

# Diga di Ridracoli

**Presentazione degli aspetti peculiari afferenti la**

**PROGETTAZIONE**

**e la**

**COSTRUZIONE**

Workshop YEF 2019  
Lo YEF – Young Engineers Forum,  
L’anello di congiunzione tra  
Vecchie e nuove generazioni di  
Esperti di dighe

ITCOLD – Comitato Nazionale per le Grandi Dighe

Centro Operativo di Capaccio (Santa Sofia, FO) e Diga di Ridracoli  
Romagna Acque – Società delle Fonti  
9 Maggio 2019

# Diga di Ridracoli – Progettazione 1965÷1976 + Corso d'opera 1976÷1982

## Breve Premessa storica

La località di Ridracoli è situata nell'alta Valle del Bidente, a 12 km dall'abitato di Santa Sofia, ai piedi della foresta della Lama sul versante romagnolo dell'Appennino Tosco-Emiliano

Già nel V° secolo Teodorico portò a Ravenna le acque del Bidente che da allora, per alcuni secoli, compare nei testi anche come “*flumen aquaeductus*”

La Diga di Ridracoli costituisce l'**opera fondamentale dell'Acquedotto della Romagna**, che garantisce l'approvvigionamento idropotabile a 47 Comuni + S. Marino, con una popolazione servita di oltre 1 milione di abitanti (800.000 residenti + 200.000 fluttuanti)

La Diga di altezza massima **103 m** sbarra la valle del Bidente a quota **460** circa, in una sezione prescelta in considerazione dei seguenti fattori:

- la **posizione del serbatoio** rispetto allo sviluppo dell'acquedotto
- la **morfologia**
- la **struttura litostratigrafica e l'impermeabilità del terreno**
- l'**assenza di abitati, strade ed altri manufatti** nella zona dell'invaso
- l'**inesistenza di cause di inquinamento** a monte
- la **composizione chimica e la temperatura dell'acqua** particolarmente buone
- il **limitato apporto solido**

La favorevole situazione dell'Impianto è stata sancita dall'accoglimento della domanda di **Concessione** presentata dal Consorzio Acque, approvato nel **Piano Regolatore Generale degli Acquedotti** dell'agosto **1968**

Il Progetto della Diga è stato affidato alla Società di Ingegneria ALPINA di Milano che ha sviluppato la **Progettazione di Massima**, la **Progettazione esecutiva** e l'**Assistenza nell'Iter autorizzativo** lungo e complesso ed infine la **Progettazione costruttiva in corso d'opera**

# Diga di Ridracoli – Studi e Indagini fondazione 1968 ÷ 1978

## Caratterizzazione Fisico-Meccanica dell'Ammasso roccioso di fondazione

**Stretta di Ridracoli:** ad U molto ampia, alla confluenza del T. Bidente (in Dx) e del Rio Celluzze (in Sin), impostata su di una **“Formazione strutturalmente complessa”**, denominata **Formazione Marnoso Arenacea Romagnola – Area sismica Cat. 2**

Necessità di ottenere chiare e dettagliate informazioni relativamente ai seguenti aspetti:

- **Caratteristiche strutturali dell'Ammasso roccioso**
- **Deformabilità e Parametri di Resistenza**
- **Problemi idrogeologici**

Varie Campagne Geognostiche/Geomeccaniche eseguite in **2 Fasi** (*propedeutica e durante i lavori di scavo*), di rilievo sia per impegno tecnico, che economico, al fine di **accertare i Parametri base di Progetto per la Diga**, su base statistica

### Rilievi e Indagini in situ

- |   |         |      |
|---|---------|------|
| • Studio Geologico-Morfologico e Rilievo strutturale area d'imposta Diga  | 1970-74 |      |
| • 20 Sondaggi a carotaggio continuo (prof. 60÷80 m) $L_{tot} = 1.300$ m   | 1974    |      |
| • 4 Cunicoli esplorativi $L_{tot} = 220$ m: 1 in Spalla Dx, 2 in Spalla Sin, (per individuare la Faglia) e 1 nell'area dell'Alveo | 1970    |      |
| • 1 Pozzo esplorativo nell'area dell'alveo (per individuare il 3° strato laminato)  |         | 1974 |
| • Indagini Geofisiche (Carotaggio sonico nei fori e Cross-Hole tra foro e foro)   | 1974    |      |
| • Studio Geologico –strutturale dell'area d'imposta messa a nudo dagli scavi (Fotogrammetria terrestre)                           |         | 1977 |
| • 14 Prove di deformabilità con carico su piastra nei cunicoli, in direzione parallela e normale agli strati ST                   | 1970-74 | 1979 |
| • 2 Prove di deformabilità in cunicolo mediante camera idraulica in pressione   |         | 1980 |
| • 6 Prove di carico con Martinetto Piatto nei cunicoli (Spalla Dx e Sin)  | 1980    |      |
| • 13 Prove di Taglio sui giunti di stratificazione ST in cunicolo e poi all'esterno su banche                                     | 1970    | 1977 |
| • Prove di Permeabilità nei fori di sondaggio ( $n \sim 200$ )  | 1968    | 1977 |
| • Prove di Iniettabilità  | 1968    | 1977 |

### Prove di laboratorio

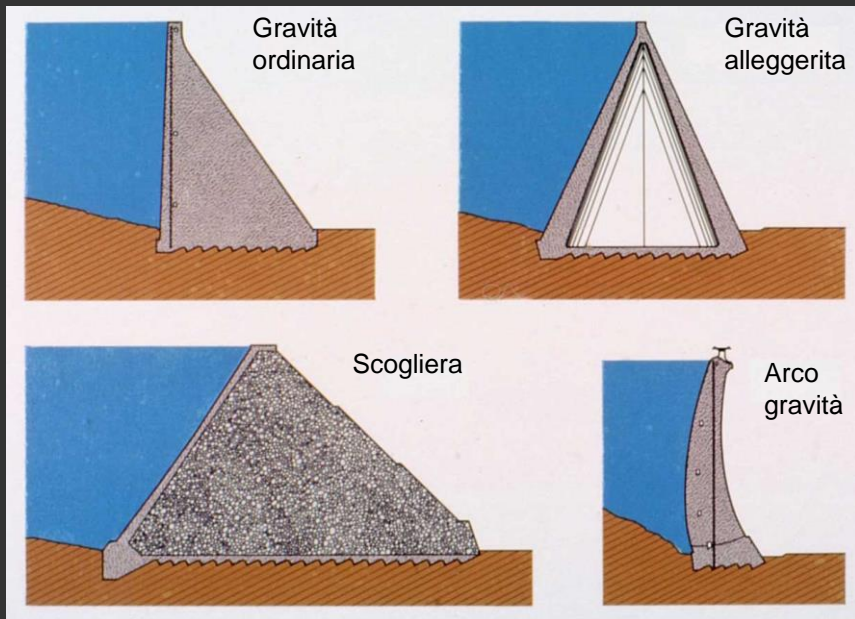
- |   |                                   |           |
|---|-----------------------------------|-----------|
| • Esami mineralogici e petrografici – Prove di identificazione    |                                   | 1976      |
| • Prove di compressione monoassiale, triassiale ed a lunga durata | <b>Parametri base di Progetto</b> | 1976 1978 |

Prove di Laboratorio	Arenaria		Marna
	Peso di volume ( $t/m^3$ )	2,7	2,65
	Resistenza alla compressione monoassiale (Mpa)	75 ÷ 145	45 ÷ 74
	Modulo di elasticità (Mpa)	18.000 ÷ 26.000	8.000 ÷ 18.000

Prove in situ	Resistenza a Taglio giunti ST ( $\Phi, C$ )	$\Phi = 13^\circ \div 35^\circ$ $C = 0 \div 0,12$ MPa	
	Modulo elastico (Mpa)	$E_{  ST} = 6.400 \div 14.000$	$E_{\perp ST} = 9.300 \div 11.400$
	Velocità sonica (m/s)	4.000 ÷ 5.000	
	Permeabilità (m/s)	$K_{m,v} = 4 \cdot 10^{-7} \div 10^{-7}$	$K_{m,  } = 5 \cdot 10^{-6}$

# Diga di Ridracoli – Progettazione

## A) Studio iniziale di Fattibilità



Tipologie inizialmente considerate

**Fasi progettuali successive (Preliminare ÷ Esecutivo Definitivo):** tipologia di **Diga ad Arco-gravità**, preferita a seguito dei **Risultati** favorevoli delle **indagini geognostiche/geomeccaniche**, delle favorevoli **condizioni morfologiche e litostratigrafiche**, oltre che per il suo **comportamento "monolitico 3D"**, particolarmente resistente anche in caso di evento sismico

Soluzione, tuttavia più complessa dal punto di vista progettuale

Al fine di prevenire/impedire la formazione di potenziali fratture nel cls, è stata adottata la soluzione con **"Pulvino"** separato dal "corpo diga da un **Giunto perimetrale**, che consente lo sviluppo di deformazioni riducendo le trazioni (indotte dai carichi idrostatici, e termici)

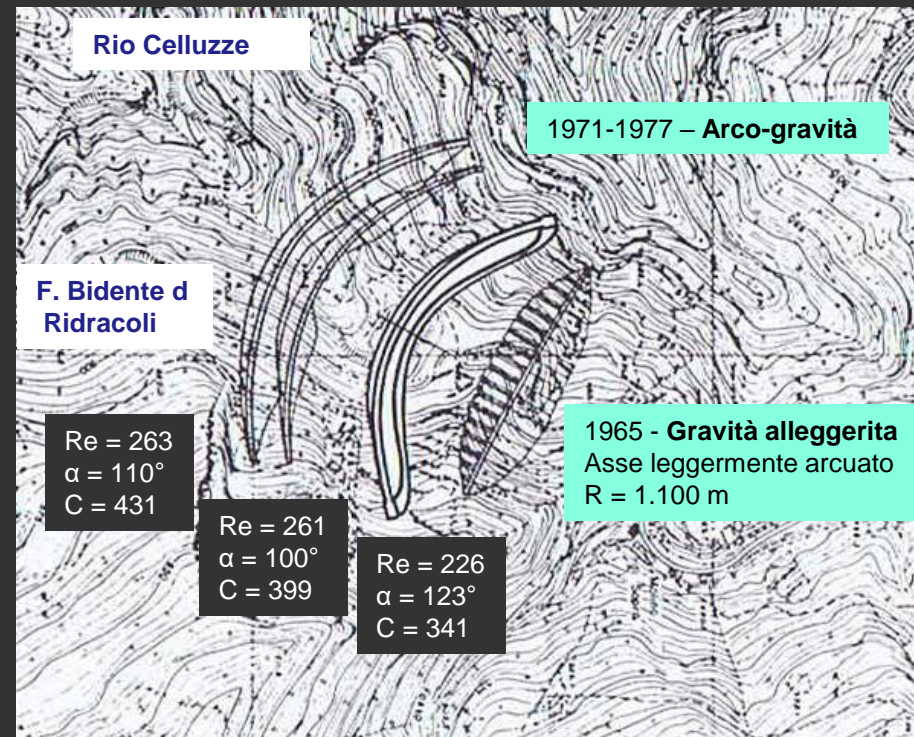
La soluzione finale risultata dal **Processo di ottimizzazione** è quella evidenziata nella posizione ubicata poco più a monte della sezione della stretta scelta per la soluzione a Gravità alleggerita

Progettazione in osservanza alla Normativa allora vigente : **D.P.R 1.11.1959 N. 1363** "Regolamento per la Progettazione, Costruzione ed Esercizio degli Sbarramenti di ritenuta"

**Soluzioni alternative** → varie tipologie di diga e sezioni della stretta da sbarrare

## B) Progetti: Massima 1965 – Esecutivo 1974/1977

**Progetto di massima** - tipologia di **Diga a Gravità alleggerita a vani cavi** (tipo **Marcello**), con asse longitudinale leggermente arcuato



Soluzioni alternative esaminate / Sezione stretta



# Diga di Ridracoli – Progettazione - Dimensionamento

## A) Diga ad Arco gravità - Dimensionamento

**Processo di ottimizzazione della struttura** → Analisi statica effettuata con “**procedimenti approssimati nell'impostazione bidimensionale**” che considera la Diga a volta come una “**Struttura serbatoio**” composta da elementi verticali “**Mensole**” e da elementi orizzontali “**Archi**”, ciascuno dei quali collabora al sostentamento dell'opera sopportando una parte dei carichi esterni.

È stato adottato il **Metodo del Prof. Tölke** perfezionato dal Prof. K.V. Swaminathan (Civil & Hydraulic Engineering Indian Institute of Science di Bangalore) presso l'ISMES di BG sotto la guida del Prof. Oberti, così da adeguare le espressioni relative ad un “**Anello chiuso**” alla forma ed alle condizioni effettive di vincolo degli archi reali ed adottare condizioni al contorno che considerano la **cedevolezza delle imposte**

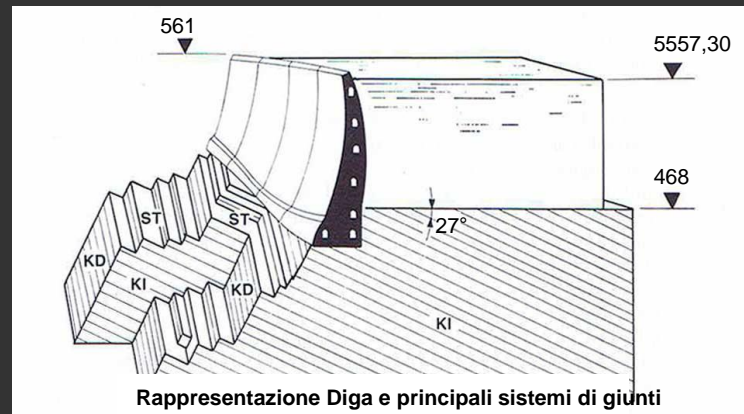
Da considerazioni sull'equilibrio radiale del “concio” si addivene all'**equazione fondamentale differenziale del 4° ordine nelle incognite “w”** (spostamento radiale) che è stata risolta alle differenze finite

Nota **W** (**deformata sezione maestra**) è rimasta determinata la pressione di competenza degli archi  $P_{arco,i} = F_i E (W_i h_i / r_i^2)$  e quindi la pressione di competenza delle mensole dalla  $P_{mensola,i} = P_{idrostatica,i} - P_{arco,i}$

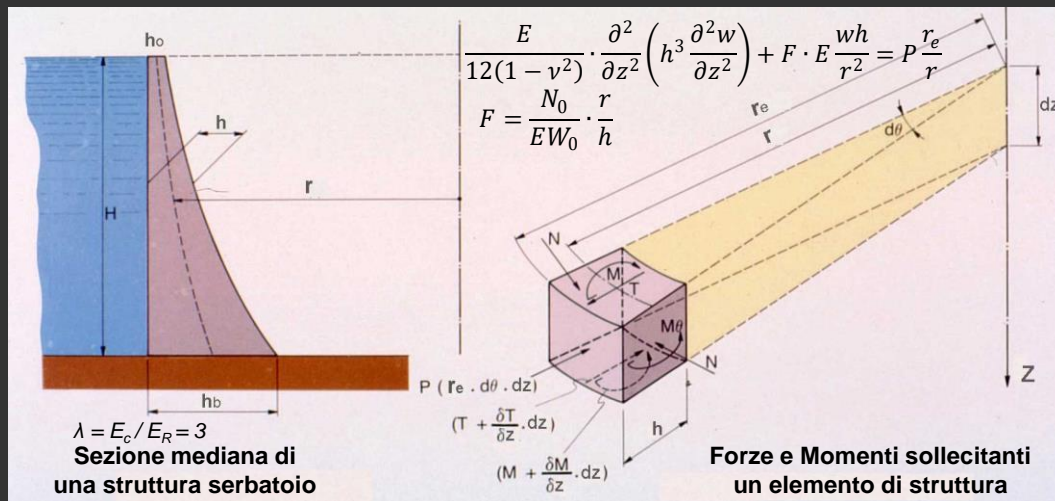
Sono state calcolate le rispettive caratteristiche di sollecitazione **N, M, T** negli **Archi** (*Sistema 3 volte iperstatico - metodo rigoroso applicando il Principio dei lavori virtuali*) e nella **Mensola** (*Sistema isostatico*) e determinato lo stato tensionale, con verifica del rispetto delle tensioni ammissibili prescritte nell'allora Normativa vigente (D.P.R. 1.11.1959 N. 1363 - Parte seconda)

I valori delle sollecitazioni, comprensive di quelle termiche (*metodo Ippolito*) + ritiro e di quelle sismiche (*metodi pseudo-statici* - Zona sismica di 2ª Categoria –  $S_a = 0,07g$ ) rientravano nei limiti indicati dalla suddetta Normativa

Tuttavia tale metodo di ripartizione dei carichi, sebbene a **favore di sicurezza**, rappresenta una **approssimazione del comportamento strutturale** della diga ad arco-gravità e pertanto è stato ritenuto opportuno procedere alla **verifica del comportamento della struttura mediante Prove sperimentali su Modelli**



## Ripartizione del carico idrostatico tra Archi e Mensole



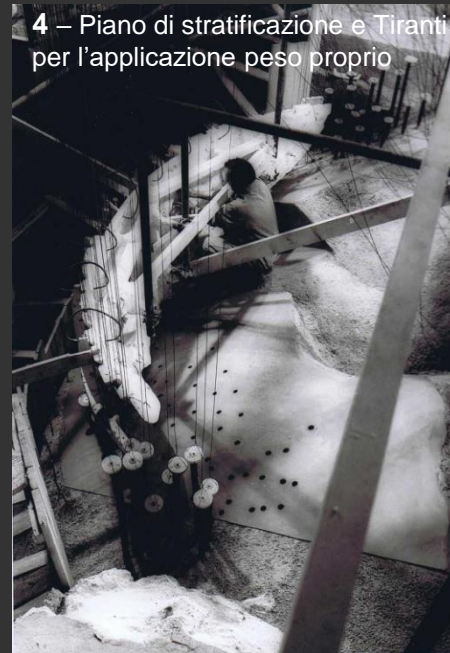






# Diga di Ridracoli - Progettazione

## Prove su modello Statico-Geomeccanico

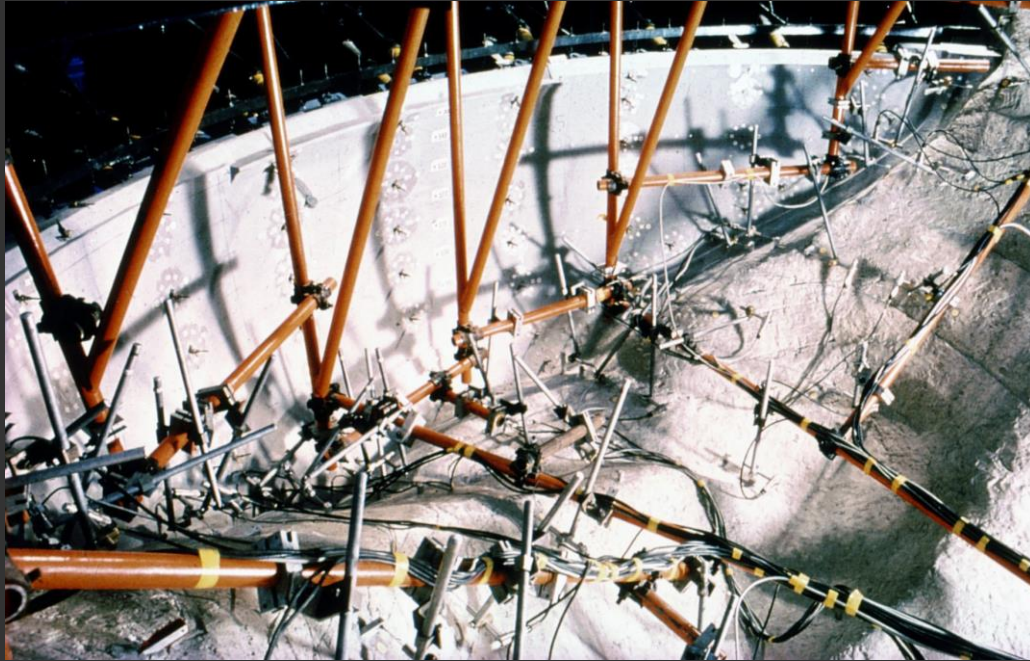


### Modello Statico geomeccanico – Fasi lavorative





# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello Statico



**Sperimentazione** – Vista Modello da sponda Dx (foto a sin) e Vista da Spalla Sin (foto a dx) - In primo piano i comparatori al 1/100 di mm montati su telaio tubolare per la misura degli spostamenti. Sul paramento di valle estensimetri meccanici Huggenberger montati su base di misura 75 mm disposti a rosetta – A monte il sistema di 59 martinetti agenti ciascuno su 1 o 2 piastre in calcestruzzo e ferro munite di suola in sughero che caricavano a loro volta il modello

**Legge di similitudine**  $\xi = \lambda \cdot \rho$

**Cls diga modello:** rapporto di efficienza  $\xi = E_c / E'_m = 25.000 / 10.500 = 2,38$

Le condizioni di **carico normale** si ottengono per una densità:

- del **liquido ideale spingente** pari a:  $\gamma'_i = \gamma_i \cdot \lambda / \xi = 1 \cdot 100 / 2,38 = 42 \text{ t/m}^3 \rightarrow$  **Martinetti normali al paramento di monte**

- del **materiale modello** pari a:  $\gamma'_m = \gamma_m \cdot \lambda / \xi = 2,5 \cdot 100 / 2,38 = 105 \text{ t/m}^3 \rightarrow$  **Tiranti verticali**



