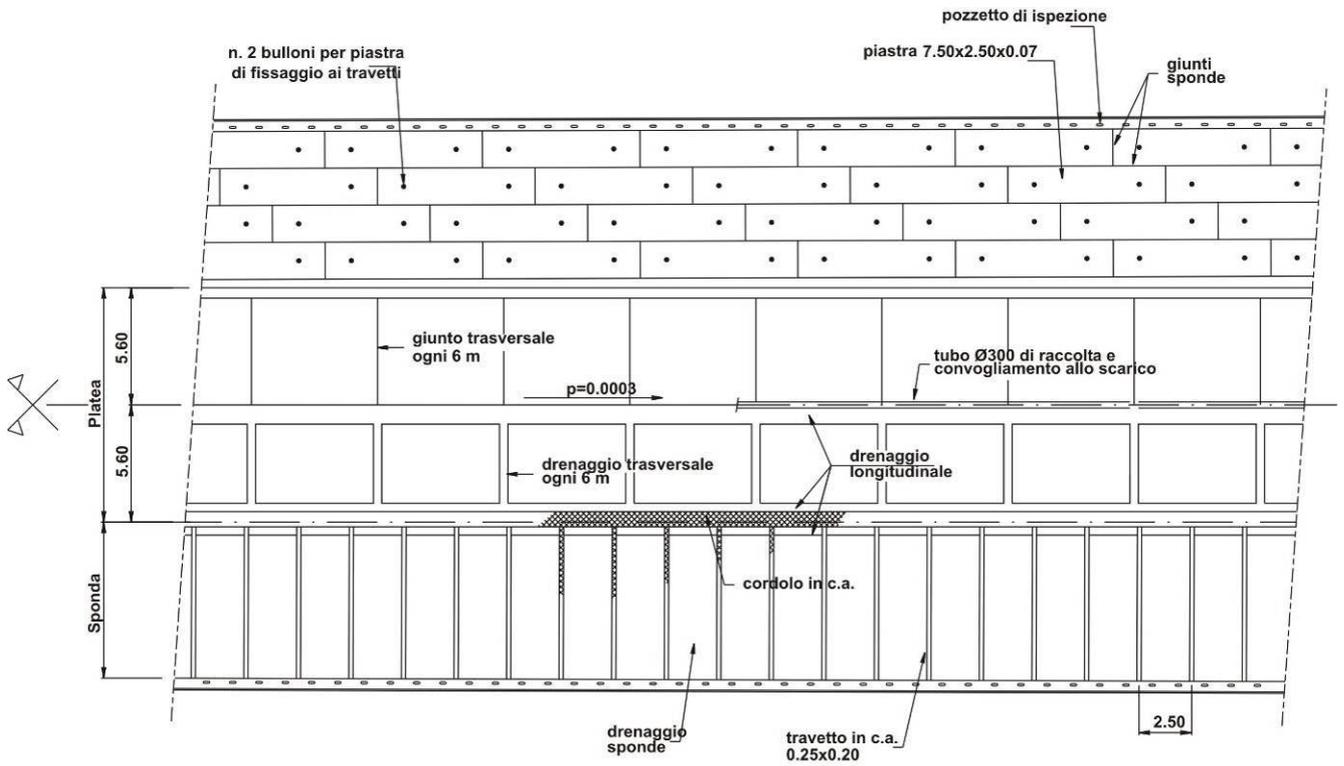


Fig. 1- sezione tipo del canale prima e dopo l'intervento

ESISTENTE

PIANTA



PROGETTO

PIANTA

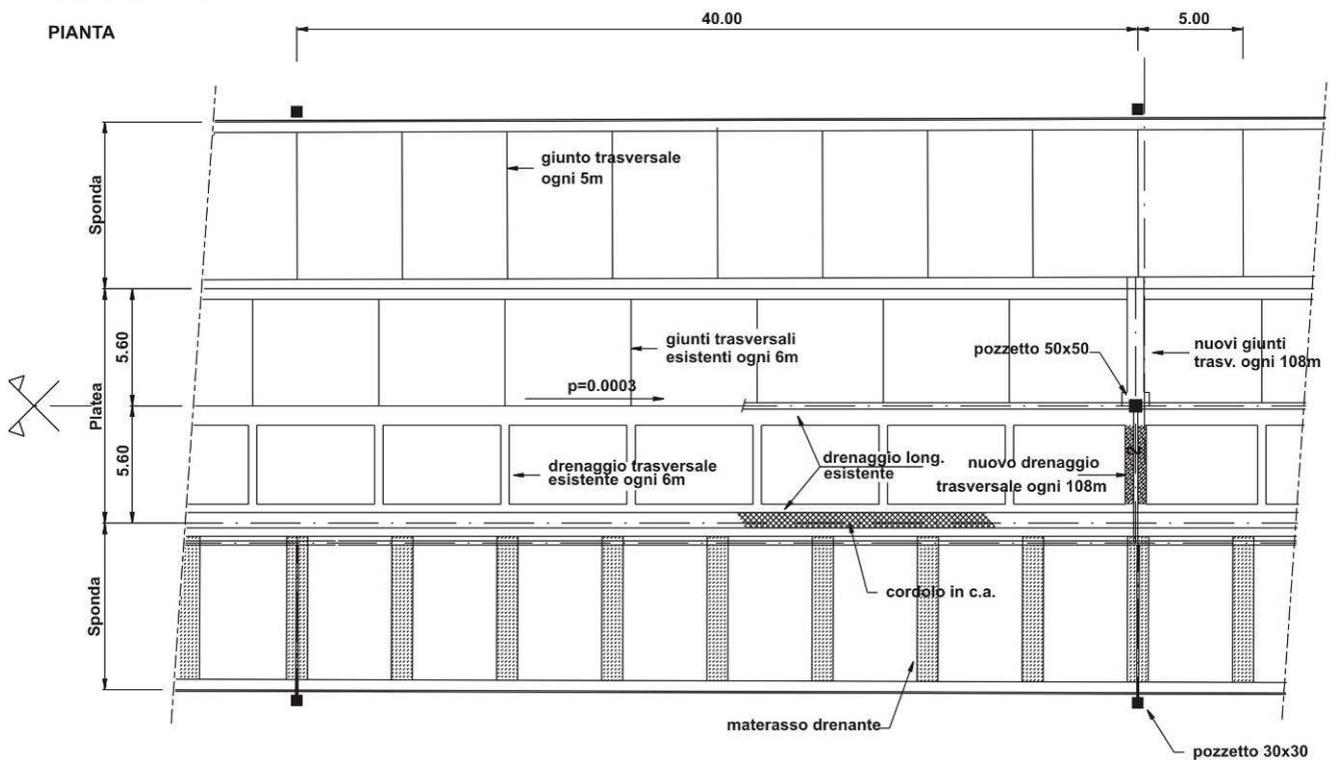


Fig. 2- pianta di un tratto dil canale prima e dopo l'intervento



Foto 1 – danneggiamento del rivestimento di sponda in piastre prefabbricate



Foto 2 – distacco di una piastra del rivestimento di sponda e fuoriuscita del materiale drenante



Foto 3 – ricostruzione del rivestimento di sponda – posa dei dreni e delle armature



Foto 4 – ricostruzione del rivestimento di sponda – getto delle piastre

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Canale a pelo libero di lunghezza di circa 9 km, realizzato a mezza costa in terreni dove è diffusa la presenza di cavità sotterranee dovute al dilavamento di formazioni gessose.

La sezione tipo del canale è prevalentemente di forma trapezia, con larghezza massima di circa 9 m e altezza di circa 3 m, realizzata, incassata nel terreno, in calcestruzzo cementizio a debole armatura. In alcuni tratti la sezione è di tipo rettangolare, con platea in calcestruzzo e piedritti realizzati in muratura di pietrame e malta rivestiti internamente con intonaco cementizio.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

In un tratto si è verificato lo sfondamento della platea. In un altro il dissesto della sponda.

Le indagini geologiche e geotecniche hanno accertato che il canale attraversa lo strato superficiale del versante, costituito da un ammasso di elementi lapidei calcareo marnosi e gessosi cementati tra loro da una matrice limosa.

Il primo dissesto è stato determinato dalla circolazione sotterranea di acque in cavità formatesi nei terreni gessosi, circolazione che ha dilavato i terreni sciolti adiacenti, su cui era posata la platea del canale, facendogli mancare l'appoggio.

Il secondo dissesto è stato determinato dalla indisciplinata circolazione di acque superficiali che ha determinato il dissesto di una zolla di terreno sciolto spingente sul canale stesso.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

La parte principale dell'intervento di risanamento del canale è costituita dalla ricostruzione ex novo dei tratti irrimediabilmente degradati.

L'intervento ha previsto il rifacimento a tutto spessore, con calcestruzzo cementizio armato,

Ove le condizioni lo permettevano è stato salvaguardato il rivestimento della sponda più integra, utilizzandolo come prerivestimento_casseforma per i getti successivi, ottenendo in questo modo una importante riduzione degli oneri per la sagomatura e compattazione del fondo. In queste circostanze l'asse del canale ha subito una traslazione laterale pari allo spessore del rivestimento.

Nei tratti a sezione trapezia il nuovo rivestimento ha uno spessore di 40 cm, ed è armato con due reti ϕ 8 maglia cm 20x20, poste rispettivamente all'intradosso e all'estradosso del getto.

Nei tratti a sezione rettangolare lo spessore delle pareti è di 50 cm, con armature più robuste, dimensionate in relazione alle effettive spinte del terreno; in tali tratti la struttura è stata rafforzata da una serie di travi metalliche di collegamento in sommità tra le pareti, poste ad interasse di 3 metri.

La tenuta idraulica dei giunti di ripresa e dilatazione è stata realizzata con profilati waterstop posti in mezzzeria del getto di calcestruzzo ogni 12 m circa.

Longitudinalmente ciascun concio del canale è stato dimensionato autoportante per l'intera lunghezza di 12 m al fine di sopperire ad eventuali future discontinuità di appoggio dovute alle formazioni gessose.

- FIGURE/FOTOGRAFIE



Foto 1 - Voragine apertasi nella platea del canale



Foto 2 – Smottamento in sponda Sx

SITUAZIONE ESISTENTE

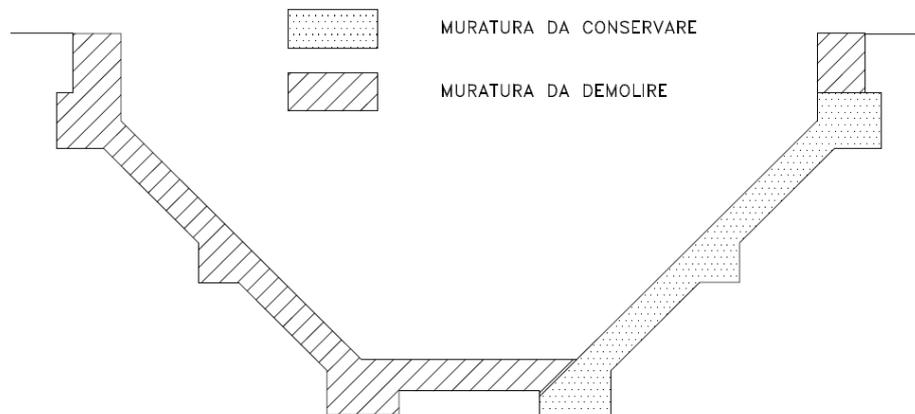


Fig.1 - Demolizione parziale del rivestimento esistente

SITUAZIONE DI PROGETTO

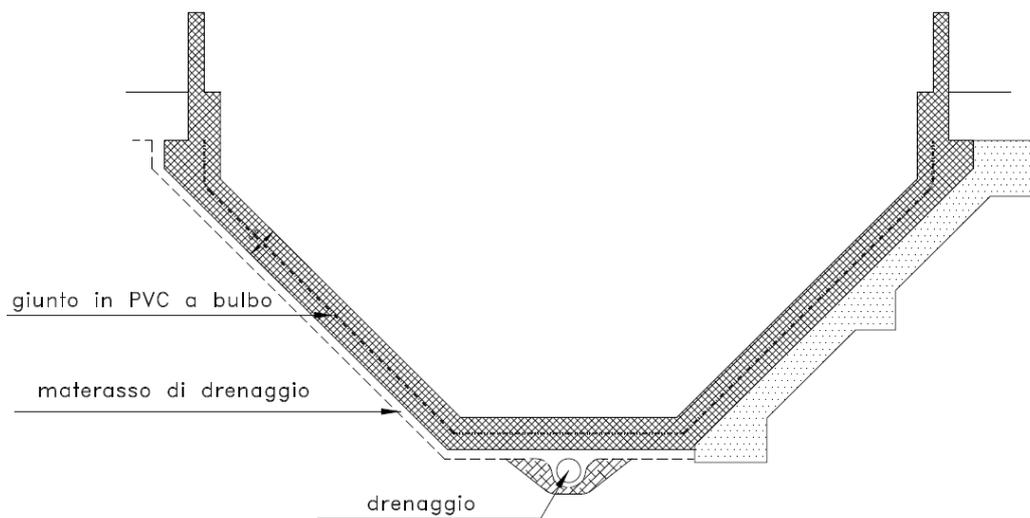


Fig.2 – Ricostruzione a tutta sezione in c.a.



Foto 3 – Riempimento cavità con misto di cava



Foto 4 – Rinforzo del terreno con geosintetici



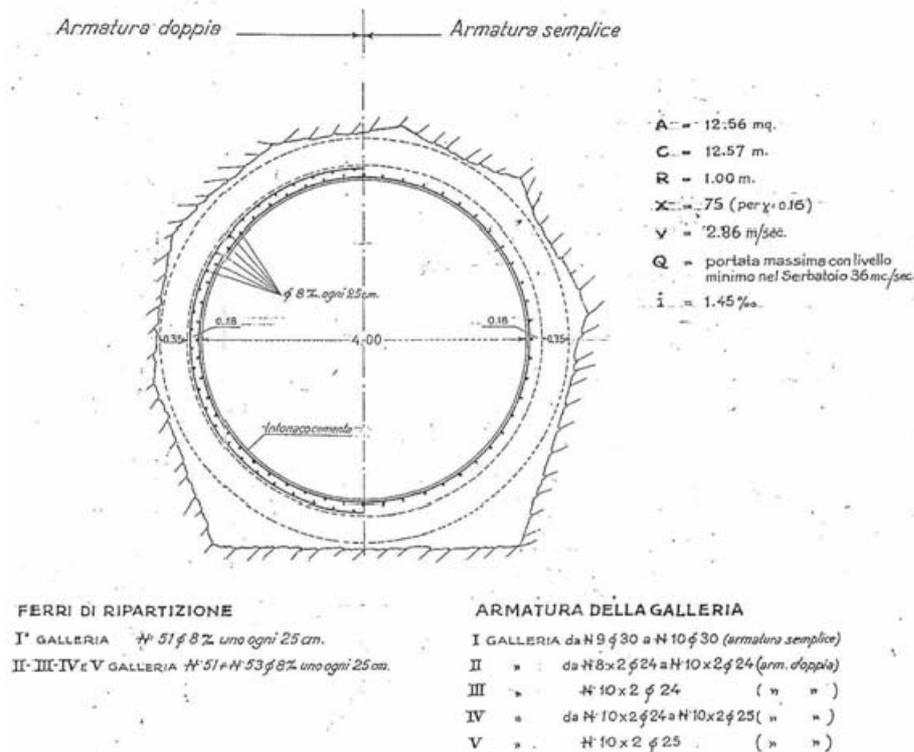
Foto 5 – Ricostruzione per tratti sfalsati, previa interposizione giunti waterstop



Foto 6 - Irrigidimento con travi metalliche nei tratti a sezione rettangolare

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria di Derivazione in Pressione
 Sezione circolare – Anello in CLS armato



- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCOINTRATI

Galleria interessata da fessurazione longitudinale in calotta e circonferenziali.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Anello completo interno alla sezione attuale realizzato con centine metalliche profilato HEB100 (interasse 80 cm), doppio strato di rete elettrosaldata (maglia 100x100 filo 5 mm) e "Spritz-Beton" per uno spessore medio di 20 cm.

