

**ITCOLD**  
Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

# **Potenzialità, limiti e possibili sviluppi delle tecniche di identificazione strutturale per la diagnostica delle dighe**



2012

## **Gruppo di Lavoro:**

*Coordinatore:*

Guido Mazzà (RSE)

*Membri:*

Mario Berra (RSE)  
Francesco Birindelli (Studio Pietrangeli)  
Pierre Devin (Sial.tec)  
Marina Eusebio (CESI)  
Michele Fanelli (Consulente)  
Antonella Frigerio (RSE)  
Giulio Maier (Politecnico di Milano)  
Giorgio Novati (Politecnico di Milano)  
Pasquale Palumbo (Sogin)  
Sergio Pedroni (RSE)  
Enrico Pizzigalli (CESI)  
Sabino Superbo (SOLGEO)

*Hanno collaborato:*

Sergio Ballatore (Consulente)  
Giuseppe Cocchetti (Politecnico di Milano)  
Antonino Morassi (Università di Udine)  
Umberto Perego (Politecnico di Milano)

*Un ricordo riconoscente e affettuoso agli Ingegneri Aldo Marcello e Italo Vielmo, recentemente scomparsi, che hanno fornito i loro preziosi consigli per indirizzare l'attività del Gruppo di Lavoro nella fase d'impostazione.*

Maggio 2012

### NOTA

Le informazioni, analisi e conclusioni contenute nella presente memoria sono rivolte 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.

## INDICE

<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>1 INTRODUZIONE .....</b>	<b>6</b>
<b>2 LA DIAGNOSTICA STRUTTURALE APPLICATA ALLE DIGHE: CONCETTI GENERALI.....</b>	<b>8</b>
2.1 Considerazioni preliminari .....	8
2.2 Contesto, finalità e requisiti del processo diagnostico .....	9
Riferimenti bibliografici.....	12
<b>3 METODI E TECNICHE DI INDAGINE IMPIEGATE NEL PROCESSO DIAGNOSTICO (ISPEZIONI VISIVE, MONITORAGGIO STATICO, DINAMICO E SISMICO, INDAGINI SPERIMENTALI IN SITO E IN LABORATORIO) .....</b>	<b>13</b>
3.1 Ispezioni visive.....	13
3.2 Indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali costituenti il sistema diga-fondazione-invaso .....	13
3.2.1 Indagini diagnostiche sperimentali di laboratorio sul conglomerato cementizio delle dighe	13
3.2.2 Indagini geofisiche e geomeccaniche in sito per la caratterizzazione fisico-meccanica di opere murarie, di terra e delle fondazioni.....	20
3.2.3 Caratterizzazione dei materiali costituenti le dighe di terra .....	23
3.3 Monitoraggio statico.....	35
3.3.1 Cenni sul monitoraggio delle dighe murarie .....	35
3.3.2 Cenni sul monitoraggio delle dighe di materiali sciolti.....	36
3.4 Monitoraggio dinamico .....	36
3.4.1 Sistemi di monitoraggio sismico .....	37
3.4.2 Metodologia sperimentale .....	37
Riferimenti bibliografici.....	38
<b>4 MODELLI PER L'IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE.....</b>	<b>40</b>
4.1 Modelli deterministici e statistici .....	42
4.1.1 Modelli deterministici .....	43
4.1.2 Modelli statistici.....	43
4.1.3 Calibrazione del modello numerico.....	50
4.2 I modelli dei sistemi dinamici .....	57
4.2.1 Modelli a rappresentazione esterna .....	57
4.2.2 Modelli a rappresentazione interna (variabili di stato).....	62
4.3 L'identificazione dei modelli a Elementi Finiti mediante un processo di <i>model updating/modal matching</i> .....	62
4.3.1 L'ottimizzazione numerica .....	64
Riferimenti bibliografici.....	77
<b>5 CASE-HISTORIES SULL'APPLICAZIONE DI MODELLI DI IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE.....</b>	<b>79</b>
5.1 Diga di Alpe Gera.....	79
Riferimenti bibliografici.....	82
5.2 Diga di Talvacchia.....	83
Riferimenti bibliografici.....	86
5.3 La diga di Gusana.....	87
5.3.1 Geometria.....	87

5.3.2	Obiettivi dello studio .....	87
5.3.3	Campagna di prove di vibrazione forzata.....	87
5.3.4	Modello numerico a Elementi Finiti.....	90
5.3.5	Analisi di identificazione strutturale .....	91
5.3.6	Considerazioni sui risultati della diga di Gusana .....	93
	Riferimenti bibliografici.....	93
5.4	La diga di Sella Pedicate .....	94
5.4.1	Obiettivi dello studio .....	94
5.4.2	Modello a Elementi Finiti.....	96
5.4.3	Indagini in sito e laboratorio.....	96
5.4.4	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	98
5.4.5	Sistema di monitoraggio e analisi delle misure .....	100
5.4.6	Modelli impiegati nelle analisi .....	103
	Riferimenti bibliografici.....	110
5.5	La diga di Ceppo Morelli .....	111
5.5.1	Obiettivi dello studio .....	111
5.5.2	Campagna di prove di vibrazione forzata condotta nel 2007 .....	112
5.5.3	Misure di vibrazione ambientale effettuate nel 2000 .....	116
5.5.4	Modello numerico a Elementi Finiti.....	117
5.5.5	Analisi d'identificazione strutturale .....	119
5.5.6	Considerazioni sui risultati della diga di Ceppo Morelli.....	122
	Riferimenti bibliografici.....	123
5.6	La diga di Bumbuna .....	124
5.6.1	Introduzione.....	124
5.6.2	La diga.....	124
5.6.3	Metodologia di indagine.....	124
5.6.4	Cronologia degli eventi .....	125
5.6.5	Considerazioni conclusive.....	132
5.7	Diga di Schlegeis: applicazione dei modelli statistico e NARX .....	133
5.7.1	Modello statistico .....	135
5.7.2	Modello NARX .....	136
	Riferimenti bibliografici.....	141
<b>6</b>	<b>METODI DIAGNOSTICI INNOVATIVI: RISULTATI DI RICERCA DEL POLITECNICO DI MILANO.....</b>	<b>142</b>
6.1	Premessa.....	142
6.2	Sintetiche informazioni orientative sugli argomenti di ricerca affrontati.....	142
6.3	Prove con martinetti piatti abbinata ad analisi inverse .....	143
6.4	Descrizione sintetica della metodologia diagnostica comune alle varie applicazioni innovative studiate nel presente contesto.....	144
	Riferimenti bibliografici.....	146
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>147</b>
	<b>APPENDICE 1 – GEOFISICA E GEOMECCANICA .....</b>	<b>148</b>
	<b>APPENDICE 2 - CRITERI DI ELABORAZIONE E DI ANALISI DEI DATI RELATIVI A INDAGINI DINAMICHE SPERIMENTALI.....</b>	<b>157</b>
	<b>APPENDICE 3 – SOMMARI DELLE PUBBLICAZIONI CONCERNENTI L'ATTIVITA' DI RICERCA SULLA DIAGNOSTICA DI DIGHE IN CALCESTRUZZO SVOLTA NEL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE DEL POLITECNICO DI MILANO...</b>	<b>160</b>



## **PREMESSA**

Il presente rapporto illustra l'attività svolta dal Gruppo di Lavoro (GdL) ITCOLD "Diagnostica delle Dighe" volta alla descrizione delle potenzialità, dei limiti e dei possibili sviluppi delle tecniche di identificazione strutturale impiegate come supporto diagnostico nelle settore delle dighe.

Il GdL si è costituito grazie allo stimolo del Prof. Maier, membro del GdL, che ha sollecitato il Consiglio di Presidenza ITCOLD a riprendere un tema che da diversi anni non veniva posto all'attenzione della comunità tecnico-scientifica che si occupa delle grandi opere idrauliche e delle dighe in particolare.

Gli obiettivi assegnati al GdL, che costituiscono di fatto i capitoli del rapporto, sono i seguenti:

- La diagnostica strutturale applicata alle dighe: concetti generali,
- Metodi e tecniche di indagine impiegate nel processo diagnostico (ispezioni visive, monitoraggio statico, dinamico e sismico, indagini sperimentali in sito e in laboratorio),
- Modelli per l'identificazione strutturale,
- *Case-histories* sull'applicazione di modelli di identificazione strutturale,
- Metodi diagnostici innovativi.

Ciascun capitolo del presente rapporto è corredato da specifici riferimenti bibliografici; inoltre, per rendere più agevole la lettura del rapporto, per alcuni capitoli sono inserite delle Appendici che forniscono elementi aggiuntivi al testo e approfondimenti su vari aspetti tecnici.

Il tema della diagnostica ha un carattere fortemente interdisciplinare e di conseguenza all'attività del GdL hanno fornito il loro contributo colleghi con competenze piuttosto diversificate e complementari: gestori di dighe, progettisti, esperti di indagini in campo e in laboratorio sui materiali e sulle strutture, esperti nello sviluppo e nell'impiego di modelli matematici, con particolare riferimento ai metodi di identificazione strutturale.

Questa complessa interazione ha portato alla stesura di un rapporto molto ricco di informazioni con contenuti fortemente specialistici, soprattutto nella parte relativa ai modelli impiegati nell'identificazione strutturale. Occorre aggiungere, inoltre, che trattandosi di un documento scritto "a molte mani" è presente una certa differenza di stili sperabilmente superata, o quanto meno limitata, grazie ad un notevole lavoro di sintesi. Ci si augura, comunque, di aver conseguito un coerente livello di organicità del testo e che il risultato possa essere di utilità non solo per chi opera da tempo nel settore delle dighe ma anche per i giovani che si affacciano sull'affascinante mondo delle grandi opere idrauliche e sui temi della diagnostica strutturale in particolare.

## 1 INTRODUZIONE

La diagnostica delle strutture può essere definita come quel complesso di metodi e tecniche usati nell'ingegneria civile per formulare diagnosi, ovvero per identificare l'esistenza di possibili patologie che determinano condizioni di comportamento anomalo nel funzionamento di un'opera.

Il processo diagnostico, quindi, viene generalmente attivato quando, attraverso l'impiego di metodologie di osservazione del comportamento del manufatto e delle caratteristiche dei materiali che lo compongono, si palesano anomalie nella risposta strutturale alle azioni su di essa agenti, eventualmente accompagnate da segnali di deterioramento.

Spesso, anche se in modo improprio, si fa riferimento al termine "processo diagnostico" anche quando si effettuano controlli preventivi sulle opere (ad esempio, quando sono previste attività - periodiche o specifiche - di *check-up*) o quando si profila la necessità di un incremento della domanda di prestazione strutturale (nel caso delle dighe, ad esempio, quando si voglia realizzare il soprizzo del coronamento di uno sbarramento per aumentarne la capacità d'invaso). In questi casi, in effetti, più che di diagnostica, si dovrebbe parlare di valutazione dello stato (di conservazione) dell'opera e/o della sua vita residua.

Tuttavia, nella prassi operativa si tende ad accomunare le tipologie di attività sopra citate – aventi finalità diverse – sotto la medesima dizione di "processo diagnostico" in quanto le metodologie di indagine impiegate sono sostanzialmente le stesse.

In generale, il processo diagnostico si avvale di un complesso eterogeneo di metodi e tecniche per indagare sulle condizioni di integrità di una struttura, per individuare le ragioni che ne determinano l'anomalia di comportamento o per verificare la rispondenza del comportamento osservato a quello atteso.

In ogni processo diagnostico è opportuno operare una distinzione delle attività in due fasi, che sono pertinenti a momenti successivi e di cui l'esecuzione della prima è condizione indispensabile per procedere all'effettuazione della seconda:

- 1<sup>a</sup> fase - Raccolta delle informazioni necessarie ed esecuzione delle misure necessarie a completare lo spettro delle informazioni richieste dalla fase 2;
- 2<sup>a</sup> fase - Analisi dei dati con tecniche specialistiche mirate (ad es. procedure di identificazione) ed emissione di un giudizio di merito in ordine ai quesiti che ci si proponeva di risolvere (è la fase diagnostica in senso stretto, o interpretativa), o prescrizione di altre indagini (supplemento della 1<sup>a</sup> fase) qualora ciò risultasse necessario.

Le principali e più collaudate metodologie e tecniche di indagine impiegate nella diagnostica delle dighe sono di seguito elencate:

- **ispezioni visive**, che riguardano generalmente non solo il manufatto "diga", le spalle, la fondazione, le sponde, ma anche le altre opere civili – paratoie, gallerie, canali di derivazione, condotte forzate, ecc. – ed elettro-meccaniche;
- **indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali costituenti il sistema diga-fondazione-invaso**, con prelievi eseguiti in sito e prove condotte, generalmente, in laboratorio (quando si tratta di prove effettuate su campioni di materiale: roccia, terra, calcestruzzo, muratura, acqua, ecc.) ovvero senza prelievo di materiale (quando si tratta di indagini di tipo geofisico, quali ad es. le prove di *cross-hole*, tomografia sonora, ecc.);
- **monitoraggio statico**, in genere di tipo permanente o, talvolta, temporaneo per la misura del comportamento strutturale o idraulico a fronte di un'azione specifica, ad esempio: la misura dello stato tensionale e deformativo nella struttura o la valutazione delle variazioni delle pressioni neutre (nelle dighe di materiali sciolti) o delle sottopressioni al variare del livello di invaso (nelle dighe murarie);
- **monitoraggio dinamico**, generalmente temporaneo (legato all'esecuzione di prove di vibrazione) o **sismico**, temporaneo o permanente (quando sia installato sulla diga e nelle sue vicinanze un sistema per la rilevazione delle azioni sismiche agenti e della risposta strutturale);

Le informazioni ricavate dal complesso sistema di indagini di prima fase sopra elencato forniscono indicazioni che possono essere sostanzialmente raccolte in due tipologie: informazioni relative alle caratteristiche "locali" del componente indagato e informazioni di tipo "globale", ovvero relative al comportamento del sistema nel suo insieme o a parti estese di esso.

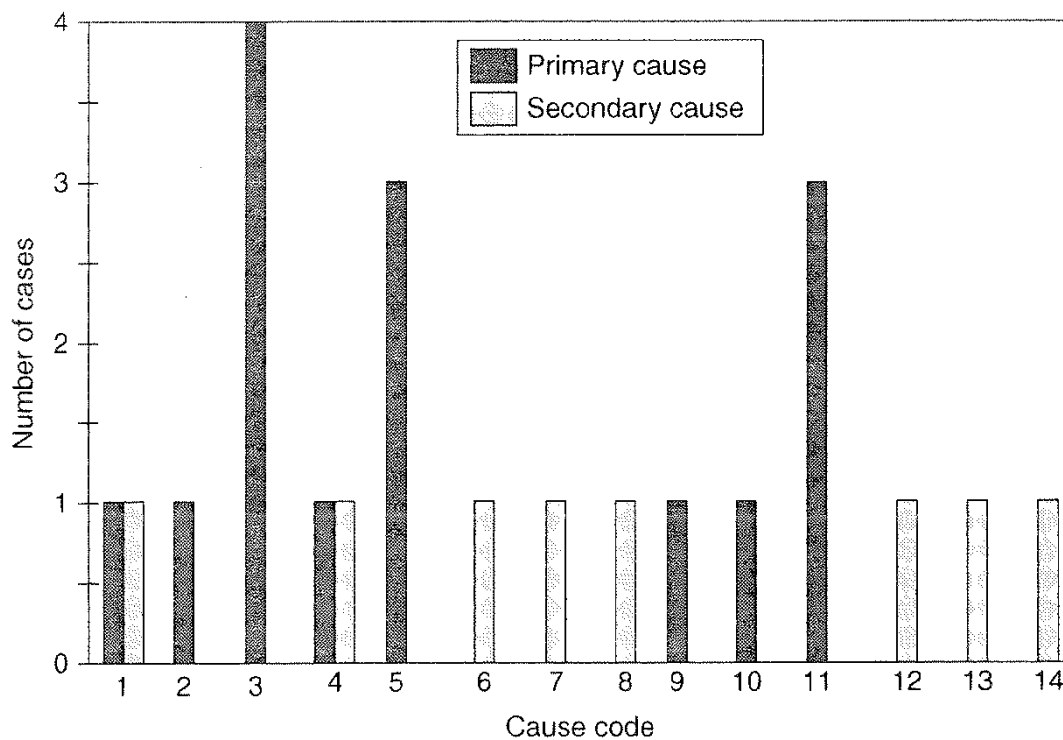
La diagnosi del comportamento strutturale (2<sup>a</sup> fase) parte dall'analisi critica di queste informazioni e, nella prassi corrente, si avvale dell'uso di modelli matematici che forniscono un supporto all'ingegnere nella fase di interpretazione delle grandezze misurate e del comportamento osservato. Ci si avvale largamente, in questo caso, di modelli per l'identificazione strutturale, ovvero di modelli che, a partire dal comportamento osservato/misurato consentono di ricavare - data la geometria del sistema e la storia delle azioni agenti - il più plausibile set di parametri fisico/meccanici che ne governano il comportamento. Si tratta di risolvere quello che generalmente viene definito un problema di "analisi inversa" (spesso indicata anche come "*back analysis*") per la cui soluzione sono state messe a punto nel corso degli anni una serie di metodologie sia di tipo deterministico sia stocastico.

## 2 LA DIAGNOSTICA STRUTTURALE APPLICATA ALLE DIGHE: CONCETTI GENERALI

### 2.1 Considerazioni preliminari

Qualsiasi considerazione relativa alla diagnostica strutturale deve necessariamente partire dall'analisi del reale comportamento delle opere nelle loro varie fasi di vita: dalla realizzazione, agli invasi sperimentali, all'esercizio. La vastissima gamma di esperienze raccolte dall'ICOLD (*International Commission on Large Dams*), con particolare riferimento agli eventi incidentali[1], consente di individuare con ragionevole accuratezza quali siano gli aspetti del comportamento delle dighe da analizzare con particolare attenzione.

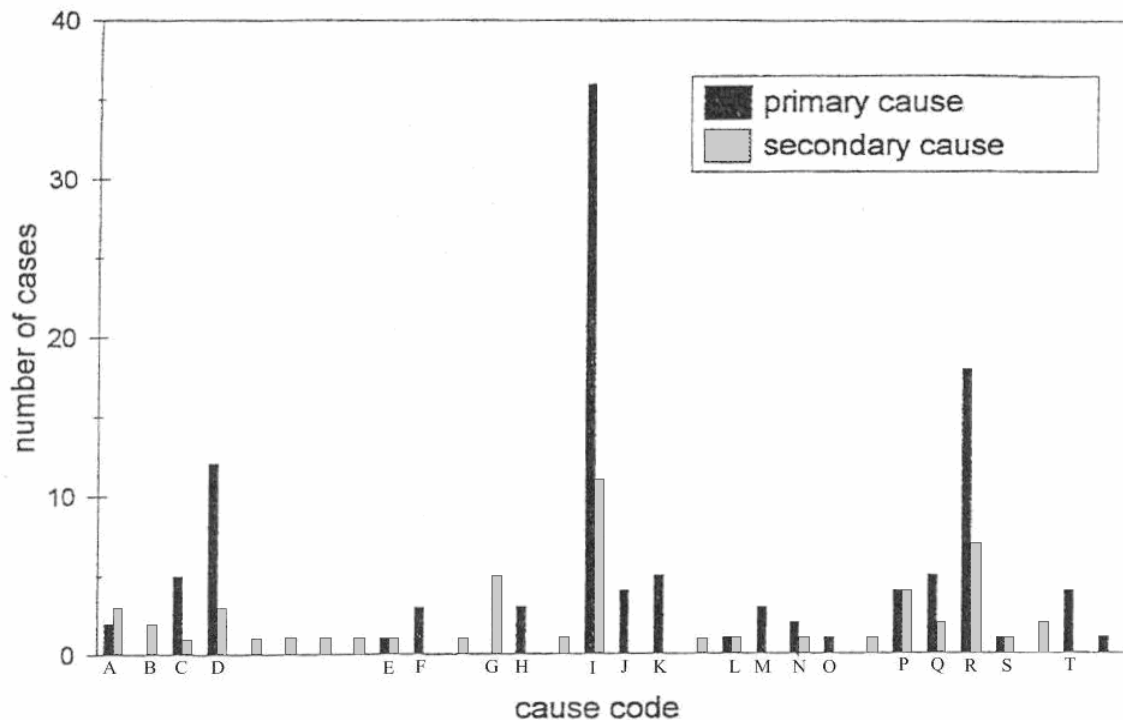
I diagrammi delle Figura 1 e Figura 2 forniscono, a questo scopo, elementi fondamentali: le principali cause degli incidenti che hanno riguardato le dighe sono soprattutto connesse alla fondazione, ovvero alla componente "naturale" del sistema diga-invaso-fondazione rispetto alla componente "artificiale" costituita dai manufatti.



- |                                                                  |                                                           |
|------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| 1. Progetto inadeguato                                           | 8. Eccessiva permeabilità                                 |
| 2. Indagini del sito inadeguate                                  | 9. Deterioramento del calcestruzzo per invecchiamento     |
| 3. Insufficiente resistenza al taglio nella roccia di fondazione | 10. Eccessive sottopressioni                              |
| 4. Filtrazioni non controllate                                   | 11. Tracimazione della diga                               |
| 5. Erosione interna in fondazione                                | 12. Cedimento delle spalle o delle fondazioni artificiali |
| 6. Eccessive trazioni al piede di monte della diga               | 13. Trazioni eccessive nel corpo diga                     |
| 7. Limitata resistenza del calcestruzzo al gelo-disgelo          | 14. Deterioramento dei paramenti                          |

**Figura 1 - Principali cause di rottura delle dighe murarie [1]**

Occorre rilevare che, in generale, il progettista dispone di una conoscenza parziale della realtà dell'imposta dell'opera. In fase realizzativa, l'apertura degli scavi consente di ampliare e meglio definire gli aspetti geologici e geotecnico-geomeccanici a livello di dettaglio locale, aggiuntivi rispetto alle informazioni d'insieme raccolte nelle fasi progettuali. Sfortunatamente, per le dighe esistenti, soprattutto per quelle più datate, non sempre queste informazioni sono disponibili.



- |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>A. Deformazione e subsidenza del terreno</p> <p>B. Insufficiente resistenza al taglio nella roccia di fondazione</p> <p>C. Eccessive filtrazioni in fondazione</p> <p>D. Erosione interna in fondazione</p> <p>E. Difetti nel posizionamento dei materiali costituenti il rilevato</p> <p>F. Difetti nella compattazione del rilevato</p> <p>G. Eccessive precipitazioni</p> <p>H. Effetti sismici (naturali o indotti dalla creazione dell'invaso)</p> <p>I. Tracimanzione</p> <p>J. Rottura di dighe a monte</p> | <p>K. Ritardi nella costruzione di opere provvisorie per gestione di piene improvvise</p> <p>L. Difetti nelle tenute idrauliche</p> <p>M. Difetti nelle zone di transizione</p> <p>N. Difetti nella protezione delle sponde</p> <p>O. Difetti nel collegamento tra strutture murarie o condotti e rilevato</p> <p>P. Eccessivi cedimenti differenziali con conseguenti fessurazioni</p> <p>Q. Eccessive filtrazioni nel rilevato</p> <p>R. Erosione interna nel rilevato</p> <p>S. Liquefazione</p> <p>T. Rotture dei condotti posti nel corpo diga</p> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

**Figura 2 - Principali cause di rottura di dighe di materiali sciolti [1]**

L'attenzione del tecnico nella fase diagnostica deve, quindi, concentrarsi sugli aspetti che appaiono più critici e, di conseguenza, l'impostazione del processo d'identificazione strutturale non deve trascurare la rappresentazione dell'interazione diga-fondazione e dell'imposta dell'opera, che manifesta un comportamento più difficilmente rappresentabile nelle sue componenti fisico-meccaniche rispetto al "manufatto diga".

## 2.2 Contesto, finalità e requisiti del processo diagnostico

L'attività diagnostica effettuata su un generico sistema che evolve nel tempo interagendo con l'ambiente si rende necessaria in relazione ad uno o più obiettivi, che dovrebbero essere definiti analiticamente ed accuratamente in una prima fase ricognitiva e programmatica.

La diagnostica delle opere non può esplicarsi altrimenti che attraverso un insieme di osservazioni e misure seguite da elaborazioni atte a discriminare con elevato grado di affidabilità quale delle diverse ipotesi circa lo stato e i trend del sistema siano vere. E' pertanto prioritario, rispetto ad ogni approfondimento specifico, porsi le seguenti domande:

- Cosa misurare?
- Dove misurare?
- Quando misurare?

- Come misurare?

ma soprattutto:

- Perché misurare?

La risposta a quest'ultimo interrogativo fondamentale condiziona e determina la concezione, la realizzazione e la gestione delle apparecchiature e delle *équipe* di tecnici che a tali attività dovranno dare pratica applicazione. In linea generale l'obiettivo immediato della diagnostica può consistere nell'ottenere e documentare una constatazione dello stato (e, se possibile, delle tendenze evolutive) del sistema sotto osservazione sufficientemente dettagliata e attendibile. Ma tale conoscenza non può, a sua volta, essere fine a se stessa: implicitamente, si presuppone che una volta acquisita tale necessaria base di conoscenza si proceda, utilizzando le conoscenze raggiunte, a diverse ulteriori fasi.

La fase immediatamente successiva alla diagnosi (fase "prognostica") consiste nella previsione dei possibili comportamenti del sistema a fronte di scenari giudicati rappresentativi degli eventi futuri con diversi livelli di probabilità di occorrenza. A ciò fa seguito l'individuazione delle azioni che eventualmente la fase prognostica abbia mostrato necessarie – in base alle risultanze della fase diagnostica ed agli scenari immaginati nel futuro – ai fini della conservazione dello stato, della prevenzione di eventuali patologie o del miglioramento delle prestazioni attese dal sistema (fase progettuale/terapeutica). Segue l'eventuale fase esecutiva ed infine la verifica del raggiungimento degli obiettivi e l'eventuale adeguamento delle installazioni diagnostiche al nuovo stato del sistema.

Appare chiaramente dal contesto appena delineato come l'attività diagnostica vada a far parte essenziale di un vitale anello di *feedback* nella regolazione del sistema. Per comodità di esposizione conviene infatti immaginare le fasi sopra accennate inquadrando come altrettante componenti nello schema di un ciclo cognitivo-programmatico-attuativo mirante al controllo ottimale dell'evoluzione del sistema. In questo ciclo l'attività diagnostica alimenta il cosiddetto "*feedback* cognitivo" attraverso il quale la conoscenza predittiva del futuro influisce sul presente. Il *feedback* in questione dovrebbe stabilizzare il controllo del sistema impedendo che esso evolva verso situazioni non accettabili e/o ottimizzando l'efficienza, affidabilità e sicurezza (in senso lato) dei servizi attesi dal sistema.

Per conseguire gli obiettivi sopra tratteggiati la pianificazione e l'esecuzione dell'attività diagnostica non possono essere affidate soltanto all'intuito e all'esperienza dei tecnici o all'analogia con realizzazioni precedenti, ma deve essere concepita e sviluppata secondo criteri obiettivi, tenendo presenti in primo luogo alcuni requisiti essenziali delle installazioni ed elaborazioni diagnostiche.

Per proseguire nell'utile schema analogico che istituisce un parallelo con gli "anelli di regolazione", si può fare riferimento ai requisiti ben noti dalla teoria della regolazione dei sistemi dinamici[2]; tra questi requisiti vale la pena di citare, senza scendere nei dettagli specialistici:

- identificazione di tutte le grandezze significative (variabili di stato) da sottoporre a misura, nonché della precisione e della frequenza di misura necessarie per ognuna di esse in relazione alle finalità da conseguire;
- completezza ed efficienza del sistema di monitoraggio delle variabili di stato;
- prontezza delle misure effettuate dalle installazioni di monitoraggio;
- sensibilità delle rilevazioni alle derivate temporali prima e, qualora possibile, seconda delle variabili di stato;
- identificazione delle elaborazioni da effettuare sulle misure delle grandezze significative (variabili di stato) da sottoporre a misura e predisposizione di uno o più canali sicuri di trasmissione sia delle misure che delle loro elaborazioni alle organizzazioni che devono prenderle in carico come input per le fasi successive;
- tempestività ed efficienza delle elaborazioni, in linea e fuori linea, da effettuare sulle rilevazioni;
- immediatezza della trasmissione degli output delle installazioni di monitoraggio;

e, infine, *last but not least*:

- rispetto dei vincoli di natura economica (ottimizzazione del progetto di diagnostica tenendo conto dei costi diretti e dei costi potenziali evitabili grazie all'esercizio delle installazioni di controllo).

Le attività diagnostiche possono in realtà essere – a seconda delle necessità – di due tipi profondamente distinti: continue e sistematiche nel tempo (tramite il monitoraggio continuo delle variabili di stato) oppure saltuarie (tramite la realizzazione di campagne temporanee mirate ad acquisire accertamenti

specifici giudicati di volta in volta necessari, e non acquisibili con il necessario dettaglio dagli output del sistema di monitoraggio continuo).

Mentre le attività diagnostiche del primo tipo necessitano di installazioni fisse e fanno capo ad organizzazioni di analisi ed interpretazione permanenti nel tempo, le attività del secondo tipo di solito richiedono non solo l'intervento di competenze specialistiche di alto livello (e non esclusivamente ingegneristiche), ma altresì - in appoggio ed in aggiunta alle capacità auscultative delle installazioni fisse di monitoraggio - la messa in opera di mezzi ed attrezzature speciali che, una volta terminata la campagna mirata, vengono rimossi e messi a disposizione per altri impieghi (infatti una loro ipotetica messa a dimora permanente in ogni opera da controllare implicherebbe una inaccettabile moltiplicazione del loro numero - e quindi dei costi immobilizzati - a fronte di un utilizzo assai parziale durante la permanenza in servizio dell'opera).

Infine, nel caso di opere destinate ad interagire intensamente con l'ambiente - come è senz'altro il caso delle dighe - l'attività auscultativa/diagnostica non può limitarsi al manufatto artificiale, ma deve necessariamente estendersi all'ambiente circostante; ambiente da intendersi nel senso più ampio, ossia ambiente fisico, biologico, socio-economico, culturale.

Dal punto di vista matematico-numerico molte delle finalità diagnostiche mirano all'identificazione di grandezze o proprietà del manufatto che non sono suscettibili di misura diretta. I mezzi di elaborazione che si devono mettere in campo a tale scopo si possono ricondurre alle numerose tecniche di risoluzione dei "problemi inversi", cioè, detto in maniera sintetica, alle tecniche di stima delle "cause" a partire dalla conoscenza degli "effetti" osservati per mezzo delle installazioni di monitoraggio. E' intuitivo che per rendere possibile tale operazione (tipicamente inferenziale) occorra qualche altro ingrediente, consistente nella generalità dei casi in un modello quantitativo dei vari anelli del legame causale che le nostre conoscenze ci fanno presumere esista tra le cause e gli effetti osservabili. Tale modello va costruito partendo dalle leggi di base della meccanica dei continui, e già a tale livello deve compiersi una prima scelta tra vari modelli alternativi (ad es. nel caso delle dighe in calcestruzzo tra vari modelli reologici del materiale: elasticità lineare, elasto-plasticità, ecc.) o delle influenze e processi evolutivi in atto (ad es.: modelli della reazione alcali-aggregato, ecc.), a seconda delle circostanze note o presumibili.

Per affrontare e risolvere tali problemi appartenenti alla vasta categoria dei "problemi inversi" sono disponibili svariate tecniche di identificazione più o meno complesse, a partire dalla semplice, e classica, formulazione ai "minimi quadrati", che saranno estesamente descritte nei successivi capitoli. Da notare che a rigore gli effetti osservati, che costituiscono la base quantitativa delle elaborazioni di identificazione, spesso entrano nel modello concettuale di riferimento non già come semplici funzioni delle variabili incognite, bensì come funzionali delle distribuzioni spaziali e/o temporali delle variabili di stato. Esempio tipico è quello del problema della determinazione di un modulo elastico medio del materiale, e del suo coefficiente medio di dilatazione termica, a partire dalle misure locali di spostamento di una diga in calcestruzzo: queste ultime sono effetti integrali della distribuzione spaziale del modulo in questione e della distribuzione spazio-temporale dei carichi esterni e delle temperature (con effetti di "memoria" di tutta la *time-history* del passato).

In questo contesto logico-matematico sarebbe auspicabile porsi il problema dell'ottimizzazione del progetto delle misure di controllo (nonché del modello di riferimento e delle tecniche di identificazione da impiegare) in relazione al conseguimento della massima efficienza - al minimo costo - nel ricavare stime attendibili delle variabili incognite; e ciò, se possibile, anche in presenza di insufficiente dettaglio delle misure. Per illustrare questo aspetto proseguendo nell'esempio citato, si è ad esempio mostrato [3] come sia possibile ridurre drasticamente il numero dei termometri di controllo delle temperature del calcestruzzo pur compensando automaticamente certi tipi di scostamento nella distribuzione effettiva delle temperature rispetto alle assunzioni del modello; in altre parole, si può mostrare che esistono distribuzioni ottimali dei termometri in questione ai fini della stabilità ed attendibilità dei valori stimati delle variabili incognite. Analogamente, si può dimostrare che nell'esecuzione di una campagna vibrazionale condotta con eccitatori elettrodinamici i cui effetti vengono misurati mediante sismometri o accelerometri, è possibile definire un posizionamento ottimale dei sensori di misura ottenendo riduzioni significative dei costi di prova [4].

Scelta del modello e progettazione delle installazioni di monitoraggio appaiono in tale contesto procedere da opzioni aventi un certo grado di interdipendenza, e si evidenzia pertanto l'opportunità di avere presente, almeno in maniera implicita, una sorta di "meta-modello" dell'intera catena degli anelli

concettuali, modellistici, progettuali/realizzativi, elaborativi ed interpretativi delle attività diagnostiche. In base a tale meta-modello è possibile che si evidenzino in maniera più limpida le conseguenze e le interconnessioni delle scelte che ad ogni passo dell'iter applicativo si pongono tra le varie opzioni, nonché suggerimenti circa i criteri e i requisiti più opportuni da seguire nel progettare e realizzare le installazioni di monitoraggio e lo schema temporale di acquisizione, elaborazione ed interpretazione delle misure.

### **Riferimenti bibliografici**

- [1] ICOLD, Bollettino n.99, *Dam Failures – Statistical Analysis*, 1995
- [2] H. S. Tsien, *Engineering Cybernetics*, Mc Graw Hill, New York 1954
- [3] M. Fanelli e G. Giuseppetti, *Overview of criteria and methods for numerical analysis of thermal effects in concrete dams*, Rel. Enel-CRIS n.3384, 1986
- [4] L. Bolognini, *HISTRIDE Progetto ESPRIT n.28249*, Rel. Enel-CRIS n.5570, 1998



### **3 METODI E TECNICHE DI INDAGINE IMPIEGATE NEL PROCESSO DIAGNOSTICO (ISPEZIONI VISIVE, MONITORAGGIO STATICO, DINAMICO E SISMICO, INDAGINI SPERIMENTALI IN SITO E IN LABORATORIO)**

Come già riportato nell'introduzione, il processo diagnostico prevede preliminarmente la raccolta di uno spettro di informazioni indispensabili ad alimentare i metodi di analisi per l'identificazione strutturale. Nel presente capitolo sono sinteticamente descritte le principali e più collaudate metodologie e tecniche di indagine impiegate nella diagnostica delle dighe che forniscono indicazioni relative alle caratteristiche "locali" del componente indagato e informazioni di tipo "globale", ovvero relative al comportamento del sistema nel suo insieme o a parti estese di esso:

- ispezioni visive;
- indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali costituenti il sistema diga-fondazione-invaso;
- monitoraggio statico;
- monitoraggio dinamico e sismico.

#### **3.1 Ispezioni visive**

Le ispezioni visive costituiscono una delle modalità basilari per individuare le possibili manifestazioni di degrado o dissesto di una struttura, purché l'indagine venga svolta da un team esperto nel quale siano presenti le necessarie competenze disciplinari: civile, meccanica e geologica, in primis. Inoltre, i membri del team dovrebbero avere particolare esperienza nella progettazione, costruzione ed esercizio delle dighe. Per questa ragione è fondamentale una oculata selezione del personale dedicato a questo delicatissimo compito. Il team chiamato a effettuare le ispezioni deve individuare ogni possibile segno di degrado o dissesto esaminando in particolare:

- segni di cedimenti e disallineamenti;
- movimenti strutturali a livello dei giunti costruttivi;
- segni di fessurazione nelle opere murarie e nelle strutture accessorie;
- movimenti dei pendii che afferiscono al bacino e alle opere;
- variazioni anomale nelle misure piezometriche e nelle perdite;
- presenza di particelle erose e di torbidità nell'acqua dei drenaggi;
- problemi di corrosione e perdite nelle componenti meccaniche e nei condotti;
- esame del bacino e delle zone limitrofe per individuare aree potenzialmente instabili, eventuali movimenti di versante, filtrazioni anomale.

Per facilitare il lavoro del team è opportuna la predisposizione di una *check-list* degli aspetti da esaminare. Le informazioni raccolte nel corso dell'ispezione devono essere ordinate e archiviate per dare evidenza di quanto riscontrato in campo anche in vista delle future ispezioni [1].

#### **3.2 Indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali costituenti il sistema diga-fondazione-invaso**

##### **3.2.1 Indagini diagnostiche sperimentali di laboratorio sul conglomerato cementizio delle dighe**

Qualora i processi di degrado in atto su una diga in conglomerato cementizio comportino stati fessurativi, rigonfiamenti o distacchi, formazione di efflorescenze, incrostazioni e depositi superficiali o alterazioni delle proprietà fisico-meccaniche dei materiali, con possibili conseguenze sulle condizioni di esercizio o di sicurezza dell'opera, devono essere effettuate delle opportune indagini diagnostiche sui materiali costituenti la diga stessa. In particolare tali indagini devono essere finalizzate alla caratterizzazione e valutazione della qualità del materiale, alla valutazione dei fenomeni d'invecchiamento o di degrado in atto e a fornire tutti gli elementi utili per la previsione del comportamento futuro della diga. Tali informazioni sono indispensabili per le successive verifiche di sicurezza dell'opera e, eventualmente, per la predisposizione di un progetto finalizzato al suo risanamento.

Una completa indagine diagnostica dovrebbe comprendere i seguenti aspetti:

- Raccolta ed esame delle notizie storiche

Devono essere esaminati i dati di progetto (comprensivi delle informazioni sui materiali usati e sui dettagli costruttivi), gli eventuali lavori di manutenzione condotti dal momento della costruzione, le notizie riguardanti le precedenti ispezioni e il periodo in cui sono apparsi i primi sintomi di degrado ed infine le eventuali notizie di altre dighe in condizioni simili.

- Ispezione puntuale della struttura degradata

L'ispezione deve riguardare sia il corpo diga che le opere accessorie. Particolare attenzione va posta al rilievo dello stato fessurativo, al rilievo di eventuali fuori piombo o disallineamenti, alla presenza di macchie di umidità, efflorescenze, prodotti di neoformazione. In alcuni casi può essere necessario verificare l'andamento delle fessure all'interno del corpo murario, ad esempio per investigare la condizione di fessure passanti o meno; per questo si può ricorrere a carotaggi, eventualmente integrati da indagini aggiuntive.

- Prove in sito

Generalmente si tratta di prove per la valutazione del comportamento dinamico della diga, con il rilievo della sua risposta a eccitazioni esterne, oppure a prove riconducibili a indagini di tipo geo-meccanico finalizzate alla definizione delle caratteristiche morfologiche degli ammassi murari (stratigrafie o endoscopie) o di prove di tipo meccanico (valutazione dello stato di sollecitazione e di deformabilità) o di tipo fisico (prove soniche, prove di permeabilità). Rispetto alle prove in laboratorio le prove in sito offrono il vantaggio di essere più significative, senza il disturbo sul campione (dovuti al campionamento) e con ridotti problemi di rappresentatività del campione stesso.

- Campionamento e prove in laboratorio

Le prove di laboratorio vengono di solito eseguite su carote provenienti dal corpo diga. Per questo è importante che le loro dimensioni siano tali da poter garantire la rappresentatività del corpo murario. La dimensione più piccola dei campioni deve essere scelta in relazione a quella degli elementi che fanno parte del corpo murario (pietre per le murature o aggregati per il calcestruzzo). Nel caso di campioni di dimensioni ridotte, i valori delle determinazioni di laboratorio (massa volumica, resistenze meccaniche, modulo elastico, permeabilità, caratteristiche termiche ecc.) devono essere valutati con particolare attenzione, ben consci dei forti limiti di significatività dei campioni stessi. Le indagini per la valutazione della presenza di eventuali fenomeni chimici di degrado (analisi petrografiche su sezioni sottili, analisi chimiche, analisi allo stereo-microscopio o microscopio elettronico, per diffrazione ai raggi X ecc.) possono essere limitate a provini di piccole dimensioni, essendo il degrado generalmente associato al legante cementizio del corpo murario.

- Analisi congiunta delle informazioni disponibili e dei risultati delle indagini

La diagnosi finale può essere condotta attraverso un esame comparativo dei risultati di laboratorio e delle osservazioni in sito, considerando naturalmente anche gli esiti delle indagini ambientali (analisi chimiche delle acque d'invaso, delle perdite, di eventuali materiali d'interrimento, dei prodotti di neoformazione riscontrati nell'ammasso murario e di qualsiasi altro elemento anomalo che sia stato riscontrato durante l'indagine). Un confronto interessante è sempre quello condotto tra una zona della diga con evidenti fenomeni di degrado e una zona che si presenta in condizioni normali.

- Eventuale previsione del comportamento futuro del materiale

Per quanto riguarda l'evoluzione del degrado del materiale della diga occorre tenere presenti sia le informazioni acquisite sul materiale stesso (prodotti costituenti, tipo di confezionamento e posa in opera, risultati delle prove di caratterizzazione in laboratorio e delle misure in sito), che le informazioni sull'ambiente (grado di umidità, presenza di elementi chimici aggressivi, susseguirsi di particolari condizioni climatiche o di invaso) ed infine le informazioni derivate da misure di comportamento dell'opera.

### 3.2.1.1 Caratterizzazione fisico-meccanica del conglomerato cementizio

In questo paragrafo sono sinteticamente esaminate le indagini diagnostiche sperimentali di laboratorio da condurre sul conglomerato cementizio, sia per la caratterizzazione fisico-meccanica del materiale che per l'identificazione dei processi di alterazione in atto. Per approfondimenti si rimanda a [2]. Le prove in sito sono invece oggetto di trattazione nel §3.2.2.

- Massa volumica

La massa volumica apparente, intesa come il rapporto tra la massa complessiva del campione ed il suo volume, dovrebbe preferibilmente essere determinata su almeno 10 carote con un diametro di almeno 3 volte la dimensione massima dell'aggregato (in casi particolari possono essere accettati rapporti compresi tra 2 e 3). La lunghezza totale delle carote da esaminare dovrebbe essere di circa 20 volte il diametro. Inoltre, soprattutto se le carote si presentano sotto forma di spezzoni irregolari, una valutazione accurata del volume dell'intero campione di prova dovrebbe essere condotta mediante spostamento d'acqua (UNI EN 12390-7).

- Resistenza a compressione

La resistenza a compressione di un conglomerato cementizio, valutata attraverso le carote estratte dalla diga (resistenza a compressione in situ), è generalmente inferiore a quella valutata attraverso campioni di conglomerato cementizio gettati, maturati e provati secondo le classiche normative per il controllo di qualità del calcestruzzo in fase di produzione (resistenza a compressione standard). Ciò è dovuto a una serie di fattori quali il grado di compattazione e di maturazione in situ e la localizzazione del prelievo. In un getto di calcestruzzo verticale la resistenza diminuisce verso l'alto e può essere anche notevolmente inferiore rispetto alla parte centrale del getto. Inoltre, sui valori di resistenza valutati attraverso le carote possono influire anche l'effetto del tormento provocato nel materiale, a seguito dell'azione meccanica del carotaggio, e la direzione di estrazione delle carote stesse. Valori critici di resistenza a compressione corrispondono generalmente a quelli delle carote estratte nella direzione delle forze di compressione principali. Anche la forma e la dimensione delle carote gioca un ruolo, nel senso che la resistenza tende a diminuire al crescere della snellezza dei campioni (rapporto altezza/diametro) e, a parità di snellezza, in corrispondenza di carote di maggiori dimensioni.

La valutazione della resistenza dovrebbe essere preferibilmente di tipo statistico e la conformità a un certo valore di resistenza caratteristica  $R_{cks}$  dovrebbe essere determinata, sulla base dei risultati di almeno 15 carote. La resistenza caratteristica a compressione in situ ( $R_{cks}$ ) è definita come il valore al di sotto del quale ci si attende di trovare, con un certo livello di confidenza, il 5 % della popolazione di tutte le resistenze delle carote provenienti da un dato volume di conglomerato cementizio, assunto di un'unica qualità generale. La valutazione della resistenza caratteristica in situ va eseguita su carote con altezza ( $h$ ) pari al diametro ( $d$ ) che forniscono risultati comparabili a quelli ottenibili su un cubo (resistenza cubica). Le modalità di prova sono quelle indicate dalla norma UNI EN 12390-3. Nel caso di carote con snellezza (rapporto  $h/d$ ) diversa da 1, occorre utilizzare opportuni fattori di conversione fra le resistenze a compressione misurate su cilindri di pari diametro ma di diversa snellezza.

Quando è possibile definire una correlazione tra la resistenza a compressione in situ ottenuta su carote ed il risultato di metodi indiretti di valutazione della resistenza, come ad esempio i metodi sonici, allora si può procedere all'utilizzo anche di questi metodi. Essi hanno il vantaggio di estendere, ad esempio attraverso le mappe tomografiche, la valutazione della resistenza a volumi decisamente maggiori di conglomerato cementizio della diga.

- Resistenza a trazione

La resistenza a trazione di un conglomerato cementizio, valutata attraverso le carote estratte dalla diga (resistenza a trazione in situ), è generalmente inferiore a quella determinata attraverso campioni di conglomerato gettati, maturati e provati secondo le classiche normative per il controllo di qualità del calcestruzzo in fase di produzione (resistenza a trazione standard). Inoltre i risultati della prova di trazione sono in genere caratterizzati da una maggiore dispersione, soprattutto per il fatto che elevati stati di sforzo iniziali (ad esempio di origine termica) possono aver già influenzato la potenziale resistenza a trazione del calcestruzzo, ancor prima dell'applicazione di carichi esterni. Infine piccole imperfezioni del materiale influenzano la resistenza a trazione molto più di quanto non facciano per resistenza a compressione.

In laboratorio la prova può essere condotta per trazione diretta o per trazione indiretta (*splitting*). La scelta del tipo di prova va correlata al tipo di legame costitutivo a trazione del calcestruzzo che si intende utilizzare nel modello numerico di analisi strutturale della diga. In particolare, nel caso di un'analisi tensionale elastico-lineare è sufficiente conoscere la resistenza a trazione come parametro di riferimento degli sforzi calcolati dall'analisi. Tale parametro può essere ricavato con la semplice prova a trazione indiretta o brasiliana (UNI EN 12390-6). Viceversa, nel caso di un'analisi non lineare, è necessario condurre una prova di trazione in grado di rilevare anche il comportamento post-rottura

(softening) del calcestruzzo. A tale scopo si può ricorrere alla prova di trazione diretta o a quella di trazione indiretta su carote con un preintaglio (*wedge splitting test*), entrambe opportunamente strumentate. Queste ultime prove non sono per ora normalizzate e, data la loro complessità, devono essere eseguite da laboratori con elevata specializzazione e competenza. Come per le altre prove di caratterizzazione fisico-meccanica, anche per la resistenza a trazione sarebbe preferibile operare su carote con un rapporto tra il diametro della carota e la dimensione massima dell'aggregato di circa 3, anche se possono essere accettati rapporti inferiori, comunque compresi tra 2 e 3.

Qualora si possa prescindere da una valutazione della resistenza a trazione in termini caratteristici, sarebbe opportuno che il numero dei campioni di prova non sia comunque inferiore a circa 10-12, in considerazione della maggior dispersione di risultati che insite in genere con dette prove. Qualora le prove siano rivolte a riscontri qualitativi, o solo a confermare dati acquisiti negli anni precedenti, allora il numero dei campioni di prova potrà essere anche inferiore.

Se si rendesse necessario l'esecuzione di prove strumentate di trazione diretta o del tipo *wedge splitting test*, data la loro complessità, si può pensare di limitare il loro numero indicativamente a 3-4 (in modo da acquisire le informazioni sul comportamento di post-rottura), integrando poi la sperimentazione con le più semplici prove di trazione indiretta o brasiliana.

- Modulo Elastico Statico e Coefficiente di Poisson

Il modello costitutivo più semplice e generalmente utilizzato per il calcestruzzo è quello dell'elasticità lineare di un materiale omogeneo e isotropo, in cui il comportamento deformativo è definito attraverso due parametri: il modulo elastico (E) ed il coefficiente di Poisson ( $\nu$ ).

In realtà, il comportamento sforzo-deformazione del calcestruzzo è di tipo non lineare e l'assunzione della condizione di elasticità lineare è limitata a livelli di carico al di sotto di circa 1/3 del carico di rottura. Al di sopra, invece, le proprietà elastiche variano al variare del livello di sforzo applicato.

Inoltre, a causa della non linearità del comportamento, sono possibili diverse definizioni di modulo elastico: modulo elastico tangente e modulo elastico secante. Normalmente per modulo elastico statico s'intende il modulo elastico secante, che idealizza la curva sforzo-deformazione del materiale dall'origine sino al livello di carico considerato. Al modulo elastico secante fanno, infatti, di solito riferimento le normative per la determinazione sperimentale di tale valore, come ad esempio la norma UNI 6556. Esistono anche numerose correlazioni tra il modulo elastico statico e la resistenza a compressione.

Il modulo elastico tangente è di minore importanza pratica, poiché si riferisce a stati di sforzo e deformazioni molto piccole. Esso può essere preso in considerazione per carichi rapidi, di tipo dinamico, per i quali il modulo elastico è considerato più elevato. In tal caso si utilizza solitamente il termine di modulo elastico dinamico. Esso può essere valutato anche attraverso metodi ultrasonici, basati cioè sull'acquisizione di misure di velocità di propagazione nel calcestruzzo di onde ultrasoniche.

Infine, poiché le dighe sono progettate per stati di sforzo di compressione, il modulo elastico è tipicamente determinato per stati di sforzo di compressione (E = modulo elastico statico o dinamico in compressione). I valori per trazione o flessione sono generalmente assunti uguali a quelli ottenuti dalle prove in compressione.

- Permeabilità all'acqua

La permeabilità all'acqua può essere determinata sottoponendo il campione di prova, delle stesse caratteristiche geometriche di quello sottoposto alla prova di compressione, ad una pressione verticale di filtrazione, con una pressione laterale di contenimento. In tal caso, a ciascun livello di pressione verticale prefissato (ad esempio 4, 8, 12 e 14 atm), viene misurato il flusso stabilizzato di acqua passante attraverso il provino e viene calcolato il coefficiente di Darcy K (m/s). In caso di assenza di flusso d'acqua si misura la penetrazione (in cm) del fronte d'acqua all'interno del campione.

Comunque appare sempre opportuno che le prove di permeabilità su provini siano integrate da prove di flusso eseguite direttamente sull'opera di sbarramento, che risultano in genere più indicative interessando un volume più significativo e rappresentativo di muratura.

- Proprietà termiche

La temperatura gioca un ruolo importante nel comportamento delle dighe in conglomerato cementizio. Infatti, la temperatura è in grado di indurre nel corpo diga stati di sforzo che, nel caso di opere snelle,

possono essere comparabili con gli stati di sforzo indotti da altri carichi esterni. La valutazione di questa tipologia di sforzo richiede l'analisi di due distinti fenomeni:

- l'idratazione del cemento che causa un aumento della temperatura durante la fase di indurimento del calcestruzzo;
- le variazioni termiche stagionali del calcestruzzo nelle normali condizioni di esercizio della diga.

Una corretta analisi della distribuzione della temperatura nel corpo diga e nell'arco del tempo, presuppone perciò la conoscenza del calore d'idratazione del calcestruzzo nella sua fase d'indurimento, della conducibilità e diffusività termica del calcestruzzo indurito, così come del coefficiente di espansione termica lineare. Si tratta di parametri che evolvono nel tempo e dipendono sia dalla temperatura sia dal contenuto di umidità del calcestruzzo.

Pur non essendoci dei metodi standardizzati, per la determinazione del calore d'idratazione del calcestruzzo, di solito si ricorre ai calorimetri adiabatici o semiadiabatici, attraverso i quali è possibile misurare direttamente la temperatura all'interno anche di un grande campione di calcestruzzo in fase di idratazione. Per la misura della conducibilità e diffusività termica si può ricorrere, invece, al metodo della sorgente lineare di calore e/o al metodo delle due sonde lineari, noto con l'acronimo inglese TLPP (*Two Linear Parallel Probe method*). Si tratta di metodi che possono essere facilmente utilizzati anche in sito. Infine, per la misura del coefficiente di dilatazione termico lineare sono stati sviluppati speciali dilatometri, adatti anche a campioni di grandi dimensioni, in cui dei trasduttori di posizione rilevano le variazioni di altezza del campione al variare della sua temperatura.

### 3.2.1.2 Problemi di caratterizzazione fisico-meccanica del calcestruzzo

La determinazione delle principali caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali può scaturire dalla esigenza di quantificare gli effetti degli eventuali processi di degrado del materiale nel tempo, e conseguentemente la loro possibile influenza sulle condizioni di sicurezza dell'opera, nonché da carenze o perplessità in merito alla documentazione disponibile.

Le caratteristiche da rilevare e la loro modalità di determinazione devono derivare da una documentata correlazione con le esigenze che le hanno motivate e da una assicurata rappresentatività delle parti dell'opera investigate. Quanto maggiori saranno le incertezze derivanti dalla rappresentatività dei campioni tanto più significative dovranno essere le cautele d'assumere e le parti dell'opera da indagare.

In relazione alla rappresentatività delle zone indagate, occorre soprattutto ricordare che le proprietà dei conglomerati cementizi presenti nelle dighe possono variare da punto a punto e la variabilità può essere, oltre che di tipo casuale od intrinseca (legata al controllo di qualità nella confezione degli impasti), anche sistematica, in conseguenza delle diverse condizioni costruttive e di esercizio. Nella maggior parte dei casi la disomogeneità sistematica dovuta alle diverse condizioni di costruzione è da attribuire alla segregazione durante la messa in opera ed ai diversi gradi di compattazione applicati, mentre quella derivante dall'esercizio può essere dovuta al diverso grado di deterioramento delle varie parti dell'opera. Per questi motivi possono trovarsi, all'interno dello stesso ammasso murario, conglomerati cementizi con caratteristiche e quindi con prestazioni anche assai diverse tra di loro. In fase preliminare alla determinazione delle prestazioni fisico-meccaniche, occorre, dunque, valutare la presenza all'interno del corpo diga di eventuali situazioni di forte disomogeneità sistematica. Ciò può essere fatto o attraverso indagini stratigrafiche di dettaglio sul materiale prelevato con perforazioni oppure attraverso indagini di tipo sonico (carotaggio sonico, "cross-hole", tomografia sonica). Nel caso di diverse zone, ognuna con caratteristiche omogenee e diverse dalle altre, la caratterizzazione fisico-meccanica va eseguita con riferimento a ciascuna di esse.

In relazione alla rappresentatività dei campioni di prova, è necessario che la loro provenienza e numero siano tali da poter riprodurre il valore medio o caratteristico delle grandezze fisico-meccaniche su zone omogenee dell'ammasso murario. Il diametro della carota deve essere commisurato alla dimensione massima dell'aggregato presente nel conglomerato cementizio. Rapporti tra il diametro della carota ed il diametro massimo dell'aggregato maggiori o uguali a tre sono ideali. Per rapporti inferiori si ha un generale aumento della dispersione dei risultati ed è pertanto necessario, per ottenere la medesima precisione, aumentare la numerosità dei campioni sottoposti a prova.

Infine, occorre sempre tenere in conto le condizioni di umidità della diga. Pertanto le carote su cui vengono condotte le prove sperimentali dovrebbero presentarsi nelle stesse condizioni di umidità presenti all'interno della massa muraria e, quindi, in condizioni generalmente sature.

Nel paragrafo precedente sono stati riportati alcuni criteri codificati per la determinazione delle principali caratteristiche fisico-meccaniche dei calcestruzzi. Nulla vieta, però, di eseguire la determinazione di detti parametri mediante criteri tanto più cautelativi quanto minore è stato il relativo livello investigativo, giungendo anche all'adozione dei parametri sulla base di fondate correlazioni tra le diverse caratteristiche fisico-meccaniche del materiale o dei suoi elementi costitutivi.

### 3.2.1.3 Diagnosi dei processi di degrado

Il degrado osservato sul corpo murario delle dighe può essere attribuito ad una serie di fattori, spesso tra loro concomitanti, tra cui i più importanti sono la non idoneità dei materiali impiegati e la loro alterazione dovuta all'aggressività delle condizioni ambientali esterne. Ad essi è però strettamente legata anche la modalità esecutiva in uso all'epoca della costruzione della diga che dipende a sua volta dall'organizzazione del cantiere e dal sistema di posa in opera del materiale.