### B-1) Prove a carico normale

**Effetto di Peso proprio di calcolo progetto + Carico idrostatico sperimentale**

Le **deformazioni unitarie** misurate sul modello coincidono in tal caso con quelle che si realizzano nei punti omologhi della diga a pieno invaso. Si ha cioè:

$$\varepsilon = \varepsilon' \quad \Delta L = \lambda \cdot \Delta L'$$

## Risultati

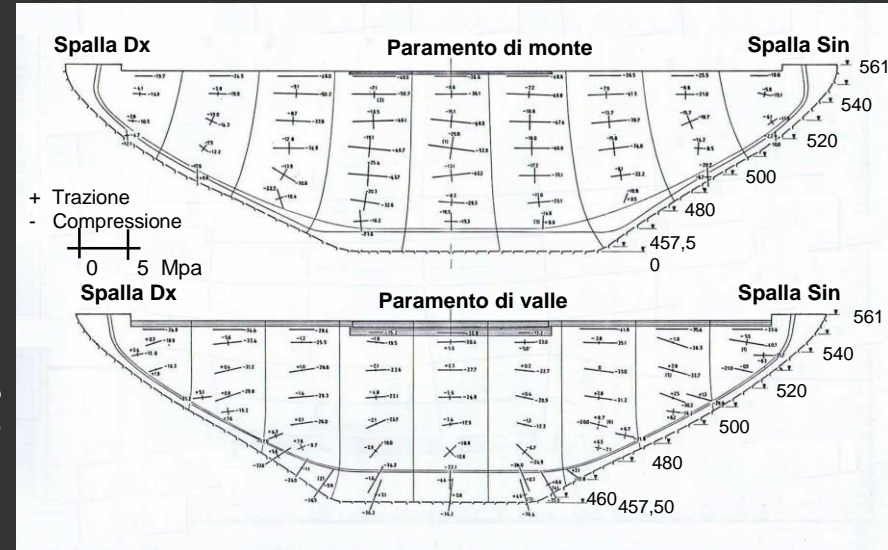
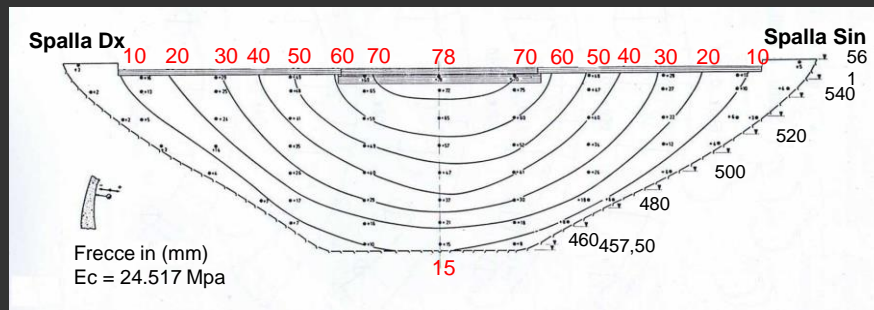
### **B1-1) - Tensioni principali**

### **Elaborazione estensimetri a rosetta Paramenti di monte e di valle**

### B1-2) - Deformazioni globali in condizione di carico normale

**Elaborazione comparatori al 1/100 di mm Paramento di valle**

Misurate le varie componenti di spostamento/deformazione (la componente radiale normale **“freccie”**- la componente tangenziale agli archi – la componente tangenziale alle mensole)



### B1-3 - Ripartizione del carico idrostatico

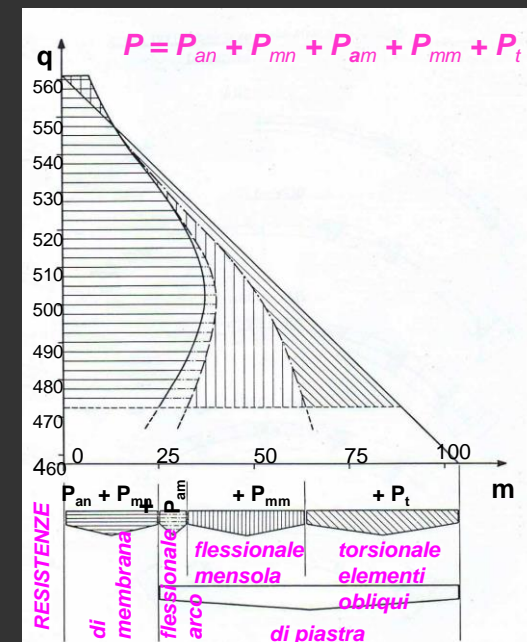
Dall'elaborazione dei dati sperimentali acquisiti (*misure estensimetri a rosetta*) sono state determinate, **le singole azioni resistenti:**

- **Archi orizzontali** ( $P_{an}$ ,  $P_{mn}$ ,  $P_{am}$ ) - **Mensole verticali** ( $P_{mm}$ ) - **Elementi obliqui** ( $P_t$ )

Procedimento analitico nell'ipotesi che la struttura si comporti elasticamente, come una **volta di rivoluzione** ed inoltre **sia lineare la legge di variazione degli sforzi** attraverso lo spessore "**h**"

**B1-4) - Grado di sicurezza Diga dedotto dagli sforzi in regime elastico**

Valutazione del grado di sicurezza esaminata in base al **confronto tra i valori max locali degli sforzi ed i carichi di rottura** ottenuti su provini del materiale sottoposti, sia a stati di **sforzo monoassiali**, sia a **stati di sforzo biassiali**



# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello Statico

Condizioni globali di stabilità del “complesso Diga – montagna modellato” → **Prove a carico maggiorato** e **Prove ad oltranza** / **Rottura** in tali condizioni le deformazioni e gli spostamenti in punti omologhi del modello e del prototipo stanno nei seguenti rapporti:

$$\varepsilon / \varepsilon' = (\lambda / \xi) \cdot \rho$$

$$\Delta L / \Delta L' = (\lambda^2 / \xi) \cdot \rho$$

## B-2) Prove a carico maggiorato

Effettuate esperienze a carichi **Peso proprio** e **Idrostatico** maggiorati fino a **2,5 volte il normale**

## B-3) Prove ad oltranza

Effettuate esperienze a carichi di **Peso proprio** e **Idrostatico** come di seguito:

1. **Peso proprio Diga 2 volte il normale** e **Carico idrostatico** spinto sino a **3 volte il normale**
2. **Peso proprio Roccia “stabilizzante”** aumentato sino a **1,25 il normale** (max consentito dall’attrezzatura) e **Carico idrostatico** sino a **2,5 volte il normale**

## B-4) Prove a rottura

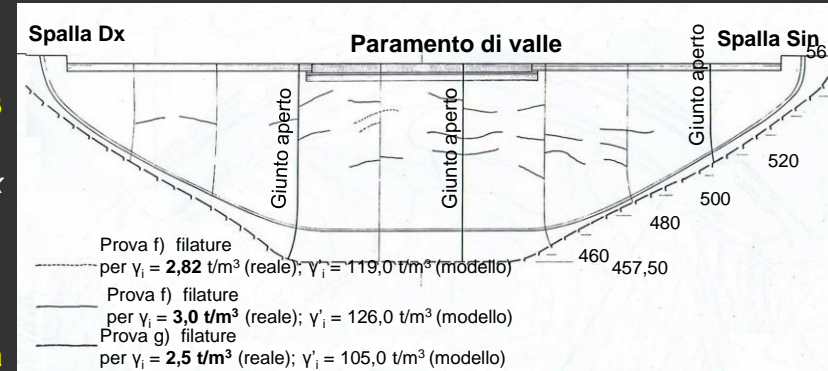
Il ciclo di prove a rottura è stato condotto con carichi di **Peso proprio** spinti al valore max consentito dall’attrezzatura e cioè **1,25 per la roccia, 2 per la struttura** e con **Carico idrostatico** spinto sino a **4 volte il normale**

## Risultati

### 1. Prove a carico normale - condotte in regime elastico:

- comportamento della struttura **nettamente 3D**
- quadro generale delle sollecitazioni che **confermava** quello ottenuto con il calcolo di progetto
- sollecitazioni max sulla roccia al piede di valle del pulvino, **inferiori a quelle di calcolo di progetto**
- spostamenti in mezzzeria, in senso radiale normale, rispetto a quelli determinati con il calcolo di progetto, **inferiori al coronamento e superiori al piede di valle**; quest’ultimo tuttavia sempre contenuto nei limiti ammissibili
- spostamenti in senso tangenziale all’arco denunciano una lieve asimmetria verso la spalla Dx
- con l’applicazione del carico idrostatico la **Faglia tendeva a chiudersi**

2. **Prove a carico maggiorato e ad oltranza, sino a rottura** - hanno consentito di accertare un **Grado di sicurezza globale del complesso Struttura-Fondazione  $n > 3$**  rilevato, in particolare dalla prova effettuata con **Carico idrostatico = 3 volte il normale** e **Peso proprio invariato** - si presume sia stata raggiunta la soglia dell’instabilità determinata dallo scorrimento lungo il 3° strato laminato mentre la struttura, seppur lesionata superficialmente, consentiva ancora una consistente resistenza



**Prove ad oltranza - Prime filature “superficiali”** sul paramento di valle (**Peso proprio 2 volte il normale** e **Carico idrostatico sino a 3 volte il normale**)

# Diga di Ridracoli – Progettazione – Analisi FEM 3D

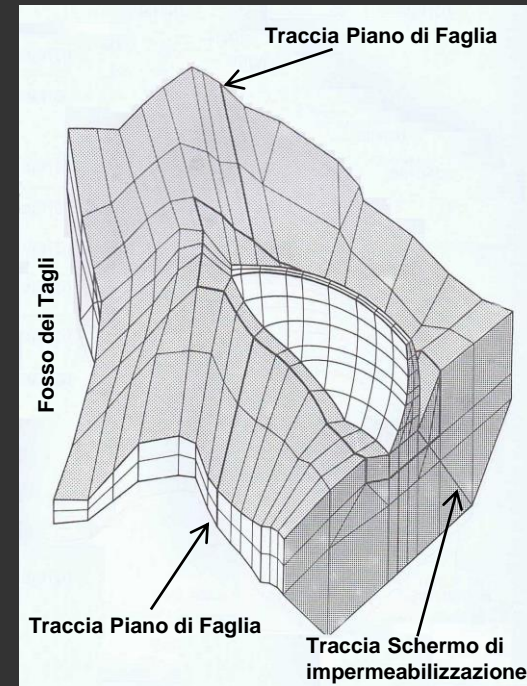
## C) Analisi statica ad elementi finiti 3D della Diga e della sua roccia di fondazione (Ismes 1976)

**Finalità** → analizzare lo **Stato deformativo e tensionale** della **Diga** e della sua **fondazione**, sotto l'azione del **peso proprio** e del **massimo carico idrostatico**, per **2 differenti ipotesi di deformabilità** della roccia di fondazione

**Analisi limitata a metà opera** (la metà Dx per tenere conto del versante ritenuto meno favorevole per la sua conformazione morfologica) - Sono state effettuate le seguenti schematizzazioni:

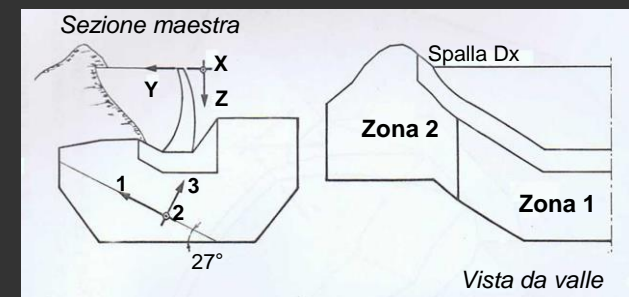
- **Diga** ( $E_c=25.000$  Mpa,  $\nu_c=0,20$ ,  $\gamma_c=2,5$  kg/dm<sup>3</sup>) a **comportamento elastico lineare** (non è stato riprodotto né il Giunto perimetrale, né l'ammorsamento del pulvino contro roccia a monte ed a valle)
- **Faglia** verticale della Sponda Sin introdotta (simmetricamente) nel modello della metà Dx, come piano verticale su cui verificare l'eventuale tendenza ad aprirsi od a scorrere
- **Schermo** considerato impermeabile (sottoposto a distribuzioni di pressione originate dal moto di filtrazione sotto e lateralmente alla diga)
- **Roccia di fondazione** ritenuta uniformemente stratificata (27°), a **comportamento ortotropo** e ripartita in una "**Zona 1**" sottostante le Mensole centrali (*Area alveo*) ed una "**Zona 2**" che costituisce la Spalla Dx – Sono state considerate **2 condizioni di deformabilità**: Caso A e Caso B,  $n = (E_{1,2}/E_3)=2$
- estensione della roccia modellata, così da comprendere l'**affioramento del 3° strato laminato** verso valle e, verso la spalla Dx, l'intero versante fino al laterale **Fosso dei Tagli**
- roccia estesa in profondità fino ad ipotizzare spostamenti trascurabili nelle 3 direzioni
- **Roccia consolidata** sotto l'impronta del pulvino (estesa per 25 m a monte, in profondità ed a valle), a **comportamento isotropo** ( $E_r = 8.000$  Mpa,  $\nu_r = 0,25$ )

### Caratteristiche Modello matematico



Caratteristiche meccaniche						
Caso	Zona	$E_1 = E_2$ (Mpa)	$E_3$ (Mpa)	G (Mpa)	$\nu_{12}$	$\nu_{31} = \nu_{32}$
A	1	3.000	1.500	880	0,25	0,1
	2	3.000	1.500	880	0,25	0,1
B	1	8.000	4.000	2.350	0,25	0,1
	2	8.000	6.000	3.100	0,25	0,1

Roccia di fondazione a comportamento ortotropo – Casi A e B



Roccia di fondazione – direzioni ortotropia  
Zona 1 e 2



**Riepilogo – Risultati su Modello FEM 3D** (Codice ASKA - Automatic System for Kinematic Analysis – 13.000 gradi di libertà)

## C1) Stato deformativo e tensionale della Diga (Rete 1)

- **Spostamenti radiali max** inferiori a quelli di progetto e del modello geomeccanico
- **Max Sollecitazioni**, inferiori a quelle di calcolo di progetto e del modello geomeccanico - si sono verificate nella **Sezione maestra** in entrambi i casi A e B di deformabilità della roccia (maggiori sforzi di compressione nel **caso B** di minor deformabilità, ovvero con maggior modulo elastico)
- **Non si verificano sforzi di trazione !!**

## C2) Stato tensionale e deformativo in Fondazione (Reti 1 – 2 – 3)

### 1. Piano di simmetria (*Sezione di mezzeria*)

Nella “Rete 1” (*Struttura + bulbo roccia consolidata*) per entrambi i casi A e B di deformabilità della roccia, → **Sforzi verticali** alla base del bulbo **molto modesti** ( $< 1 \text{ Mpa}$  con punte di  $1,6 \text{ Mpa}$  sullo spigolo di valle del pulvino)

### 2. Piano inclinato ( $3^\circ$ strato laminato)

**Sforzi normali** dello stesso ordine dei precedenti, Nella “Rete 2”, per entrambi i casi A e B di deformabilità mentre nella “Rete 1 (Bulbo)”, in corrispondenza del pulvino, **picchi isolati** ( $< 2 \div 2,5 \text{ Mpa}$ )

**Sforzi tangenziali** diretti secondo l’asse principale della Diga ( $\tau_{m-v}$ ) → **nulli** sulla “Rete 2” mentre nella Rete 1 (*Bulbo consolidato*) valori variabili ma **molto contenuti** ( $0,5 \div 1 \text{ Mpa}$ )

**Sforzi tangenziali** diretti normalmente all’asse principale della Diga ( $\tau_{dx-sin}$ ) → **trascurabili**

### 3. Piano di Faglia

Sul piano che ha riprodotto la Faglia (*considerata nel modello speculare in sponda Dx*), **Sforzi verticali, normali e tangenziali** → pressoché simili in entrambi i casi di deformabilità (casi A e B)

**Sforzi verticali** variabili ( $0,2 \div 0,6 \text{ Mpa}$  -Rete 2) con **modesti picchi** intorno ( $0,8 \div 1 \text{ Mpa}$ ) alla base del pulvino (*piede di valle*)

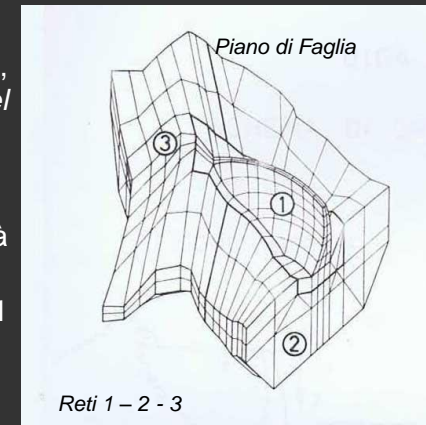
**Sforzi normali** al piano di faglia → **sempre di compressione e dello stesso ordine** ( $0,2 \div 1 \text{ Mpa}$ )

**Sforzi tangenziali** sul piano di faglia in direzione orizzontale **stesso ordine** ( $\tau_{m-v}$   $0,2 \div 0,3 \text{ Mpa}$ ) (*sia base del bulbo che base del pulvino*)

**Sforzi tangenziali** agenti in direzione verticale ( $\tau_{alto-basso}$ ) → **stesso ordine di grandezza**

→ I suddetti valori delle sollecitazioni normali ( $\sigma_{\perp}$ ) confermavano la **“tendenza della Faglia a chiudersi con il carico idrostatico, avvalorando quanto già evidenziato dal Modello statico – geomeccanico”**

Inoltre la **limitata entità delle sollecitazioni tangenziali** agenti sul piano **consentiva di escludere eventuali scorrimenti** indotti dall’azione trasmessa dalla Struttura





# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello dinamico elastico

## D) Esperienze dinamiche su Modelli (Ismes 1976)

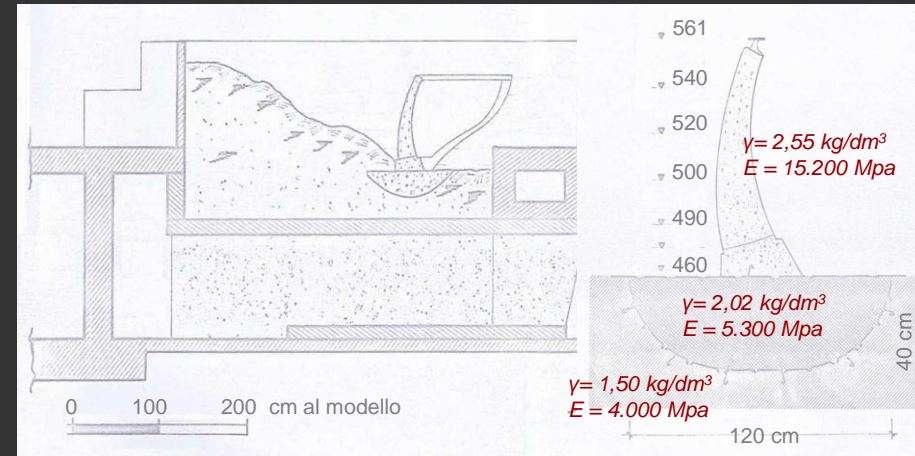
➔ Indagine sull'effettivo comportamento dinamico dell'opera, sia in **campo elastico**, sia **oltre**, fino a **rottura**, così da individuare i **margini di sicurezza offerti dalla struttura**, mediante sperimentazione su **2 differenti modelli**:

1. **Modello elastico in scala 1:100** – per Studio del comportamento dinamico definito in via generale attraverso le **caratteristiche modali** (*frequenze proprie, forme modali, smorzamenti, determinazione accelerazioni e sforzi*)
2. **Modello sismico in scala 1:150** – per Studio del comportamento oltre il campo elastico, fino a rottura, mediante **l'applicazione alla sua base di una serie di terremoti riprodotti a mezzo di Tavola vibrante**

### D1) Modello dinamico elastico 1:100

Modello che riproduceva, secondo le **leggi di similitudine** (*molto più complesse in quanto entrano in gioco anche i tempi e le frequenze*), il solo comportamento elastico della Diga considerata come un **corpo omogeneo e monolitico** (*non sono stati riprodotti i giunti radiali, né quello perimetrale*), fondato su uno strato di roccia, anch'essa omogenea ed isotropa, avente un **modulo elastico pari ad 1/3 di quello del cls**.