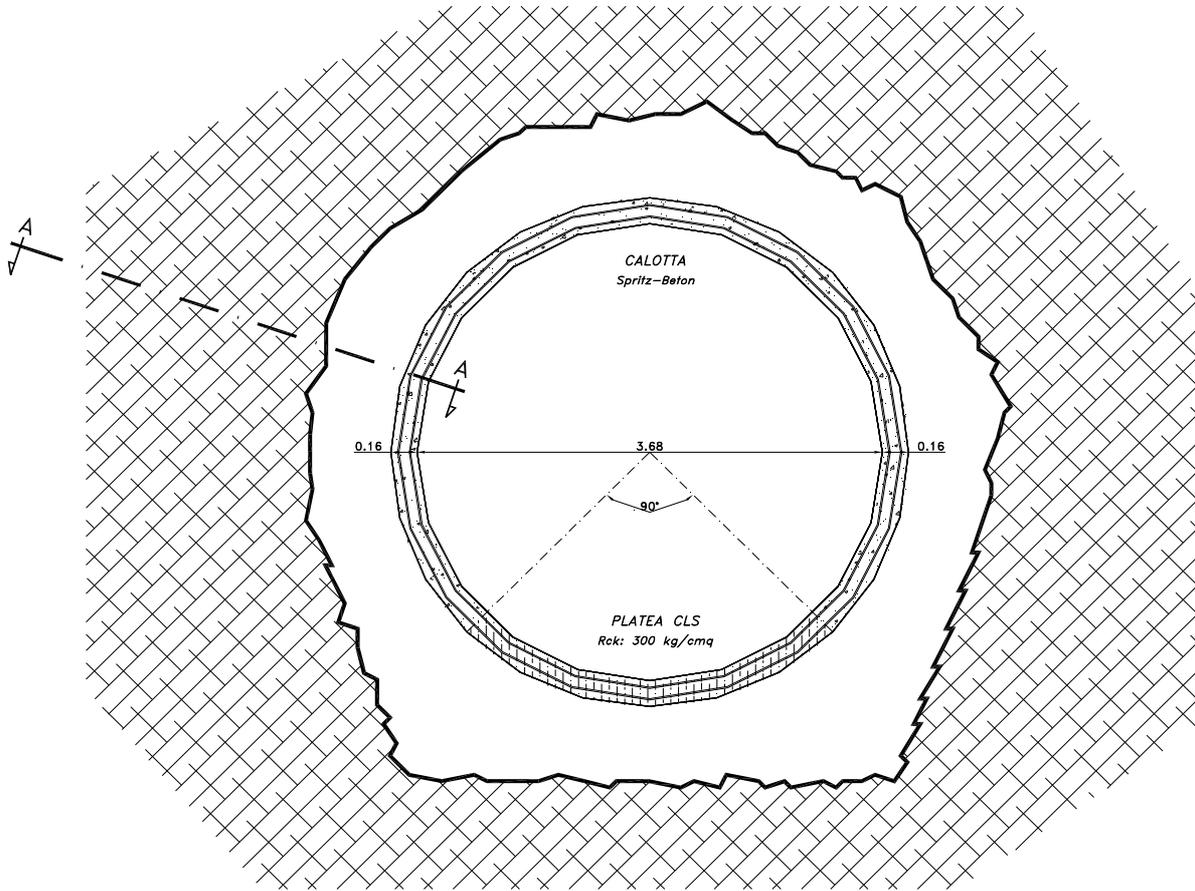
Fasi di lavoro

- Installazione Centine metalliche HEB100
- Posa in opera rete elettrosaldata 100x100 diametro 5 mm
- Getto platea in CLS – Rck=300 kg/cm2
- Spritz-Beton in calotta (spessore medio 20 cm) - Lisciatura Spritz-Beton
- Iniezioni di intasamento tra ammasso roccioso e vecchio rivestimento in CLS

- FIGURE/FOTOGRAFIE

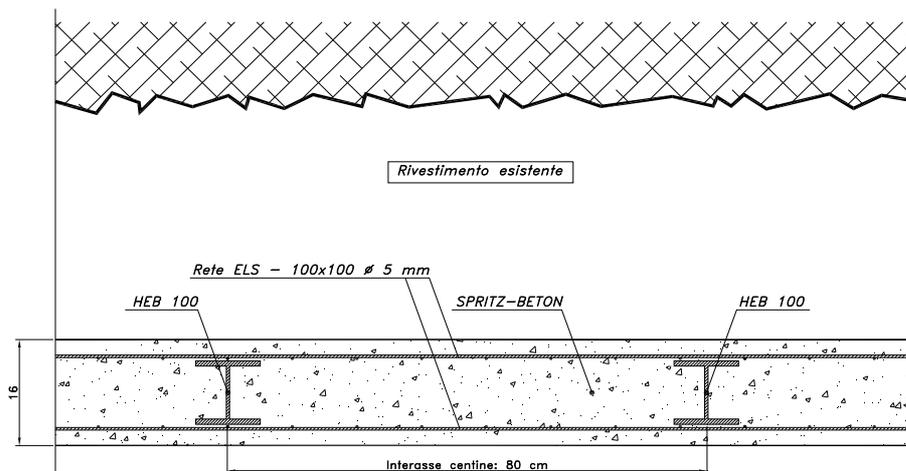
Galleria di derivazione SALTO/COTILIA
 PROGETTO

Scala 1:25



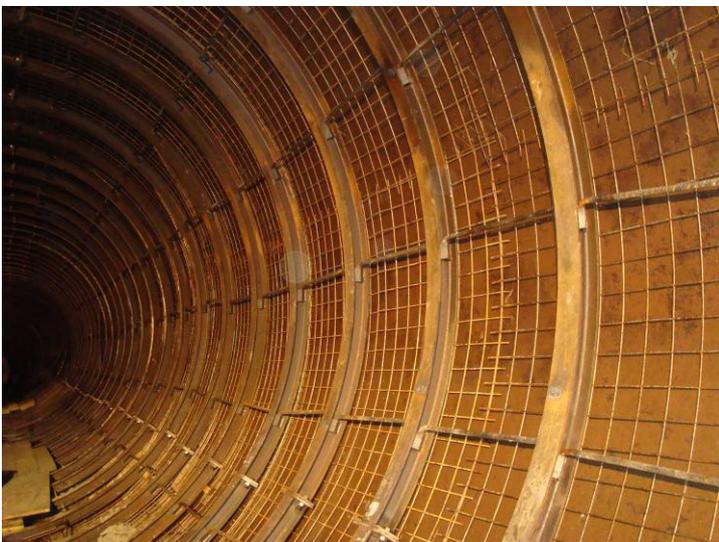
PROGETTO: Sezione AA

Scala 1:5





Montaggio Centine Metalliche



Dettaglio Centine



Lavoro ultimato

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria di derivazione di lunghezza circa 6,5 km, sezione circolare di diametro variabile da circa 4,5 m a circa 4,7 m. e pendenza media di 0.13‰.

- PROBLEMI RISCONTRATI

Da progressiva 0 a progressiva 300 m della galleria si sono riscontrate fessure anulari aperte circa 1 mm che si presentano ad intervalli di 8 metri.

Sono state inoltre riscontrate, sempre nello stesso tratto di galleria, due grosse venute d'acqua.

Il giunto di dilatazione posto all'imbocco della galleria risultava poi del tutto inefficace per il degrado delle proprietà meccaniche dello stesso.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'attività principale dell'intervento è stata la sigillatura delle fessure anulari aperte circa 1 mm utilizzando il prodotto epossidico Duroglass Sub.

Sono state inoltre posizionate, in corrispondenza delle due venute d'acqua, valvole di non ritorno per impedire la fuoriuscita d'acqua dalla galleria.

Per completare è stato eseguito il ripristino del giunto di dilatazione posto all'imbocco della galleria con il prodotto "Sikadur Combiflex" della ditta Sika.

Particolare attenzione è stata posta nella pulizia della superficie da trattare che è stata sabbiata sino ad eliminare ogni traccia di fanghiglia e di parti friabili incoerenti.

Il composto Duroglass Sub utilizzato nell'intervento è a due componenti da miscelare al momento dell'uso nel rapporto di 1:1 in volume, il prodotto molto denso e tixotropico viene prelevato dalla confezione con le mani protette da guanti in materiale plastico e ben bagnate e impastato su un piano di lavoro (tipo "panò") mantenendo le mani bagnate per evitare l'appiccicosità. Si ottengono in tal modo delle palle di impasto che vengono passate all'operatore per l'applicazione che deve essere effettuata manualmente premendo l'impasto contro le superfici adottando spessori di 4-5 millimetri. L'esperienza maturata in numerosi cantieri raccomanda di riscaldare a bagnomaria in acqua tiepida (circa 20 gradi) il componente "bianco" così da migliorarne la lavorabilità.

Nell'ambito dei lavori è stata eseguita anche la manutenzione del giunto di dilatazione all'imbocco della galleria. Il giunto è stato trattato con il prodotto "Sikaflex" specificatamente progettato per la tenuta e l'impermeabilizzazione superficiale di giunti e fessure in quanto permette una perfetta adesione ai più svariati sottofondi, grazie all'impiego di un adesivo epossidico, ha una elasticità permanente e resiste molto bene all'invecchiamento.

Le superfici da trattare sono state accuratamente pulite in modo da eliminare ogni traccia incoerente od in fase di distacco. Di seguito si riporta uno schema con le varie fasi della lavorazione.

- FIGURE/FOTOGRAFIE

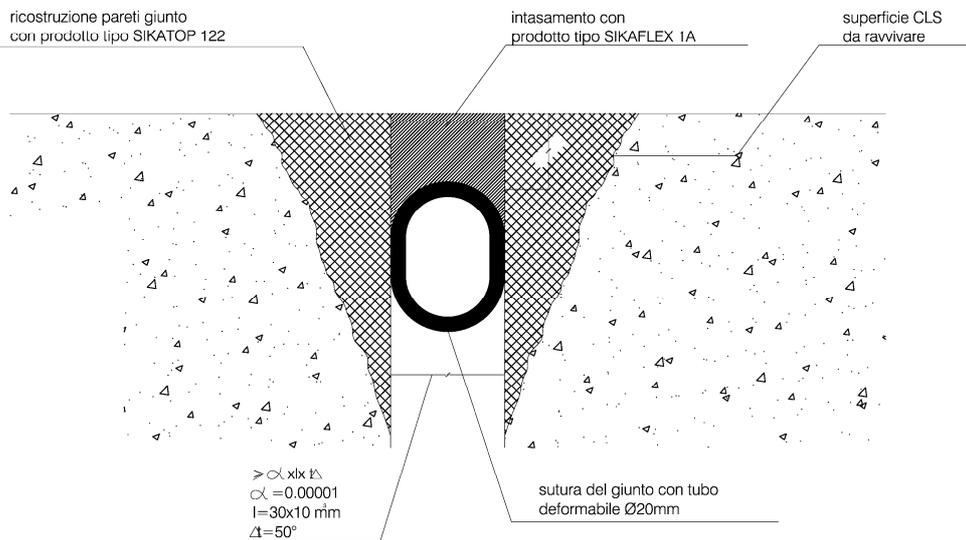


imbocco della galleria



imbocco della galleria di derivazione e giunto di dilatazione

particolare ricostruzione
GIUNTO di DILATAZIONE



I MATERIALI INDICATI, POTRANNO ESSERE SOSTITUITI DA ALTRI DI COMPROVATA PARI O SUPERIORE QUALITA' PREVIA APPROVAZIONE DEL DELEGATO COMMITTEA



realizzazione del nuovo giunto

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria di lunghezza complessiva di circa 13500 m, a sezione circolare con diametro di 3,35 m e pendenza dello 0,21%.

Il rivestimento, di spessore variabile 30 ÷ 50 cm, è talvolta protetto da un manto di gunite armato.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

In alcuni tratti la galleria è sede di dissesti strutturali che ne riducono la stabilità e ne compromettono l'impermeabilità.

Lesioni longitudinali e anulari, generalmente capillari, talvolta raggiungono l'ampiezza di alcuni millimetri.

La galleria presenta diffusi fenomeni di infiltrazioni d'acqua, sia in corrispondenza di lesioni anulari (principalmente nelle zone di riprese di getti), sia in corrispondenza di lesioni longitudinali, sia da piccoli fori presenti nel calcestruzzo di rivestimento.

In un tratto centrale si riscontra un diffuso ammaloramento dell'arco rovescio, con distacco del copriferro ed esposizione delle armature.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

L'intervento consiste nella realizzazione di un anello in calcestruzzo proiettato armato, dello spessore di circa 8 cm, ed il risanamento localizzato delle superfici ammalorate con malte tixotropiche antiritiro.

- FIGURE/FOTOGRAFIE

SEZIONE TIPO ESISTENTE
 SCALA 1:20

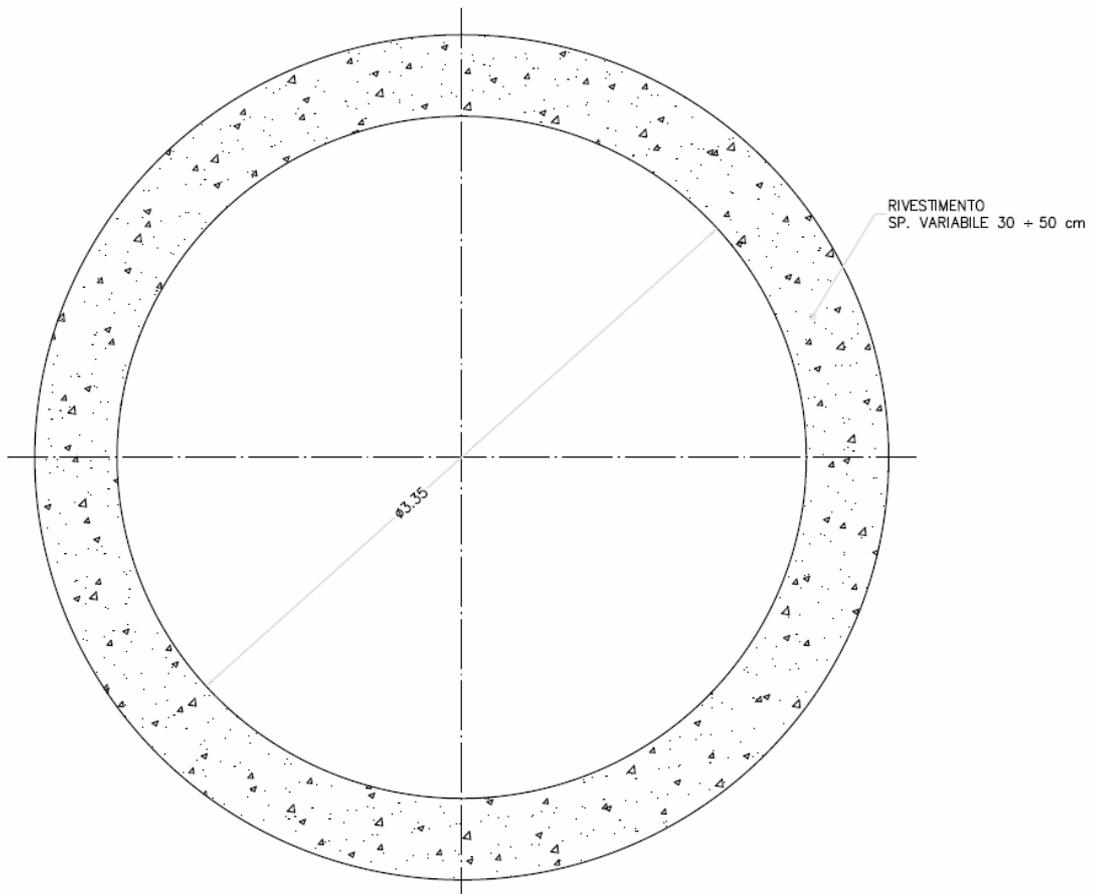


Fig.1 Sezione esistente

CONSOLIDAMENTO CON RIVESTIMENTO IN C.A.
 SCALA 1:20

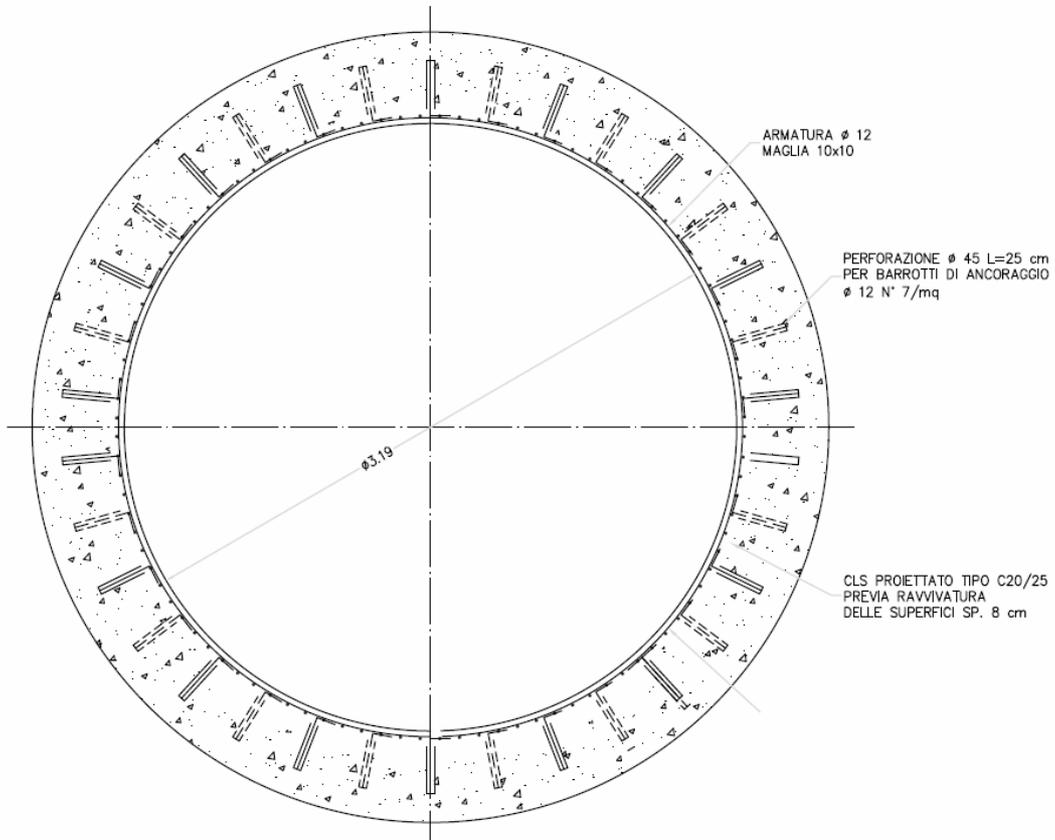


Fig.2 Sezione di progetto

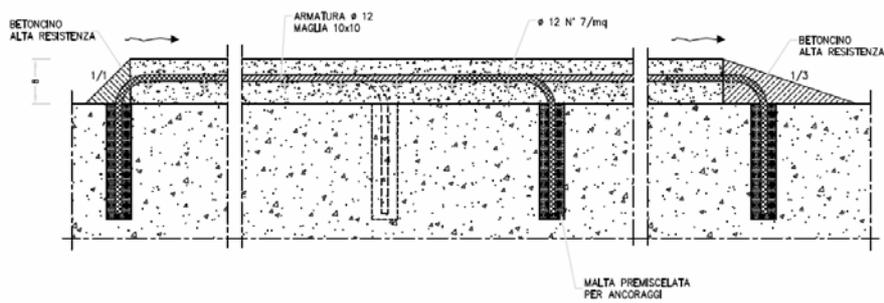


Fig.3 Particolari costruttivi



Foto 1 - Arco rovescio ammalorato, con distacco del copriferro ed esposizione delle armature.