Quasi tutti i fenomeni chimico-fisici che intervengono tra i materiali costituenti il corpo diga e l'ambiente esterno sono legati sostanzialmente alla capacità che l'acqua (e gli elementi chimici in essa disciolta) hanno di penetrare all'interno della massa muraria. La velocità e l'entità dell'alterazione dipendono, oltre che dal tipo di agente aggressivo, da numerosi altri fattori quali la presenza di stati fessurativi, la struttura dei pori del materiale, il meccanismo di trasporto ecc. A questi fattori è strettamente legata la permeabilità, che rappresenta il parametro ingegneristico più importante per valutare lo stato di degrado.

I processi di degrado dei conglomerati cementizi della massa muraria (calcestruzzo o malte) possono essere essenzialmente distinti in degrado d'origine chimica, fisica, o meccanica a seconda che i fenomeni in atto siano di natura prevalentemente chimica (attacco di acque aggressive, reazione alcali-aggregato ecc.), fisica (attacco del gelo, cicli termici, ritiro, erosione ecc.) o meccanica (azioni permanenti o ripetute, *creep* ecc.). Tali processi possono interessare anche i rivestimenti dei paramenti ed il sistema di tenuta dei giunti strutturali. Condizioni di degrado possono anche essere legate al cattivo funzionamento dei sistemi di drenaggio.

Nel rimandare alla relativa letteratura scientifica [3], [4] per gli eventuali approfondimenti sui principali fenomeni di degrado che possono coinvolgere le dighe, nel seguito sono riportate indicazioni sulle indagini diagnostiche da condurre nei casi più frequenti di degrado quali quelli connessi alla reazione alcali-aggregato, all'attacco da acque aggressive o dilavanti e al fenomeno del gelo e disgelo.

#### ▪ Reazione alcali-aggregato

La reazione alcali-aggregato nel calcestruzzo si sviluppa quando gli aggregati contenenti fasi reattive agli alcali, quali forme di silice amorfa (ad esempio opale), microcristallina o criptocristallina e/o minerali e rocce silicatiche (aggregati silicei/silicatici), vengono utilizzati nella confezione di conglomerati cementizi caratterizzati da una soluzione dei pori altamente alcalina ed esposti in un ambiente ad alto tenore di umidità. Independentemente dal fatto che gli aggregati coinvolti siano silicei o silicatici, si parla di reazione alcali-silice, dal momento che il componente reattivo è sempre la silice termodinamicamente instabile.

Il prodotto della reazione è un gelo silicatico alcalino che, assorbendo l'acqua, espande all'interno del calcestruzzo, causando l'insorgere di sforzi di trazione e innescando, di conseguenza, stati fessurativi, con possibili distacchi di materiale. Tuttavia anche lo stato di sforzo pre-esistente nella struttura assume un ruolo importante nel determinare gli effetti espansivi della reazione. In condizioni di espansione contrastata, infatti, il comportamento espansivo del calcestruzzo è fortemente dipendente dalla sollecitazione meccanica applicata, a sua volta legata a vari fattori quali le condizioni di vincolo e di carico della struttura

Nel caso delle dighe il rigonfiamento da reazione alcali-silice è in grado di provocare, oltre a stati fessurativi più o meno estesi, anomale derive degli spostamenti del coronamento, disallineamenti e problemi di movimentazione agli organi di manovra degli scarichi.

Diversi sono i motivi per cui le dighe sono particolarmente interessate a questi fenomeni. Innanzitutto, l'acqua gioca un ruolo fondamentale nella reazione alcali-aggregato, innescando i fenomeni espansivi. In secondo luogo, all'epoca della costruzione, le conoscenze su questo fenomeno non esistevano, o erano scarse, e di conseguenza gli aggregati del calcestruzzo non venivano valutati preventivamente da questo punto di vista. Infine, poiché l'età media delle dighe è elevata (oltre 50 anni) e i volumi di calcestruzzo in gioco sono di notevole entità, anche i fenomeni lenti nel tempo e di modesta entità hanno la possibilità di manifestarsi con effetti ingegneristicamente importanti.

L'indagine diagnostica deve innanzitutto basarsi, per quanto possibile, sull'evidenza delle tre condizioni fondamentali per lo sviluppo della reazione alcalina:

*Presenza di un aggregato reattivo*

Per questa valutazione si rende indispensabile il ricorso all'esame petrografico del calcestruzzo su sezione sottile, attraverso il quale è possibile individuare i tipi di minerali e di rocce presenti nell'aggregato del calcestruzzo. Questo studio è particolarmente importante perché consente di valutare anche la presenza di micro-fessure o di prodotti gelatinosi nei granuli di aggregato e nella pasta cementizia. L'aggregato può essere anche enucleato dal calcestruzzo e sottoposto direttamente alla valutazione di reattività, attraverso prove espansione su provini di malta o calcestruzzo posti in ambiente saturo, alle temperature di 80, 60 o 38°C. In generale, per uno specifico aggregato, esiste un contenuto di alcali del calcestruzzo, definito come Livello di Soglia degli Alcali, LSA, espresso in  $\text{kg Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$ , al di sotto del quale non si manifesta alcuna espansione deleteria nel calcestruzzo. Tale valore è funzione del tipo di aggregato e fornisce un'appropriata valutazione quantitativa del livello di reattività agli alcali dell'aggregato stesso.

*Elevato contenuto di alcali nel calcestruzzo.*

Il livello di alcali disponibili nel calcestruzzo ( $L_{\text{ac}}$ ), espresso in termini di  $\text{kg}/\text{m}^3$  di  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ , può essere determinato nel caso si conosca la composizione del calcestruzzo e i contenuti di alcali dei materiali componenti. Gli alcali del cemento Portland sono assunti come interamente disponibili nella soluzione dei pori del calcestruzzo e pertanto, il valore di  $L_{\text{ac}}$ , è ottenibile dalla seguente relazione:

$$L_{\text{ac}} = A \cdot C + S$$

dove:

- $L_{\text{ac}}$  = livello di alcali disponibili nella soluzione dei pori del calcestruzzo ( $\text{kg}/\text{m}^3 \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ )
- A = contenuto di alcali del cemento ( $\% \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ )
- C = dosaggio del cemento Portland del calcestruzzo ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
- S = fonte supplementare di alcali ( $\text{kg}/\text{m}^3 \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq.v.}}$ ) di origine interna (dagli aggregati, dagli additivi, dall'acqua di impasto ecc.) o esterna (dall'ambiente).

La reazione alcali-silice è in grado di provocare espansioni dannose se tale livello di alcali ( $L_{\text{ac}}$ ) è uguale o superiore al valore di LSA dell'aggregato.

*Presenza di umidità.*

E' stato appurato che per condizioni di umidità relative al di sotto dell'80% è altamente improbabile che la reazione abbia luogo. Nel caso delle dighe tale valore è generalmente superato, anche nella parte massiva del corpo diga, lontano dalla zona direttamente a contatto con l'acqua di invaso.

Il più ragionevole sintomo che può far diagnosticare la reazione alcali-aggregati silicei in un conglomerato cementizio espansivo è il ritrovamento, in corrispondenza di stati fessurativi, di un gel amorfo di natura silicea e ricco in alcali. Tuttavia qualsiasi gel affiorante alla superficie può facilmente carbonatarsi ed essiccarsi e può essere, dunque, difficile distinguerlo visivamente dai più comuni depositi di carbonato di calcio. Per questo motivo i prodotti di reazione devono essere identificati attraverso opportune analisi, principalmente attraverso l'esame con il microscopio elettronico a scansione (SEM) con microsonda, grazie al quale è possibile ottenere anche una micro-analisi semiquantitativa del prodotto.

Infine le caratteristiche espansive del conglomerato cementizio affetto da reazione alcali-silice possono fornire utili indicazioni sull'entità dell'espansione in atto e sull'evoluzione del fenomeno. A tale scopo i provini di calcestruzzo, ottenuti dalle carote della diga in esame, sono sottoposti a prove di espansione in condizioni di elevata umidità (o in soluzione alcalina) alla temperatura di 38°C: dopo un'iniziale espansione legata all'assorbimento di umidità, tipica di tutti i calcestruzzi, solo quelli ancora in grado di sviluppare la reazione alcali-silice continuano a espandere per tempi più lunghi.

- Attacco da acque aggressive e dilavanti

L'acqua pura ha, per sua natura, un potere solvente, che può essere notevolmente accresciuto dalla presenza di anidride carbonica disciolta. L'attacco delle acque dilavanti nei confronti del conglomerato

cementizio si espleta attraverso un processo di lisciviazione della calce idrata e di decalcificazione dei geli silicatici C-S-H della pasta cementizia; l'entità dell'aggressione è strettamente correlata alla composizione dell'acqua di invaso e al tipo di calcestruzzo utilizzato per la costruzione della diga. In pratica, le acque dilavanti più pericolose sono quelle ricche in anidride carbonica libera aggressiva, caratteristica questa che è tipica di diverse acque naturali, oppure quelle ricche in acidi minerali derivanti, in genere, da inquinamenti di natura industriale (ad esempio, le piogge "acide").

Il dilavamento si manifesta sulla struttura con depositi bianchi di carbonato di calcio ed efflorescenze, dovute alla precipitazione di carbonato di calcio, quando la soluzione percolante ricca in calce viene a contatto con l'anidride carbonica dell'atmosfera. Ciò comporta una perdita di massa e di alcalinità da parte del conglomerato cementizio, con conseguente aumento della sua porosità e permeabilità e decremento delle sue prestazioni meccaniche.

Il giudizio sull'aggressività di un'acqua pura deve pertanto tener conto non solo della durezza dell'acqua, ma anche del suo valore di pH e del suo contenuto di anidride carbonica libera aggressiva. Inoltre, per una corretta valutazione del fenomeno può essere efficace un monitoraggio sistematico delle acque, sia dell'invaso della diga che di quelle drenate o percolate a valle del corpo diga, per un loro esame comparativo.

Un altro tipo di attacco aggressivo è quello causato dalle acque solfatiche (o selenitose), cioè dalle acque che contengono gli ioni solfato ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) in concentrazione tale da innescare rigonfiamenti connessi alla formazione di gesso bi-idrato ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), ettringite ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) o thaumasite ( $\text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaSiO}_3 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$ ). Una semplice analisi chimica del contenuto di solfato in un calcestruzzo può confermare se il degrado è stato provocato da questo tipo di attacco. In tal caso il contenuto di solfati risulta decisamente superiore al valore solitamente riscontrabile nel calcestruzzo a causa della presenza della normale presenza di gesso nel cemento.

Tuttavia, per stabilire il livello di degrado raggiunto dall'attacco, è necessaria anche un'analisi qualitativa per diffrazione ai raggi X sui prodotti di neoformazione presenti nel conglomerato cementizio (gesso bi-idrato, ettringite o thaumasite).

#### ▪ Gelo e disgelo

Le condizioni indispensabili perché il conglomerato cementizio si degradi sotto l'effetto del gelo e disgelo sono l'alternarsi della temperatura ambientale intorno allo  $0^\circ\text{C}$ , la presenza di umidità all'interno del calcestruzzo e l'assenza di microbolle d'aria inglobata nella pasta cementizia.

Il grado di deterioramento dipende però dalla qualità del calcestruzzo (porosità, distribuzione dei pori, permeabilità, assorbimento di acqua, resistenza, comportamento deformativo e termico) e da fattori esterni quali il numero di cicli di gelo e disgelo, il contenuto di umidità del calcestruzzo, la velocità di raffreddamento e le temperature raggiunte nel ciclo di gelività.

Il danno, legato alla formazione di ghiaccio e al conseguente aumento di volume, si manifesta sia attraverso fessurazioni che distacchi di materiale.

Una volta appurate le condizioni termo-igrometriche del conglomerato cementizio, l'esame decisivo per la formulazione di una diagnosi corretta è l'osservazione al microscopio ottico delle microbolle d'aria ( $100\text{-}200\ \mu$ ). Se la loro presenza è insufficiente (un volume minimo d'aria è usualmente indicato dalle normative, in funzione della dimensione massima dell'aggregato) o la distanza delle microbolle è tale da lasciare zone non protette, perché troppo distanti tra loro (una distanza normalmente suggerita come "spacing factor" è dell'ordine di  $300\ \mu$ ), anche la presenza di microbolle non può necessariamente escludere un degrado per effetto del gelo.

### **3.2.2 Indagini geofisiche e geomeccaniche in sito per la caratterizzazione fisico-meccanica di opere murarie, di terra e delle fondazioni**

Nel seguente paragrafo vengono descritte sinteticamente metodologie di indagine e tipologie di strumenti che sono impiegati in campo per la valutazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali costituenti il sistema diga-fondazione, con riferimento sia alle dighe murarie sia a quelle di materiali sciolti. I metodi descritti forniscono inoltre informazioni sullo stato tensionale e deformativo delle opere e pertanto si configurano anche come sistemi che, in parte, possono essere impiegati nell'ambito del monitoraggio delle opere.



### 3.2.2.1 Indagini geofisiche in sito

L'obiettivo principale di un'indagine geofisica è, in genere, quello di misurare le proprietà dei materiali e individuare le caratteristiche strutturali. Ci sono quindi molte situazioni, sia nelle fasi di progettazione e costruzione delle dighe sia nella fase di normale gestione delle strutture, in cui le tecniche d'indagine geofisica possono rivelarsi utili. Infatti, la varietà geologica dei siti di insediamento delle dighe, in progetto o esistenti, rappresenta un'ideale campo di applicazione della geofisica, ad esempio per lo studio di dettaglio della cartografia geologica, per la ricerca di filtrazioni, per la valutazione dell'integrità dei materiali, per la stabilità dei versanti, per le condizioni delle fondazioni e per la stima della pericolosità sismica. Inoltre, per le strutture già esistenti, i metodi geofisici sono in generale utili per lo studio del degrado dei materiali e del loro stato di conservazione. I metodi geofisici forniscono quindi risposte dirette e dati integrativi a supporto di altri studi e metodologie d'indagine più invasive, quali le perforazioni. Di solito è conveniente utilizzare più di un metodo geofisico perché un unico metodo può risultare inadeguato in un sito particolare a causa delle condizioni del terreno o altri fattori. Inoltre, più metodi forniranno conferma e garanzia della qualità dei risultati.

I campi di applicazione e le metodologie adottabili si possono sinteticamente riassumere in base al seguente schema:

- Realizzazione di nuove dighe
  - Valutare i materiali di base (terra e rocce), e assistere gli ingegneri nella progettazione delle fondazioni e delle strutture (indagini velocità in foro, rifrazione, riflessione, SASW).
  - Individuare e valutare le strutture di faglia e zone critiche in prossimità di un sito di costruzione di una diga, che possono essere potenziali sorgenti di terremoti (rifrazione, riflessione).
- Dighe esistenti
  - Valutare i materiali (proprietà di resistenza) per vedere se corrispondono alle aspettative progettuali; comprende misure in foro o direttamente nel corpo diga e nelle fondazioni (misure ultrasoniche, misure delle onde superficiali).
  - Test e verifiche del funzionamento dei drenaggi ( geofisica in foro).
  - Verifica di zone di scorrimento in dighe di terra, che possono indicare danni da terremoto o zone di rottura potenziali (riflessione, rifrazione, tomografia elettrica).
  - Individuare cavità e vespai, dilavamenti (GPR, misure di resistività).
  - Individuare zone di filtrazione (resistività, misure elettromagnetiche, misure dei potenziali spontanei).
  - Valutare il deterioramento del calcestruzzo (misure soniche ed ultrasoniche, GPR).
  - Individuare e valutare le strutture di faglia e zone critiche in prossimità di un sito di costruzione di una diga, che possono essere potenziali sorgenti di terremoti (rifrazione, riflessione).

Per quanto riguarda le tecniche d'indagine geofisica, il metodo sismico a rifrazione è la tecnica geofisica più utilizzata per investigare le situazioni geologiche dei siti su cui ubicare o sono ubicate le dighe. Rilievi multicanale su terreno o in acqua forniscono profili dettagliati del substrato roccioso, dati sulla stratificazione della copertura e sulle caratteristiche elastiche e meccaniche. Inoltre si possono spesso ottenere dati su zone di faglia nel *bedrock*.

Le informazioni ottenute con la sismica a rifrazione possono essere integrate in alcuni casi dalla sismica a riflessione, da profili acustici in acqua, dal georadar o da metodi di resistività. Tali indagini possono essere impiegate per fornire informazioni più dettagliate sulla stratificazione geologica, informazioni geologiche in aree con circolazione d'acqua profonda in movimento e l'individuazione e mappatura di condizioni carsiche o vuoti nelle spalle e nelle fondazioni delle strutture.

Un certo numero di tecniche geofisiche è impiegato per valutare le condizioni di siti di dighe esistenti, sia di calcestruzzo o sia di terra o *rockfill*.

Le ispezioni periodiche delle strutture di grandi opere sono utili per identificare lo stato di degrado del calcestruzzo prima che si verifichino problemi critici. Qualora l'ispezione visiva fosse impraticabile o impossibile, possono essere utilizzati metodi di valutazione non distruttivi. Tali metodi, generalmente tecniche geofisiche di tipo sonico ed ultrasonico, sono particolarmente utili nelle investigazioni delle strutture murarie e nelle opere di scarico delle dighe.

A seguito dell'invecchiamento delle dighe, diventa sempre più importante valutare le condizioni delle parti murarie (calcestruzzo o murature, in genere) e tenere traccia delle variazioni di queste condizioni nel tempo. Gli elementi strutturali più critici delle dighe includono le opere di scarico, gli sfioratori, la struttura muraria, in particolare per le dighe a volta. La presenza di un degrado iniziale tende ad accelerare i problemi futuri. Il controllo periodico è la migliore difesa per consentire interventi tempestivi per garantire la sicurezza nel tempo di una diga.

Le ispezioni visive in genere sono in grado di rivelare solo problemi di maggior degrado. Infatti, alcuni tipi di danneggiamenti, quali vuoti sotto uno sfioratore e crepe all'interno della diga, sono difficili o impossibili da individuare utilizzando solo mezzi visivi. In questi casi i metodi non distruttivi che utilizzano le onde sonore, le onde elettromagnetiche e altri tipi di energia a basso livello per penetrare il calcestruzzo, rivelano tutta la loro efficienza. Tali metodi possono essere utilizzati per individuare un vuoto sotto uno sfioratore, misurare la profondità e gli effetti dell'azione di gelo-disgelo o altri danni in superficie e creare una rappresentazione dell'interno di una diga al fine di evidenziare crepe, distacco di giunti e altre zone degradate. La maggior parte di queste valutazioni può essere eseguita senza svuotare la diga e tutti i metodi sono completamente non distruttivi e non intrusivi.

Numerosi sono i metodi geofisici che possono essere utilizzati per indagare la condizione del calcestruzzo in una diga. Questi metodi includono i metodi sonici e ultrasonici (misure di velocità e tomografia), l'analisi spettrale delle onde di superficie (SASW) e il georadar (GPR).

Per quanto riguarda le dighe di terra le principali applicazioni dei metodi geofisici sono legate alla valutazione delle filtrazioni, dell'integrità dei materiali, delle condizioni delle fondazioni ed alla stima della pericolosità sismica. Ad esempio, filtrazioni anomale possono essere più facilmente identificate con il metodo dei potenziali spontanei. Tale tecnica utilizza il processo di accoppiamento elettro-cinetico e due elettrodi di potenziale sensibili alle piccole anomalie di tensione create dal flusso del fluido. Le differenze di potenziale possono essere misurate sia dalla superficie della diga che da perforazioni. Ulteriori tecniche di valutazione delle filtrazioni sono rappresentate dalla tomografia elettrica, dai profili elettromagnetici (EM) e dal georadar (GPR). Le misure di resistività e le indagini elettromagnetiche individuano le anomalie a bassa resistività associate a percorsi attivi di filtrazione. Il GPR può indicare le zone di maggiore contenuto di acqua e cavità da dissoluzione o zone di faglia in roccia. Spesso le stesse tecniche sono adottate prima e dopo gli interventi di bonifica per verificarne l'efficacia.

La presenza di cedimenti all'interno del corpo di una diga in terra può essere efficacemente studiata utilizzando misure *down-hole* e *cross-hole* delle onde di taglio e indagini di tomografia sismica con onde di taglio. *Down-hole* e *cross-hole* sono molto sensibili all'indice dei vuoti causato dal dilavamento del terreno o dalla perdita del fine per fenomeni di erosione interna. Rilievi tomografici dettagliati delle onde di taglio da perforazioni possono delineare con precisione la forma delle zone di cedimento.

La valutazione dei parametri sismici del terreno e le condizioni delle fondazioni sono generalmente effettuate mediante misure *down-hole* e *cross-hole* delle onde di compressione e di taglio. Le proprietà dei materiali ottenuti dalle misure in situ sono utilizzate per prevedere le accelerazioni del terreno in relazione al carico da terremoto. Le velocità sismiche di strato sono il parametro chiave per determinare la risposta dinamica di una struttura, così come il potenziale di liquefazione in sito.

I principali metodi d'indagine geofisica impiegati per lo studio del sistema diga-fondazione sono quindi i seguenti:

- sismica a rifrazione,
- sismica a riflessione,
- onde di superficie,
- georadar,
- tomografia elettrica,
- metodi elettromagnetici,
- metodo dei potenziali spontanei,
- *down-hole* e *cross-hole*,
- metodi sonici e ultrasonici (misure di velocità e tomografia).

Nell'Appendice 1 si fornisce una descrizione dei principi fisici che caratterizzano questi metodi e delle modalità di applicazione; per una più approfondita conoscenza delle tecniche si rimanda invece alla vasta letteratura esistente in bibliografia.

### 3.2.2.2 Indagini geomeccaniche in sito

Di seguito, si descrivono in modo schematico le tipologie di strumenti che vengono adottati per effettuare misure di tipo geomeccanico in sito (con una descrizione sintetica degli aspetti positivi e negativi associati) rimandando alle schede dell'Appendice 1 la descrizione di maggior dettaglio.

- Misura dello stato tensionale
  - a) Martinetto piatto (generalmente impiegato per le opere murarie)
    - Pro: prova semplice da eseguire e da interpretare, attrezzatura relativamente leggera e trasportabile anche in cunicolo
    - Contro: solo prove sulla superficie della struttura
  - b) *Doorstopper*
    - Pro: prove fino ad alcuni metri di profondità, fornisce 2 componenti sforzi principali e relativo orientamento, attrezzatura relativamente leggera e trasportabile anche in cunicolo
    - Contro: non devono esserci vuoti (vespai)
  - c) Cella CSIRO
    - Pro: prove fino a 25 m di profondità, fornisce 3 componenti degli sforzi e relativo orientamento
    - Contro: non devono esserci vuoti, necessita di sonda relativamente potente (e grande) e quindi può essere utilizzata solo dall'esterno
  - d) Fratturazione idraulica
    - da usare nella fondazione (eventualmente minifrac D 38 mm, prof 20 m)
- Determinazione delle caratteristiche elastiche
  - a) Martinetto piatto semplice (vedi sopra)
  - b) Martinetto piatto doppio
    - Pro: più affidabile rispetto a martinetto semplice se il materiale non è omogeneo
  - c) Dilatometro con guaina deformabile:
    - utilizzabile per moduli < 30000-50000 MPa
    - diametro foro: 96 mm o 101 mm
  - d) Dilatometro di Goodman (*Goodman Jack*):
    - profondità fino a 50 m
    - utilizzabile per moduli < 30000 MPa
    - diametro foro: 76.2 mm calibrato
  - e) Carico su piastra
    - da usare nella fondazione (prova utilizzata prevalentemente nella caratterizzazione della roccia in fase di progetto o costruzione)

### 3.2.3 Caratterizzazione dei materiali costituenti le dighe di terra

La caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali utilizzati per le dighe di materiali sciolti può essere effettuata, in fase di verifica e diagnostica, con prove dirette, eseguite sia in sito che in laboratorio su campioni indisturbati e/o opportunamente ricostruiti oppure mediante interpretazione di indagini geofisiche in sito.

Il primo metodo è senz'altro da preferire ma in molti casi risulta essere impraticabile, specie nel caso di materiali a grana grossa (ghiaia e ciottoli) in cui il prelievo, se possibile, può essere effettuato solo per una limitata coltre superficiale.

La geometria del sottosuolo e lo stato tensionale si ricavano solo dal sito mentre le proprietà dei terreni e la storia tensionale solo dalle prove di laboratorio. Nel caso dei terreni a grana grossa (per i quali non si possono prelevare campioni indisturbati) le indagini in sito rappresentano l'unico modo per ottenere informazioni sulle loro proprietà.

Di fondamentale importanza è la conoscenza dei dati sperimentali raccolti durante la fase di progettazione e costruzione della diga in terra perché a posteriori può risultare impossibile ottenerne di nuovi dovendo quindi far ricorso a dati derivanti dall'esperienza pratica o da quanto è possibile reperire in letteratura.

La scelta dei metodi di calcolo da adottare in fase di verifica non può prescindere dal grado di attendibilità dei dati. Bisogna evitare di utilizzare metodi di calcolo troppo sofisticati disponendo solamente di dati geotecnici grossolani o viceversa richiedere prove di laboratorio sofisticate e costose senza una specifica necessità richiesta dai programmi di calcolo.

Un metodo di calcolo o d'indagine sperimentale sofisticato richiede inoltre un notevole bagaglio di conoscenza per giudicare dove esso è carente o dove è stato commesso un errore. Il tutto diventa ancora più difficile da definire se i dati disponibili e i metodi di calcolo utilizzati non sono coerenti tra loro.

### 3.2.3.1 Sondaggi e perforazioni

I procedimenti utilizzati per accertare la stratigrafia sia del rilevato in terra che dei terreni di fondazione possono essere sia diretti (scavi ispezionabili e perforazioni) che indiretti con procedure (geofisiche, penetrometriche, dilatometriche, ecc.) che correlano determinate grandezze alle caratteristiche stratigrafiche dei terreni.

Gli scavi ispezionabili (trincee, pozzi, cunicoli, ecc.) hanno il vantaggio di: consentire l'osservazione diretta del sottosuolo con l'identificazione di singoli strati anche se di modesto spessore; determinare le proprietà geotecniche mediante prove in sito anche a grande scala e su terreni a grana grossa; prelevare campioni indisturbati di grande dimensione e alta qualità. Per contro sono fortemente limitati nelle profondità raggiungibili, specie per le zone sotto falda, con tempi di esecuzione lunghi e costi elevati.

Le perforazioni rappresentano il mezzo utilizzato per conoscere la costituzione geologica sia del corpo diga che del sottosuolo analizzando in sito o in laboratorio i reperti litologici estratti.

Le perforazioni di sondaggio permettono di raggiungere notevoli profondità e di attraversare anche terreni sotto falda. I fori di sondaggio oltre a consentire la determinazione stratigrafica e il prelievo di campioni possono essere utilizzati anche per l'esecuzione di prove in sito.

### 3.2.3.2 Prelievo di campioni indisturbati e/o rimaneggiati

I campioni prelevati nel corso dei sondaggi possono essere:

- disturbati: utilizzati soprattutto per la descrizione e la classificazione;
- indisturbati: prelevati con appositi campionatori.

In presenza di pozzi, scavi o trincee è possibile procedere al prelievo di campioni cubici ricavandoli direttamente dalle pareti o dal fondo dello scavo senza ricorrere alle perforazioni. In tal modo è possibile ottenere campioni di alta qualità che non sono stati sottoposti ai disturbi dovuti alla perforazione e all'infissione del campionatore.

Il prelievo di campioni indisturbati dal corpo diga o dai terreni di fondazione è possibile abbinando alle operazioni di perforazione quelle di campionamento mediante campionatori costituiti da tubi di acciaio di lunghezza variabile dotati di una scarpa tagliente, per favorire l'infissione, e di una camicia interna, per conservare il materiale campionato. Le operazioni di prelievo di carote di terreno indisturbate con apposito campionatore possono essere eseguite con successo in asse diga nel nucleo (in genere costituito da materiali coesivi fini) mentre per quanto riguarda i paramenti di monte e di valle occorre tener conto delle difficoltà dovute alla pendenza degli stessi.

### 3.2.3.3 Prove geotecniche in sito

Per la determinazione del profilo stratigrafico della diga in terra e delle caratteristiche meccaniche dei materiali e terreni presenti, le prove in sito sono un utile complemento alle prove sperimentali di laboratorio su campioni di terreno indisturbati. Inoltre sono spesso l'unica fonte di informazioni disponibile in fase di diagnostica per caratterizzare il comportamento meccanico dei terreni incoerenti per i quali normalmente non è possibile il prelievo di campioni indisturbati.

L'interpretazione delle prove in sito è spesso basata su correlazioni empiriche in quanto non è sempre possibile definire esattamente sia la condizione di tensione e di deformazione all'atto della prova sia le effettive condizioni di drenaggio (condizioni drenate, consolidazione parziale, condizioni non drenate) legate alle caratteristiche di permeabilità e deformabilità del materiale.

Le principali tipologie di prove in sito sono riportate di seguito.

- Prove penetrometriche

Tutti i tipi di prove penetrometriche sono basate sul concetto che la resistenza opposta dal terreno alla penetrazione di uno strumento dipende dalle sue caratteristiche meccaniche e dallo stato del materiale. A seconda delle modalità con cui è realizzata l'infissione di possono suddividere in:

- prove penetrometriche dinamiche
- prove penetrometriche statiche
- Prove dilatometriche

La prova dilatometrica consiste nell'infiggere nel terreno una lama di acciaio su una faccia della quale è inserita una sottile membrana metallica circolare espandibile, [22][23].

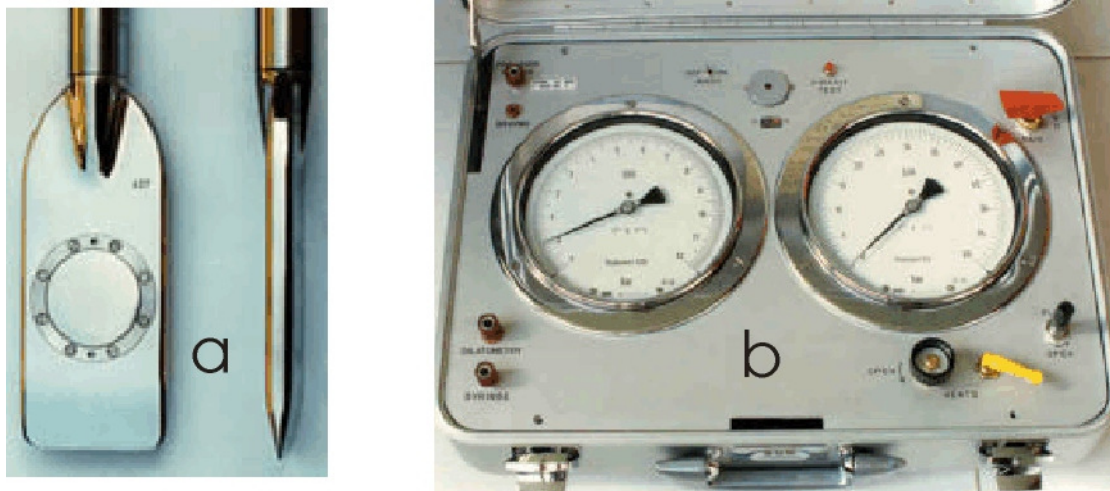


Figura 3 - a) vista frontale e laterale del dilatometro, b) centralina di misura (www.soiltest.it)

La lama viene infissa nel terreno mediante una batteria di aste all'interno delle quali passa un cavo elettropneumatico di collegamento dello strumento con una centralina posta in superficie. Il sistema di spinta può essere quello utilizzato nelle prove penetrometriche statiche o nelle perforazioni a funzionamento idraulico.

La prova viene eseguita ad intervalli di profondità di 20 cm e consiste, una volta raggiunta la profondità di prova, nell'inviare all'interno della membrana del gas in pressione e misurando la pressione alla quale la membrana comincia ad espandersi verso il terreno ( $P_0$ ) e la pressione necessaria ad espandere di circa 1 mm il centro della membrana stessa ( $P_1$ ).

I due valori misurati,  $P_0$  e  $P_1$ , assieme ai valori di tensione verticale efficace ( $\sigma'_{vo}$ ) e di pressione interstiziale ( $u_0$ ) in sito alla profondità di esecuzione della prova, consentono di calcolare i seguenti parametri:

- |                                  |                                        |
|----------------------------------|----------------------------------------|
| - Indice del materiale           | $ID = (P_1 - P_0) / (P_0 - u_0^\circ)$ |
| - Indice di tensione orizzontale | $KD = (P_0 - u_0) / \sigma'_{vo}$      |
| - Modulo dilatometrico           | $ED = 34.7 (P_1 - P_0)$                |

In funzione dei predetti parametri sono state definite delle correlazioni per la stima delle proprietà geotecniche dei terreni [27].

- Prove scissometriche

La prova scissometrica si esegue in terreni coesivi da teneri a mediamente compatti con resistenza al taglio non drenata minore di  $1 \text{ kg/cm}^2$  [18].

La prova consiste nell'infiggere nel terreno una paletta (*vane*), con quattro lame ortogonali tra loro, per una profondità pari almeno a 5 volte il diametro della paletta e farla ruotare misurando il massimo valore della torsione richiesta per tagliare il terreno lungo la superficie cilindrica che si crea. Si misura inoltre la resistenza residua dopo aver fatto ruotare la paletta per almeno 10 giri completi.

La prova può essere eseguita all'interno di un foro di perforazione o con un'apparecchiatura autopercorante (*vane borer*) per profondità in genere inferiori a 30 m.

Il calcolo della resistenza al taglio ottenuta dal valore di torsione misurato presuppone che la resistenza al taglio ( $c_u$ ) sia mobilitata in modo uniforme e continuo su tutta la superficie cilindrica che viene attivata dalla rotazione della paletta.

Dal valore misurato del momento torcente ( $T$ ) si risale alla resistenza al taglio ( $c_u$ ) mediante l'espressione:

$$c_u = \frac{6T}{\pi d^2 (d + 3h)}$$

dove d e h sono le dimensioni del cilindro creato dalla rotazione della paletta.

In modo analogo si determina la resistenza al taglio residua dopo il rimaneggiamento del terreno.

▪ Prove pressiometriche

La prova pressiometrica consiste nell'installare nel terreno una sonda cilindrica dilatabile e farla espandere gradualmente misurando la pressione applicata e la deformazione radiale corrispondente. Le apparecchiature utilizzate sono di tipo tradizionale (pressiometro Menard) o autoperforanti (Pafsor, Camkometer). Il primo tipo necessita di una perforazione preliminare all'interno della quale viene posizionata la sonda per l'esecuzione della prova; il secondo invece procede autonomamente nello scavare il terreno per portare la sonda alla quota richiesta, con il vantaggio di ridurre al minimo il disturbo del terreno e quindi di ottenere una stima dello stato tensionale iniziale e della rigidezza più attendibile.

Il risultato della prova è un diagramma della variazione di volume in funzione della pressione applicata (curva pressiometrica) (Figura 4, Figura 5) che può essere suddiviso in tre tratti successivi. All'inizio la pressione cresce fino ad un valore di pressione  $P_0$  prossimo alla pressione totale orizzontale in sito; a seguire vi è una fase pseudo elastica tra  $P_0$  e  $P_f$  in cui vi è una relazione lineare tra pressione applicata e espansione misurata. L'ultima fase da  $P_f$  a  $P_l$  è una fase plastica (o di grandi deformazioni) in cui la curva pressiometrica non è più lineare e volge la concavità verso l'alto.

Nel corso della prova si procede anche alla esecuzione di un ciclo di scarico-ricarico, a partire da un punto del tratto elastico, che consente di valutare il modulo di taglio (G) da cui si stimano sia la compressibilità che il modulo di Young.

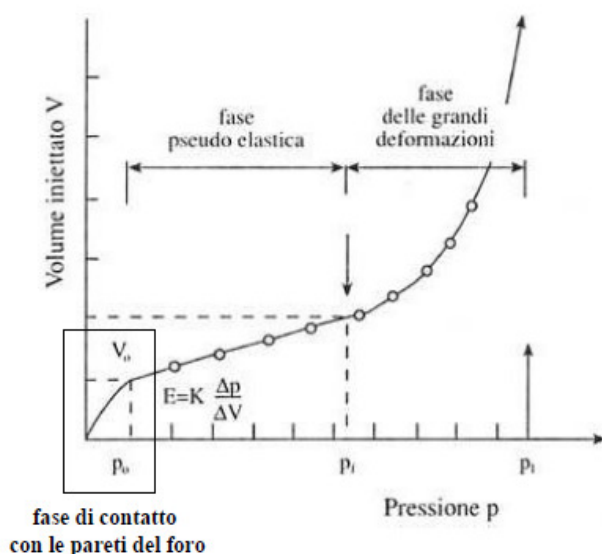
Dalla prova pressiometrica è possibile ricavare:

per le argille

- il modulo di taglio (G)
- la tensione orizzontale ( $\sigma_{h0}$ )
- la resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ )

per le sabbie

- il modulo di taglio (G)
- l'angolo di attrito ( $\phi$ )



**Figura 4 - Esempio di curva pressiometrica Menard eseguita in controllo di carico**



**Figura 5 - Esempio di curva pressiometrica con pressiometro autoperforante**

▪ Prove di carico su piastra

La prova di carico su piastra è utilizzata per determinare le caratteristiche di deformabilità del terreno ed è eseguita sia in superficie che in pozzetti non particolarmente profondi. In casi eccezionali le prove possono essere eseguite in pozzi profondi, rivestendo opportunamente le pareti, o al fondo di fori di sondaggio. La prova consiste nel sovraccaricare per gradini successivi e regolari una piastra rigida (in genere circolare) misurando il cedimento corrispondente ad ogni gradino di carico. Nel corso della prova possono essere anche inseriti dei cicli di scarico-ricarico per valutare i moduli di scarico e ricarico.

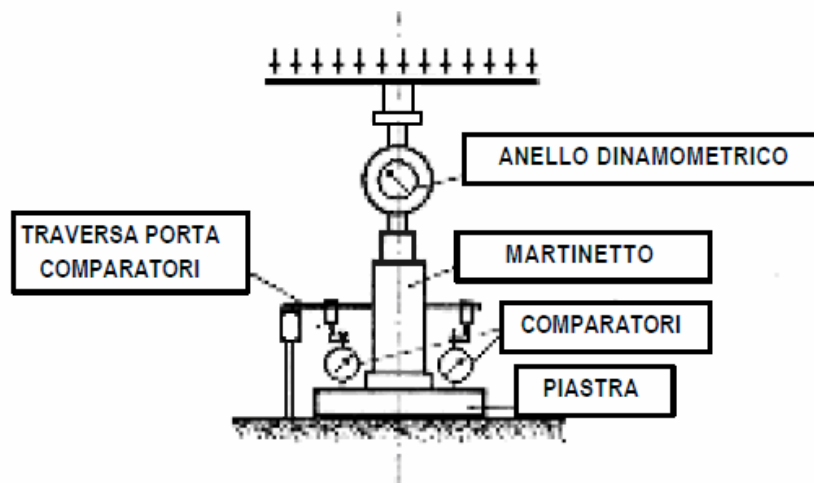


Figura 6 - Schema della prova di carico su piastra

Nell'analisi dei dati di prova occorre tener presente che il volume di terreno interessato dalla prova è limitato ad una profondità pari a circa 2 volte il diametro della piastra.

Le normative di riferimento sono:

- Norma Svizzera SNV 670317<sup>o</sup>a, [7] per pavimentazioni e rilevati
- ASTM D 1195, [13] per pavimentazioni e carichi ripetuti
- ASTM D 1196, [14] per pavimentazioni
- ASTM D 1194, [12] per fondazioni
- Norma CNR (B.U. n.146) per pavimentazioni e rilevati.

La prova di carico su piastra permette di determinare direttamente il modulo di deformazione (o di compressibilità) e, con l'introduzione del coefficiente di Poisson, valutare il modulo di elasticità di Young.

L'interpretazione della prova si basa sulla teoria dell'elasticità per cui un sovraccarico (P) applicato ad una piastra di dimensione d (diametro o lato minore) appoggiata su un terreno con modulo elastico E provoca un cedimento verticale della piastra ( $\delta$ ) ricavabile dalla seguente espressione:

$$\delta = \frac{P}{E} d (1 - \nu^2) C_d C_z$$

dove:  $\nu$  = coefficiente di Poisson

$C_d$  = fattore che tiene conto della rigidità e forma della piastra

$C_z$  = fattore che tiene conto della profondità della prova (=1 per prova superficiale)

#### 3.2.3.4 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati in sito, sia rimaneggiati che indisturbati, vengono eseguite prove di laboratorio per la classificazione e identificazione dei materiali mentre per la determinazione delle caratteristiche di resistenza occorre poter disporre di campioni indisturbati o ricostruiti alle medesime condizioni del sito (materiali incoerenti).

- Prove di classificazione

I terreni vengono classificati mediante la determinazione delle proprietà indice riportate di seguito, con lo scopo di individuare gli aspetti peculiari del loro comportamento:

- Granulometria, [8][9]
- Peso specifico, [11]
- Limiti di Atterberg, [21]
- Contenuto d'acqua, [16]
- Densità relativa, [20]

- Prova edometrica

E' una prova di compressione verticale su un campione cilindrico (Figura 7) a cui viene impedita la deformazione laterale, [17]. E' la prova più utilizzata per determinare i parametri di compressibilità, di consolidazione e per definire la storia tensionale di un deposito (pressione di preconsolidazione, grado di sovraconsolidazione, ecc.). Comunemente la prova viene eseguita su campioni di terreni coesivi mentre per i terreni incoerenti occorre prima procedere alla formazione del campione con la medesima densità relativa del terreno in sito.

Non essendo possibile pervenire alla rottura del campione, la prova fornisce i parametri di compressibilità e permeabilità che consentono di valutare i cedimenti di una fondazione o di un rilevato ed i tempi necessari a sviluppare tali cedimenti.

Il campione di terreno, contenuto in un anello metallico e posto tra due pietre porose che consentono il flusso di acqua dal campione, è sottoposto all'applicazione di una sequenza di carichi verticali ed alla misura del corrispondente cedimento verticale. La sequenza di carichi è in progressione geometrica tale da raddoppiare sempre il carico precedente e ogni incremento di carico è mantenuto per 24 ore durante le quali si rileva l'andamento degli abbassamenti nel tempo.

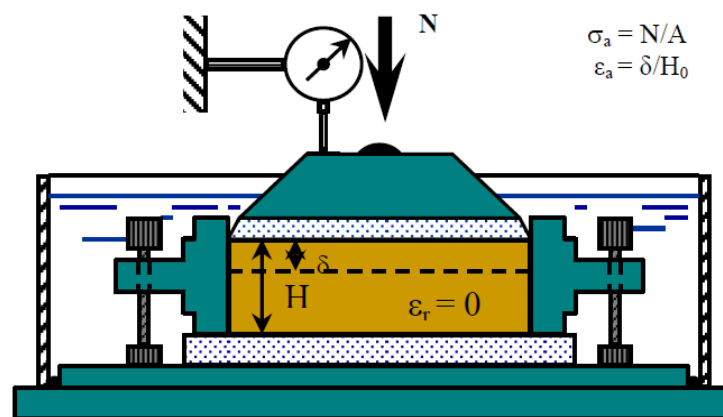


Figura 7 - Schema dell'apparecchiatura edometrica

L'incremento di carico verticale provoca una compressione dello scheletro solido che può aver luogo solo se l'acqua contenuta nei pori del campione fuoriesce attraverso le pietre porose. Tale filtrazione è ritardata nel tempo a causa della permeabilità del materiale e quindi la prova edometrica è in grado di riprodurre in laboratorio il fenomeno della consolidazione di un terreno.

In Figura 8 è riportato l'andamento della curva di compressione edometrica che nel piano semilogaritmico permette di individuare diversi tipi di comportamento meccanico del terreno.

Nel primo tratto di ricompressione (tratto del grafico da 1 a 4) si ha un comportamento elastico non lineare ed il modulo di deformazione dipende dal livello di tensione applicato.

Una volta superata la pressione di preconsolidazione si ha il tratto di compressione e la deformabilità aumenta con deformazioni sia elastiche che plastiche (tratto del grafico da 4 a 8).

Infine nel tratto di scarico si ha il rigonfiamento in cui vi sono le deformazioni reversibili di tipo elastico (tratto del grafico da 8 a 11).



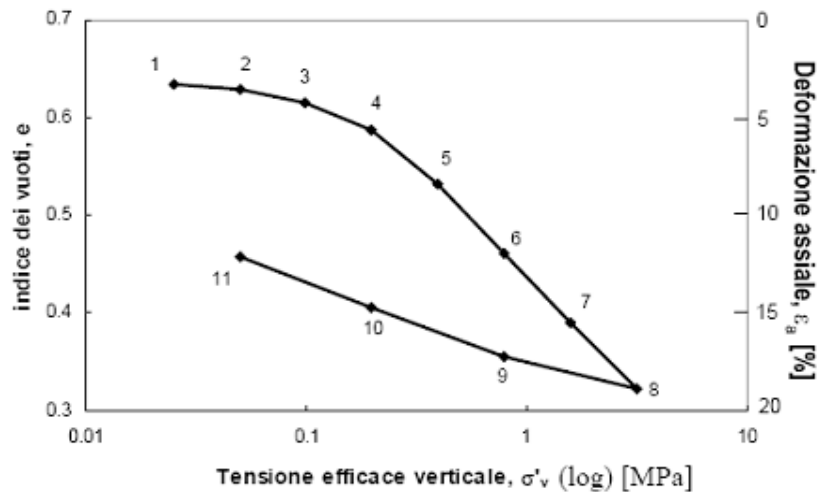


Figura 8 - Curva di compressione edometrica nel piano semilogaritmico

La pendenza dei vari tratti della curva edometrica ( $\Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ ) definisce gli indici di ricomprensione ( $C_r$ ), indice di compressione ( $C_c$ ) e indice di rigonfiamento ( $C_s$ ).

Tipici valori di  $C_r$  sono compresi tra 0.015 e 0.035. Valori tipici di  $C_c$  sono compresi tra 0.1 e 0.8 mentre  $C_s$  è dell'ordine di 1/5 – 1/10 del valore di  $C_c$ . Nel caso di argille normal-consolidate si può utilizzare la relazione seguente:

$$C_c = 0.009(W_L - 10)$$

con  $W_L$  = limite di liquidità.

Il modulo edometrico ( $M = \Delta \sigma'_v / \Delta \epsilon_v$ ) varia con il livello tensionale raggiunto ed in Tabella 1 sono riportati i valori tipici di riferimento di alcuni terreni nel campo delle usuali pressioni geotecniche. Nei terreni coesivi il modulo cresce con la consistenza mentre in quelli incoerenti aumenta al crescere della densità relativa.

Tabella 1 - Valori tipici del modulo edometrico di terreni

Terreno	Modulo edometrico (kg/cm <sup>2</sup> )
Torba	1 - 20
Argilla	5 - 200
Limo	30 - 300
Sabbia	100 - 800
Ghiaia	300 - 2000

▪ Prova di taglio diretto

La prova di taglio diretto viene eseguita per determinare i parametri di resistenza al taglio di picco e residua di un campione di terreno. Il campione è di forma quadrata, con lato di 50 o 60 mm ed altezza di 20 mm, posto all'interno di due telai orizzontali che possono scorrere uno rispetto all'altro [5], [6], [19]. In Figura 9 è riportato lo schema della scatola di taglio (o scatola di Casagrande) con evidenziati i carichi verticali e orizzontali applicati al campione di terreno.

Nella prova vengono utilizzati almeno tre provini che sono consolidati a differenti tensioni verticali misurando la deformazione verticale corrispondente. Esaurita la fase di consolidazione si applica al provino una deformazione orizzontale che cresce con velocità costante e si misura sia lo sforzo orizzontale applicato sia le deformazioni verticale e orizzontale corrispondente. Mentre il carico verticale rimane costante durante la prova, quello orizzontale cresce fino al raggiungimento di un valore

di picco secondo l'andamento riportato in Figura 10 per la terna di provini sottoposti a prova. I valori di picco delle 3 prove vengono riportati nel piano  $\tau - \sigma_v$  e la retta che interpola i risultati definisce sia il valore di coesione (intercetta sull'asse delle ordinate  $\tau$ ) che l'angolo di attrito ( $\phi$ ) del materiale (pendenza della retta). Per la determinazione della resistenza residua alla fine della prova si riporta la scatola mobile nella posizione di partenza e si riapplica lo sforzo orizzontale e tale procedura viene ripetuta fino a raggiungere un valore asintotico orizzontale che rappresenta la minima resistenza del materiale lungo il piano orizzontale di taglio.

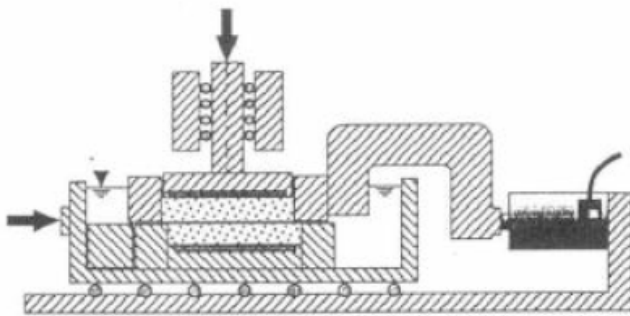


Figura 9 - Schema della scatola di taglio diretto

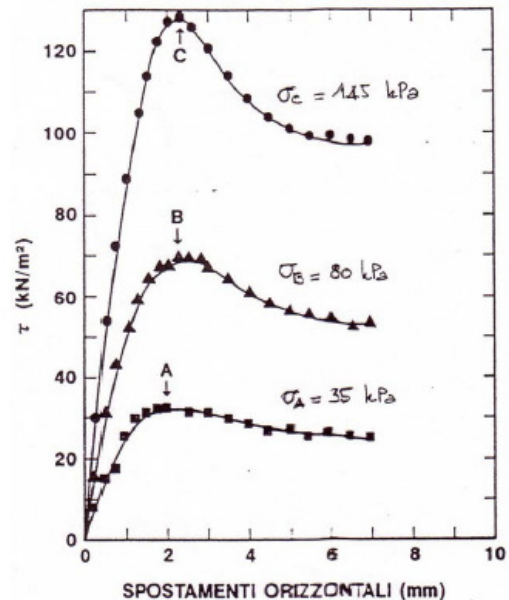


Figura 10 - Curve sforzi-deformazioni della terna di provini

▪ Prova triassiale

La prova di compressione triassiale consente di determinare le caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità di un terreno descrivendo inoltre lo stato tensionale effettivo del provino durante tutto lo sviluppo della prova.

I provini utilizzati sono di forma cilindrica con diametro (D) in genere compreso tra 35 e 50 mm ed altezza (H) tra 70 e 100 mm. La scelta del diametro è legata alla possibilità di ottenere dei campioni indisturbati dalle operazioni di sondaggio mentre il rapporto H / D deve essere sufficientemente elevato (2-2.5) per ridurre la concentrazione di sforzi e deformazioni all'estremità del campione.

Una prova completa è costituita da almeno tre provini consolidati a tensioni diverse e superiori alla tensione geostatica presente alla profondità di prelievo del campione.

In Figura 11 è riportato lo schema di una cella triassiale.

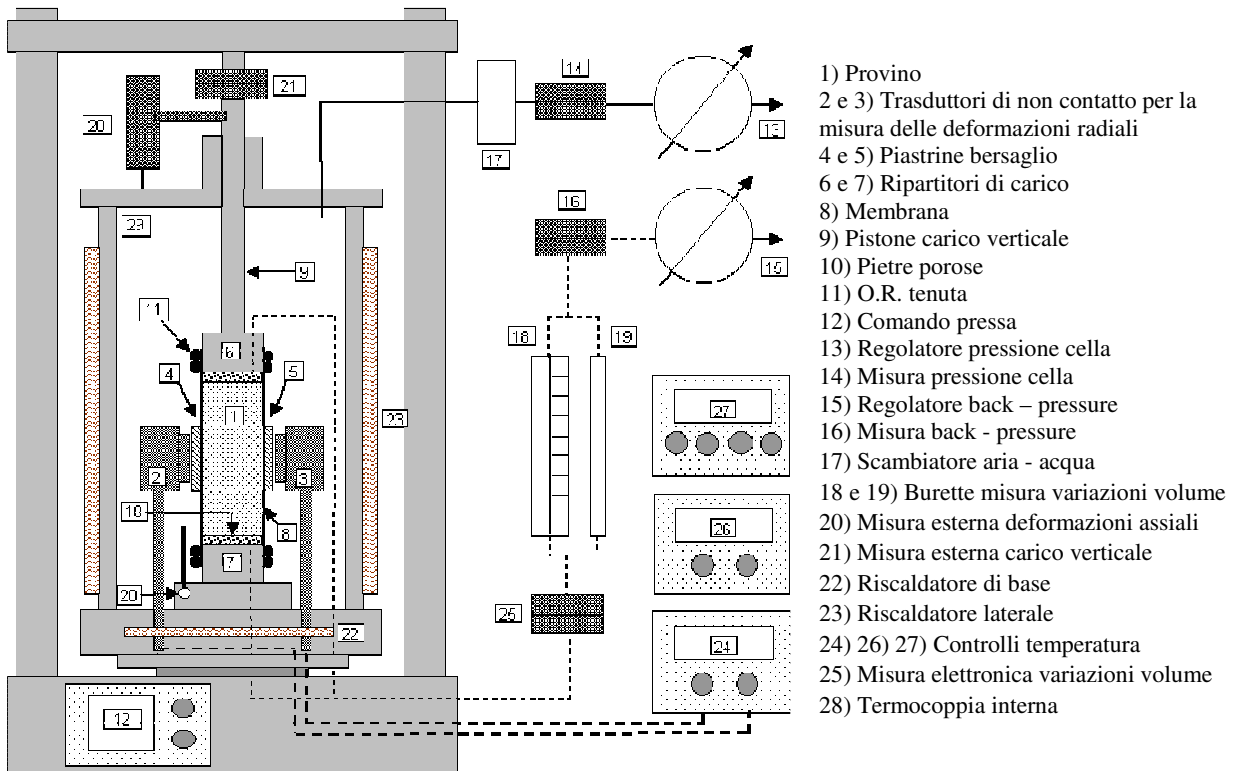
In genere la prova è contrassegnata da un acronimo di tre lettere che identificano la sequenza delle fasi e che rispettivamente rappresentano:

- le condizioni di drenaggio nella fase di pre-sollecitazione, distinguendo le prove consolidate (C) da quelle non consolidate (U);
- il tipo di stato tensionale applicato nella fase di pre-sollecitazione, distinguendo la compressione isotropa (I), quella anisotropa (A) e quella edometrica ( $K_0$ );
- le condizioni di drenaggio nella fase di rottura, distinguendo la prova drenata (D) da quella non drenata (U).

La prova è composta di due fasi:

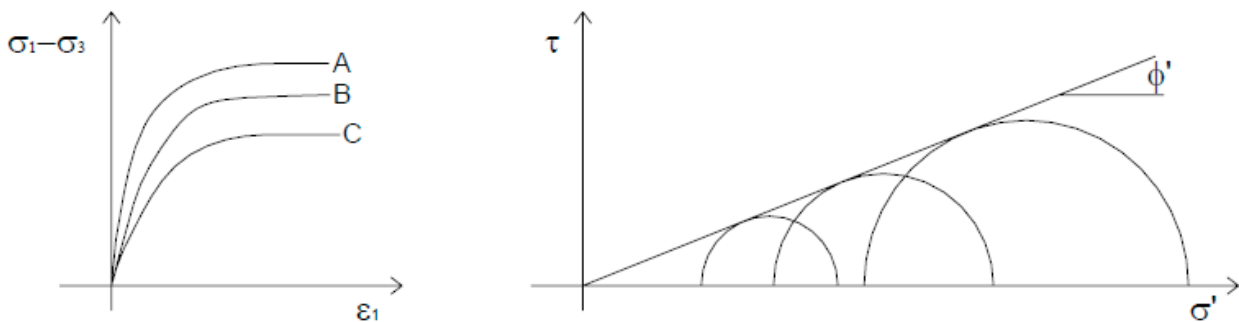
- fase 1 di pre-sollecitazione del provino che in genere è rappresentata da una compressione isotropa con drenaggio libero (prova consolidata) o impedito (prova non consolidata);

- fase 2 di rottura effettuata tramite compressione assiale con drenaggio libero (drenata) o impedito (non drenata).



**Figura 11 – Schema di cella triassiale**

In Figura 12 sono riportate sia le curve sforzi-deformazione dei singoli provini che l'interpolazione dei cerchi di Mohr a rottura nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  nel caso di una prova CID.



**Figura 12 – Curve sforzi-deformazione e elaborazione nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  di una terna di prove triassiali CID**

Oltre all'angolo di attrito ed alla coesione, dalle prove triassiali consolidate è possibile ottenere i parametri riportati nella Tabella 2.