È stata esaminata anche *l'influenza sul comportamento dinamico della Diga, della presenza dell'acqua nel serbatoio*, sebbene in modo non completamente rigoroso



Disposizione Modello in vasca -

Sezione in chiave

A seguito **eccitazione sinusoidale con Vibrodine** → **Curve di risposta della struttura** a diverse distribuzioni di forze che sono servite alla individuazione preliminare delle **frequenze proprie**

#### • a **Serbatoio vuoto**

- **primi 6 modi di vibrare** (3 simmetrici e 3 antisimmetrici).
- **distribuzione delle sollecitazioni** sui paramenti di monte e di valle per i primi 4 modi di vibrare

#### • a **Serbatoio pieno**

- **primi 4 modi di vibrare**
- **distribuzione delle sollecitazioni** secondo la direzione orizzontale e verticale dei soli 2 primi modi di vibrare

Modi di vibrare						
Vuoto	Pieno	Deformata di tipo	Frequenza (cps)		Smorzamento (%)	
			Vuoto	Pieno	Vuoto	Pieno
Modo (n)	Modo (n)					
1	1	antisimmetrico	2,19	2,02	6,0	6,0
2	2	simmetrico	2,75	2,41	5,5	5,5
	3	simmetrico	-	2,98	-	13,5
3	4	antisimmetrico	3,74	3,38	8,0	16,5
4		simmetrico	4,01	-	3,5	-
5	5	antisimmetrico	4,95	4,06	5,5	14,0
6		simmetrico	5,22	-	8,5	-

1 - Modello preliminare in legno



# Diga di Ridracoli – Progettazione

## Prove su modello Dinamico elastico

4 – posa casseri in gesso armato



Diga  
 $\gamma = 2,55 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$   
 $E = 15.200 \text{ Mpa}$   
 $\nu = 0,27$

5 – Modello gettato - Impasto di resina epossidica (legante) e di sabbia con graniglia di ferro di pezzatura minuta (inerti)

Culla  
 $\gamma = 2,02 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$   
 $E = 5.300 \text{ Mpa}$

Versanti  
 $\gamma = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$   
 $E = 4.000 \text{ Mpa}$

2 - Costruzione **Culla fondazione** (Impasto di resina epossidica, sabbia, polistirolo cristallino e graniglia di ferro) e dei **Versanti** (Cls di pomice)



3 - Costruzione dei casseri in gesso armato



6 – Strumentazione e Vibrodine

### Rapporti di similitudine

#### Grandezze fondamentali

Scala geometrica  $S_l = l_r / l_m = 100$  Rapporto Moduli elastici (Forze di superficie)  $S_E = E_r / E_m = 2,31$   
 Rapporto pesi specifici  $S_\gamma = \gamma_r / \gamma_m = 0,98$

#### Grandezze per le forze

- Scala Forze totali  $S_F = F_r / F_m = S_E \cdot S_l^2 = 2,31 \cdot 100^2 = 23.100$
- Scala Masse  $S_m = M_r / M_m = S_\gamma \cdot S_l^3 = 0,98 \cdot 100^3 = 980.000$

#### Grandezze cinematiche

- Scala Tempi \*  $S_t = t_r / t_m = S_l \cdot S_\gamma^{(1/2)} \cdot S_E^{(-1/2)} = 100 \cdot 0,98^{(1/2)} / 2,31^{(1/2)} = 65,133$
- Scala Frequenza \*  $S_f = f_r / f_m = S_l^{-1} \cdot S_\gamma^{(1/2)} \cdot S_E^{(1/2)} = 2,31^{(1/2)} / (100 \cdot 0,98^{(1/2)}) = 0,0153$
- Scala Accelerazioni \*  $S_a = a_r / a_m = S_l \cdot S_t^{-2} = 100 / 65,1^2 = 0,0235$
- Scala Velocità \*  $S_v = v_r / v_m = S_l \cdot S_t^{-1} = 100 / 65,1 = 1,536$

# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello dinamico elastico

Noti i modi di vibrare, adottando i procedimenti dell'**Analisi modale**, sono stati effettuati i calcoli di verifica della struttura per il caso di un **Terremoto di assegnato Spettro  $S_a(f)$**

Determinazione, a serbatoio vuoto e a serbatoio pieno, della **Matrice di massa  $[M]$**  suddividendo la Diga in una serie di Elementi (n. 150) il cui baricentro coincide con le posizioni dei punti di misura – Calcolo dei valori  $C_x$  e  $C_y$  dei **Coefficienti di partecipazione** per i **primi 6 modi (a serbatoio vuoto)** e per i **primi 2 modi (a serbatoio pieno)** e delle componenti  $\Phi_x^{(i)}$  e  $\Phi_y^{(i)}$  degli **spostamenti relativi** al modo i-esimo e, quindi, per un **Sisma di assegnato Spettro  $S_a(f)$**  agente in direzione x o y (x: M-V oppure y: Dx-Sin) **calcolo delle risposte massime di ciascun modo (Accelerazione max e Sforzo max)**

Sono stati esaminati i seguenti Terremoti (*agenti in direzione M-V risultata la peggiore*):

- **Terremoto di Regolamento** ( $S_a = 0,07g$  per  $T = 0,8$  s - senza alcuno smorzamento)
- **Terremoto di caratteristica 0,2g** – Serie: di 15 terremoti di “breve durata ( $t = 12$  s)” e di 15 terremoti di “lunga durata ( $12 \text{ s} < t < 50 \text{ s}$ )”
- **Terremoto di El Centro** (caso limite con **Magnitudo  $6,4 \div 6,9$** ; grado IX-X della Scala Mercalli) – NB: i **terremoti italiani** presentano uno spettro di risposta con picchi di frequenze  $f > 10$  Hz mentre il **terremoto di El Centro** presenta uno spettro con intensità elevate nel campo di frequenze da **2 a 5 Hz**, ovvero proprio nel campo di frequenza dei primi modi di vibrare della Diga  $f = 2,0 \div 5,5$  Hz

## Risultati

- ❖ **Terremoto di Regolamento**: confermata la **scarsa influenza del fenomeno sismico** → Sollecitazioni max dello **stesso ordine** di quelle ottenute con l'**Analisi pseudo-statica di Progetto** ( $\Delta\sigma_{\max} = +0,78$  Mpa)
- ❖ **Terremoti, a carattere del tutto straordinario, di caratteristica 0,2 g**: → **Tassi di lavoro ancora entro i limiti regolamentari a serbatoio pieno** – A serbatoio vuoto → **possibilità di filature locali sul paramento di valle**, di limitata profondità, ma pur sempre un elevato grado di sicurezza ( $n = 2,6$ ) nei riguardi della resistenza a rottura per flessione del cls (*Valore del tutto conservativo a fronte della bassa probabilità di eventi sismici in contemporaneità a situazione di serbatoio vuoto*)
- ❖ **Terremoto di El Centro**: → **Compressioni max ancora accettabili a Serbatoio pieno** mentre, a **Serbatoio vuoto** → **tendenza al collasso limitata agli archi alti per una ristretta fascia all'intorno della mensola maestra** - N.B: Quadro fessurativo, a vuoto, che provoca il fuori esercizio della diga senza ulteriori danni e tuttavia, **ancora con ampi margini rispetto al Collasso strutturale**



# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello sismico a rottura

## D2) Modello sismico a rottura 1:150

**Modello vincolato ad una piastra vibrante e sottoposto ad una serie di terremoti artificiali** - progettato in modo da riprodurre, per quanto possibile, le caratteristiche del calcestruzzo fino a rottura - L'intensità di tali terremoti è stata poi fatta crescere da una prova alla successiva fino a provocare il collasso

La scala geometrica **1:150** è stata fissata con il criterio di avere il *modello più grande possibile compatibilmente alle dimensioni della tavola vibrante disponibile*

La scelta del materiale modello, che automaticamente fissa i 2 altri parametri arbitrari della similitudine:  $S_E = E_r / E_m$  (rapporto tra le forze di superficie ed anche tra i moduli elastici) e  $S_\gamma = \gamma_r / \gamma_m$  (rapporto tra i pesi specifici), è stata fatta con il criterio di **rendere possibile la simultanea riproduzione** di tutte le forze in gioco: **Peso proprio, Spinta idrostatica, Forze d'inerzia, Forze elastiche**. Si ricorda che la riproduzione di:

- **Forza – peso** è correttamente riprodotta se  $S_\gamma \cdot S_I = S_E$
- **Spinta idrostatica** è assicurata scegliendo:  $S_{\gamma H_2O} = S_{\gamma Cls}$

Infine la **riproduzione degli Sforzi interni, fino a rottura**, (con la scala  $S_E$ ) esige che le **curve sforzi-deformazione del materiale prototipo e del modello siano tra loro simili per ogni possibile condizione di sollecitazione**

La relazione  $S_\gamma \cdot S_I = S_E$  ha obbligato a studiare **particolari materiali e opportune tecniche** per la realizzazione delle prove

- **Calcestruzzo Diga**: → **elevato peso specifico**  $\gamma_m \approx 4,65 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ ; **basso modulo elastico**  $E_m \approx 580 \text{ Mpa}$  (da prove a flessione) - che *non rispetta completamente la similitudine* che, dalla  $S_E = S_\gamma \cdot S_I$  avrebbe condotto a  $\gamma_m = 8,7 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$  → **sforzi di peso riprodotti per una frazione pari al 53%**
- **Roccia di fondazione**: → **elevato peso specifico**  $\gamma_m \approx 0,35 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ ; modulo elastico  $E_m \approx 220 \text{ Mpa}$  (da prove a compressione semplice)
- **Carico idrostatico**: fluido con **densità maggiore di quello dell'acqua**  $\gamma_m \approx 2,2 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$  che però *non rispetta completamente la similitudine* → **Spinta idrostatica riprodotta per una frazione pari al 63%**
- **Resistenza Modello**: sintetizzata dal parametro “carico di rottura” (da prove su campioni) **più elevato di quanto richiesto dalla similitudine** ( $S_E = 43,1$  e  $S_{rf} = 30$ )

Per superare il citato **non completo rispetto della similitudine** → **Prove di taratura** e precisamente:

- **Prove statiche a pieno**, di confronto con **Modello Statico geomeccanico** – Le deformazioni radiali sono risultate in buon accordo con quelle misurate sul Modello statico - Differenze maggiori in prossimità dell'imposta dove il modello dinamico mostra deformazioni minori
- **Prove con eccitazione sinusoidale** di confronto con **Modello dinamico elastico**: le frequenze misurate dei primi modi presentano, rispetto alle analoghe del Modello elastico, degli scarti del 25% per i modi antisimmetrici e del 10% per i modi simmetrici → **precisione sufficiente per i modi simmetrici** che sono quelli di interesse per l'eccitazione trasversale (M-V) adottata per la **Prova a rottura**



1 – Modello gettato “monolitico” sulla fondazione gettata entro la struttura di sostegno – Paramento di monte

$$\gamma_m \approx 4,65 \text{ kg/dm}^3$$

$$E_m = 580 \text{ MPa}$$

$$\gamma_r \approx 0,35 \text{ kg/dm}^3$$

$$E_r = 220 \text{ MPa}$$

ClS Diga: impasto di gesso ed acqua avente come inerti pallini di piombo  $\Phi$  7 mm rivestiti di un sottilissimo strato di resina vinilica e segatura finissima di legno

# Diga di Ridracoli – Progettazione

## Prove su modello Sismico a rottura

2 - Riproduzione Serbatoio pieno

$$\gamma_{H_2O} \approx 2,2 \text{ kg/dm}^3$$

Fluido invasivo: soluzione satura di cloruro di zinco e barite in sospensione

**Modello Sismico a rottura 1:150 – Particolari**

**Rapporti di similitudine**

$$S_l = l_r / l_m = 150$$

$$S_E = E_r / E_m = 25.000/580 = 43,1$$

$$S_{Rf} = \sigma_{rf} / \sigma_{mf} = 8/0,265 = 30$$

$$S_{\gamma_{ClS}} = (\gamma_r / \gamma_m)_{ClS} = 2,5/4,65 = 0,537$$

$$S_t = t_r / t_m = S_l \cdot (S_{\gamma} / S_E)^{1/2} = 16,74$$

$$S_a = a_r / a_m = S_l \cdot S_t^{-2} = 0,535$$

$$S_{d.s.} = S_l^2 \cdot S_t^{-3} = 4,79$$

Scala lunghezze

Scala dei Moduli elastici

Scala dei carichi di rottura

Scala delle forze di volume

Scala dei tempi

Scala delle accelerazioni

Scala della densità spettrale dell'accelerazione

3 – Modello montato su tavola vibrante – Eccitazione normale alla corda (M-V)

# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello sismico a rottura

## Risultati

Prove eseguite in più Fasi → **applicazione di terremoti** alla base del modello e **registrazione delle accelerazioni** di risposta della Diga in 12 punti (*n. 4 sulla mensola centrale e n. 8 sull'arco di q 545*)

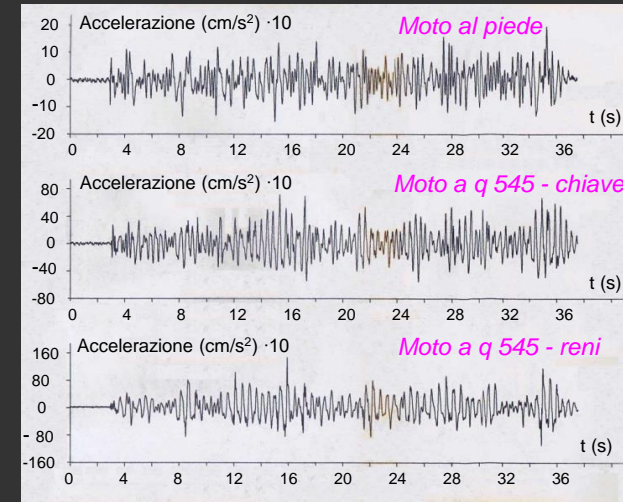
➤ **Fase preliminare:** Modello sottoposto ad una serie di terremoti aventi all'incirca la medesima intensità media in direzione, sia **trasversale**, che **longitudinale** → **Condizione peggiore:** confermati i **Terremoti con direzione trasversale (M-V)**

➤ **Fase finale (Prova a rottura):** Modello sottoposto ad una serie di 30 Terremoti. Nel passaggio da una prova alla successiva **veniva aumentata l'intensità media dei terremoti**. Da ultimo quando ormai si erano verificate le prime lesioni, si è voluto saggiare quali fossero le residue riserve della struttura applicando una serie di terremoti con durata superiore ai precedenti ( $t \approx 35$  s)

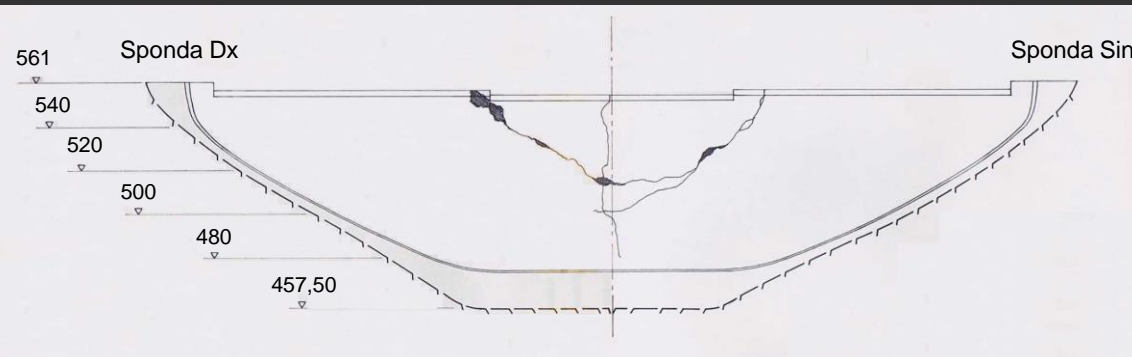
Se si fa coincidere il **Collasso** con la **presenza delle prime lesioni nel Modello**, avvenute per Terremoti con  $a_{\max} = 0,85g$  si possono trarre le seguenti conclusioni:

- la **Rottura** avviene per accelerazione pari a circa **12 volte** quella di Regolamento
- il **quadro di lesioni dopo il Collasso** rappresenta il tipo di collasso “caratteristico e prevedibile” per le Dighe ad arco-gravità → **rottura limitata agli archi alti con andamento parabolico e vertice in basso in corrispondenza della mensola maestra**

**Validità della sperimentazione confermata** dal confronto tra il **quadro tensionale** ottenuto con il **modello dinamico elastico** per il terremoto di **El Centro** (*dal quale consegue una possibile interpretazione del quadro di lesioni*) ed il **quadro di lesioni a collasso** evidenziate dal **modello sismico a rottura**



Esempio di risposta della Diga al Terremoto N. 1 - Eccitazione trasversale



Paramento di valle – Lesioni principali rilevate dopo il Collasso



Paramento di monte – Lesioni principali evidenziate dopo il Collasso



# Diga di Ridracoli – Progettazione strutturale

## PROGETTAZIONE – CONCLUSIONI - Quadro finale Sollecitazioni max in Condizioni statiche e in Condizioni sismiche (Terremoto di Regolamento - Zona sismica di 2ª Categoria)

Condizioni statiche	Struttura					Contro roccia
	1 = P.P. + C.I. (peso proprio + carico idrostatico Max invasivo)			2 = 1+ ΔT + Ritiro	1 = P.P. + C.I.	
Metodo di Calcolo / Prova	Spostamento (cm)		Compressione	Trazione (monte)	Compressione	Compressione
	piede	sommità	$\sigma_{o.m.max}^+$ (Mpa)	$\sigma_{v.m.max}^-$ (Mpa)	$\sigma_{o.m.max}^+$ (Mpa)	$\sigma_{v.v.max}^+$ (Mpa)
Calcolo di Progetto (Tölke)	1,0	9,0	<b>4,8</b>	-0,6	5,2	2,8
Modello statico-geomeccanico	1,5	7,8	5,1	-0,7 *(valle)	<b>5,6</b>	2,9
Modello matematico (FEM 3D)	3,6 ÷ 1,0	6,8 ÷ 4,6	3,9	-0,2	4,3	1,6

Si è ritenuto che il **Modello matematico** fosse da considerare, unitamente al **Modello statico geomeccanico**, come “**riferimento**” ai fini del **comportamento 3D del complesso Struttura-Fondazione**, quest’ultima schematizzata con Moduli appropriati secondo direzioni normale e parallela agli strati **ST**

Le limitate sollecitazioni nell’ammasso roccioso di fondazione, pur tenendo conto della Spinta sullo schermo, hanno **avvalorato la già riconosciuta idoneità della massa rocciosa a sopportare i carichi trasmessi dalla struttura**

Condizioni sismiche "Zona sismica di 2ª categoria" (S = 9)		Struttura		Contro roccia
		3 = 1+ Evento sismico Regolamento		
Metodo di Calcolo / Prova (sforzi statici)	Metodo di Calcolo / Prova (sforzi sismici)	Compressione	Trazione (monte)	Compressione
		$\sigma_{o.m.max}^+$ (Mpa)	$\sigma_{v.m.max}^-$ (Mpa)	$\sigma_{v.v.max}^+$ (Mpa)
Calcolo di Progetto (Tölke)	+ $\Delta\sigma_{sismico}$ (5% inerzia + Spinta idrodin. Hofmann)	<b>6,0</b>	<b>-0,9</b>	<b>3,2</b>
Modello statico-geomeccanico	+ $\Delta\sigma_{sismico}$ Modello dinamico elastico	5,8	-0,8	3,1
Modello matematico (FEM 3D)	+ $\Delta\sigma_{sismico}$ (5% inerzia + Spinta idrodin. Hofmann)	5,1	-0,5	2,0

Si ricorda che il **Regolamento** (Parte 2ª del **D.P.R. 1.11.1959 N. 1363**) imponeva per le sollecitazioni :

- ❖ a Serbatoio vuoto / pieno + Sisma:
  - **compressioni**  $\sigma_{c,max} \leq R_{m(90\ g)} / 5$  Mpa
  - **trazioni**  $\sigma_{t,max} \leq 0,5$  Mpa incrementabili a  $\sigma_{t,max} \leq 0,8$  Mpa se ai lembi di una stessa sezione, risultava verificato il rapporto  $\sigma_{t,max} / \sigma_{c,max} \leq 0,25$
- ❖ a Serbatoio vuoto / pieno + Sisma + ΔT e ritiro:
  - **compressioni**  $\sigma_{c,max} \leq 1,2 (R_{m(90\ g)} / 5)$  (Mpa)
  - **trazioni**  $\sigma_{t,max} \leq 0,8$  MPa incrementabili a  $\sigma_{t,max} \leq 1,2$  Mpa se ai lembi di una stessa sezione, risultava verificato il rapporto  $\sigma_{t,max} / \sigma_{c,max} \leq 0,25$

Per la definizione della **Classe di CIs da adottare** sono state considerate le **sollecitazioni max** tra i vari metodi e precisamente

- ✓ **Max compressione** per le condizioni di carico P.P + C.I + Es  $\rightarrow \sigma_{o.m.max} = 5,1 + 0,5 = \mathbf{5,6\ Mpa} \rightarrow R_{m90} \geq 5 \cdot 5,6 = \mathbf{28,0\ Mpa}$  (**Classe di Res.CIs**)
- ✓ Resistenza del CIs che soddisfa anche la condizione di carico comprensiva degli effetti termici. In tal caso la max compressione risulta:  
 $\sigma_{o.m.max} = 5,6 + 0,4 = \mathbf{6,0\ Mpa} \rightarrow \sigma_{o.m.max} \cdot 5 = 6,0 \cdot 5 = \mathbf{30,0} < 1,2 \cdot R_{m90} = 1,2 \cdot 28,0 = \mathbf{33,6\ Mpa}$  (**OK**)
- ✓ **Max trazione** per le condizioni di carico P.P + C.I + Es  $\rightarrow \sigma_{v.m.max} = \mathbf{-0,9\ Mpa} < \mathbf{1,2\ Mpa}$ , in quanto il rapporto tra le sollecitazioni ai 2 lembi risulta  $\sigma_{vm.max} / \sigma_{vv} = 0,9 / 3,4 = 0,25$  (**OK**)

In Progetto è stata tuttavia prevista un'**armatura generale** disposta in **verticale** ed **orizzontale** sui paramenti + dell'**armatura particolare** in considerazione dei risultati delle Prove su modelli Geomeccanico e Sismico

# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello Idraulico

## E) Prove su Modello idraulico dello Scarico di Superficie 1:50 (Politecnico Milano - 1975)

Portate di piena considerate in Progetto, come da indicazioni dell'Ufficio Idrografico del Genio Civile di Bologna, rispettivamente di 300 m<sup>3</sup>/s ( $T_R = 100$  anni) e di 600 m<sup>3</sup>/s ( $T_R = 1000$  anni) ➡  $Q_{1000} = 600$  m<sup>3</sup>/s è stata adottata come valore di riferimento ai fini del dimensionamento dello Scarico di superficie costituito, essenzialmente, da:

- **Soglia libera di sfioro** ( $L_{netta} = 106,50$  m) in cresta Diga ( $q = 557,30$ ), ampiamente rispettosa del **profilo Creager-Scimemi**
  - **Bacino di smorzamento** (cuscino idrico:  $S = 6.000$  m<sup>2</sup> -  $h_{min} = 10$  m -  $V_{min} = 60.000$  m<sup>3</sup>) al piede Diga creato con una Controdiga di chiusura
- Scopi della sperimentazione su Modello sono stati la:

- determinazione del **legame tra le Quote di invaso nel serbatoio e le Portate scaricate**
- verifica del corretto **funzionamento della Vasca di smorzamento**
- osservazione delle **modalità di deflusso delle portate** tracimanti la Controdiga di valle, nel **primo tratto dell'alveo naturale del T. Bidente**

Il Modello riproduceva una vasta zona adiacente al ciglio sfiorante ed altresì il terreno di valle del piede Diga, per uno sviluppo di circa 220 m. L'insieme da riprodurre interessava un'area, nel prototipo, di circa 31.700 m<sup>2</sup>, per un'altezza di circa 100 m

Scelta l'ubicazione del Modello, compatibilmente alla disponibilità di spazio, è stata determinata la Scala di riduzione delle misure lineari risultata:

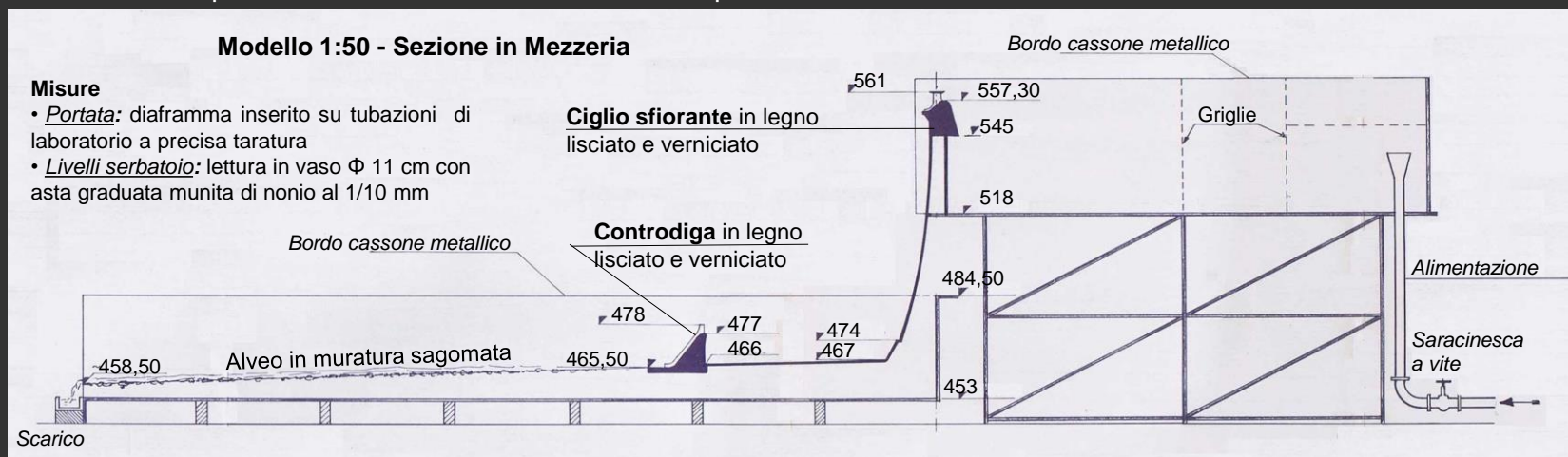
$$\lambda = L_m / L_p = 1 : 50$$

In conformità alla **Legge di Similitudine di Froude**:  $Fr_m = Fr_p \rightarrow |V / \sqrt{gL}|_m = |V / \sqrt{gL}|_p$  essendo  $g_m = g_p = g$  segue che

$$V_m / V_p = (L_m / L_p)^{1/2} = \lambda^{1/2} = 1 : 7,0711 \quad \text{considerando inoltre che } V \propto Q / L^2 \text{ si è ottenuto per le Portate il rapporto}$$

$$Q_m / Q_p = V_m \cdot L_m^2 / V_p \cdot L_p^2 = \lambda^{1/2} \cdot \lambda^2 = \lambda^{5/2} = 1 : 17.677,7$$

Le suddette scale hanno quindi consentito un buon esame di tutti i problemi da studiare sul Modello che è stato così realizzato:

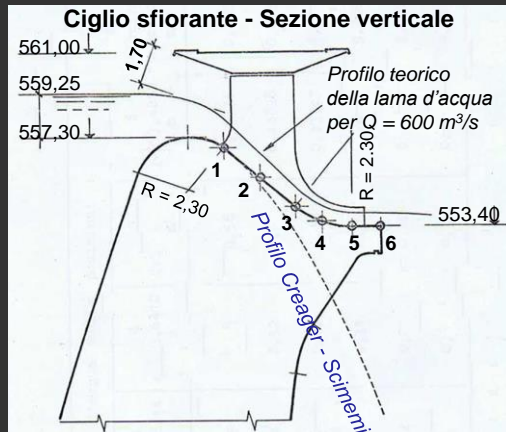




# Diga di Ridracoli – Progettazione – Prove su modello Idraulico

## Risultati

➤ **Soddisfacente funzionamento** del ciglio sfiorante alle diverse portate ( $100 \div 600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) con **franco idraulico min = 1,70 m** rispetto al sottotrave della struttura viabile, data la posizione più arretrata verso valle di quest'ultima (NB: >> rispetto a  $\Delta q = 0,75 \text{ m}$  tra la quota più depressa del sottotrave 560 e il livello di max piena 559,25)



Tracimazione  $Q_{1000} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$  – Vista da Dx e da Valle

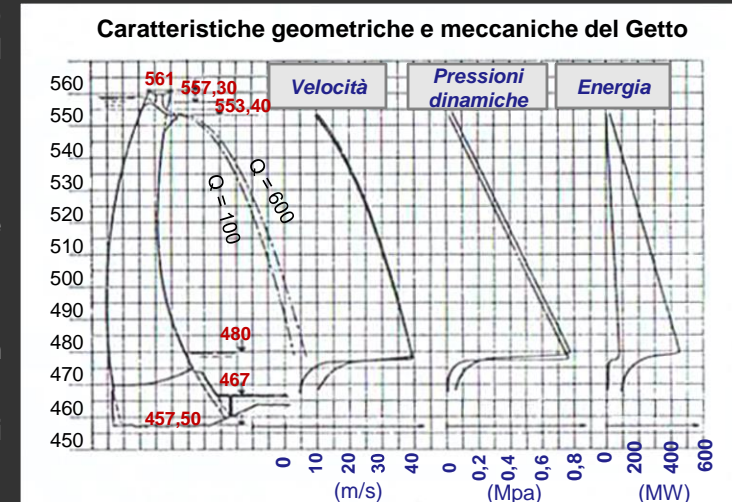
➤ **Efficiente dissipazione dell'Energia** rispettivamente  **$\Delta E = 90 \div 80\%$**   
(NB: Energia all'impatto rispettivamente pari a circa **80 MW** e **450 MW**)

➤ **Pressioni dinamiche sul fondo vasca:** contenute ( **$P_{\text{max}} \approx 33 \text{ m}$**  per  $Q_{\text{max}} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ )  
- **in nessun caso**, considerando anche i minimi assoluti, il valore della pressione sul fondo vasca è risultato **minore a quello atmosferico**

**In conclusione, i vari risultati hanno confermato l'idoneità dello Scarico di superficie previsto in Progetto**

Tuttavia, in Progetto, al fine di contenere potenziali fenomeni di "**scour**" al piede diga, è stata cautelativamente prevista una protezione della formazione rocciosa mediante:

- **Platea in c.a.:** Elementi **9x9 m**, **s = 2 m** **P=39 t**;  **$R_m > 28 \text{ Mpa}$**
- **Area interessata direttamente dal getto:** **Ancoraggi passivi** **4Φ20/foro** **L=12 m** in numero di 4 / Elemento
- **Giunti:** Diga/platea **s=5 cm** (resine Wallco); tra Elementi, waterstop Sika022+fogli cartongfello – sottostante drenaggio perimetrale con recapito cunicoli sottostanti



# Diga di Ridracoli – Progettazione

## F) Analisi degli aspetti Idrogeotecnici

A supporto/verifica Progetto Interventi in fondazione → Effettuate **simulazioni numeriche FEM 2D** (codice FEDAR 65 – Meccanica delle rocce – Istituto di arte mineraria del Politecnico di Torino) così da verificare i fenomeni di filtrazione che si instaurano nella:

- **sezione di mezzeria:** → **Problema di solo Flusso** (Flusso confinato)
- **sezione tipica della Spalla Dx:** → **Problema di Flusso e di Superficie libera** (Flusso non confinato)

Dalle prove condotte in sito, l'ammasso roccioso di fondazione era risultato poco permeabile, essendo le vie di percolazione limitate alle discontinuità che interessano, quasi esclusivamente, gli strati di Arenaria più rigidi. Considerando un campione di massa rocciosa di area unitaria costituita mediamente dal 56% di Arenaria e dal 44% di Marne, tale area è stata trasformata, con analogie di tipo elettrico, in una area di **materiale idraulicamente anisotropo "equivalente"** avente **Max conduttività K1 lungo strato ST** e **Min conduttività K2 normale a ST**

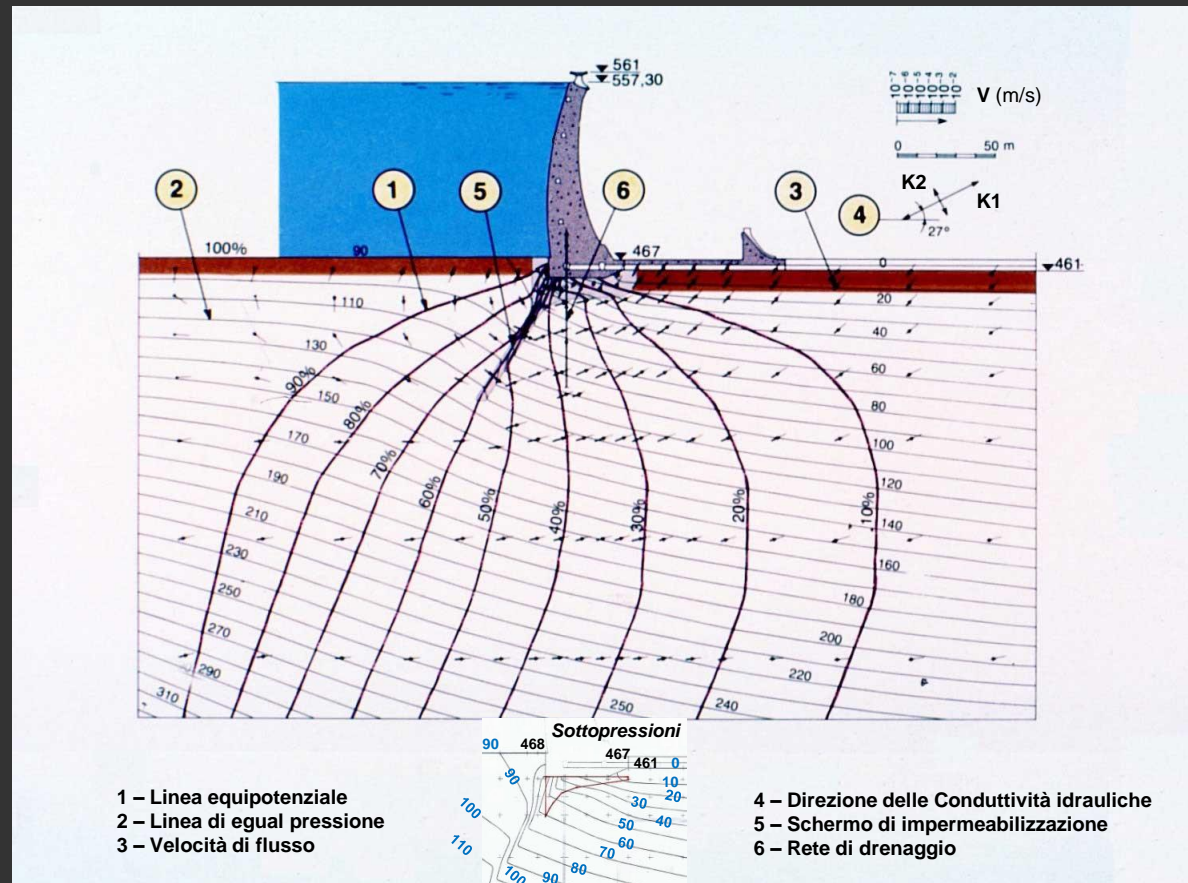
### F-1) - Sezione di mezzeria

#### Schema finale di Progetto

- Ammasso roccioso - Anisotropia  $n = 3$  con ST ( $218^\circ/27^\circ$ )
  - $K1 = 2,7 \cdot 10^{-6}$  m/s e  $K2 = 0,9 \cdot 10^{-6}$  m/s
- Schermo e Consolidamento:
  - $K = 1,5 \cdot 10^{-7}$  m/s (isotropo;  $\sim 1$  Lugeon)
- Sistema di drenaggio ( $\Phi 64$  mm;  $i = 6$  m)

#### Risultati

- **curve equipotenziali:** spostamento a monte dello schermo delle equipotenziali **60%÷90%**
- **linee di equal pressione:** evidente "caduta" in corrispondenza dello Schermo ( **$\Delta P \approx -10 \div 20$  m**)
- **sottopressioni:** tipica distribuzione "bilineare" con vertice in corrispondenza dell'asse drenaggi
- **velocità (portate):** a valle diga **molto basse**  $V_{\max} \approx 10^{-6}$  m/s, e direzioni inclinate





# Diga di Ridracoli – Progettazione

## F-2) - Sezione tipica Spalla Dx

Analisi effettuate con l'obiettivo di **verificare la tenuta della Spalla Dx**, controllando che con gli interventi in Progetto “**Voile au large inclinato 30° verso monte + Rete di drenaggio**” realizzati dai 2 cunicoli in roccia disposti alle quote 483 (L = 170 m) e 526 (L = 125 m), le **portate** interessanti il contiguo **Fosso dei Tagli** fossero **trascurabili**

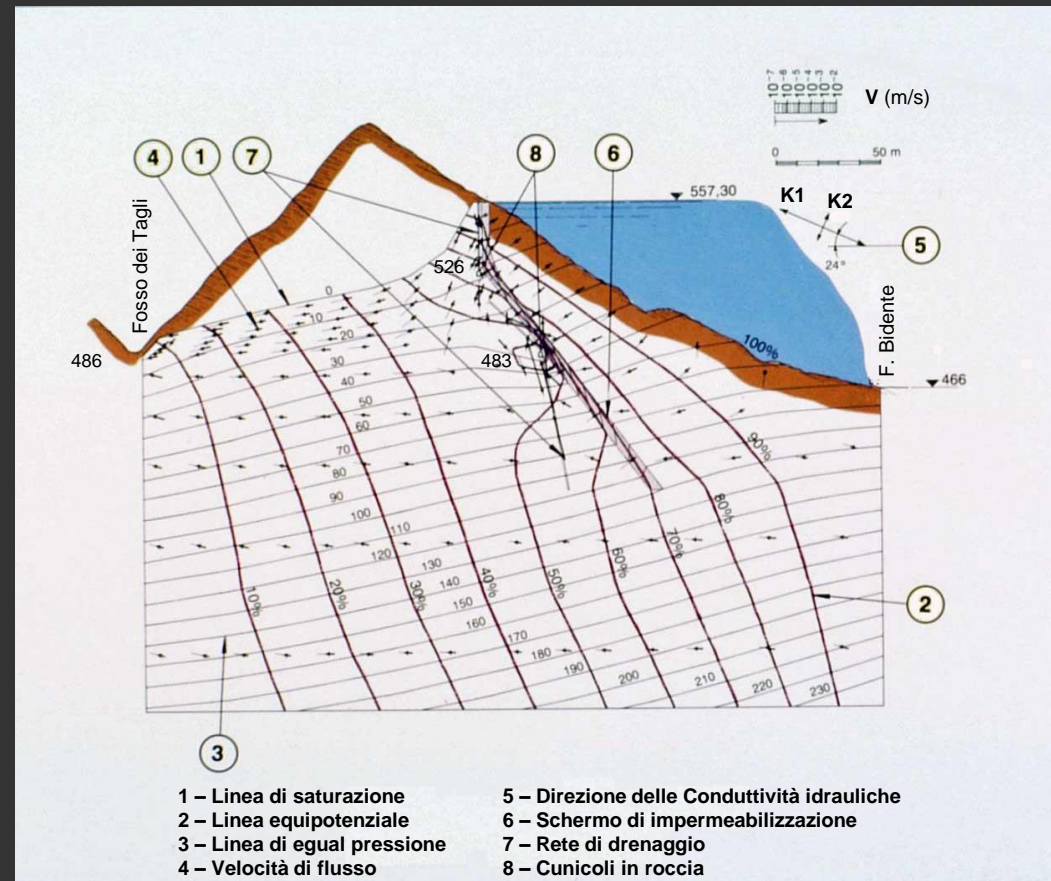
Per l'ammasso roccioso, analogamente alla Sezione centrale, è stata adottata una **anisotropia  $n = 3$**

## Schema finale di Progetto

- Ammasso roccioso  $n = 3$  con ST ( $\xi_{STapparente} 24^\circ$ )
  - $K1 = 2,7 \cdot 10^{-6}$  m/s
  - $K2 = 0,9 \cdot 10^{-6}$  m/s
- Schermo impermeabilizzazione:
  - $K = 1,5 \cdot 10^{-7}$  m/s (isotropo –  $\sim 1$  Lugeon)
- Sistema di drenaggio ( $\Phi 64$  mm;  $i = 6$  m)

## Risultati

- **Linea di saturazione** → **iniziale forte caduta** di  **$\sim 35$  m** per effetto combinato Schermo + Drenaggi, prosegue poi linearmente con inclinazione  $\alpha \approx -15^\circ$ , sino ad **affiorare** nella sponda del Fosso dei Tagli a  **$\sim +9$  m** da fondo alveo.
- **Linee equipotenziali 60%÷90%** → **trattenute a monte dello schermo** in corrispondenza del quale si osservano **marcate cadute di pressione  $\Delta P$**  variabili da **- 20 m** nella parte superiore (q 526), a **- 30÷35 m** nella parte mediana (q 483), per poi annullarsi dall'estremità inferiore dello schermo
- **Velocità (Portate)** in affioramento nel Fosso dei Tagli → **molto basse** ( $V_{max} \approx 10^{-6}$  m/s)



Spalla Dx – Simulazione numerica FEM 2D dei moti di filtrazione nel massiccio

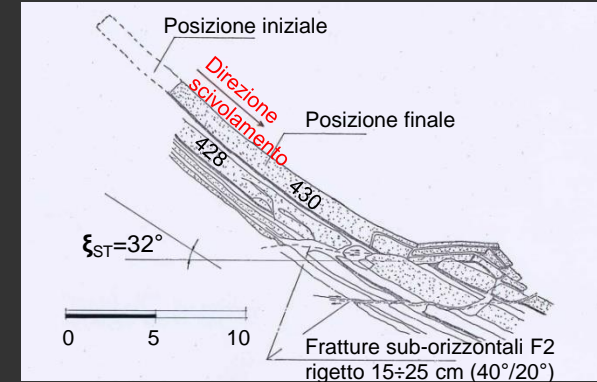


# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

## G) Scavi di imposta (per maggiori approfondimenti vedi AGI Spoleto 1983 – Volume III – Opere provvisorie di sostegno)

In condizioni naturali, le **bancate rocciose stratificate** (in particolare in Spalla Dx:  $W_{\text{totale}} = 111.000 \text{ m}^3 \approx 289.000 \text{ t}$ ), **a seguito dello Scavo di 2ª Fase** (Scavo d'imposta Diga che avrebbe interrotto la continuità degli strati ST) **sarebbero divenute instabili** ( $F_{s,n} = 0,51$ ) **scivolando in direzione monte con forte pregiudizio per la successiva costruzione della Diga**

Attendibilità di tale rischio, verificata durante le operazioni di scavo di alleggerimento, quando uno strato di arenaria (il n. 430;  $S = 1,50 \text{ m}$   $L = 40 \text{ m}$ ), la cui continuità era interrotta localmente da una frattura sub-orizzontale (F2), si mise in movimento lungo il piano di stratificazione



### Stabilizzazione mediante Tiranti

Adottando un prestabilito fattore di sicurezza  $F_{s,A}$  è stato possibile determinare l'entità della forza di ancoraggio  $|A|$  resta così definita

$$|A| = \frac{(F_{s,A} - F_{s,n}) \cdot |W| \cdot T_W}{E_A} = \frac{(F_{s,A} - 0,51) \cdot 289.000 \cdot 0,456}{0,933}$$

che valore assegnare a  $F_{s,A}$  ???

### Trascurati aspetti difficilmente quantificabili

- Variazione  $E_A$  per deviazione perforazioni ( $\sim 5\% \rightarrow \Delta F_s = -1,7\%$ )
- Effetto dinamico vibrazioni prodotte da esplosivi
- Eventuali sottopressioni sui piani ST e KI
- Possibilità di scivolamento, in parte, anche solo su ST
- Eventuali azioni dinamiche indotte da sismi (2ª Cat.)
- lungo periodo con scavi aperti ( $\sim 16$  mesi Add. + 36 mesi getti - complessivamente  $\sim 3,5 \div 4$  anni)

- Incolumità maestranze
  - Proseguimento lavori di costruzione della Diga
- ??????????