Foto 2 – Infiltrazioni d'acqua, in corrispondenza di lesioni anulari (principalmente nelle zone di ripresa di getti)



Foto 3 – Intervento di rattivatura delle superfici e perforazioni per ancoraggi

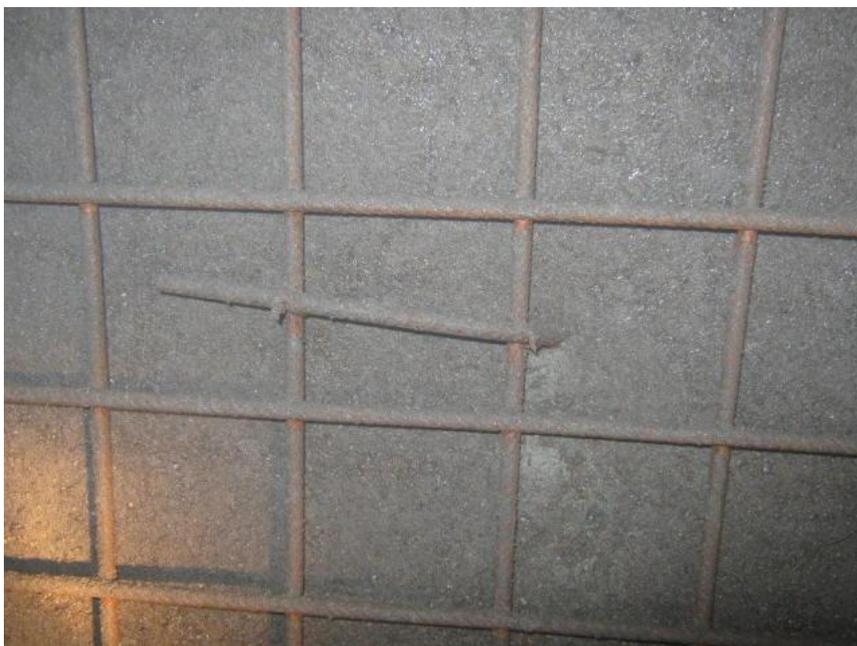


Foto 4 – Posa in opera rete metallica ed ancoraggi



Foto 5 – Calcestruzzo proiettato



Foto 6 – Rasatura superfici

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria a sezione interna circolare con diametro di m. 5,45 circa e lunghezza complessiva di m. 1150 circa, parte in calcestruzzo armato gettata in opera, con giunti ogni 12 m, e parte in acciaio.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RICONTRATI

La galleria era interessata, nelle tratte in calcestruzzo, da una fessura longitudinale passante in calotta con fuoriuscite d'acqua che si manifestavano nel piazzale dell'impianto e nei terreni sovrastanti.

La presenza della fessura testimoniava una situazione di debolezza strutturale che doveva essere rimossa. Situazione di debolezza in aggravamento a causa dell'ossidazione dei ferri d'armatura nella sezione fessurata ed interessata dalla trafilazione di acqua.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

La realizzazione di qualsiasi intervento era condizionata dagli alti costi del fuori servizio dell'impianto. È stata pertanto individuata una soluzione che ha ridotto al minimo tali tempi.

In pratica la soluzione individuata ha previsto la messa in opera di un rivestimento autoportante in acciaio all'interno della galleria. Al fine di ridurre i tempi di esecuzione dell'intervento il rivestimento è stato pre-assemblato in virole di 6m di lunghezza all'esterno della galleria. Le virole sono poi state introdotte all'interno della galleria attraverso un pozzo aperto dal piazzale dell'impianto, ottenuto dalla demolizione della calotta di un concio di tubazione, e spinte nella loro posizione definitiva per essere saldate tra loro.

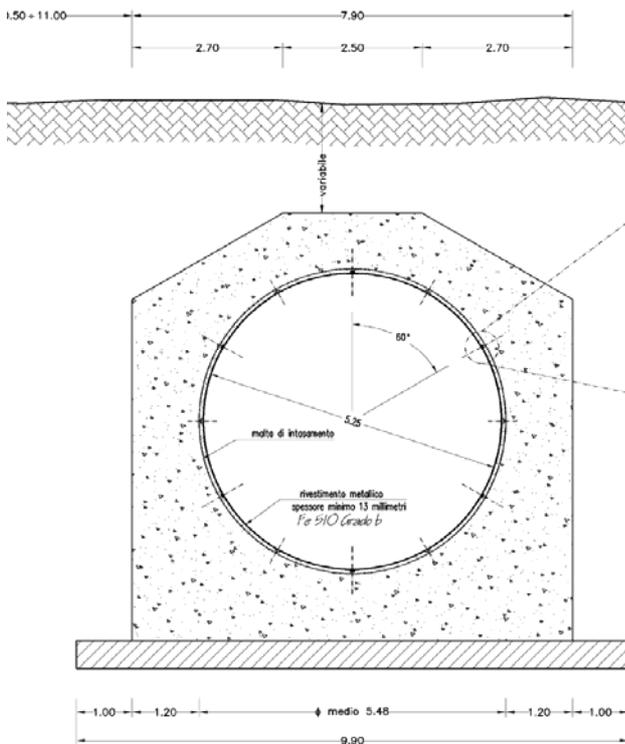
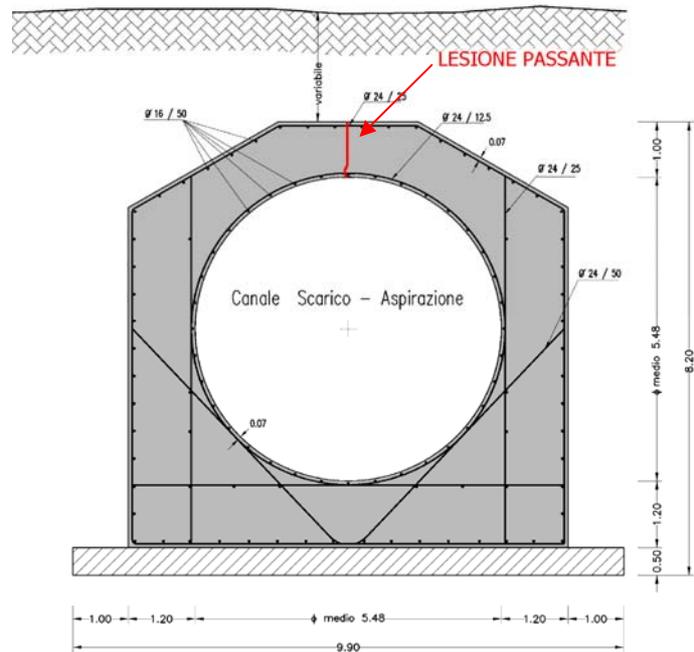
Il rivestimento ha un diametro interno di m 5.25 e lo spessore della lamiera di 13 mm ed è costituito da una tubazione circolare in lamiera di acciaio Fe 510 GrB UNI EN 10025.

L'intercapedine tra il rivestimento ed il manufatto originario è stata intasata con iniezioni di malta a base cementizia.

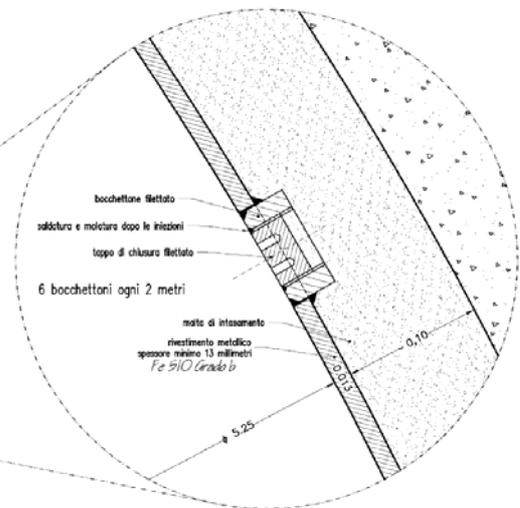
I lavori sono stati eseguiti in due campagne: la prima ha riguardato un tratto di circa 190m, e la seconda ha riguardato il restante tratto di 130m.

- FIGURE/FOTOGRAFIE

Sezione tipo - consistenza



Sezione tipo - progetto





Viola inserita nella galleria attraverso il pozzo



Viola posizionata all'interno della galleria

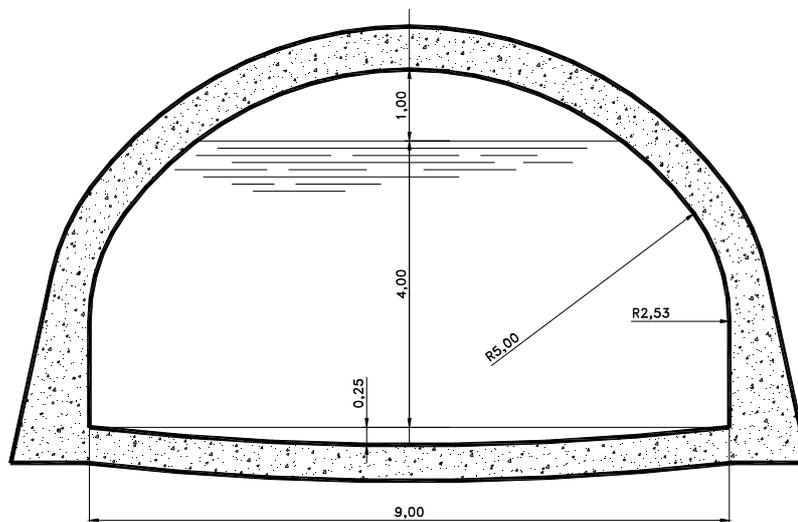


Saldatura delle virole all'interno della galleria

DESCRIZIONE DELL'OPERA

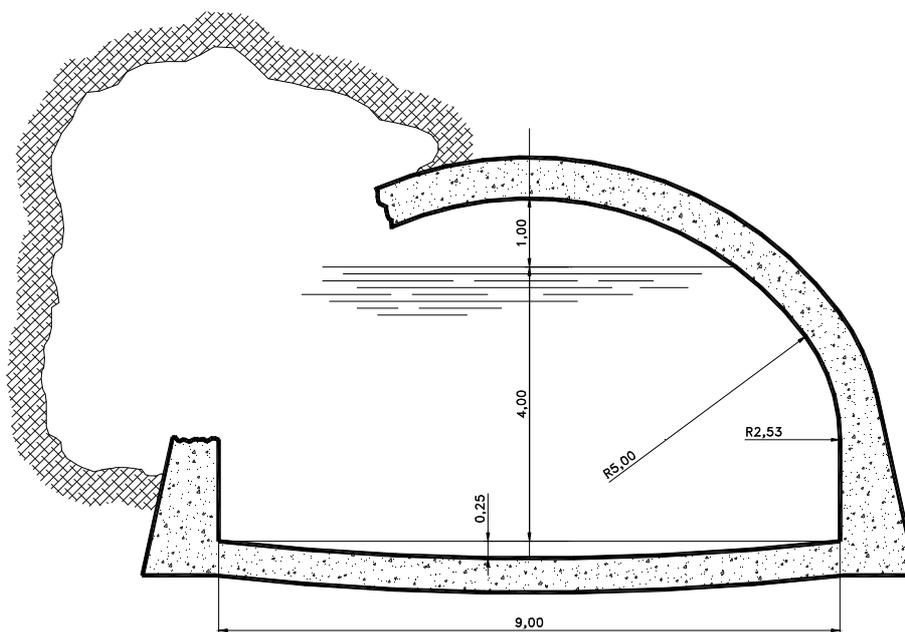
Galleria di Scarico a pelo libero

Sezione Policentrica – Anello in CLS non armato



- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

Crollo parziale della calotta in destra idraulica (dall'imposta sul piedritto fino alla chiave) per un fronte di circa 10 m.



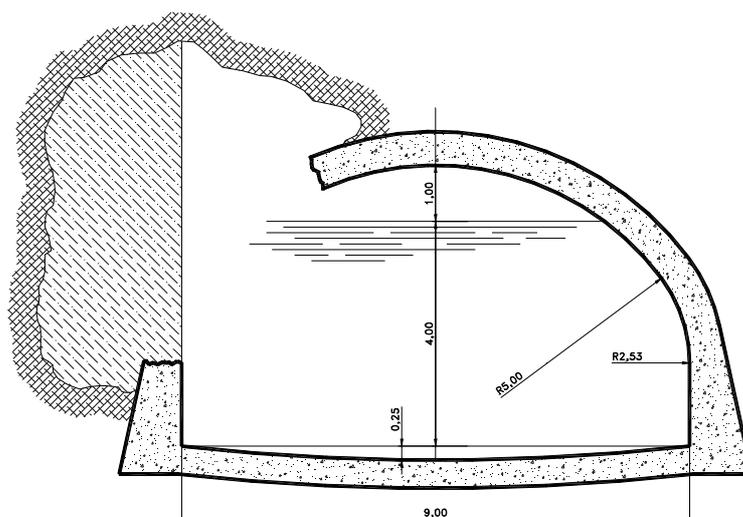
- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

1) Lavori di messa in sicurezza – Pronto intervento.

I lavori di pronto intervento sono stati realizzati con l'obiettivo di permettere l'esercizio della centrale per tutto il periodo invernale.

- Costruzione di un muro in CA a protezione della roccia nuda in Sx idraulica;
- Volume di CLS gettato: circa 80 m3;
- Sagomatura del muro in corrispondenza dell'attacco con la calotta e intasamento degli interstizi tra il rivestimento in CLS e la roccia;
- Demolizione del masso affiorante fino a pelo acqua (livello del canale con impianto fuori esercizio).

Tutte le lavorazioni sono state eseguite in presenza d'acqua con utilizzo di pontone modulare.



2) Ricostruzione nuovo rivestimento in corrispondenza del “fornello”

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria di circa 12 km di lunghezza a pelo libero, parte in galleria, parte in galleria artificiale, a mezza costa sul fianco della valle.

Il rivestimento della galleria è costituito in alcune tratte da muratura di pietrame e malta di cemento ed in altre da calcestruzzo; in alcune tratte attraversanti roccia di migliore qualità la calotta non è rivestita.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

La galleria presentava diffusi ammaloramenti dell'intonaco di rivestimento che si manifestavano con lo stacco dello strato superficiale (spessore di 2-3 mm) della lisciatura sulla platea e parzialmente sui piedritti per una altezza di 1,20-1,50 m, in particolare per i primi 4 km (con una percentuale del 20%-30 % dell'intera superficie) e negli ultimi 50 m che precedono lo sbocco nel bacino di carico della centrale (con una percentuale del 20 % dell'intera superficie).

In alcuni tratti la galleria presentava inoltre distacchi del rivestimento molto evidenti, soprattutto all'attacco fra piedritti e platea.

La struttura era altresì interessata da numerose fessure longitudinali ed anulari con saltuarie venute d'acqua. In corrispondenza della progressiva 10017 m il rivestimento era segnato da due crepe anulari marcate che in passato erano state ripetutamente sigillate e che, prima dell'intervento di manutenzione in oggetto, si presentavano nuovamente aperte; tali crepe segnavano il passaggio dal terreno sciolto alla roccia.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Per poter ripristinare la funzionalità della galleria (era fuori servizio da circa 10÷12 anni) ed eliminare le evidenze riscontrate sono stati eseguiti i seguenti interventi:

- Idrodemolizione controllata selettiva (con controllo automatico di pressione e portata) fino alla completa asportazione del vecchio intonaco (profondità di asportazione pari a 5 mm circa) e fino ad un'altezza di 1.40 m, da prog.0m a prog. 4000 m circa, e fino ad un'altezza di 1.60 m da prog. 11800m circa fino allo sbocco della galleria mediante idrogetto munito di utensile rotante. Si è dapprima proceduto all'idroscarifica della platea, successivamente a quella dei piedritti ed infine alla pulizia del materiale asportato.

Lo spessore di idroscarifica è stato tale da asportare completamente l'intonaco esistente;

- Disgaggio, scalpellatura e pulizia della calotta in roccia. Demolizione meccanica controllata con martello demolitore o con idrogetto per asportazione di parti in fase di distacco e successiva idropulizia con pressione di 100 bar;
- Sigillatura elastica delle fessure. Sono state sigillate le fessure fino a quota 1.40÷1.60m con sigillante elastico. Le superfici da trattare sono state scrostate e pulite sino ad eliminare ogni traccia di fanghiglia e di parti friabili e non aderenti. Il sigillante elastico è stato applicato manualmente premendo l'impasto contro le superfici con un consumo minimo di 0.5 kg/m.

Prima dell'applicazione del prodotto è stato posizionato, sulla fessura, un nastro da carrozziere di larghezza di 5 cm;

Formazione del nuovo rivestimento su platea e piedritti con malta fibrorinforzata. Messa in opera, mediante pompe intonacatrici, di malta fibrorinforzata tixotropica con spessore minimo di 5 mm; immediatamente prima delle applicazioni è stata eseguita idropulizia con pressione di 100 bar.

- E' stata dapprima trattata la platea previa predisposizione di una rete su tutta la platea e di due listelli in legno per verificare lo spessore del getto. La platea è stata trattata in un'unica fase e la rete è stata fatta sporgere dal getto per almeno 8 cm per la ripresa di getto dei piedritti. L'applicazione sui piedritti è stata effettuata quando la platea ha raggiunto la necessaria consistenza per permettere il passaggio di persone e mezzi ed è stata fatta fino ad un'altezza di 1.40 m da prog. 0 m a prog. 4000 m circa e fino ad un'altezza di 1.60 m da prog. 11800 m circa fino allo sbocco. In corrispondenza delle fessure è stata posizionata la rete a cavallo delle stesse.

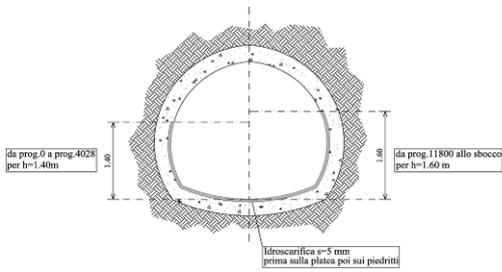
Per ottenere una superficie liscia ed a piano perfetto la finitura è stata eseguita in due fasi, dapprima con spatola americana e successivamente con una spugna montata sulla spatola.

In presenza di trasudamenti dalla superficie da trattare la malta di rivestimento è stata additivata con una opportuna quantità di cemento Lafarge per assicurare la perfetta aderenza al supporto.