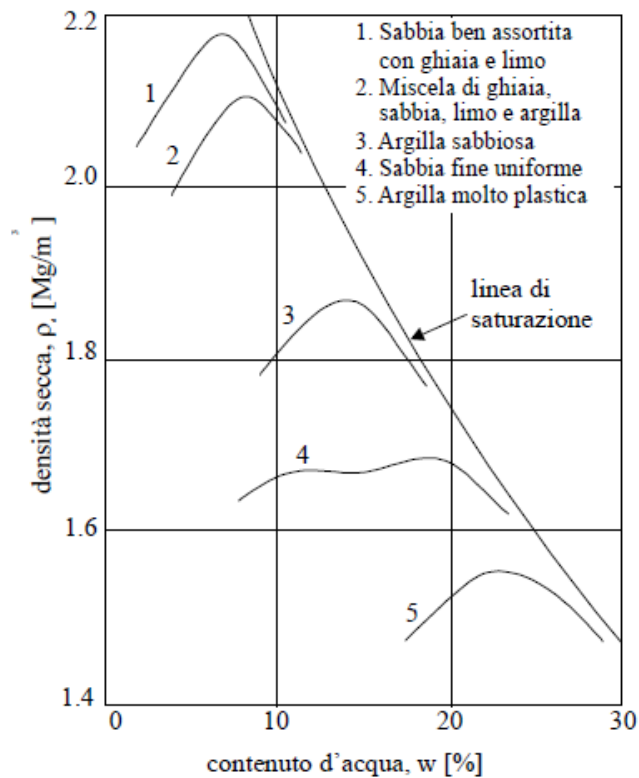
**Tabella 2 - Parametri estraibili dalle prove triassiali consolidate, [29]**

Parametro	Prove CID (parametri in tensioni effettive)	Prove CIÙ (parametri in tensioni totali)
modulo di Young	$E' = \frac{q}{\varepsilon_a}$	$E_u = \frac{q}{\varepsilon_a}$
coefficiente di Poisson	$\nu' = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \equiv \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a} \right)$	$\nu_u = 0.50$
modulo di taglio	$G' = \frac{q}{3\varepsilon_s} \equiv \frac{E'}{2(1 + \nu')}$	$G = \frac{q}{3\varepsilon_s} \equiv \frac{E_u}{3}$
coefficiente di pressione neutra	-	$A = \frac{\Delta u}{q}$

▪ Prova di compattazione

La prova di compattazione in laboratorio [10][15] consiste nel compattare, con una prefissata energia, un campione del terreno da analizzare posto entro una fustella e determinare il valore della densità secca ( $\gamma_d$ ) in funzione del contenuto percentuale di acqua (w).

La relazione  $w - \gamma_d$  ha l'andamento riportato in Figura 13 con un valore massimo della densità coincidente con un ben definito contenuto d'acqua che è funzione sia dell'energia di compattazione che del tipo di terreno testato.



**Figura 13 – Curve di compattazione per differenti tipi di terreno, [24]**

Le prove di compattazione possono essere realizzate preventivamente al fine di ottimizzare le caratteristiche di stesa di rilevati o fondazioni oppure essere utilizzate per riprodurre in laboratorio dei campioni di terreno aventi le medesime caratteristiche fisiche del materiale in sito.

**3.2.3.5 Permeabilità**

La permeabilità (o *conducibilità idraulica*) è la grandezza che misura la capacità di un terreno a lasciarsi attraversare dall'acqua ed esprime la resistenza che il mezzo oppone alla filtrazione. Viene misurata con

il coefficiente di permeabilità ( $K$ ) che rappresenta il volume di acqua in  $m^3$  che attraversa con moto laminare nell'unità di tempo una unità di sezione ortogonale alla direzione di deflusso sotto l'effetto di un gradiente idraulico unitario ed alla temperatura di  $20\text{ }^\circ\text{C}$ .

Il coefficiente di permeabilità ha le dimensioni di una velocità (m/sec o cm/sec) e dipende dalle proprietà del fluido (densità e viscosità) e dalle caratteristiche del mezzo poroso. Dato che la densità e la viscosità di un fluido sono legate essenzialmente alla temperatura, che nei terreni, salvo lo strato più superficiale, varia molto poco, si assume che il coefficiente di permeabilità dipenda solo dalle caratteristiche del terreno. La permeabilità varia con le dimensioni dei grani ed è molto sensibile alla quantità, tipo e distribuzione delle frazioni fini e, a parità di materiale, è inversamente influenzata dalla densità (al diminuire della densità la permeabilità aumenta). La permeabilità dipende inoltre dalla disposizione dei grani nel senso che le particelle possono essere più o meno stratificate ed avere quindi una orientazione prevalente specie nel caso delle frazioni fini. In genere la permeabilità in direzione orizzontale ( $K_h$ ) è diversa da quella in direzione verticale ( $K_v$ ) con i valori indicativi del rapporto  $K_h/K_v$  riportati in Tabella 3.

**Tabella 3 - Valori indicativi del rapporto  $K_h/K_v$ , [26]**

Tipo di terreno	$K_h/K_v$
Argille tenere apparentemente omogenee	1 - 10
Argille consistenti fessurate	0.1 - 10
Sabbia, sabbie e ghiaie	1 - 5
Depositi alluvionali con inclusioni coesive	> 100

Nella Tabella 4 sono presentati i valori orientativi del coefficiente di permeabilità dei principali tipi di terreni. Si può osservare come la permeabilità sia un parametro estremamente variabile in natura:  $10^{-9} < K < 1$  (m/s). La determinazione sperimentale del coefficiente  $K$  è condizionata da numerosi fattori e ipotesi semplificative per cui i valori misurati possono discostarsi anche di un ordine di grandezza da quelli reali del deposito. Per i terreni naturali le misure in sito risultano in genere più significative e preferibili mentre per i terreni utilizzati come materiali da costruzione sono significative anche le prove di laboratorio.

**Tabella 4 - Valori orientativi del coefficiente di permeabilità dei terreni, [26]**

Tipo di terreno	$K$ ( m/s )
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$

▪ **Determinazione della permeabilità mediante correlazioni**

Per i terreni a grana grossa è nota la formula di Hazen, [25], ampiamente documentata in numerose pubblicazioni di idrogeologia, che lega la permeabilità di un terreno alla granulometria e permette di definire il coefficiente di permeabilità noto il  $D_{10}$  (diametro corrispondente al 10% del passante della curva granulometrica del materiale) secondo la seguente relazione:

$$K = C (D_{10})^2$$

dove C è una costante compresa tra 100 e 150 se k è espresso in cm/s e  $D_{10}$  in cm. L'equazione di Hazen è applicabile a terreni granulari sciolti con  $D_{10}$  variabile tra 0.1 e 3 mm e con il coefficiente di uniformità  $C_u < 5$ . Il coefficiente di uniformità è definito dalla relazione  $C_u = D_{60} / D_{10}$  dove  $D_{60}$  è il diametro corrispondente al 60% di passante della curva granulometrica. Esistono poi grafici che legano il coefficiente di permeabilità al  $D_{50}$  (diametro corrispondente al 50% del passante della curva granulometrica), alla densità relativa ( $D_R$ ) e al coefficiente di uniformità ( $C_u$ ) come riportato nella figura seguente.

### GRAFICI DI PRUGH (1959) per sabbie non cementate

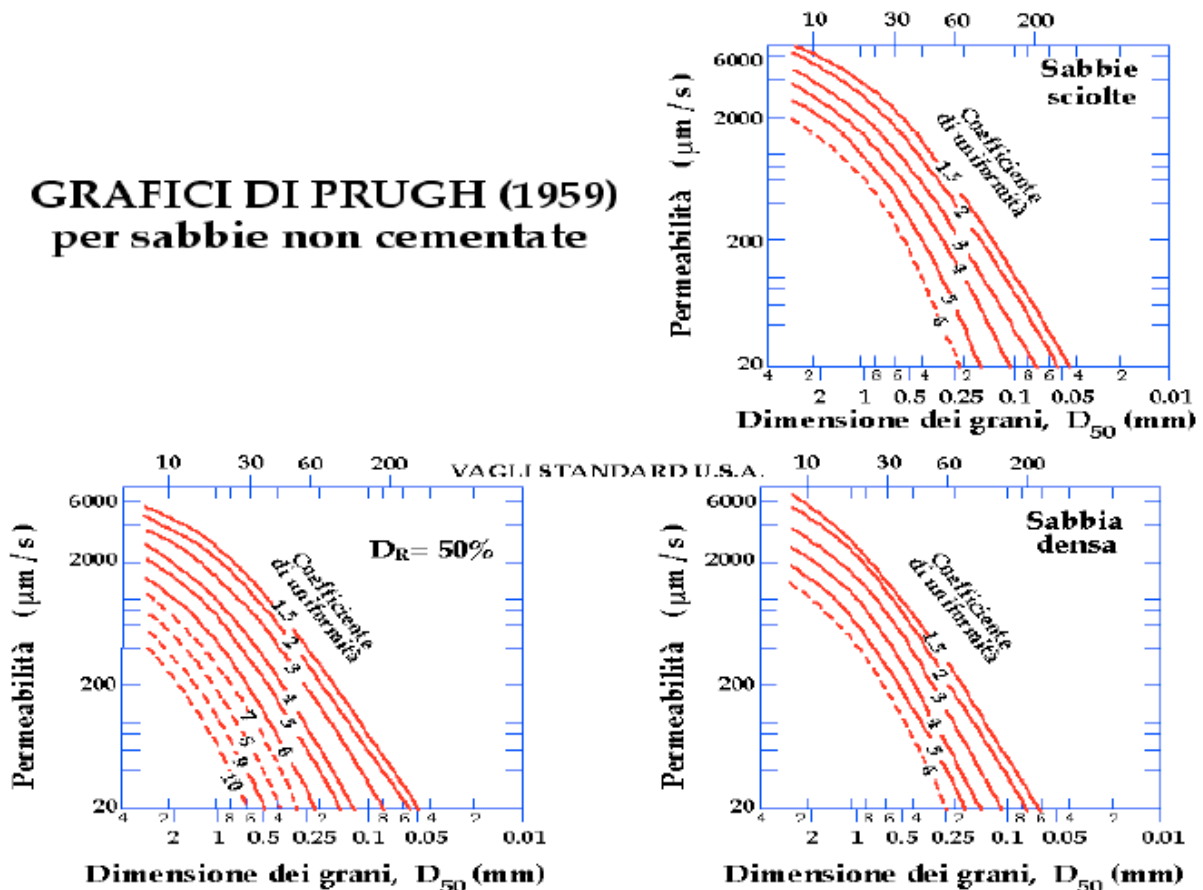


Figura 14 – Correlazione tra il coefficiente di permeabilità (K), la densità relativa ( $D_R$ ) e il coefficiente di uniformità ( $C_u$ ),[28]

La stima della permeabilità con i grafici di Prugh è tanto più vicina alla realtà quanto più il campione utilizzato per la granulometria è rappresentativo del materiale in sito. La valutazione di K dai grafici di Prugh è invece inapplicabile nel caso di sabbie leggermente cementate.

- Determinazione della permeabilità mediante prove in laboratorio

La marcata dipendenza del coefficiente di permeabilità dalle caratteristiche macrostrutturali del deposito e la difficoltà di ottenere campioni realmente indisturbati fanno sì che i risultati ottenuti da prove di laboratorio devono essere utilizzati con le cautele richieste dalle suddette limitazioni.

Per la misura della permeabilità in laboratorio vengono generalmente utilizzati:

- a) permeametro a carico costante, per terreni con  $k > 10^{-5}$  m/s
- b) permeametro a carico variabile, per terreni con  $10^{-8} < k < 10^{-5}$  m/s
- c) mediante elaborazione dei dati della prova edometrica, per terreni con  $k < 10^{-8}$  m/s

- Determinazione della permeabilità mediante prove in sito

La determinazione del coefficiente di permeabilità in sito può essere ottenuto mediante :

- a) prove in pozzetto superficiale
- b) prove in foro di sondaggio sia per terreni (prova Lefrank) che per roccia (prava Lugeon)

c) prove di pompaggio e/o emungimento

### 3.3 Monitoraggio statico

Il monitoraggio consiste nel dotare il sistema diga-fondazione-serbatoio di una rete permanente di sensori che realizzino la misura continua o periodica di grandezze significative del comportamento e della funzionalità del sistema. Il monitoraggio riguarda in generale tutte le componenti dell'impianto, ovvero:

- **Bacino:**  
la sua sorveglianza può essere concepita sia sul fronte della stabilità geomeccanica dei versanti, sia sugli afflussi/deflussi/invasi/perdite subalvee, sia sull'erosione e l'interrimento;
- **Opere di sbarramento e fondazioni:**  
la loro sorveglianza prende in considerazione generalmente le azioni esterne (variazioni d'invaso e delle temperature, accelerazioni del suolo in caso di eventi sismici) e le risposte strutturali o idrauliche (spostamenti, velocità e/o accelerazioni in regime sismico, temperature interne, pressioni interstiziali e sottopressioni, perdite di filtrazione, ecc.);
- **Opere di scarico delle piene:**  
nel caso di opere a soglia fissa sono generalmente monitorate le portate sfiorate, registrando i sovralti idrici; nel caso di paratoie è necessario monitorare la posizione dell'organo mobile. In alveo è opportuno predisporre delle aste idrografiche per la misura dei livelli raggiunti dall'acqua e dei tempi di propagazione delle piene;
- **Opere di presa (derivazione):**  
le grandezze generalmente monitorate riguardano le perdite di carico attraverso le griglie, la posizione dell'organo di intercettazione, le eventuali depressioni negli aerofori del pozzo paratoie. Inoltre, nel caso di prese profonde, sono da prevedere periodici accertamenti dell'eventuale interrimento;
- **Opere di svuotamento del serbatoio:**  
sono da monitorare la posizione dell'organo di intercettazione, la portata passante, le vibrazioni dell'organo mobile e degli ancoraggi strutturali, la depressione ed eventualmente la portata d'aria negli aerofori, la misura della torbidità delle acque evacuate;
- **Galleria (o canale) di adduzione e canali di scarico e opere di restituzione:**  
nel caso di canali è concepibile una sorveglianza mediante ispezioni visive periodiche nel corso delle quali gli aspetti da esaminare riguardano l'integrità strutturale e la funzionalità idraulica. Per le gallerie in pressione si possono posizionare sensori atti a rilevare oscillazioni stazionarie (risonanza idraulica) potenzialmente pericolose;
- **Pozzi piezometrici (o camera di carico):**  
oltre all'integrità strutturale, da verificare periodicamente con ispezioni visive, è prevedibile (anche se piuttosto eccezionali) l'installazione di sensori di pressione per l'analisi dei transitori idraulici e per la misura della portata sfiorante dall'estremo superiore, in caso di pozzo aperto;
- **Condotte forzate:**  
generalmente la sorveglianza si limita a ispezioni visive periodiche e a prelievi di campioni per determinazioni metallografiche e meccaniche. È inoltre possibile la detezione di rotture improvvise e localizzate per minimizzare i rilasci incontrollati d'acqua;
- **Centrali in caverna:**  
sono generalmente impiegati estensimetri a lunga base e distometri per monitorare l'assetto strutturale;
- **Macchinario idraulico:**  
si possono concepire quattro diversi tipi di sorveglianza relativi al rendimento idraulico dei gruppi, al rumore, alle vibrazioni e alle oscillazioni di pressione idraulica.

#### 3.3.1 Cenni sul monitoraggio delle dighe murarie

Il monitoraggio, che deve interessare sia l'opera muraria sia la fondazione e i versanti, risulta necessario per valutare il comportamento dell'opera durante le varie fasi costruttive e durante l'esercizio.

Le grandezze fisiche che più frequentemente vengono misurate riguardano tanto le grandezze "causa" (livelli d'invaso, temperature), quanto le grandezze "effetto" (spostamenti, deformazioni, sforzi, pressioni interstiziali, sottopressioni).

Di seguito si riportano sinteticamente le principali tipologie di strumenti che vengono installati sulle opere murarie per la misura delle grandezze significative per il controllo del loro comportamento:

- Sistemi di collimazione
- Pendoli (diritti e rovesci)
- Misure topografiche
- Fessurimetri (su fratture/giunti superficiali)
- Estensimetri mono/multibase da foro)
- Celle di pressione (eventualmente con trasduttori di pressione installati su martinetti piatti lasciati in opera dopo la prova)
- Piezometri
- Inclinometri (fissi da installare in superficie o da installare in tubi inclinometrici)
- Estensimetri *multibase Sliding Micrometer* (per fori comunque orientati, nella diga e in fondazione)
- Estenso-inclinometri TRIVEC (per fori verticali, nella diga e in fondazione)

### 3.3.2 Cenni sul monitoraggio delle dighe di materiali sciolti

La misura delle grandezze fisiche all'interno del corpo diga risulta necessario per:

- Monitorare il comportamento dell'opera durante le varie fasi costruttive
- Monitorare il comportamento dell'opera durante le condizioni di esercizio
- Valutare lo stato tensionale esistente ai fini delle verifiche di stabilità dell'opera

Le grandezze fisiche che più frequentemente vengono misurate in sito mediante l'installazione di opportuni strumenti sono:

- Pressioni interstiziali
- Spostamenti sia verticali che orizzontali
- Pressioni totali agenti su una superficie

I principali strumenti installati sulle dighe in terra sono:

- Piezometri
- Celle di pressione
- Assestimetri
- Drenaggi e pozzetti di raccolta per la rilevazione e misura delle eventuali perdite

## 3.4 Monitoraggio dinamico

Lo studio del comportamento dinamico di una diga è determinato da fenomeni complessi in relazione a:

- geometria della struttura;
- interazione diga-fondazione;
- interazione diga-serbatoio;
- presenza di fenomeni non lineari legati sia all'esistenza dei giunti sia al comportamento non sempre lineare del materiale;
- influenza dei parametri ambientali con riferimento particolare agli effetti termici.

La prova dinamica è capace di fornire una visione di insieme del sistema diga/invaso/fondazione tenendo simultaneamente conto di tutti gli effetti presenti.

Attraverso la prova dinamica si intende ottenere il “modello modale sperimentale” della diga, che consiste nella determinazione di:

- funzioni di trasferimento;
- frequenze proprie;
- forme modali;
- coefficienti di smorzamento.

Il “modello modale sperimentale” si riferisce ad uno stato particolare dell'opera (un dato livello d'invaso, una assegnata distribuzione di temperatura), nel senso che le quantità sopra citate possono variare se muta questo stato.

Sebbene il complesso dei dati raccolti faccia della sperimentazione dinamica uno strumento estremamente utile, deve essere d'altra parte sottolineato che i livelli di sforzo indotti nella diga durante le prove di vibrazione forzata sono sempre molto inferiori rispetto a quelli indotti da un sisma: ne



conseguenze che le prove forniscono gli elementi necessari per comprendere il comportamento in campo elastico lineare della struttura, mentre viene affidato ai sistemi di sorveglianza sismica il compito di rilevare il comportamento in campo non-lineare.

### 3.4.1 Sistemi di monitoraggio sismico

Una particolare applicazione dei rilievi vibrazionali è quella legata al monitoraggio sismico delle strutture: una rete composta da alcuni punti di misura (almeno 10÷15 trasduttori) rimane in ascolto sulla diga e registra tutti gli eventi che superano una determinata soglia predefinita.

Operando in questo modo non solo si ottengono le informazioni necessarie per determinare gli effetti di un sisma sulla diga, ma si ottiene anche un modello modale sperimentale da confrontare con i risultati sperimentali e analitici ottenuti in precedenza ed effettuare una serie di verifiche nel corso della vita della struttura.

### 3.4.2 Metodologia sperimentale

Per procedere alla caratterizzazione dinamica di una diga è necessario disporre dei dati relativi alla sua risposta ad una eccitazione esterna che ne perturbi l'assetto statico. Tale eccitazione può essere quella naturale (microsismicità, vento, onde di superficie nell'invaso, ecc.) oppure quella indotta artificialmente, cioè generata direttamente sulla struttura o in prossimità della sua fondazione. L'analisi sperimentale è basata essenzialmente sulla elaborazione dei dati della risposta della diga a questa eccitazione esterna e conduce alla determinazione del "modello modale sperimentale".

Le principali fasi dell'attività sono:

- l'eccitazione della diga;
- la registrazione della risposta strutturale;
- l'interpretazione dei dati (per questo aspetto specifico si rimanda all'Appendice 2).

Nel corso delle prove forzate sono usualmente utilizzate forze di tipo sinusoidale. L'attrezzatura più semplice per generare forze sinusoidali è la vibrodina meccanica, costituita da due masse eccentriche controrotanti: la risultante delle forze centrifughe rotanti è una forza di direzione costante e di ampiezza variabile sinusoidalmente, la cui intensità è proporzionale all'eccentricità delle masse e al quadrato della velocità angolare. Un altro tipo di vibrodina meccanica è quella a vettore rotante, costituita da una sola massa che può ruotare in senso orario o antiorario.

Un'attrezzatura di eccitazione più complessa è basata su attuatori idraulici dotati, come massa di reazione, di masse inerziali: questi eccitatori possono generare forze con un qualunque andamento nel tempo, ma l'intensità della forza erogata è inferiore a quella generata dalle vibrodine meccaniche. Sia le attrezzature meccaniche che quelle idrauliche possono operare in multi-eccitazione, controllando la frequenza e la differenza di fase di più eccitatori.

L'ampiezza della forza erogata può variare da qualche centinaio di N fino a 200 kN.

Per la misura della risposta (in termini di velocità, accelerazione, spostamenti relativi, pressioni idrodinamiche) devono essere utilizzati trasduttori ad elevata sensibilità.



**Figura 15 – Esempi di attrezzature impiegate nelle indagini dinamiche: vibrodina meccanica (a destra) e vibrodina idraulica (al centro) posizione sul coronamento diga; terna accelerometrica installata sul paramento di valle**

Normalmente le prove sono condotte sotto il controllo di un sistema digitale per mezzo del quale la frequenza di eccitazione viene fatta variare a passi costanti, di ampiezza compresa fra 0,01 e 0,05 Hz. La frequenza è mantenuta costante in ciascun passo per il tempo necessario ad ottenere una risposta strutturale stazionaria e a registrare tutte le grandezze di interesse.

I parametri caratteristici delle prove sono:

- campo di frequenza: il campo di frequenza di interesse è quello delle frequenze sismiche; in pratica vengono determinati i primi 4÷6 modi di vibrare, in quanto sono quelli che contribuiscono in modo significativo alla risposta strutturale. Ne consegue che normalmente il campo di frequenza esplorato è compreso fra 2 e 25 Hz, in funzione delle dimensioni della diga.
- ampiezza della forzante: i livelli generati durante le prove di vibrazione forzata sono sempre molto contenuti. Usualmente a questi livelli di sforzo, la diga si comporta in modo lineare e l'intensità della forza viene scelta solo in funzione dell'ampiezza dei segnali di risposta in uscita dai trasduttori per ottenere misure accurate e un buon rapporto segnale/rumore. La verifica sperimentale della linearità della risposta è però un elemento importante per la caratterizzazione del comportamento della struttura: le prove vengono pertanto condotte, quando è possibile, a diversi livelli di forza, cogliendo le eventuali variazioni nei parametri che caratterizzano la risposta (variazioni dell'ampiezza della risposta alle diverse frequenze, ecc.).
- posizione e numero degli eccitatori: La posizione e il numero degli eccitatori vengono scelti per aumentare o ridurre il contributo nella risposta di uno o più modi di vibrare, in modo tale da rendere presenti nelle risposte tutti i modi che si vogliono indagare e da semplificare le successive analisi. Le posizioni più utilizzate sono di solito sull'arco di cresta e normalmente viene utilizzato un unico eccitatore che viene spostato in due differenti posizioni, una simmetrica ed una antisimmetrica. Soluzioni diverse possono essere determinate da particolari esigenze da valutare caso per caso.
- posizione e numero delle misure: le grandezze di base che possono essere misurate sono: quantità cinematiche, sforzi, pressioni idrodinamiche. Le grandezze cinematiche (accelerazione, velocità) servono per determinare le frequenze proprie e le forme modali. I massimi livelli delle ampiezze di vibrazione generati durante le prove con eccitazione forzata, in corrispondenza dei primi modi di vibrare, sono mediamente dell'ordine di qualche mm/s (1÷5 mm/s) in termini di velocità. In generale viene fatto uso di sismometri e/o accelerometri, che misurano rispettivamente la velocità o l'accelerazione del punto di installazione. In alcuni casi si può fare ricorso a misure di tipo interferometrico, che consentono di misurare la componente della velocità di vibrazione nella direzione del raggio laser fino ad una distanza di circa 200 m: questi strumenti, oltre agli scopi precedentemente descritti, consentono di rilevare la risposta strutturale in un numero elevato di punti permettendo la ricerca e la definizione ad esempio delle linee nodali e di anomalie. La posizione e il numero dei punti di misura vengono scelti in funzione della complessità dei modi di vibrare e dei movimenti delle spalle che si intendono ricercare e indagare: ne consegue che la rete di misura, sempre influenzata dalle dimensioni della diga, è composta da 25÷40 punti, che possono essere rilevati sia in direzione radiale che tangenziale. Gli sforzi generati durante le prove non sono facilmente misurabili, mentre è possibile installare trasduttori di spostamento relativo sui giunti e/o su lesioni, in modo tale da rilevare la loro apertura/chiusura e il loro scorrimento.

### Riferimenti bibliografici

- [1] U. S. Department of the Interior (Water and Power Resources Service), *Safety Evaluation of Existing Dams: A manual for the safety evaluation of embankment and concrete dams*, Denver (Colorado), 1980
- [2] ICOLD, Bollettino n.145, *The physical properties of hardened conventional concrete in dams*, 2009
- [3] ICOLD, Bollettino n.93, *Ageing of dams and appurtenant works*, 1993
- [4] ITCOLD, Rapporto, *Processi di invecchiamento di dighe e loro fondazioni*, 1999
- [5] Associazione Geotecnica Italiana (AGI), 1977, *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*, giugno 1977

- [6] Associazione Geotecnica Italiana (AGI), *Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio*, giugno 1994
- [7] Association Suisse de Normalisation, 1981, Norme Suisse SN 670317a, *Terre - Prova di piastra M5*
- [8] ASTM D421 – 85, *Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants*, Book of Standards Volume 04.09, 2007
- [9] ASTM D422 – 63, *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*, Book of Standards Volume 04.09, 2007
- [10] ASTM D698 - 07e1, 2007, *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))*, Book of Standards Volume 04.09
- [11] ASTM D854 – 10, *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, Book of Standards Volume 04.09
- [12] ASTM D1194-94, *Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings (Withdrawn 2003)*, Book of Standards Volume 04.09
- [13] ASTM D1195, *Standard Test Method for Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*, Book of Standards Volume 04.09
- [14] ASTM D1196 – 93, *Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*, Book of Standards Volume 04.09, 2004
- [15] ASTM D1557 – 09, *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2,700 kN-m/m<sup>3</sup>))*, Book of Standards Volume 04.09
- [16] ASTM D2216 – 10, *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*, Book of Standards Volume 04.09
- [17] ASTM D2435 – 96, *Standard Test Method for One-dimensional consolidation properties of soils*, Book of Standards Volume 04.09
- [18] ASTM D2573-78, *Standard test method for Field vane Shear Test in Cohesive soil*, Book of Standards Volume 04.08
- [19] ASTM D3080 – 04, *Standard Test Method for Direct shear test of soils under consolidated drained conditions*, Book of Standards Volume 04.09
- [20] ASTM D4254 – 00, 2006, *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*, Book of Standards Volume 04.09
- [21] ASTM D4318 – 10, *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*, Book of Standards Volume 04.09
- [22] ASTM D6635-01, *Standard test method for performing DMT*, Book of Standards, Volume 04.09
- [23] CEN Eurocode 7, *Flat dilatometer test (DMT) - Part 3 : Design assisted by field testing*, Section 9, 1999
- [24] Facciorusso J., Madiati C. e Vannucchi G.; 2006, *Dispense di Geotecnica*, Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica; Università degli Studi di Firenze.
- [25] Hazen A., 1911, *Discussion of dams on sand foundations*, Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 73, pp 199–203
- [26] Lancellotta R. e Mascardi C., 1987, *Scavi sotto falda*, Conferenze di Geotecnica di Torino, XIII Ciclo, Progettazione Geotecnica: Metodo di Calcolo e Parametri, Dipartimento di Ingegneria Strutturale del politecnico di Torino
- [27] Marchetti, S. & Crapps, D.K., *Flat Dilatometer Manual*, Internal Report of G.P.E. Inc., 1981
- [28] Prugh B. J., 1959, *Moretrench Handbook*, Priv. Publication, Rockaway, New York
- [29] Silvestri F., *Prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà idrauliche e meccaniche dei terreni*, Dispense corso di Geotecnica, Università della Calabria

#### 4 MODELLI PER L'IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE

L'analisi del comportamento di una diga per valutarne la sicurezza sia in fase di costruzione sia in esercizio consiste nell'accertarsi che la struttura si comporti secondo quanto definito dal progettista in base alle conoscenze sul contesto ambientale che accoglie l'opera e sul comportamento dei materiali, siano essi naturali o artificiali. Questo tipo d'analisi richiede due passi fondamentali:

- l'individuazione delle “grandezze causa” (invaso, variazioni termiche ambientali, ecc.) che influenzano in modo diretto le “grandezze effetto” (variazioni termiche nella struttura, spostamenti, rotazioni, deformazioni, ecc.); queste ultime devono essere rappresentative del comportamento strutturale della diga e quindi delle sue condizioni di sicurezza;
- la predisposizione di modelli numerici di riferimento dai quali, al variare delle condizioni ambientali e strutturali, ricavare i dati previsionali relativi alle grandezze effetto da mettere successivamente a confronto con gli analoghi valori misurati per ottenere indicazioni sulle condizioni strutturali dell'opera. Nella fase interpretativa e/o previsionale occorre spesso fare ricorso a un procedimento di calibrazione (o di identificazione dei parametri fisico meccanici del sistema) che consente di minimizzare il divario tra le “grandezze effetto” misurate con i sistemi di monitoraggio e quelle calcolate con il modello. L'analisi dei parametri identificati costituisce, di fatto, un modo particolarmente efficace per effettuare una diagnosi delle “condizioni di salute” dell'opera.

Nel presente capitolo si illustrano i metodi di indagine numerica che si sono rivelati di maggiore efficienza nella diagnostica delle dighe. Lo studio di questi metodi è stato sempre ispirato dall'idea che qualsiasi attività di conoscenza passa attraverso attività di modellazione. Viene in mente a tale riguardo il breve dialogo immaginato da Italo Calvino nel suo libro “Le città invisibili” [1]:

Marco Polo descrive un ponte pietra su pietra. *Ma qual è la pietra che sostiene il ponte?* – chiede Kublai Kan.

*Il ponte non è sostenuto da questa o quella pietra* – risponde Marco - *ma dalla linea dell'arco che esse formano.*

Kublai Kan rimane silenzioso, riflettendo. Poi soggiunge: - *Perché mi parli delle pietre? È solo dell'arco che m'importa.*

Polo risponde: - *senza pietre non c'è arco.*

Nel brano fa mostra di sé, in primo piano, la realizzazione dell'ingegno umano e, appena dietro, in filigrana, appare l'ente che spiega il suo funzionamento. I due elementi, in un'ottica prettamente ingegneristica, si possono far corrispondere al “Sistema” e al “Modello” con la definizione seguente: un insieme di “oggetti” M (ad esempio “pietre”) usato per ottenere e/o trasmettere informazioni su di un insieme di “oggetti” S (ad esempio “arco”) è un modello. Il termine “oggetti” indica in questo caso non solo enti materiali, dotati di una loro intrinseca osservabilità, ma anche enti astratti di natura concettuale in cui la possibilità di osservare e misurare è sostituita dalla definizione formale delle loro proprietà.

I più chiari esempi di modelli costruiti con concetti astratti sono quelli composti da entità geometriche: nella rappresentazione del sistema solare, ad esempio, per descrivere i moti di rotazione e rivoluzione dei pianeti si considerano corpi sferici ed orbite ellittiche. La sfera viene dunque in questo caso adottata come modello del globo terrestre. Peraltro, nelle carte geografiche, nelle mappe stradali delle città o topografiche, la superficie terrestre è riportata in piano e nel calcolo di aree e distanze si fa uso di modelli composti da forme geometriche elementari applicando a queste le regole della geometria e della matematica.

In questi esempi la realtà si descrive con oggetti che assomigliano alle forme reali ma non coincidono mai perfettamente con esse. Le forme geometriche sono idealizzazioni che possono approssimare anche con grande precisione gli oggetti reali ma mai riprodurli esattamente.

Più in generale se l'insieme di oggetti M può servire a fornire informazioni sul conto dell'insieme S, tra i due insiemi evidentemente deve esistere una qualche forma di somiglianza e di analogia che permetta di far corrispondere ad alcune caratteristiche dell'uno alcune caratteristiche dell'altro.

Non necessariamente, però, tutte le caratteristiche di S devono essere rappresentate in M, ma, tra queste, sicuramente quelle che sono oggetto di interesse. Può quindi capitare che un'osservazione effettuata su S o su M riveli un vuoto di corrispondenza: questo accade quando in M non sono rappresentate proprietà

di S che pure sono di nostro interesse o, al contrario, quando M mostra alcuni comportamenti non osservati in S. La storia della scienza è ricca di casi di questo genere. Un esempio è l'azione del vento sulle costruzioni<sup>1</sup>.

In termini generali, si ricorre ai modelli:

- per simulare il comportamento di possibili realizzazioni alternative, valutarne preventivamente le caratteristiche (uso “diretto”) ed infine scegliere la realizzazione migliore;
- per dedurre le caratteristiche di una realizzazione esistente adattando il modello per renderlo in grado di riprodurre il comportamento (uso “inverso”).

L'impiego delle teorie alla base dei modelli di riferimento previsionali e/o interpretativi del comportamento delle dighe risale agli anni '70-'80; una descrizione sintetica ma esaustiva dello stato dell'arte di allora è riportata in [2], cui si rimanda. Oggi alcune scelte operative e computazionali di questi approcci non sono più attuali in quanto superate dall'evoluzione delle dotazioni *hardware* e *software*, che consentono di eseguire analisi e calcoli allora estremamente onerosi. Ciò che invece rimane sostanzialmente valido e attuale è l'impianto teorico che, con alcune variazioni-integrazioni-sviluppi, viene utilizzato ancora oggi sia per costruire modelli interpretativi sia come fondamentale supporto nella fase di calibrazione/validazione dei modelli numerici.

Da un punto di vista generale, i modelli di identificazione possono essere raggruppati in due grandi famiglie:

- i modelli a rappresentazione esterna (o input-output): sono di tipo parametrico e considerano solo le variabili osservate, generalmente suddivise in variabili d'ingresso e d'uscita;
- i modelli a rappresentazione interna (o a variabili di stato): si differenziano dai precedenti poiché introducono delle variabili ausiliarie, dette appunto di stato, e risolvono il problema mediante algoritmi a sottospazi basati sull'algebra lineare. Questi modelli sono più robusti e affidabili rispetto a quelli a rappresentazione esterna in quanto, non essendo metodi iterativi, non presentano problemi di convergenza.

Nel successivo §4.1 sono descritte due tipologie di metodi impiegati tradizionalmente nel settore delle dighe: i modelli statistici (a rappresentazione esterna) e quelli deterministici (a rappresentazione interna) applicati in campo statico. Per questi ultimi si fa in genere ricorso al Metodo degli Elementi Finiti (FEM) per descrivere la struttura e i legami costitutivi che ne descrivono il comportamento.

Nel §4.2 si illustrano i modelli d'identificazione dinamica nel dominio del tempo che descrivono, mediante processi stocastici, la risposta dinamica della struttura osservata durante indagini sperimentali. Tra i metodi d'identificazione dinamica basati sul FEM e sull'analisi modale, sono stati messi a punto procedimenti d'identificazione che, avvalendosi di criteri di ottimizzazione, consentono di calibrare il modello a Elementi Finiti (EF) di una struttura sulla base dei dati forniti dalle prove dinamiche condotte in sito (§3.4). In questi casi, il processo identificativo è di tipo iterativo ed è costituito essenzialmente da una fase di *modal matching*, nella quale i dati sperimentali sono messi a confronto con le relative grandezze numeriche, e da una fase di *model updating* dove si aggiornano opportunamente i parametri

---

<sup>1</sup>Anche se a lungo non fu capita l'importanza dell'interazione fluido - struttura, le sue conseguenze furono evidenti sin dagli inizi della storia del volo umano e anche in importanti costruzioni come il Tacoma Narrows Bridge (in italiano "Ponte di Tacoma"). Si trattava in sostanza di cedimenti dovuti ad oscillazioni sempre più ampie che portavano la struttura al collasso a causa delle grandi deformazioni ed il conseguente superamento dei limiti di resistenza dei materiali. Verso le 10 del mattino del 7 novembre 1940 iniziò la torsione della campata centrale del ponte, che collassò un'ora e dieci minuti dopo. Le immagini del disastro furono riprese da un docente di ingegneria che stava studiando i movimenti della struttura. L'ingegnere italiano Giulio Krall fu il primo a trovare una spiegazione del crollo e calcolò la velocità critica del vento sulla struttura in 67 km/h, praticamente coincidente con la effettiva velocità del vento che causò il disastro. Le cause del crollo furono attribuite alle vibrazioni autoeccitate indotte dal distacco periodico di vortici di von Kármán (fenomeno di instabilità aeroelastica detto anche *flutter*). Infatti, sotto l'azione di un vento costante di circa 42 nodi la scia dei vortici di von Kármán trasmetteva alla struttura delle coppie torcenti pulsanti alla stessa frequenza torsionale del ponte, innescando così un fenomeno di risonanza con ampiezze via via crescenti e non compensate da un adeguato smorzamento. Il ponte venne ricostruito nel 1950 facendo tesoro della drammatica esperienza: più largo (e dunque meno snello), con maggior rigidezza torsionale e capacità di smorzamento e con una struttura molto più stabile nei confronti degli effetti del vento.

fisico-meccanici del modello a EF sulla base delle variazioni determinate applicando metodi di ottimizzazione (§4.3).

#### 4.1 Modelli deterministici e statistici

Nelle attività di diagnostica strutturale i primi due obiettivi fondamentali che dovrebbero essere perseguiti riguardano la comprensione del funzionamento strutturale e l'interpretazione del comportamento osservato. Il confine tra i due obiettivi non è netto: la comprensione dello schema statico di funzionamento della struttura si può avvalere delle risultanze dell'attività di interpretazione del comportamento osservato, e quest'ultima può utilmente incorporare le indicazioni fornite dalla conoscenza dei meccanismi di funzionamento strutturale.

L'interpretazione del comportamento osservato si basa su modelli che correlano le grandezze causa (variabili d'ingresso quali ad esempio registrazioni di temperatura) alle grandezze effetto (variabili d'uscita quali ad esempio spostamenti), entrambe fornite dal sistema di monitoraggio installato sull'opera. Questi modelli interpretativi, del tipo a *rappresentazione esterna*, sono stati sviluppati per soddisfare l'esigenza di disporre di strumenti previsionali del comportamento delle dighe, con i quali eseguire più agevolmente il controllo periodico del funzionamento dell'opera.

La comprensione del comportamento strutturale richiede una schematizzazione a priori della struttura in grado di relazionare logicamente (e correttamente) le grandezza causa (azioni) e quelle effetto (risposta strutturale). Un modello di schematizzazione richiede, a monte, una teoria che colleghi organicamente tutte le variabili (variabili di stato) che regolano il comportamento strutturale e gli algoritmi che risolvono il sistema di equazioni che ne deriva. Questi modelli, del tipo a *rappresentazione interna*, sono noti anche come modelli deterministici. Le variabili utilizzate da questi modelli (quali ad esempio i parametri fisico-meccanici dei materiali) influenzano l'affidabilità e la rappresentatività della risposta calcolata che, a sua volta, deve essere congruente con quella osservata quando si considerano le azioni che l'hanno prodotta. La risposta osservata può essere fornita dal modello interpretativo/previsionale, che diventa quindi uno strumento prezioso anche per validare il modello di calcolo (attività di calibrazione).

Schemi metodologici per la messa a punto di modelli previsionali/interpretativi delle dighe, come già detto, sono stati messi a punto negli anni '70-'80. Nel seguito si descrive brevemente quanto riportato in [2], limitandosi all'impostazione generale dei metodi previsionali - deterministici e statistici - e agli aspetti che vengono ritenuti ancora attuali, procedendo successivamente con la descrizione dell'approccio che viene utilizzato correntemente per la calibrazione di modelli numerici.

Occorre, comunque, rilevare che la distinzione tra modelli previsionali non è rigida: le relazioni analitiche su cui si basano le correlazioni tipiche dei Modelli Statistici sono spesso suggerite da una conoscenza quantomeno qualitativa del comportamento strutturale atteso, a sua volta regolato da leggi fisico-matematiche di tipo deterministico, come pure alcuni tra i dati d'ingresso dei Modelli Deterministici possono derivare da una trattazione statistica di dati acquisiti nel passato.

A tale proposito si pensi al processo che viene normalmente seguito per calibrare i modelli numerici a EF, dove la ricerca della migliore stima di alcuni parametri fondamentali che governano la risposta matematica del modello, quali ad esempio i moduli elastici, viene condotta assumendo che la risposta deformativa di riferimento sia quella fornita dalla trattazione statistica delle misure di spostamento rilevate nel passato.

Entrambe le tipologie di modello si prefiggono comunque di predisporre uno strumento previsionale affidabile, capace di fornire valutazioni quantitative sul comportamento strutturale atteso (grandezze effetto) a fronte dell'azione delle grandezze causa passate, presenti e future. Se la differenza tra la previsione e la misura è trascurabile o ragionevolmente contenuta, si ha una conferma del fatto che la diga si comporta come il modello previsionale; una differenza consistente invece può essere indice di anomalie comportamentali che devono essere approfondite.

L'affermazione che "la diga si comporta come il modello" assume un diverso significato per le due tipologie di modelli in esame. Nel caso di un Modello Statistico, infatti, ciò significa che la diga si comporta come ha sempre fatto in passato, ma questo non implica necessariamente che il comportamento sia corretto e/o conforme a quello previsto dal progettista. Nel caso di un Modello Deterministico invece ciò significa che il comportamento della diga è congruente con gli schemi di funzionamento strutturale ipotizzati dal progettista/verificatore, a loro volta conformi e dipendenti dalle

relazioni matematico-fisiche che regolano il comportamento strutturale secondo la Scienza delle Costruzioni.

#### 4.1.1 Modelli deterministici

L'ipotesi fondamentale alla base di questi modelli è il comportamento elastico-lineare dei materiali costituenti (diga e roccia di fondazione). Questa ipotesi giustifica il principio di sovrapposizione degli effetti, per il quale la grandezza effetto è esprimibile come combinazione lineare degli effetti indotti da ciascuna delle diverse grandezze causa; ad esempio lo spostamento in un punto può esprimersi come combinazione lineare degli spostamenti dovuti all'azione separata del carico d'invaso e del carico termico.

Il valore della grandezza effetto in un punto è funzione del valore delle grandezze causa; se le grandezze causa variano nel tempo (come ad esempio l'invaso e il carico termico) la grandezza effetto va calcolata per ciascun istante "t". La disponibilità di un modello numerico permette di eseguire questo calcolo per i diversi istanti e per le diverse configurazioni del carico, ma l'operazione può risultare onerosa sia in termini economici che di tempo. Sfruttando l'ipotesi di comportamento elastico e lineare è possibile ovviare a questo problema disaccoppiando gli effetti temporali da quelli spaziali ed esprimendo il carico reale  $L(x,y,z,t)$  come combinazione lineare degli effetti dovuti a distribuzioni unitarie dei carichi  $U_j(x,y,z)$ , da calcolarsi una sola volta, moltiplicate per opportuni coefficienti  $I_1(t), I_2(t), \dots, I_n(t)$ :

$$L(x,y,z,t) = I_1(t)U_1(x,y,z) + I_2(t)U_2(x,y,z) + \dots + I_n(t)U_n(x,y,z) \quad (4.1)$$

A ciascuna distribuzione unitaria  $U_n(x,y,z)$  corrisponde un effetto  $e_k$ ; pertanto l'effetto atteso complessivo  $E_k(t)$  dovuto al carico  $L(x,y,z,t)$  si ottiene come combinazione lineare degli effetti  $e_k$ , considerabili come "coefficienti d'influenza unitari", attraverso gli stessi fattori parziali di carico  $I_i(t)$  che caratterizzano la grandezza causa:

$$E_k(t) = I_1(t)e_{k1} + I_2(t)e_{k2} + \dots + I_n(t)e_{kn} \quad (4.2)$$

Pertanto il modello numerico viene utilizzato una sola volta per calcolare le funzioni d'influenza unitarie  $e_{ki}$  dovute alle  $U_j(x,y,z)$ . Una volta stabilite le distribuzioni unitarie dei carichi  $U_j(x,y,z)$  e noto il carico  $L(x,y,z,t)$ , il calcolo dei fattori parziali di carico  $I_n(t)$  può essere effettuato agevolmente attraverso la (4.1). Nel caso del carico termico ad esempio i fattori di carico  $I_n(t)$  vengono fatti coincidere con le temperature misurate e con le derivate rispetto al tempo di funzioni opportunamente smussate (sinusoidi) che approssimano l'andamento delle suddette temperature.

Per quanto riguarda invece la stima degli effetti dovuti alle variazioni del carico d'invaso l'approccio è diverso da quello appena presentato. La pressione idrostatica varia con il quadrato del battente e la superficie bagnata generalmente varia al variare del livello d'invaso; pertanto la relazione tra il carico idrostatico e la corrispondente grandezza effetto  $F_{ki}$  in una prefissata posizione è quasi sempre non lineare. Per ricavare questa funzione si applicano al modello livelli differenziati della spinta idrostatica  $I_1, I_2, I_3, I_n$  e, per ciascuno di essi, viene calcolato l'effetto  $F_{ki}$  nel punto d'interesse (ad esempio la quota di coronamento). La funzione che lega gli effetti  $F_{ki}$  alla causa può essere adeguatamente approssimata da un'espressione polinomiale del tipo:

$$F_k(I) = A_0 + A_1 I + A_2 I^2 + \dots + A_m I^m \quad (4.3)$$

dove  $I$  è il livello d'invaso (sempre normalizzato) e i coefficienti  $A_m$  sono incognite, da determinarsi ad esempio con un approccio ai minimi quadrati basato sui valori discreti di  $F_{ki}$  valutati con il modello numerico per i livelli d'invaso  $I_n$ . Una volta costruita la funzione  $F_k(I)$ , spesso denominata "polinomio idrostatico", è possibile valutare la grandezza effetto per qualsiasi valore del livello d'invaso.

#### 4.1.2 Modelli statistici

La messa a punto del modello statistico prevede le seguenti fasi:

- Acquisizione delle serie temporali delle misure relative ai carichi di esercizio (grandezze causa), tipicamente i livelli d'invaso e le temperature (acqua d'invaso ed aria ambiente). In generale l'estensione temporale e la frequenza di acquisizione di queste misure sono adeguate per garantire la corretta riproduzione del ciclo annuale di variazione di tali grandezze.

- Acquisizione delle serie temporali delle misure di spostamento, che devono interessare un'estensione temporale sufficientemente ampia (almeno 5 anni) e devono logicamente essere depurate da eventuali errori di misura dovuti a problemi strumentali e/o da eventuali azzeramenti delle misurazioni dovuti ad interventi sulla strumentazione o sui capisaldi di misura.
- Analisi comparata delle misure delle grandezze causa ed effetto per stabilire le correlazioni fondamentali, la sensibilità della risposta a variazioni dei periodi presi in esame per seguire le regressioni, la presenza e la natura di eventuali fenomeni irreversibili.

Il modello statistico esprime lo spostamento misurato in un generico istante "t" come somma di una componente periodica dovuta alla temperatura di una funzione polinomiale che riproduce gli effetti legati alle oscillazioni del livello d'invaso e di una funzione rappresentativa di un'eventuale componente di spostamento irreversibile funzione del tempo, dovuta a fenomeni anelastici come ad esempio il *creep* della roccia di fondazione e/o della struttura.

La decomposizione dello spostamento complessivo misurato nella somma delle suddette tre componenti richiede di stabilire per ciascuna di esse un'adeguata funzione matematica.

#### 4.1.2.1 Grandezze causa

##### Componente termica

Per quanto riguarda la componente di spostamento di origine termica, ad esempio di periodo annuale, l'esame dei diagrammi cronologici delle temperature evidenzia come la loro evoluzione possa essere convenientemente approssimata con una funzione interpolante sinusoidale che tenga conto anche dell'armonica con periodo semestrale, del tipo:

$$S(t) = A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t) + C \sin(2\omega t) + D \cos(2\omega t) \quad (4.4)$$

dove:

S(t) = spostamento

A, B, C, D = costanti

$\omega$  = pulsazione =  $2\pi/P = 0.017211$  con P = periodo pari a 365 giorni (un anno)

Le costanti A, B, C e D incognite vengono stimate con la regressione della serie temporale degli spostamenti misurati.

Le grandezze causa che originano la funzione di spostamento S(t) sono rappresentate dalle funzioni periodiche delle temperature di aria ambiente e acqua d'invaso direttamente misurate in sito, il cui andamento è ben rappresentato da una funzione periodica analoga a quella descritta per gli spostamenti.

$$T(t) = T_m + A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t) + C \sin(2\omega t) + D \cos(2\omega t) \quad (4.5)$$

T = temperatura (°C)

T<sub>m</sub> = temperatura media annua (°C)

A, B, C, D = costanti

$\omega$  = pulsazione =  $2\pi/P = 0.017211$  con P = periodo pari a 365 giorni (un anno)

Questa funzione viene adottata sia per simulare la temperatura dell'aria ambiente che quella dell'acqua d'invaso, ovvero:

$$T_{\text{aria}}(t) = T_{m1} + A_1 \sin(\omega t) + B_1 \cos(\omega t) + C_1 \sin(2\omega t) + D_1 \cos(2\omega t) \quad (4.6)$$

$$T_{\text{acqua}}(t) = T_{m2} + A_2 \sin(\omega t) + B_2 \cos(\omega t) + C_2 \sin(2\omega t) + D_2 \cos(2\omega t) \quad (4.7)$$

Le otto costanti A<sub>i</sub>, B<sub>i</sub>, C<sub>i</sub>, D<sub>i</sub> possono essere stimate mediante una regressione ai minimi quadrati delle corrispondenti serie temporali delle temperature misurate.

Qualche osservazione riguardo alle problematiche collegate alle funzioni periodiche di temperatura così determinate:



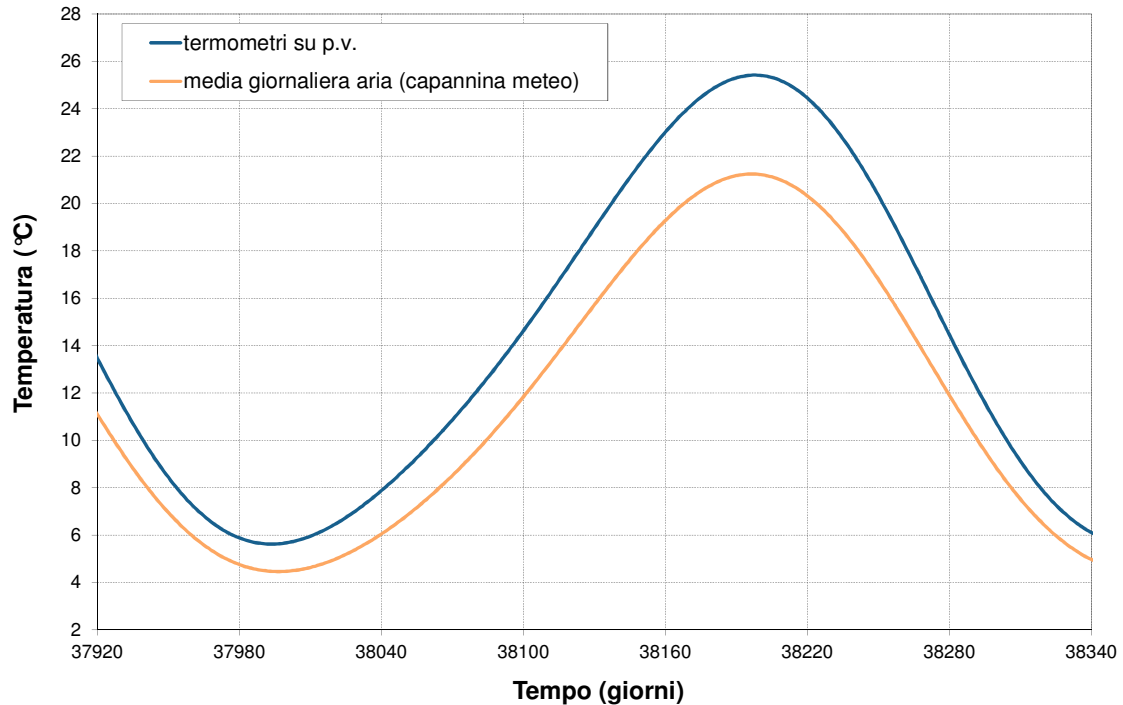
- La frequenza di acquisizione di queste grandezze è normalmente giornaliera e, quindi, generalmente più elevata rispetto a quella delle grandezze effetto (spostamenti); ne deriva che la funzione periodica  $T(t)$  delle temperature che si ricava dalla regressione include fenomeni di breve periodo che non trovano corrispondenza nelle serie temporali delle misure di spostamento. Questo aspetto potrebbe introdurre approssimazioni nella successiva fase di regressione delle misure di spostamento; il campionamento della grandezza causa e di quella effetto dovrebbe essere lo stesso. A questo problema si ovvia in genere utilizzando le temperature medie decadali, valutate a partire dalle serie temporali delle temperature misurate; questa media mobile tende ad eliminare i fenomeni di breve periodo garantendo una maggiore congruenza con le misure di spostamento.
- Le serie temporali delle misure dell'aria ambiente sono sempre misure rilevate dai termometri in capannina meteo, che registrano di norma solo i valori massimi e minimi della temperatura giornaliera. Ai fini di un modello previsionale o anche di un'attività di calibrazione di un modello a EF si adottano generalmente le temperature medie giornaliere, considerate sufficientemente rappresentative per gli scopi del modello statistico. Ma la temperatura media giornaliera non corrisponde necessariamente alla media del valore giornaliero minimo e massimo e, quindi, le serie temporali che si adottano per la regressione potrebbero risultare affette da un margine di errore, peraltro variabile a seconda della posizione geografica della diga.
- Le misure di temperature rilevate in capannina meteo spesso non sono rappresentative delle temperature reali che sollecitano i paramenti della diga, specie quello di valle. Questo si verifica sempre quando l'esposizione della diga (e in particolare il suo paramento di valle) favorisce gli effetti dell'irraggiamento solare, che inducono campi termici molto più severi di quelli che si ricaverebbero dalle misure termometriche dell'aria ambiente modificandone sia l'entità dell'escursione termica stagionale che il valor medio annuo (e.g. Corfino, Figura 16, Figura 17); le dighe per le quali si dispone anche di misure di temperatura direttamente rilevate sull'opera (e in particolare sui paramenti) sono, purtroppo, un'esigua minoranza. In queste condizioni sono possibili due alternative: la più rigorosa (e.g. diga di Venina) consiste nell'esecuzione di analisi termiche più sofisticate che consentano di valutare gli effetti dell'irraggiamento, dove le temperature dell'aria ambiente costituiscono uno dei dati richiesti insieme ai parametri termici dei materiali che costituiscono la diga, la sua orientazione geografica e le condizioni atmosferiche. E' chiaro quindi che il ricorso a queste analisi è giustificato solo se le risultanze della fase di calibrazione del modello ne evidenziano la necessità e/o se le problematiche strutturali da risolvere sono strettamente collegate ai campi termici. Se invece il grado di approssimazione del modello statistico non risulta eccessivo è possibile ricorrere al buon senso ingegneristico, magari supportato da qualche analisi di sensibilità sul modello a EF che permetta di collegare il grado di errore tipico di questi fenomeni.
- L'esposizione geografica della diga gioca invece un ruolo decisamente meno rilevante per l'acqua d'invaso, dove le temperature minime e massime giornaliere vengono generalmente acquisite in superficie e a 5 m di profondità. Le escursioni termiche giornaliere e stagionali dell'acqua sono, infatti, decisamente più contenute di quelle dell'aria ambiente, gli effetti dell'irraggiamento solare si risentono meno e interessano essenzialmente lo strato superficiale. Tuttavia si è riscontrato spesso come la temperatura dell'acqua d'invaso che governa gli spostamenti di origine termica della diga non è quella superficiale né quella a -5 m di profondità, le cui differenze sono spesso trascurabili, ma è la temperatura dell'acqua profonda (profondità superiore ai 10 m), che si mantiene sostanzialmente costante nel tempo; disporre di questi valori di temperatura risulterebbe spesso utile per incrementare la rappresentatività del modello a EF.