**Orientamento ottimale Tiranti ( $L_A/E_A$  min)**  
 **$255^\circ/65^\circ$  -  $E_A = 0,933$   $L_A = 1,00$**

### Decisioni concordate

- Coefficiente di sicurezza  **$F_{s,A} \geq 1,2$**
- Verifica geologico-strutturale durante lo scavo di 1ª Fase
- Controllo continuo deformazioni durante lo scavo di 2ª Fase
- Provvedimenti per instabilità locale
- Tiranti temporanei di sicura affidabilità – Ritensionabilità
- Limitate opere civili (c.a.) di ripartizione carichi testate

Considerazioni  
circa i limiti del  
procedimento

Considerazioni  
circa  
conseguenze  
eventuale crollo

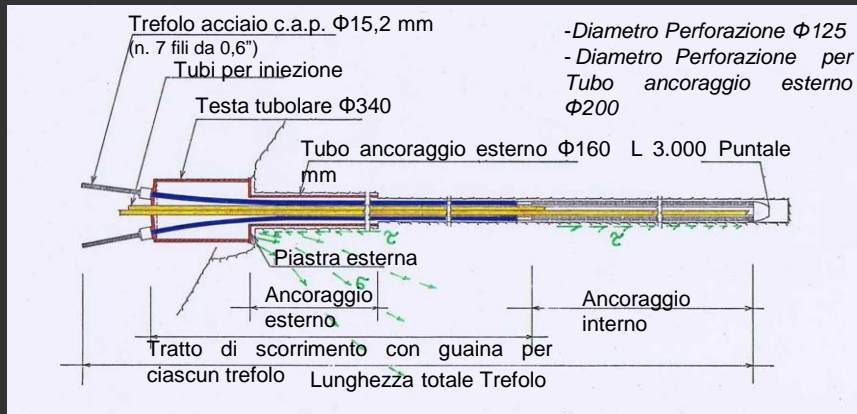
Progettista  
DL  
Impresa  
Committente

# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

Stabilito  $F_{S,A} = 1,2$  e ricordato che le banche rocciose divenute instabili a seguito dello scavo di addentramento (2<sup>a</sup> Fase) avevano una distribuzione di Peso di  $\approx 3.000 \text{ t/m}$  mantenute praticamente costanti per circa 70 m lungo il fronte di scavo

**|A| = 96.500 t**

- n. **503** Tiranti in c.a.p. da **180 t/cad**, Lunghezza media **37 m**
  - n. **40** Tiranti in c.a.p. da **150 t/cad**, lunghezza media **30 m**
  - disposti indicativamente sulle banche con maglia  $i = 3,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}$
- La distribuzione di tali forze è risultata mediamente di **940 t/m**



- Tirante da 180 t → 12 Trefoli ( $A_f = 1.668 \text{ mm}^2$ ) –  $L_{\text{bulbo}} = 12 \text{ m}$
- Tirante da 150 t → 10 Trefoli ( $A_f = 1.390 \text{ mm}^2$ ) –  $L_{\text{bulbo}} = 8 \text{ m}$
- $R_{ak} = 180 \text{ kg/mm}^2$   $R_{ak(1)} = 170 \text{ kg/mm}^2$   $E_a = 20.000 \text{ kg/mm}^2$
- da Regolamento:  $\sigma_{api} \leq 0,85 R_{ak(1)} = 144,5 \text{ kg/mm}^2$ ;  $\sigma_{ap} \leq 0,6 R_{ak} = 108 \text{ kg/mm}^2$
- adottato:  $\sigma_{api} \leq 1,15 R_{ak} = 124,1 \text{ kg/mm}^2$

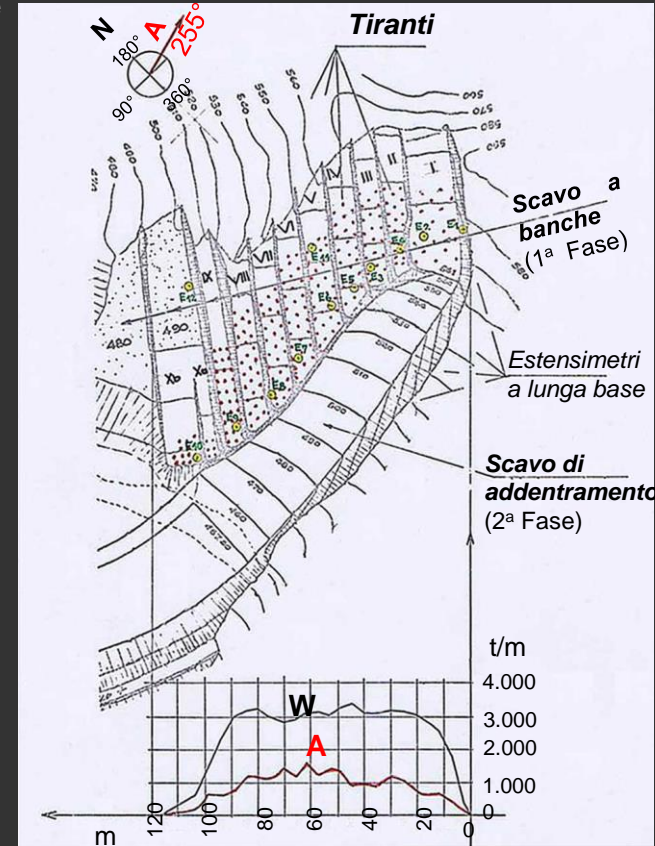
– **Sicurezza** nei confronti dello Scorrimento Tirante/Roccia: Prove in situ (prima snervamento che scorrimento)  $\tau_{ad} \leq 4 \text{ kg/cm}^2$ ; per l'acciaio:  $R_{ak}/\sigma_{api} = 1,45$

– **Precauzioni:** Bulbi ancoraggio opportunamente sfalsati – Cementazione entro 48 ore e con  $R_m \geq 250 \text{ kg/cm}^2$  (cem FP400 – f antiritiro- A/C  $\leq 0,45$ ) – Programma Tiro in Fasi di carico progressivo ( $\geq 3$ ) per Tiranti alterni – Protezione anticorrosiva trefoli

## Altri provvedimenti

- ulteriori n. **70** Tiranti da **180 t/cad** (**147 t/m**) sul piede di scavo di 2<sup>a</sup> Fase distribuiti su 2 file **contro possibili meccanismi di rottura** che avrebbero potuto coinvolgere gli strati sottostanti la superficie d'imposta Diga (**Rottura / Buckling**  $L_{\text{libera}} \approx 40 \text{ m}$ )
- Per **superfici regolarizzate** e **contenere** al massimo il **disturbo apportato alla formazione rocciosa** → **Operazioni Pre-splitting**
- Per **minimizzare:** 1) il **Rischio per le maestranze** → **largo uso di bulloni tipo Ancrall** ( $\Phi 18-24 \text{ mm}$ ;  $L=2-12 \text{ m}$ ) per consolidamento pacchetti di strati più superficiali; 2) gli **effetti del Degrado** dovuto agli agenti meteorici: → **protezione dei piani delle banche** prevalentemente marnose mediante rete metallica e spritz béton; 3) gli effetti di **potenziali Sottopressioni** → su alzate delle banche **nessun rivestimento + drenaggi da piede scavo** dove necessario

Distribuzione Peso |W| da stabilizzare e Forza di ancoraggio |A| predisposta

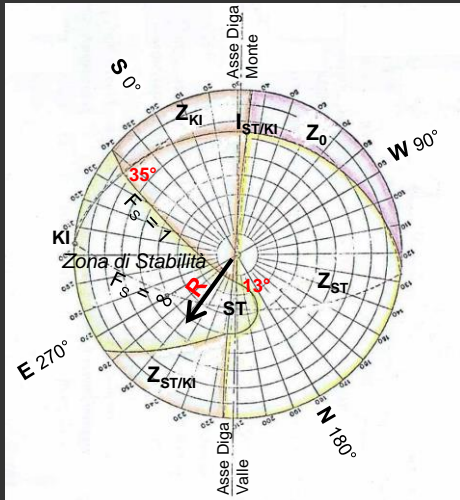


# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

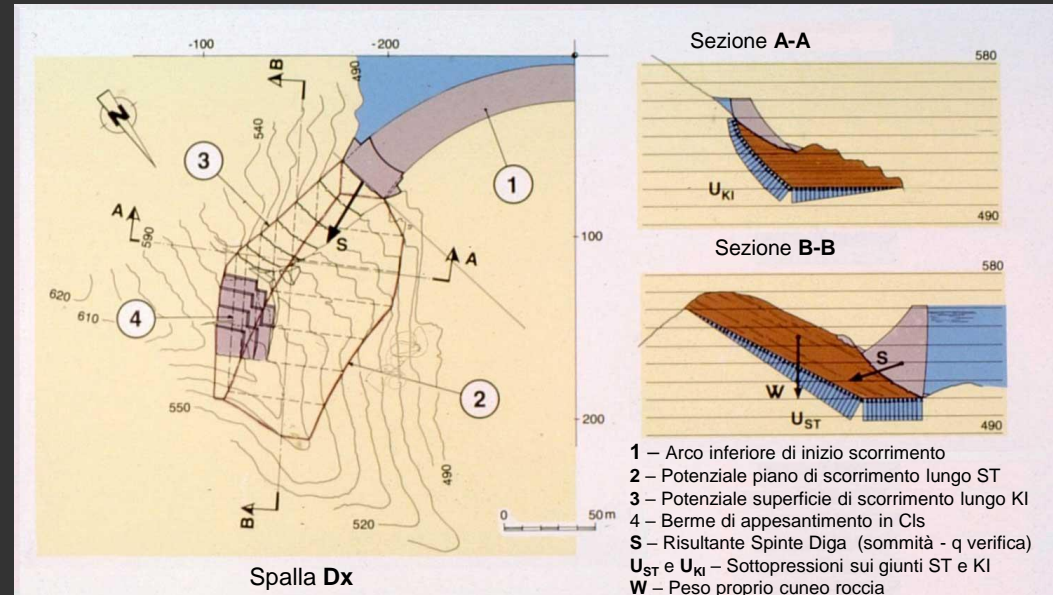
## H) Analisi di stabilità delle imposte con i Metodi dell'equilibrio limite

**Analisi dell'equilibrio limite** → eseguita con i criteri indicati nelle proposte di **I.S. Srivastava (1966)** e di **K.W. John (1968 - vedi Rappresentazione stereografica con il reticolo di Schmidt - Lambert)**, secondo i quali si ipotizza che **eventuali scorrimenti delle imposte si verifichino lungo le superfici di minor resistenza dell'ammasso roccioso** che, nel caso in esame, sono identificate con le **superfici di stratificazione ST** e di **fratturazione dell'arenaria KI** che delimitano dei potenziali **cunei di scorrimento**, di minima resistenza

Il **meccanismo di rottura più probabile** sarà quello per cui  **$F_s$  risulta minimo**



**Verifica grafica 3D - Reticolo di Schmid-Lambert (emisfero inferiore)**



**Stabilità Spalla Dx – Verifica q 490 - Cuneo roccioso resistente e Forze in gioco**

L'applicazione di questo metodo ammette che:

- il cuneo di roccia mobilitato sia monolitico
- lo scorrimento avvenga solo lungo le superfici dei giunti ST e KI ipotizzate perfettamente piane
- La stabilità (assicurata dall'attrito e dalla coesione sulle superfici dei giunti) dipenda unicamente dalla direzione della Risultante delle forze applicate
- la resistenza a trazione sia nulla sui piani di contatto
- il contributo meccanico dei momenti sugli scorrimenti del cuneo sia trascurabile (si ammettono solo movimenti traslatori)

Con riferimento alla Verifica grafica 3D – Reticolo di Schmid-Lambert, nella emisfera inferiore di riferimento, vengono individuate **4 zone** caratterizzate da differenti comportamenti:

- $Z_{ST}$  Scivolamento sul solo piano ST
- $Z_{KI}$  Scivolamento sul solo piano KI
- $F_s = 1$  Curva equilibrio limite (solo  $\phi_{ST}$  e  $\phi_{KI}$ )
- $Z_{ST/KI}$  Scivolamento sui due piani ST e KI
- $Z_0$  Stacco o sollevamento dai piani



# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

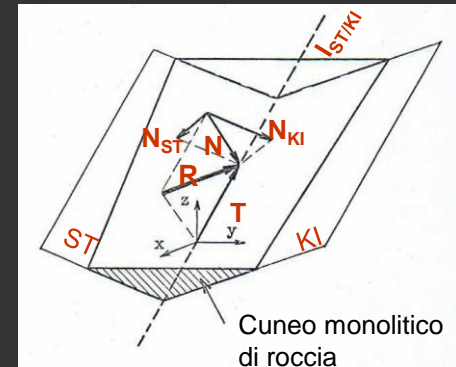
Forze agenti sul cuneo roccioso resistente :

- **Spinte Diga**  $S \equiv (|S_i|, \eta^\circ_S, \xi^\circ_S)$
- **Peso proprio cuneo roccia**  $W \equiv (|W_i|, \eta^\circ_W, \xi^\circ_W)$
- **Sottopressioni**  $U_{ST} \equiv (|U_{ST}|, \eta^\circ_{ST}, \xi^\circ_{ST})$ ;  $U_{KI} \equiv (|U_{KI}|, \eta^\circ_{KI}, \xi^\circ_{KI})$

Per le **Spinte S**, sono state considerate le reazioni della Diga determinate secondo le varie ipotesi e Modelli esaminati (**S1 Tölke**, **S2 Modello Geomeccanico**, **S3 “caso limite” Archi indipendenti**, **S4 Modello FEM 3D**)

Oltre tali Azioni statiche, sono poi state considerate anche le **Azioni sismiche** (Sussultorie  $\pm 10\%$  pesi mensole e cuneo roccioso ed Ondulatorie  $\pm 5\%$  peso archi) con il calcolo pseudo-statico di Progetto (Tölke)

Noti i singoli vettori **S**, **W**, **U<sub>ST</sub>**, **U<sub>KI</sub>**, **E<sub>s.o.</sub>**, **E<sub>s.s.</sub>** agenti sul singolo cuneo roccioso, il vettore risultante **R** è rimasto determinato nella sua intensità e nel suo orientamento  $\rightarrow$  **Risultante Vettoriale**  $R \equiv (|R|, \eta^\circ_R, \xi^\circ_R) = S + W + U_{ST} + U_{KI}$



Scomposizione vettoriale di R secondo i 2 piani ST e KI

Il **fattore di sicurezza allo scorrimento di un cuneo sottoposto all'azione della forza R** viene definito come “**rapporto tra le Forze resistenti e la Forza attiva**”

$$F_s = \frac{\sum F_{res,ST} + \sum F_{res,KI}}{\sum T} \quad F_s = \frac{|R| \cdot (N_{ST} \cdot \tan \phi_{ST} + N_{KI} \cdot \tan \phi_{KI}) + C_{ST} \cdot A_{ST}}{|R| \cdot T}$$

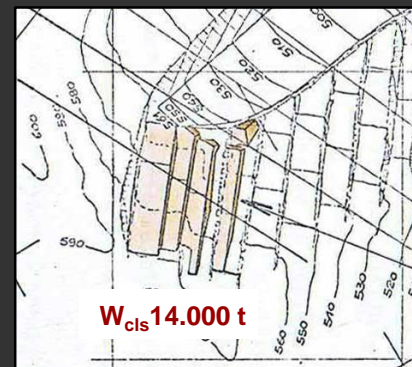
**Forze resistenti**, a numeratore  $\rightarrow$  somma delle 2 componenti delle sollecitazioni di taglio su ST e KI; **Forza attiva**, a denominatore  $\rightarrow$  la componente di R secondo la retta intersezione dei 2 piani **I<sub>ST/KI</sub>**

**F<sub>s</sub>** è stato determinato per potenziali **cunei ad ogni 10 m di quota** nella configurazione finale **al termine degli scavi** ed, infine, in **quella definitiva a seguito Interventi di consolidamento** finalizzati a **migliorare le condizioni di Stabilità di entrambe le Spalle** (Interventi essenzialmente di tipo gravitativo)

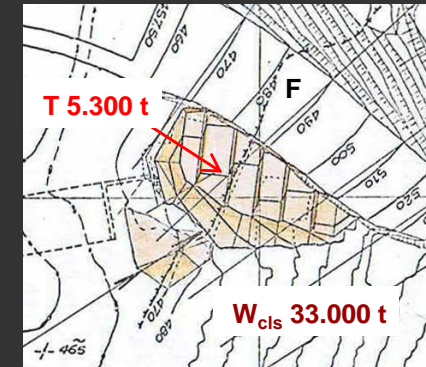
❖ **Spalla Dx**: costituzione di **4 banche in CIs** ( $\approx 14.000$  t, ovvero  $6.000$  m<sup>3</sup>) al di sopra di quota **540**

❖ **Spalla Sin**: **ricostituzione parziale della morfologia** della spalla nella zona in corrispondenza della **faglia F1** mediante banche in CIs al di sotto di quota **520** ( $\approx 33.000$  t, ovvero  $14.000$  m<sup>3</sup>) e **posa in opera di Tiranti di cucitura** dei 2 lembi di roccia della faglia stessa (**T  $\approx 5.300$  t**,  $147^\circ/73^\circ$ )

Spalla Dx – Intervento (**W<sub>cls</sub>**)



Spalla Sin Intervento (**W<sub>cls</sub> + T**)



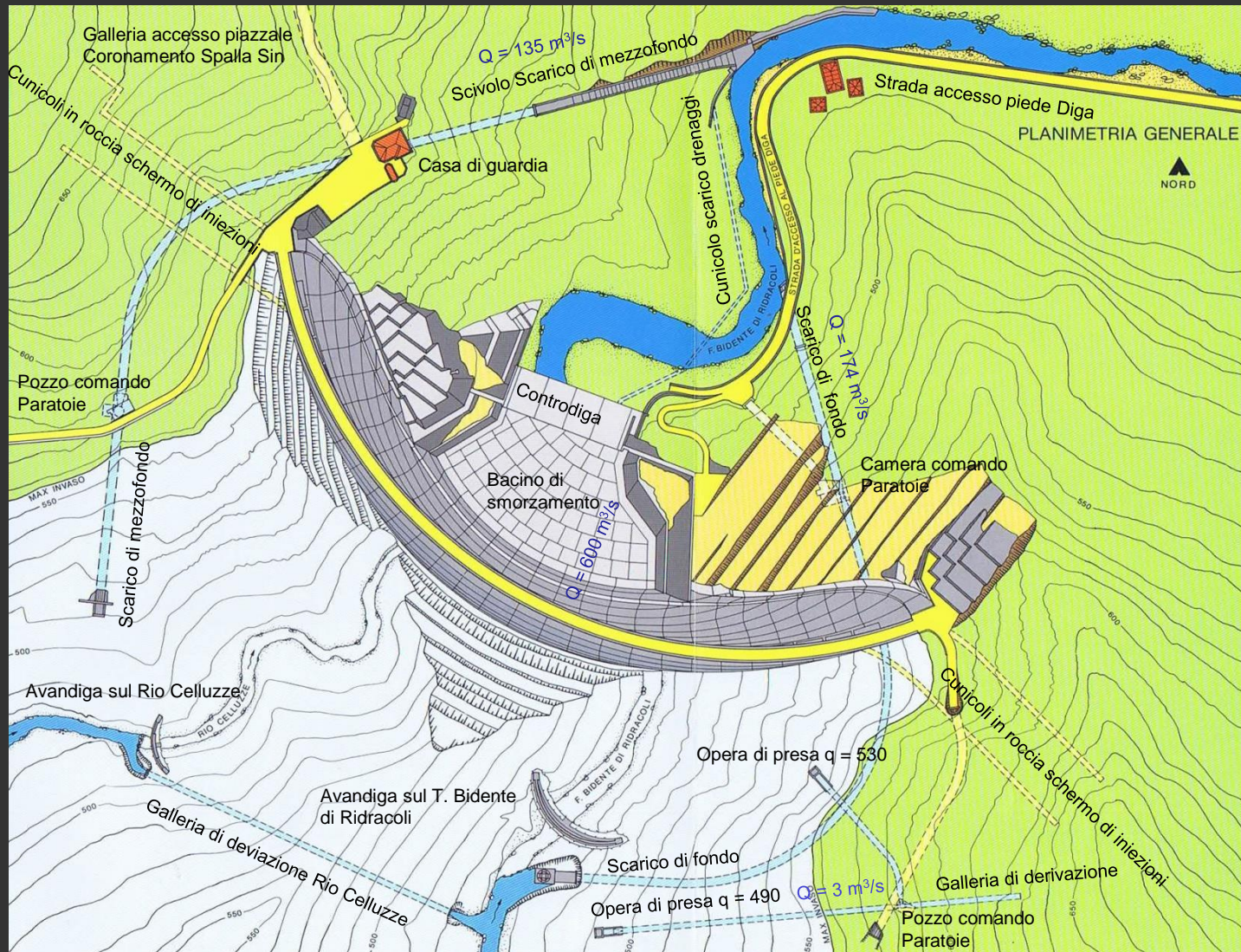
**Risultati** (parametri di progetto:  $\Phi_{ST} = 13^\circ$  -  $\Phi_{KI} = 35^\circ$  -  $C_{ST} = 0$ ,  $U_{ST/KI} = 50\%$ )

- una **buona equilibratura Dx / Sin**, sia in condizioni statiche e sismiche
- tenendo conto della **coesione C<sub>ST</sub>**, seppure penalizzata al **20%** di quella **residua** rilevata con le prove di taglio, le modeste differenze Dx / Sin si riducono ulteriormente
- **F<sub>s</sub>** risulta sempre **> 1** anche nelle ipotesi limite di sottopressioni **U<sub>ST/KI</sub> = 100%** (anche se per la presenza dello schermo e dei drenaggi tale valore della Sottopressione è ritenuto con probabilità molto bassa)



# Diga di Ridracoli – Progettazione

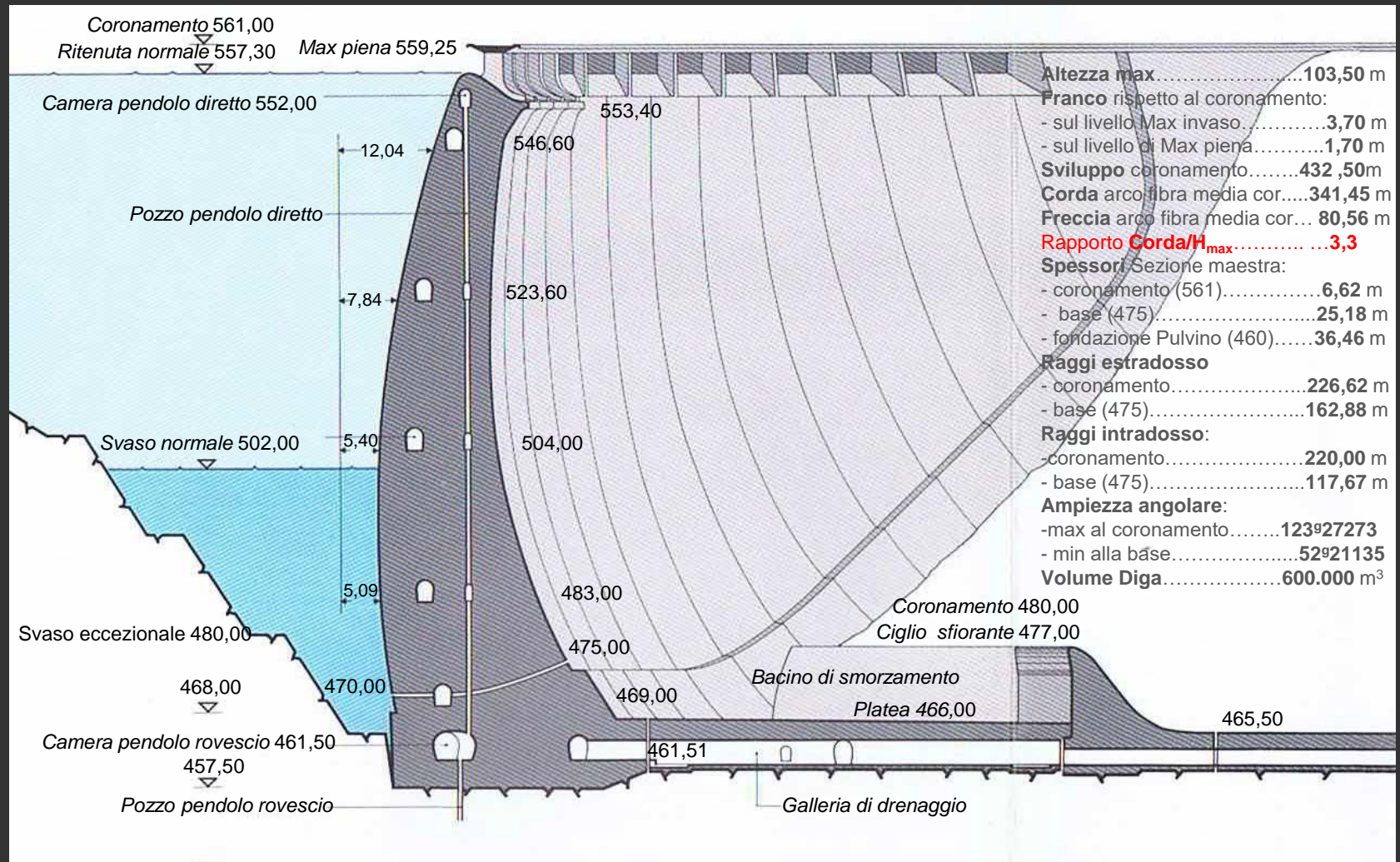
## Layout





# Diga di Ridracoli – Progettazione

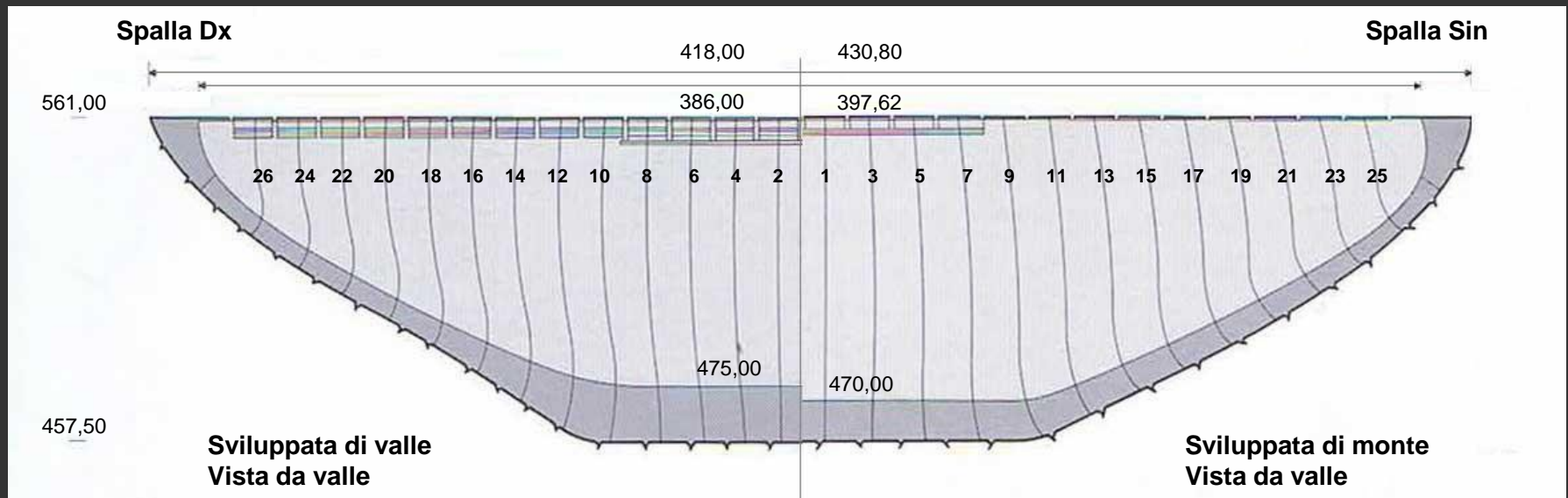
## Caratteristiche geometriche principali