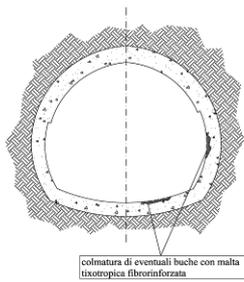
- FIGURE

INTERVENTO da prog.0 a prog.4028 m e da prog.11800 m fino allo sbocco

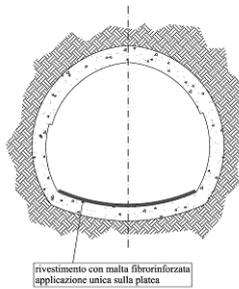
PRIMA FASE - IDROSCARIFICA



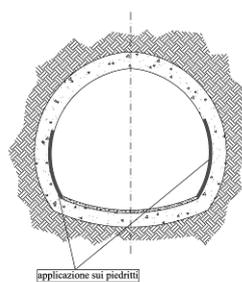
SECONDA FASE - IDROPULIZIA



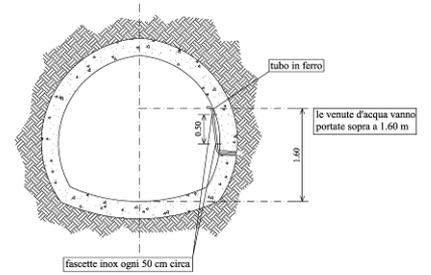
QUINTA FASE - POSA MALTA FIBRORINFORZATA IN PL



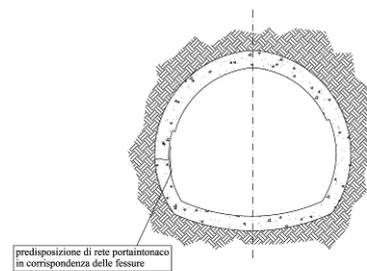
SESTA FASE - POSA MALTA FIBRORINFORZATA SUI PIEDRITTI



TERZA FASE - TRATTAMENTO VENUTE D'ACQUA

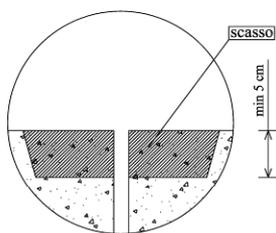


QUARTA FASE - POSA RETE

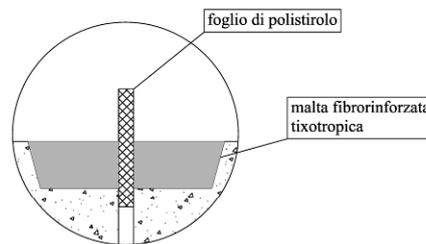


TRATTAMENTO DELLE FESSURE

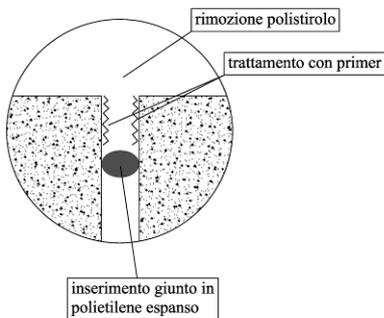
prima fase



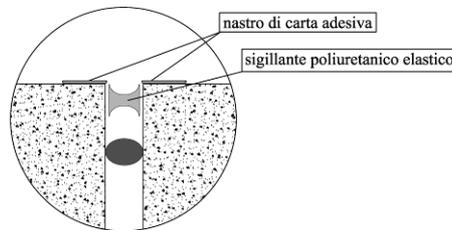
seconda fase



terza fase



quarta fase



particolari non in scala

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria di derivazione lunga circa 9.65 km.

Il tronco di galleria oggetto dell'intervento è stato subito abbandonato, appena dopo la costruzione, perché troppo corticale e soggetto alle spinte di monte provocate dalla presenza di una grossa lente di gesso.

E' stata quindi predisposta una variante in modo da riportare questo tronco di galleria nell'ammasso roccioso che si trova più in profondità.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

Il tronco di galleria in oggetto è lungo circa 800 m e si trova in corrispondenza di una finestra di accesso alla galleria principale di derivazione. Tale tronco si svolge sui terreni instabili del detrito di falda del versante e fu subito abbandonato ai tempi della costruzione poiché già allora erano evidenti deformazioni strutturali incompatibili con l'esercizio.

L'intervento di manutenzione si è reso necessario poiché attraverso la finestra ed il tronco dimesso è possibile accedere alla galleria di derivazione. E' quindi stato indispensabile ripristinare i tratti fortemente degradati dove sono presenti lesioni nel rivestimento in calcestruzzo ed abbondanti venute d'acqua.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

Le principali attività eseguite sono state:

1. centinatura per una lunghezza di circa 200 m;
2. realizzazione di una serie di perforazioni a distruzione ed installazione di tubi microfessurati per la raccolta delle acque di drenaggio a tergo del rivestimento;
3. installazione di piezometri, in alcune sezioni caratteristiche, per il monitoraggio della falda;
4. posa di bulloni per misure di convergenza in alcune sezioni caratteristiche;
5. sigillatura di fessure;
6. rimozione del calcestruzzo ammalorato e ripristino dello stesso con calcestruzzo confezionato con cemento ferrico-pozzolatico per resistere all'attacco delle acque solfatice

- FIGURE

TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INTERVENTI EFFETTUATI

PROGRESSIVA [m]	TIPOLOGIA INTERVENTO	NOTE
DA 178,00 A 230,00	CENTINATURA	POSA DI CENTINE HEB 120
247,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
	PIEZOMETRO	POSA DI TUBO 1"1/2 CON MANOMETRO
DA 261,00 A 262,50	SIGILLATURA FESSURE	SIGILLATURA CON MALTA TIPO SIKA TOP 122
263,60	MISURE DI CONVERGENZA	POSA DI N° 3 BULLONI
270,00	PIEZOMETRO	POSA DI TUBO 1"1/2 CON MANOMETRO
	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
432,00	MISURE DI CONVERGENZA	POSA DI N° 3 BULLONI
500,00	MISURE DI CONVERGENZA	POSA DI N° 3 BULLONI
520,00	DRENAGGI	N° 3 PERFORAZIONI ø 100 mm
	CAROTAGGIO	N° 1 CAROTAGGIO ø 100 mm
530,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
535,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
538,00	PIEZOMETRO	POSA DI TUBO 1"1/2 CON MANOMETRO
	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
541,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
546,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
550,00	MISURE DI CONVERGENZA	POSA DI N° 3 BULLONI
552,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
557,00	DRENAGGI	N° 3 PERFORAZIONI ø 100 mm
	CAROTAGGIO	N° 1 CAROTAGGIO ø 100 mm
560,00	MISURE DI CONVERGENZA	POSA DI N° 3 BULLONI
	PIEZOMETRO	POSA DI TUBO 1"1/2 CON MANOMETRO
	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
563,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
568,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
570,00	MISURE DI CONVERGENZA	POSA DI N° 3 BULLONI
574,00	DRENAGGI	N° 3 PERFORAZIONI ø 100 mm
	CAROTAGGIO	N° 1 CAROTAGGIO ø 100 mm
579,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
582,00	PIEZOMETRO	POSA DI TUBO 1"1/2 CON MANOMETRO
	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
585,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
590,00	DRENAGGI	N° 4 PERFORAZIONI ø 100 mm
600,00	DRENAGGI	N° 3 PERFORAZIONI ø 100 mm
	CAROTAGGIO	N° 1 CAROTAGGIO ø 100 mm

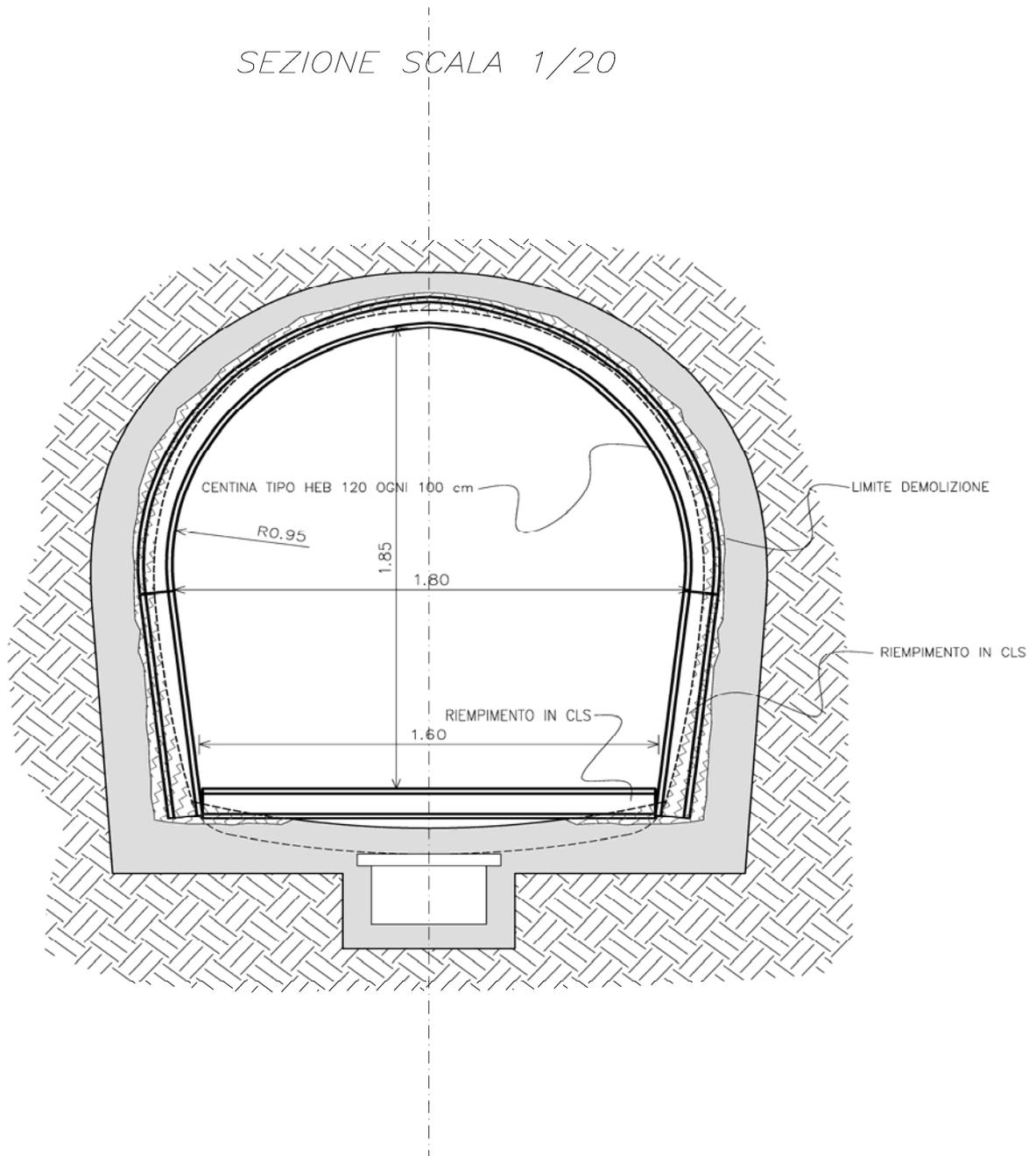
- I CAROTAGGI SONO DA ESEGUIRSI SUL LATO DI MONTE O IN PLATEA

- I PIEZOMETRI VANNO INSTALLATI DOVE SI HANNO LE MAGGIORI VENUTE D' ACQUA ED IN NUMERO MASSIMO DI 4. RILEVARE LA GEOMETRIA DEL FORO PRIMA DELLA POSA DEL TUBO

- EVENTUALE POSIZIONAMENTO DI TUBI DI DRENAGGIO SE IL FORO DOVESSE RISULTARE INSTABILE

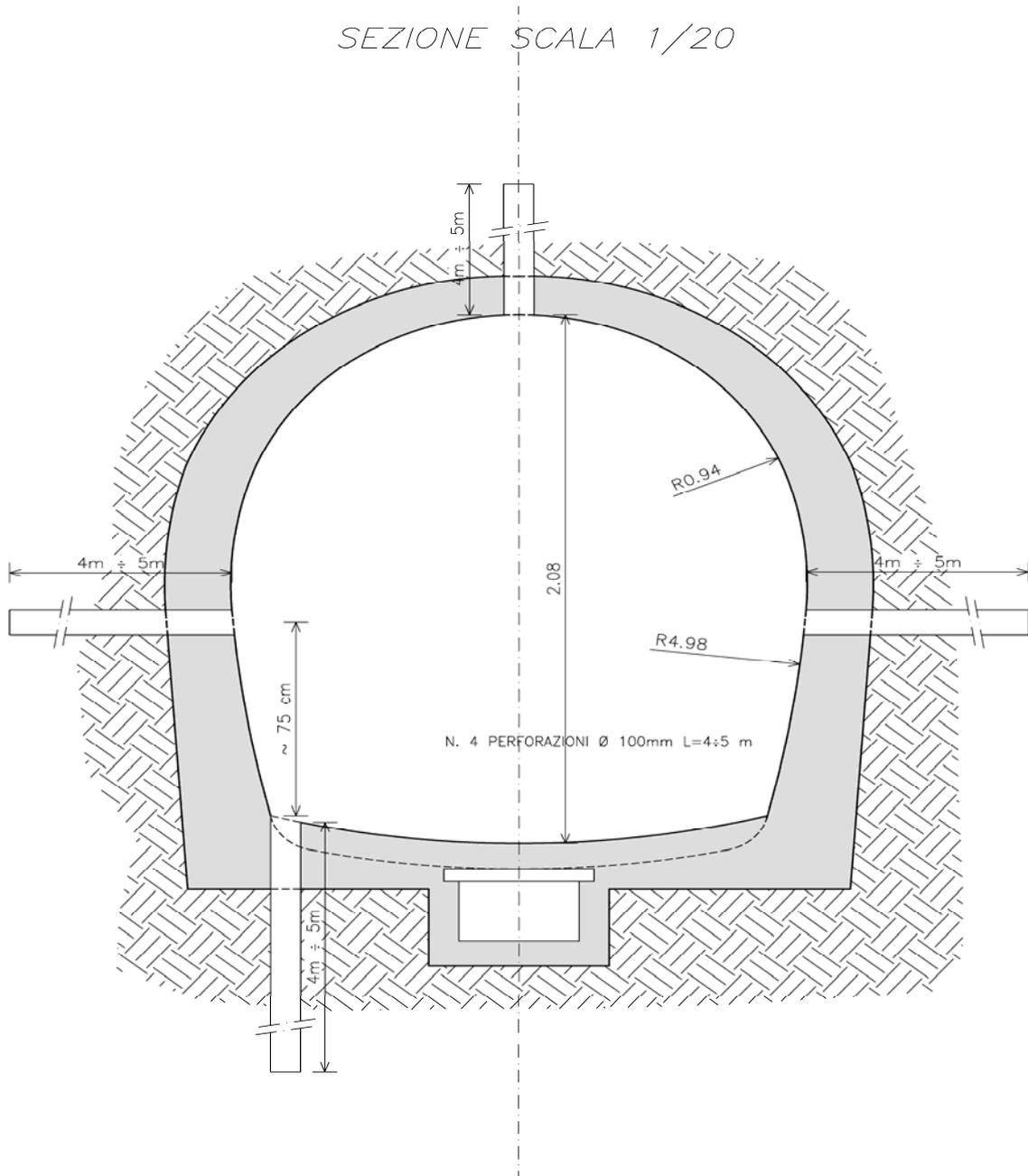
CENTINATURA

SEZIONE SCALA 1/20



DRENAGGI - CAROTAGGI

SEZIONE SCALA 1/20



- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria di derivazione in pressione di un impianto idroelettrico entrata in servizio è avvenuta 1958.

La galleria di derivazione, scavata in roccia, ha sezione interna circolare di diametro di 3,00 m circa e lunghezza complessiva di 5600 m circa, rivestita interamente in calcestruzzo.

La galleria, in pressione, ha un battente idrico variabile da 60 m massimi all'imbocco dell'opera di presa nel serbatoio a 137 m massimi in corrispondenza del pozzo piezometrico.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

La galleria di derivazione era interessata, per un tratto di 50 m (compreso tra le pr. 5520 e 5570) posto subito a monte del pozzo piezometrico (pr. 5591), dalla presenza di varie fessure longitudinali particolarmente significative. In particolare sui primi 30 m in platea, sul raccordo con il piedritto, ed in sinistra calotta, le fessure risultavano aperte e particolarmente degradate con lunghi tratti di distacco di vecchie sigillature e sbeccatura del rivestimento originario.

La presenza delle fessure longitudinali testimoniavano una situazione di debolezza strutturale del rivestimento in calcestruzzo e la ridotta collaborazione della roccia a tergo del rivestimento in relazione alle pressioni interne.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

L'intervento doveva essere limitato temporalmente per contenere il fuori servizio entro il tempo necessario alla manutenzione della turbina e tener conto delle difficoltà logistiche di accesso e di trasporto dei materiali e dei mezzi.

La soluzione individuata ha previsto la realizzazione di un rinforzo in c.a. interno a quello esistente di 12 cm di spessore dimensionato per sopportare l'intera pressione interna.

L'armatura principale è costituita da semianelli in barre d'armatura di diametro 24 mm, saldati sulle sovrapposizioni (lunghe 50 cm), posti con interasse 10 cm; l'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da n. 32 barre longitudinali di diametro 18 mm; 4 ancoraggi ogni 3 m consentivano di sostenere l'armatura sul rivestimento esistente. Il calcestruzzo è del tipo proiettato confezionato con malta premiscelata fibroriforzata classe R4 (Mapegrout Gunite della Mapei) ed applicato a umido con macchina spruzzatrice con l'aggiunta di additivo accelerante alkali free all'ugello della lancia.

La finitura superficiale è stata eseguita con malta premiscelata classe R4 (Mapegrout T60 della Mapei) per conferire una superficie liscia migliore rispetto allo strato proiettato.

La realizzazione dell'anello di rinforzo è stata preceduta dalla preparazione del fondo mediante idrolavaggio e sigillatura delle lesioni comprendente la demolizione delle parti distaccate, la scanalatura a cavallo della fessura ed il e risarcimento con malta premiscelata classe R4 (Mapegrout T60 della Mapei).

Particolare cura è stata posta nei due tratti terminali per garantire il corretto raccordo con il rivestimento esistente demolendo parzialmente il rivestimento esistente e variando la lunghezza e la curvatura dell'armatura.

Al termine dei lavori la sezione finita del tratto rinforzato di galleria è risultato di 2,75 - 2,8 m di diametro.

I lavori sono stati eseguiti nel periodo marzo – aprile 2011 e hanno interessato circa 50 m di galleria.