#### Componente idrostatica

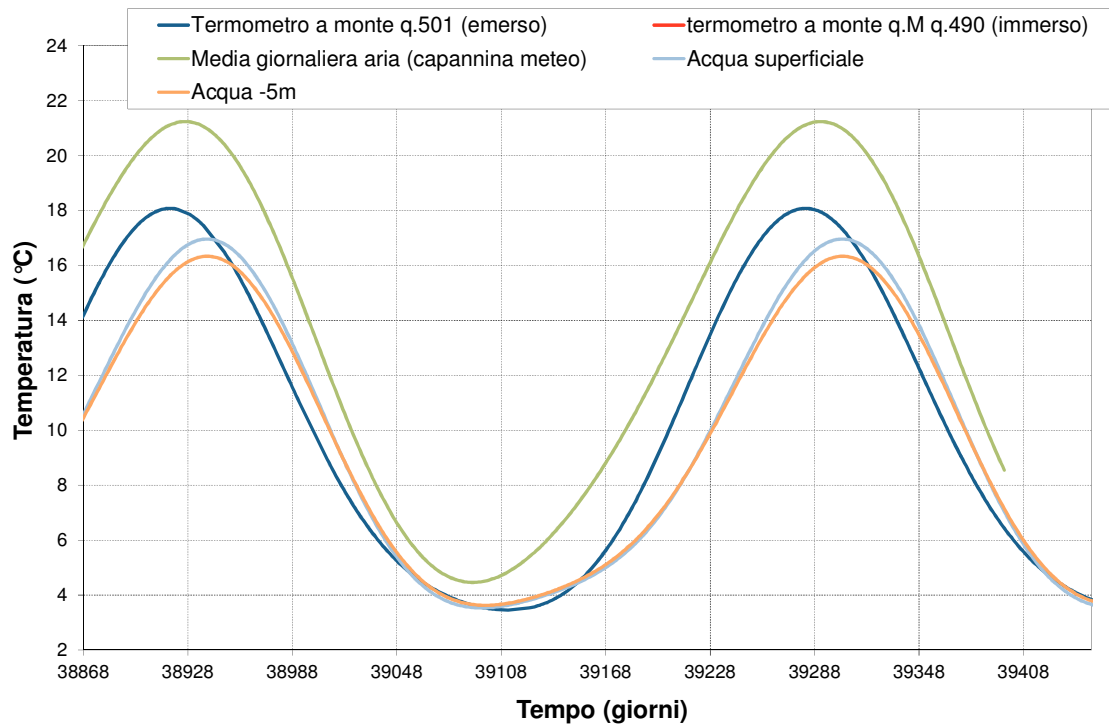
Per quanto riguarda la funzione d'invaso si utilizza una funzione polinomiale di grado opportuno del tipo:

$$s_k(I) = A_0 + A_1 I + A_2 I^2 + \dots + A_m I^m \quad (4.8)$$

dove “s” è lo spostamento cercato, I è la variabile costituita dal livello d’invaso normalizzato rispetto ad un valore prefissato, spesso identificato col massimo valore del livello d’invaso raggiunto nell’arco temporale di riferimento,  $A_m$  i coefficienti del polinomio oggetto di regressione. Questa funzione fornisce lo spostamento in un punto caratteristico della diga al variare del livello d’invaso.



**Figura 16 - Diga di Corfino – Paramento di valle esposto a Sud: funzioni periodiche annuali della temperatura ricavate dai dati termometrici in capannina meteo e da termometri installati sul paramento**

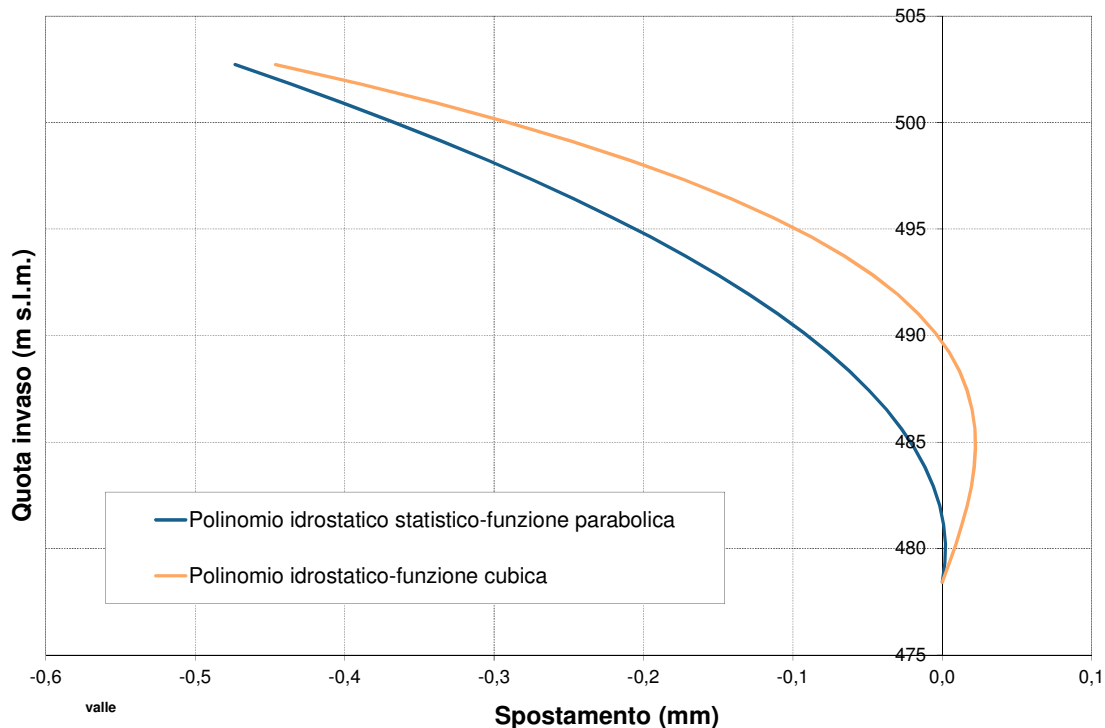


**Figura 17 - Diga di Corfino – Paramento di monte esposto a Nord: funzioni periodiche annuali della temperatura ricavate dai dati termometrici in capannina meteo e da termometri installati sul paramento**

Qualche osservazione riguardo alle problematiche collegate alla determinazione della curva d'invaso:

- Per le dighe murarie, l'andamento delle misure di spostamento misurato è sempre in netta prevalenza influenzato dalle oscillazioni termiche. Pertanto lo spostamento misurato in una postazione in un qualsiasi tempo "t" risulta quasi sempre governato dalla componente termica dei carichi; ne deriva che la regressione della serie temporale degli spostamenti misurati con la funzione teorica somma delle singole componenti disaccoppiate, che consiste in ultima analisi nella minimizzazione della funzione errore basata sui minimi quadrati, tende anche matematicamente a "privilegiare" la componente termica. Lo squilibrio tra l'entità degli spostamenti prodotti dalle due grandezze causa raggiunge l'apice quando le oscillazioni annuali del livello d'invaso sono molto modeste (ad esempio quando l'invaso funziona da regolazione per l'impianto) e/o nei periodi dell'anno in cui il livello d'invaso si mantiene basso; in queste condizioni il contributo idrostatico allo spostamento totale misurato alla quota di coronamento è pressoché nullo rispetto a quello di origine termica.
- Da queste osservazioni si evince che la curva d'invaso (che è una funzione polinomiale e, quindi, continua) che si ricava dalla regressione potrebbe non essere necessariamente affidabile e credibile in tutto il campo di variazione del livello d'invaso, ma che spesso lo è solo a partire da una data quota. Questo problema si rileva chiaramente se si osservano le curve d'invaso della componente monte-valle dello spostamento di alcuni modelli statistici previsionali del comportamento di dighe in muratura di calcestruzzo: la parte iniziale della curva indica in molti casi la tendenza irrealistica ed errata a spostamenti verso monte al crescere del livello d'invaso, mentre a partire dal livello d'invaso che, spesso, corrisponde al suo valore medio di oscillazione, la tendenza si inverte e gli spostamenti riprendono il decorso atteso. Se ci si trova in questo tipo di condizione è a volte opportuno ricorrere all'esame dei comportamenti di più breve periodo, identificando situazioni in cui una delle due grandezze causa si mantiene sostanzialmente costante mentre l'altra varia sensibilmente; tra queste ad esempio una condizione di svaso parziale del serbatoio e/o situazioni in cui il livello d'invaso si mantiene sostanzialmente invariato per un periodo sufficientemente lungo da consentire una variazione significativa del carico termico. Queste situazioni non sono sempre identificabili ma, nella storia della diga, è spesso possibile trovare almeno un periodo caratterizzato da questi eventi; naturalmente la condizione necessaria e sufficiente per poterli sfruttare è che la frequenza di acquisizione degli spostamenti permetta di coglierne gli effetti.
- La scelta del periodo temporale sul quale effettuare le regressioni dovrebbe tenere conto anche delle problematiche sopra esposte oltre che dalla significatività statistica. Va da sé che, se possibile, è sempre opportuno ripetere le regressioni analizzando diversi periodi temporali di misura, ovvero effettuare analisi di sensibilità della regressione (e quindi della scomposizione) al variare del periodo temporale di riferimento.
- La scelta del grado del polinomio da assegnare alla curva d'invaso è un problema strettamente collegato a quelli appena descritti. La pratica maturata nella messa a punto di questi modelli indica come polinomi di 2° o di 3° grado (cfr Figura 18) risultano spesso un buon compromesso tra la rappresentatività della curva e l'esigenza di limitare il numero di punti di flesso potenziali della funzione, cui conseguono andamenti irrealistici più probabili se ci si trova nelle situazioni descritte nei punti precedenti. Un utile supporto a questa scelta è fornito proprio dall'utilizzo del modello numerico della diga. Il profilo della curva invaso-spostamento è funzione sia della conformazione geometrica del sistema diga-fondazione che dei valori del modulo elastico dei materiali costituenti. Per una diga costituita da un materiale complessivamente omogeneo e da una fondazione in roccia il profilo della deformata dipende essenzialmente dalla conformazione geometrica del sistema e dal rapporto tra i moduli elastici assegnati al calcestruzzo e alla roccia; l'entità dei moduli elastici dei due materiali, nel campo di valori credibili, influisce sull'entità degli spostamenti ma non produce variazioni significative del loro profilo. Un modello numerico che riproduce adeguatamente le geometrie effettive dell'opera e della sua fondazione e che parte da una stima credibile dei moduli elastici d'ammasso è in grado di fornire un profilo di spostamenti sufficiente allo scopo; una volta calcolato il profilo degli spostamenti dovuti a diversi livelli d'invaso è possibile risalire al grado del polinomio interpolante.

- A causa dell'arbitrarietà del valore zero iniziale dello spostamento misurato, la funzione d'invaso calcolata con la regressione non può fornire la curva degli spostamenti assoluti della diga ma solo il loro profilo lungo l'elevazione e, quindi, le variazioni dello spostamento lungo una verticale. Ne deriva che il valore dello spostamento calcolato in assenza d'invaso è arbitrario e la curva può quindi essere traslata lungo l'asse  $s(I)$ ; pertanto il confronto tra questa curva e quella calcolata con il modello numerico è valido solo in termini di escursioni di spostamento a livelli d'invaso prefissati.

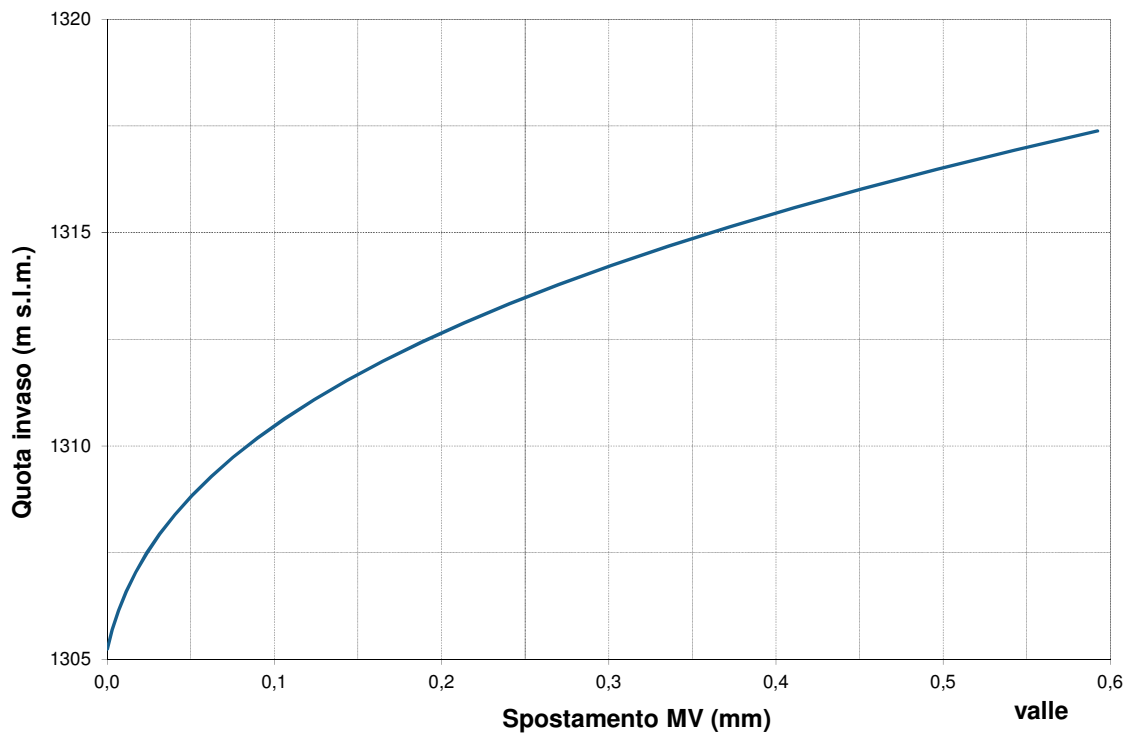


**Figura 18 - Curva d'invaso statistica per una diga ad arco: differenze tra l'uso di un polinomio di 2° e 3° grado**

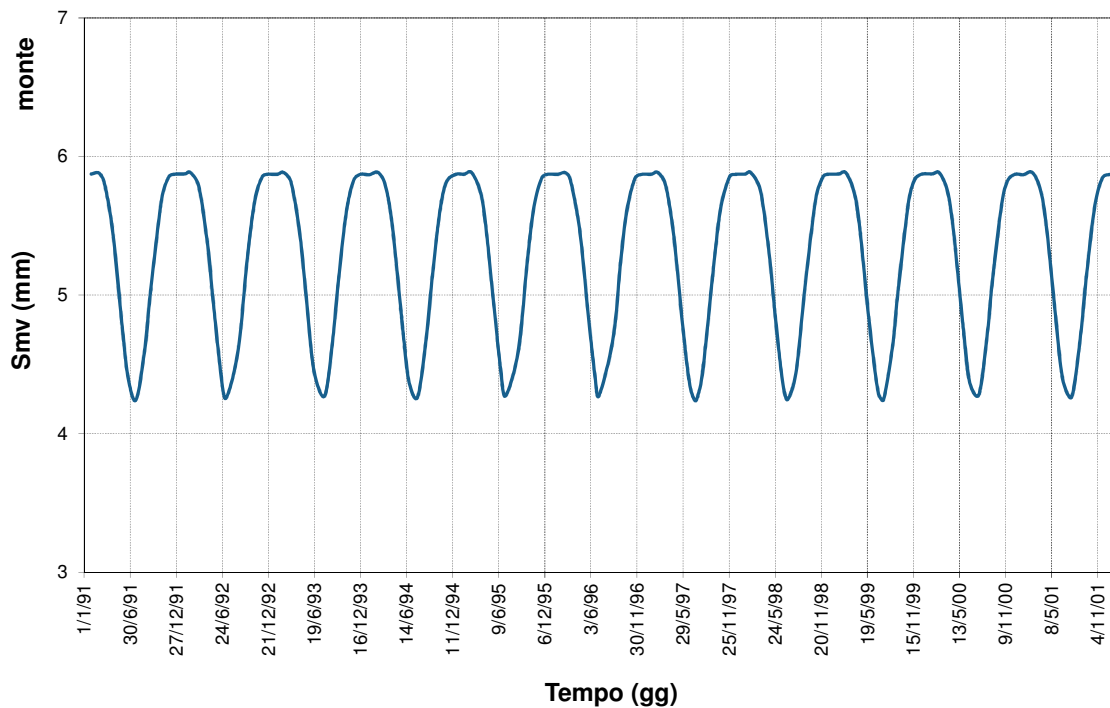
#### 4.1.2.2 Grandezze effetto (spostamenti)

Per quanto riguarda le misure di spostamento, e con riferimento alle dighe murarie, le grandezze più comunemente disponibili sono ottenute mediante collimazioni periodiche manuali e/o automatiche. Queste misure vengono normalmente acquisite alla quota di coronamento in sezione maestra e, per le dighe ad arco, spesso anche in corrispondenza delle reni dell'arco. Per alcune dighe sono disponibili anche misure a quote intermedie e, almeno per le dighe più importanti, anche le misure degli spostamenti della fondazione, fornite da pendoli rovesci e/o da estensimetri a lunga base. La possibilità di disporre di misure di spostamento della fondazione si è spesso dimostrato di grande utilità nella calibrazione dei modelli (e.g. diga di Sella Pedicate) in quanto permette di disaccoppiare la deformabilità della struttura in elevazione da quello della sua fondazione e, quindi, di elevare il livello di confidenza della stima dei moduli elastici d'ammasso dei due elementi strutturali. La frequenza di acquisizione di queste misure (quando manuali) è generalmente mensile e/o trimestrale; pertanto il periodo di riferimento ottimale per la predisposizione del modello statistico di comportamento dell'opera è annuale. A questo proposito va ricordato che l'esame critico delle serie temporali di spostamento registrate dalla rete di monitoraggio andrebbe sempre correlata all'estensione del periodo temporale sul quale si intende operare la calibrazione. Se le analisi del modello sono finalizzate alle tradizionali verifiche strutturali previste dalle Normative, è quasi sempre sufficiente riferirsi al periodo annuale, mentre per analisi orientate a studi più specifici e/o approfonditi (ad esempio gli effetti prodotti sull'opera durante e dopo l'esecuzione di interventi di manutenzione straordinaria) può essere necessario riferirsi a periodi più brevi, per i quali la frequenza di acquisizione deve essere incrementata.

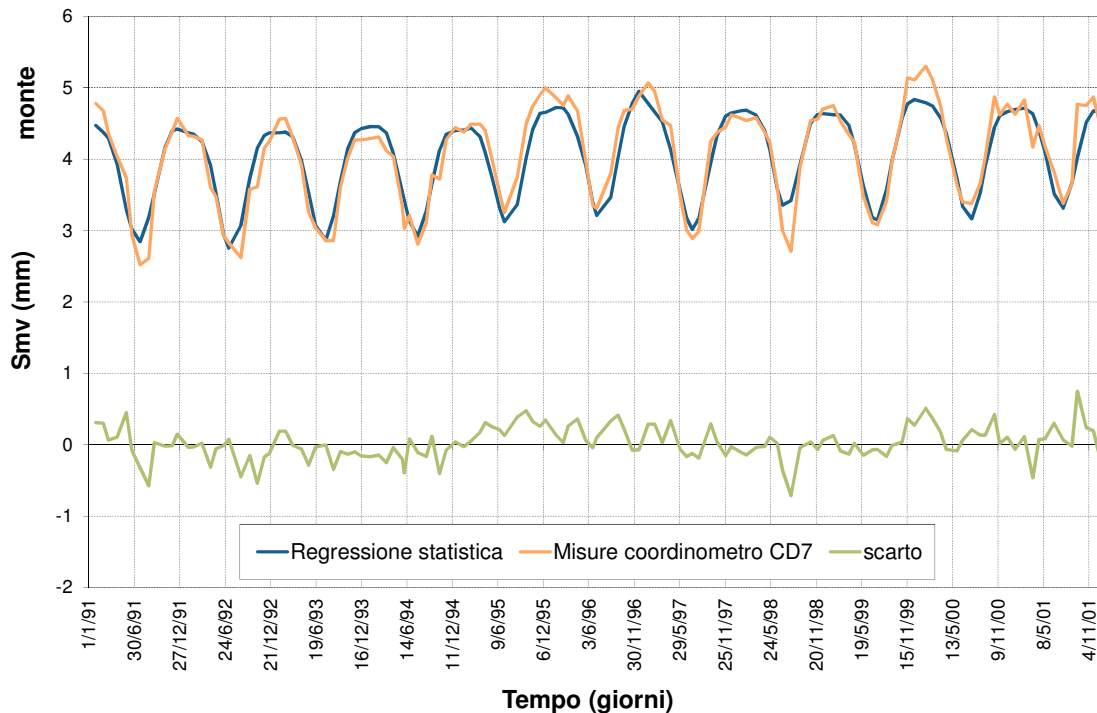
Per quanto riguarda infine l'eventuale componente di spostamento irreversibile, essa viene spesso ben riprodotta da una funzione con variazione lineare nel tempo, la cui pendenza è oggetto di regressione statistica, o da una funzione esponenziale.



**Figura 19 - Diga di Rio Fucino – Modello statistico: spostamenti monte-valle misurati (pendolo) e ottenuti dal modello statistico, funzione scarto**



**Figura 20 - Diga di Rio Fucino – Modello statistico: componente di spostamento termica**



**Figura 21 - Diga di Rio Fucino – Modello statistico: spostamenti monte-valle misurati (pendolo) e modello statistico, scarto tra le due funzioni**

Una volta stabilite le funzioni matematiche rappresentative delle grandezze causa fondamentali (Figura 19, Figura 20) lo spostamento nella direzione “i” al tempo “j” è completamente definito ed è quindi possibile operare la regressione sulla serie temporale completa degli spostamenti misurati, che consente di stimare le diverse costanti che caratterizzano le suddette funzioni. Il livello di affidabilità della regressione viene controllato con i tradizionali test statistici che quantificano il grado di correlazione e attraverso l’esame dello “scarto”, ovvero la serie temporale che si ottiene come differenza tra gli spostamenti misurati e quelli calcolati (Figura 21).

#### 4.1.3 Calibrazione del modello numerico

Come già richiamato precedentemente, il grado di affidabilità della risposta fornita dal modello matematico è funzione della sua capacità di riprodurre al meglio il comportamento della struttura reale che, nella grande maggioranza dei casi, è fornito dalle serie temporali delle misure di spostamento rilevate sull’opera, attraverso le quali è possibile ad esempio costruire il Modello statistico di comportamento dell’opera descritto in precedenza che costituisce la base “sperimentale” cui rapportare la risposta deformativa calcolata con il modello numerico.

Naturalmente questo è solo uno degli approcci possibili e, probabilmente, non è il più rigoroso ma ha dalla sua la relativa semplicità concettuale e operativa, la generalità e una ben consolidata base di esperienze di applicazione.

La disponibilità di altre rilevazioni sperimentali del comportamento strutturale, quali ad esempio i parametri modali (frequenze naturali e deformate modali) derivanti da rilievi dinamici e o da prove specifiche con vibrodina, permette di integrare, completare e affinare l’attività di calibrazione operata attraverso le misure di spostamento “statiche”. Il vantaggio di conoscere compiutamente la grandezza causa che ha generato la risposta registrata (se la prova è svolta con vibrodina) e la conoscenza precisa delle condizioni al contorno della prova (livello d’invaso, temperatura) rende esplicito il rapporto causa-effetto, eliminando una delle fonti d’incertezza più rilevanti alla base del modello statistico tradizionale. La risposta strutturale fornita da queste prove, se ben eseguite e processate, fornisce dati quantitativi sintetici sul comportamento deformativo dell’opera che derivano dalla mobilitazione dell’intera struttura, permettendo di coinvolgerne la rigidità complessiva. Il legame matematico diretto tra le frequenze naturali e i parametri fisico-meccanici dei materiali costituenti (moduli elastici, peso di

volume), unito al fatto di poter disporre della forma dei profili di spostamento lungo più verticali e a diverse quote, ne fa quindi un test di grande importanza ed utilità sia per la calibrazione dei modelli sia a scopo di controllo periodico delle condizioni strutturali dell'opera, oltre a costituire un valido ausilio per la messa a punto di modelli previsionali e di allarme.

Se i materiali modellati soddisfano complessivamente l'ipotesi di comportamento elastico e lineare, l'affidabilità della risposta fornita dal modello matematico dipende principalmente dai seguenti fattori:

- grado di verosimiglianza delle geometrie modellate (compreso l'eventuale sistema di giunti/fessure);
- affidabilità delle stime iniziali dei parametri meccanici e termici assegnati ai diversi materiali modellati;
- adeguatezza della schematizzazione dei carichi agenti (oscillazioni del livello d'invaso e carico termico stagionale), direttamente correlata al livello di affidabilità delle serie temporali delle grandezze causa come pure alle tecniche di modellazione e analisi adottate per valutare i campi termici.

Riguardo al primo punto è fondamentale disporre di:

- disegni di consistenza dell'opera;
- relazioni specialistiche prodotte in fase di progettazione esecutiva/costruttiva (relazione geologica, idraulica, tecnica);
- documentazione che riguarda eventuali interventi di manutenzione straordinaria successivi alla costruzione dell'opera;
- evidenze dei sopralluoghi periodici.

La presenza di giunti di dilatazione artificiali o naturali come pure di uno stato di fessurazione va attentamente vagliato per capire se e in che misura la loro presenza può influenzare gli spostamenti misurati e, quindi, l'attendibilità della calibrazione; come già ricordato in precedenza un'assunzione fondamentale per la costruzione del modello statistico è che possa considerarsi valido il principio di sovrapposizione degli effetti, che presuppone un comportamento strutturale sostanzialmente elastico e lineare.

Il problema può essere poco significativo per dighe a gravità rettilinee dotate di giunti di contrazione, dove il comportamento della diga viene spesso assimilato a quello di un suo concio caratteristico considerato isolato e/o ad una sua sezione considerata in stato piano di deformazione; questa ipotesi, seppure approssimata, assume che l'interazione tra i conci sia nulla (condizione di giunti aperti)<sup>2</sup>. L'eventuale presenza di fessure nel concio potrebbe produrre incrementi degli spostamenti teorici che si calcolerebbero trascurandone la presenza; tuttavia l'entità di questi incrementi risulta spesso trascurabile quando agiscono i carichi di esercizio che sono all'origine degli spostamenti misurati. Queste considerazioni potrebbero invece non valere per le dighe ad arco, dove la volta, più sottile e deformabile, risente più concretamente del movimento dei giunti (naturali o artificiali), specie lungo gli archi superiori meno compressi (Figura 22). In queste condizioni può essere più opportuno eseguire la calibrazione includendo il funzionamento dei giunti, e questo soprattutto per quanto riguarda la componente termica.

Per quanto riguarda il secondo punto è opportuno acquisire i risultati delle campagne d'indagine (di sito e in laboratorio) sui materiali costituenti (diga e ammasso di fondazione) eseguite in fase di progettazione dell'opera, durante la sua costruzione e in periodi successivi.

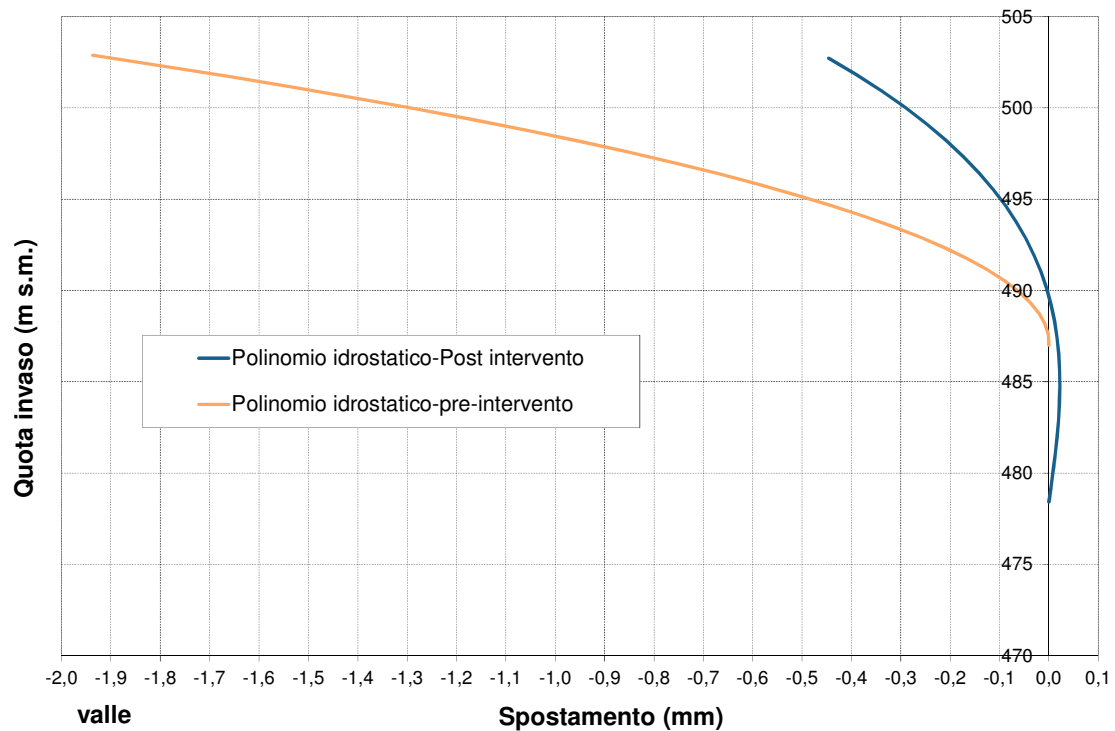
L'esame critico di questi dati e la ricerca delle correlazioni tra le diverse risultanze disponibili (che spaziano dai dati forniti dalle classiche prove di laboratorio, di carattere "puntuale", alle mappe di velocità delle onde di compressione e taglio delle indagini di tipo geofisico, da cui si possono derivare stime di ammasso) consentono infatti di mappare lo stato di consistenza dei materiali costituenti diversificando, se e ove necessario, le caratteristiche fisico-meccaniche assegnate ad uno stesso materiale.

---

<sup>2</sup> Questo aspetto deve essere analizzato con prudenza: le condizioni termiche ambientali, infatti, possono determinare anche in dighe a gravità rettilinee comportamenti differenti (a giunti aperti o a giunti chiusi) nelle condizioni invernali ed estive rispettivamente come è stato riscontrato ad esempio per la diga di Alpe Gera (§5.1).

Questo lavoro, che può risultare oneroso, costituisce una fase cruciale nel percorso di validazione del modello numerico in quanto permette di arrivare realmente alla “miglior stima” dei valori iniziali dei parametri fisico-meccanici assegnati ai materiali, semplificando ed incrementando il grado di confidenza della successiva fase di calibrazione.

Tra i parametri dei materiali non vanno dimenticate le proprietà termiche (diffusività, calore specifico, conducibilità) spesso non supportate da dati sperimentali specifici. In mancanza di tali dati è comunque possibile, almeno per le opere di calcestruzzo, attingere alle caratteristiche termiche di letteratura e/o effettuare una stima a partire dalle proprietà termiche dei singoli componenti la muratura, se è nota la sua composizione.



**Figura 22 - Diga ad arco – Modello statistico: curve d'invaso calcolate in presenza di lesioni verticali e dopo gli interventi di risarcitura**

Per quanto riguarda infine il terzo punto occorre logicamente utilizzare le grandezze causa misurate, tenendo presenti le cautele già menzionate soprattutto per quanto riguarda le misure di temperatura. Il modello numerico deve consentire di riprodurre al meglio lo schema di funzionamento statico dell'opera. In tal senso può essere tridimensionale o bidimensionale (in stato piano di sforzo o di deformazione) in funzione della tipologia della diga, della tipologia muraria, dei rapporti dimensionali tra altezza, larghezza e spessore.

La roccia d'imposta dovrebbe essere modellata rispettando al meglio la geometria della sezione d'imposta come pure la morfologia della valle e dei versanti, prevedendo dimensioni del blocco di fondazioni in grado di simulare la condizione di semispazio elastico o adottando opportuni elementi di contorno che ne consentano la rappresentazione.

Particolare attenzione va riposta nell'identificare i diversi materiali, ai quali vengono assegnate le proprietà fisico-meccaniche identificate con le attività del punto 2, e nel prevedere la modellazione degli eventuali sistemi di discontinuità presenti.

Una volta costruito il modello e assegnate le stime iniziali dei parametri fisico-meccanici è possibile eseguire le analisi per il calcolo delle componenti di spostamento di origine termica ed idrostatica da confrontare con le corrispondenti del modello statistico.

La verifica di congruenza tra la risposta deformativa del modello, calcolata adottando questa stima dei parametri, e la risposta deformativa globale sperimentale identificata con il modello statistico passa attraverso la calibrazione dei moduli elastici dei materiali (modulo di Young E, modulo di deformabilità



a taglio G) e dei parametri termici che, tra le grandezze che concorrono a definire gli spostamenti, sono quelle generalmente più incerte.

Si ricorda che gli spostamenti di origine idrostatica dipendono solo dai moduli elastici assegnati ai materiali mentre gli spostamenti di origine termica dipendono solo dai parametri termici dei materiali, e la scomposizione operata dal modello statistico va proprio in questa direzione. Tuttavia le componenti di spostamento di origine termica risentono del rapporto di rigidità tra la diga e la sua fondazione; pertanto se tale rapporto non viene correttamente riprodotto dal modello numerico è probabile che il *fitting* tra gli spostamenti periodici termici calcolati e misurati non risulti soddisfacente.

Pertanto la calibrazione del modello prevede generalmente una prima fase di taratura dei moduli elastici, che si avvale della sola risposta al carico idrostatico, e una seconda fase in cui viene validata la risposta di origine termica, che si avvale delle stime dei moduli elastici ottenuti in prima fase; il confronto con la corrispondente componente di spostamento del modello statistico può consentire di calibrare i parametri termici e di confermare le stime dei moduli elastici ricavate nella prima fase.

#### 4.1.3.1 Prima fase – calibrazione dei moduli elastici

L'attività si svolge secondo i seguenti passi:

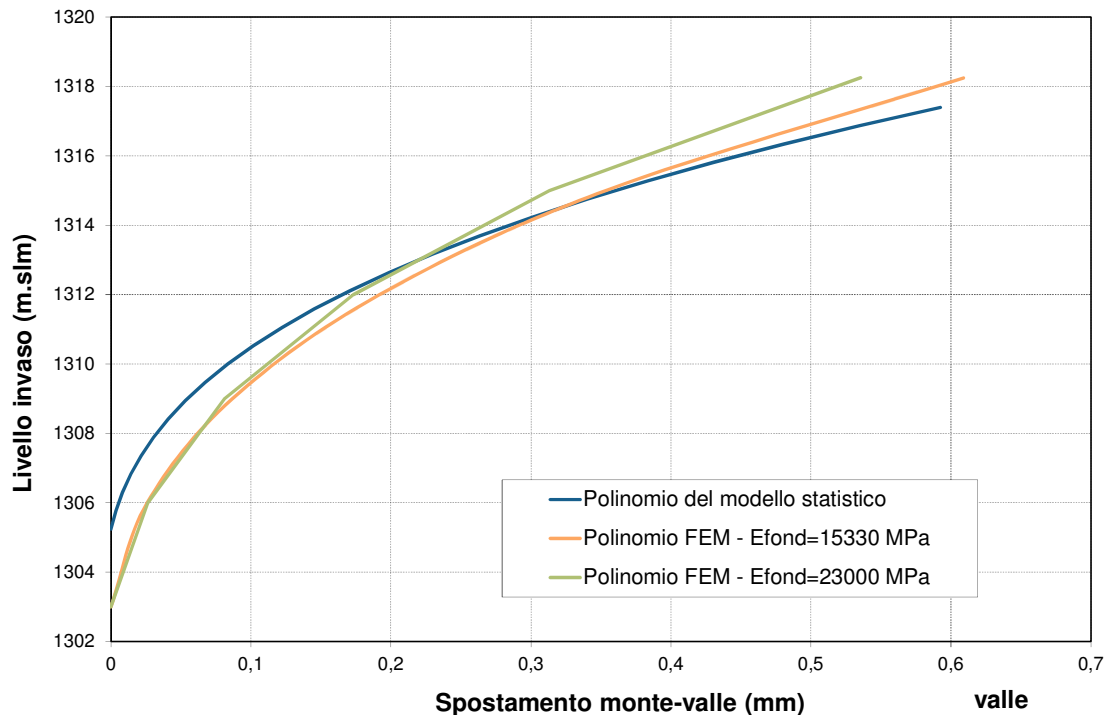
- Calcolo del polinomio idrostatico con il modello numerico.
- Allo scopo, il carico d'invaso, riprodotto come pressione idrostatica applicata sul paramento di monte della diga e sulla superficie della roccia a monte nell'ipotesi di fluido incomprimibile, è applicato per livelli d'invaso crescenti. Gli spostamenti, estratti nei punti in cui si dispone delle misure e, quindi, dei polinomi idrostatici del modello statistico, devono logicamente essere depurati dallo spostamento del punto fisso della misura.
- Ripetizione dell'analisi per variazioni dei moduli elastici inizialmente assegnati ai materiali modellati (Figura 23, analisi di sensibilità).
- Le variazioni apportate devono interessare tutti i moduli elastici (diga e roccia) e devono essere della medesima entità; in tal modo è possibile un'indagine omogenea della sensibilità della risposta a queste variazioni, che consente di identificare i materiali più influenti.
- La migliore corrispondenza tra risposta calcolata e misurata può essere ricercata applicando una collaudata procedura di calibrazione, basata sulla minimizzazione della funzione errore data dalla differenza tra l'escursione di spostamento misurata e quella calcolata, quest'ultima espressa in funzione dei moduli elastici incogniti e dei coefficienti di sensibilità della risposta a variazioni note di tali parametri.

Alcune osservazioni su questa procedura:

- Una calibrazione affidabile richiede di limitare il numero dei parametri incogniti. La scelta dovrebbe ricadere sui parametri effettivamente più incerti che, in genere, sono i moduli elastici dell'ammasso roccioso; i valori dei moduli elastici iniziali assegnati al calcestruzzo, considerato come ammasso murario, si basano spesso su dati la cui quantità e significatività garantiscono un buon livello di affidabilità della stima. Questo vale soprattutto quando gli spostamenti misurati (che rappresentano i termini noti) sono disponibili in pochi punti, e questa è la situazione più comune; se il numero dei parametri incogniti è molto più elevato del numero degli spostamenti conosciuti, la procedura di minimizzazione, anche vincolando il campo di variazione dei parametri, può fornire stime irrealistiche.
- Nella procedura di calibrazione i parametri incogniti devono essere vincolati in un campo di variazione credibile di valori, che può essere indicato sia dalle risultanze sperimentali disponibili che dai range di variazione più comunemente reperibili in letteratura. In caso contrario la minimizzazione della funzione errore può portare a stime del tutto irrealistiche. Se malgrado questi accorgimenti l'esito positivo della calibrazione è collegato a valori finali dei moduli elastici scarsamente credibili, è molto probabile che il modello numerico non sia pienamente rappresentativo della realtà e/o che le stime iniziali dei moduli assegnati ai diversi materiali sia errata (vedi esempio calibrazione Sella Pedicate).
- Il polinomio idrostatico del modello statistico fornisce il differenziale di spostamento tra due diversi livelli d'invaso; queste sono quindi le corrispondenti grandezze che devono essere calibrate. In aggiunta si ricorda che il polinomio idrostatico statistico può risultare attendibile solo a partire da un dato livello d'invaso; ne deriva che il confronto con il polinomio numerico

va eseguito considerando il differenziale di spostamento calcolato con riferimento a questa quota d'invaso.

- La migliore corrispondenza tra polinomio idrostatico statistico e polinomio idrostatico calcolato, ovvero il minore scarto tra le escursioni di spostamento calcolate e misurate va giudicata non solo in base a criteri puramente matematici ma con buon senso ingegneristico. Il livello di corrispondenza tra le due curve da ritenersi accettabile, ovvero l'entità dell'errore ammissibile, dovrebbe dipendere in una certa misura anche dal grado di completezza e qualità del parco dati utilizzato; se il livello di conoscenza della diga è elevato è doveroso richiedere che l'errore sia minimo mentre non si può pretendere un errore di pari entità quando il livello di conoscenza è modesto.



**Figura 23 - Diga di Rio Fucino – Curva d’invaso statistica e calcolata con il modello a EF variando il modulo elastico dell’ammasso roccioso di fondazione**

#### 4.1.3.2 Seconda fase – calibrazione dei parametri termici e verifica della calibrazione di prima fase

Una volta che:

- è stato predisposto il modello numerico;
- è stata eseguita la calibrazione dei moduli elastici attraverso il confronto tra il polinomio statistico e numerico;
- sono state determinate le funzioni termometriche che costituiscono le forzanti termiche sui paramenti (condizioni al contorno).

È opportuno effettuare anche un confronto tra la risposta deformativa che deriva dall'applicazione dei soli campi termici calcolati e la risposta al medesimo carico valutata con il modello statistico (componente termica).

Questa ulteriore fase dovrebbe essere condotta non solo per le dighe ad arco, per le quali il carico termico costituisce anche una condizione di carico della verifica strutturale, ma anche per le dighe a gravità per le quali il carico termico non è previsto dalla Normativa attualmente vigente (DM '82). Come già sottolineato in precedenza gli spostamenti misurati in diga sono governati in netta prevalenza dalla componente di origine termica; pertanto trascurare il confronto tra gli effetti misurati e calcolati di questa componente è uno spreco di informazione. In aggiunta il confronto tra gli spostamenti di origine

puramente termica, come già sottolineato precedentemente, non è finalizzato solo alla calibrazione delle proprietà termiche dei materiali ma anche ad una verifica dei rapporti di rigidità tra la diga e la sua fondazione; se si considera che, specie per le dighe a gravità, il livello di affidabilità del polinomio idrostatico statistico è generalmente inferiore a quello della componente termica si capisce l'importanza di effettuare anche questo confronto.

Per calcolare gli spostamenti termici è necessario eseguire un'analisi di conduzione termica in regime periodico sul modello numerico a EF completo. Le superfici esposte del modello (paramenti e coronamento della diga e superficie della roccia d'imposta) vengono assoggettate alle funzioni periodiche di temperatura che si ritengono rappresentative per le superfici esterne dell'opera precedentemente ricavate dalle misure di temperatura direttamente rilevate in sito, che costituiscono le condizioni al contorno. L'analisi è eseguita con i valori iniziali assegnati alle proprietà termiche del calcestruzzo e della roccia (conducibilità, diffusività).

Le serie temporali delle temperature calcolate in tutti i nodi del modello, che forniscono il campo termico da utilizzare per le analisi strutturali, si ottengono una volta esaurita la fase di transitorio e raggiunte le condizioni di stazionarietà del campo termico.

L'ultima fase consiste nel calcolo del campo di spostamenti che consegue all'azione del campo termico calcolato. L'analisi strutturale termica richiede di assegnare ai materiali il coefficiente di dilatazione termica lineare  $\alpha$ , il cui valore è generalmente desunto dalla letteratura tecnica e di stabilire il valore della temperatura di riferimento (o temperatura di *free stress*) rispetto alla quale vengono calcolati i differenziali di temperatura che producono spostamenti e sforzi.

Quest'ultima scelta può risultare delicata anche perché è direttamente connessa all'entità e alla distribuzione degli spostamenti oltre che degli sforzi calcolati. Limitandoci agli spostamenti il problema si semplifica; i confronti con la componente termica statistica infatti vanno sempre eseguiti in termini di escursione di spostamento e non di valore assoluto, quindi, la scelta della temperatura di riferimento ha minori ricadute.

Una scelta che si è spesso dimostrata affidabile è quella di considerare il valore medio della temperatura dell'aria ambiente, che rappresenta una grandezza sostanzialmente costante negli anni e che risulta prevalente su quella dell'acqua d'invaso, che interessa unicamente il paramento di monte e che è collegata all'oscillazione annua dell'invaso.

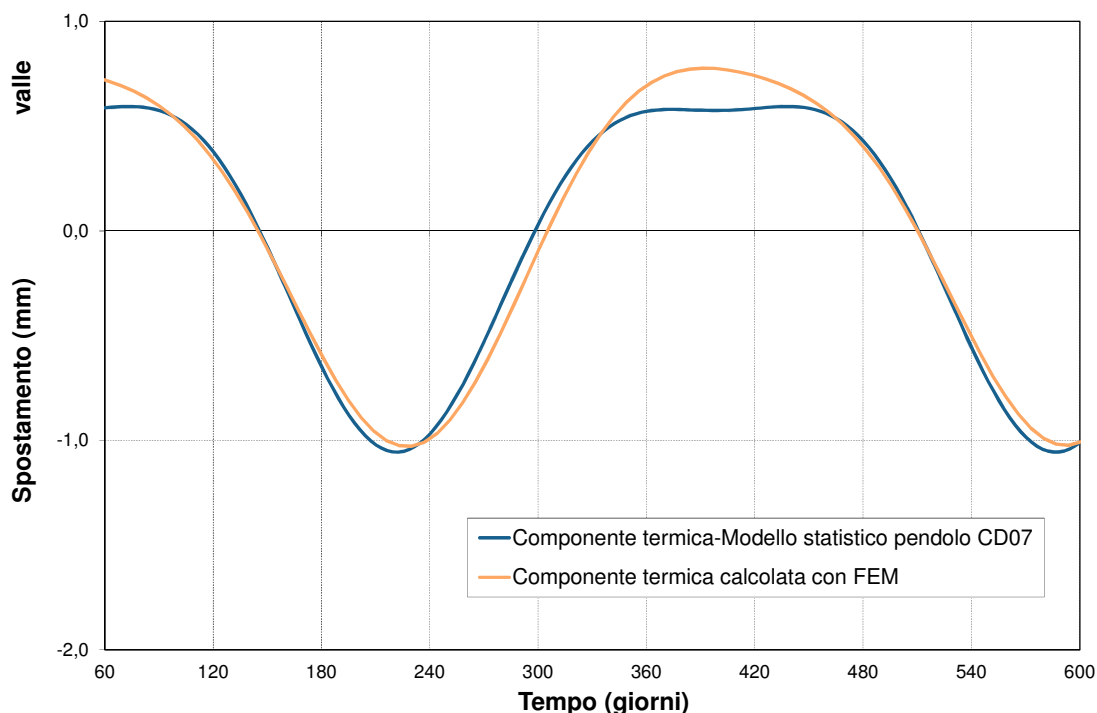


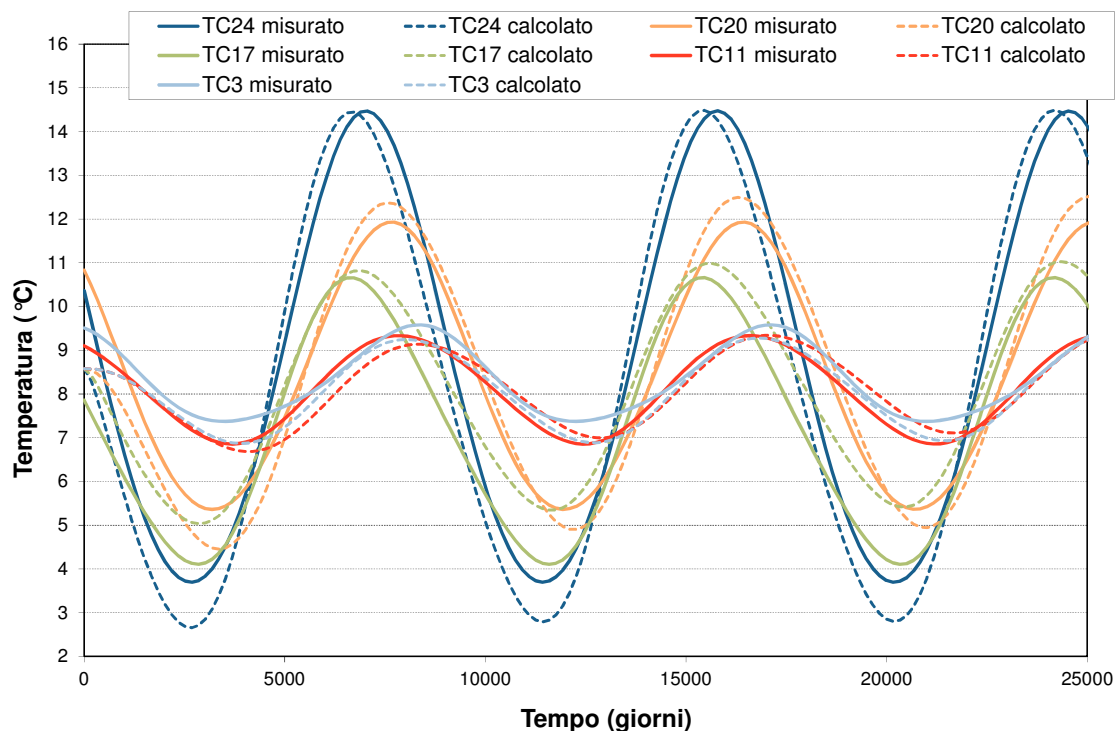
Figura 24 - Diga di Rio Fucino – Evoluzione temporale degli spostamenti termici calcolati con modello a EF e componente termica del modello statistico (spostamento diga al coronamento)

L'analisi termica strutturale fornisce le serie temporali degli spostamenti termici in tutti i nodi del modello, logicamente anch'esse di tipo periodico. L'estrazione di quelle che afferiscono ai punti di misura degli spostamenti, sempre depurate dagli spostamenti dei punti fissi della misurazione, vengono confrontate con le corrispondenti componenti di spostamento del modello statistico (Figura 24).

Gli scostamenti che possono emergere dal confronto, specie se significativi, sono solo in parte ascrivibili ai parametri termici dei materiali. Diverse esperienze hanno evidenziato che la sensibilità della risposta termica deformativa così valutata a variazioni delle stime iniziali dei parametri termici è modesta, specie se paragonata all'influenza che rivestono le possibili variazioni delle condizioni al contorno termiche (serie temporali delle temperature misurate). L'evoluzione temporale (valori e andamento) delle temperature che sollecitano i parametri della diga emersi possono essere anche significativamente diversi da quelli che si ricavano dalle misure in capannina meteo, specie per dighe che risentono sensibilmente degli effetti dell'irraggiamento solare (vedi ad es. il caso della diga di Corfino, Figura 17).

Alcune osservazioni su questa procedura:

- I campi termici calcolati nella diga, e quindi anche gli spostamenti, possono essere influenzati dalla quota alla quale si è stabilito il confine tra la parte del paramento di monte emersa, esposta all'aria ambiente, e quella immersa, a sua volta collegata alla quota d'invaso che si ritiene significativa per questo tipo di analisi. Se questo aspetto non costituisce un problema quando le analisi termiche sono finalizzate alle verifiche di sicurezza (i livelli d'invaso sono definiti) lo è invece quando queste analisi rientrano in un'attività di calibrazione, dove il comportamento calcolato deve riprodurre quello reale. Non esiste un criterio univoco ma, spesso, è necessario considerare due possibili condizioni, una che simula la condizione di invaso alla quota media dei valori massimi più ricorrenti e l'altra che simula il livello d'invaso medio dei valori minimi più ricorrenti.



**Figura 25 - Diga di Rio Fucino – Analisi di conduzione termica: confronto tra l'evoluzione temporale delle temperature misurate dai termometri interni all'ammasso murario e le temperature calcolate**

- I campi termici che si ottengono dall'analisi di conduzione nella zona basale della diga possono essere influenzati dal respiro termico della roccia di fondazione. Come noto la roccia risente delle oscillazioni termiche ambientali solo nella sua parte superficiale mentre da una certa profondità in poi risulta soggetta ad una temperatura sostanzialmente uniforme e costante nel

tempo. La fondazione della diga si addentra nella roccia solo di qualche metro e, quindi, interagisce con il campo termico che si stabilisce in questo materiale; pertanto il campo termico che si instaura nella zona basale della diga dovrebbe tenere conto anche del contributo della roccia d'impasto. In quest'ottica la scelta usuale di considerare adiabatica l'intero blocco della roccia di fondazione, potrebbe dimostrarsi eccessivamente cautelativa. Pertanto è opportuno che l'analisi termica di conduzione consideri la roccia termicamente reagente, almeno per i primo 10 m.

- Una validazione dei campi termici calcolati in diga può derivare dalla disponibilità di misure termometriche all'interno dell'ammasso murario (Figura 25). In questa situazione infatti la calibrazione dei parametri termici può essere direttamente eseguita a valle dell'analisi di conduzione e, inoltre, è più facile identificare eventuali problematiche legate all'effettiva rappresentatività delle temperature applicate come condizioni al contorno.

## 4.2 I modelli dei sistemi dinamici

Il comportamento dei sistemi dinamici può essere riprodotto impiegando due diverse famiglie di modelli. Alla prima famiglia appartengono i cosiddetti modelli a rappresentazione esterna, alla seconda i modelli a variabili di stato, [10][11].

### 4.2.1 Modelli a rappresentazione esterna

Per introdurre i concetti di base delle tecniche di sviluppo dei modelli a rappresentazione esterna si può fare riferimento al semplice schema riprodotto in Figura 26.

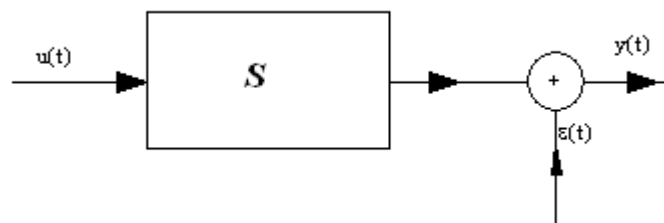


Figura 26 - Schema dei modelli a rappresentazione esterna

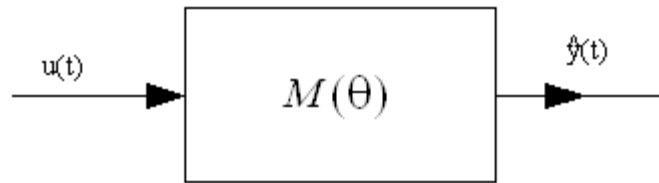
In questa figura è schematizzato un sistema a un ingresso  $u(t)$  (per esempio rappresentativo del livello di invaso) ed una uscita  $y(t)$  (per esempio lo spostamento di un punto del coronamento). La misura dell'uscita è affetta inevitabilmente da un disturbo che nello schema di figura è rappresentato dal rumore additivo  $\varepsilon(t)$ . Considerando i valori d'ingresso e uscita discreti nel tempo, il legame funzionale tra ingresso e uscita è rappresentabile mediante una funzione di variabili discrete del tipo seguente:

$$\hat{y}(t) = f(\vartheta_i, y(t-1), \dots, y(t-n_y), u(t-1), \dots, u(t-n_u)) \quad (4.9)$$

dove il legame funzionale tra ingresso e uscita rappresentato dalla  $f(\cdot)$  è costituito da una generica funzione non lineare delle variabili  $y(t)$ ,  $u(t)$  ma lineare nei parametri  $\vartheta_i$ .

L'identificazione del modello  $M(\vartheta)$  (Figura 27) consiste nella ricerca dei parametri  $\vartheta_i$  che minimizzano le discrepanze tra uscita stimata con il modello,  $\hat{y}(t)$ , e l'uscita misurata  $y(t)$ .

Per la maggior parte dei sistemi, la forma della  $f(\cdot)$  non risulta nota a priori, e la sua stima non sempre si ottiene facilmente. Si devono allora trovare delle forme approssimanti usando delle combinazioni di funzioni note. A tal proposito la funzione  $f(\cdot)$  presente, ad esempio, nei modelli NARX o NARMAX (descritti nel seguito) può essere rappresentata con una funzione polinomiale, lineare nei parametri o con funzioni che sono combinazioni lineari di funzioni elementari, [7][8][9][12][13].



**Figura 27 - Modello a rappresentazione esterna  $M(\theta)$ , lineare nei parametri  $\theta$**

La forma generale del modello NARX, in cui la funzione  $f(\cdot)$  sia rappresentata da un'opportuna espansione funzionale, può allora essere espressa da:

$$y(t) = \sum_{i=1}^{n_\theta} \varphi_i(t) \vartheta_i + \varepsilon(t) \quad (4.10)$$

dove la dipendenza dai parametri è lineare. La linearità nei parametri consente, in fase di stima, di applicare gli algoritmi d'identificazione lineare senza dover ricorrere a particolari accorgimenti. Una volta identificati i parametri del modello, si passa alla fase più delicata del processo cioè la fase di validazione del modello. E' opportuno che la validazione venga eseguita con una serie di dati differente da quella usata per l'identificazione. E' utile a tal fine eseguire analisi di correlazione e autocorrelazione tra residuo di predizione e l'ingresso  $u(t)$ . Date due sequenze  $u(k)$  e  $v(k)$  di dati si definisce funzione di correlazione la seguente grandezza:

$$\rho_{uv}(k) = \frac{1}{N-k} \cdot \sum_{i=1}^{N-k} u_i \cdot v_{i+k} \quad k=0, 1, \dots, N-1 \quad (4.11)$$

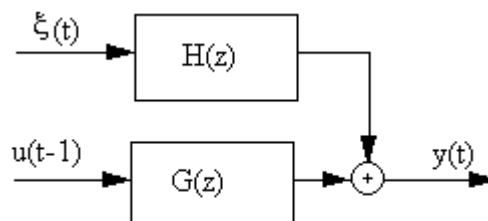
La qualità del modello identificato viene verificata mediante due test di correlazione. Deve essere:

$$\left. \begin{aligned} \rho_{\xi\xi}(k) &= \begin{cases} 1 & \text{per } k = 0 \\ 0 & \text{per } k \neq 0 \end{cases} \\ \rho_{u\xi}(k) &= 0 \dots \forall k \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

dove  $\xi = y(t) - \hat{y}(t)$  è il residuo, ovvero la differenza tra l'uscita misurata e quella calcolata con il modello usato in predizione. Se il modello del processo non coglie in modo completo la dinamica del sistema si evidenzierà un residuo con autocorrelazione alta per valori di  $k$  diversi da zero ed inoltre correlato con l'ingresso.

### **Modelli lineari tempo invarianti (ARX, ARMAX)**

Lo schema di funzionamento dei modelli tempo invarianti è rappresentato in Figura 28.