Sezione maestra



# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

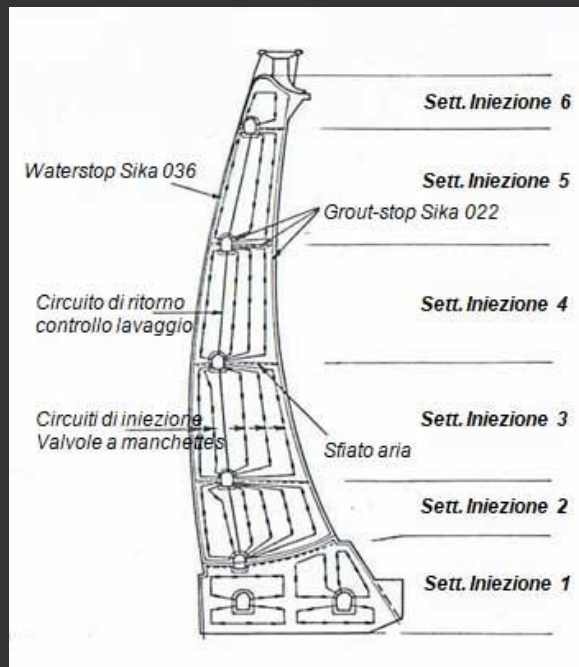


**N. 27 Conci** suddivisi da n. **26 Giunti radiali**

**Interasse 14 m + 2 Conci spalla**  
- Giunti costituiti da Superfici rigate le cui direttrici orizzontali partono da una superficie cilindrica di riferimento (**Punti generatori**) e convergono ai rispettivi centri di curvatura degli archi di fibra media

**Iniezione** dai cunicoli mediante appositi circuiti dotati di **valvole a manchettes**, installati (~1/20 m<sup>2</sup>) sulle pareti in settori delimitati da waterstop (**Sika 036** a monte e **Sika 022** a valle - distanti: da monte 30 cm e da valle 20 cm)

**Tenuta Giunto perimetrale: 2**  
**Waterstop a monte: Sika 044 + Sika 036** distanti 70 cm)

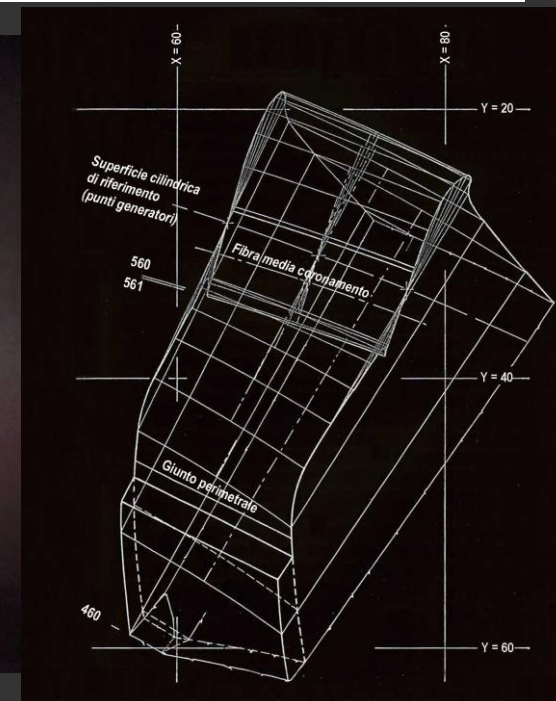


Sezione maestra

## Giunti radiali

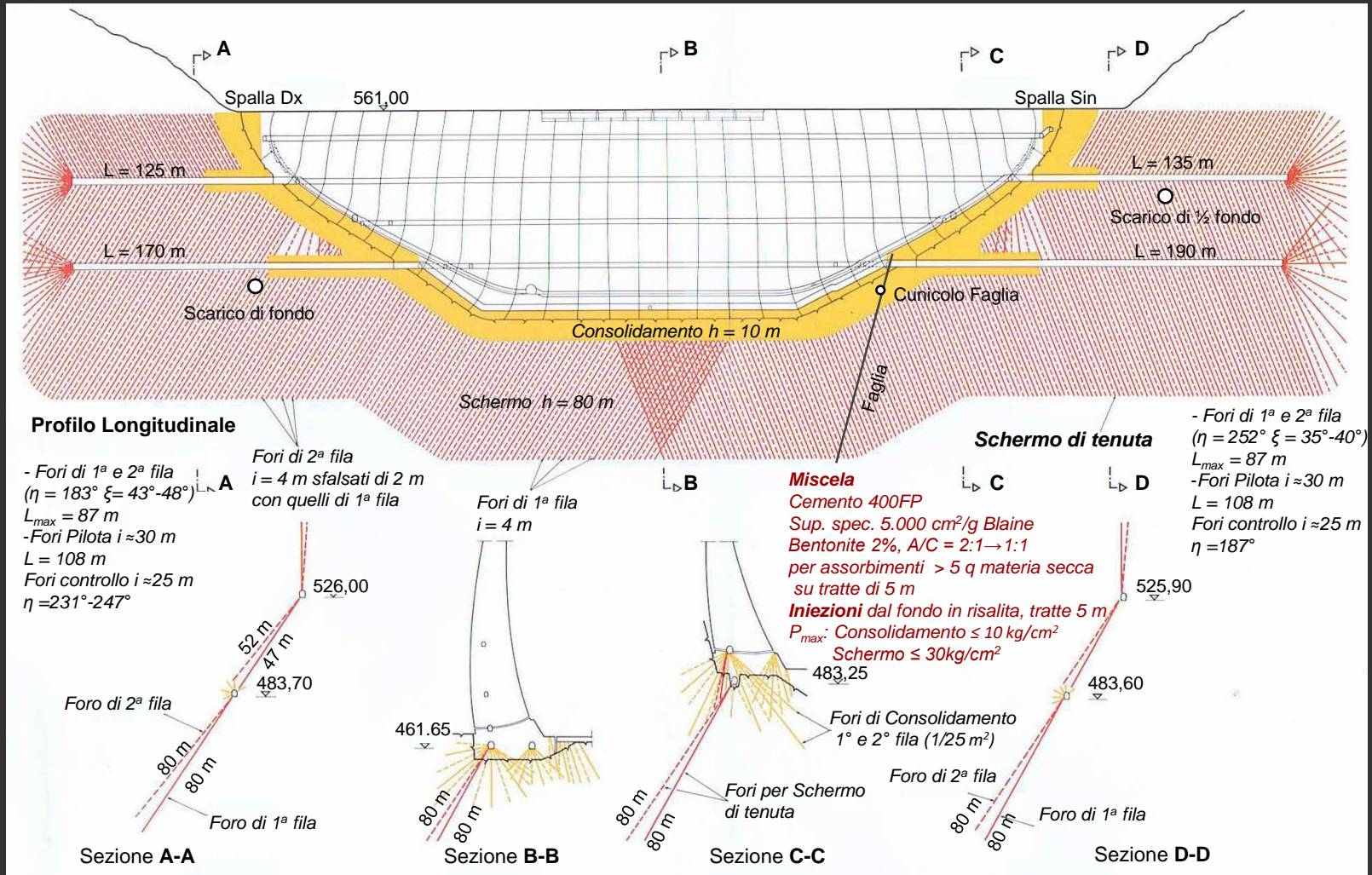


Concio 9-11 - Studi



# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

## Consolidamento e cucitura - Schermo impermeabilizzazione

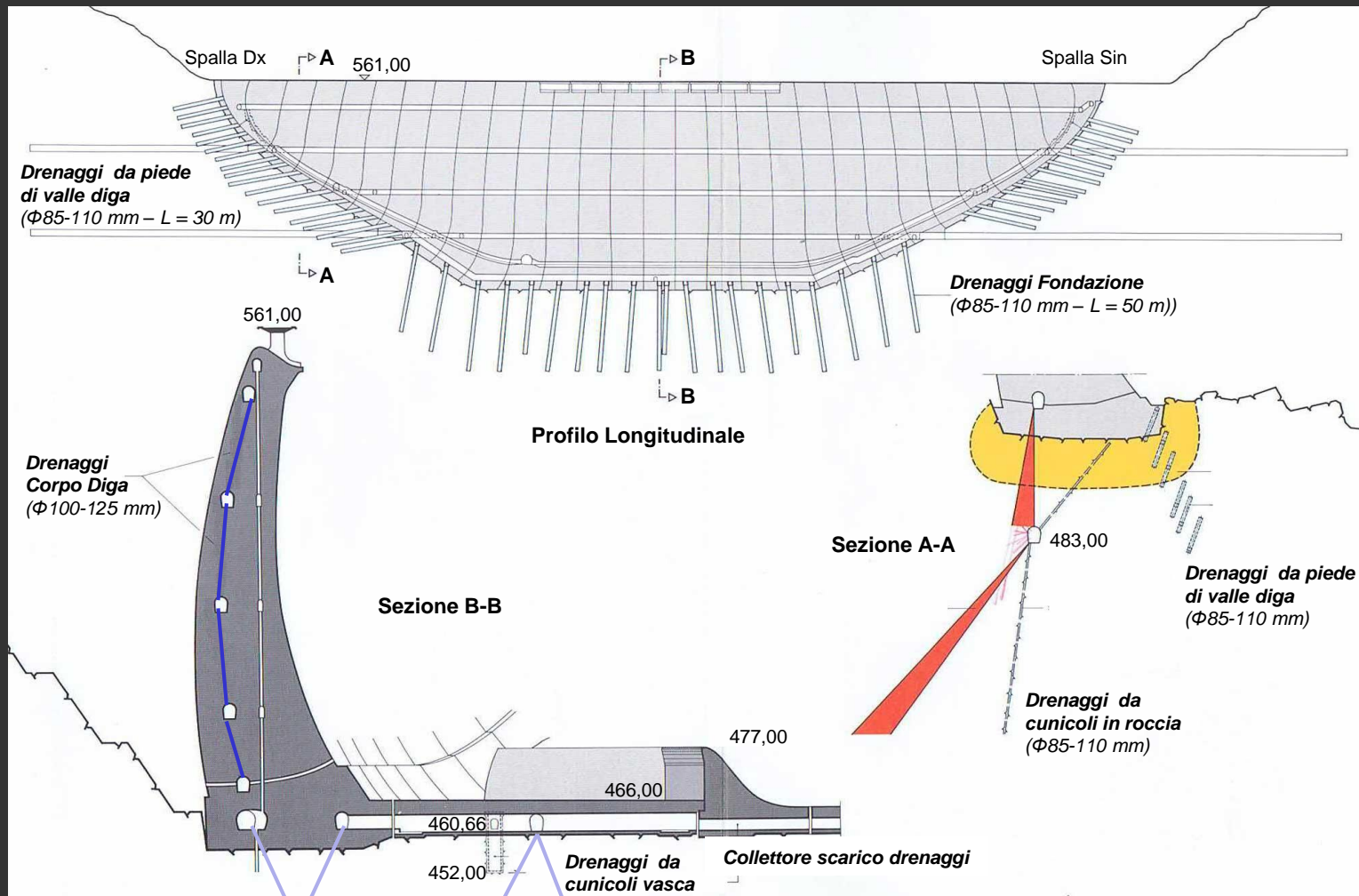


- Consolidamento-Cucitura:** Prof. 10 m lungo tutto lo sviluppo della fondazione ( $\sim 1/25$  m<sup>2</sup>) – Fori  $\Phi$  46 mm su 2 file da cunicoli pulvino, risega di valle e da superficie fondazione - Fori sfalsati tra 1ª e 2ª fila: spalle  $i = 4$  m; area centrale  $i = 6$  m –  $L_{tot} = 41.000$  m – Assorbimento totale 9.500 q, medio = 23 kg/m
- Schermo:** Prof. 80 m nella zona centrale e spinto  $\sim 200$  m nei versanti (Voile au large) da cunicoli pulvino e roccia –  $S_{tot} = 60.000$  m<sup>2</sup> – Inclinato  $30^\circ-35^\circ$  verso monte (componente favorevole Spinta idrostatica) – Fori  $\Phi$  46 mm su 2 file  $i = 4$  m sfalsati ed orientati così da intercettare maggior numero possibile di fratture KI ( $304^\circ/70^\circ$ ) –  $L_{tot} = 48.000$  m (0,8 m/m<sup>2</sup> di schermo) – Assorbimento totale 16.000 q (cemento e bentonite), medio = 36 kg/m (Dx = 28; Centro = 51; Sin = 28) – Prove di permeabilità finali  $\Delta K = -80\%-100\%$  con  $K_{fin} < 1$  Lugeon (1 l/min/m alla pressione di 10 atm) criterio di accettabilità



# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

## Drenaggi corpo diga e fondazione

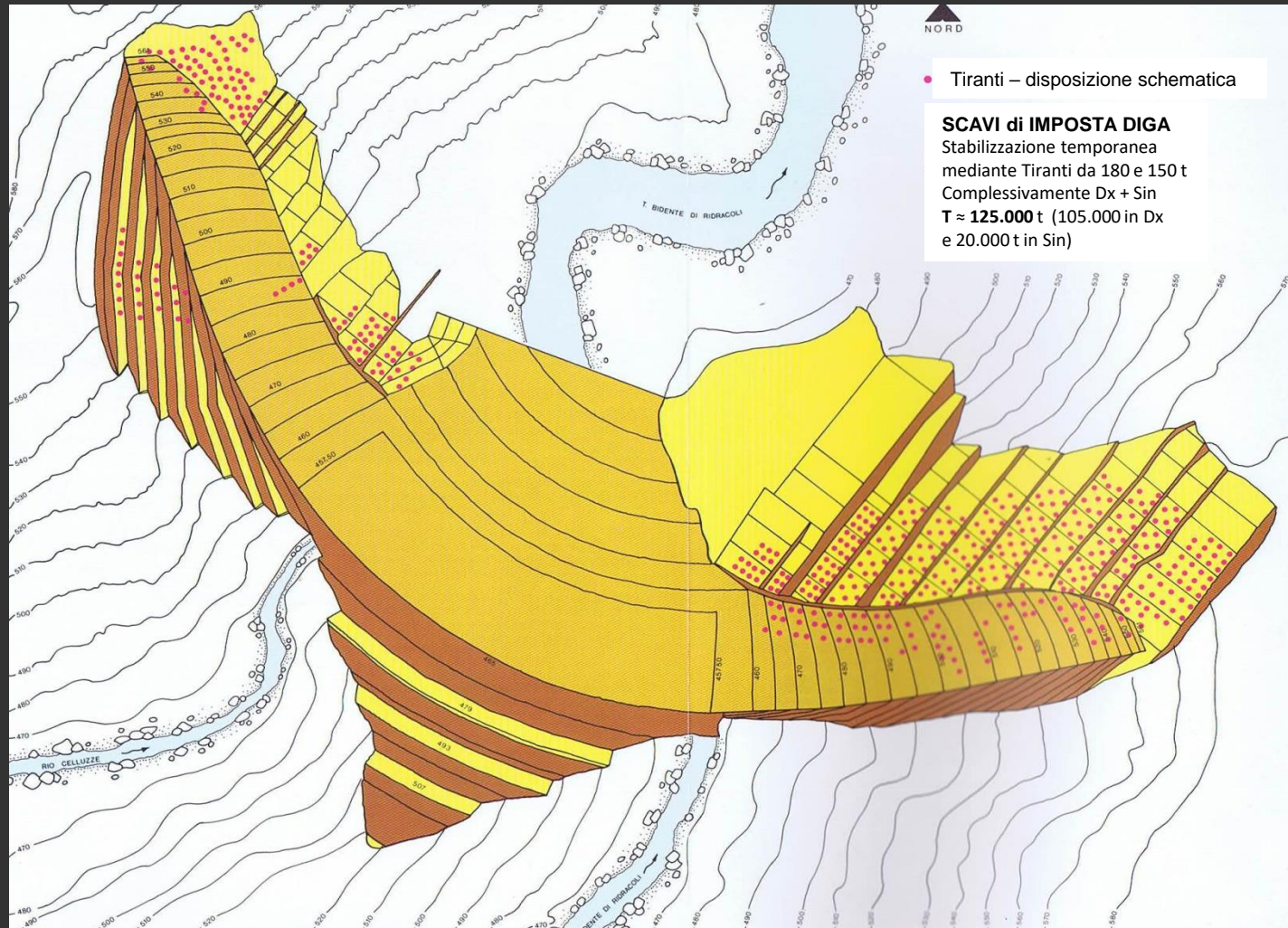


- **Corpo Diga:** Φ100 mm sopra q 504 e Φ125 mm sotto q 504, perforati a rotopercussione da cunicolo superiore  $i = 3-4 \text{ m}$  –  $L_{\text{tot}} = 5.000 \text{ m}$
  - **In roccia:** n. 158 dreni Φ85-110 mm,  $i = 6 \text{ m}$   $L_{\text{tot}} = 6.800 \text{ m}$  – **A) Tratto centrale** dreni  $L = 50$ , da cunicoli pulvino di monte e di valle (a quinconce  $i = 12 \text{ m} \rightarrow i = 6 \text{ m}$ ) – **B) Spalle** a tergo dello schermo  $L=35-40 \text{ m}$  da cunicoli roccia – **C) Valle diga** n. 32 sub-orizzontali da piede di valle diga  $L=30 \text{ m}$ ,  $L_{\text{tot}} = 950 \text{ m}$  – **D) Vasca di smorzamento:** n. 17 dreni  $L = 35 \text{ m}$ ,  $L_{\text{tot}} = 570 \text{ m}$
- Drenaggi in prossimità di forti gradienti (Fondazione zona centrale, ecc.), attrezzati con tubi Φ48 mm in PVC microfessurati e rivestimento con calza in tessuto non tessuto – in tratti prossimi allo schermo → cementazione



# Diga di Ridracoli – Progettazione / Corso d'opera

## Scavi di imposta



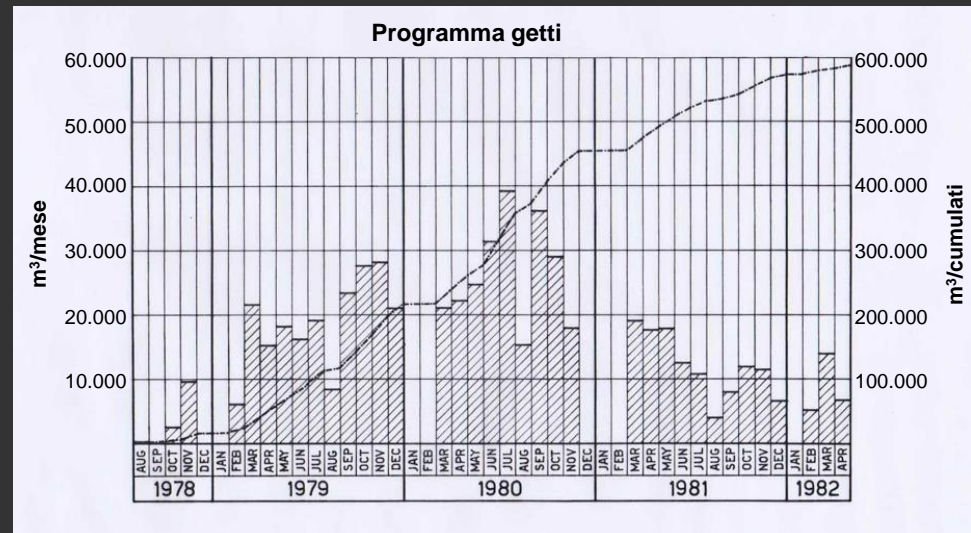
**Scavi imposta diga** – In relazione alla situazione geologico-strutturale della formazione, gli scavi, in particolare quelli della Spalla Dx hanno rappresentato il **maggior ostacolo affrontato nel corso della costruzione dell'opera**, comportando un notevole impegno, sia sotto l'aspetto tecnico, sia sotto quello economico (**circa 3 anni di lavoro**)