- FIGURE/FOTOGRAFIE

FOTO 1 –Fessura longitudinale sul raccordo della platea con il piedritto destro con distacco vecchie sigillature



FOTO 2 –Fessura longitudinale sul raccordo della platea con il piedritto destro

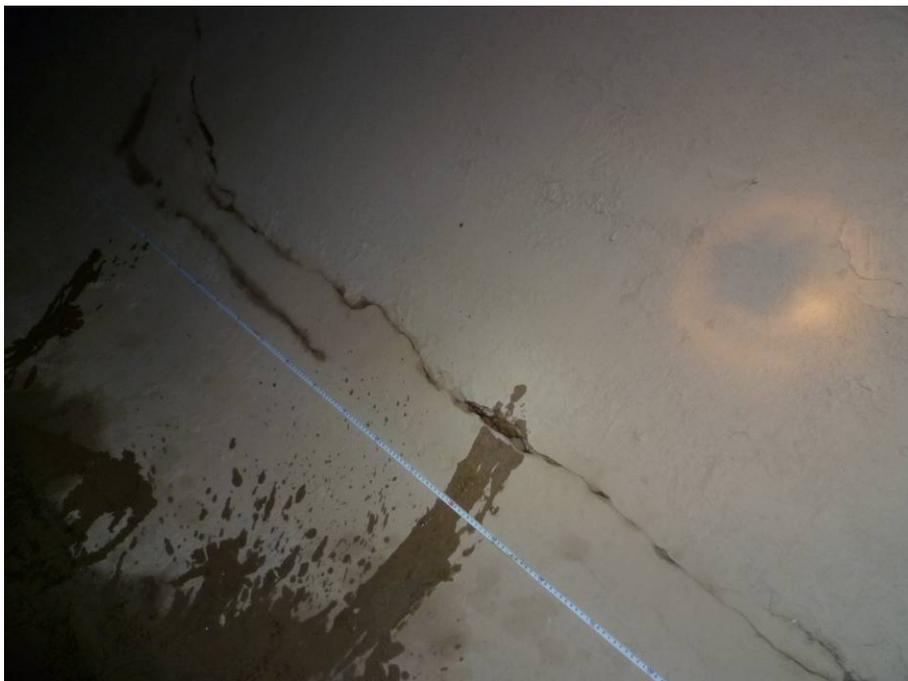


FOTO 3 – Fessure longitudinali in sinistra calotta con distacco vecchie sigillature e degrado del rivestimento



FIGURA 1 – Sezione trasversale consolidamento con anello in calcestruzzo proiettato armato

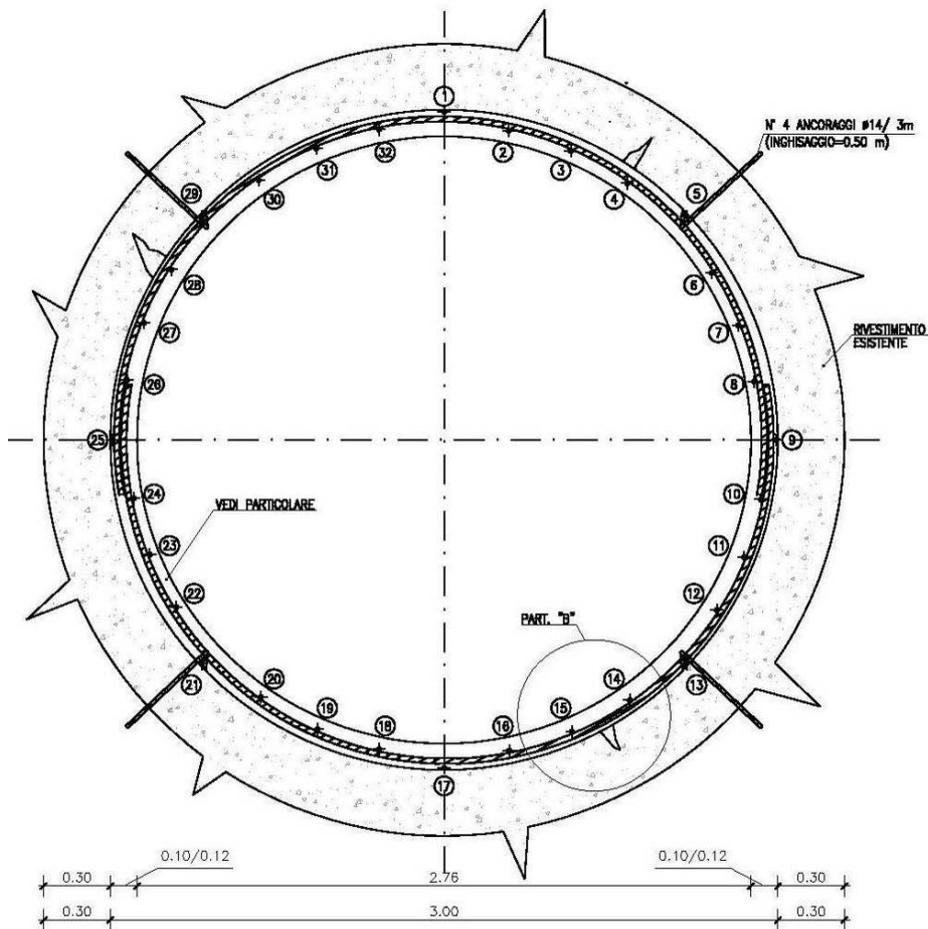


FIGURA 2 – Particolare armatura ed ancoraggi

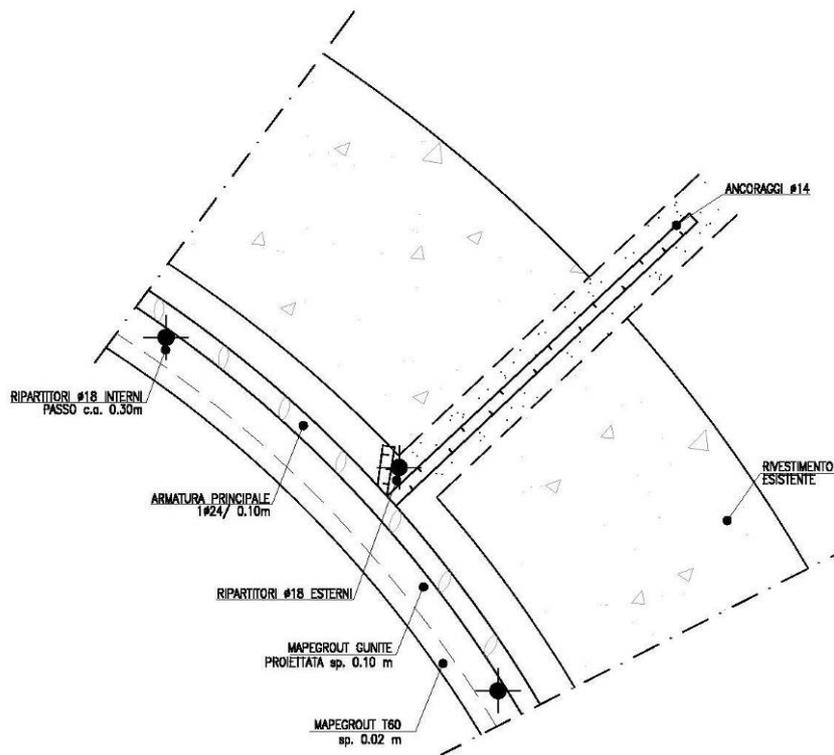


FIGURA 3 – Particolare risanamento preliminare delle lesioni

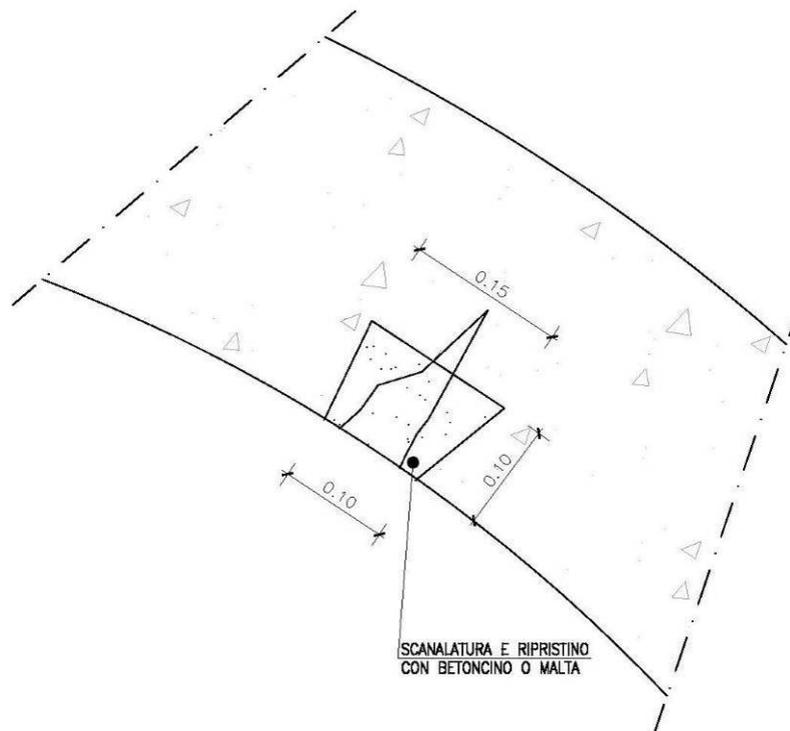


FOTO 4 – Pr. 5520--5572.30 – Sigillatura preliminare delle lesioni ed armatura di rinforzo



FOTO 5 –Particolare delle saldature di unione delle barre di armatura circolari, sfalsate progressivamente



FOTO 6 – Vista generale dell'armatura completa prima dell'applicazione del calcestruzzo proiettato



FOTO 7 – Applicazione del calcestruzzo proiettato sulla metà inferiore (prima fase)



FOTO 8 – Applicazione del calcestruzzo proiettata sulla metà superiore (seconda fase)



FOTO 9 – Vista del rivestimento completato e rifinito in superficie con intonaco per rendere più liscia la superficie



- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Condotta forzata di lunghezza di 653 m e composta da tubi in cemento armato precompresso lunghi 3 m, con diametro interno 1800 mm e spessore 120 mm. L'armatura di precompressione era costituita da fili in acciaio armonico Ø4 avvolti a spirale sulla circonferenza esterna della tubazione con passo variabile in funzione del carico di esercizio della tubazione e protetti da 1 cm di calcestruzzo proiettato (gunite). All'interno dello spessore di 12 cm della tubazione in c.a.p. era presente anche un'armatura "lenta" costituita da una rete elettrosaldata Ø6 con maglia di lato 130 x 130 mm. La spirale di precompressione era ancorata alle estremità di ogni tubo ad una camicia metallica costituita da un lamierino da 15/10 mm.

I tubi erano giuntati di testa mediante un manicotto in c.a. gettato in opera della larghezza minima di 500 mm, mentre la tenuta era garantita da un lamierino da 30/10, saldato sulla camicia di estremità di ogni tubo. L'organo di intercettazione in testa condotta è una paratoia piana ad aggancio meccanico e sganciamento automatico per sovra velocità.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

Mentre in centrale era in corso una manovra programmata di arresto delle turbine, si è verificata la rottura di un tubo della condotta forzata in cemento armato precompresso con l'apertura di uno squarcio dell'ampiezza di circa 3 m². La rottura si è verificata in un tratto all'aperto; in quel punto la pressione di esercizio è di circa 140 m di colonna d'acqua. L'intervento immediato dei sistemi di protezione, che hanno interrotto il flusso d'acqua nella condotta forzata, ha permesso di evitare danni. La rottura del tubo fu causata dal cedimento dell'armatura di precompressione che risultava ossidata in più punti e localmente molto corrosa. La corrosione del filo di precompressione e la sua successiva rottura a trazione aveva causato la perdita della precompressione del calcestruzzo per l'allentamento del filo lungo le spirali causando la rottura per trazione del calcestruzzo. Dalla successiva ispezione di tutta la condotta forzata si notò un diffuso stato di corrosione dell'armatura precompressa al di sotto del sottile strato di gunite su tutto il tratto all'aperto, mentre lungo il tratto interrato lo stato di conservazione della tubazione risultò decisamente migliore.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

L'intervento di riparazione è consistito nella sostituzione del tratto esterno di condotta e dei tratti interrati adiacenti con una tubazione in acciaio di pari diametro (φ 1800 mm) dello spessore di 15 mm, per uno sviluppo complessivo di 375 m.

E' stato anche previsto l'incamiciamento con tubi in acciaio di 1600 mm di diametro inseriti all'interno dell'esistente condotta in c.a.p. nel tratto interrato subito a monte di quello sostituito a causa della presenza di fessure circonferenziali con trafileamento di acqua. L'intercapedine tra il rivestimento ed il manufatto originario è stata infine intasata con iniezioni di malta a base cementizia.

Questi ulteriori lavori hanno riguardato un tratto di circa 278 m.

- FIGURE/FOTOGRAFIE

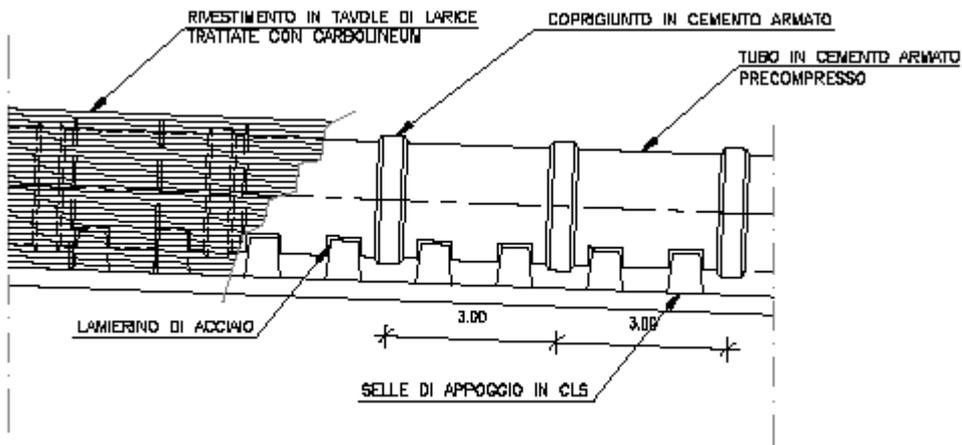


Fig.1 – tratto all’aperto della condotta forzata in c.a.p.

Sezione del giunto tra i tubi in c.a.p.

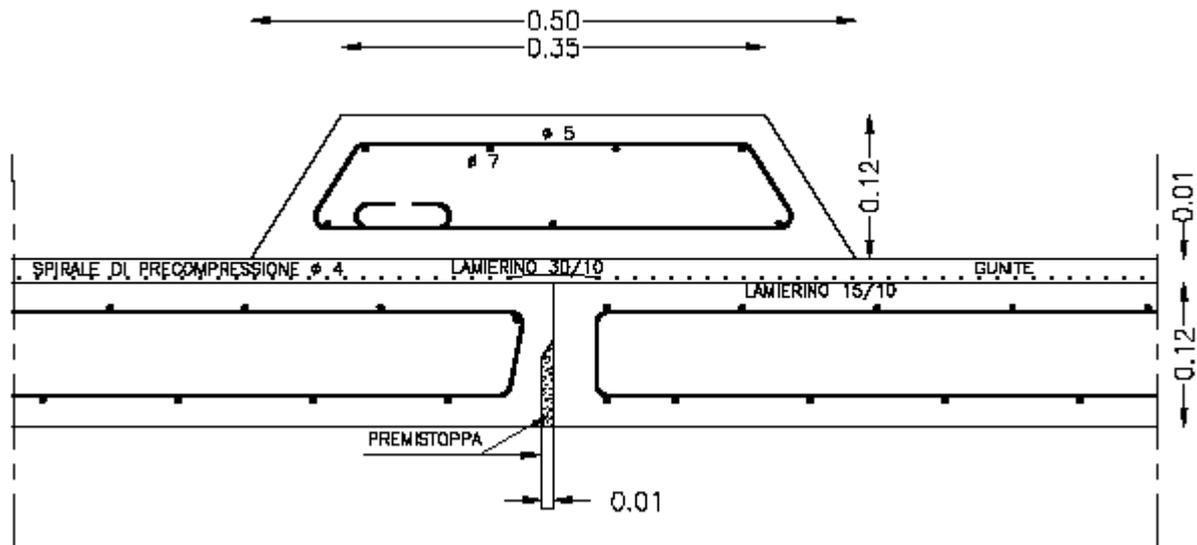


Fig.2 – sezione di dettaglio dell’accoppiamento tra i tubi della condotta forzata in c.a.p.

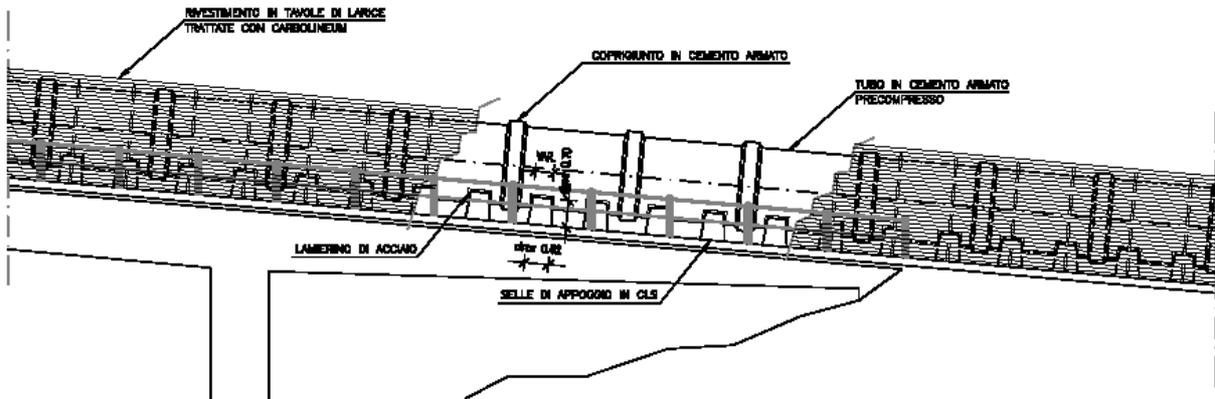


Fig.3 – tratto all'aperto della condotta forzata in c.a.p. lungo il ponte tubo

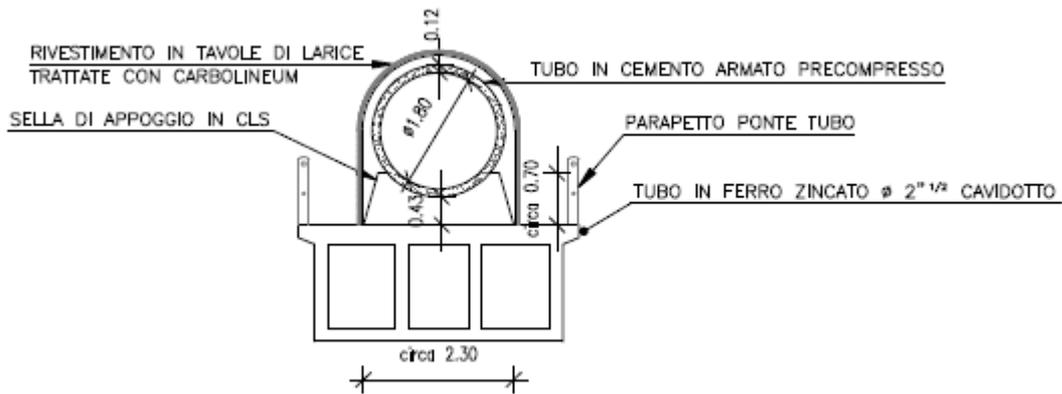


Fig.4 – sezione in corrispondenza al ponte tubo della condotta forzata in c.a.p.