**Figura 28 - Modelli a rappresentazione esterna (input-output)**

La relazione ingresso-uscita per questi sistemi è condensata nell'equazione seguente:

$$y(t) = G(z, \theta_1) \cdot u(t-1) + H(z, \theta_2) \cdot \xi(t) \quad (4.13)$$

in cui  $G(z, \theta_1)$  rappresenta la funzione di trasferimento del sistema e  $H(z, \theta_2)$  la funzione di trasferimento che trasforma il rumor bianco  $\xi(t)$  nel disturbo  $v(t)$  che si somma alla uscita vera del sistema. I parametri  $\theta$  che determinano le caratteristiche del modello si possono ricercare tenendo presente che, affidando al modello la funzione di strumento di previsione, il miglior predittore (predittore ottimo) può solo fornire tutto il predicibile; ciò significa che, se si indica con  $\hat{y}$  la previsione, la differenza tra la previsione ottima e l'uscita misurata eguaglia il rumor bianco (processo assolutamente casuale), cioè:

$$y(t) - \hat{y}(t) = \xi(t) \quad (4.14)$$

Sostituendo la precedente espressione di  $\xi(t)$  a secondo membro della (4.13) si ottiene l'espressione che definisce il predittore.

$$\hat{y} = \left(1 - \frac{1}{H}\right) \cdot y + \frac{G}{H} \cdot u \quad (4.15)$$

Definito l'errore di previsione o "residuo" come:

$$\varepsilon(\theta_1, \theta_2, t) = y(t) - \hat{y}(\theta_1, \theta_2, t) \quad (4.16)$$

se si impongono le condizioni di minimo ad un suo funzionale (ad esempio i minimi quadrati) si ottengono le relazioni analitiche che consentono la determinazione dei parametri  $\theta$  incogniti. Una volta determinati i parametri, è opportuno eseguire il controllo di "bianchezza del residuo" mediante il test di autocorrelazione. Se il residuo, dal punto di vista statistico, presenta le caratteristiche ipotizzate (bianchezza) si può ritenere che il modello individuato colga in modo accettabile la dinamica propria del sistema. Le forme più comuni di parametrizzazione delle funzioni  $G$  ed  $H$  sono derivate dalle relazioni seguenti:

Modelli AR

$$A(z) \cdot y(t) = \xi(t) \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} G(z) = 0 \\ H(z) = \frac{1}{A(z)} = \frac{1}{1 + a_1 z^{-1} + \dots + a_{na} z^{-na}} \end{cases} \quad (4.17)$$

Modelli ARX

$$A(z) \cdot y(t) = B(z) \cdot u(t) + \xi(t) \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} G(z) = \frac{B(z)}{A(z)} = \frac{b_1 z^{-1} + \dots + b_{nb} z^{-nb}}{1 + a_1 z^{-1} + \dots + a_{na} z^{-na}} \\ H(z) = \frac{1}{A(z)} = \frac{1}{1 + a_1 z^{-1} + \dots + a_{na} z^{-na}} \end{cases} \quad (4.18)$$

Modelli ARMAX

$$A(z) \cdot y(t) = B(z) \cdot u(t) + C(z) \cdot \xi(t) \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} G(z) = \frac{B(z)}{A(z)} = \frac{b_1 z^{-1} + \dots + b_{nb} z^{-nb}}{1 + a_1 z^{-1} + \dots + a_{na} z^{-na}} \\ H(z) = \frac{C(z)}{A(z)} = \frac{1 + c_1 z^{-1} + \dots + c_{nc} z^{-nc}}{1 + a_1 z^{-1} + \dots + a_{na} z^{-na}} \end{cases} \quad (4.19)$$

Nelle espressioni polinomiali  $A(z)$ ,  $B(z)$ ,  $C(z)$  la variabile  $z$  assume il significato di operatore di ritardo, cioè di operatore con il seguente significato formale:

$$z^{-k} \cdot y(t) = y(t-k) \quad (4.20)$$

In questo modo le relazioni precedenti rappresentano equazioni alle differenze.

I predittori corrispondenti ai modelli sopra definiti si ricavano sostituendo le espressioni di  $G(z)$  e  $H(z)$  nella relazione (4.15). Se alla  $z$  si associa il significato di variabile complessa, le funzioni in  $z$  rappresentano le trasformate zeta delle equazioni alle differenze<sup>3</sup>. I poli della funzione  $G(z)$  dipendono dai coefficienti di  $A(z)$  e determinano i parametri modali (smorzamenti e frequenze naturali) con le relazioni seguenti:

$$\xi_j = \frac{\ln\left(\frac{1}{r_j}\right)}{\sqrt{\phi_j^2 + \ln^2\left(\frac{1}{r_j}\right)}} \quad f_j = \frac{\ln\left(\frac{1}{r_j}\right)}{2\pi\xi_j \cdot \Delta t} \quad (4.21)$$

in cui  $r_j$  e  $\phi_j$  sono rispettivamente modulo e argomento del  $j$ -esimo polo.

Il più semplice dei modelli parametrici è il modello ARX (*AutoRegressive with eXogenous input*) che è definito dall'equazione alle differenze seguente:

$$y(t) = a_1 \cdot y(t-1) + a_2 \cdot y(t-2) + \dots + a_{N_a} \cdot y(t-N_a) + b_1 \cdot u(t-1) + b_2 \cdot u(t-2) + \dots + b_{N_b} \cdot u(t-N_b) + \xi(t) \quad (4.22)$$

oppure in forma operatoriale dall'equazione:

$$A(z) y(t) = B(z) u(t) + \xi(t) \quad (4.23)$$

con:

$$A(z) = 1 - a_1 z^{-1} - \dots - a_{N_a} z^{-N_a} \\ B(z) = b_1 z^{-1} + \dots + b_{N_b} z^{-N_b} \quad (4.24)$$

Essendo:  $G(z)=B(z)/A(z)$  e  $H(z)=1/A(z)$  il predittore associato è:

$$\hat{y}(t) = [1 - A(z)] \cdot y(t) + B(z) \cdot u(t-1) \quad (4.25)$$

$\hat{y}(t)$  è quindi una combinazione lineare di valori passati dell'ingresso e dell'uscita e non dipende invece da predizioni passate. Perciò il predittore è stabile qualunque sia il valore dei parametri che definiscono i polinomi  $A(z)$  e  $B(z)$ . La linearità nei parametri consente l'utilizzo della formula dei minimi quadrati.

Il modello ottimale determina una predizione tale che:

$$y(t) - \hat{y}(t) = \xi(t) \quad (4.26)$$

<sup>3</sup>La trasformata  $z$  delle equazioni alle differenze a rigore condurrebbe a una espressione del tipo  $A(z) \cdot Y(z) = B(z) \cdot U(z) + C(z) \cdot \Xi(z)$  in cui compaiono, oltre ai polinomi in  $z$  A, B, C, le trasformate delle serie numeriche  $y(t)$ ,  $u(t)$  e del rumore  $\xi(t)$ .

Nella letteratura tecnica è comunque ormai radicata l'abitudine di rappresentare le equazioni con entrambe le variabili  $z$  e  $t$ , rappresentative del dominio complesso e di quello reale del tempo.



La qualità del modello identificato viene verificata mediante due diversi controlli di correlazione:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{\xi\xi}(\tau) &= \delta(\tau) \\ \varphi_{u\xi}(\tau) &= 0 \dots \forall \tau \end{aligned} \right\} \quad (4.27)$$

dove  $\xi = y(t) - \hat{y}(t)$  è il residuo, ovvero la differenza tra l'uscita misurata e quella calcolata con il modello stimato in forma di predizione.

### **I modelli a parametri dipendenti dal tempo**

Per l'identificazione di sistemi le cui caratteristiche variano nel tempo si fa uso di modelli adattativi i cui parametri, dipendenti dal tempo, vengono determinati con gli algoritmi dei minimi quadrati ricorsivi (RLS - "Recursive Least Square").

L'approccio più semplice al problema della determinazione dei parametri dipendenti dal tempo consiste nel rendere, al progredire di  $t$ , i dati più remoti che si utilizzano nell'identificazione progressivamente meno influenti. In altri termini al valore  $y(t-\tau)$  che rispetto al tempo corrente  $t$  è stato rilevato  $\tau$  istanti prima si associa un peso pari  $\lambda^\tau$ , con  $\lambda$  minore di uno.

Questo significa che la funzione da minimizzare al posto di  $\sum_{k=1}^t \varepsilon^2(k)$  è:

$$\sum_{k=1}^t \lambda^{t-k} \cdot \varepsilon^2(k) \quad (4.28)$$

Il parametro  $\lambda$  viene definito coefficiente di oblio; ad esso generalmente si attribuiscono valori compresi tra 0.95 e 0.99.

### **I modelli dei sistemi non lineari**

I modelli alle differenze costituiscono la classe di modelli più importante e più utilizzata anche nelle applicazioni non lineari. Un qualsiasi sistema non lineare a tempo discreto a singolo ingresso e singola uscita può essere rappresentato da un modello ingresso-uscita del tipo:

$$y(k) = f(y(k-1), \dots, y(k-n), u(k-d), \dots, u(k-d-m+1)) \quad (4.29)$$

dove  $f(\cdot)$  è una funzione non lineare e  $d$  è il ritardo ingresso-uscita. Si utilizzano anche metodi d'identificazione basati sulla versione stocastica del modello ingresso-uscita ricorsivo:

$$y(k) = f(y(k-1), \dots, y(k-n), u(k-d), \dots, u(k-d-m+1), e(k-1), \dots, e(k-p)) \quad (4.30)$$

dove  $e(\cdot)$  rappresenta una sequenza di rumore bianco. Il modello può essere visto come generalizzazione al caso non lineare del modello ARMAX e viene quindi denominato, per estensione, NARMAX. Vi è una vasta letteratura relativa al caso in cui la funzione  $f(\cdot)$  nel modello è rappresentata in forma polinomiale. Si ottengono quindi delle equazioni non lineari alle differenze che includono potenze e prodotti incrociati degli ingressi, delle uscite e dei termini di rumore ritardati.

Se nell'equazione (4.30) il rumore  $e(\cdot)$  compare solo additivamente, si parla di modello NARX:

$$y(k) = f(y(k-1), \dots, y(k-n), u(k-d), \dots, u(k-d-m+1)) + e(k) \quad (4.31)$$

Nell'ambito dell'identificazione stocastica il modello (4.31) consente di utilizzare algoritmi più semplici ed è normalmente preferito al più complesso NARMAX. Inoltre è abituale l'ipotesi che l'eliminazione della parte a media mobile del modello possa essere compensata dall'introduzione di ulteriori ingressi e uscite ritardati.

**4.2.2 Modelli a rappresentazione interna (variabili di stato)**

Il comportamento di un sistema dinamico lineare si può riprodurre mediante sistemi di equazioni differenziali del primo ordine di opportune dimensioni. Classicamente una struttura a  $n$  gradi di libertà è governata da un sistema di  $n$  equazioni differenziali del secondo ordine nelle incognite  $y_1(t), \dots, y_n(t)$  (coordinate lagrangiane). Tale sistema può trasformarsi in un sistema di  $2n$  equazioni del primo ordine le cui incognite sono le variabili di stato:  $n$  spostamenti e  $n$  velocità.

A titolo di esempio si prenda in considerazione l'equazione del secondo ordine:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = 0 \tag{4.32}$$

che esprime l'equilibrio dinamico di un oscillatore lineare ad un grado di libertà nel caso di evoluzione libera (forzante nulla). Questa può essere trasformata in un sistema di due equazioni del primo ordine. Infatti, ponendo:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{k}{m} & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \quad e: z = [z_1; z_2] = [y; \dot{y}] \Rightarrow \text{“state space vector”} \tag{4.33}$$

risulta:  $\dot{z} = Az$ .

Il sistema precedente fornisce il modello in tempo continuo dell'oscillatore formulato secondo l'approccio delle variabili di stato ( $z_1, z_2$ )<sup>4</sup>.

Si può inoltre dimostrare che da un qualunque sistema di  $N=2n$  equazioni differenziali lineari del primo ordine si può ottenere un'equazione differenziale lineare di ordine  $N$  del tipo:

$$y^{(N)} = f(u, y^{(N-1)}, y^{(N-2)}, \dots, y^{(1)}, y) \tag{4.34}$$

in cui compare una sola funzione incognita. Pertanto, qualora si voglia caratterizzare la risposta in un solo punto di una struttura, dal sistema di equazioni che governa il moto degli  $n$  gradi di libertà si può passare ad una equazione risolvibile di ordine  $N=2n$  nell'unica incognita di interesse.

Quando dalla descrizione in tempo continuo si passa all'approccio discreto, le considerazioni svolte riguardo le equazioni differenziali ordinarie si trasferiscono in analogia alle equazioni alle differenze.

**4.3 L'identificazione dei modelli a Elementi Finiti mediante un processo di *model updating/modal matching***

Nell'ambito delle attività di valutazione della sicurezza di grandi opere civili quali le dighe, i modelli matematici basati sul Metodo degli Elementi Finiti (FEM) sono divenuti strumenti fondamentali ai fini dell'interpretazione del comportamento strutturale in chiave diagnostica, [3]-[6]. In particolar modo, sta assumendo un rilievo sempre maggiore l'abbinamento della modellazione numerica ai metodi d'indagine di tipo non distruttivo basati su campagne dinamiche (*forzate*, se si utilizza un sistema di eccitazione artificiale, o *non forzate*, se basate sulle vibrazioni ambientali). Tali prove sono in grado di fornire le informazioni necessarie per calibrare i modelli a EF in modo tale che la risposta numerica riesca a rappresentare al meglio il comportamento osservato dell'opera. In generale, il processo - teso a “calibrare” i parametri dei modelli a EF per ridurre il divario tra risposta numerica e sperimentale - è noto con il nome di *identificazione strutturale*.

<sup>4</sup> Il corrispondente modello in tempo discreto, indicando con  $\delta$  il passo temporale di campionamento, è dato dalla relazione seguente:

$$z(t+1) = Fz \quad \text{dove: } F = e^{A\delta} = I + \delta \cdot A + \delta^2 \cdot \frac{A^2}{2!} + \delta^3 \cdot \frac{A^3}{3!} + \dots$$

Le parti reale e immaginaria degli autovalori complessi di  $A$  forniscono rispettivamente informazioni sullo smorzamento e sulle frequenze naturali del sistema strutturale.

Occorre tenere presente che un modello a EF, se fosse definito unicamente avvalendosi dei dati di progetto o delle misure di carattere puntuale fornite sia da prove su campioni di materiale sia da prove statiche condotte in sito per determinare lo stato tensio-deformativo, potrebbe risultare perfino poco rappresentativo del comportamento reale di una struttura, soprattutto qualora siano in atto fenomeni di deriva o la struttura manifesti stati di danneggiamento. Considerando che le misure ottenute con prove dinamiche sono in grado di caratterizzare la risposta di una struttura in termini *globali*, risulta fondamentale potersi avvalere di queste informazioni nei processi d'identificazione per calibrare opportunamente i modelli a EF, in modo tale che possano divenire validi strumenti per fornire indicazioni utili in chiave diagnostica o previsionale. In particolare, diversi metodi diagnostici non distruttivi hanno messo in luce che l'insorgere di stati di danneggiamento comporta una riduzione della rigidità strutturale e un conseguente cambiamento della risposta modale dell'opera; pertanto, le frequenze, le forme modali e l'energia di deformazione modale possono essere utilizzate per ottenere informazioni sull'entità e soprattutto sulla localizzazione del danno.

Per identificare i parametri dei modelli numerici mediante il *fitting* della risposta modale numerica con quella sperimentale (*model updating/modal matching*), in letteratura esistono diverse tecniche, comunemente distinte in due macro gruppi:

- metodi diretti;
- metodi indiretti.

I *metodi diretti* utilizzano le equazioni strutturali del moto e quelle di ortogonalità per correggere con un unico passo le matrici globali delle masse e delle rigidità. La parametrizzazione del modello avviene a livello del singolo EF o di gruppi di EF, accumulati dalle medesime proprietà, mediante le seguenti relazioni:

$$[M] = [M_0] + \sum_{i=1}^n \theta_i \cdot [M]_i \quad (4.35)$$

$$[K] = [K_0] + \sum_{i=1}^n \theta_i \cdot [K]_i \quad (4.36)$$

dove  $\theta_i$  è il generico parametro da calibrare,  $M_0$  e  $K_0$  le matrici globali della configurazione iniziale e  $M_i$  e  $K_i$  le matrici del singolo elemento finito o del gruppo di EF.

Queste tecniche consentono di ottenere un'ottima corrispondenza con i dati sperimentali (per questo sono comunemente indicate come *metodi rappresentazionali*), inoltre, presentano il vantaggio di non avere problemi di convergenza perché non sono di tipo iterativo. Per contro, richiedono una certa precisione sia nel definire i modelli geometrici sia nell'acquisire i dati sperimentali, valutandone opportunamente il rumore di fondo. In caso contrario, se si dovesse forzare la procedura d'identificazione a riprodurre in modo esatto i dati modali, gli errori di misura potrebbero propagarsi in tutto il modello. Lo svantaggio principale di questi metodi è la possibile perdita di significato fisico dei termini delle matrici delle masse e delle rigidità del modello in quanto vengono modificati singolarmente.

I *metodi indiretti*, basati sulla matrice di sensitività, sono maggiormente diffusi e si distinguono dai metodi diretti perché nel processo identificativo vengono coinvolti i parametri fisico-meccanici dei materiali (i.e. modulo elastico e di taglio, massa volumica, smorzamenti, ecc.). Questa scelta consente di superare il principale limite dei metodi diretti in quanto i parametri mantengono il loro significato fisico anche a fine processo; tuttavia, non è possibile applicare le relazioni dei metodi diretti, perché non è più garantita la linearità tra i parametri da identificare e le matrici delle masse e delle rigidità, ma si deve ricorrere a relazioni del tipo:

$$[M] = [M_0] + \sum_{i=1}^n \frac{\partial [M]}{\partial \theta_i} \cdot d\theta_i \quad (4.37)$$

$$[K] = [K_0] + \sum_{i=1}^n \frac{\partial [K]}{\partial \theta_i} \cdot d\theta_i \quad (4.38)$$

Il processo d'identificazione consiste nel minimizzare una "funzione obiettivo" - rappresentativa delle discrepanze tra dati modali numerici e sperimentali - modificando un *set* prelezionato di parametri fisico-meccanici del modello. Poiché tra questi parametri e i dati sperimentali non esiste una relazione lineare, il processo di ottimizzazione è necessariamente di tipo iterativo. In particolare, i metodi indiretti appartengono alla classe dei cosiddetti *problemi inversi* perché tipicamente implicano l'identificazione di grandezze che non vengono misurate direttamente nelle campagne sperimentali. In pratica, in un classico problema diretto la risposta strutturale è calcolata numericamente utilizzando parametri noti *a priori*, mentre in un problema inverso si procede in senso opposto in quanto i parametri di materiale vengono opportunamente variati in modo iterativo fino a quando la risposta del modello numerico - generalmente in termini di frequenze e forme modali - non approssima al meglio quella sperimentale. I dati di progetto o i dati delle prove di laboratorio condotte su campioni di materiale estratti dalla diga possono essere comunque utilizzati per definire i parametri *iniziali* (valori *guess* o di tentativo) del modello a EF.

Nel caso in cui si prendano in considerazione gli errori di misura, non si parla più d'identificazione ma di "stima" dei parametri, che consiste nel valutare le loro incertezze statistiche. Esistono diversi metodi che permettono di stimare i parametri in quest'ambito, quali i minimi quadrati pesati, la massima verosimiglianza e i metodi Bayesiani; in particolare, se si hanno a disposizione diversi *set* di parametri per più passi temporali, si può utilizzare il metodo dei filtri di Kalman. La stima dei parametri su base statistica è usata soprattutto in problemi di geomeccanica.

Nei paragrafi successivi si presentano alcuni dei principali metodi proposti in letteratura cercando di focalizzare l'attenzione sugli algoritmi implementati nei codici di calcolo utilizzati nei *case study* riportati nei §5.5 e §5.3.

#### 4.3.1 L'ottimizzazione numerica

Nei processi d'identificazione la fase di *FE model updating* è effettuata risolvendo - a ogni iterazione - un problema ai minimi quadrati dopo aver associato opportunamente i dati modali numerici a quelli sperimentali mediante la fase di *modal matching*. Il problema ai minimi quadrati rappresenta un caso particolare dei più generali metodi di ottimizzazione ma, poiché spesso accade che sia mal posto, diviene necessario ricorrere ad algoritmi di ottimizzazione efficienti e robusti.

In letteratura, i metodi di ottimizzazione possono essere di due tipi:

- metodi di ottimizzazione locali;
- metodi di ottimizzazione globali.

I metodi di ottimizzazione locale ricercano il minimo della funzione obiettivo a partire da un unico punto iniziale, individuato all'interno del dominio definito dai parametri da identificare, assegnando un valore *guess* o di tentativo a ciascun parametro. A ogni iterazione, i valori di tali parametri vengono modificati mediante un algoritmo di ottimizzazione e, di conseguenza, il punto di ricerca si sposta all'interno del dominio. La generazione di questa sequenza di punti continua fino a quando non si converge alla soluzione, ossia si individua il minimo della funzione obiettivo. Come indicato al paragrafo precedente, è necessario che la funzione obiettivo sia definita in modo tale da essere rappresentativa della discrepanza tra il comportamento modale del modello a EF e quello reale della struttura. Tali metodi, in generale, utilizzano le derivate della funzione obiettivo per stimare i parametri della sequenza di punti perché tali informazioni consentono di velocizzare la convergenza del processo iterativo.

In letteratura, il principale metodo di ottimizzazione locale è quello di Newton, che utilizza la curvatura della funzione obiettivo nell'intorno del punto di ricerca per definire una funzione quadratica approssimata. Il minimo di tale funzione permette di individuare il successivo punto di ricerca del processo iterativo. Sebbene i metodi di ottimizzazione locale siano molto diffusi poiché garantiscono una buona velocità di convergenza, a volte non sono in grado di trovare il minimo assoluto della funzione obiettivo in quanto il punto di ricerca resta intrappolato in minimi locali. Per evitare questo problema è fondamentale scegliere in modo opportuno il punto di ricerca iniziale del processo iterativo.

I metodi di ottimizzazione globale possono essere considerati più robusti rispetto ai metodi di ottimizzazione locale perché la soluzione finale non dipende in modo così tangibile dalla scelta ottimale dei parametri da assegnare al punto iniziale di ricerca. Per contro, spesso questi metodi richiedono un numero piuttosto considerevole di valutazioni della funzione obiettivo poiché si basano essenzialmente su ricerche di tipo probabilistico, senza sfruttare le informazioni fornite p.es. dal gradiente.

I metodi di ottimizzazione globale più diffusi sono senz'altro gli algoritmi genetici e i *simulated annealing* che traggono entrambi origine da analogie con fenomeni naturali, rispettivamente l'evoluzione genetica e il processo di raffreddamento termodinamico. Per limitare il numero delle simulazioni e agevolare la convergenza del processo d'identificazione, recentemente è stato proposto in letteratura il metodo di ottimizzazione globale *Coupled Local Minimizers* (CLM), che consiste nell'accoppiare processi multipli di ottimizzazione locale in modo tale che ci siano interazioni e scambi d'informazioni tra i singoli punti di ricerca. È più facile in questo modo individuare il minimo globale rispetto ai metodi convenzionali p.es. di *hill-climbing*, poiché si utilizzano simultaneamente più punti di ricerca, messi in relazione tra loro. La velocità di convergenza è abbastanza buona in quanto si tiene conto delle informazioni fornite dalle derivate.

In generale, nodo cruciale di ogni processo d'identificazione basato sulla minimizzazione di una funzione obiettivo è la scelta dei parametri fisico-meccanici da calibrare poiché è indispensabile che la risposta numerica e, quindi, la funzione obiettivo risentano in modo significativo della loro variazione. Il numero dei parametri da identificare deve essere anche inferiore a quello dei parametri modali da confrontare altrimenti il problema diviene indeterminato. Inoltre, non è di secondaria importanza neppure la scelta del metodo di ottimizzazione da utilizzare per minimizzare la funzione obiettivo soprattutto ai fini della convergenza e della qualità della soluzione finale.

Nei paragrafi successivi s'illustrano gli aspetti teorici principali dei metodi di ottimizzazione, locale e globale, focalizzando l'attenzione soprattutto su quelli utilizzati nei codici di calcolo con i quali sono stati analizzati i *case study* riportati nel §5.

Il primo esempio d'applicazione dei metodi di ottimizzazione (diga di Gusana, §5.3) è stato studiato con i codici di calcolo INDIA<sup>5</sup> e AIDA<sup>6</sup>, che sono stati accoppiati nell'ambito dell'EC ESPRIT HPCN Programme (Project n.28249 "*Histride: an integrated software environment for dynamic structural identification*", [16]÷[19]), per operare nell'ambiente integrato Histride. In tale ambiente è possibile analizzare tutte le fasi di un processo identificativo, comprensive non solo delle analisi numeriche ma anche della disposizione ottimale degli strumenti di misura sulla struttura, durante la campagna dinamica, e dell'analisi delle acquisizioni. Il codice AIDA costituisce il cuore del processo identificativo all'interno di Histride in quanto risolve il problema ai minimi quadrati con il metodo d'ottimizzazione locale di Levenberg-Marquard.

Il secondo esempio (diga di Ceppo Morelli, §5.5) è stato studiato con il codice MIDA<sup>7</sup> sviluppato nell'ambito delle attività di *Ricerca di Sistema* approvate dal Ministero per lo Sviluppo Economico. MIDA si avvale ancora di INDIA per l'analisi modale ma si basa sul metodo di ottimizzazione globale *Coupled Local Minimizers*, sopra menzionato. In tal modo si è cercato di migliorare i problemi di convergenza e la sensitività della scelta del punto iniziale di ricerca dell'algoritmo di ottimizzazione locale del codice AIDA.

#### 4.3.1.1 Aspetti teorici

In generale un metodo di ottimizzazione ricerca un vettore di variabili da identificare  $x \in \mathfrak{R}^n$  che minimizza una funzione obiettivo  $f(x): \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}$ , ossia:

$$\min_{x \in \mathfrak{R}^n} f(x) \quad \text{soggetto a} \quad \begin{cases} h_j(x) = 0, j \in E \\ h_j(x) \leq 0, j \in I \end{cases} \quad (4.39)$$

dove  $h(x)$  è il vettore delle funzioni rappresentative dei vincoli ( $h(x) : \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}^l$ ), che possono essere di uguaglianza (indice E) oppure di disuguaglianza (indice I).

Un punto  $x^* \in \mathfrak{R}^n$  si dice punto di minimo globale o assoluto di  $f(x)$  se risulta:

<sup>5</sup>INDIA è il codice a EF che esegue il calcolo delle caratteristiche vibrazionali di una struttura smorzata in termini di frequenze e modi propri, anche in presenza di interazioni fluido-struttura, [14].

<sup>6</sup>AIDA (*Analisi Identificativa DANneggiamento*) è il codice che valuta la variazione dei parametri che minimizza l'errore tra i dati modali sperimentali (*target*) e quelli numerici, [15].

<sup>7</sup>MIDA (*Modal IDentification Analysis*) è un codice sviluppato in ambiente MATLAB che, analogamente ad AIDA, minimizza l'errore tra dati modali sperimentali e numerici variando i parametri fisico-meccanici del modello a EF, [20].

$$f(x^*) \leq f(x) \quad \forall x \in \mathfrak{R}^n \quad (4.40)$$

dove  $f(x^*)$  rappresenta il valore minimo che la funzione obiettivo può assumere in  $\mathfrak{R}^n$ .

I problemi di ottimizzazione si classificano in vincolati o non vincolati a seconda che s'impongano oppure no i vincoli indicati in (4.39). Nel primo caso le variabili da identificare non possono essere scelte in modo arbitrario, ma è necessario che appartengano a un insieme ammissibile  $F \subset \mathfrak{R}^n$ , definito imponendo limiti di tipo fisico al valore delle variabili oppure relazioni di uguaglianza o disuguaglianza tra le variabili stesse. Nel secondo caso, invece, l'insieme di ammissibilità coincide con lo spazio  $\mathfrak{R}^n$  stesso.

Per i problemi di ottimizzazione la soluzione  $x^*$  deve soddisfare *condizioni di ottimalità*; quindi, supponendo che la funzione  $f$  sia differenziabile due volte in  $\mathfrak{R}^n$  e che  $x^*$  sia un minimo locale di  $f(x)$ , tali condizioni sono:

$$\nabla f(x^*) = \left[ \frac{\partial f}{\partial x_i} \right]_{x^*} = 0 \quad i, j = 1, \dots, n \quad (4.41)$$

$$\nabla^2 f(x^*) = \left[ \frac{\partial^2 f}{\partial x_i \partial x_j} \right]_{x^*} \quad f \text{ semidefinita positiva} \quad (4.42)$$

Il vettore gradiente dell'equazione (4.41) è costituito dalle derivate parziali del primo ordine della funzione  $f$ , valutate in  $x^*$ ; l'equazione (4.42) rappresenta, invece, la matrice Hessiana, ossia le derivate parziali del secondo ordine della funzione  $f$ , valutate sempre in  $x^*$ .

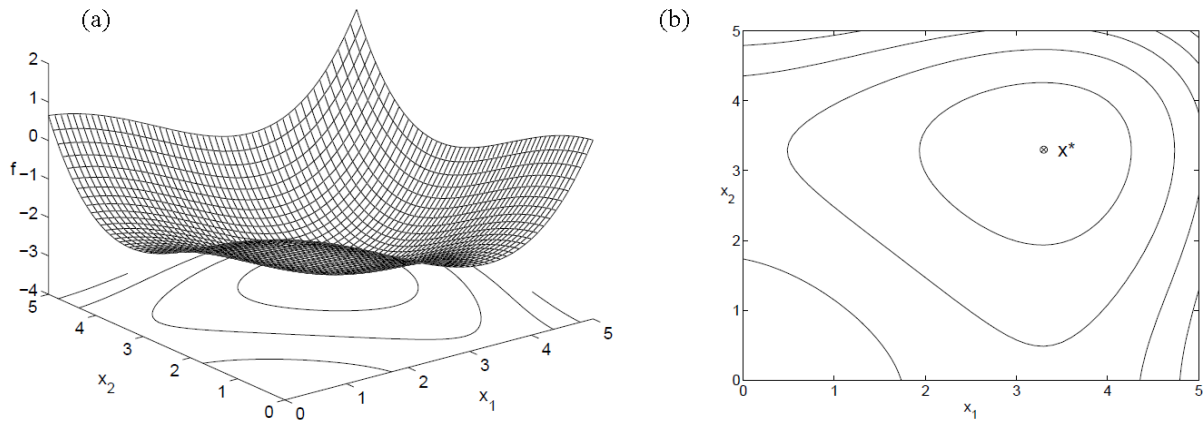
Difficilmente è possibile procedere per via analitica per risolvere le equazioni del primo ordine e verificare che la soluzione soddisfi le condizioni del secondo ordine in quanto spesso si devono risolvere sistemi di equazioni non lineari e non è semplice calcolare la matrice Hessiana; per questo motivo si ricorre a metodi numerici basati su procedure iterative quali i metodi di ottimizzazione.

### Schema generale degli algoritmi di ottimizzazione

Lo schema generale dei metodi di ottimizzazione, soprattutto di tipo locale, è costituito da un passo iniziale nel quale occorre scegliere il punto iniziale di ricerca assegnando dei valori *guess* o di tentativo alle variabili del vettore  $x$ . In generale, non esistono criteri specifici per garantire una scelta ottimale di tali variabili ma ci si basa principalmente sull'esperienza ingegneristica dell'analista, che può comunque avvalersi dei dati di progetto o delle misure fornite dai sistemi di monitoraggio. Proprio a causa della mancanza di criteri specifici è importante utilizzare algoritmi di ottimizzazione la cui convergenza sia pressoché indipendente dalla scelta del punto iniziale. Nelle applicazioni pratiche può essere utile effettuare più processi a partire da punti iniziali differenti, soprattutto se si utilizzano metodi di ottimizzazione locale, e scegliere infine la soluzione che fornisce il valore minimo della funzione  $f$  tra quelli ottenuti con le varie analisi. Il principio è simile a quello utilizzato dai metodi di ottimizzazione globali basati su ricerche di tipo probabilistico, come gli algoritmi genetici e i *simulated annealing*.

A valle del passo iniziale, ha inizio il processo iterativo vero e proprio nel quale il punto di ricerca  $x$  viene spostato nel dominio di definizione della funzione obiettivo  $f$  fino a quando non è soddisfatto un criterio di arresto, come specificato nel seguito, oltre ovviamente alle condizioni di ottimalità.

Per maggior chiarezza, si supponga che il vettore delle variabili  $x$  sia costituito da due sole variabili; in tal caso, in uno spazio cartesiano la funzione  $f$  avrà un dominio geometricamente raffigurabile mediante una superficie tridimensionale mentre il vettore delle variabili  $x$  rappresenterà un punto appartenente al dominio di ricerca, coincidente con il piano  $x_1, x_2$ . Qualsiasi metodo di ottimizzazione consiste nello spostare opportunamente il punto  $x$  nel dominio di ricerca fino a raggiungere il minimo globale della funzione  $f$  che fornisce la soluzione  $x^*$  del problema (Figura 29). Il modo con cui avviene tale spostamento contraddistingue i vari algoritmi d'ottimizzazione.



**Figura 29 - Rappresentazione geometrica di una funzione obiettivo  $f$  nello spazio cartesiano (a) e nel piano del dominio di ricerca delle variabili  $x$  (b)**

**Criteri di arresto e strategie per migliorare la convergenza**

Il criterio d’arresto della sequenza di punti  $\{x_k\}$  determina la velocità di convergenza del processo. Esistono più criteri ma non sempre i vari metodi di ottimizzazione riescono a soddisfare quelli che garantiscono una maggiore velocità di convergenza.

Per esempio, la convergenza di un metodo di ottimizzazione è soltanto di tipo *lineare*, quindi lenta, se la distanza del punto di ricerca dalla soluzione  $x^*$  diminuisce a ogni iterazione di un fattore costante  $c$ :

$$\frac{\|x_{k+1} - x^*\|}{\|x_k - x^*\|} \leq c \quad 0 \leq c < 1 \tag{4.43}$$

dove  $k$  indica il numero dell’iterazione e  $\|x\|$  la norma Euclidea del vettore  $x$ , definita come:

$$\|x\| = \sqrt{x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_n^2} \tag{4.44}$$

La convergenza del criterio (4.43) diviene comunque *superlineare*, quindi veloce, se si verifica la seguente condizione:

$$\lim_{k \rightarrow \infty} \frac{\|x_{k+1} - x^*\|}{\|x_k - x^*\|} = 0 \tag{4.45}$$

Si ottiene, invece, una convergenza *quadratica* della sequenza  $\{x_k\}$  quando:

$$\frac{\|x_{k+1} - x^*\|}{\|x_k - x^*\|^2} \leq c \quad c \geq 0 \tag{4.46}$$

In generale, la velocità di convergenza dipende dal parametro  $c$ ; in ogni caso, a prescindere da questo valore, una sequenza  $\{x_k\}$  avente convergenza quadratica ha, alla fine del processo, una velocità di convergenza migliore rispetto a quella lineare e soddisfa anche la convergenza superlineare.

La velocità di convergenza del processo iterativo può essere influenzata anche dalla scelta sia della direzione di ricerca della soluzione  $x^*$  sia dell’entità dello spostamento lungo tale direzione. A tal fine si ricorre a due differenti approcci chiamati rispettivamente *Line Search* e *Trust Region*.

Il metodo *Line Search* definisce a ogni iterazione  $k$  una direzione  $p_k$  lungo la quale ricercare il punto  $x_{k+1}$  che riduca il valore della funzione obiettivo  $f$ :

$$x_{k+1} = x_k + \alpha_k p_k^N \quad (4.47)$$

dove  $p_k$  è la direzione di ricerca e  $\alpha_k > 0$  è la lunghezza dello *step*.

La direzione di ricerca è calcolata in vario modo secondo il metodo di ottimizzazione selezionato; spesso si ricorre alla definizione di una funzione  $m_k$  che interpola in modo quadratico la funzione obiettivo  $f$  nell'intorno del punto corrente: la direzione di ricerca è individuata dal segmento che unisce tale punto di ricerca con il minimo della funzione quadratica (Figura 30). Per determinare la lunghezza dello *step*, invece, generalmente si seguono due fasi:

- *Bracketing phase*: lungo la direzione di ricerca si individua un intervallo all'interno del quale si possono calcolare lunghezze accettabili dello *step*, ossia deve risultare  $f(x_k + I) < f(x_k)$ ,
- *Selection phase*: mediante un processo iterativo si definisce la lunghezza  $\alpha_k$  che fornisce il valor minimo della funzione obiettivo  $f$  nell'intervallo individuato nella fase precedente o comunque una decrescita accettabile di  $f$ . A tal fine, considerando la funzione:

$$\phi(\alpha) = f(x_k + \alpha p_k) \quad (4.48)$$

se ne calcola il minimo:

$$\min_{\alpha > 0} \phi(\alpha) \quad (4.49)$$

Per risolvere il problema monodimensionale (4.49) non si procede quasi mai per via analitica, ma di solito s'interpola la funzione  $\phi(\alpha)$  con un polinomio, quadratico o cubico, definito utilizzando le informazioni fornite dalla funzione stessa e dalle derivate in alcuni punti, e si calcola il minimo di tale interpolazione.

Una volta individuato il punto che minimizza la funzione  $f$  all'iterazione  $k$ , si prosegue allo stesso modo definendo una nuova direzione di ricerca e la lunghezza del passo.

L'efficienza del metodo *Line Search* dipende dalla scelta sia della direzione  $p_k$  sia della lunghezza  $\alpha_k$  dello *step*. Esistono diversi metodi di ottimizzazione che utilizzano l'approccio *Line Search*.

Il metodo *Trust Region* definisce una funzione  $m_k$  che rappresenta un'interpolazione della funzione obiettivo  $f$  ed è caratterizzata dallo stesso comportamento nell'intorno del punto corrente - e determina un volume circostante a  $x_k$  nel quale questa funzione ha validità (detto appunto *trust region*).

La funzione  $m_k$  è di solito definita in forma quadratica come segue:

$$m_k(p) = f(x_k) + p^T \nabla f(x_k) + \frac{1}{2} p^T B(x_k) p \quad (4.50)$$

La matrice  $B(x_k)$  può essere sia la matrice Hessiana,  $\nabla^2 f(x_k)$ , oppure una sua approssimazione. Esistono diversi algoritmi in grado di risolvere il problema (4.50) sia in modo esatto sia approssimato.

Tipicamente il volume della *trust region* viene definito mediante una sfera di raggio  $\Delta$ :

$$\|p\| \leq \Delta \quad (4.51)$$

Il punto di ricerca dell'iterazione successiva è calcolato minimizzando in modo approssimato  $m_k$  nell'interno della *trust region* risolvendo il sottoproblema del metodo *Trust Region*:

$$\min_p m_k(p) \quad p \in \text{Trust Region} \quad (4.52)$$

Se non si ottiene una riduzione accettabile del valore della funzione obiettivo  $f$ , si risolve ancora il sottoproblema (4.52) diminuendo il raggio della sfera; altrimenti, si passa all'iterazione successiva provando ad incrementare il raggio. Il raggio della *trust region* viene modificato durante il processo iterativo in base al rapporto,  $\rho_k$ , tra il valore della riduzione prevista della funzione obiettivo e quello calcolato:



$$\rho_k = \frac{f(x_k) - f(x_k + p_k)}{f(x_k) - m_k(p_k)} \quad (4.53)$$

Se tale rapporto è pressoché unitario ( $\rho_k \approx 1$ ), allora si accetta il punto di ricerca  $p_k$  e si aumenta il raggio della sfera nell'iterazione successiva; altrimenti, se  $\rho_k$  ha un valore inferiore al limite predefinito (assunto di solito pari a 0.0001), si riduce il raggio e si procede di nuovo ad individuare il punto di ricerca, risolvendo il problema (4.50).

La strategia *Trust Region* differisce da quella *Line Search* in quanto nel primo caso la direzione dello *step* cambia se si modifica il raggio della *Trust Region*, mentre nel secondo caso ogni *step* è caratterizzato da un'unica direzione di ricerca. L'algoritmo *Line Search* fissa all'inizio la direzione di ricerca  $p_k$  e, in seguito, definisce la lunghezza  $\alpha_k$  dello *step*. L'algoritmo *Trust Region*, al contrario, prima sceglie una distanza massima, cioè fissa il raggio  $\Delta_k$  della *trust region*, e poi ricerca la direzione e la lunghezza del passo che siano in grado di individuare la soluzione migliore all'interno del dominio di interesse.

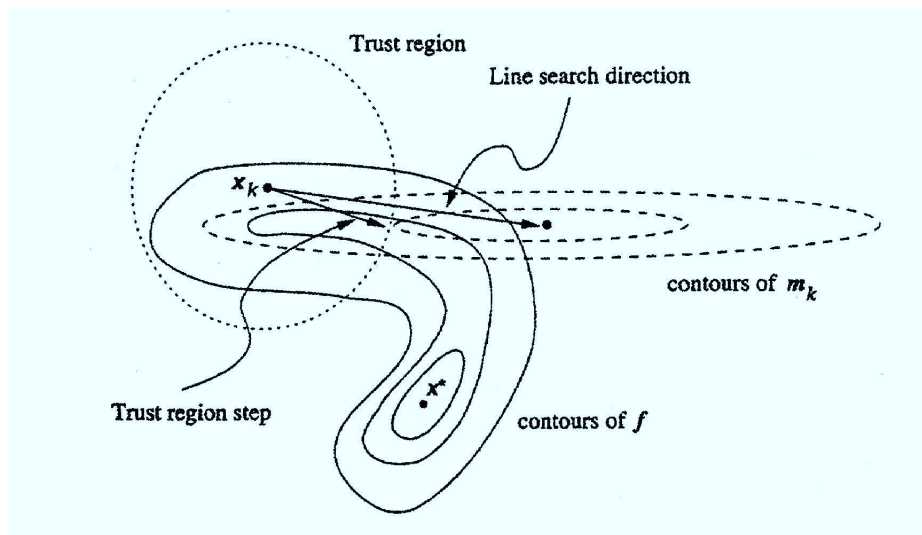


Figura 30 - Confronto tra gli algoritmi *Line Search* e *Trust Region*

In Figura 30 si mostra la modalità di esecuzione di entrambi gli algoritmi relativi ad una funzione obiettivo  $f$  bidimensionale, avente una superficie a forma di valle curva. Il punto corrente  $x_k$  si trova a un'estremità della valle, mentre il punto di minimo  $x^*$  si trova all'estremo opposto. Si consideri, per esempio, una funzione quadratica  $m_k$ , determinata avvalendosi delle informazioni fornite dalla funzione  $f$  e dalle sue derivate nel punto  $x_k$ . Il metodo *Line Search* in genere ricerca il punto di minimo della funzione obiettivo lungo la direzione che dal punto corrente arriva al punto di minimo della funzione  $m_k$ ; lungo questa direzione, tuttavia, si riescono ad ottenere solo piccole riduzioni del valore della funzione  $f$ , anche se si scelgono lunghezze di passo ottimali. Il metodo *Trust Region*, invece, determina la direzione del passo ricercando il minimo della funzione  $m_k$  all'interno dell'intera *trust region*; in questo modo si ottiene una riduzione migliore del valore della funzione  $f$ .

#### 4.3.1.2 Classificazione degli algoritmi di ottimizzazione locale

Esiste un'ampia gamma di metodi per risolvere i problemi di ottimizzazione non vincolati, che possono essere sommariamente classificati in tre categorie:

- metodi di ricerca diretta;
- metodi del primo ordine;
- metodi del secondo ordine.

I metodi di ricerca diretta utilizzano solo le informazioni fornite dai valori della funzione obiettivo stessa in diversi punti del dominio di definizione, senza richiedere che sia derivabile; sono adatti per problemi fortemente non lineari o con un certo numero di discontinuità nel dominio.

I metodi del primo ordine, detti anche metodi del gradiente, richiedono anche le informazioni fornite dalle derivate prime della funzione obiettivo; sono, in genere, efficienti quando la derivata prima è continua.

I metodi del secondo ordine, quali il metodo di Newton, sono utili qualora si possa calcolare facilmente la derivata del secondo ordine, altrimenti sono onerosi a livello computazionale.

Come indicato, il metodo base di Newton è il principale metodi di ottimizzazione locale. La convergenza è quadratica in prossimità del punto di minimo dove l'Hessiano è definito positivo; tuttavia, questo semplice algoritmo a volte è inadeguato poiché potrebbe, per esempio, non convergere nelle regioni in cui la funzione obiettivo non è convessa, ossia quando l'Hessiano è indefinito. In letteratura sono state proposte, pertanto, delle versioni modificate del metodo base di Newton e in Tabella 5 se ne riportano le principali, indicando le strategie che si possono applicare per migliorare la convergenza.

**Tabella 5 -Classificazione di alcuni metodi di ottimizzazione non vincolati**

	<b>Strategia Line Search</b>	<b>Strategia Trust Region</b>
<b>Metodi di ricerca diretta</b>		
Metodo delle coordinate decrescenti	X	-
Metodo di Hooke e Jeeves	X	-
Metodo di Powell	X	-
Metodo di Rosenbrock	X	-
<b>Metodi del primo ordine</b>		
Metodo quasi-Newton	X	X
Metodo steepest descent	X	X
Metodo non lineare del gradiente coniugato	X	-
<b>Metodi del secondo ordine</b>		
Metodo di Newton modificato	X	-
Metodo di Newton applicato nella <i>Trust Region</i>	-	X

#### 4.3.1.3 I problemi ai minimi quadrati

Come indicato al §4.3.1, quando si devono minimizzare le discrepanze tra i dati modali numerici e quelli sperimentali per stimare i parametri del modello numerico, occorre risolvere un problema ai minimi quadrati dove la funzione obiettivo  $f$  assume la seguente forma<sup>8</sup>:

$$f(x) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m r_j^2(x) \quad m \geq n \quad (4.54)$$

Ciascuna  $r_j(x)$  è una funzione non lineare di  $x$  con  $r_j(x): \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}$ . In particolare, le funzioni  $r_j(x)$  sono dette residue, perché sono definite in termini di differenza tra il valore modale calcolato e quello misurato, e costituiscono le componenti del vettore residuo  $r(x): \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}^m$ , definito come segue:

$$r(x) = [r_1(x), r_2(x), \dots, r_m(x)]^T \quad (4.55)$$

<sup>8</sup> Il fattore 1/2 viene introdotto nella definizione della funzione obiettivo per evitare che rimanga il fattore 2 nelle derivate della funzione.

Usando la notazione euclidea, il problema ai minimi quadrati diviene:

$$\min_x \frac{1}{2} \|r(x)\|^2 \quad m \geq n \quad (4.56)$$

Il problema (4.56) può essere risolto con i metodi di ottimizzazione; tuttavia, il modo in cui è costruita la funzione obiettivo favorisce l'impiego dei metodi messi a punto appositamente per risolvere i problemi ai minimi quadrati, soprattutto per calcolare il gradiente e la matrice Hessiana, come di seguito descritto. Si definisce lo Jacobiano del vettore  $r(x)$  come una matrice  $m \times n$  delle derivate parziali del primo ordine delle funzioni residue  $r_j(x)$ :

$$J(x) \in \mathfrak{R}^{m \times n} \quad \text{dove } J(x) = \frac{\partial r_j(x)}{\partial x_i} \quad (4.57)$$

dove  $j = 1, 2, \dots, m; i = 1, 2, \dots, n$ .

Le matrici Hessiane di  $r_j(x)$  vengono determinate come segue:

$$G_j(x) = \nabla^2 r_j(x) \in \mathfrak{R}^{m \times n} \quad \text{dove } G_j(x)_{ik} = \frac{\partial^2 r_j(x)}{\partial x_i \partial x_k} \quad (4.58)$$

con  $G_j(x) = G_j(x)^T$ .

Il gradiente e l'Hessiano della funzione obiettivo (4.54) possono quindi essere espresse nel seguente modo:

$$\nabla f(x) = \sum_{j=1}^m r_j(x) \nabla r_j(x) = J(x)^T r(x) \quad (4.59)$$

$$\nabla^2 f(x) = \sum_{j=1}^m r_j(x) \nabla r_j(x)^T + \sum_{j=1}^m r_j(x) G_j(x) = J(x)^T J(x) + Q(x) \quad (4.60)$$

Si osserva che l'Hessiano (4.60) è una combinazione di termini del primo e del secondo ordine. In particolare, i problemi ai minimi quadrati si basano sul presupposto che i termini del primo ordine siano predominanti su quelli del secondo ordine nelle vicinanze della soluzione; quindi, noto lo Jacobiano, si ottiene senza ulteriori calcoli un valore approssimato dell'Hessiano. Questa ipotesi, tuttavia, non è valida qualora la norma del vettore residuo  $r(x)$  sia dello stesso ordine di grandezza del prodotto:

$$J(x^*)^T J(x^*)$$

In questi ultimi casi è possibile usare i metodi di ottimizzazione generali non vincolati; comunque, nella maggior parte dei problemi applicativi il residuo è sufficientemente piccolo nelle vicinanze della soluzione da giustificare l'utilizzo di metodi sviluppati appositamente per i problemi ai minimi quadrati; in Tabella 6 si riportano alcuni dei metodi più utilizzati nel campo dell'identificazione strutturale.

In generale, i metodi per risolvere i problemi ai minimi quadrati non lineari si basano su processi di tipo iterativo e possono essere implementati sia con la strategia *Line Search* sia *Trust Region*.

In questo paragrafo sarà discusso con maggior dettaglio il metodo del primo ordine di Levenberg-Marquardt poiché è stato implementato nel codice AIDA, come indicato al §4.3.1, ed è stato utilizzato per risolvere l'esempio della diga di Gusana riportato al §5. Per comprendere meglio tale metodo, si forniscono alcune nozioni sui problemi ai minimi quadrati lineari perché costituiscono dei sottoproblemi degli algoritmi dei problemi non lineari.

**Tabella 6 - Algoritmi proposti in letteratura per risolvere il problema ai minimi quadrati**

Problemi ai minimi quadrati non lineari	
Primo ordine	Gauss-Newton
	Levenberg-Marquardt
	Quasi-Newton ibrido
Ibrido del primo e del secondo ordine	Newton ibrido
Secondo ordine	Newton

Nel caso particolare in cui ciascuna funzione  $r_j(x)$  sia lineare, lo Jacobiano è una costante e la funzione obiettivo può essere scritta nel seguente modo:

$$f(x) = \frac{1}{2} \|Jx + r\|^2 \tag{4.61}$$

Le derivate del primo e del secondo ordine sono rispettivamente:

$$\nabla f(x) = J^T (Jx + r) \tag{4.62}$$

$$\nabla^2 f(x) = J^T J \tag{4.63}$$

Dal confronto con la relazione (4.60), si osserva che scompare il secondo termine dall'Hessiano essendo lineari le funzioni residue. La funzione obiettivo (4.61) ha la proprietà di essere sempre convessa a differenza di quanto accade con i problemi ai minimi quadrati non lineari. Applicando la condizione di stazionarietà al gradiente, si ottengono le *equazioni normali* del problema ai minimi quadrati lineare (4.61):

$$J^T J x^* = -J^T r \tag{4.64}$$

Tali equazioni possono essere risolte nell'ambito dell'algebra lineare anziché con i metodi di ottimizzazione; i metodi maggiormente usati sono la fattorizzazione di Cholesky, la fattorizzazione QR e la decomposizione ai valori singolari (SVD).

**Il metodo di Levenberg-Marquardt implementato in AIDA**

L'algoritmo del metodo di Levenberg-Marquardt può essere considerato il duale del metodo di Gauss-Newton, di maggior impiego, in quanto utilizza la strategia *Trust Region* anziché quella *Line Search*. In particolare, l'utilizzo di questa strategia comporta una stabilizzazione dell'algoritmo di Gauss-Newton che è piuttosto debole qualora lo Jacobiano non abbia rango pieno.

Nel metodo di Levenberg-Marquardt la direzione di ricerca  $p_k^{LM}$  è calcolata risolvendo il problema regolarizzato:

$$\min_p \frac{1}{2} \left\{ \|J_k p + r_k\|^2 + \mu_k \|p\|^2 \right\} \tag{4.65}$$

dove  $\mu_k \geq 0$  è il parametro che limita la dimensione della *trust region*. Lungo la direzione  $p_k$  si considera un passo unitario:

$$x_{k+1} = x_k + p_k^{LM} \tag{4.66}$$

Il problema (4.65) consente di calcolare  $p_k$  anche quando lo Jacobiano non è di rango pieno; tale problema è correlato al seguente sotto problema lineare:

$$\min_p m_k(p) = \frac{1}{2} \|J_k p + r_k\|^2 \quad \text{con } \|p\| \leq \Delta_k \quad (4.67)$$

dove  $\Delta_k > 0$  è il raggio della *trust region*, associato a  $\mu_k$ . Se la soluzione di Gauss-Newton,  $p^{GN}$ , si trova all'interno della *trust region*, allora  $\mu_k = 0$  e la direzione  $p^{LM}$  di Levenberg-Marquardt coincide con quella di Gauss-Newton,  $p^{GM}$ . In caso contrario, la soluzione  $p^{LM}$  si trova sul confine della *trust region* e soddisfa le equazioni normali del problema ai minimi quadrati lineare (4.67) con  $\mu_k > 0$ :

$$\|p_k^{LM}\| = \Delta_k \quad (4.68)$$

$$(J_k^T J_k + \mu_k I) p_k^{LM} = -J_k^T r_k \quad (4.69)$$

Per trovare il valore di  $\mu_k$  che coincide con il raggio della *trust region* deve essere risolto il problema monodimensionale:

$$p_k(\mu) = -(J_k^T J_k + \mu I)^{-1} J_k^T r_k \quad (4.70)$$

Quando  $\mu_k \rightarrow \infty$ , la norma della soluzione tende a zero e la direzione di ricerca  $p_k$  diviene parallela alla direzione del metodo *steepest descent*.

In accordo con quanto riportato al paragrafo §4.3.1.1, il raggio della *trust region* viene modificato durante il processo iterativo in base al rapporto,  $\rho_k$ , tra il valore della riduzione prevista della funzione obiettivo e quello calcolato:

$$\rho_k = \frac{f(x_k) - f(x_k + p_k)}{f(x_k) - \frac{1}{2} \|J_k p_k + r_k\|^2} \quad (4.71)$$

Se tale rapporto è pressoché unitario ( $\rho_k \approx 1$ ), allora si accetta il punto di ricerca  $p_k$  e si aumenta il raggio della *trust region* nell'iterazione successiva; altrimenti, se  $\rho_k$  ha un valore inferiore al limite predefinito (assunto di solito pari a 0.0001), si riduce il raggio e si procede di nuovo ad individuare il punto di ricerca.

La velocità di convergenza locale del metodo di Levenberg-Marquardt è simile a quella del metodo di Gauss-Newton poiché neppure in questo caso si considerano i termini del secondo ordine dell'Hessiano. Per problemi fortemente non lineari o con residui grandi, la convergenza è semplicemente lineare; per questo motivo, in genere, si ricorre ad altri algoritmi, che tuttavia sono di maggiore complessità. Poiché non è possibile sapere *a priori* l'entità dei residui, sono stati sviluppati degli algoritmi ibridi che si comportano come i metodi di Gauss-Newton o Levenberg-Marquardt se tali valori sono piccoli, altrimenti utilizzano i metodi di Newton o quasi-Newton se i residui sono elevati nell'intorno della soluzione.

Il codice di calcolo AIDA si avvale semplicemente del metodo di Levenberg-Marquardt a prescindere dal valore dei residui.

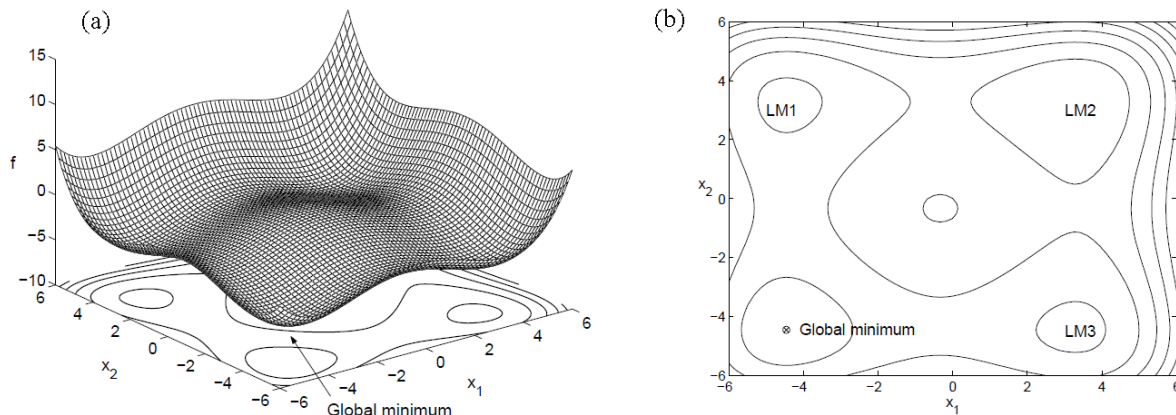
#### 4.3.1.4 Aspetti teorici dei metodi di ottimizzazione globale

Si definisce minimo globale  $x^*$  della funzione obiettivo  $f$  il punto in cui la funzione assume il valore minimo, ossia:

$$f(x^*) \leq f(x) \quad \forall x \in \mathcal{R}^n \quad (4.72)$$

In molti casi pratici non si conosce *a priori* se la funzione obiettivo ha dei minimi locali oltre al minimo globale in quanto sarebbe necessario conoscere la forma geometrica della funzione e, in generale, per problemi a più dimensioni non è possibile. Per meglio comprendere il problema, si consideri la seguente funzione obiettivo bidimensionale, che ha tre minimi locali oltre al minimo globale nel dominio d'interesse riportato in Figura 31:

$$f(x_1, x_2) = 0.01 \sum_{i=1,2} (x_i + 0.5)^4 - 30x_i^2 - 20x_i \quad \text{con } -6 \leq x_i \leq 6 \quad (4.73)$$



**Figura 31 - Funzione obiettivo bidimensionale: (a) superficie; (b) contour plot con la posizione dei minimi locali e di quello globale**

I metodi convenzionali di ottimizzazione locale, basati sul gradiente, hanno una buona velocità di convergenza, ma rischiano di rimanere confinati in uno dei tre minimi locali in base alla localizzazione nel dominio del punto iniziale di ricerca. In pratica, si potrebbero effettuare in modo simultaneo più processi di ottimizzazione locale, indipendenti tra loro, a partire da differenti punti iniziali, assumendo come minimo globale il risultato migliore tra tutti quelli ottenuti con i singoli tentativi. Tuttavia, questo modo di procedere è poco sistematico, molto oneroso e, comunque, poco affidabile. In alternativa, è preferibile ricorrere ai metodi di ottimizzazione di tipo globale, quali gli algoritmi genetici e i *simulated annealing*. Il principale svantaggio di questi algoritmi è la necessità di operare su un gran numero di punti, poiché si basano sulla ricerca probabilistica della soluzione senza utilizzare le informazioni fornite dal gradiente. Per contenere il numero di queste simulazioni, recentemente in letteratura è stato proposto il metodo di ottimizzazione globale *Coupled Local Minimizers* (CLM), di seguito descritto in quanto è stato implementato nel codice MIDA.