Per raggiungere la superficie di imposta (*roccia sana non decompressa*) → rimozione di circa **610.000 m<sup>3</sup>** di materiale costituito prevalentemente da roccia → 150.000 m<sup>3</sup> in più rispetto alle quantità d'appalto – Motivazioni: allargamento aree da sbancare sulle spalle per bonifica materiale superficiale instabile + area bacino smorzamento - Trasporto a discarica ubicata a valle in Dx orografica distante circa 3 km dal sito diga

# Diga di Ridracoli – Costruzione 1975 -1982

## Costruzione – alcuni Dati di interesse

- Oltre all'Appaltatore: **Consorzio CORIDRA** (COGEFAR- CMC-LODIGIANI):
  - **CO.GE.CON** – Consorzio Geosonda Consoda – Opere di impermeabilizzazione (Schermo – Dreni) e Stabilizzazione Versanti (Tiranti)
  - **RIVA CALZONI** – Paratoie scarico di Fondo – Scarico di mezzo fondo - Scarico di esaurimento
  - **CEMENTI RAVENNA E ITALCEMENTI** – Cemento pozzolanico tipo 325 a basso calore di idratazione
  - **SIKA ITALIANA** – Additivi al cemento (“plastificante aerante Frioplast” – “superplastificante Sikament”)
  - **Cave F. Marecchia + Cave Valle del Metauro** – Inerti grossi (5-15, 15-30, 30-60, 60-120 mm); **Cava San Bartolo** – Inerti fini (0-2, 2-5 mm)
- Impiegate oltre **3.700.000 ore di lavoro**, con punte massime giornaliere di oltre 500 unità
- Sono stati consumati oltre **10.000.000 kWh**
- **Esecuzione scavi** (totale **610.000 m³**) stabilizzati con Tiranti da 150 e 180 t (**Tiro<sub>totale</sub> ≈ 125.000 t** (105.000 in Dx e 20.000 t in Sin))
  - ❖ **Scavi Spalla Dx** - 181.000 m³ così suddivisi: Sbiancamento: 116.000 m³ - Addentramento: 65.000 m³;
    - Pre-splitting: con un consumo specifico di 70-110 g/m² per ottenere superfici regolarizzate e turbare il meno possibile la roccia
    - Largo uso di bulloni Ancrall per consolidamento pacchetti strati più superficiali e Protezione con rete metallica e spritz béton per minimizzare gli effetti di degrado dovuti agli agenti atmosferici che erano da temere particolarmente dove i piani delle banche erano formati da livelli marnosi – Per evitare sottopressioni: nò protezione sulle alzate delle banche e drenaggi dallo scavo di addentramento
  - ❖ **Scavi Spalla Sin + Mammellone centrale + Vasca smorzamento** - 429.000 m³
  - ❖ **Perforazioni**: N. 3 Track Drill pneumatici; per le volate: consumati oltre **170.000 kg** di esplosivo - Roccia caricata su Dumper da Escavatore Link Belt LS 408 e trasportata a Discarica distante 3 km. Trasporto a discarica di circa **1.100.000 m³** di roccia con 7 Dumper da 40 t/cad
- **Esecuzione getti CIs Diga**: complessivamente la Torre béton ha confezionato **650.000 m³** di CIs (**590.000 m³** la Diga vera e propria, dosato a 210 kg/m³ di cemento pozzolanico con aggregati max dimensione di 120 mm ) – **punte di circa 40.000 m³/mese** (Luglio 1980) e **2.500 m³/giorno** su 3 turni di 8 ore
- **Iniezioni: Schermo impermeabilizzazione**: S = 60.000 m² (**48.000 m**); **Consolidamento** (L = **41.000 m**). Mix cem 36 kg/m
- **Esecuzione Drenaggi**: in Roccia (**6.800 m**) e in Diga (**5.000 m**)
- **Iniezione Giunti radiali**: 1,37 kg/m² (1ª fase); 0,37 kg/m² (2ª fase)





# Diga di Ridracoli – Costruzione

## DEPOSITO SECONDARIO A MONTE

Silos

- Inerti.....800 m<sup>3</sup> x 6
- Cemento..... 200 m<sup>3</sup> x 4

## TORRE BETON

- Verticale (6+1 comparti)... 480 m<sup>3</sup>
- 3 betoniere biconiche.....180 m<sup>3</sup>/h

## DISTRIBUZIONE CALCESTRUZZO

- Blondin.....2
- Luce.....513 m
- Capacità.....15 t/cad
- Derrik
- Sbraccio.....80 m
- Capacità.....12 t

## STAZ. ELETTRICA PRINCIPALE

coronamento

- Gruppi elettrogeni .....8
- Potenza 620 HP/cad.....530 KVA/cad

RETE – Distrib.ne bassa tensione L= 30 km

## REPERIMENTO INERTI E SABBIE

- Inerti (4 classi) da Cave lungo i fiumi. Marecchia - Metauro e Tevere distanti 100-200 km
- Sabbie (2 tipi) da Cave di San Bartolo - RA

## DEPOSITO PRINCIPALE A VALLE

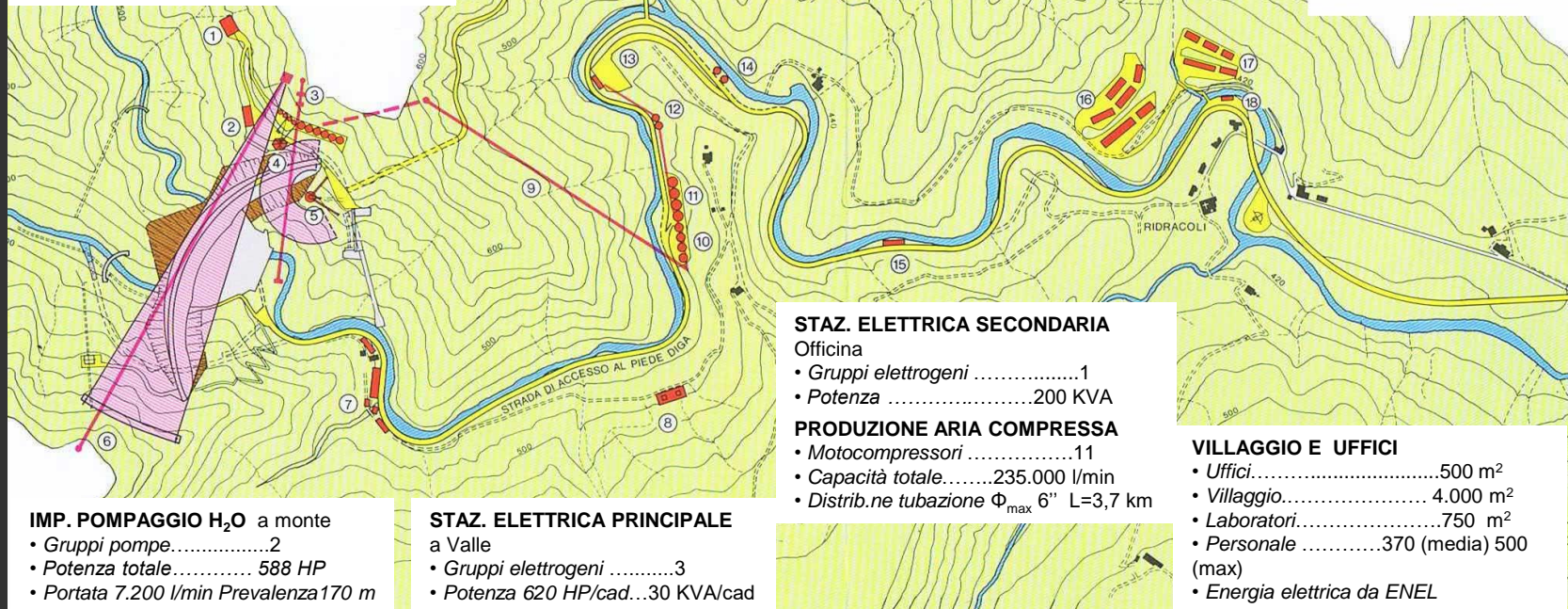
Silos

- Inerti.....2.000 m<sup>3</sup> x 4
- Sabbie..... 930 m<sup>3</sup> x 4
- Cemento.....1.000 m<sup>3</sup> x 2
- Vagli.....200 t/h x 6

## NASTRI TRASPORTATORI

- Lunghezza (linea a 6 nastri) 745 m
- Capacità.....500 t/h

- 1 SALA ARGANI
- 2 GRUPPI ELETTROGENI
- 3 SILOS INERTI E CEMENTO
- 4 CENTRALE DI BETONAGGIO
- 5 DERRICK
- 6 VIA DI CORSA BLONDIN
- 7 OFFICINA E MAGAZZINO
- 8 POLVERIERA
- 9 NASTRI TRASPORTO INERTI
- 10 SILOS SABBIE
- 11 SILOS INERTI - VAGLIATURA
- 12 SILOS STOCCAGGIO INERTI E SABBIE
- 13 TRAMOGGE INERTI
- 14 SILOS STOCCAGGIO CEMENTO
- 15 OFFICINA ALLESTIMENTO TIRANTI
- 16 VILLAGGIO
- 17 UFFICI
- 18 LABORATORIO



## IMP. POMPAGGIO H<sub>2</sub>O a monte

- Gruppi pompe.....2
- Potenza totale..... 588 HP
- Portata 7.200 l/min Prevalenza 170 m

## STAZ. ELETTRICA PRINCIPALE

a Valle

- Gruppi elettrogeni .....3
- Potenza 620 HP/cad...30 KVA/cad

## STAZ. ELETTRICA SECONDARIA

Officina

- Gruppi elettrogeni .....1
- Potenza .....200 KVA

## PRODUZIONE ARIA COMPRESSA

- Motocompressori .....11
- Capacità totale.....235.000 l/min
- Distrib.ne tubazione  $\Phi_{max}$  6" L=3,7 km

## VILLAGGIO E UFFICI

- Uffici.....500 m<sup>2</sup>
- Villaggio..... 4.000 m<sup>2</sup>
- Laboratori.....750 m<sup>2</sup>
- Personale .....370 (media) 500 (max)
- Energia elettrica da ENEL

Layout Viabilità - Impianti di cantiere – Villaggio e Uffici



# Diga di Ridracoli – Costruzione



I lavori sono stati consegnati a CORIDRA il 16/6/1975

Il Cronogramma Lavori della **durata complessiva di circa 8 anni** si è sviluppato sostanzialmente in **3 Fasi**:

1. **Opere provvisionali** e **Impianti di cantiere** circa 2,5 anni
2. **Scavi Diga** ed **Opere annesse** circa 3 anni
3. **Getti di cls per Diga** e **Opere annesse** circa 4 anni.

**1975-1976** – Spalla Destra e Mammellone centrale ubicato alla confluenza del T.Bidente (in Dx) e del Rio Celluzze (in Sin)

**Situazione iniziale** - Effettuato disboscamento e tracciata con gesso l'impronta degli scavi di imposta da eseguire in Spalla Dx



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1975-1976 – Mammellone centrale ubicato alla confluenza del T. Bidente (in Dx orografica) e del Rio Celluzze (in Sin orografica) –** Impostazione scavo con banche in formazione stratificata a reggipoggio – Banco di prova per messa a punto metodologia di scavo con uso di pre-splitting così da arrecare il minor disturbo alla formazione rocciosa



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1976** maggio

Spalla Dx - Pista d'accesso e inizio lavori di scavo per Via di corsa del Blondin

Mammellone Centrale – Lavori di scavo



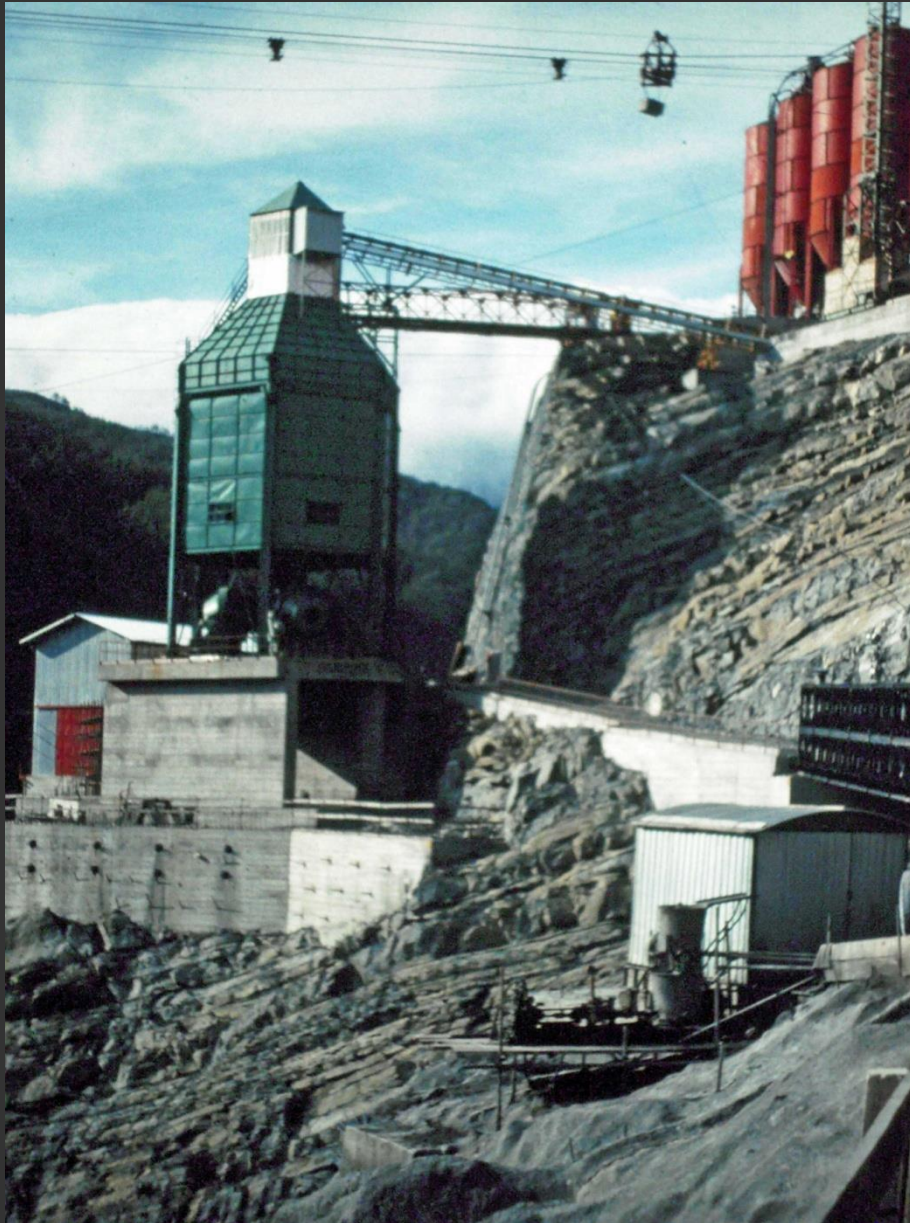
# Diga di Ridracoli – Costruzione



1976 maggio – Costruzione **strada d'accesso al coronamento in sponda Sin**



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1977 dicembre – **Impianti di cantiere Spalla Sin**

**Torre béton** di tipo verticale dotata di 3 betoniere biconiche da 3 m<sup>3</sup>/cad con potenzialità di 180 m<sup>3</sup>/h di cls, a dosaggio completamente automatizzato (tolleranza pesate: 3% per gli inerti e 1% per il cemento)

Completata con complesso impianto capace di trattare, prima del dosaggio, 24 m<sup>3</sup>/h di acqua d'impasto refrigerata a +3° in estate e riscaldarla a +80° in inverno (Potenza rispettivamente di: 375.000 frigoriferi/h e 1.900.000 Cal/h)

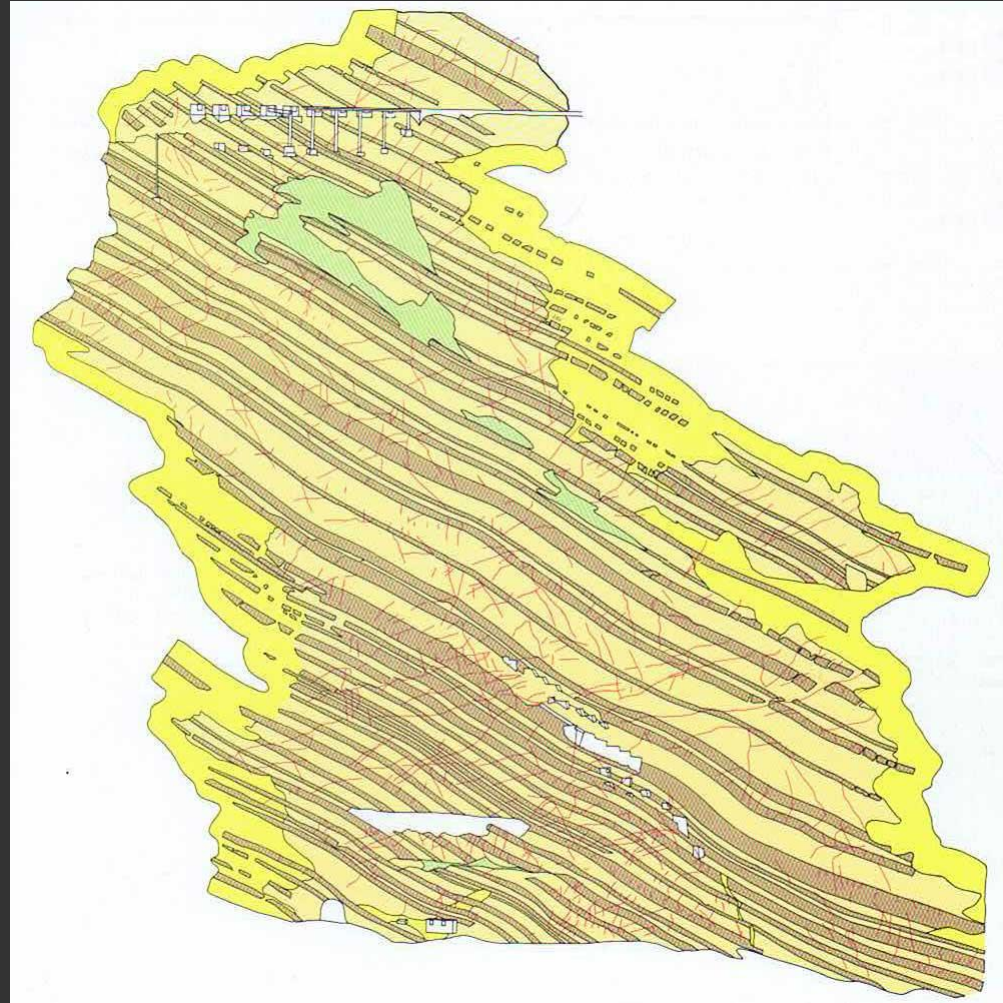
Deposito secondario di cemento, ubicato in prossimità della Torre béton, composto da 4 Sili da 200 m<sup>3</sup>/cad, completato da impianti eolici di carico, e disaerazione

Deposito principale, ubicato a fondo valle, composto da 2 Sili da 1.000 m<sup>3</sup>/cad, completo di carico, scarico, disaerazione e alimentato mediante autocisterne provenienti direttamente dalle cementerie

Il deposito principale era collegato al deposito secondario mediante una linea di 6 nastri trasportatori lunga 745 m da 800 t/h



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1978 febbraio** – Spalla Dx – **Inizio Lavori di scavo di 2ª Fase** con avanzamento da coronamento verso quota alveo - Sopra, per confronto, il Rilievo Geo-fotogrammetrico (GEOMAP 1977)



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1978 aprile – **Area centrale** – Vista dell'area di fondo valle alla confluenza del T. Bidente e del Rio Celluzze – **Completato lo scavo del mammellone centrale**. A Dx, Avandiga ad arco sul T. Bidente di Ridracoli

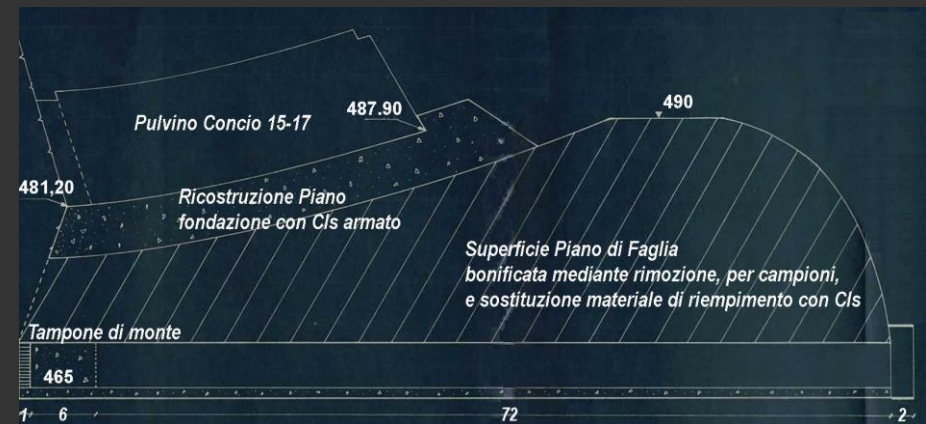


# Diga di Ridracoli – Costruzione



1978 maggio – **Spalla Sin** – Molto avanzato lo Scavo di 2<sup>a</sup> Fase (addentramento) – In primo piano la **Faglia F 145° / 70°** (spessore = ~1,5 m – roccia fratturata e riempimenti terrosi - **Rigetto ~ 40 m**) che taglia con direzione monte-valle, all'incirca radialmente, la spalla Sin

Si osserva il portale del cunicolo di ispezione / trattamento del piano di Faglia ( $q = 465,00$ ) già completamente scavato – **Rimozione per campioni del materiale di faglia tratto cunicolo faglia – piano campagna / fondazione diga e sostituzione con getti cls + iniezioni cementizie da cunicolo trattamento**



# Diga di Ridracoli – Costruzione



## 1978 luglio - Spalla Sin – Lavori di Scavo ultimati

Sul piano di imposta finale si osservano i portali dei cunicoli scavati in roccia a quota 483 (L = 190 m) e 523 m s.l.m. (L = 130 m), di trattamento per schermo impermeabilizzazione già completamente scavati.