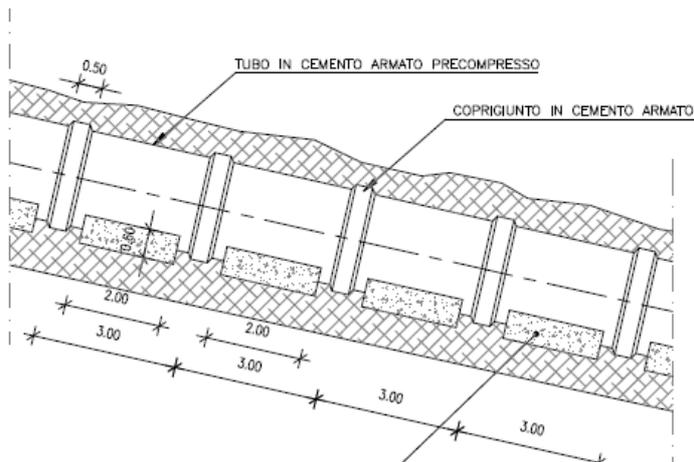


Fig.5 – profilo della condotta forzata in c.a.p. in corrispondenza ad un tratto interrato

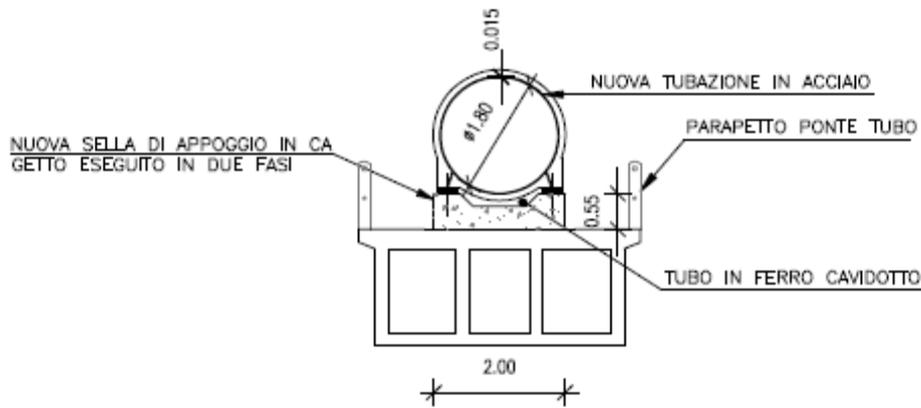


Fig.6 – sezione in corrispondenza al ponte tubo della nuova condotta forzata in acciaio.

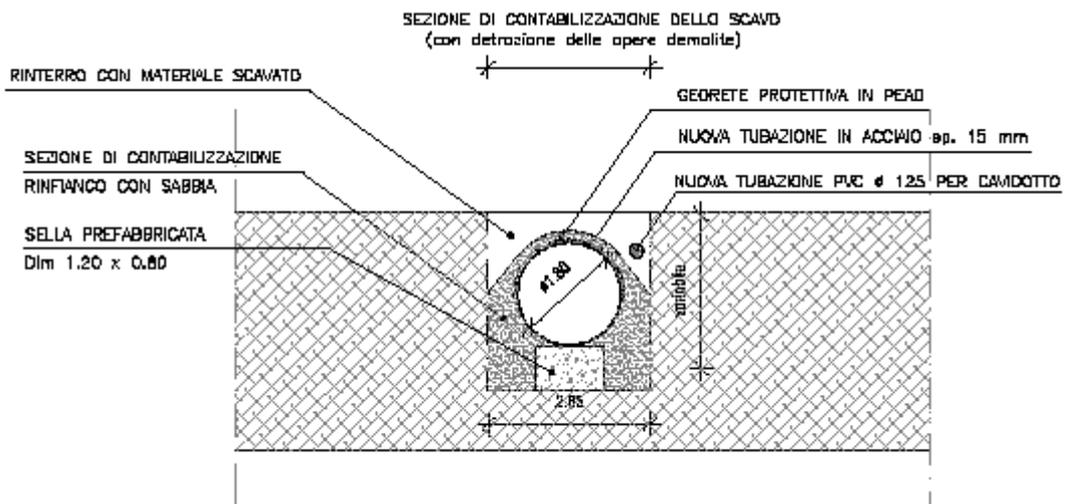


Fig.7 – sezione tipo nei tratti interrati della nuova condotta forzata in acciaio.



Foto 1 – vista della condotta forzata nel tratto interessato dalla rottura.



Foto 2 – particolare dell'armatura di precompressione del tubo danneggiato con profonde corrosioni.



Foto 3 – particolare dell'armatura di precompressione su un tubo integro ove è asportata la gunite.

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Condotta forzata avente lunghezza complessiva di 620 m circa, realizzata in tubi d'acciaio lunghi 6 m saldati elettricamente aventi diametro interno 2.15, 2.00 e 1,85 m e spessore variabile da 12 a 28 mm.

Il tratto iniziale della condotta forzata, a partire dalla valvola a farfalla, è posto in galleria (158 m); mentre il tronco successivo, segue il versante (375 m) e sovrappassa l'alveo al piede (sviluppo 57 m) per poi proseguire interrato fino alla Centrale (30 m).

Il tratto centrale, sul versante, forma due livellette con pendenza rispettivamente del 60% e del 50% ai cui vertici sono stati posizionati i blocchi di ancoraggio. Parte della condotta è stata posta in trincea con muri di contenimento laterali e cunette per lo smaltimento delle acque.

La condotta è sostenuta da sellette in calcestruzzo poste ad interasse 6 m; l'appoggio originario era stato realizzato a culla mediante saldatura alla condotta di n° 3 profili trasversali UNP che poggiavano e scorrevano su una lamiera solidale con la fondazione in calcestruzzo.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

Le opere di sostegno della condotta forzata, poste sul tratto a cielo aperto, sono realizzate su un versante in notevole pendenza, circa 50-60%, soggetto ad un lento movimento gravitativo noto e controllato fino dai tempi della realizzazione.

Le scadenti caratteristiche geomeccaniche del terreno lungo il tracciato della condotta, accentuate dalla presenza dell'acqua, sono emerse già in fase di costruzione dei blocchi di ancoraggio (poggianti in parte sullo strato roccioso) e delle sellette di appoggio che risultano fondate in materiale detritico incoerente.

I primi accertamenti risalgono al 1974, dai quali è risultato che i blocchi di ancoraggio non avevano subito movimenti apprezzabili; mentre parte delle selle avevano subito movimenti da 2 a 20 cm.

I controlli hanno confermato che le selle subiscono un movimento lungo il piano inclinato con modeste componenti trasversali e verticali.

Le cause del movimento della coltre detritica sono da imputare all'assetto morfologico e geoidrologico del versante ed al concomitante evento sismico.

Furono eseguite indagini, ed interventi di bonifica con la realizzazione di alcuni drenaggi profondi e con la regimazione delle acque di ruscellamento.

Negli anni successivi, alcune selle, sulle quali si era riscontrato il maggior movimento con conseguente spostamento del carico trasmesso dalla condotta sulle selle e con sollecitazioni oltre i limiti previsti dalle verifiche statiche, sono state rifatte con superficie di appoggio inclinata in direzione monte-valle, ma piana lungo la sezione trasversale (non a culla); per assicurare l'appoggio della condotta alle nuove selle furono saldati dei piedini laterali con piastra di appoggio al piede sui tre profili UNP solidali alla condotta. In questo modo fu possibile compensare il movimento longitudinale e trasversale delle selle, ma non quello verticale. Infatti successivamente a questi interventi, alcune selle subirono un distacco dagli appoggi della condotta forzata.

Tra il 2000 ed il 2001 si è reso necessaria l'esecuzione di un ulteriore intervento integrativo sugli appoggi per compensare gli ulteriori movimenti delle selle d'appoggio.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

L'attività di monitoraggio topografico della condotta è stata integrata mediante triangolazione dei punti posizionati sul blocco d'ancoraggio posto a monte e su quello posto a valle, in

corrispondenza delle selle e sulla condotta forzata e mediante estensimetri automatici per la misura dello spostamento differenziale condotta - sella su tre appoggi collegate ad un sistema di allarme al superamento dei valori di soglia impostati

Si è inoltre provveduto al monitoraggio automatico dei giunti di dilatazione imponendo una soglia di allarme anti sfilaggio.

Si è quindi intervenuto per ripristinare gli appoggi della condotta forzata; l'attività è stata svolta con due metodologie diverse in funzione dello stato degli appoggi:

a) Sulle selle ove si era registrato il distacco degli appoggi, ma l'eccentricità del carico non era eccessiva si è intervenuti con correttivi mediante l'ampliamento delle piastre di appoggio solidali alle fondazioni e/o lo spessoramento della struttura di appoggio solidale alla condotta, previo sollevamento con martinetti.

b) Sulle selle (circa 15) ove l'eccentricità del carico poteva compromettere la statica della struttura, anche in relazione a futuri movimenti, l'intervento realizzato ha inserito, a valle della struttura di appoggio esistente, una nuova corniera d'appoggio solidale alla fondazione stessa. Il nuovo sostegno è munito ai lati di due martinetti regolabili a vite che possono essere adattati ad eventuali cedimenti differenziati della fondazione. La piastra di appoggio dei martinetti è contenuta da due piatti che ne impediscono il movimento longitudinale ed è provvista di lastra in teflon che facilita eventuali spostamenti trasversali. il nuovo appoggio è reso solidale alla fondazione mediante due puntoni laterali regolabili a vite.

- FIGURE/FOTOGRAFIE

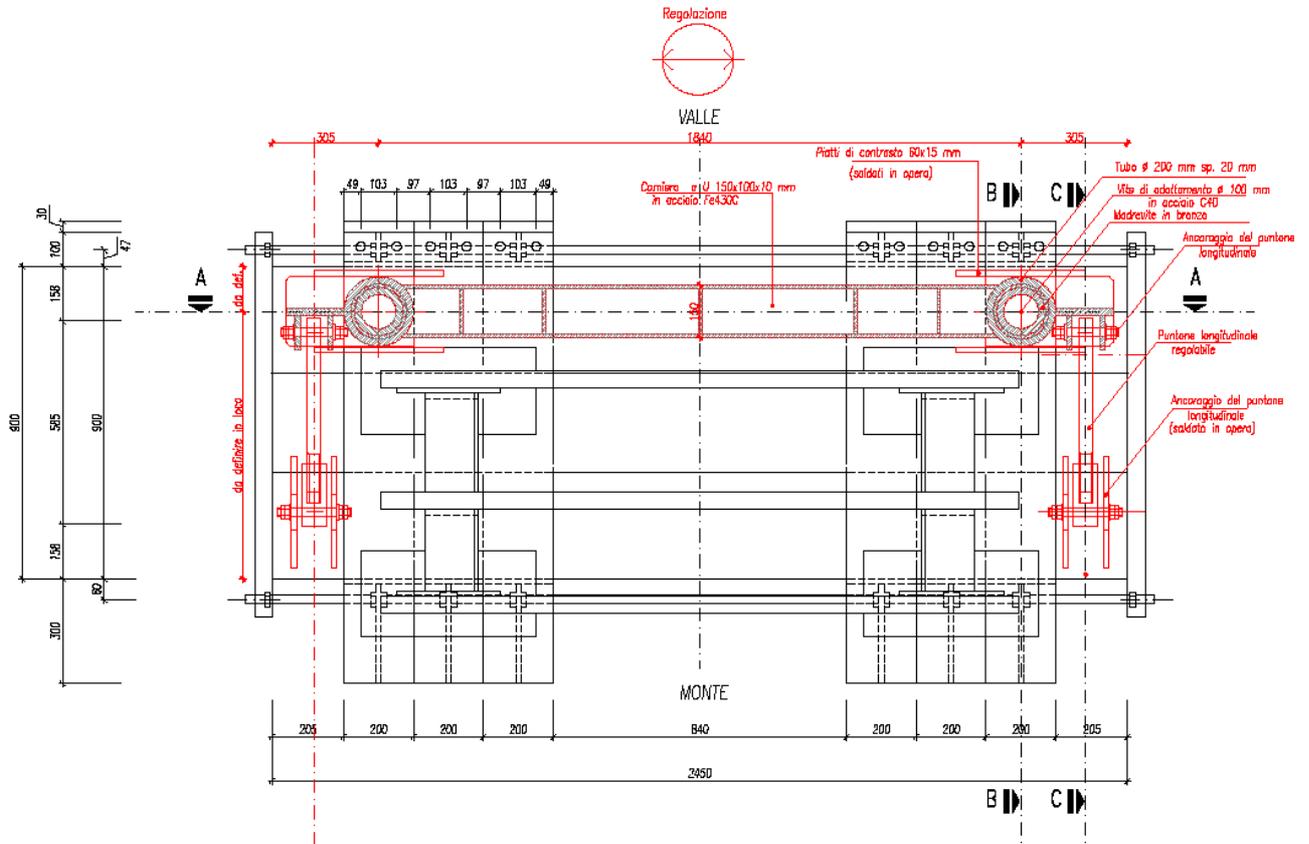


Fig.1 – nuovo sostegno regolabile della condotta forzata - pianta.

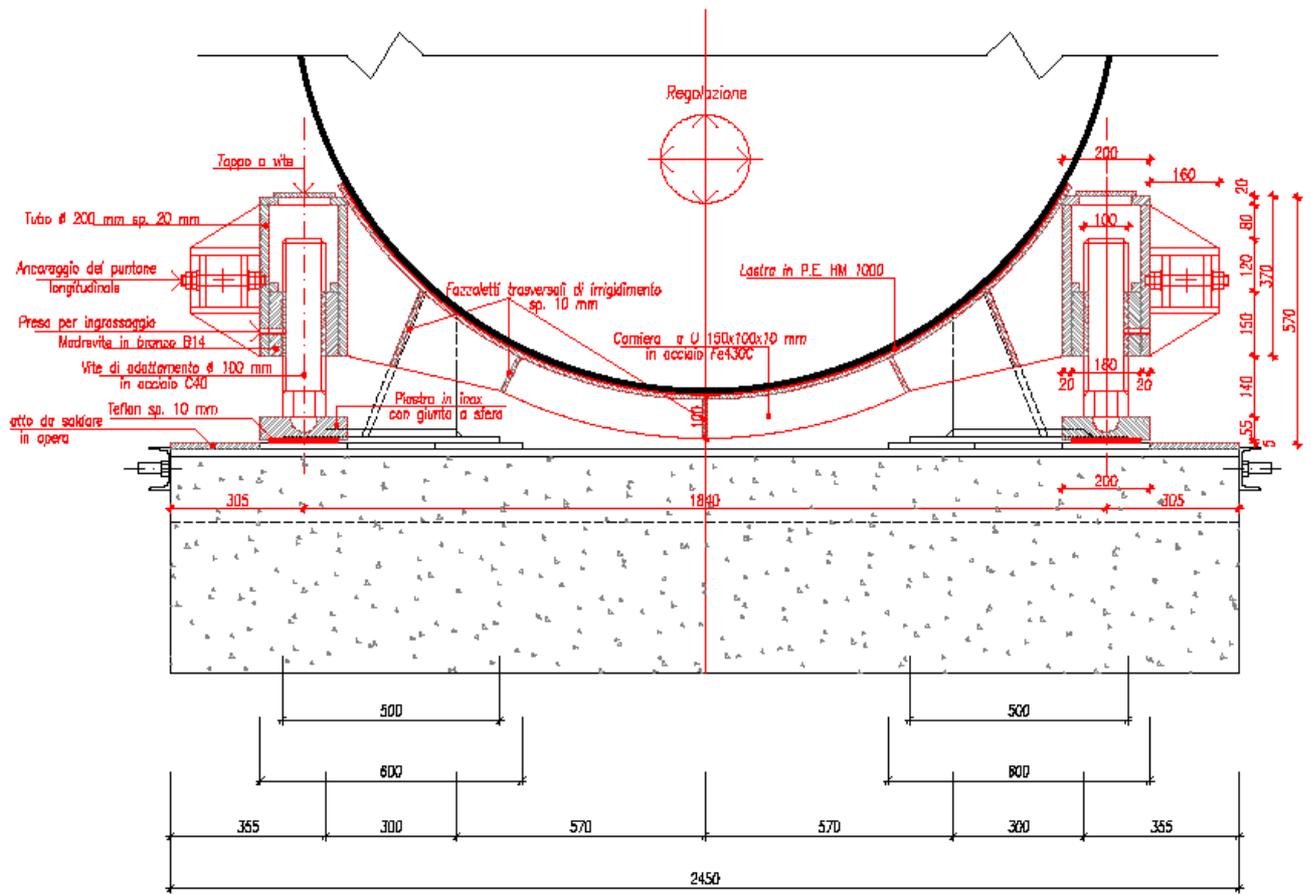


Fig.2 – nuovo sostegno regolabile – sezione A-A

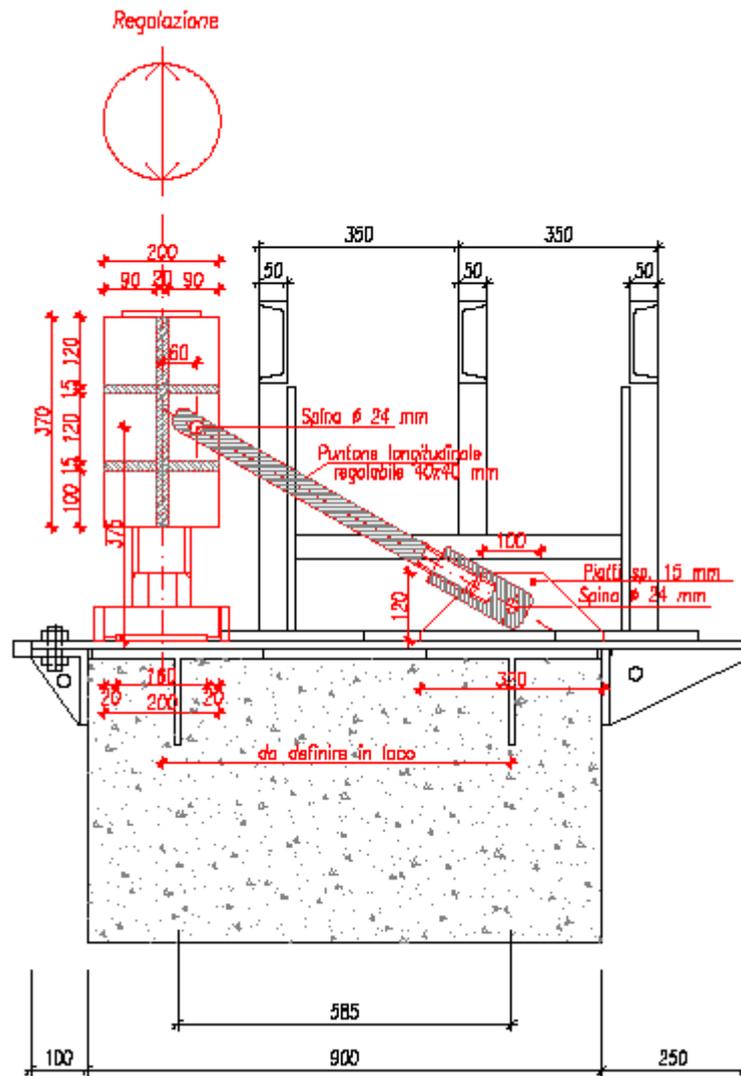


Fig.3 – nuovo sostegno regolabile – sezione C-C



Foto 1 – vista della condotta forzata e delle selle d'appoggio da monte verso valle.