### **Il metodo *Coupled Local Minimizers* implementato in MIDA**

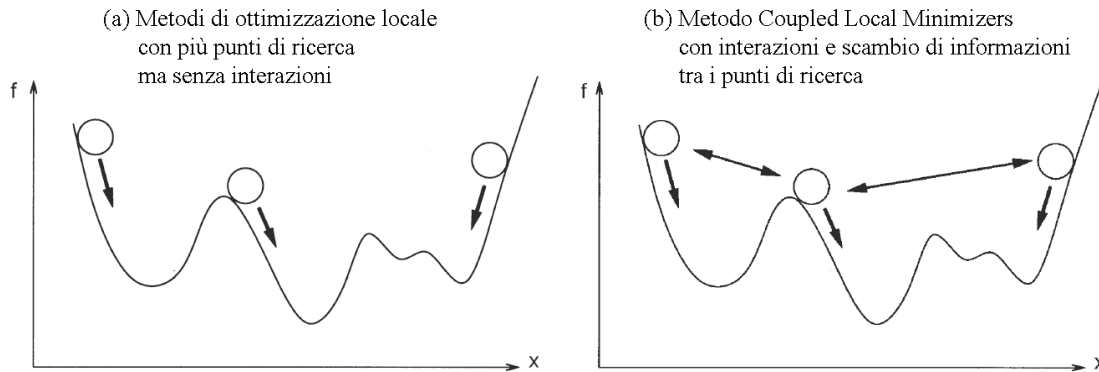
Il metodo *Coupled Local Minimizers* (CLM) si colloca nell'ambito dei metodi basati sulla matrice di sensitività e si configura come una tecnica diagnostica indiretta, di tipo non distruttivo, in quanto i parametri fisico-meccanici dei materiali (in termini di rigidità, massa e parametri di smorzamento) vengono dedotti dai modi dinamici misurati in sito, senza che il rilievo sperimentale arrechi danno o modifiche alla struttura stessa. Il punto di forza del metodo CLM è il meccanismo di tipo cooperativo che ricerca il minimo assoluto della funzione obiettivo  $f$  effettuando simultaneamente diverse ottimizzazioni locali, che tuttavia non sono indipendenti tra loro ma vengono accoppiate grazie ad uno scambio di informazioni (Figura 32).

Il processo di ricerca di ciascun punto è governato dai gradienti, così da garantire una buona convergenza. In questo modo il metodo CLM combina i vantaggi degli algoritmi locali, dovuti all'utilizzo delle informazioni fornite dal gradiente, con quelli derivanti da un approccio di tipo globale, come quello degli algoritmi genetici (strategia basata su analisi eseguite in parallelo e sullo scambio d'informazioni).

Il meccanismo di ricerca cooperativa consiste nel minimizzare il valore medio della funzione obiettivo in tutti i punti di ricerca considerati e nell'accoppiare lo spostamento di tali punti nel dominio di ricerca durante il processo iterativo mediante vincoli atti a sincronizzare i loro movimenti.

Inizialmente questo metodo è stato sviluppato per addestrare le reti neurali che cercano di riprodurre in modo matematico le connessioni sinaptiche tra i neuroni del cervello umano; in quest'ambito il metodo CLM si basa su un algoritmo di ottimizzazione *continuo* nel tempo. Recentemente, alcuni autori,

[21]÷[25], si sono avvalsi dell'idea principale di questo algoritmo per sviluppare un metodo di ottimizzazione globale in grado di generare *passi discreti* nello spazio di ricerca, anziché una variazione continua nel tempo delle variabili di progetto.



**Figura 32 - (a) metodi di ottimizzazione locale eseguiti a partire da differenti punti di ricerca; (b) metodo Coupled Local Minimizers con evidenziate le interazioni tra i singoli metodi di ottimizzazione locale**

L'idea principale del metodo CLM consiste nell'imporre ai punti di ricerca multipli il raggiungimento della stessa posizione finale. Considerando la Figura 31, se i punti fossero, per esempio, ubicati inizialmente in avvallamenti differenti lungo la superficie della funzione obiettivo, durante il processo di ottimizzazione verrebbero forzati a raggiungere e percorrere la medesima conca.

*L'algoritmo del metodo CLM*

Si consideri la funzione obiettivo  $f(x)$  con  $x \in \mathfrak{R}^n$ ; si usa una popolazione formata da un numero  $q$  di punti di ricerca, il cui valore medio è definito nel seguente modo:

$$\langle f \rangle = \frac{1}{q} \sum_{j=1}^q f(x^{(j)}) \tag{4.74}$$

dove  $x^{(j)}$  indica il  $j$ -esimo punto di ricerca. Simultaneamente s'impongono dei vincoli che permettono di sincronizzare i punti  $q$  di ricerca, in modo tale che si ottenga un problema di minimizzazione con vincoli di uguaglianza:

$$\min_{x^{(j)} \in \mathfrak{R}^n} \langle f \rangle \quad \text{con } x^{(j)} - x^{(j+1)} = 0 \tag{4.75}$$

con  $j=1, q$  e la condizione al contorno  $x^{(q+1)} = x^{(1)}$ .

Per risolvere tale problema si utilizza la funzione di Lagrange aumentata che genera passi discreti nel dominio di interesse (Appendice 00):

$$L_A(x, Y) = \frac{\eta}{q} \sum_{j=1}^q f(x^{(j)}) + \sum_{j=1}^q [\lambda^{(j)}]^T [x^{(j)} - x^{(j+1)}] + \frac{\gamma}{2} \sum_{j=1}^q \|x^{(j)} - x^{(j+1)}\|^2 \quad \text{con } x^{(j)}, \lambda^{(j)} \in \mathfrak{R}^n \tag{4.76}$$

dove  $\mathbf{x} = [x^{(1)}; \dots; x^{(q)}]$  sono i punti di ricerca,  $\mathbf{Y} = [\lambda^{(1)}; \dots; \lambda^{(q)}]$  i moltiplicatori di Lagrange;  $\eta$  è un fattore peso della funzione obiettivo mediata, mentre  $\gamma$  è un parametro di penalità. A ogni iterazione  $k$ , la funzione di Lagrange aumentata viene minimizzata rispetto a  $x$  mediante il metodo di Newton, basato sulla strategia *Trust Region*, che favorisce la convergenza anche quando l'Hessiano è indefinito, ossia la funzione non è convessa. In particolare, in ogni sotto iterazione  $s$  si minimizza la funzione approssimata  $m(p)$  della funzione di Lagrange aumentata,  $L_A$ , all'interno del dominio di interesse. La funzione  $m(p)$  è definita mediante la serie di Taylor troncata della funzione  $L_A$ :

$$\min_p m(p) = L_A + [\nabla L_A]^T p + \frac{1}{2} p^T [\nabla^2 L_A] p \quad \text{con } \|p\| \leq \Delta \quad (4.77)$$

dove  $\nabla L_A$  e  $\nabla^2 L_A$  sono rispettivamente il gradiente e l'Hessiano della funzione di Lagrange aumentata. Se si assume che il valore della funzione obiettivo associata a ciascun punto è indipendente da punto a punto, è necessario includere nel vettore del gradiente e nella matrice Hessiana:

$$\nabla_{x^{(j)}} L_A = \frac{\eta}{q} \nabla f(x^{(j)}) - \lambda^{(j-1)} + \lambda^{(j)} - \gamma [x^{(j-1)} - x^{(j)}] + \gamma [x^{(j)} - x^{(j+1)}] \quad (4.78)$$

$$\nabla_{x^{(j)} x^{(j)}}^2 L_A = \frac{\eta}{q} \nabla^2 f(x^{(j)}) + 2\gamma \quad (4.79)$$

$$\nabla_{x^{(j)} x^{(j-1)}}^2 L_A = -\gamma \quad (4.80)$$

$$\nabla_{x^{(j)} x^{(j+1)}}^2 L_A = -\gamma \quad (4.81)$$

I vincoli sono  $x^{(0)} = x^{(q)}$  e  $x^{(q+1)} = x^{(1)}$ .

Ai singoli parametri è possibile applicare ulteriori vincoli per limitarne la variazione, in analogia a quanto è attualmente possibile fare nel codice AIDA. Questa opzione non è stata per ora inserita nel codice MIDA.

Il metodo CLM richiede la scelta dei seguenti parametri:

- la dimensione  $q$  della popolazione dei punti di ricerca;
- il valore del fattore peso  $\eta$ ;
- il valore del parametro di penalità  $\gamma$ ;
- i valori dei moltiplicatori di Lagrange iniziali;
- i valori iniziali delle variabili di progetto da identificare.

Il numero dei punti di ricerca,  $q$ , dipende dalla forma della funzione obiettivo e dal numero dei minimi locali presenti nello spazio di ricerca. Al crescere di  $q$  aumenta l'onere computazionale; per contro, se si considerano pochi punti di ricerca, si rischia di non individuare il minimo globale.

Il processo di ricerca è influenzato dai parametri  $\gamma$  e  $\eta$ . Se si aumenta  $\gamma$ , si dà maggior peso ai termini quadratici di penalità nella funzione di Lagrange aumentata,  $L_A$ , cosicché i punti di ricerca tendono prima ad avvicinarsi tra loro e poi a cercare insieme il minimo più vicino. Occorre, tuttavia, evitare valori troppo elevati di  $\gamma$  o la soluzione potrebbe rimanere confinata nel minimo locale più vicino al centro geometrico di gravità della popolazione dei punti di ricerca. Valori bassi di  $\gamma$  possono essere utili qualora si abbiano pochi punti di ricerca, in modo tale da favorire un'ampia esplorazione nel dominio di ricerca prima di permettere a tali punti di avvicinarsi tra loro e di convergere al medesimo punto di minimo. In ogni caso occorre prestare attenzione perché, se si assegna a  $\gamma$  un valore eccessivamente basso, si rischia di non arrivare a convergenza. Nel metodo CLM il parametro di penalità  $\gamma$  è assunto costante, altrimenti si dovrebbe introdurre un ulteriore parametro incognito, necessario per aggiornare  $\gamma$  ad ogni iterazione; è stato, comunque, dimostrato che il metodo CLM non presenta miglioramenti sensibili se si fa variare il parametro di penalità.

Il parametro  $\eta$  attribuisce un peso al valore medio della funzione obiettivo rispetto agli altri termini della funzione di Lagrange aumentata,  $L_A$ . Al crescere di  $\eta$ , diminuisce l'influenza dei vincoli in quanto si dà maggior peso al valore medio della funzione obiettivo. Per evitare di rimanere confinati in un minimo locale, si devono evitare valori troppo elevati di  $\eta$ .

I parametri  $q$ ,  $\gamma$  e  $\eta$  non possono essere definiti a priori, ma dipendono dal problema in esame. Questa indeterminazione dei parametri è tipica dei metodi di ottimizzazione globali, ma, per contro, consente di raggiungere con maggior probabilità il minimo assoluto nel dominio di interesse.

Per generalizzare ulteriormente il metodo CLM, di solito si normalizza sia la funzione obiettivo che i vincoli di sincronizzazione,  $\Delta x_k^{(j)} = x_k^{(j)} - x_k^{(j+1)}$ . Nel codice MIDA vengono normalizzate le caratteristiche modali e i parametri da identificare.

I valori iniziali dei moltiplicatori di Lagrange,  $\lambda_k^{(j)}$ , vengono scelti in modo *random* nell'intervallo  $[-1,1]$  per consentire all'algoritmo maggiore libertà nella ricerca dei valori appropriati e per favorire un'ampia



esplorazione nel dominio di ricerca. È necessario che i punti di ricerca iniziali siano ben distribuiti in tutto il dominio di ricerca per favorire una migliore convergenza al minimo assoluto. In generale, è possibile effettuare una scelta di tipo *random* anche nel caso dei parametri da ottimizzare; tuttavia, dal momento che nel presente rapporto il metodo CLM verrà applicato in campo ingegneristico, tali parametri hanno un significato fisico e, di conseguenza, i loro valori devono essere definiti in modo opportuno.

### Riferimenti bibliografici

- [1] Italo Calvino, *Le città invisibili*, Einaudi Editore, 1972
- [2] ENEL – Ente Nazionale per l’Energia Elettrica, *Comportamento delle grandi dighe dell’ENEL*, Roma, 1980
- [3] R. M. Lin, H. Du, J. H. Ong, *Sensitivity based method for structural dynamic model improvement*, Computer & Structures, Vol. 47, No 3, pp. 349-369, 1993
- [4] P. Cawley, R. D. Adams, *The location of defects in structures from measurements of natural frequencies*, Journal of Strain Analysis, Vol. 14, No 2, 1979
- [5] E. Dascotte, *Practical applications of finite element model tuning using experimental modal data*, Proc. 8<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, 1990
- [6] J. E. Mottershead, M. I. Friswell, “Model updating in structural dynamics: a survey”, Journal of Sound and Vibration, Vol. 167, No. 2, pp. 347-375, 1993
- [7] ISMES, Prog. STR-9728, Doc. RAT-STR-2755/97, *Monitoraggio dinamico delle dighe. Modelli NARMAX. Applicazioni delle tecniche di identificazione parametrica e studio di metodi per l’interpretazione dei parametri*, Dicembre 1997
- [8] ISMES, Prog STR-2282, Doc. RAT-STR-1021/98, *Elaborazioni ed analisi delle prove del novembre 1997*, Giugno 1998
- [9] Bittanti, *Identificazione dei modelli e controllo adattativo*, Pitagora editrice, Bologna, 1992
- [10] L. Ljung, *System identification - Theory for the user*, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1987
- [11] L. Ljung, *System Identification Toolbox - User’s Guide - Version 5*, The Mathworks Inc., 2000
- [12] P. Palumbo, L. Piroddi, *Harmonic analysis of nonlinear structures by means of Generalized Frequency Response Functions coupled with NARX models*, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 14, No. 2, pp. 243-265, 2000
- [13] Palumbo, L. Piroddi, *Seismic behaviour of buttress dams: non-linear modelling of a damaged buttress based on ARX/NARX models*, Journal of Sound and Vibration, Vol. 239, No. 3, pp. 405-422, 2001
- [14] *INDIA-FM: codice di calcolo per l’analisi dinamica di sistemi accoppiati struttura-fluido – Manuale d’uso*
- [15] AIDA: programma per l’identificazione modale delle caratteristiche strutturali – Manuale d’uso
- [16] L. Bolognini, *HISTRIDE Progetto ESPRIT n.28249*, Rel. Enel-CRIS n.5570, 1998
- [17] E. Bon, A. Frigerio, G. Mazzà, *Histride: an integrated software for dynamic structural identification*, ECCM06, III European Conference on Computational Mechanics, 5-8 June 2006, Lisbon, Portugal
- [18] E. Bon, A. Frigerio, *Histride: an integrated software environment for the diagnosis of large dams via modal identification*, DAM07, 5<sup>th</sup> International Conference on Dam Engineering, 14-17 February 2007, Lisbon, Portugal
- [19] L. Bolognini, A. Frigerio, *Histride: an integrated software environment for dynamic structural identification*, STREMAH 2001, Seventh International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings, 28-30 May 2001, Bologna, Italy
- [20] CESI RICERCA, *Strumenti e metodi di simulazione per la diagnostica strutturale e sicurezza dei bacini*, Area: Produzione e fonti energetiche, Progetto: Sicurezza dei bacini idroelettrici italiani e utilizzo ottimale della risorsa idrica, Deliverable 5.2, 2008
- [21] A. Teughels, G. De Roeck and J.A.K. Suykens, *Updating of finite element models using coupled local minimisers (CLM)*, Proceedings of 3rd Int. Conf. On Identification in Engineering Systems, 2002, pp 280-289

- [22] A. Teughels, G. De Roeck and J.A.K. Suykens, *CLM, a global optimisation method applied to FEM updating*, Proceedings of 5th European Conference on Structural Dynamics, Eurodyn 2002
- [23] A. Teughels, G. De Roeck and J.A.K. Suykens, *Global optimisation by Coupled Local Minimisers and its application to FE model updating*, Computers and Structures, 2003, 81(24-25), pp 2337-2351
- [24] A. Teughels, G. De Roeck and J.A.K. Suykens, *Coupled Local Minimisers: a new global optimisation method*, Proceedings of 11th IFIP Working Conference on Reliability and Optimisation of Structural Systems, 2003
- [25] J.A.K. Suykens, J. Vandewalle and G. De Roeck, *Intelligence and cooperative search by coupled local minimisers*, International Journal of Bifurcation and Chaos, 2001, Vol. 11, No. 8, pp 2133-2144

## 5 CASE-HISTORIES SULL'APPLICAZIONE DI MODELLI DI IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE

Nel presente capitolo sono riportate alcune *case-histories* relative a studi che i membri del GdL hanno avuto modo di sviluppare nel corso della loro attività professionale.

Si tratta di situazioni tra loro differenti, anche se la prevalenza dei casi presentati riguarda l'uso delle tecniche di identificazione associate all'impiego delle campagne di vibrazione forzate.

Per ciascuno dei casi illustrati, gli obiettivi dello studio erano differenti e hanno riguardato l'uso delle tecniche di identificazione sia a fini diagnostici in senso stretto sia per interpretare il comportamento osservato.

I casi illustrati riguardano:

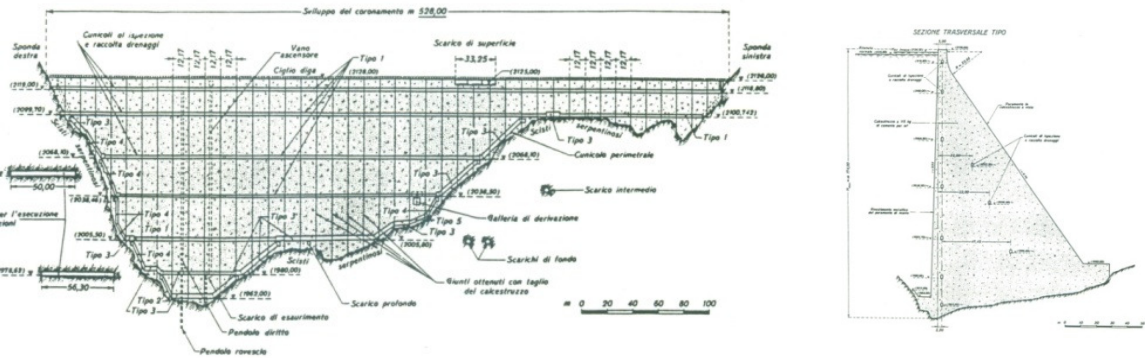
- la diga di Alpe Gera, a gravità massiccia in calcestruzzo;
- la diga di Talvacchia, a volta in calcestruzzo;
- la diga di Gusana, a volta in calcestruzzo;
- la diga di Sella Pedicate (bacino di Campotosto), in parte a gravità, in parte i terra;
- la diga di Ceppo Morelli, a volta in calcestruzzo;
- la diga di Bumbuna, in rockfill con manto bituminoso;
- la diga di Schlegeis, a volta in calcestruzzo.

### 5.1 Diga di Alpe Gera

La diga di Alpe Gera (Figura 33, Figura 34, [1]) è una grande opera a gravità massiccia in calcestruzzo ad andamento rettilineo, alta 174 me con un volume di muratura di 1.700.000 m<sup>3</sup>. Il coronamento è lungo 528 m. La diga, costruita nel periodo 1961-64 ed è situata nelle Alpi (Lanzada, Sondrio); sin dalla sua costruzione, ha sempre mostrato un comportamento regolare.



Figura 33 – La diga di Alpe Gera vista da valle



**Figura 34 – La diga di Alpe Gera: vista da valle e sezione maestra**

Negli anni '80 ENEL, proprietaria dell'opera, promosse un programma per automatizzare i sistemi di monitoraggio di molte dighe che, tra i vari obiettivi, prevedeva in parallelo lo sviluppo di modelli previsionali statistici e deterministici aventi lo scopo di istituire il possibile controllo in linea delle strutture.

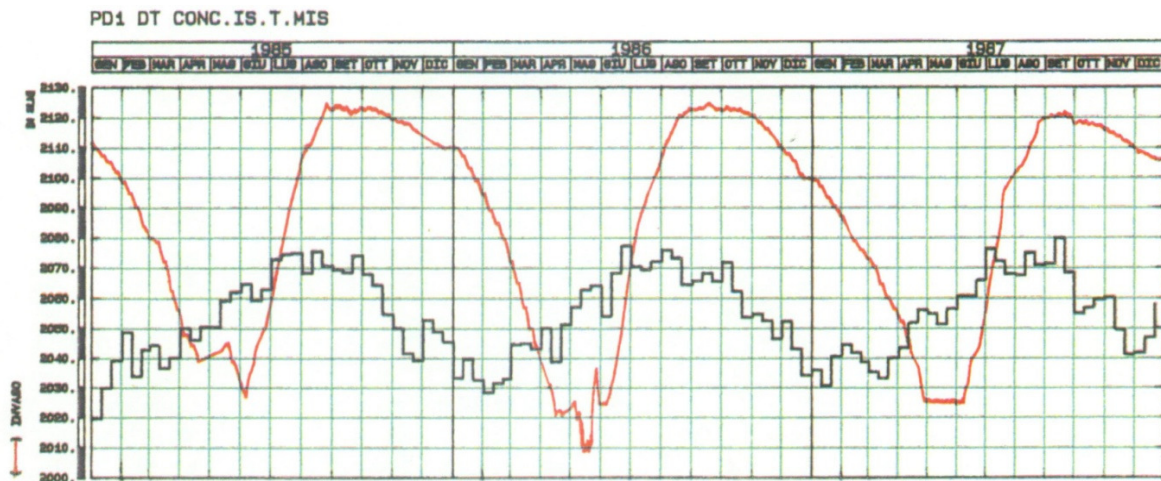
Nel caso in esame, in particolare, dal confronto tra il comportamento misurato dell'opera (con riferimento, ad esempio, alle misure in direzione monte-valle del pendolo diritto nella sezione maestra) e quello calcolato con un modello deterministico bidimensionale, fu messa in evidenza una apparente anomalia di comportamento. Infatti, con riferimento all'andamento del livello di invaso nel serbatoio e alle misure delle temperature ambientali riportate in Figura 35, nel grafico degli scarti (Figura 36a) si può osservare la presenza di componenti periodiche di non immediata interpretazione.

Una delle possibili spiegazioni fu individuata nella scelta di un modello bidimensionale per il calcolo degli spostamenti che poteva non essere in grado di simulare correttamente il comportamento della struttura, nonostante l'opera fosse provvista di giunti di costruzione che avrebbero dovuto attivare un sostanziale comportamento piano.

Si realizzò, quindi, un modello tridimensionale dell'opera per il calcolo della componente dello spostamento del pendolo nella sezione maestra. Come si può osservare nella Figura 36b, anche questa scelta modellistica mostrava l'attivazione di una componente periodica negli scarti.

Una plausibile spiegazione di questo comportamento apparentemente anomalo fu individuata nel possibile differente comportamento della struttura nel periodo invernale (nel quale i giunti si trovano in una condizione di apertura e quindi il comportamento è sostanzialmente piano) e nel periodo estivo (nel quale i giunti possono venire a contatto, attivando un comportamento più vicino a quello di una struttura tridimensionale).

Il nuovo modello adottato per interpretare il comportamento osservato combinava i due approcci precedenti: modello 2-D nel periodo invernale e modello 3-D nel periodo estivo. I miglioramenti del confronto sono ben evidenti nella Figura 36c.



**Figura 35 – Andamento del livello di invaso e delle temperature dell'aria nel tempo**



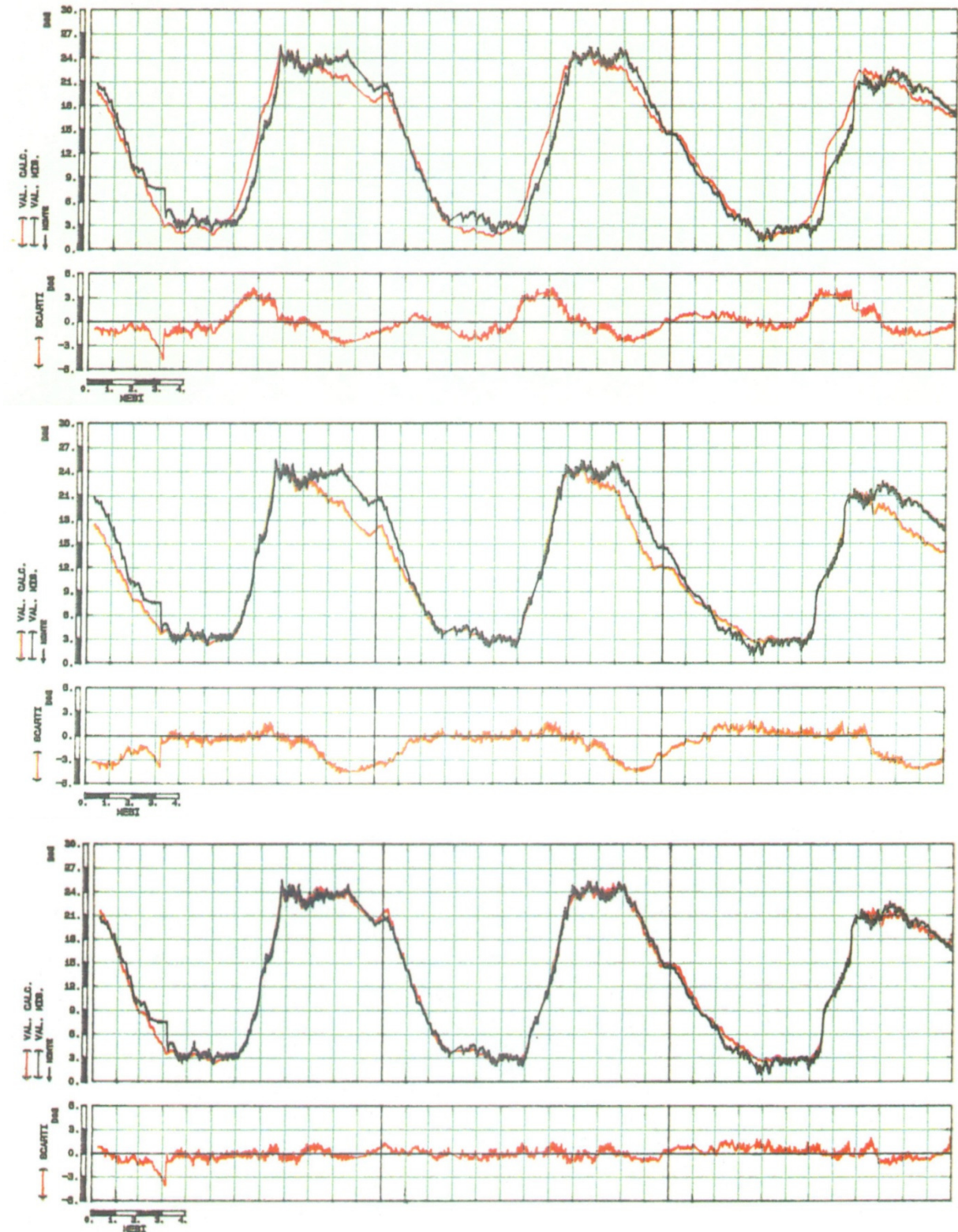


Figura 36 – Confronto tra gli spostamenti del pendolo in sezione maestra misurati e calcolati con vari modelli: a) spostamenti calcolati con modello 2-D; b) spostamenti calcolati con il modello 3-D; d) spostamenti calcolati con il modello misto 2-D e 3-D

In conclusione, vale la pena di osservare che all'epoca non fu presa in considerazione l'ipotesi di inserire nel modello degli elementi di giunto che avrebbero, in linea di principio, consentito di tenere

direttamente conto degli effetti della temperatura sul contatto tra i conci. Le ragioni furono molteplici: difficoltà nel definire lo stato iniziale del contatto tra i conci; limitata affidabilità degli elementi di giunto nei programmi di calcolo dell'epoca; passaggio da analisi lineari a non lineari che avrebbero comportato l'impossibilità di ricorrere alla sovrapposizione degli effetti; i tempi di calcolo decisamente elevati per effettuare analisi non lineari. Tuttavia, l'approccio "artigianale" risultò efficace e permise di cogliere un aspetto del comportamento di questa tipologia di opere che generalmente non era preso in considerazione.

Il caso in esame, evidentemente, non si configura come emblematico di una indagine condotta a fini diagnostici in senso stretto (ovvero legate alla manifestazione di possibili patologie evidenziate dalle misure), considerando il comportamento del tutto regolare della diga. Tuttavia, l'impiego dei modelli interpretativi ha consentito di formulare una ragionevole ipotesi sul comportamento reale della struttura che diversamente non avrebbe potuto essere colto.

### **Riferimenti bibliografici**

- [1] ENEL, *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, Vol. 3, pp 183-218, Roma, 1978

## 5.2 Diga di Talvacchia

Una particolare sperimentazione, che illustra l'interazione tra modelli matematici e sperimentazione dinamica, è stata effettuata nel periodo 1986-1990 sulla diga di Talvacchia (diga ad arco-gravità con altezza 77 m e lunghezza del coronamento 226 m, Figura 37, [1]) con lo scopo di determinare non solo il comportamento dinamico della struttura, ma anche di correlarlo con l'assetto statico (apertura/chiusura dei giunti, spostamento monte/valle) e con le grandezze ambientali (livello di invaso, temperature). L'influenza reciproca di queste grandezze è di grande importanza per determinare o prevedere un possibile degrado o un danno strutturale, pervenendo quindi ad un nuovo concetto di sorveglianza che non ha più il solo scopo di segnalare e caratterizzare il sisma, ma anche di registrarne la risposta strutturale che è di fondamentale importanza per una conoscenza diretta del comportamento della diga e per un confronto con i risultati dei modelli analitici. Inoltre il monitoraggio consente di identificare possibili danni determinando parametri strutturali i cui valori possono cambiare in presenza di degrado. Fra questi parametri, le caratteristiche dinamiche (frequenze naturali, forme modali, smorzamenti) sono di grande importanza, dal momento che costituiscono un indice del comportamento complessivo della struttura.

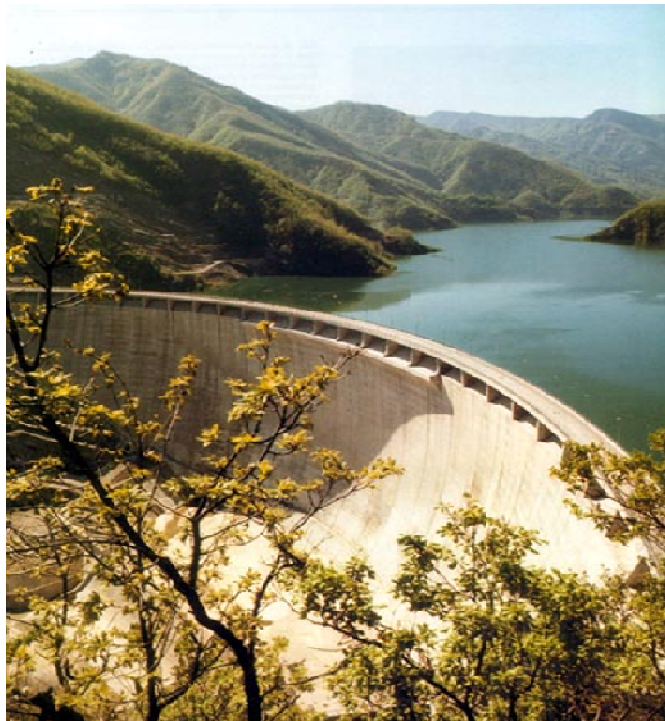


Figura 37 – Diga di Talvacchia: vista da valle

Sulla diga è stato installato un sistema di sorveglianza dinamica attiva che aveva le seguenti funzioni:

- eseguiva automaticamente due volte al giorno (di giorno e di notte) una prova di vibrazione forzata nel campo di frequenza  $3\div 11$  Hz mediante l'utilizzo di una vibrodina meccanica installata nel cunicolo in prossimità dell'arco di cresta della diga, registrando la risposta in 9 punti disposti sul corpo diga;
- in concomitanza con l'esecuzione delle prove dinamiche registrava i valori delle grandezze statiche ed ambientali (spostamento monte/valle, apertura/chiusura di giunti in 5 posizioni, livello di invaso e temperatura dell'aria e del calcestruzzo della diga in 35 posizioni);
- si poneva in ascolto sismico per tutto il resto della giornata.

Le funzioni di trasferimento mostrano chiaramente la presenza di sei modi di vibrare le cui caratteristiche variano in funzione delle differenti condizioni della diga. In Figura 38 è mostrata la parte reale di alcune funzioni di trasferimento ottenute durante il periodo di osservazione. Le frequenze



naturali assumono differenti valori per il medesimo livello di invaso, ma la variazione non avviene sempre con il medesimo andamento per tutti i modi, come mostrato nelle Figura 39 per i modi 1, 2 e 4. Questo inatteso comportamento rivela come le quantità statiche influenzino il comportamento dinamico strutturale. La dipendenza delle frequenze proprie dal livello di invaso si evidenzia solo quando questo è superiore al 75% del valore massimo; la correlazione è chiara, ma risulta lineare solo per il primo modo simmetrico. A bassi livelli di invaso le frequenze naturali subiscono variazioni complesse. Infatti, per i primi due modi, la frequenza dipende direttamente dalle condizioni termiche con andamento che tende a separarsi in due fasce distinte, la più alta delle quali corrisponde alle temperature più elevate, mentre la più bassa a temperature decrescenti o basse. Per i modi superiori la correlazione non è più stretta ed appare evidente che le frequenze più basse corrispondono ai livelli di invaso più bassi.

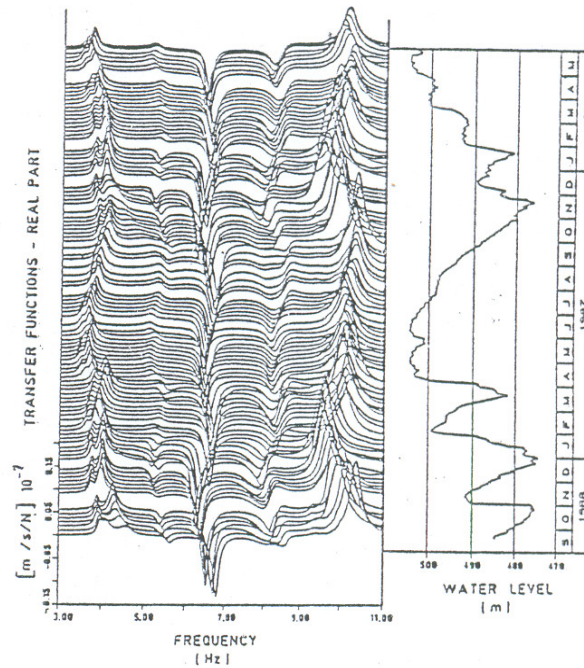


Figura 38 – Funzioni di trasferimento.

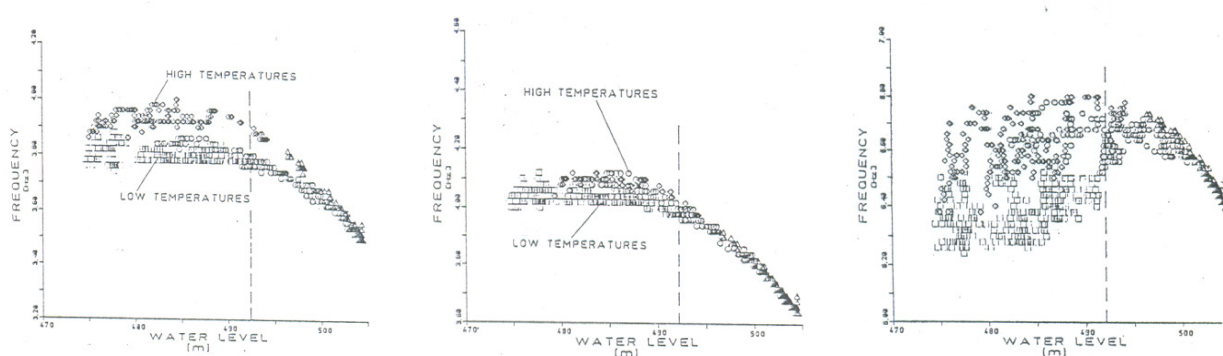


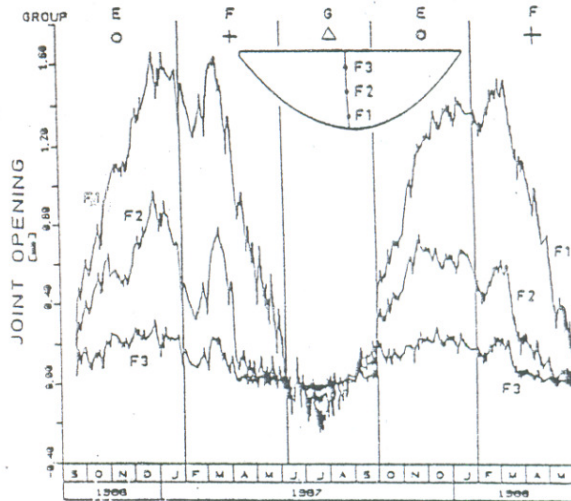
Figura 39 – Correlazioni tra frequenze e livello di invaso per il 1° modo (sinistra), il 2° modo (centro) e il 4° modo (destra)

Si viene così a determinare un livello di invaso al di sopra del quale il comportamento strutturale viene guidato dallo stesso livello di invaso, mentre per invasi inferiori il comportamento è determinato dalle altre grandezze (le Figura 40 e Figura 41 mostrano alcuni tipici andamenti dell'apertura di un giunto e della temperatura del calcestruzzo interna al corpo diga). L'apertura dei giunti è correlata linearmente con la temperatura superficiale del calcestruzzo nelle sue vicinanze, mentre è sfasata con le temperature interne. Una correlazione molto complessa è quella dello spostamento monte/valle del coronamento in

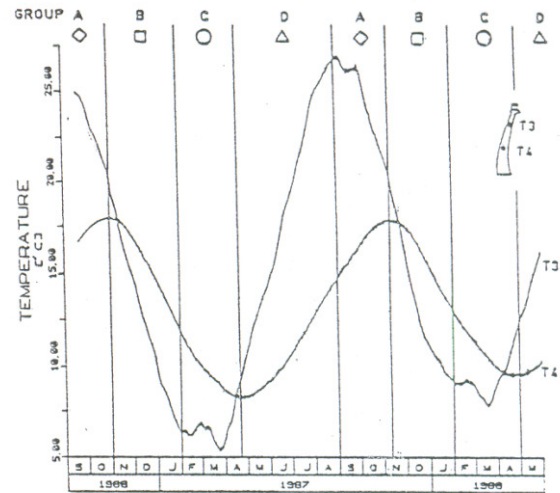


funzione del livello di invaso e degli altri parametri statici (Figura 42): la situazione strutturale, evidenziata dalla posizione dei giunti, ha una forte influenza sul comportamento complessivo, soprattutto a bassi livelli di invaso.

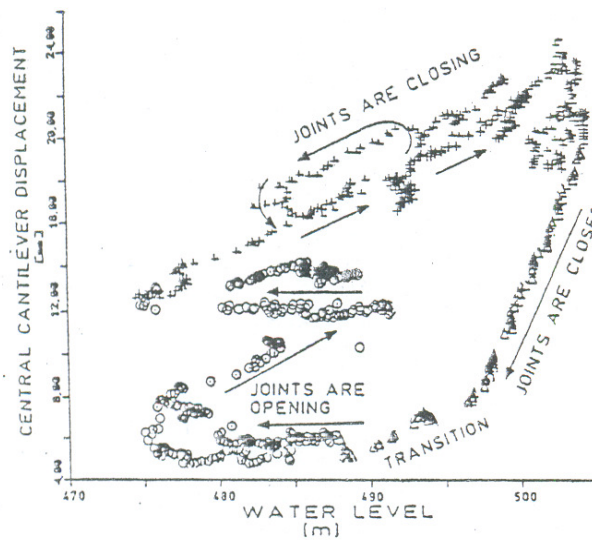
Il comportamento strutturale della diga segue pertanto un andamento ben definito che si ripete quando si presentano le stesse condizioni: di conseguenza le eventuali variazioni di questo andamento, valutate attraverso i dati sperimentali o attraverso la divergenza tra i dati sperimentali e quelli analitici, costituirebbero un indice diagnostico di rilievo e andrebbero indagate per identificarne le cause.



**Figura 40 – Andamento nel tempo dell'apertura/chiusura di un giunto a tre diverse quote**



**Figura 41 – Andamento nel tempo di due temperature nel calcestruzzo**



**Figura 42 – Correlazione dello spostamento monte/valle del coronamento in mezzeria in funzione del livello di invaso**

Il caso della diga di Talvacchia ha rappresentato il primo esempio a livello internazionale di indagini di questo tipo e ha costituito un riferimento seguito successivamente da altri ricercatori. Lo studio non aveva finalità diagnostiche dirette (la diga aveva sempre manifestato un comportamento regolare) ma la sua rilevanza è consistita nella possibilità di cogliere aspetti del comportamento strutturale delle dighe a volta che non era stato indagato o compreso fino a quel momento, [2]÷[7].

**Riferimenti bibliografici**

- [1] ENEL, *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, Vol. 4, pp 319-354, Roma, 1980
- [2] Enel/Cris – Ismes, *Diga di Talvacchia. L'analisi di grandi opere come metodo di indagine strutturale*. Giornata di studio, Ottobre 1988, Ascoli Piceno. Rel. Cris n. 3825, 1989
- [3] M. Fanelli, G. Giuseppetti, A. Castoldi, *Dynamic characterization of Talvacchia dam: experimental activities, numerical modelling, monitoring*. 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, 1992
- [4] F. Bettinali, *ENEL experience on structural systems surveying with a special attention to dynamic loads*, Workshop on Structural Control and Intelligent Systems held at Sorento (NA) Italy in July 1992, ENEL Direzione Studi e Ricerche Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale Relazione N. 4481, Luglio 1992
- [5] F. Bettinali, C. Galimberti , M. Meghella, *Talvacchia dam – The dynamic analysis of large structures as a method for structural investigation*, Workshop held at Ascoli Piceno, Italy in October 1988, ENEL Direzione Studi e Ricerche Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale Relazione N. 4002, Luglio 1990
- [6] J. F. Hall, *The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams: review of experimental behaviour and observational evidence*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Special Issue, Volume 7, Number 2, April 1988
- [7] M. Fanelli, *Il comportamento delle dighe del Friuli di fronte ai terremoti del maggio-settembre 1976*, ENEL Rassegna tecnica di problemi dell'energia elettrica, Anno XXVI Maggio/Giugno 1978

## 5.3 La diga di Gusana

### 5.3.1 Geometria

La diga di Gusana [1] si trova nella gola del fiume Taloro, nella provincia di Nuoro, e la sua capacità complessiva d'invaso supera i 60 milioni di m<sup>3</sup>. La diga è del tipo a volta, a doppia curvatura, in calcestruzzo ed ha un'altezza sul piano di fondazione di 88 m; il piano di coronamento si trova a una quota di 645 m s.l.m. (Figura 43). La struttura è provvista di un giunto perimetrale continuo, che separa il pulvino dalla volta; quest'ultima è una piastra curva dissimmetrica con rapporto altezza coronamento pari a 1:2. Il pulvino è caratterizzato da uno spessore variabile, massimo in corrispondenza della sezione maestra (19.20 m), minimo sul coronamento (3.70 m). Gli archi sono a spessore costante per circa i 2/3 del loro sviluppo, a partire dalla parte centrale, e a spessore variabile verso le imposte (Figura 44).

La diga è tracimabile per uno sviluppo di 50 m. La struttura a volta e il pulvino sono divisi in conci subverticali da 28 giunti di costruzione, posti a un interasse di circa 12 m; i giunti sono stati sigillati a ritiro avvenuto.



Figura 43 - Vista da valle della diga di Gusana e sezione verticale (cortesia P.I. Gian Paolo Curreli)

### 5.3.2 Obiettivi dello studio

Il sistema di monitoraggio statico mostrava una potenziale maggiore cedevolezza della fondazione e della spalla in destra orografica che non si riusciva a descrivere mediante un'analisi statica - condotta per peso proprio, carico idrostatico e termico - nel caso in cui si assegnavano ai parametri di materiale del modello numerico i valori di progetto.

Nel novembre 1999, è stata condotta una campagna di prove di vibrazione forzata con l'obiettivo di determinare il comportamento dinamico dell'opera e fornire i dati necessari per calibrare i parametri di materiale del modello numerico.

In generale, le misure rilevate nel corso delle campagne dinamiche consentono di definire le caratteristiche modali dell'opera (in termini di frequenze, forme modali e smorzamenti strutturali) che, integrate dai dati riferiti al comportamento statico, sono utilizzate per condurre un processo d'identificazione al termine del quale si ottengono i parametri di materiale che consentono di cogliere al meglio il comportamento osservato della struttura con il modello numerico.

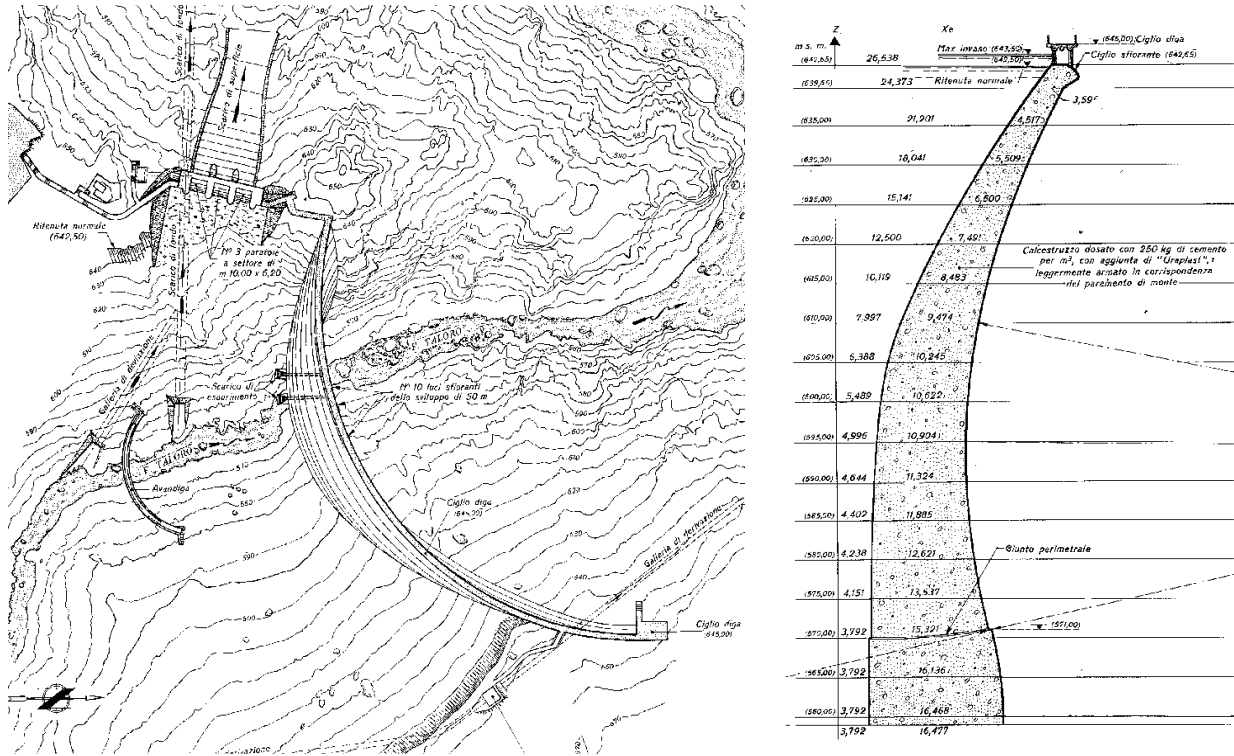
### 5.3.3 Campagna di prove di vibrazione forzata

#### 5.3.3.1 Descrizione delle attrezzature utilizzate nelle prove di vibrazione forzata

Per mettere in vibrazione la diga è stata utilizzata una vibrodina capace di esercitare forze ad andamento sinusoidale con le seguenti caratteristiche:

- forza massima: 200 kN;

- campo di frequenza: 1 ÷ 20 Hz;
- peso complessivo: 40 kN.

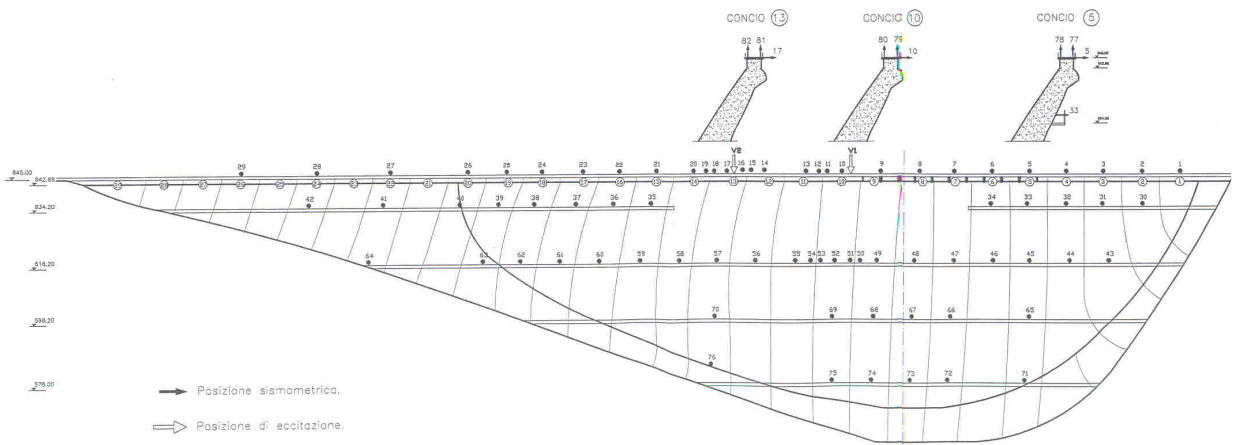


**Figura 44 - Vista planimetrica e della sezione maestra della diga di Gusana**

Per misurare la risposta della diga è stata utilizzata una rete di 50 sismometri ad alta sensibilità. I segnali di tutti gli strumenti di misura sono stati trasmessi a un computer, che assolve la duplice funzione di controllo dell'eccitazione e di acquisizione delle risposte, fornendo al termine delle prove le curve di risposta dei trasduttori e le relative funzioni di trasferimento.

#### 5.3.3.2 Punti di misura e di eccitazione

Le posizioni dei punti di misura sono state scelte in modo tale da ottenere una sufficiente discretizzazione delle deformate modali della diga (in direzione radiale) in corrispondenza del coronamento e delle passerelle presenti sull'opera, come mostrato in Figura 45.



**Figura 45 - Posizione dei punti di eccitazione e di misura**



Il corpo diga è stato strumentato su cinque differenti archi in direzione radiale (Figura 46) e alcune posizioni sono state poste a cavallo di alcuni giunti strutturali per un totale di 77 punti di misura in direzione radiale orizzontale e 6 in direzione verticale. I due punti di eccitazione sono stati collocati alla quota del coronamento in posizione centrale e laterale.



Figura 46 - Arco strumentato della diga

### 5.3.3.3 Prove effettuate e risultati

Le prove di eccitazione forzata sono state effettuate ad un unico livello di invaso mediante scansioni sinusoidali nel campo di frequenza 1÷11 Hz con eccitazione nelle due posizioni precedentemente descritte.

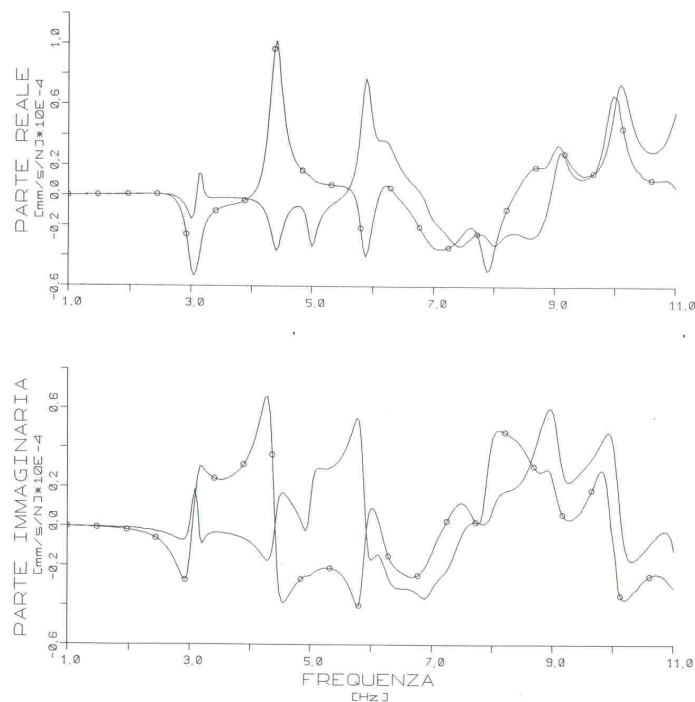


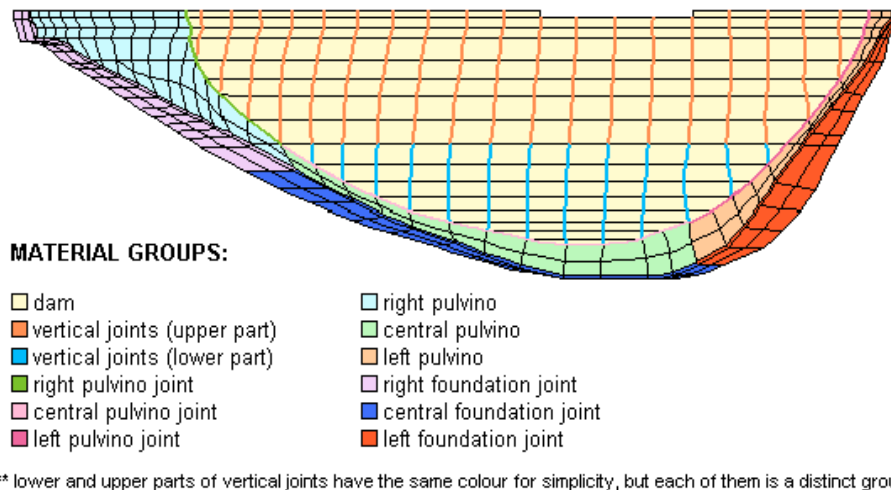
Figura 47 - Funzioni di trasferimento di una posizione di misura sul coronamento

Durante le prove di eccitazione forzata sono state definite le funzioni di trasferimento in ciascuna posizione di misura: in Figura 47 è riportata la parte reale e immaginaria della funzione di trasferimento di una delle posizioni sul coronamento durante le due eccitazioni effettuate.

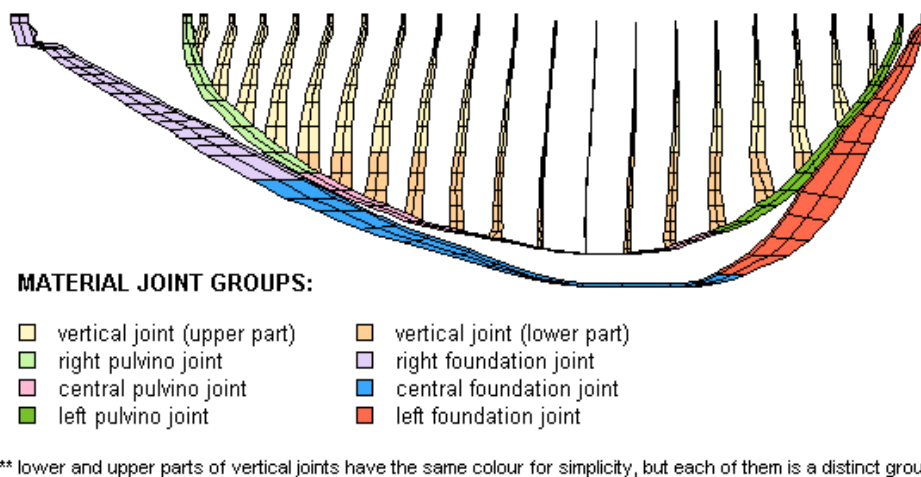
Sono stati individuati i primi nove modi propri della struttura, le cui frequenze e forme sono riportate nel paragrafo successivo.