Si osserva completato anche lo scavo del prisma a sezione trasversale triangolare effettuato in corrispondenza dell'affioramento sul piano d'imposta della traccia della Faglia – Dove verrà effettuato un getto in c.a. di ricostruzione imposta

Ancora da eseguire lo scavo nel tratto centrale di fondo valle

In alto si osservano completati gli Impianti di Produzione Cls ed installato il Derrick con braccio 80 m e capacità 12 t, predisposto per coprire le aree di getto non coperte dal Blondin



## Diga di Ridracoli – Costruzione



**1978** luglio – Serate conviviali alla Locanda Vera Romagna a Biserno con discussioni di lavoro sorseggiando del buon Sangiovese – Da Sin: Ing. A. Rebaudi (Progettista) – Prof. Ing. L. Müller (Consulente Geomeccanica) – Prof. Dott. L. Broili (Consulente Geologia) – Ing. M. Semenza (D.L.)

# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1978 agosto – Spalla Sin - 1° Getto in corso di esecuzione nel Pulvino del Concio 13-15**

## Calcestruzzo

Unico tipo per tutto il corpo diga

Curva granulometrica  $P = 100 \cdot (d / D)^{0,42}$   
con elementi da 0,1 mm fino a 120 mm suddivisi in 6 Classi: 2 per gli elementi più fini (compreso il cemento) e 4 per la ghiaia con le seguenti proporzioni:

• Cemento	210 kg/m <sup>3</sup>	17%
• Inerti da 0 ÷ 2 mm		
• Inerti da 2 ÷ 5 mm		4%
• Inerti da 5 ÷ 15 mm		11%
• Inerti da 15 ÷ 30 mm		21%
• Inerti da 30 ÷ 60 mm		20%
• Inerti da 60 ÷ 120 mm		27%

Cemento a basso calore di idratazione (68 cal/g a 28 giorni)  
composto da mix di Cementi Pozzolatici tipo 325 (*Stabilimenti Cementi Ravenna di Ravenna ed Italcementi di Monselice*)  
Additivo Frioplast A1 della Sika (Plastiment BV40+AER-SIKA)  
nella misura del 3% del peso di cemento  
Rapporto Acqua-Cemento  $\leq 0,55$   
Slump variabile tra 1 e 2 cm



# Diga di Ridracoli – Costruzione



## 1979 marzo - Spalla Dx - Lavori di Scavo ultimati

Vista panoramica

Volumi: 1ª Fase = **116.000 m³** e 2ª Fase **65.000 m³**

N.B.: **Stabilità temporanea scavi** assicurata con Tiranti ( $L_m \approx 40$  m)

- *esterni su banche*: N. **503** Ancoraggi da **180 t** + N. **40** da **150 t**, con una distribuzione lungo il fronte mediamente pari a **940 t/m** (forza globale di ancoraggio  $A_{tot} = 96.500$  t)
- *interni da piede scavo*: N. **70** da **180 t**

Avanzamento scavi monitorato sotto controllo di N. 12 estensimetri a lunga base ( $L_m = 35$  m), uno per ciascuna banca

**I maggiori movimenti si sono verificati in coincidenza con le operazioni di pre-splitting e di volata che interessavano il piede dello strato su cui era ubicata la testa dell'estensimetro** (effetto combinato “Forze di ancoraggio – Alleggerimento istantaneo provocato dalle volate”)

Con l'apertura totale dello scavo si sono manifestati ulteriori **movimenti di tipo gravitativo** con andamento lento e continuo

Eseguito il getto di **metà pulvino del concio 22-24**, per interrompere il lungo fronte di scavo (oltre 100 m)

Per ottenere superfici regolarizzate e contenere al massimo il disturbo apportato alla formazione rocciosa → **Operazioni Pre-splitting** con: perforazioni  $\Phi$  46 mm; interasse 400 mm; esplosivo  $\Phi$  25 di Gelatina 2 ed Extra cava nel rapporto  $\frac{1}{2}$ ; miccia detonante Italesplosivi e detonatori tipo UH istantanei - Consumo specifico esplosivi: 70-110 g/m²

Per minimizzare il rischio per le maestranze → largo uso (5.400 kg) di bulloni tipo Ancrall ( $\Phi$  18-24 mm;  $L=2-12$  m) per consolidamento pacchetti di strati più superficiali

Per minimizzare gli effetti del degrado dovuto agli agenti meteorici: → protezione ( $\sim 11.000$  m²) sui piani delle banche prevalentemente marnose, costituita da rete metallica e spritz béton

Per minimizzare potenziali sottopressioni → su alzate delle banche nessun rivestimento + drenaggi da piede scavo dove necessario



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1979 febbraio - Area centrale sotto quota alvei** - Getti Pulvino Concio 7-9 (primo piano Progettista. A. Rebaudi e DT Consonda I. Vielmo)

Effettuato lavaggio accurato superficie di fondazione, posata rete di armatura pulvino ed in corso messa in opera e vibratura di "betoncino" propedeutica a quella successiva dei getti diga veri e propri



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1979 maggio – Area centrale - Situazione avanzamento getti

In evidenza i Conci maschi:

- in sponda Sin: 1-3, 5-7, 9-11, 11-13
- in sponda Dx: 2-4, 6-8, 10-12 (quest'ultimo appena iniziato)

Nei conci 2-4, 1-3, 5-7, 9-11 si può osservare un elevato avanzamento del getto del pulvino caratterizzato dalla forma concava a culla

La forma concava della superficie del Giunto perimetrale progressivamente più elevato verso valle ( $\Delta q = +5$  m) è stata appositamente studiata per essere idonea a ricevere le Risultanti della spinta trasmessa dalla diga con comportamento prevalente, in tale area, “a mensola” e facilitare eventuali aperture in corrispondenza del paramento di monte, con piccole rotazioni del piede, senza alcun rischio per la tenuta, in quanto il giunto è dotato di adeguati Water stop in PVC (doppio profilato in PVC annegato nel cls a circa 50 cm dal paramento di monte)

Si può osservare anche il Cunicolo perimetrale appositamente disposto per il controllo dei movimenti diga e della tenuta idraulica

Per maggiori informazioni sul “Pulvino – Giunto perimetrale” nelle dighe ad arco, vedi Paper su Felsbau 9 -1991 - N 2 - *The peripheral Joint at the Arch dams*



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1979** settembre – Area centrale – Vista particolareggiata dell'avanzamento getti nella parte “elastica” (al di sopra del pulvino) ripresa dal pulvino del concio 15-17 (sopra faglia F) – Uscita a valle dei cunicoli ispezione/trattamento del pulvino



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1980** aprile – Area centrale e Spalle – Lavori di iniezione per Schermo di impermeabilizzazione (nelle spalle lavori già iniziati con prove di permeabilità e iniettabilità nell'inverno '78)

# Diga di Ridracoli – Costruzione



1980 ottobre – Panoramica dell'avanzamento dei getti ripresa da monte



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1981** aprile – **Bacino di smorzamento al piede diga** (Pavimentazione A  $\approx 6.000 \text{ m}^2$ , quota finito q = 465, Cuscino d'acqua H = 10 m per dissipazione energia cinetica portate rilasciate da coronamento diga 557,30) – Controdiga a gravità con ciglio sfiorante a q = 477,00 e coronamento q = 480) – Vista panoramica dei lavori di casseratura cunicoli di drenaggio q = 461 e di getto della Pavimentazione (vedi elementi in c.a. s = 2 m visibili nell'area Gru)



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1981 aprile – Bacino di smorzamento al piede – Vista ravvicinata dei lavori di **casseratura e armatura degli elementi di protezione in c.a. spessore 2 m e dimensioni in pianta 9 x 9 m del peso di circa 39 t/cad** – Nella fascia direttamente interessata dalla caduta libera del getto d'acqua, tali elementi sono stati ancorati alla sottostante roccia a mezzo di barre d'acciaio  $L = 12\text{ m}$  e iniezioni cementizie – Water stop perimetrale in prossimità della superficie + dispositivo perimetrale di raccolta filtrazioni e collettamento ai sottostanti cunicoli, in corrispondenza del piano di posa degli elementi



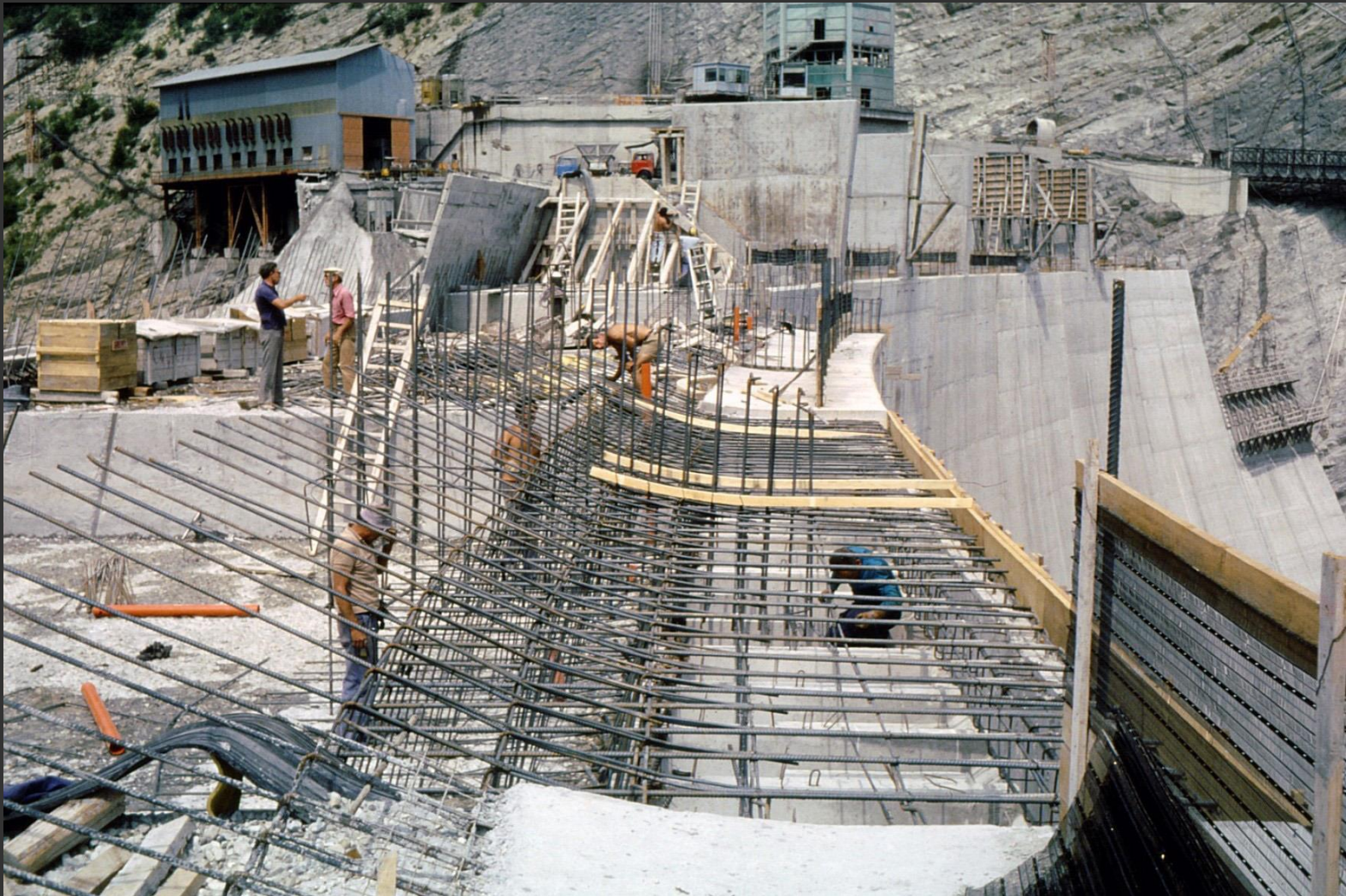
# Diga di Ridracoli – Costruzione



1981 aprile – Vista panoramica dell'avanzamento getti – 1° Invaso sperimentale a quota 490 – Cunicolo ispezione  $q = 546,60$



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1981** luglio – Ciglio sfiorante Scarico di Superficie – Lavori di armatura, casseratura e getto della parte terminale a sbalzo, di lancio delle portate sfiorate

N.B.: ciglio sfiorante a  $q = 557,30$  – n. 8 luci determinate dalle pile di sostegno della sovrastante struttura viaria di coronamento – sviluppo libero ciglio  $L = 106,50$  m – estremità inferiore di lancio getto  $L = 106,00$  m a  $q = 553,40$  – franco idraulico rispetto al sotto trave  $>> 0,75$  m = quota sottotrave  $q = 560$  meno quota  $559,25$  di Max Piena eccezionale (da modello idraulico). Infatti la struttura viaria è ubicata più a valle e il franco effettivo risulta  $F = 1,70$  m)



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1981 novembre – Ciglio sfiorante Scarico superficie - Profilo Creager Scimemi ( $Q_{\max}$  600 m<sup>3</sup>/s Tr = 1.000 anni – da modello idraulico: spessore lama in uscita  $s = 0,56$  m - velocità  $v \approx 10$  m/s) - Pile profilate idraulicamente



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1982** marzo – Vista panoramica ripresa dalla Sponda Sin (punto fisso Blondin) - Lavori per il completamento del coronamento diga a  $q = 561$  – Varie fasi: in Sin già completati getto muro, posa travi prefabbricate ed armatura soletta + getto di quest'ultima – tratto sfiorante posa travi prefabbricate (a Sin dispositivo metallico per cassatura intradosso impalcati) – In Dx ancora da completare il getto del concio spalla



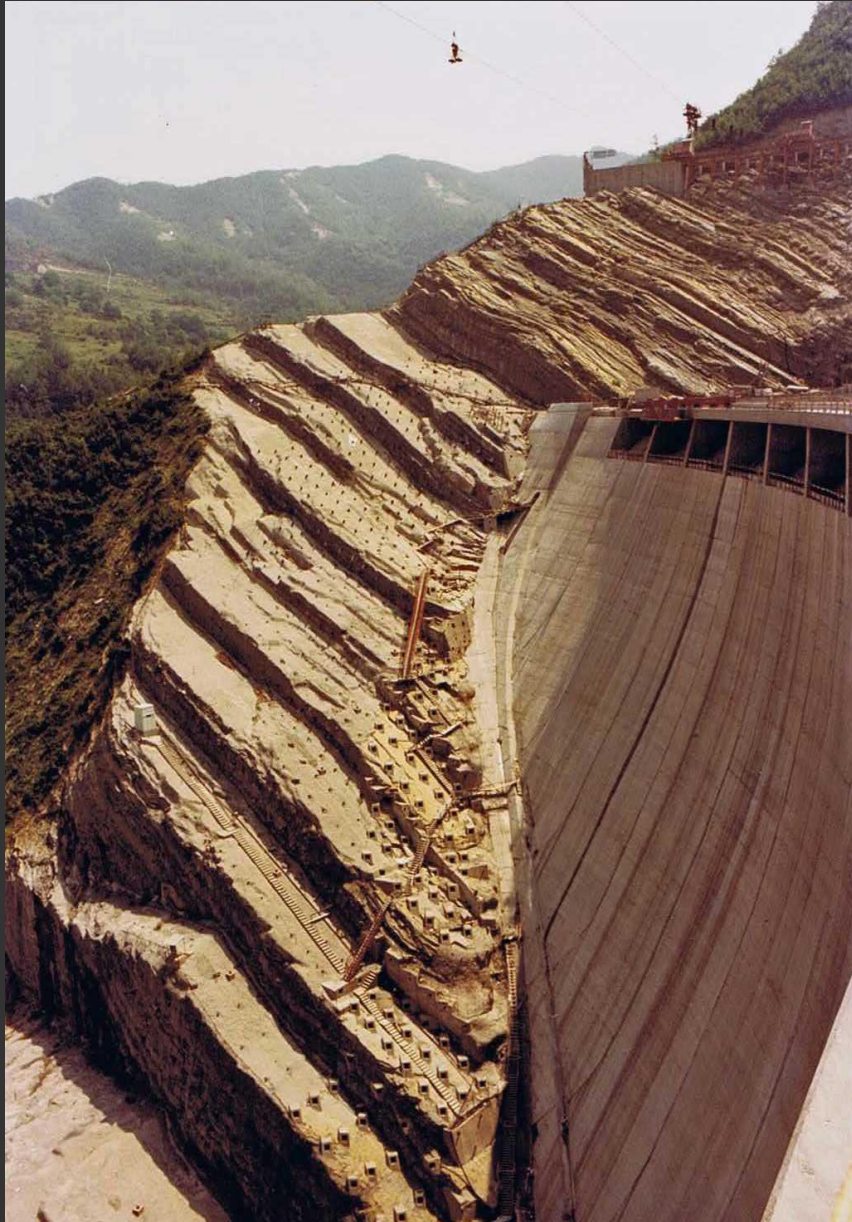
# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1982** aprile – Vista panoramica dei lavori per il completamento della Vasca di smorzamento – In corso di esecuzione i getti della Controdiga – Platea e sponda Dx del bacino di smorzamento già completati – Per distribuzione getti utilizzata gru edile a braccio movimentata su binari lungo un percorso in parte curvilineo



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1982 luglio - Vista panoramica della Diga e della Spalla Dx a getti coronamento praticamente completati

## Controllo qualità calcestruzzi Diga

Prove di laboratorio su Cls confezionati in osservanza al Foglio Condizioni per la Costruzione:

- Resistenza alla compressione  $R_{m90g} = 32,4 \text{ Mpa} > 28 \text{ Mpa}$  richiesta; coefficiente di variazione  $6\% \pm 9\%$
- Modulo elastico  $M_{28g} = 29.420 \text{ Mpa}$  ;  $M_{90g} = 34.320 \text{ Mpa}$
- Rottura a trazione indiretta (brasiliana)  $R = 2 \text{ Mpa}$
- Rottura a flessione  $R_{fm90g} = 3,2 \text{ Mpa}$
- Permeabilità  $K_{m90g} = 1,5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$
- Peso specifico  $\gamma = 2.470 \text{ kg/m}^3$
- Prove di Gelività, Durabilità e Lavorabilità → Risultati soddisfacenti



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1982 luglio – Interventi di “**Ricostituzione parziale**” della morfologia della spalla nella zona della faglia mediante “banche di appesantimento” in cls (~33.000 t, ovvero ~14.000 m<sup>3</sup> di cls) al di sotto di  $q = 520$  e posa in opera di tiranti di cucitura (~5.300 t) dei 2 lembi di roccia della faglia stessa – Ricostituzione utile per un buon contenimento da valle del Pulvino (mancante a causa del maggior sbancamento eseguito per raggiungere la roccia sana per l’imposta nell’area della faglia)



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1982** settembre - Vista panoramica della Diga e della Spalla Sin – Diga completata – Cunicolo di accesso dalla casa di guardia completato – In corso di completamento i lavori di casseratura e getto della ricostituzione morfologica sotto quota 520

Il 9 settembre 1982 è stata ufficialmente celebrata la **“Fine dei Lavori Diga”** con il getto simbolico dell'ultima benna di cls



# Diga di Ridracoli – Costruzione



**1982 dicembre** – Completati gli Interventi: di “**Ricostituzione parziale**” della morfologia della spalla nella zona della faglia mediante “**banche di appesantimento**” in cls (~**33.000 t**, ovvero ~13.500 m<sup>3</sup> di cls) al di sotto di  $q = 520$  e posa in opera di **Tiranti di cucitura** (**Tiro complessivo: ~ 5.300 t**, Tiranti: n. 23 da 180 t esterni da ricarica + 8 da 150 t dai cunicoli del pulvino) dei 2 lembi di roccia della faglia stessa; di **Bonifica/Consolidamento Faglia** con 397 fori da interno cunicolo ( $L_{tot} = 3.965$  m) + Iniezioni cementizie (911 q) + Drenaggi (n. 25  $\Phi 85$  mm da  $L=20$  m) + n. 3 Piezometri – In corso, lavori di sistemazione finale delle aree a valle della controdiga



# Diga di Ridracoli – Costruzione



1983 gennaio – Completati anche gli Interventi di “Ricostituzione parziale” della morfologia della spalla Dx al di sopra di quota 540 mediante “ n. 4 banche di appesantimento” in cls (~14.000 t, ovvero ~6.000 m<sup>3</sup> di cls) per incrementare il valore del fattore di sicurezza  $F_s$  minimo allo scorrimento (di potenziali cunei delimitati dalla linea d’imposta del pulvino, dalla superficie topografica e dai giunti di stratificazione ST e di fratturazione dell’arenaria KI), sino a valori corrispondenti a quelli analoghi di spalla Sin – Ricarica preceduta dal parziale detensionamento ( $\Delta Tiro = 50\%$ ) dei Tiranti della suddette 4 banche avvenuto sotto controllo estensimetrico (le perdite di tiro nei 5 anni di vita (1977-1982) sono risultate molto modeste (dal -4% nei tiranti della prima banca al -8,5% nei tiranti della quarta banca)



# Diga di Ridracoli

Auspico che la presentazione di alcuni Aspetti Peculiari afferenti, sia la Progettazione della Diga caratterizzata da numerosi ed approfonditi Studi ed Esperienze condotte su Modelli , sia della sua Costruzione, sia stata di vostro interesse e stimolo per i vostri futuri lavori

Vorrei chiudere con una citazione di un artista che ha determinato e segnato la storia dell'intelligenza e della creatività dell'uomo, sviluppando la sua curiosità a tal punto da spingersi, senza freni, verso orizzonti impensati per la sua epoca

*"L'esperienza è il solo insegnante in cui possiamo fidare."*

Ne aggiungo una seconda, ed ultima, che è attribuita sempre al suddetto artista e che rammento di aver letto su di un posacenere nello Studio del Prof. Oberti quando ci si riuniva per discutere e trovare le soluzioni migliori per questa Diga

*"Li meglio soldi spesi son de li modegli"*



Leonardo da Vinci  
15/4/1452 – 2/5/1519