Foto 2 – vista scorrimento delle selle verso valle e piastre di appoggio allungate oltre la fondazione

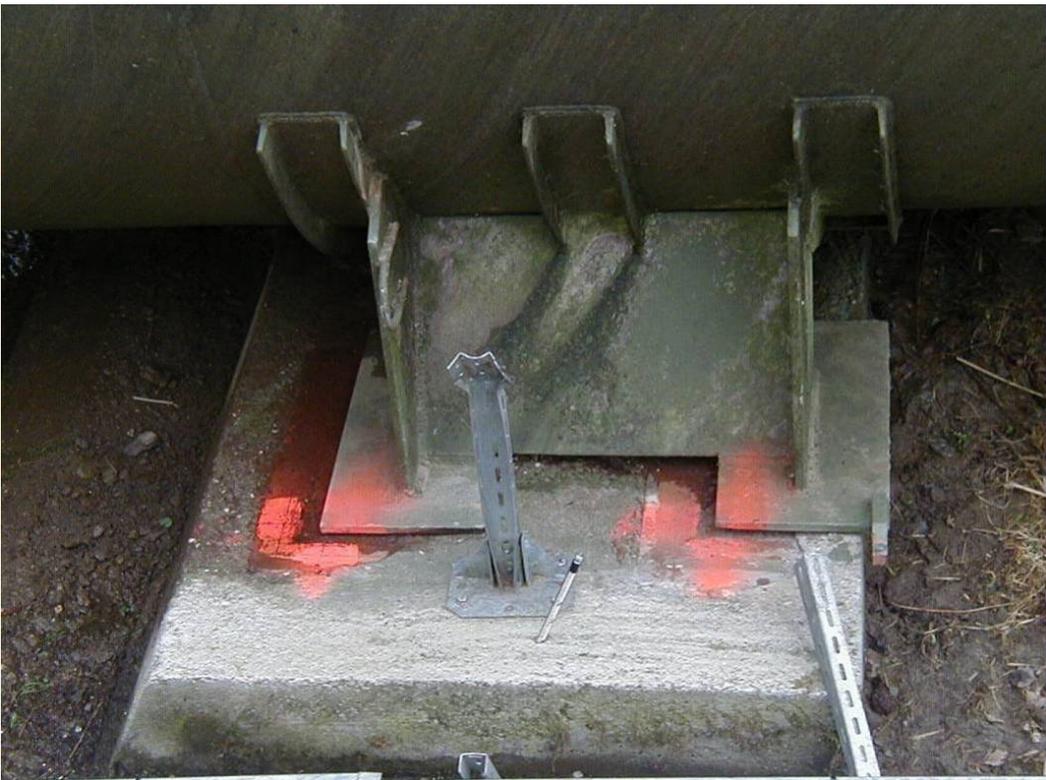


Foto 2 – particolare dello scorrimento longitudinale di una sella



Foto 4 – particolare dello scorrimento verticale di una sella.



Foto 5 – particolare dei sostegni regolabili con martinetti.

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Condotte forzate costituite da tre tubazioni metalliche parallele che si dipartivano dalle tre camere del bacino di carico e scendevano fino ai gruppi della sottostante centrale idroelettrica con uno sviluppo di circa 540 metri.

Le tubazioni appoggiavano su selle in muratura che formavano anche briglia di sostegno del terreno della sede della condotta; la parte inferiore della tubazione era per metà annegata nella muratura che formava il fondo della sede.

Le tre tubazioni erano di diametro uguale variabile da 1,50 metri in alto a 1,10 metri in basso.

Il profilo della condotta forzata, e quindi del pendio, è formato da 9 livellette, la cui massima pendenza è del 108% e la minima del 9%. In corrispondenza di ogni cambio di livelletta vi erano degli ammaraggi in muratura, 9 in tutto, e 8 giunti di dilatazione.

Le tubazioni erano costruite in lamiera d'acciaio dolce di spessore variabile tra 6 e 26 mm: per 275 metri circa (in sommità) sono chiodate sia longitudinalmente che trasversalmente, per i restanti 265 metri sono saldate longitudinalmente e chiodate trasversalmente.

La sede propriamente detta, quasi tutta scavata in trincea, misura 11 metri circa di larghezza al fondo e conteneva le tre condotte forzate e due tubazioni di scarico, il piano inclinato di servizio e la cunetta di scarico delle acque piovane.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RICONTRATI

La sede delle condotte è tutta all'aperto e si svolge su terreno formato da grossi detriti di falda con grandi massi sistemati e sottomurati durante i lavori di costruzione. Solo nella parte estrema, presso la centrale, la sede stessa poggia sulla viva roccia.

Il versante della montagna su cui erano appoggiate le condotte forzate è soggetto ad un lento ma costante movimento gravitazionale superficiale, dovuto alla alterazione del detrito di falda, che ha causato deformazioni della condotta e delle selle d'appoggio.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Nell'ambito degli interventi finalizzati alla rimessa in servizio dell'impianto idroelettrico sono stati eseguiti anche i lavori per la manutenzione straordinaria delle condotte forzate.

Si è progettata ed eseguita la riattivazione di una condotta forzata e di una tubazione di scarico.

Sono state rimosse due condotte forzate, delle tre esistenti, e la condotta di scarico sinistra, sostituendo le prime due con una nuova condotta forzata ed una nuova condotta di scarico.

Sono state completamente demolite le selle di appoggio (erano in muratura e malta) realizzandone di nuove in conglomerato cementizio armato. Sono stati mantenuti i blocchi di ancoraggio esistenti inserendovi le due nuove condotte che sono poi state debitamente inghisate. A valle di ogni blocco è stato realizzato un giunto di dilatazione in grado di assorbire le dilatazioni termiche ed i movimenti del versante. Sono state realizzate corniere di appoggio a peducci con superficie di scorrimento piana in acciaio inox - teflon, idonei a consentire traslazioni sia in senso longitudinale

(lungo il versante) che in senso trasversale. Sono state altresì impiegate piastre di spessoramento spessorazione per permettere eventuali future regolazioni in senso verticale.

La struttura ed il versante sono costantemente monitorati con le seguenti misure di controllo:

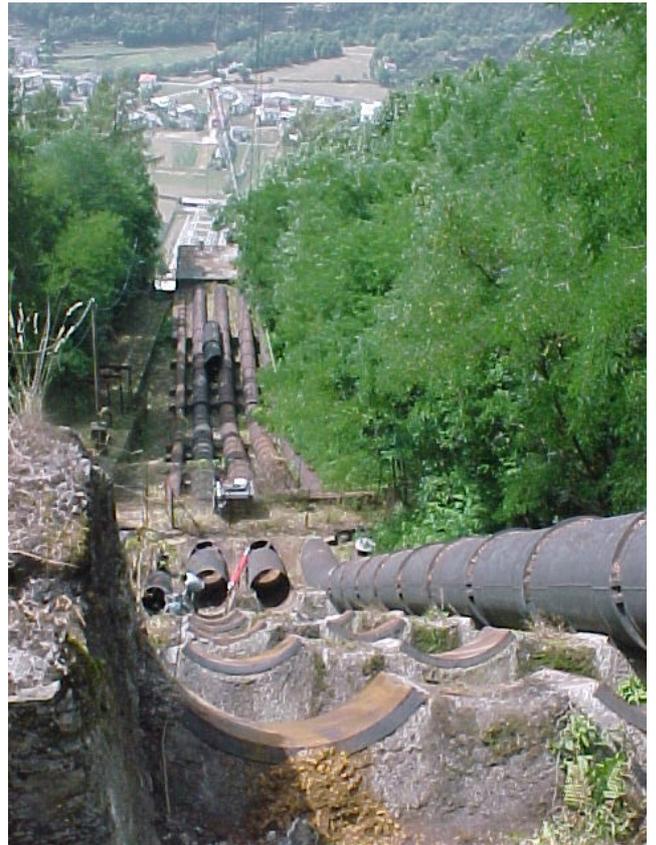
1. triangolazione topografica;
2. livellazione di precisione;
3. misure estensimetriche sui giunti;
4. collimazione del piede del versante.

- FIGURE/FOTOGRAFIE



PARTICOLARE APPOGGIO VECCHIE CONDOTTE

CONDOTTE



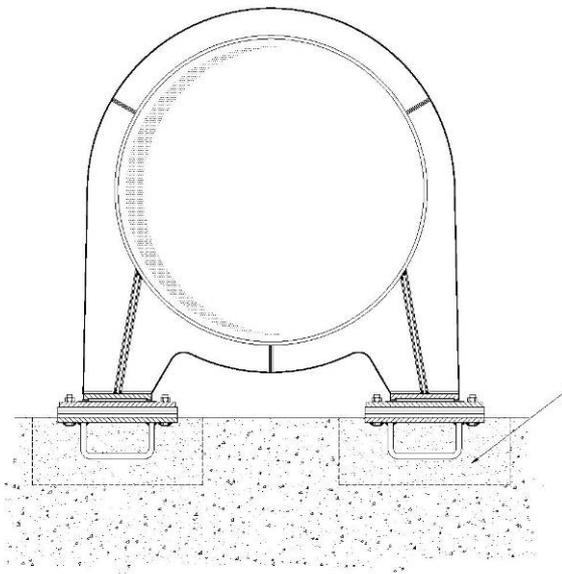
FASE DI RIMOZIONE DELLE



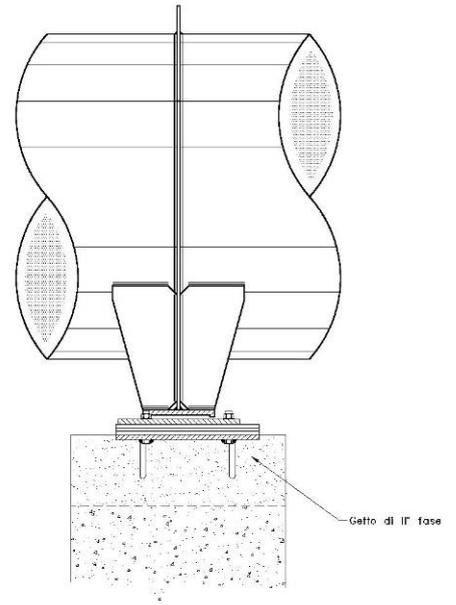
PARTICOLARE APPOGGIO NUOVE CONDOTTE

SCHEMA DELLE CORNIERE D'APPOGGIO DELLE NUOVE CONDOTTE

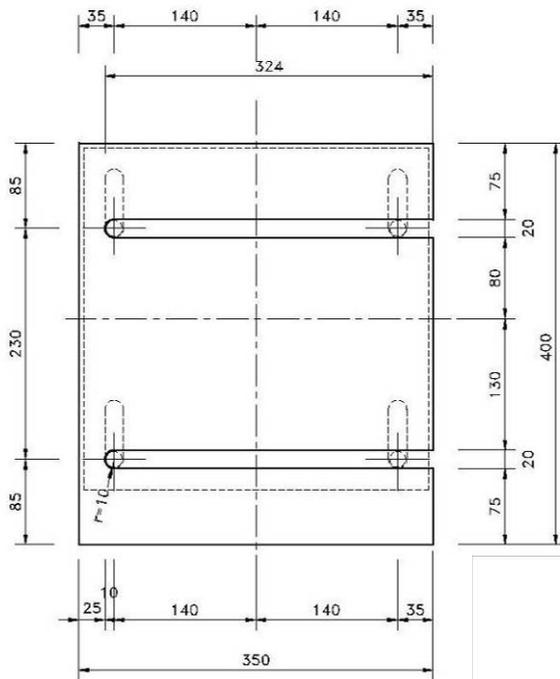
SEZIONE



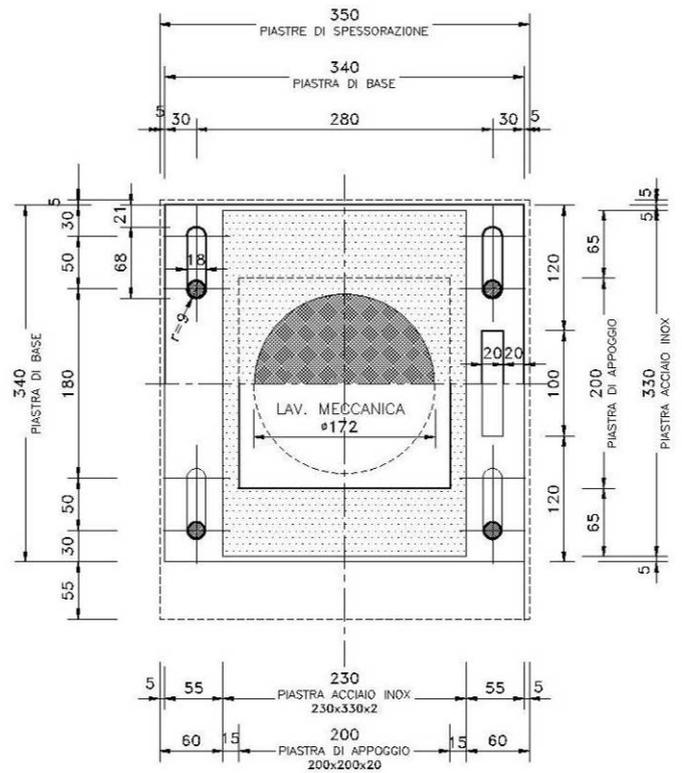
VISTA



PIASTRA DI SPESSORAZIONE



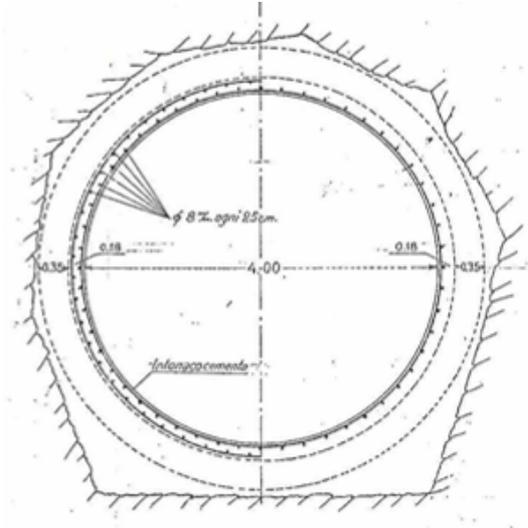
PIASTRE DI APPOGGIO E DI BASE



- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Galleria di Derivazione in Pressione

Sezione circolare – Anello in CLS armato



Sezione galleria principale



Passo d'uomo (D=700 mm)

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

Realizzazione di un nuovo accesso carrabile per eseguire lavori di manutenzione straordinaria all'interno della galleria principale.

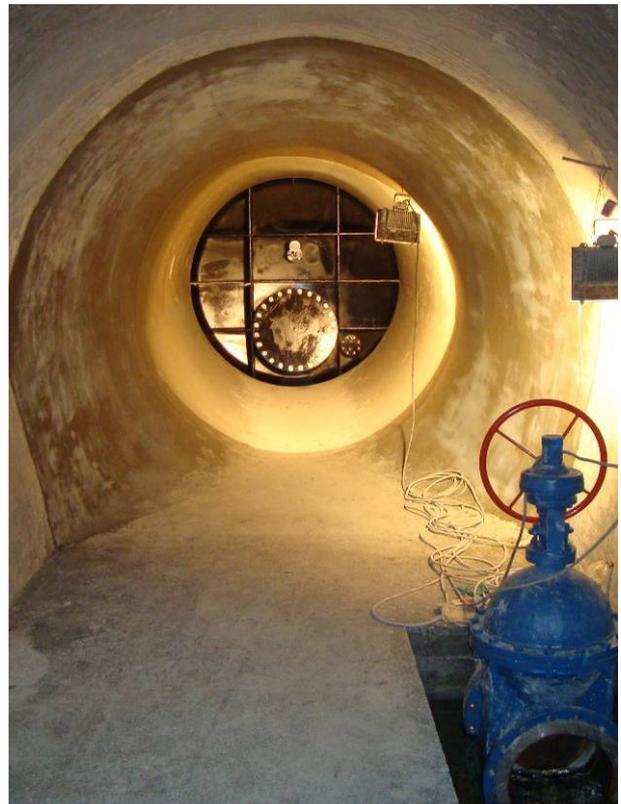
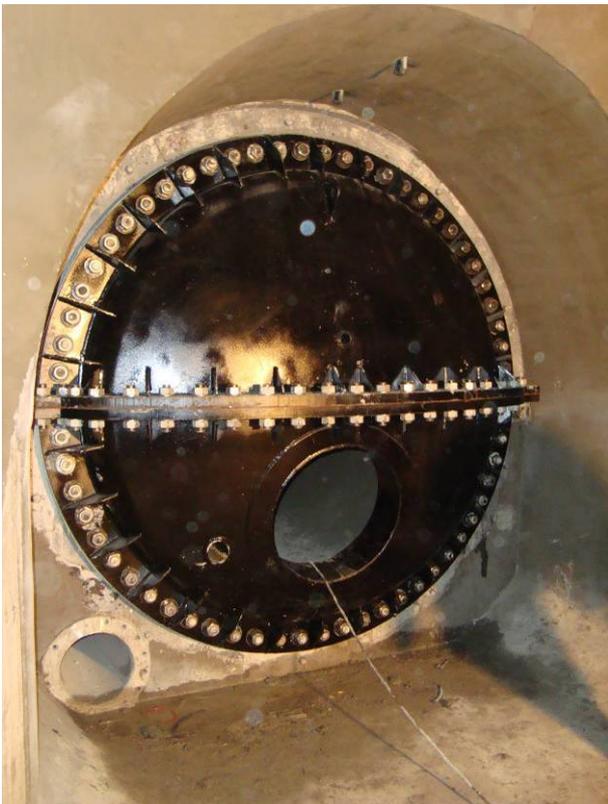
- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Fasi di lavoro

- Demolizione passo d'uomo esistente
- Scavo di allargo in roccia
- Messa in sicurezza dell'area di lavoro con centine metalliche
- Posa in opera di barre di collegamento "Roccia/nuovo rivestimento"
- Posa in opera parte fissa nuovo scudo metallico
- Getto di completamento nuovo rivestimento
- Iniezioni di intasamento "Nuovo rivestimento / ammasso roccioso"
- Montaggio finale nuovo scudo metallico (pressione di progetto 15 atm)

- FIGURE/FOTOGRAFIE





- DESCRIZIONE DELL'OPERA

I lavori riguardano la riabilitazione, con tecnica Slip Lining (rivestimento infilato), di una condotta metallica DN1500, costituente la canna differenziale di un complesso sistema piezometrico, di altezza di oltre 110 m, costituito da un pozzo verticale, in c.a., munito di strozzatura alla base, e da una canna inclinata (canna differenziale) di diametro 1,50 m e pendenza pari circa all'83%, sversante nella parte a diametro maggiore posta alla sommità del pozzo verticale con dispositivo di immissione tangenziale a vortice. L'opera fu realizzata all'inizio degli anni 50'.