### 5.3.4 Modello numerico a Elementi Finiti

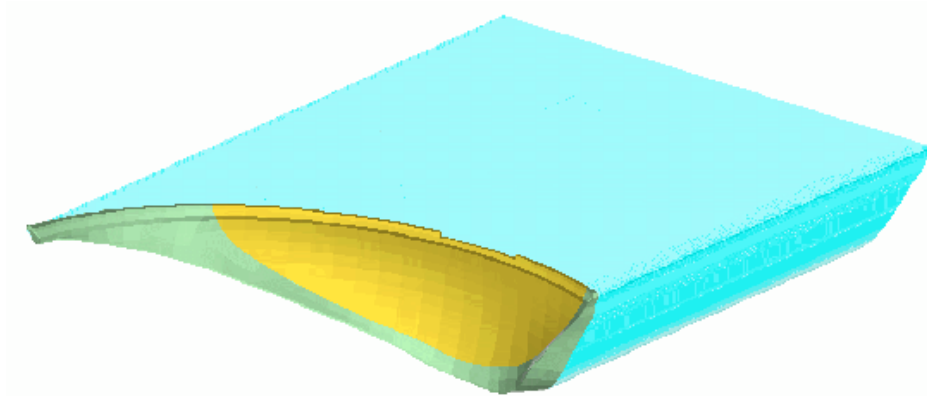
Il modello numerico della diga di Gusana è stato realizzato con 1177 elementi finiti tridimensionali con funzioni di interpolazione di tipo parabolico, per un totale di 5726 nodi. La forma geometrica della struttura è stata riprodotta in modo accurato rispettando la posizione dei 19 giunti verticali presenti nella volta, mentre nel pulvino tali giunti non sono stati inseriti sebbene presenti nella struttura reale (Figura 48). Per evitare di appesantire le analisi numeriche, si è preferito non introdurre nella *mesh* la modellazione della roccia di fondazione; tuttavia, per non trascurarne gli effetti sulla diga, sono stati introdotti “elementi-giunto” di fondazione ai quali sono state assegnate inizialmente le caratteristiche meccaniche della roccia stessa relative ai dati di progetto (Figura 49). I vincoli d’incastro sono stati imposti direttamente ai nodi di tali elementi-giunto. Nel modello numerico sono stati usati giunti di tipo elastico-lineare ortotropo, caratterizzati da un modulo elastico normale e un unico modulo tangente al piano dell’elemento stesso. Le analisi d’identificazione sono state effettuate considerando la presenza del bacino, a quota 630 m s.l.m. (Figura 50).



**Figura 48 - Modello a EF del corpo diga, suddiviso in gruppi ciascuno caratterizzato da propri parametri di materiale (vista da valle)**



**Figura 49 - Modello a EF dei giunti di fondazione e di costruzione, suddivisi in gruppi (vista da valle)**



**Figura 50 - Modello a EF della diga di Gusana e del bacino**

Per condurre le analisi d’identificazione il reticolo di calcolo è stato suddiviso in 43 gruppi di elementi finiti, ciascuno caratterizzato da specifici parametri di materiale. In particolare, i materiali costituenti il pulvino, il giunto perimetrale e il giunto di fondazione sono stati suddivisi in tre parti distinte, separando la zona centrale da quella in sponda destra e in sponda sinistra; in tal modo è possibile cogliere eventuali variazioni dei parametri lungo l’imposta dell’opera (Figura 49).

### 5.3.5 Analisi di identificazione strutturale

Le analisi d’identificazione sono state condotte con i codici accoppiati INDIA e AIDA, [2][3]: il primo calcola i modi in campo sia reale sia complesso mentre il secondo costituisce il cuore del processo identificativo in quanto effettua la minimizzazione della funzione obiettivo che descrive il divario tra misure sperimentali e dati numerici basandosi sul metodo di ottimizzazione *locale* di Levenberg-Marquardt (§4.3.1.3).

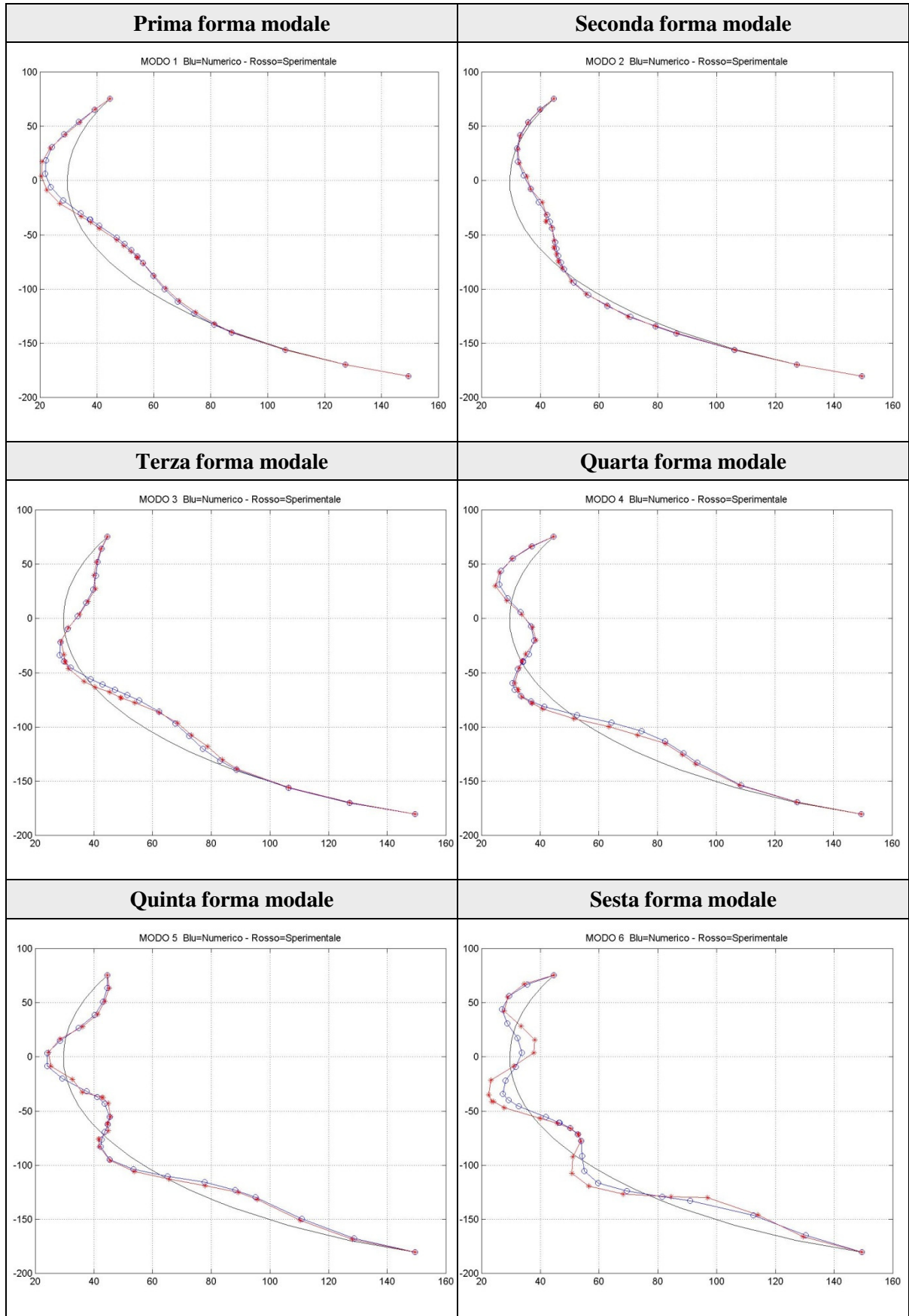
I parametri di materiale coinvolti nel processo sono il modulo elastico per tutti i gruppi di elementi finiti continui; per gli elementi-giunto si considera anche il modulo di taglio. I coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  di Rayleigh non sono stati coinvolti nello studio poiché il processo identificativo è stato condotto mediante analisi modali eseguite in *campo reale*.

Si riportano di seguito i risultati di tali analisi che fanno riferimento alla campagna di prove dinamiche descritte al §5.3.3 (Tabella 7 e Tabella 8).

**Tabella 7 - Confronto tra le frequenze sperimentali e quelle numeriche**

Valori SPERIMENTALI		Valori PRIMA dell’identificazione		Valori DOPO l’identificazione	
Modo	Frequenza [Hz]	Modo	Frequenza [Hz]	Modo	Frequenza [Hz]
1	3.04	1	2.43	1	3.01
2	3.16	2	2.53	2	3.10
3	4.40	3	3.48	3	4.30
4	5.00	4	4.20	4	4.98
5	5.88	6	6.07	6	5.95
6	6.92	9	6.86	9	6.91
7	7.88	11	7.68	11	7.86
8	9.08	15	8.96	15	9.02
9	9.96	20	9.52	20	10.05

Tabella 8 - Confronto tra le forme modali sperimentali (in rosso) e numeriche (in blu)





### 5.3.6 Considerazioni sui risultati della diga di Gusana

I parametri di materiale ottenuti a fine identificazione sono riportati in Figura 51 e mostrano come lungo il pulvino, il giunto perimetrale e la superficie di fondazione, i valori dei moduli in sponda destra siano minori di quelli in sponda sinistra. Le prove condotte in laboratorio sul calcestruzzo hanno consentito di scartare l'ipotesi di degrado strutturale, mentre è stata confermata la maggiore cedevolezza della roccia di fondazione in sponda destra. Questa informazione ha fornito al gestore utili elementi per indirizzare successivi approfondimenti.

Per quanto riguarda il modulo dei conci verticali della volta, si osserva che il valore identificato (i.e. 37902 MPa) conferma le buone caratteristiche meccaniche del calcestruzzo ed è prossimo a quello della resistenza caratteristica cubica del materiale,  $R_{ck}$ , di 40 N/mm<sup>2</sup> (pari a 36500 MPa).

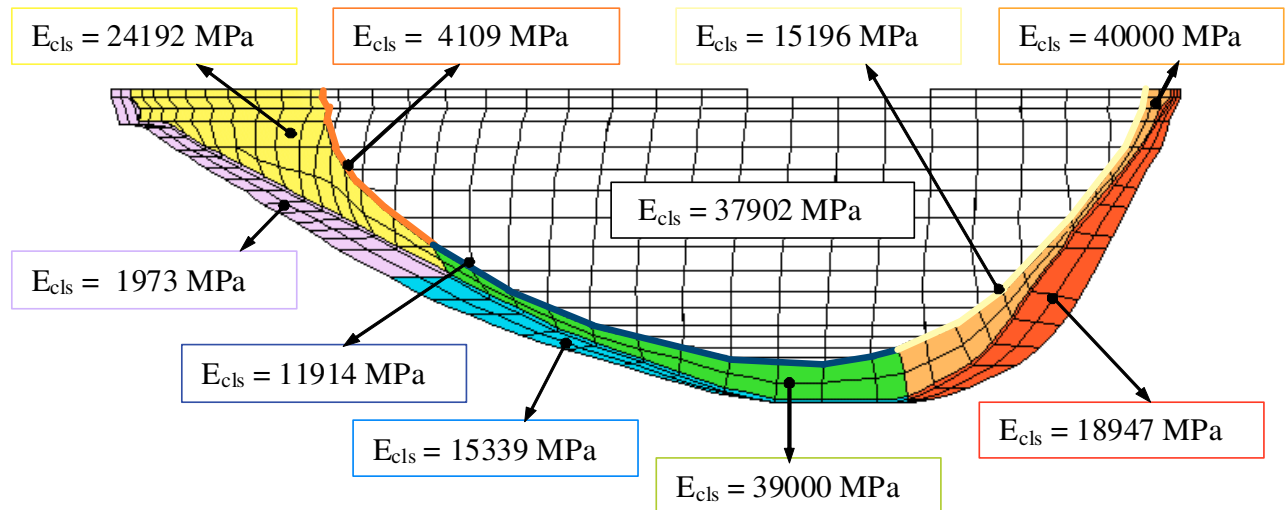


Figura 51 - Valori dei moduli elastici ottenuti alla fine del processo identificativo

Poiché la struttura presenta un comportamento essenzialmente lineare, le analisi d'identificazione sono state condotte in campo reale e hanno consentito di ottenere dei buoni risultati finali (l'errore relativo è di circa il 2-3%).

In seguito al processo identificativo, adottando i parametri di materiale ottenuti sono state rieseguite le analisi statiche applicando i carichi di peso proprio, idrostatico e termico ed è stato possibile ottenere risultati maggiormente conformi ai dati forniti dal sistema di monitoraggio sia deformativi sia tensionali.

### Riferimenti bibliografici

- [1] ENEL, *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, Vol. 5, pp 339-370, Roma, 1984
- [2] INDIA-FM: codice di calcolo per l'analisi dinamica di sistemi accoppiati struttura-fluido – Manuale d'uso
- [3] AIDA: programma per l'identificazione modale delle caratteristiche strutturali – Manuale d'uso

## 5.4 La diga di Sella Pedicate

La diga di Sella Pedicate [1], che fa parte del complesso di tre dighe che formano il bacino di Campotosto, è ad andamento planimetrico caratterizzato da una linea spezzata concava verso l'invaso (Figura 52); la parte centrale rettilinea, quella in destra orografica e parte della tratta in sinistra sono a gravità massiccia in calcestruzzo mentre l'estremità della tratta in sinistra orografica è in terra. Il coronamento attuale è posto a quota 1327 m s.l.m. per la parte in calcestruzzo, con sviluppo del coronamento di 638.38 m. La diga è suddivisa in 51 conci ciascuno di lunghezza media di circa 12.50 m separati da 50 giunti di contrazione, disposti secondo piani verticali e dotati di dispositivo di tenuta. La diga è dotata di un sistema drenante costituito da una serie di tubi verticali posti in prossimità del paramento di monte.

L'attuale diga ingloba, per la parte verso monte, la diga muraria preesistente realizzata nel periodo 1940-1950. La diga originaria, con coronamento a quota 1314.50 m s.l.m. e altezza di 10 m era caratterizzata da un paramento di monte quasi verticale e da un profilo del lato valle a gradoni già predisposto per il successivo sovralzo. Le opere di ampliamento e sovralzo prevedevano la sopraelevazione della diga originaria mediante nuovi getti in calcestruzzo che l'hanno inglobata e ne hanno ampliato la superficie di fondazione. Data la natura dei terreni d'imposta sono state eseguite rilevanti opere di consolidamento ed impermeabilizzazione.

Il profilo dei nuovi conci a gravità non presenta il consueto profilo triangolare (Figura 53). Questo profilo fu studiato per realizzare una struttura capace di mantenere entro valori molto modesti sia il coefficiente di stabilità allo scorrimento sia l'entità delle compressioni trasmesse al terreno di fondazione, tenendo conto dei carichi di esercizio e del sisma.

La base dei conci fu ancorata alla roccia di fondazione con barre metalliche ad alta resistenza per garantire un migliore collegamento all'imposta e incrementarne la resistenza a taglio. Per i sette conci centrali di massima altezza la stabilità allo scorrimento fu ulteriormente incrementata realizzando dei piastroni in c.a. a valle in prolungamento della loro base, da essa separata con un giunto che ne consente il respiro termico. Anche i piastroni furono ancorati alla roccia mediante barre metalliche.

Gli invasi sperimentali cominciarono nel 1972. Nel 1986 fu proposta da ENEL una limitazione del livello di massimo vaso dalla quota inizialmente prevista di 1325 m s.l.m. (progetto di ampliamento) alla nuova quota 1318.25 m. I lavori, eseguiti nel 1991, comportarono la realizzazione di un nuovo scarico di superficie a calice posto in prossimità della sponda sinistra della diga di Rio Fucino, avente soglia fissa circolare a quota 1317.50 m (attuale quota di massima regolazione).

Si riportano di seguito le caratteristiche principali dell'opera (parte in calcestruzzo):

▪ Quota di coronamento	1327.00 m s.l.m.
▪ Sviluppo del coronamento	638.28 m
▪ Altezza della diga (ai sensi del D.M. 24.03.82)	26.50 m
▪ Altezza della diga (ai sensi della L.584/94)	20.75 m
▪ Altezza di massima ritenuta	17.00 m
▪ Quota di massimo vaso	1318.25 m s.l.m.
▪ Quota di massima regolazione	1317.50 m s.l.m.
▪ Quota minima di regolazione	1294.00 m s.l.m.

### 5.4.1 Obiettivi dello studio

A seguito del sisma dell'Aquila del 6 Aprile 2009 la Protezione Civile aveva richiesto la verifica strutturale delle dighe del bacino di Campotosto per l'azione del massimo terremoto credibile (MCE), generato dalla potenziale riattivazione della faglia di Campotosto e specificatamente valutato mediante uno studio sismologico.

Il comportamento sismico della diga è stato valutato mediante analisi strutturali non lineari dinamiche che hanno simulato le potenziali sorgenti di non linearità di comportamento della diga. Allo scopo era indispensabile predisporre un modello a EF del sistema diga-fondazione che garantisse il massimo livello di rappresentatività dell'opera nelle attuali condizioni di consistenza; in quest'ottica la prima fase del lavoro ha richiesto la predisposizione del modello a EF della diga e la sua calibrazione, quest'ultima eseguita con riferimento alle misure di spostamento rilevate dal sistema di monitoraggio installato sulla diga.

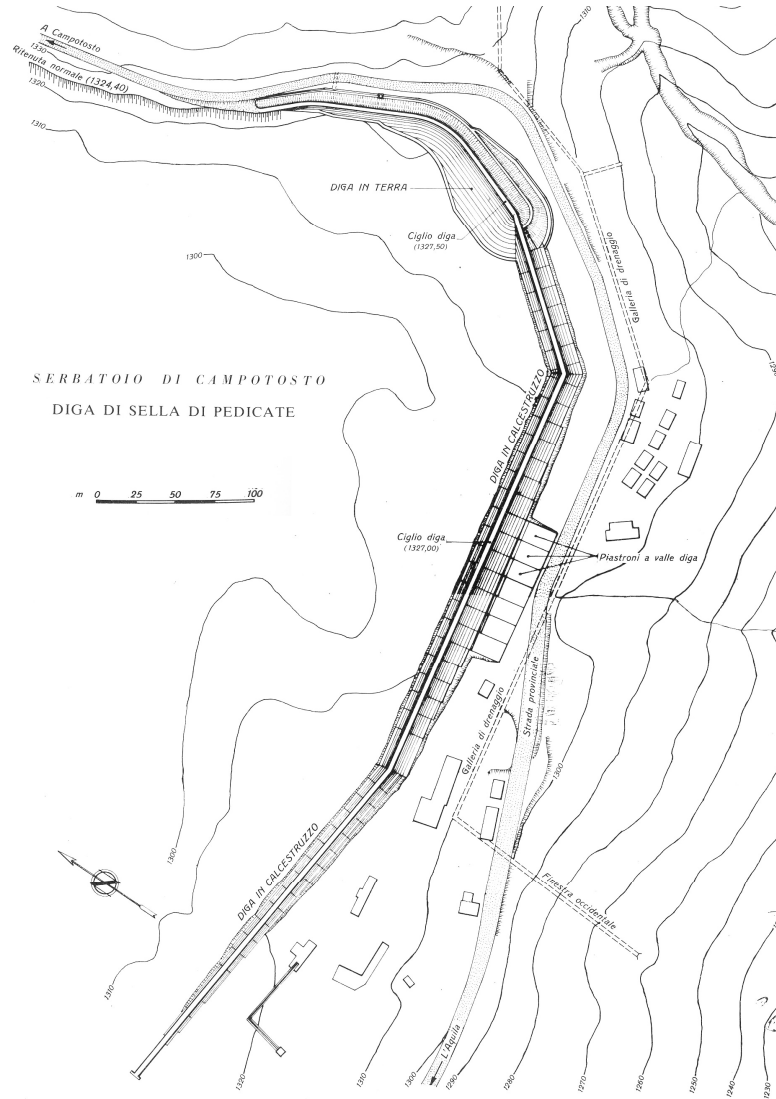


Figura 52 - Planimetria della diga (Atti di Collaudo)

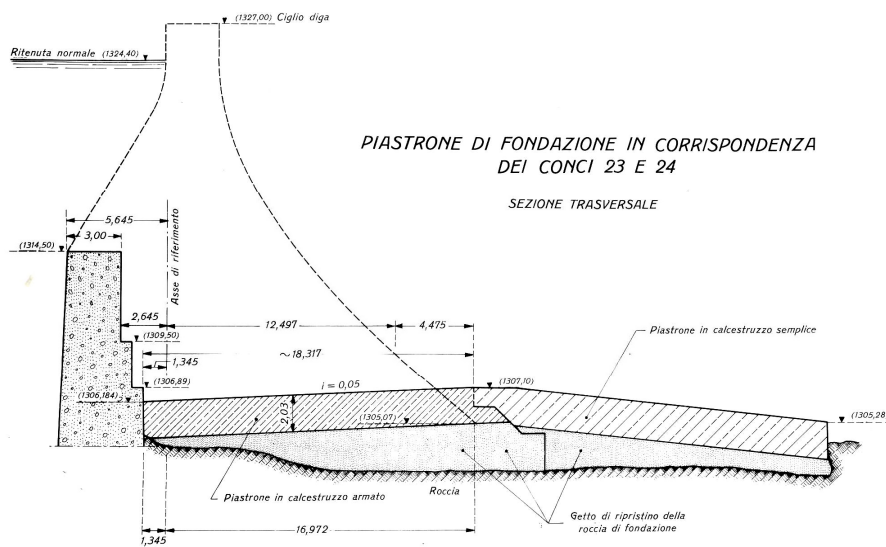


Figura 53 - Sezione tipo conci centrali di massima altezza: conci n°23 e 24 (Atti di Collaudo)

### 5.4.2 Modello a Elementi Finiti

Per effettuare le analisi interpretative del comportamento della struttura, è stato predisposto un modello bidimensionale a EF rappresentativo della sezione dei conci centrali di massima altezza (Figura 54). Questa scelta di modellazione si giustifica considerando che la diga è realizzata a conci indipendenti separati da giunti verticali. La modellazione, che ha rispettato la separazione tra il corpo diga originario e il sovralzò, riproduce anche il piastrone stabilizzante in c.a. a valle del concio e da esso separato con un giunto verticale.

La superficie di imposta del concio sulla roccia è stata riprodotta linearizzandone l'effettivo profilo geometrico e modellando il contatto con un giunto dotato di attrito.

Il modello comprende un'adequata porzione della roccia di fondazione. Le superfici laterali e di base del modello della roccia prevedono l'applicazione di vincoli che simulano le condizioni di un semispazio elastico (*infinite elements*).

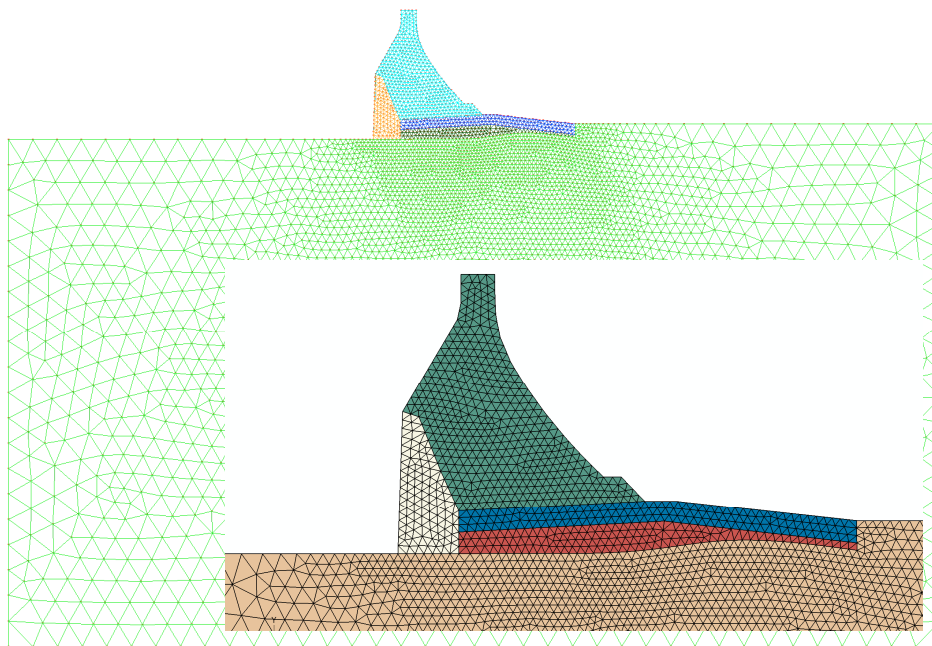


Figura 54 - Modello a EF del concio e del blocco di fondazione (verde=cls sovralzò, beige =cls originario, blu=piastroni, rosso=getto di sottofondo, marrone=strato superiore roccia di fondazione)

### 5.4.3 Indagini in sito e laboratorio

#### 5.4.3.1 Prove di laboratorio

Sono state prese in esame le indagini eseguite su campioni di calcestruzzo prelevati dalle carote di due sondaggi verticali geognostici, uno che ha interessato un concio nella tratta in sinistra della diga l'altro uno dei conci centrali di massima altezza. I sondaggi, eseguiti da coronamento, hanno interessato il calcestruzzo del sovralzò attraversando la zona mediana del concio e si sono addentrati per circa 5 m nella roccia di fondazione.

L'esame delle carote e delle stratigrafie dei due fori ha evidenziato un calcestruzzo con assortimento granulometrico discreto, distribuzione quasi sempre omogenea ed elevato addensamento, buona adesione tra il legante e gli inerti; i valori medi dell'indice RQD sono risultati elevati (93%-96%), con valori minimi sempre superiori all'80% a conferma di un materiale di buona qualità. La roccia d'imposta risulta di natura argilloso-limosa.

Dalle carote di sono stati ricavati i campioni cilindrici con rapporto altezza diametro pari a circa 2 per le prove fisico-meccaniche di laboratorio. I valori medi ricavati dalle prove sono riportati in Tabella 9.

I valori medi delle proprietà fisico-meccaniche sperimentali del calcestruzzo del sovralzò testimoniano di un materiale di buone caratteristiche fisico-meccaniche, sostanzialmente omogeneo e in buone condizioni di conservazione. Il valore attuale della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo risulta di 21.80 MPa.

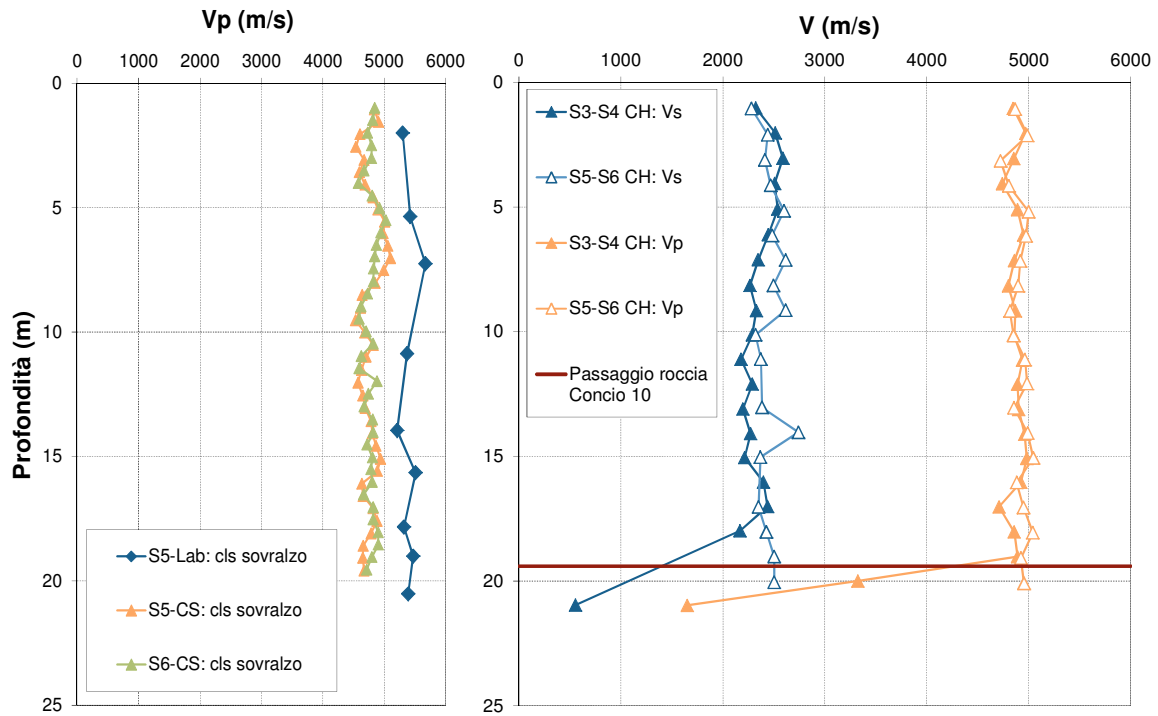
**Tabella 9 - Valori medi dei parametri ricavati alle prove di laboratorio**

	Massa vol. (t/m <sup>3</sup> )	fc (MPa)	ft (MPa)	E stat (MPa)	Poisson	Vel. Sonica (m/s)
<b>Media</b>	<b>2.43</b>	<b>36.46</b>	<b>1.25</b>	<b>40332.00</b>	<b>0.25</b>	<b>5393.7</b>
<b>Dev.st.</b>	<b>0.03</b>	<b>6.49</b>	<b>0.26</b>	<b>3688.69</b>	<b>0.03</b>	<b>174.74</b>
<b>c.d.v.</b>	<b>1.09%</b>	<b>17.80%</b>	<b>21.17%</b>	<b>9.15%</b>	<b>10.64%</b>	<b>3.24%</b>

#### 5.4.3.2 Indagini geofisiche

Le caratteristiche dell'ammasso murario (diga originaria e sovrizzo) sono state indagate anche mediante campagne geofisiche, che hanno interessato sia la parte centrale della diga sia il concio posizionato nella tratta laterale in sinistra.

I risultati delle indagini sono stati forniti in termini di tomogrammi (mappe delle velocità delle onde di compressione  $V_p$ ) lungo diverse sezioni, di carotaggi sonici, di *cross-hole*: per quest'ultima prova sono state valutate sia la velocità delle onde di compressione ( $V_p$ ) che la velocità delle onde trasversali di taglio ( $V_s$ ). In Figura 55 sono illustrati, a titolo di esempio, i profili di velocità delle onde di compressione  $V_p$  e  $V_s$  ottenuti con i carotaggi sonici nei fori.



**Figura 55 - Calcestruzzo: Velocità  $V_p$  – carotaggi sonici (CS), *cross-hole* (CH) e prove di laboratorio**

L'esame delle risultanze dei carotaggi sonici e dei *cross-hole* hanno fornito le seguenti evidenze:

- Le indagini geofisiche confermano l'uniformità e l'omogeneità delle caratteristiche fisico-meccaniche del calcestruzzo adottato per la realizzazione dell'opera. I valori medi di  $V_p$  sono riportati in Tabella 10.
- Con riferimento alla parte più superficiale della roccia di fondazione (primi 5 m), il valore medio di  $V_p$  si attestava su 2489 m/s, il valore medio di  $V_s$  su 555 m/s, valori di velocità associabili a rocce di qualità modesta.

La stima dei valori medi della velocità  $V_p$  d'ammasso per il calcestruzzo del sovrizzo e il calcestruzzo originario è stata condotta mediante un'elaborazione specifica finalizzata alla determinazione del valore medio pesato delle velocità rispetto alla superficie totale della sezione tomografica indagata. I risultati di questa elaborazione sono riportati nella Tabella 10 insieme ai valori medi di  $V_p$  valutati con le altre tipologie d'indagine.

**Tabella 10 - Valori medi della velocità  $V_p$  stimati con le diverse tipologie di indagine geofisica**

		Direzione prevalente della misura	Vp media (m/s)		
			Cls sovrizzo	Cls originario	Roccia
<b>TOMOGRAFIA SONICA</b>	Sezioni concio 10	M-V	4887.98	/	< 3000
	Sezioni concio 26	M-V	4849.36	4629.39	< 3000
	Sezione longitudinale conci centrali	Verticale	4612.60	4345.81	/
	Sezioni concio 10	Spalla-Spalla	4722.91	/	< 3000
	Sezioni concio 26	Spalla-Spalla	4895.10	/	< 3000
<b>CAROTAGGIO SONICO</b>	Fori S3, S4 (concio 10)	Verticale	4693.86	/	2689.45
	Fori S5, S6 (concio 26)	Verticale	4773.03	/	/
<b>CROSS-HOLE</b>	Fori S3-S4 (concio 10)	Spalla-Spalla	4878.38	/	2488.85
	Fori S5-S6 (concio 26)	Spalla-Spalla	4921.16	/	/
<b>CAMPIONI LAB</b>	Fori S3, S5	Verticale	5393.68	/	/

L'esame dei valori di velocità media stimati con le tomografie soniche per il calcestruzzo del sovrizzo nelle diverse direzioni non evidenzia differenze sostanziali, a conferma di un materiale sostanzialmente isotropo. Il valore medio d'ammasso di  $V_p$  è pari a 4815 m/s.

Per quanto riguarda il calcestruzzo originario, intercettato solo dai rilievi tomografici, si rilevano valori medi di  $V_p$  lievemente inferiori a quelli del calcestruzzo del sovrizzo; il valore medio d'ammasso è pari a 4535 m/s.

Per quanto riguarda la roccia di fondazione le tomografie soniche evidenziano solo che i valori di  $V_p$  risultano inferiori a 3000 m/s; questa indicazione è congruente con quella dei carotaggi sonici e della prova *cross-hole*, che fornisce un valore medio di  $V_p$  pari a circa 2500 m/s.

#### 5.4.4 Caratteristiche meccaniche dei materiali

##### 5.4.4.1 Moduli elastici

Per quanto riguarda il calcestruzzo del corpo murario si dispone dei moduli elastici secanti valutati con le prove a schiacciamento. Queste determinazioni dirette sperimentali, disponibili solo per il calcestruzzo del sovrizzo, indicano un valore medio pari a 40332 MPa (cfr Tabella 9).

Per quanto riguarda il calcestruzzo originario, sulla scorta di analogie riscontrate con il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione della vicina diga di Rio Fucino, si è fatto riferimento allo stesso valore medio del modulo  $E=23752$  MPa.

Una valutazione alternativa del valore del modulo elastico statico dei due calcestruzzi è stata derivata dall'elaborazione dei risultati delle indagini geofisiche e dai valori dinamici dei moduli elastici riferiti a un comportamento d'ammasso. Allo scopo è stata utilizzata la nota relazione:

$$E_d = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)\gamma_c V_p^2}{1-\nu}$$

una volta nota la massa volumica  $\gamma_c$  e il coefficiente di Poisson  $\nu$ .

I valori medi sperimentali della massa volumica  $\gamma_c$  e del coefficiente di Poisson statico del calcestruzzo del sovrizzo sono forniti dalle prove di laboratorio mentre il valore dinamico del coefficiente di Poisson  $\nu_d$  è stato ricavato dalle prove *cross-hole* noti i valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ . Per il calcestruzzo originario sono stati adottati i valori sperimentali ottenuti per l'analogo calcestruzzo della diga di Rio Fucino. Assumendo:

$\nu_{d2} = 0.34$	calcestruzzo del sovrizzo
$\nu_{d1} = 1.40 \times 0.19 = 0.30$	calcestruzzo originario
$\gamma_{e1} = 2358 \text{ kg/m}^3$	calcestruzzo originario
$\gamma_{e2} = 2434 \text{ kg/m}^3$	calcestruzzo del sovrizzo

si ottengono i moduli elastici dinamici riportati in Tabella 11.

**Tabella 11 - Valori medi del modulo elastico dinamico del calcestruzzo ricavati dalle indagini geofisiche**

	Ed medio (MPa)	
	Cls sovrалzo	Cls originario
<b>TOMOGRAFIA SONICA</b>	36834.57	36055.90
<b>CAROTAGGIO SONICO</b>	35655.94	/
<b>CROSS-HOLE</b>	38119.27	/

I valori di  $E_d$  risultano tra loro in buon accordo ma insolitamente inferiori al valore statico  $E_s = 40332$  MPa ottenuto con le prove di laboratorio: il modulo elastico dinamico risulta infatti generalmente superiore (1.6-2 volte) al corrispondente valore statico. Questo risultato indica che il valore ottenuto con le prove di laboratorio sovrastima l'effettivo valore d'ammasso, e ciò appare confermato anche dal valore 0.34 del coefficiente di Poisson, superiore ai valori generalmente riscontrabili in letteratura per i normali calcestruzzi strutturali. Pertanto è plausibile che la deformabilità dell'ammasso murario di calcestruzzo della diga risulti superiore a quella che si ricaverebbe dalle prove di laboratorio.

In quest'ottica si è ritenuto più opportuno ricavare la stima iniziale del valore medio statico del modulo elastico del calcestruzzo dai corrispondenti valori dinamici sperimentali, ritenuti più rappresentativi.

Assumendo per il calcestruzzo del sovrалzo il valore dinamico  $E_d = 36845$  MPa (tomografia sonica) e il valore medio del rapporto  $E_d/E_s = 1.34$  (prove di laboratorio) si è ricavato il valore statico  $E_{s2} = 27500$  MPa; il corrispondente valore del coefficiente di Poisson risulta pari a 0.27.

Per quanto riguarda il calcestruzzo originario si dispone solo del valore dinamico del rilievo tomografico  $E_d = 36056$  MPa; assumendo ancora  $E_d/E_s = 1.34$  ne deriva un valore statico del modulo  $E_s = 26907$  MPa. Il valore del coefficiente di Poisson, per il quale non si dispone di prove, è stato assunto uguale a quello assegnato al calcestruzzo del sovrалzo.

Per quanto riguarda la roccia di fondazione non si dispone di determinazioni dirette (prove di laboratorio) del modulo elastico ma solo dei valori della velocità  $V_p$  e  $V_s$  delle prove *cross-hole* e dai carotaggi sonici, peraltro limitata allo strato più superficiale; la stima è stata quindi ricavata a partire dal valore medio  $V_p = 2489$  m/s (cfr Tabella 10). Noto il coefficiente di Poisson dinamico  $\nu_d = 0.44$ , dedotto dalle prove *cross-hole*, e assunto un valore della massa volumica dell'ammasso roccioso pari a  $1800$  kg/m<sup>3</sup> (limite inferiore dei valori di letteratura per le arenarie) si è ottenuto il valore dinamico  $E_{d1} = 3334$  MPa. Il corrispondente valore statico è stato in prima approssimazione ricavato adottando il rapporto  $E_d/E_s = 1.34$ , da cui  $E = 2400$  MPa. Questa stima vale per lo strato più superficiale e, a rigore, non sarebbe estensibile all'intero ammasso roccioso: tuttavia, in mancanza di ulteriori dati, è stata comunque assegnata all'intero blocco di fondazione modellato.

I valori di miglior stima dei moduli elastici assegnati ai materiali modellati è sintetizzata in Tabella 12.

**Tabella 12 - Valori di miglior stima dei moduli elastici**

		Calcestruzzo originario	Calcestruzzo del sovrалzo	Roccia
<b>Modulo elastico statico</b>	$E_s$ [MPa]	25000.0	30000.0	2000.0
<b>Modulo elastico dinamico</b>	$E_d$ [MPa]	36000.0	37000.0	3300.0
<b>Coeff. di Poisson</b>	$\nu$	0.27	0.27	0.35

Il modulo elastico d'ammasso della roccia di fondazione si è rivelato il parametro più incerto: i valori di modulo elastico del calcestruzzo invece, basati su un'estesa base di dati sperimentali, appaiono caratterizzati da un livello di confidenza più elevato.



### 5.4.5 Sistema di monitoraggio e analisi delle misure

Il sistema di monitoraggio installato sull'opera prevede le misure delle grandezze ambientali (temperatura dell'aria e dell'acqua d'invaso) e misure di spostamento monte-valle rilevate con un pendolo diritto e rovescio (Figura 56).

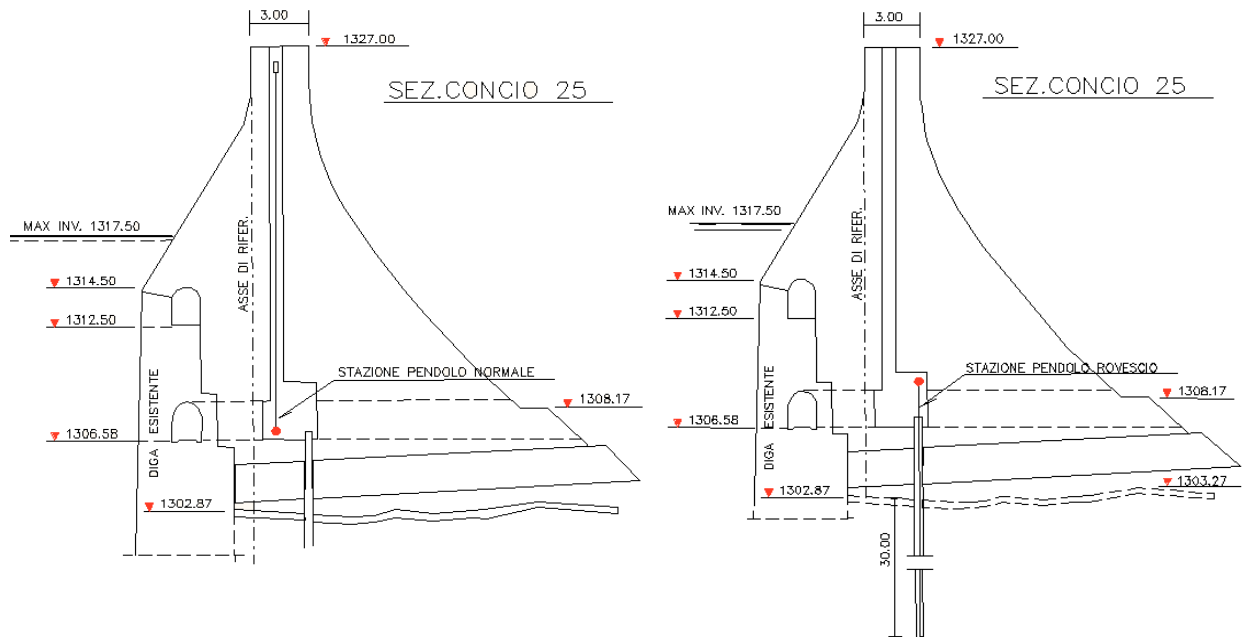


Figura 56 - Schema del pendolo diritto e rovescio

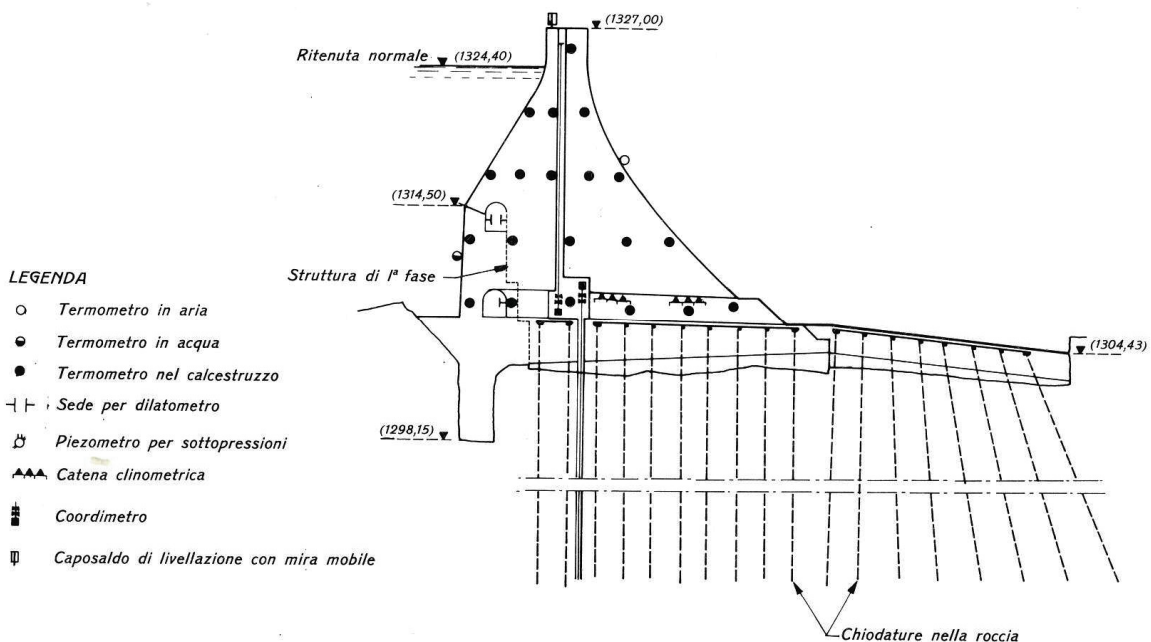


Figura 57 - Schema dei termometri installati nel concio 25

In aggiunta il concio 25 è dotato di 20 termometri interni che misurano le temperature nel corpo murario sia corticalmente sia nel nucleo interno e di due termometri immersi in acqua che misurano la temperatura del paramento di monte nella zona basale (Figura 57).



L'esame comparato delle misure di spostamento ha consentito le seguenti considerazioni:

- Le oscillazioni annuali degli spostamenti monte valle del concio (pendolo diritto) sono correlate essenzialmente con quelle della temperatura dell'aria. L'influenza del carico d'invaso è modesta e si riscontra solo a fronte di rilevanti e prolungate variazioni del livello idrico, mentre risulta significativa in termini di variazione di temperatura indotta sul paramento di monte. L'escursione media annua della misura di spostamento si attesta a circa 0.8-1.0 mm.
- Le oscillazioni degli spostamenti monte valle della fondazione (pendolo rovescio) mostrano invece un'elevata correlazione con le variazioni del livello d'invaso; le oscillazioni della temperatura ambiente giocano un ruolo trascurabile. L'escursione media annua della misura di spostamento si attesta a circa 1.1 mm.
- Gli spostamenti verticali del coronamento (livellazioni) mostrano una decisa correlazione con la temperatura ambiente, con innalzamenti in estate e abbassamenti in inverno; l'escursione annua si attesta a 6-8 mm. La sensibile predominanza dell'escursione di spostamento verticale rispetto a quella planimetrica va ricondotta alla particolare geometria del concio.

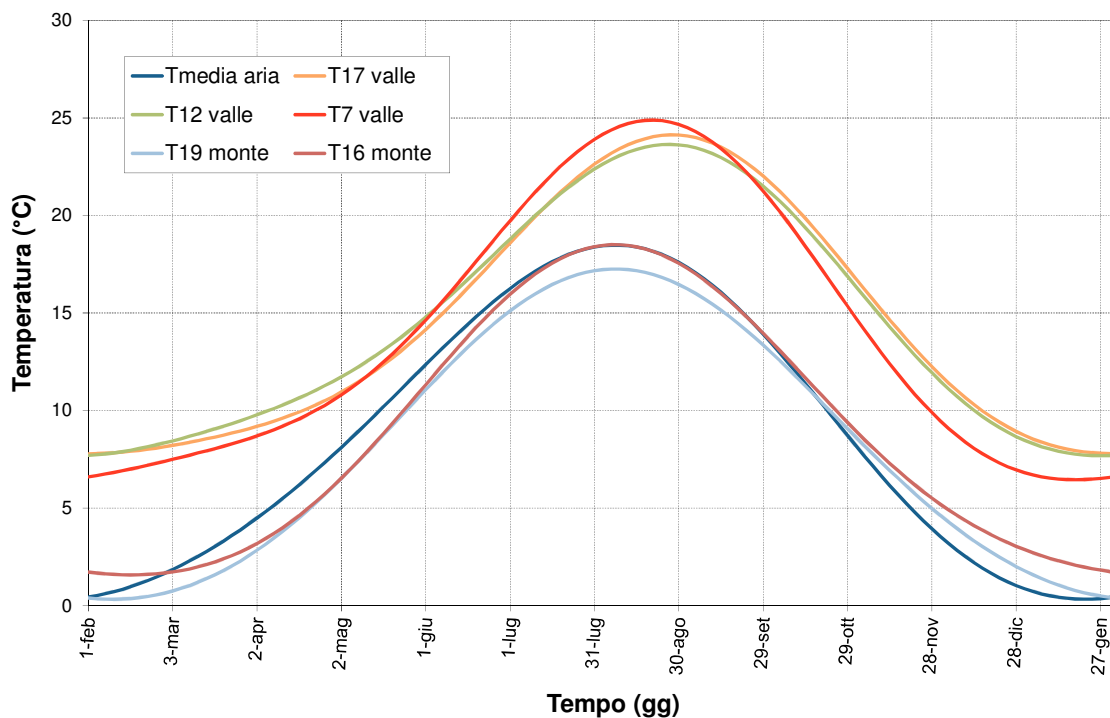
L'esame delle serie temporali della temperature registrate è stata preceduta da un'analisi di regressione per ricavare le corrispondenti funzioni periodiche interpolanti di periodo annuale del tipo:

$$T(t) = T_m + A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t) + C \sin(2\omega t) + D \cos(2\omega t)$$

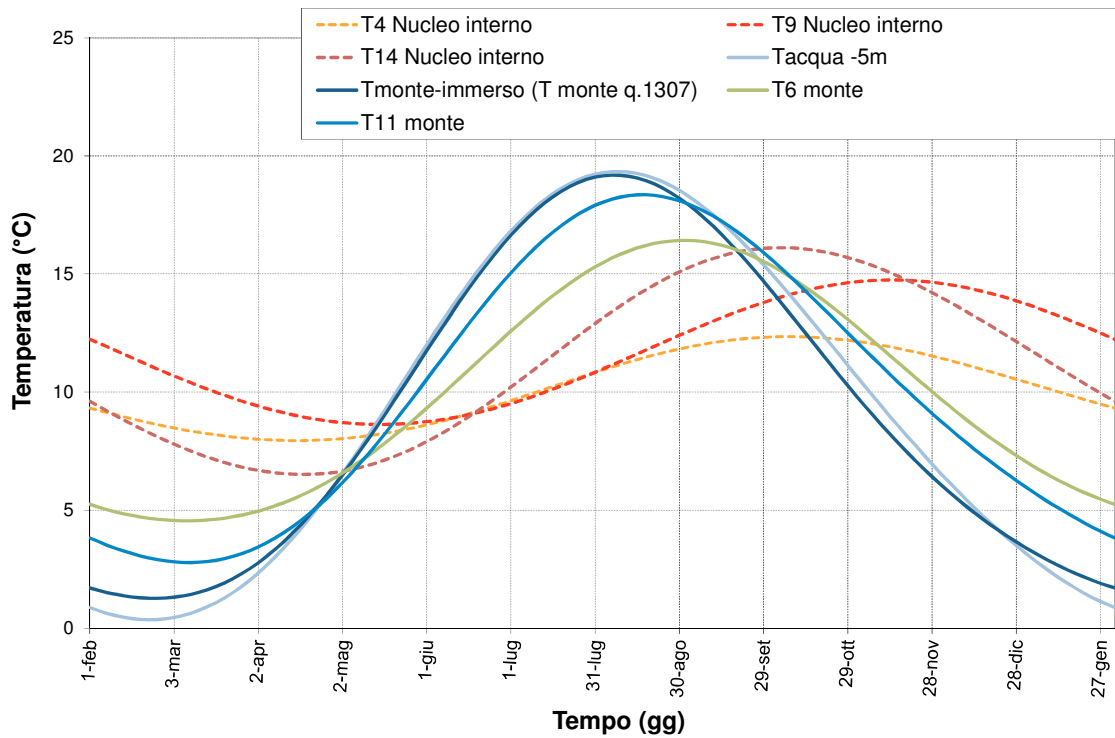
dove:

- T = temperatura (°C)
- $T_m$  = temperatura media (°C)
- A, B, C, D = costanti
- $\omega$  = pulsazione =  $2\pi/P = 0.017211$  con P = periodo pari a 365 giorni (un anno)
- t = tempo, espresso in giorni

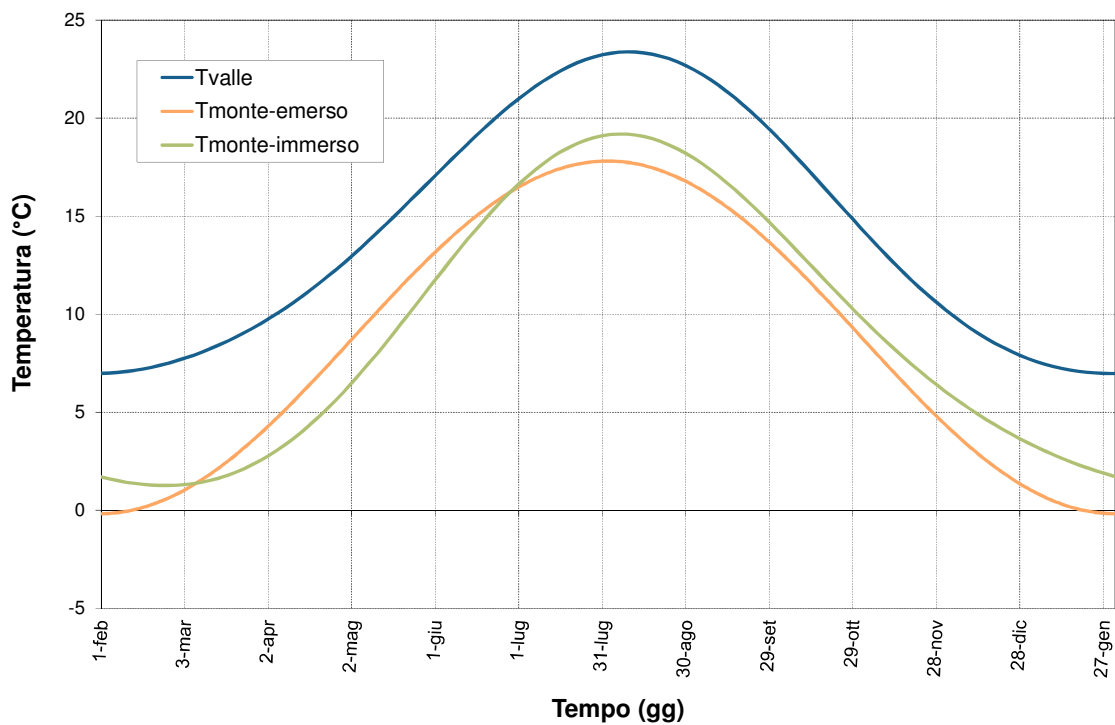
Le Figura 58 e Figura 59 riportano le funzioni periodiche interpolanti delle temperature registrate, mentre la Figura 60 indica gli andamenti delle temperature adottate nelle analisi a EF.



**Figura 58 - Funzioni periodiche annuali della temperatura misurata dai termometri corticali a valle e a monte (emersi) e temperatura media dell'aria**



**Figura 59 - Funzioni periodiche annuali della temperatura misurata a monte (parte immersa) dai termometri corticali, dai termometri interni alla massa muraria e dai termometri in acqua**



**Figura 60 - Funzioni periodiche annuali della temperatura applicate sui parametri del modello a EF**

L'analisi delle temperature ha permesso di identificare le forzanti termiche da utilizzare per l'analisi termica di conduzione del calore, così stabilite:

- Paramento di valle: funzione periodica calcolata come media delle temperature rilevate dai tre termometri corticali di valle.

- **Paramento di monte:** funzione periodica dell’acqua d’invaso per la parte immersa e dell’aria per la parte emersa.

Le funzioni periodiche annuali di temperatura dei termometri interni sono state utilizzate per verificare a posteriori l’attendibilità delle serie temporali calcolate con l’analisi termica di conduzione del modello a EF.

Per questa diga quindi la disponibilità di misure di temperatura direttamente rilevate sull’opera ha consentito una più realistica riproduzione del carico termico, specie sul paramento di valle, incrementando così il livello di affidabilità della successiva fase di calibrazione e, quindi, della risposta strutturale calcolata.

### 5.4.6 Modelli impiegati nelle analisi

#### 5.4.6.1 Modello statistico

Il modello statistico (§4.1), che simula il comportamento deformativo periodico annuo del concio preso come riferimento, si è basato unicamente sull’elaborazione delle misure acquisite dal sistema di monitoraggio.

Il comportamento deformativo periodico annuo del concio preso come riferimento è stato valutato predisponendo un modello statistico (§4.1). Allo scopo sono state analizzate le misure di spostamento nella direzione monte-valle registrate dal pendolo diritto e rovescio per il periodo di misura 1985-2009.

Il modello statistico è stato costruito esprimendo lo spostamento in un generico istante “t” come somma di una componente periodica dovuta alla temperatura, di un polinomio che riproduce gli effetti legati alle oscillazioni del livello d’invaso e di una funzione lineare rappresentativa della componente irreversibile di spostamento.