I lavori in oggetto interesseranno un tratto di circa 52 m della condotta metallica della canna differenziale, alloggiato in una galleria inclinata.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RISCONTRATI

Su un tratto metallico della canna differenziale, coincidente con la zona di "bagnasciuga", si riscontrava un elevato stato di degrado per ossidazione, con crateri profondi, e diffuse perdite di acqua. Si intervenne con scarsi risultati, negli anni 90', realizzando un'incamiciatura metallica esterna sul tratto libero, ed un ciclo protettivo, rinforzato con fibre di vetro, per i tratti inglobati nei blocchi di ancoraggio.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO/MONITORAGGIO

La tecnica definitiva d'intervento è consistita nell'inserimento, nella condotta da riabilitare, di una nuova tubazione in vetroresina, di diametro esterno inferiore al diametro interno della condotta esistente, e successivo intasamento dell'intercapedine residua mediante iniezioni di resina poliuretana. Le giunzioni sono state realizzate mediante laminazioni in opera, sia sul lato esterno sia su quello interno.

Intervento eseguito nel 2009.

Dati caratteristici tubazione in PRFV

Diametro esterno 1400 mm
Spessore 16.8 mm
Pressione nominale 10 bar

Laminazioni

Larg. esterna = 1060 mm
Larg. interna = 100 mm
Spess. esterno = 18 mm
Spess. interno = 2 mm

- FIGURE/FOTOGRAFIE



Fig.1 Torre piezometrica a canna differenziale
Sezione Longitudinale



Foto 1 - Blindatura esterna del tratto ammalorato
Intervento eseguito negli anni 90'



Foto 2 – Apertura vano in testa condotta per l'inserimento del nuovo tubo



Foto 3 – Pulizia interna condotta esistente



Foto 3 –Calo dall'alto dei nuovi tubi in PRFV



Foto 4 – Laminazione esterna



Foto 5 – Laminazione interna

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

La galleria di accesso alla derivazione, lunga circa 153 metri, di sezione policentrica a ferro di cavallo, con altezza di circa 2,25 m e larghezza di circa 1,80 m, rivestita in calcestruzzo di cemento a debole armatura dello spessore di circa 20 cm.

L'opera fu realizzata a metà degli anni 50.

Durante i lavori di scavo della finestra di accesso furono rinvenute alcune sorgenti di acqua che erogavano costantemente una portata complessiva di circa 0,5 m³/s; tale circostanza indusse i progettisti dell'epoca a prevedere la re_immissione di queste portate nella galleria di derivazione in pressione. Fu realizzata, quindi, immediatamente prospiciente l'ingresso della finestra, una cabina di pompaggio, che raccoglieva in una vasca le acque lasciate defluire in platea della finestra di accesso, e le pompava nella galleria di derivazione mediante una condotta metallica ϕ 500 disposta su profilati in acciaio posti a metà altezza della sezione della finestra.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RICONTRATI

Sin dai primi anni di esercizio si manifestarono diffuse lesioni del rivestimento in cls, sia in calotta che sui piedritti. Il quadro fessurativo peggiorava nel corso degli anni, aggravandosi a seguito di uno evento sismico che interessò la zona negli anni 80'; alcune fessure raggiunsero una ampiezza di circa 2 cm, e si manifestarono diversi fenomeni di smottamento del versante su cui sono ubicate le opere di raccolta e pompaggio. Per le precarie condizioni di stabilità la galleria di accesso fu posta fuori esercizio, non prima di essere stata puntellata con incastellatura in legno.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

- Rimozione della condotta metallica presente nella galleria di accesso
- Realizzazione di centinature metalliche in profilati di acciaio
- Iniezioni armate di consolidamento ed ancoraggio
- Realizzazione fori di drenaggio
- Rivestimento della calotta e dei piedritti della galleria di accesso con gunite armata
- Stabilizzazione e sistemazione del pendio a valle della stazione di pompaggio con opere in terre armate e di ingegneria naturalistica.

I lavori sono stati eseguiti in due campagne: la prima nel 2003 di risanamento della galleria di accesso, la seconda nel 2006 per il consolidamento del versante.

- FIGURE / FOTOGRAFIE

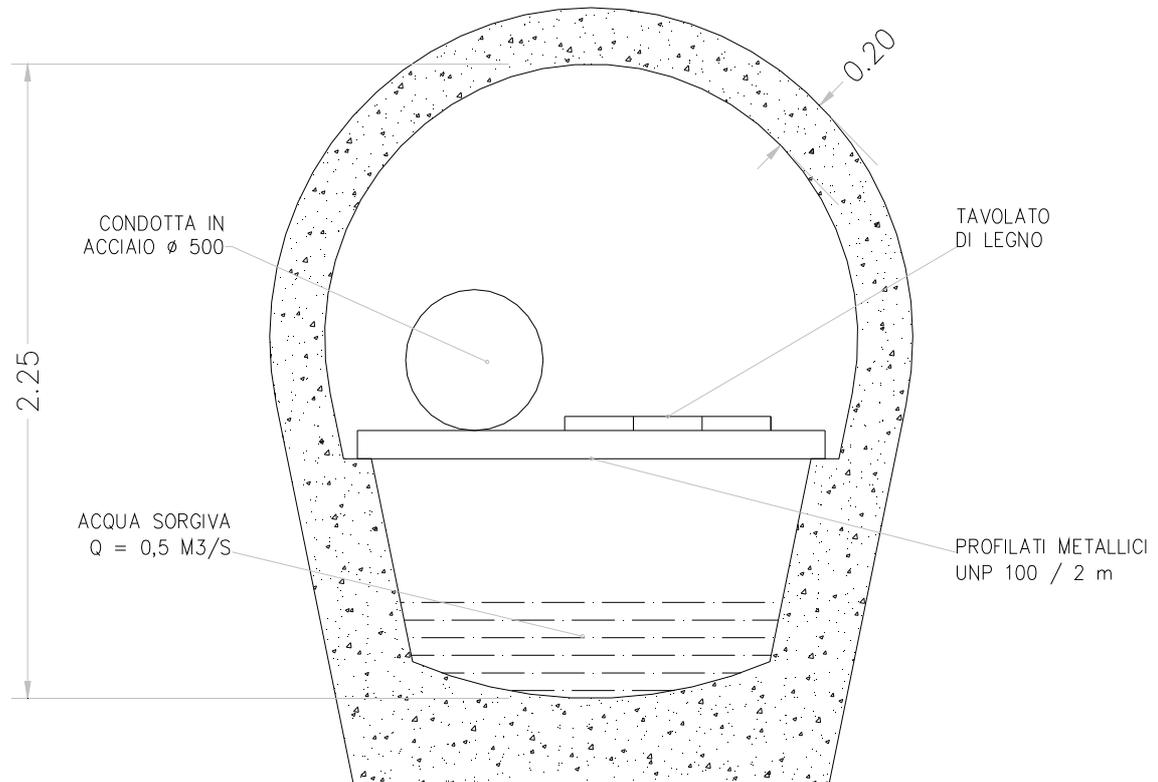


Fig.1 Situazione Esistente

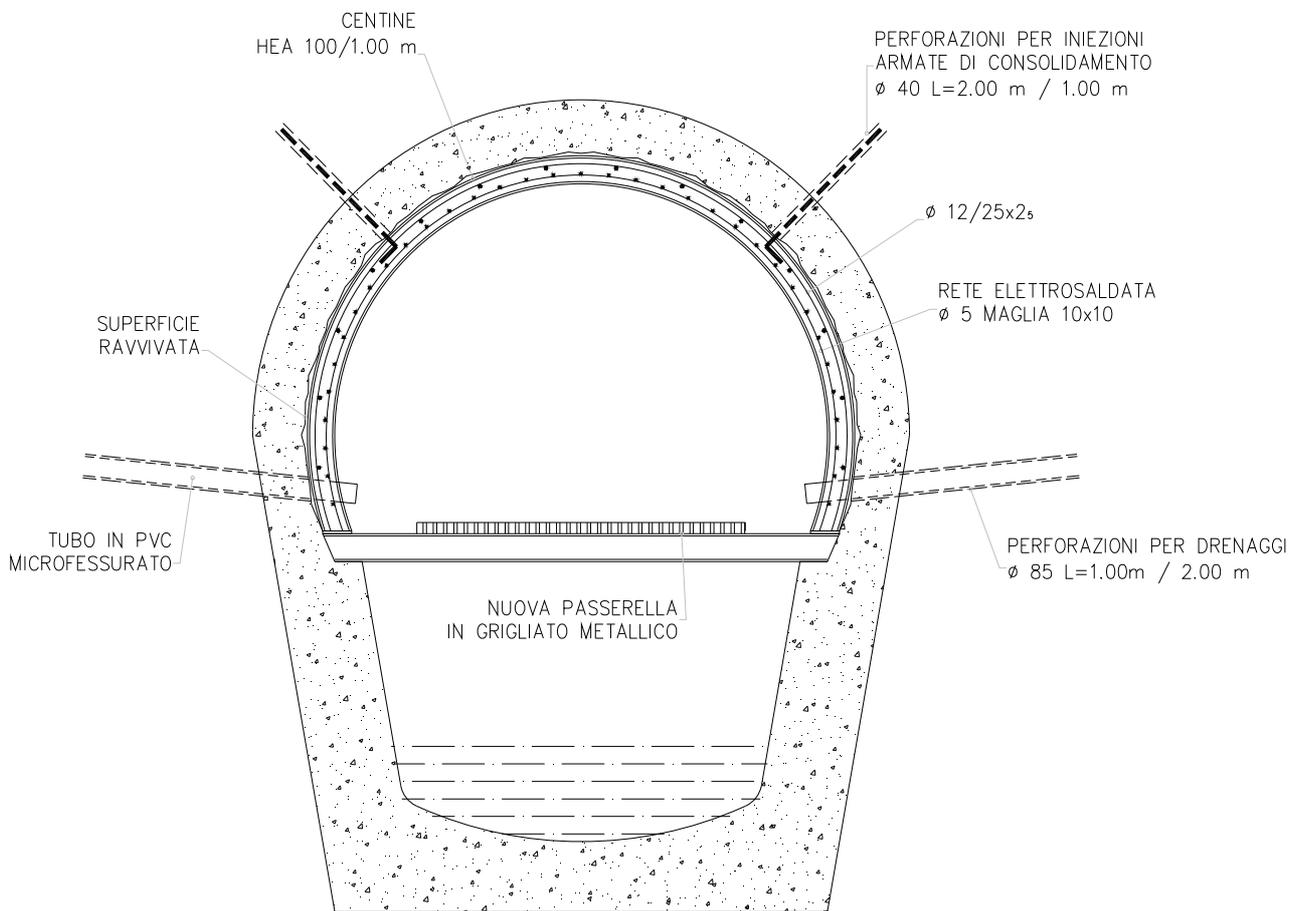


Fig.2 Situazione di progetto



Foto 1 – Puntellatura in legno
Intervento eseguito negli anni 80'



Foto 2 – Condotta di pompaggio ϕ
500

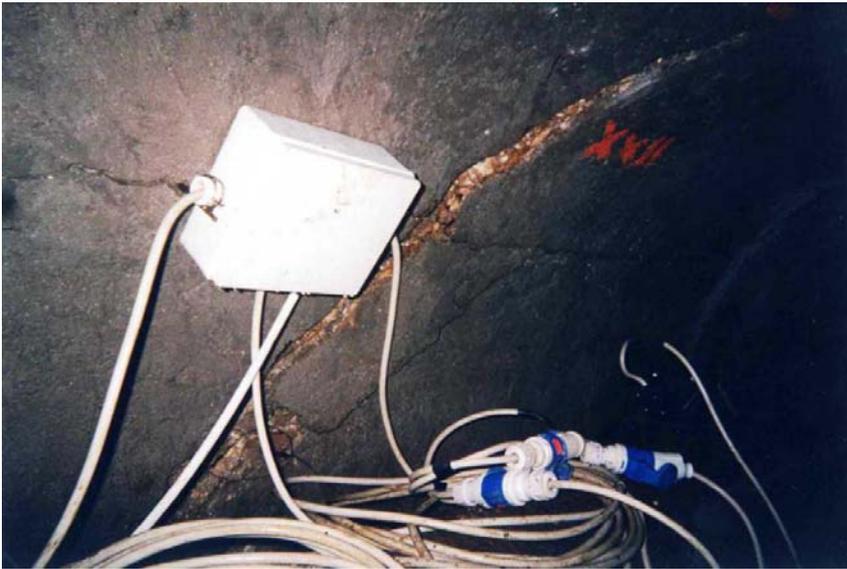


Foto 3 – Lesioni sui piedritti



Foto 4 – Lesioni in calotta



Foto 5 – Posa in opera di centine e reti metalliche



Foto 6 – Rivestimento in gunite armata



Foto 7 – Versante esterno e cabina di pompaggio, prima dell'intervento di stabilizzazione.



Foto 8 – Versante esterno e cabina di pompaggio, dopo l'intervento di stabilizzazione con opere in terre armate e di ingegneria naturalistica

- DESCRIZIONE DELL'OPERA

Opera di presa fluviale interessata da un movimento gravitativo incombente sui dissabbiatori posti immediatamente a valle della suddetta presa.

- DESCRIZIONE DEI PROBLEMI RICONTRATI

Il dissesto si sviluppa in destra del torrente immediatamente al di sopra dello sghiaiatore e delle vasche dissabbiatrici e si sviluppa per circa 30 m in altezza con una larghezza massima di circa 20 m.

Nel corpo della frana sono presenti tre vecchie palizzate in tronchi di legname, realizzate secondo ordini orizzontali posti ad intervallo di circa 8 m l'una dall'altra. La palizzata inferiore e quella intermedia sono ancora sostanzialmente integre e funzionali, mentre la palizzata superiore è completamente distrutta. Al margine di valle dello sghiaiatore il versante è sostenuto mediante un muro a gradoni realizzato con 6 ordini di gabbioni. Nelle file centrali alcuni di questi gradoni si presentano spanciati anche se ancora perfettamente efficienti.

Il fenomeno di dissesto è a carattere corticale ed interessa esclusivamente i depositi sciolti della copertura per uno spessore massimo stimato in circa 1.0 m ÷ 1.5 m; i terreni sono costituiti da depositi di versante a granulometria ghiaioso-sabbiosa con matrice limosa in genere non superiore al 15÷20 %, ma localmente più abbondante. I terreni sono completamente saturi anche se non si notano emergenze idriche vere e proprie nel corpo frana; alla base le eventuali risorgenze non sono visibili in quanto mascherate dalle opere esistenti. Il dissesto è una riattivazione di un più antico movimento probabilmente causato, a suo tempo, dagli scavi realizzati per la costruzione dello sghiaiatore e delle vasche dissabbiatrici. Nell'intorno dell'area denudata nella parte alta, sia ai lati sia sopra la nicchia, sono visibili evidenti indizi di piani di trazione costituiti da piccoli ribassamenti, strappi della coltre erbosa e fratture. Questi fenomeni sono chiaramente connessi al rilascio conseguente allo smottamento verificatosi ed indicano una tendenza ad una evoluzione verso l'alto della nicchia di frana.

- DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Considerata la tipologia e lo spessore dei materiali interessati dal movimento franoso sono state realizzate opere di stabilizzazione utilizzando le tecniche dell'ingegneria naturalistica che ben si adattano al tipo di intervento. Tali opere si adattano all'ambiente con un impatto visivo positivo ed in modo tale da integrare quelle già esistenti.

Sono stati eseguiti i seguenti interventi:

- Esecuzione di una grata viva; la grata ha uno sviluppo in altezza sufficiente a raggiungere il terzo superiore dell'area denudata e, quindi, un'altezza complessiva di circa 15 m;

- Al di sopra della grata sono stati realizzati tre ordini di palizzate in tronchi di legname posti ad interesse di circa 4 m.

Entrambi gli interventi (grata e palizzate) coprono l'intera larghezza dell'area denudata. Questa tipologia d'intervento ha permesso di realizzare un'opera di sostegno a gravità flessibile e drenante capace di stabilizzare l'area in dissesto e permettere, nel lungo termine, lo sviluppo naturale della copertura vegetale autoctona.

- FIGURE/FOTOGRAFIE



OPERA DI PRESA E DISSABBIATORI – IN SPONDA DESTRA IL VERSANTE IN FRANA



OPERA DI PRESA E DISSABBIATORI – IN SPONDA DESTRA IL VERSANTE IN FRANA



VERSANTE IN FRANA



SISTEMAZIONE FINALE DELLA FRANA



PARTICOLARE DELLE PALIZZATE