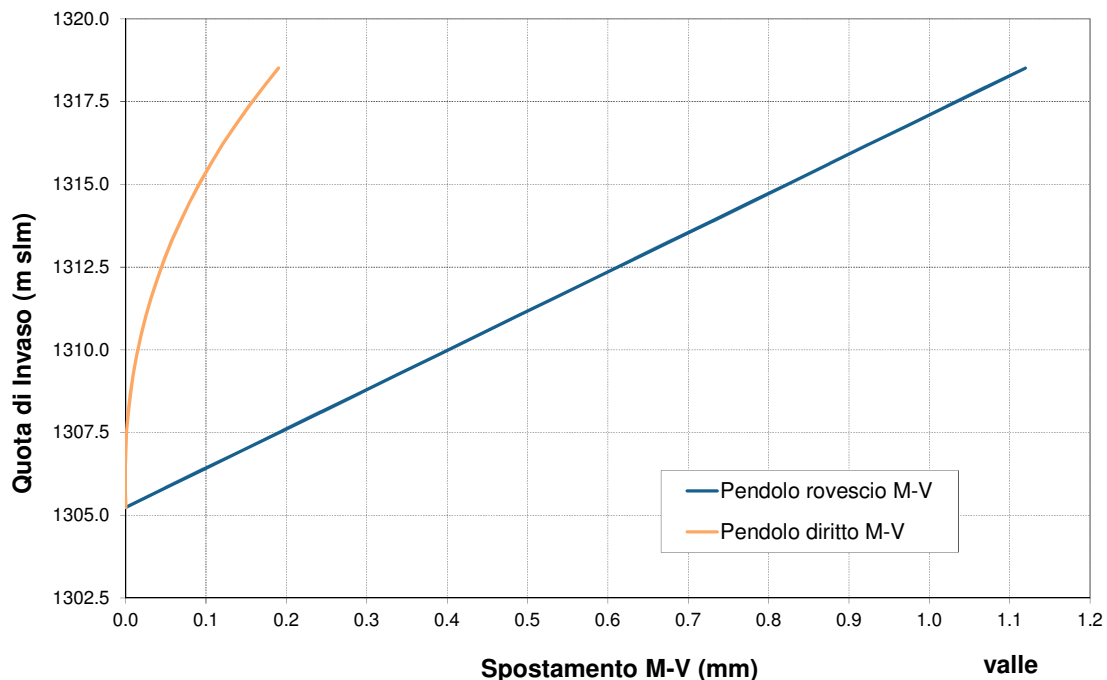
La **componente termica** è stata riprodotta dalla seguente funzione periodica:

$$S_{ter} = B_1 \cdot \sin \omega \cdot t + B_2 \cdot \cos \omega \cdot t + B_3 \cdot \sin 2\omega \cdot t + B_4 \cdot \cos 2\omega \cdot t$$

I coefficienti  $B_i$  sono stati oggetto di regressione.

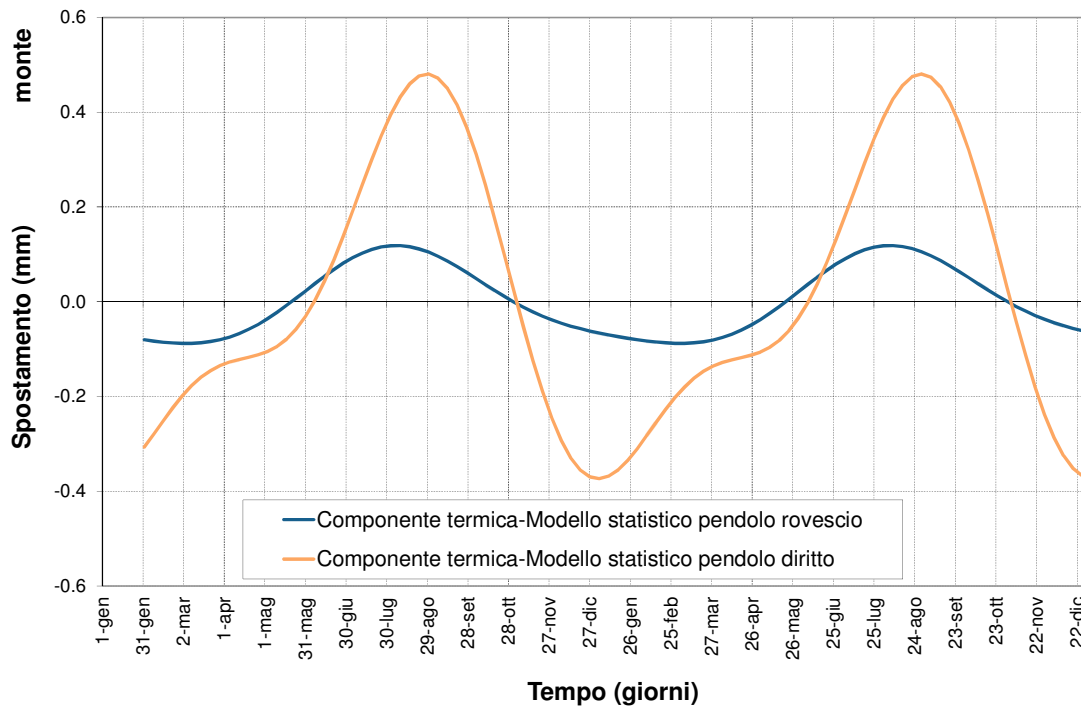
La **componente idrostatica** (rispettivamente per il pendolo diritto e rovescio) è stata riprodotta mediante un polinomio di grado adeguato, i cui coefficienti sono stati oggetto di regressione.

Le due componenti idrostatica e termica del modello statistico sono illustrate nelle Figura 61, Figura 62.



**Figura 61 - Modello statistico: componente idrostatica: misure del pendolo diritto (diga) e rovescio (fondazione)**

L'esame delle componenti statistiche per i due strumenti indica che la massima escursione di spostamento idrostatico del concio (pendolo diritto) è sensibilmente inferiore a quella della sua base (pendolo rovescio) mentre il rapporto si inverte sulla componente termica. Ciò conferma che la struttura in elevazione si deforma essenzialmente a causa delle oscillazioni termiche ambientali mentre la sua fondazione per effetto delle oscillazioni del carico idrostatico.



**Figura 62 - Modello statistico: componente termica: misure del pendolo diritto (diga) e rovescio (fondazione)**

Il confronto tra la serie temporale delle misure registrate dai pendoli e l'andamento degli spostamenti totali del modello statistico è risultato positivo; l'indice di correlazione tra spostamenti misurati e calcolati per il periodo analizzato è risultato pari a 0.74 per entrambi i pendoli.

#### 5.4.6.2 Modello deterministico

Per la calibrazione del modello a EF la risposta deformativa di riferimento è quella fornita dal modello statistico messo a punto nel precedente paragrafo.

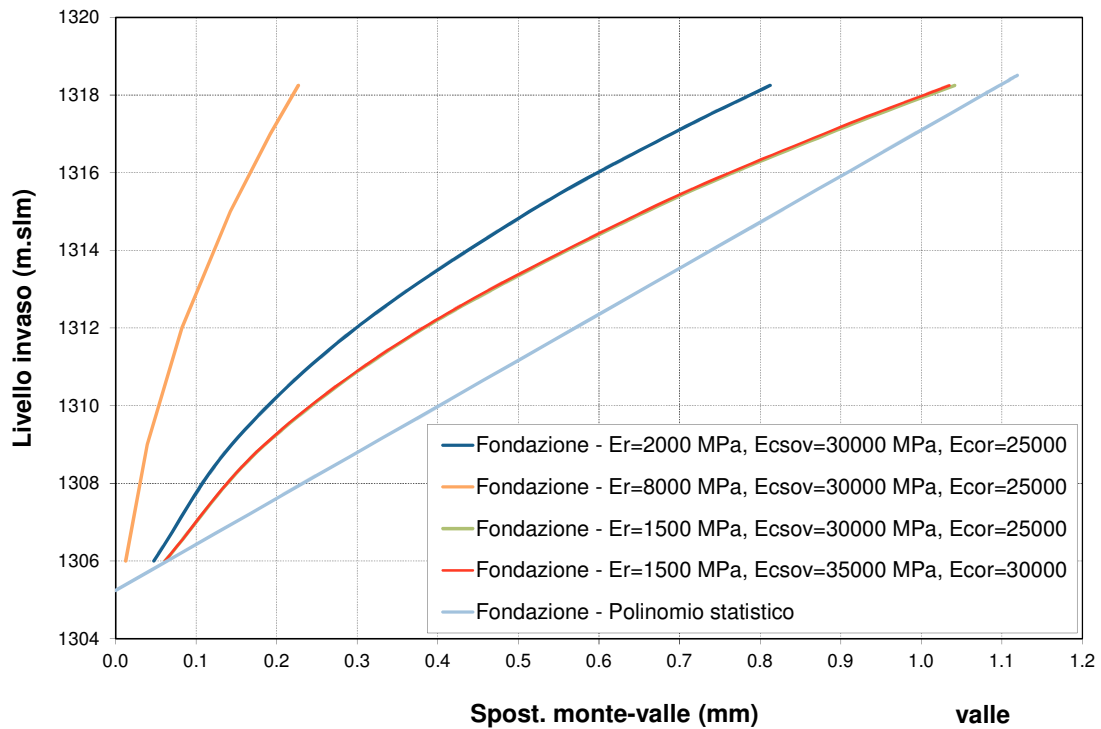
La calibrazione della risposta deformativa del modello a EF per l'azione dei carichi di esercizio è stata effettuata con particolare riferimento al modulo elastico (statico) d'ammasso della roccia di fondazione, già identificato come il parametro più incerto. I moduli elastici della muratura di calcestruzzo sono stati mantenuti al valore di miglior stima ricavato dall'elaborazione dei risultati delle indagini.

Come noto, gli spostamenti dovuti all'invaso dipendono esplicitamente dai moduli elastici assegnati ai materiali mentre gli spostamenti di natura termica dipendono dai parametri termici dei materiali e dal rapporto di rigidità tra la struttura e i terreni di fondazione. Pertanto la calibrazione dei moduli elastici è stata eseguita confrontando i polinomi idrostatici.

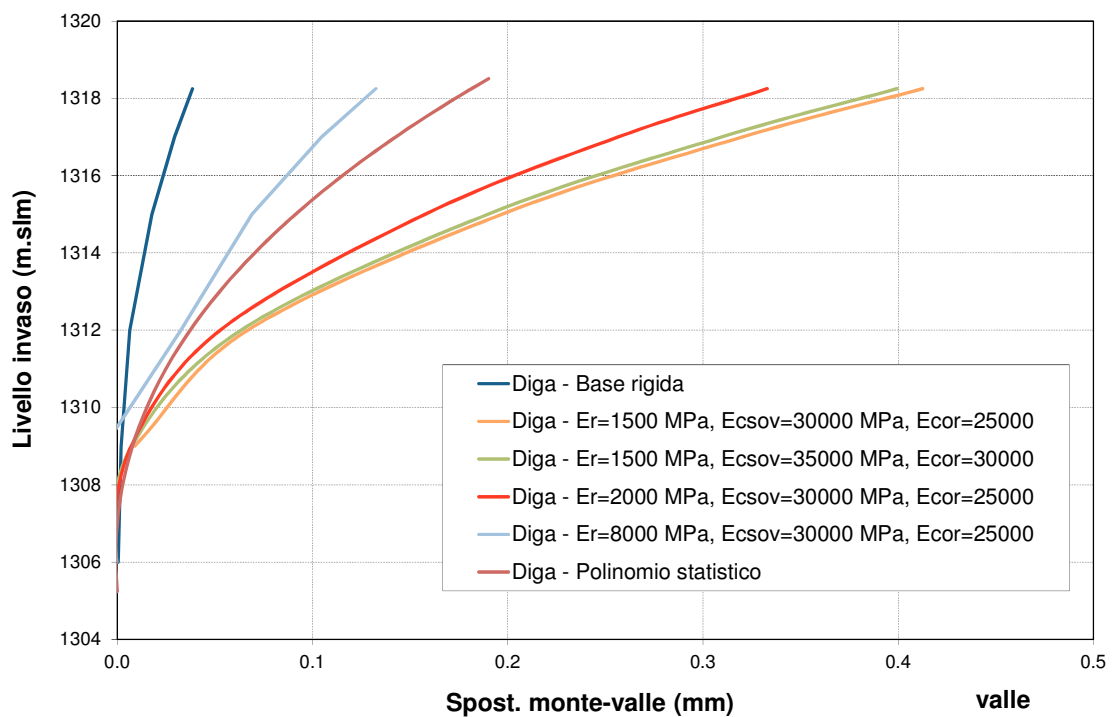
L'analisi del modello a EF per livelli d'invaso crescenti, svolta nell'ipotesi di materiali omogenei ed isotropi e caratterizzati dai valori di E riportati in Tabella 12, ha fornito i polinomi idrostatici da confrontare con i corrispondenti statistici.

Per valutare la sensibilità della risposta le analisi sono state ripetute per alcune ragionevoli variazioni dei valori di E di miglior stima, indispensabili per eseguire la calibrazione; è stata anche considerata la condizione limite di incastro alla base del concio.

Le curve d'invaso numeriche sono illustrate nelle Figura 63 e Figura 64 insieme a quelle del modello statistico.



**Figura 63 - Curve d'invaso calcolate per la fondazione (pendolo rovescio) nelle diverse condizioni di rigidità e polinomio idrostatico statistico**



**Figura 64 - Curve d'invaso calcolate per il concio (pendolo diretto) nelle diverse condizioni di rigidità e polinomio idrostatico statistico**

L'esame delle figure ha consentito le seguenti principali considerazioni:

- Il comportamento deformativo del concio è governato da un moto di roto-traslazione essenzialmente rigido, dove la componente di traslazione verso valle è governata dalla deformabilità dell'ammasso di fondazione nella direzione orizzontale e la rotazione dalla sua rigidità verticale.
- Le escursioni di spostamento del concio (sommità e base) risultano governate dalla rigidità dell'ammasso roccioso.
- Per la roccia di fondazione il migliore accordo tra la massima escursione di spostamento fornita dal modello a EF e quella corrispondente del modello statistico si ha con i valori più bassi del modulo elastico della roccia ( $E_r=1500$  MPa) che risulta sensibilmente inferiore al valore ricavato con le indagini.
- Per il concio in calcestruzzo nessuna delle condizioni di rigidità analizzate fornisce una curva d'invaso accettabile; la migliore corrispondenza con il modello statistico si raggiungerebbe solo per valori del modulo elastico della roccia superiori a 8000 MPa, che non hanno alcun riscontro con i risultati delle indagini.

In conclusione, non esiste un unico valore del modulo elastico dell'ammasso roccioso in grado di calibrare contemporaneamente il comportamento deformativo del concio e quello della sua fondazione. Se l'ammasso roccioso è macroscopicamente omogeneo questa incongruenza segnala che la rigidità della roccia nella direzione verticale è superiore a quella nella direzione orizzontale, ovvero che il materiale è caratterizzato da un comportamento ortotropo. Questa ipotesi, teoricamente compatibile con l'orientamento prevalente orizzontale della stratificazione rilevata con i sondaggi eseguiti all'epoca del sovrizzo, è stata controllata numericamente ripetendo la calibrazione del modello e assegnando alla roccia di fondazione un comportamento ortotropo: la migliore corrispondenza si raggiungeva con rigidità nella direzione verticale pari a circa 5 volte quella nella direzione orizzontale.

Differenze così marcate sono apparse poco credibili e hanno richiesto l'esecuzione di indagini integrative in sito sui materiali di fondazione, finalizzate principalmente alla verifica di questa ipotesi.

Allo scopo sono state eseguite nuove indagini geofisiche che hanno interessato esclusivamente la roccia di fondazione nella zona immediatamente a valle dei conci di massima altezza. Sono stati realizzati due sondaggi verticali a distruzione, di lunghezza pari a circa 30 m, allineati lungo la direzione spalla-spalla e tra loro distanti circa 4.0 m, nei quali sono stati eseguiti carotaggi sonici, prove *cross-hole* e *down-hole* con valutazione delle velocità delle onde di compressione  $V_p$  e di taglio  $V_s$ .

I profili di velocità  $V_p$  e  $V_s$  delle diverse prove, in buon accordo tra loro, hanno permesso di identificare due zone di roccia con diverse proprietà elastiche: la prima, che interessa i primi 20 m circa, costituita da un materiale piuttosto deformabile sul quale si fonda la diga, la seconda decisamente più compatta e rigida e perciò associabile alla formazione rocciosa di base.

La buona corrispondenza tra i valori di  $V_p$  della prova *cross-hole* (compressibilità nella direzione prevalente orizzontale) e quelli della prova *down-hole* (compressibilità nella direzione verticale) hanno inoltre indicato come il comportamento d'ammasso della roccia possa essere assunto complessivamente isotropo.

Pertanto, il modello a EF del blocco di fondazione è stato rivisto, includendo un primo strato di altezza 20 m di proprietà elastiche diverse da quelle del substrato.

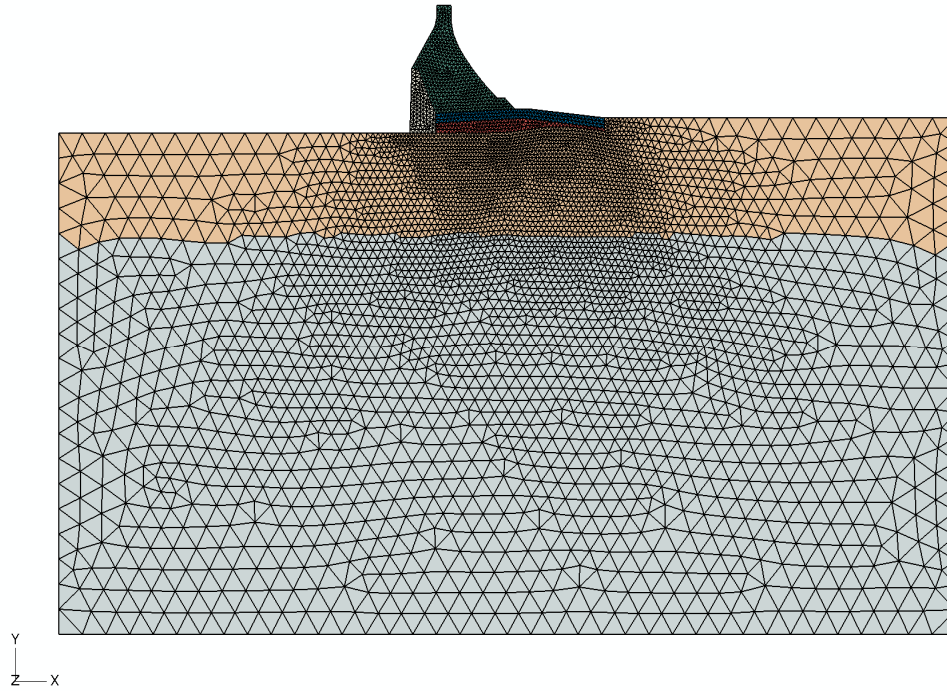
Le stime iniziali delle proprietà elastiche statiche dei due strati (modulo elastico, coefficiente di Poisson) sono state ricavate dai valori medi delle velocità  $V_s$  e  $V_p$  ottenute con le indagini adottando modalità analoghe a quelle già descritte precedentemente: il valore statico del modulo elastico dello strato superiore è  $E_{sr1}=1638$  MPa, quello del substrato  $E_{sr2}=4531$  MPa.

#### 5.4.6.3 Revisione del modello deterministico

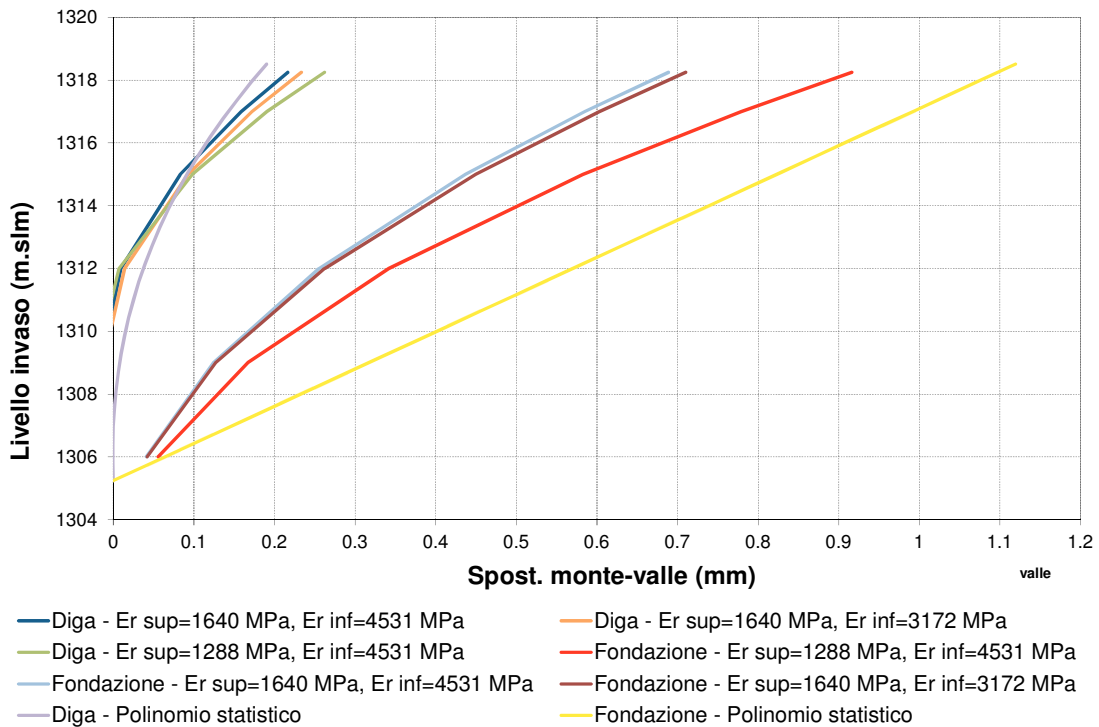
Il modello a EF è stato nuovamente oggetto di attività di calibrazione, che ha riguardato i moduli elastici assegnati ai due strati della roccia di fondazione.

Il calcolo dei polinomi idrostatici è stato eseguito sia con i valori nominali sia adottando variazioni credibili (analisi di sensibilità). I moduli elastici assegnati al calcestruzzo, sono stati mantenuti invariati.

Le curve d'invaso calcolate nelle diverse condizioni sono riportate in Figura 66 insieme alle curve d'invaso ottenute con il modello statistico.



**Figura 65 - Revisione del modello a EF**



**Figura 66 - Curve d'invaso calcolate per la diga (pendolo diritto) e la fondazione (pendolo rovescio) nelle diverse condizioni di rigidità analizzate e polinomi idrostatici statistici**

L'escursione massima dello spostamento calcolato risulta 0.23 mm per il concio (pendolo diritto), in linea con quello fornito dal modello statistico (0.20 mm), e di 0.65 mm per la fondazione (pendolo rovescio), inferiore al corrispondente valore statistico (0.90 mm). Il meccanismo di funzionamento statico del modello a EF soggetto al carico idrostatico è lo stesso già descritto nel §5.4.6.2: pertanto la ricerca della migliore corrispondenza ha richiesto la modifica dei soli valori dei moduli elastici assegnati ai due strati rocciosi. Ciò è stato conseguito applicando una collaudata procedura di calibrazione, basata



sulla minimizzazione della funzione errore data dalla differenza tra l'escursione di spostamento misurata e quella calcolata, quest'ultima espressa in funzione dei due moduli elastici incogniti della roccia e dei coefficienti di sensibilità della risposta a variazioni note di tali parametri.

L'esame dei coefficienti di sensibilità ha evidenziato che le massime escursioni di spostamento del concio (pendolo diritto) e della sua fondazione (pendolo rovescio) dipendono in misura preponderante dalla rigidità dello strato superiore della roccia. La migliore corrispondenza si è ottenuta assegnando alla roccia dello strato superiore il modulo elastico  $E = 1350$  MPa e a quella del substrato il valore  $E = 6000$  MPa, entrambi contenuti nell'intervallo di variabilità dei parametri desunto dalle indagini geofisiche. Rispetto ai valori nominali iniziali è stato quindi necessario ridurre la rigidità d'ammasso dello strato superiore e accrescere quella del substrato.

Le curve d'invaso calibrate sono riportate in Figura 67 insieme a quelle del modello statistico.

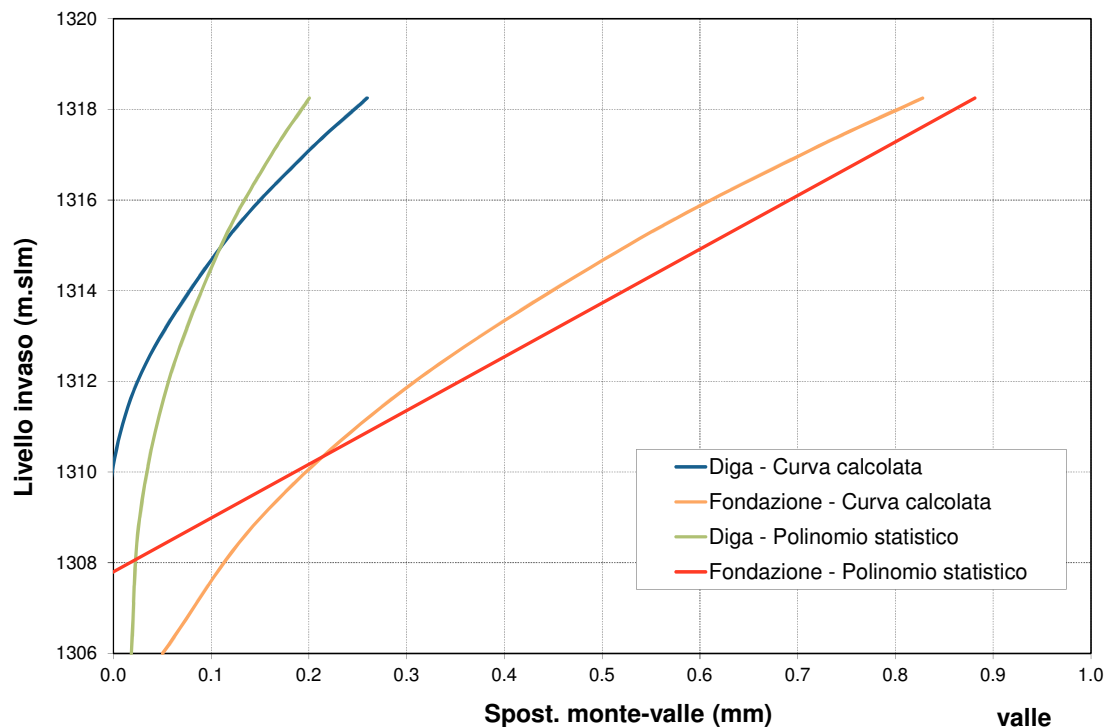


Figura 67 - Curve d'invaso numeriche calibrate e polinomi idrostatici statistici

#### Componente termica

Per concludere la fase di calibrazione del modello a EF è stato effettuato anche il confronto tra la risposta deformativa che deriva dall'applicazione dei soli campi termici calcolati e la risposta al medesimo carico valutata con il modello statistico. A tale scopo è stata eseguita un'analisi di conduzione del calore in regime periodico sul modello a EF del corpo diga e della fondazione, applicando alle superfici del modello della diga le funzioni periodiche di temperatura precedentemente ricavate. La roccia è stata considerata termicamente reagente.

Le serie temporali delle temperature calcolate in tutti i nodi del modello della diga, che forniscono il campo termico da utilizzare per le analisi strutturali, sono state ottenute una volta esaurita la fase di transitorio e raggiunte le condizioni di stazionarietà del campo termico.

Per verificare l'affidabilità dei campi termici calcolati nei punti interni al concio è stato effettuato il confronto tra le funzioni periodiche di temperatura fornite da alcuni termometri interni e le corrispondenti serie temporali calcolate con l'analisi.

La Figura 68 (termometri della parte medio-alta del concio) evidenzia una buona corrispondenza sia in ampiezza sia in fase; gli scostamenti, ove rilevabili, sono di entità trascurabile e quindi le proprietà termiche assegnate al calcestruzzo (Tabella 11) risultano affidabili.

L'ultima fase della calibrazione consiste nel calcolo del campo di spostamenti che consegue ai campi termici. L'analisi strutturale termica è stata eseguita rispetto a una temperatura di riferimento



$T_{rif}=14.4^{\circ}\text{C}$ , assunta pari alla temperatura media rilevata sul paramento di valle. Le analisi elastiche e lineari, eseguite assegnando i valori calibrati dei parametri fisico-meccanici, sono state svolte applicando i campi termici alla sola struttura in calcestruzzo: la roccia di fondazione non è stata termicamente caricata e agisce solo in termini di vincolo deformabile alla base.

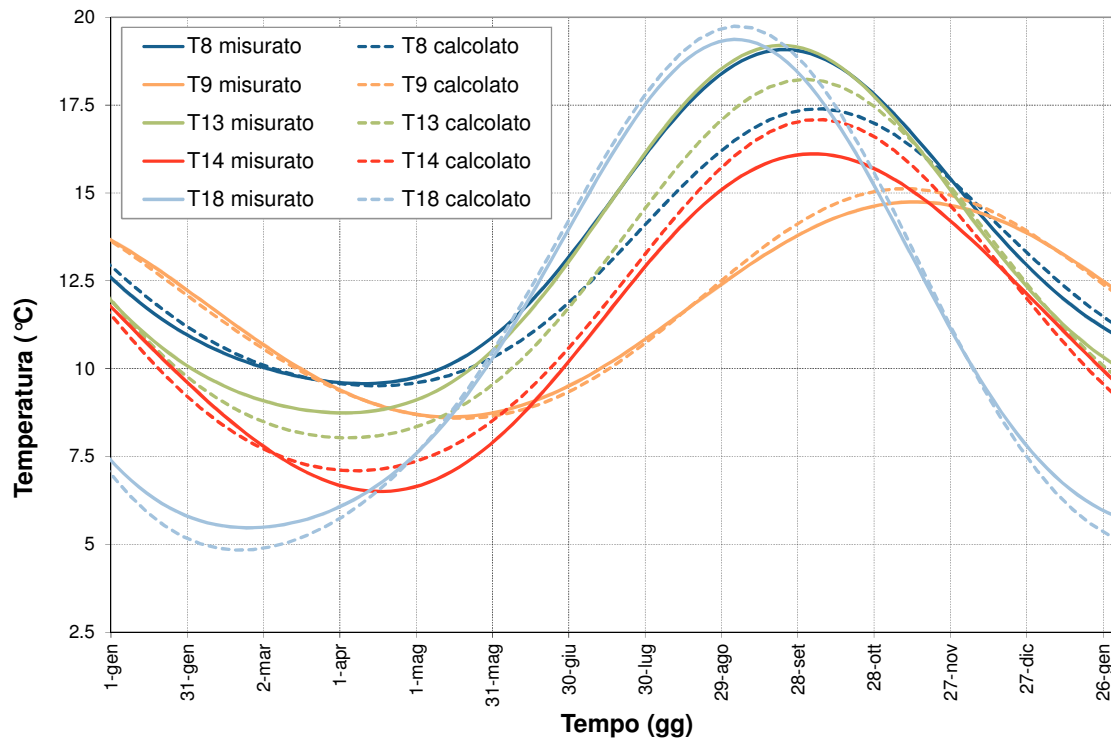


Figura 68 - Metà superiore del concio: confronto tra le serie temporali di temperatura misurate e calcolate in corrispondenza di alcuni punti interni alla massa muraria

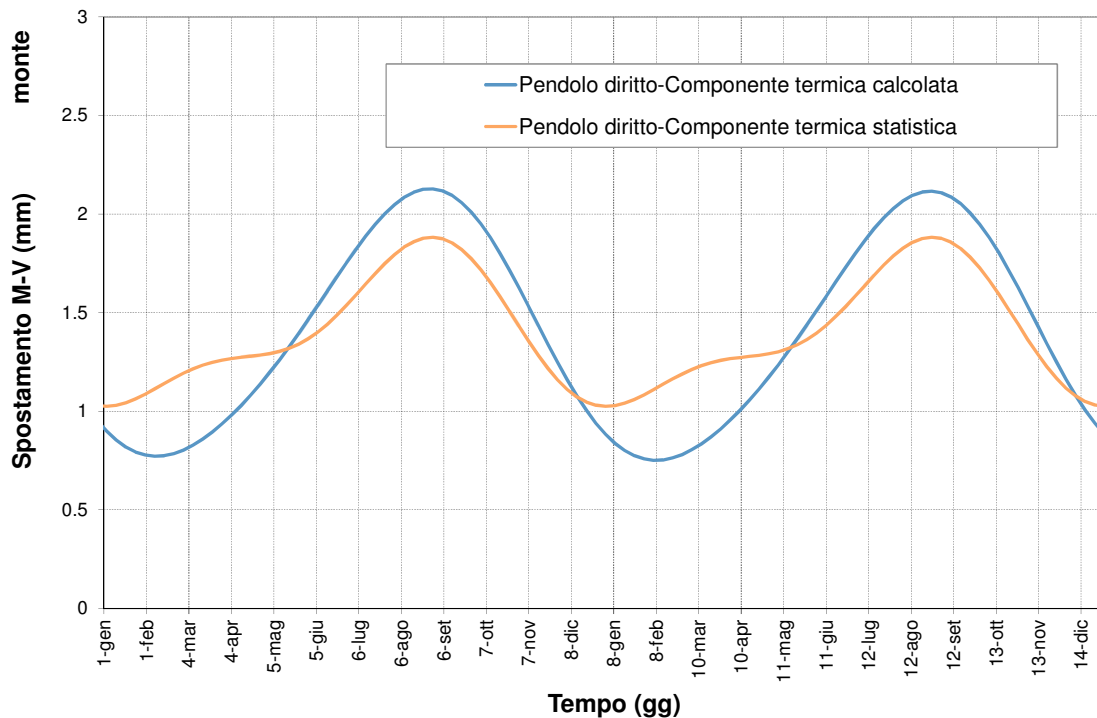


Figura 69 - Componente di spostamento termica statistica e calcolata con il modello a EF

L'evoluzione temporale degli spostamenti termici orizzontali è stata calcolata solo in corrispondenza del pendolo diritto (spostamenti del concio); gli spostamenti termici della fondazione (pendolo rovescio) risultano trascurabili (Figura 69).

L'andamento annuale degli spostamenti termici calcolati è in discreto accordo con quello ricavato con la regressione statistica delle misure anche se la massima ampiezza dello spostamento calcolato, pari a 1.3 mm, risulta superiore al valore di 0.9 mm fornito dalla componente statistica. I massimi scostamenti tra le due curve si concentrano nei mesi primaverili e sono collegati alle assunzioni sulle distribuzioni delle forzanti termiche a monte.

La sintesi dei valori calibrati dei parametri elastici e delle proprietà fisiche assegnate ai materiali modellati è riportata in Tabella 13.

**Tabella 13 - Parametri fisico meccanici statici calibrati**

		Calcestruzzo			Roccia	
		Diga originaria	Sopralzo diga + piastrone	Getto sottofondo	Strato superiore	Substrato
<b>Modulo elastico statico</b>	$E_s$ [MPa]	25000.0	30000.0	20000.0	1350.0	6000.0
<b>Coeff. di Poisson</b>	$\nu$	0.27	0.27	0.27	0.37	0.41
<b>Peso di volume</b>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	23.58	24.20	23.58	Non utilizzato	Non utilizzato
<b>Coeff. dilatazione termica lineare</b>	$\alpha$ [°C <sup>-1</sup> ]	1 10 <sup>-5</sup>	1 10 <sup>-5</sup>	1 10 <sup>-5</sup>	1 10 <sup>-5</sup>	1 10 <sup>-5</sup>
<b>Conducibilità</b>	[J/m kg K]	9146.0	12763.0	9146.0	10459.0	10459.0
<b>Diffusività</b>	[m <sup>2</sup> /h]	0.00351	0.00487	0.00351	0.00477	0.00477

### Riferimenti bibliografici

- [1] ENEL, *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, Vol. 4, pp 379-462, Roma, 1980

## 5.5 La diga di Ceppo Morelli

La diga di Ceppo Morelli [1] è una struttura in calcestruzzo del tipo a volta, a doppia curvatura, non trascinabile (Figura 70), situata in una sezione piuttosto stretta della valle in cui scorre il torrente Anza, in provincia di Verbania. Il coronamento si trova a quota 784.0 m s.l.m. ed ha uno sviluppo complessivo di 36.5 m. L'altezza massima della diga sul punto più depresso delle fondazioni è di 46.0 m. Il franco è di 3.25 m rispetto al piano di coronamento nelle condizioni di massimo invaso, mentre in caso di massima piena si riduce a 1.50 m.

La diga, realizzata tra il 1929 e il 1931, poggia direttamente sulla roccia di fondazione fino a quota 768.0 m s.l.m. e per quote superiori fino in sommità si posa su due spalle a gravità massiccia. Lo spessore è pari a 5.0 m al piede della diga, a quota 745.0 m s.l.m., mentre in sommità è di 1.9 m sul ciglio e di 1.0 m al di sotto del piano di calpestio (Figura 71).

Il volume totale della diga è di circa 10500 m<sup>3</sup> e la capacità complessiva del serbatoio è di 0.47 milioni di m<sup>3</sup>.



Figura 70 - Vista della diga da valle

### 5.5.1 Obiettivi dello studio

Il sistema di monitoraggio statico e una serie di misure dello stato tensionale - condotte in vari periodi dell'anno con martinetti piatti e sovracarotaggi - avevano evidenziato un comportamento dissimmetrico della volta. Inoltre, alcune prove di laboratorio condotte su carote prelevate in diga avevano evidenziato la presenza di fenomeni espansivi legati alla reazione alcali-aggregato (AAR). Infine, esistevano incertezze riguardo al grado di collegamento tra la volta e la spalla a gravità in sinistra orografica. Pertanto, Edison, proprietaria dell'impianto, ha ritenuto opportuno procedere all'esecuzione di una campagna dinamica per definire le caratteristiche modali (in termini di frequenze, forme modali e smorzamenti strutturali) necessarie per calibrare i parametri meccanici della struttura mediante un processo d'identificazione e per meglio cogliere eventuali discontinuità strutturali.

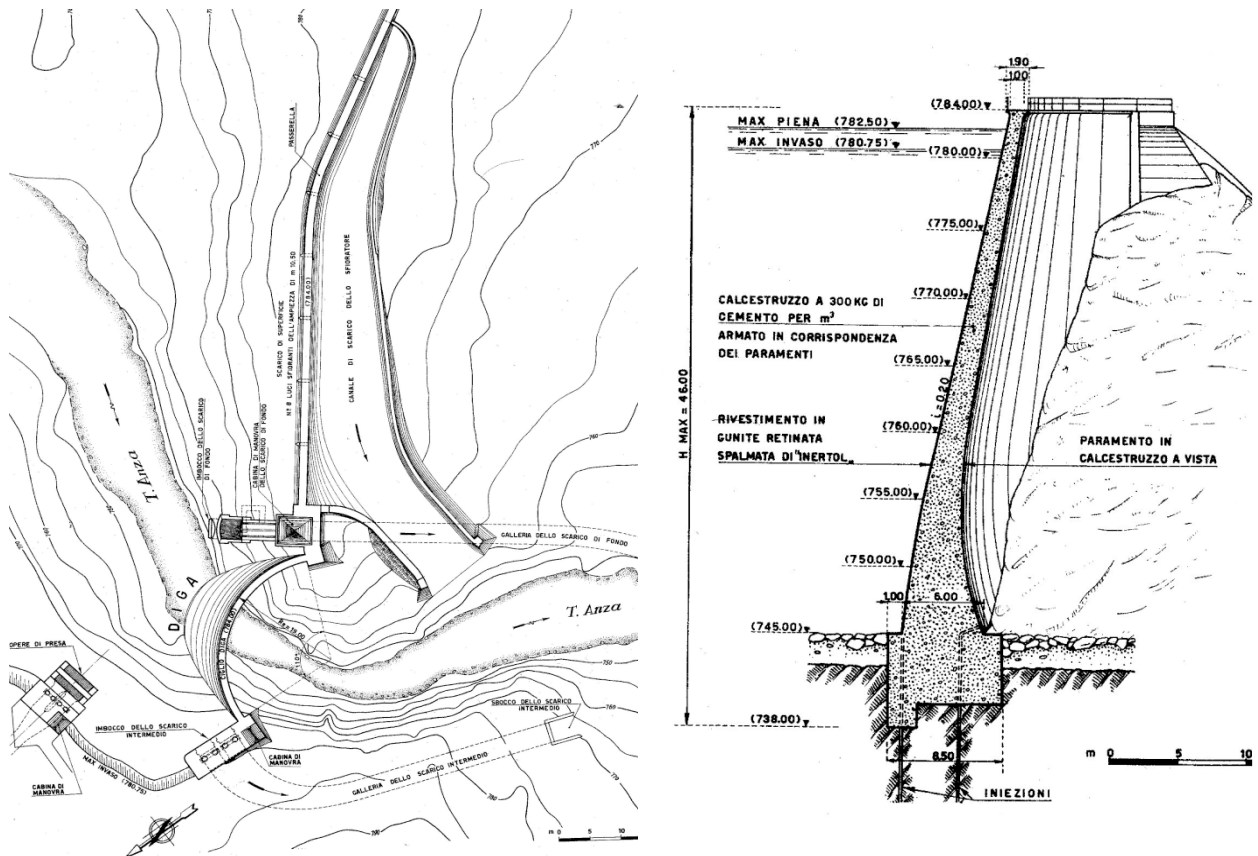


Figura 71 - Planimetria della diga con le opere di scarico, di superficie e di fondo, in sponda sinistra e intermedio, in sponda destra – sezione in chiave

### 5.5.2 Campagna di prove di vibrazione forzata condotta nel 2007

La campagna di prove di vibrazione forzata sulla diga di Ceppo Morelli è stata condotta nel periodo 28 giugno ÷ 2 luglio 2007.

#### 5.5.2.1 Descrizione delle attrezzature utilizzate nelle prove di vibrazione forzata

Nella campagna dinamica è stata utilizzata una vibrodina capace di esercitare forze ad andamento sinusoidale con le seguenti caratteristiche:

- forza massima: 20 kN;
- campo di frequenza: 1 ÷ 50 Hz;
- peso complessivo: 4 kN.

#### 5.5.2.2 Punti di misura e di eccitazione

Le posizioni dei punti di misura sono state scelte in modo tale da ottenere informazioni sulle deformate modali della diga (in direzione radiale) e sul comportamento della spalla sinistra (in direzione radiale e tangenziale), come mostrato in Figura 72.

Per misurare la risposta della diga è stata utilizzata una rete di 28 sismometri ad alta sensibilità. Il corpo diga è stato strumentato su tre differenti archi per un totale di ventidue posizioni di misura; la spalla e il corpo dello sfioratore sono stati strumentati con sei posizioni, installate in modo da cogliere movimenti differenziali fra il corpo diga e la spalla e fra la spalla e il corpo dello sfioratore.

Le posizioni di eccitazione sono state collocate alla quota di coronamento come riportato in Figura 73. In posizione V1 la risultante delle forze centrifughe è stata orientata lungo la direzione radiale del coronamento, mentre sulla spalla sinistra sia in direzione tangente all'arco (V2T) sia radiale (V2R).



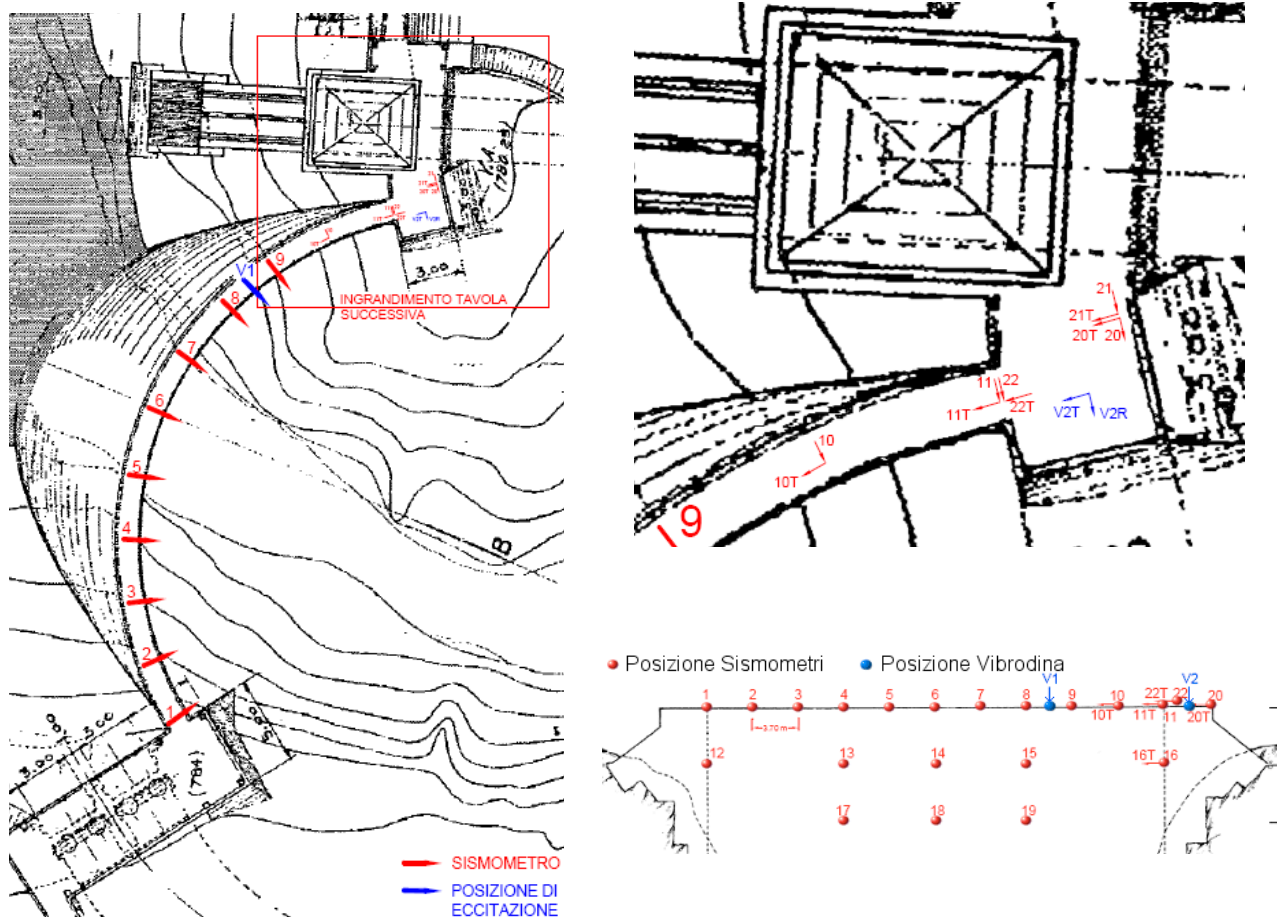


Figura 72 - Posizione dei punti di eccitazione e dei sismometri lungo il coronamento, sulla spalla sinistra e sul paramento di valle

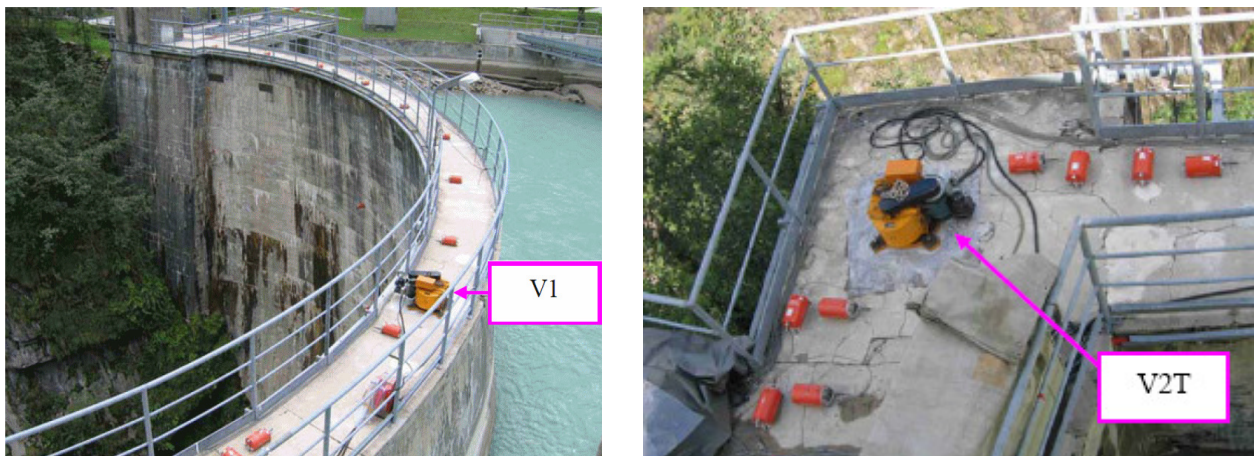


Figura 73 - Posizione dei punti di eccitazione posti sul coronamento e sulla spalla sinistra

### 5.5.2.3 Prove effettuate e risultati

Le prove di eccitazione forzata sono state effettuate con due livelli di invaso prossimi al valore massimo (779 e 780.8 m s.l.m.) mediante scansioni sinusoidali nel campo di frequenza 5÷29 Hz.

In seguito, sono state effettuate registrazioni del comportamento dinamico dell'opera sottoposta alle sole vibrazioni ambientali senza l'ausilio di eccitatori dinamici, con lo sfioratore laterale in funzione.

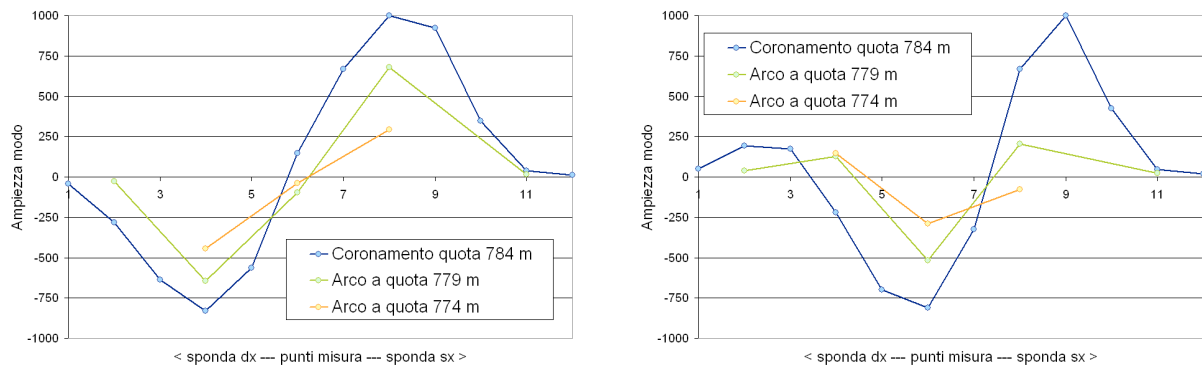
L'elenco dei modi individuati in entrambe le campagne è riportato in Tabella 14; in particolare, i valori delle frequenze e degli smorzamenti riferiti al livello d'invaso a quota 779 m s.l.m. sono stati ricavati

collocando la vibrodina sul coronamento in posizione V1, mentre quelli con invaso a quota 780.8 m s.l.m. sono stati individuati collocando la vibrodina sulla spalla sinistra (Figura 73). Vengono inoltre riportati i valori delle frequenze proprie ricavate dalle densità spettrali di potenza nel caso delle prove di vibrazione ambientale.

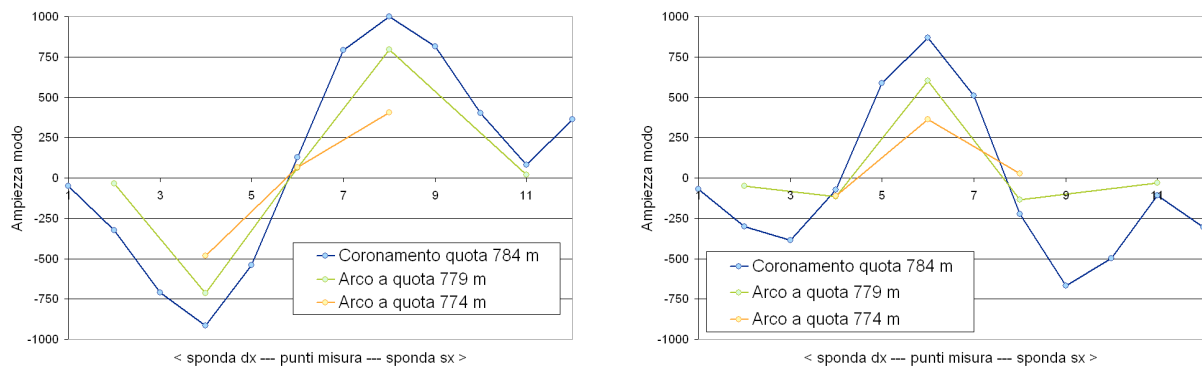
**Tabella 14 - Elenco delle frequenze individuate durante le prove**

Modo n.	Livello invaso 779.0 m s.l.m.		Livello invaso 780.8 m s.l.m.		Vibrazioni ambientali con livello invaso 780.8 m s.l.m.
	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]	Frequenza [Hz]
1	10.15	5.5	9.75	5.8	9.8
2	15.20	4.1	13.90	2.8	14.5
3	23.20	3.8	24.10	-	-
4	-	-	27.50	-	-

Le forme modali ricavate dall'eccitazione V1 mostrano un valore massimo in corrispondenza del punto di eccitazione e una certa dissimmetria della deformata stessa (Figura 74); questi fenomeni sono attenuati nelle corrispondenti forme modali ricavate dall'eccitazione V2T (Figura 75).



**Figura 74 - Eccitazione V1 (livello d'invaso 779m s.l.m.): forma modale dei modi 1 (10.15Hz) e 2 (15.20Hz)**



**Figura 75 - Eccitazione V2T (livello d'invaso 780.8m s.l.m.): forma modale dei modi 1 (9.75Hz) e 2 (13.90Hz)**

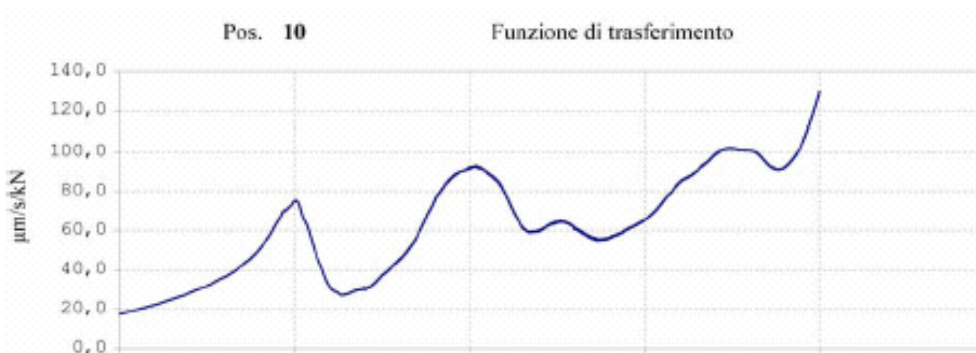
I risultati delle forme modali, unitamente all'analisi delle funzioni di trasferimento, hanno evidenziato che la risposta strutturale dipende in modo significativo dalla posizione del punto di eccitazione.

Le amplificazioni di risonanza della diga non sempre sono simmetriche e presentano una parte terminale frastagliata e costituita da più picchi elementari come se la struttura avesse difficoltà a entrare e uscire dalla risonanza (si veda p.es. la funzione di trasferimento relativa all'eccitazione V2R, riportata in Figura 76, che non consente di determinare con sufficiente affidabilità i modi propri della diga).

Per qualsiasi tipo di eccitazione i picchi delle funzioni di trasferimento si presentano molto ampi, denotando un valore elevato dello smorzamento (Figura 77).

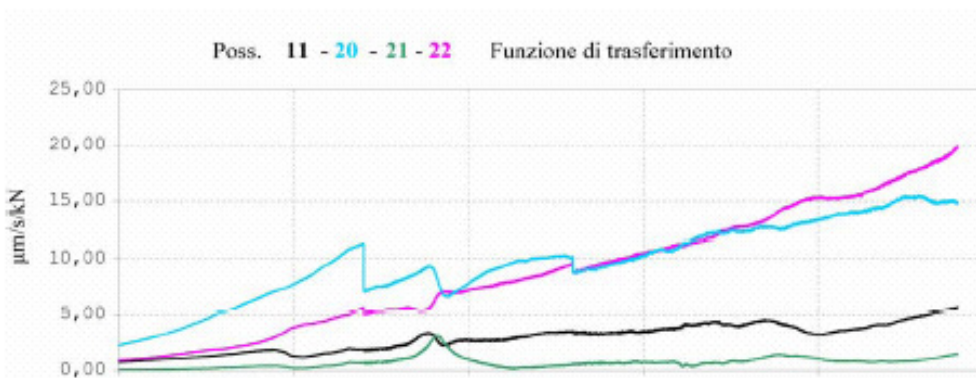


**Figura 76 - Eccitazione V2R (livello di invaso 778.5m s.l.m.):funzione di trasferimento relativa alla posizione 10 sul coronamento**



**Figura 77 - Eccitazione V1 (livello di invaso 779m s.l.m.):funzione di trasferimento relativa alla posizione 10 sul coronamento**

Facendo riferimento alle funzioni di trasferimento della spalla sinistra, i risultati della campagna dinamica mettono in chiara evidenza la presenza del giunto di costruzione tra la spalla sinistra a gravità e lo sfioratore, come mostrato dalla discontinuità delle funzioni di trasferimento in Figura 78 relative alle posizioni 20 e 21, poste a cavallo del giunto appena citato.



**Figura 78 - Eccitazione V2T (livello di invaso 780.8m s.l.m.):funzioni di trasferimento relative alle posizioni 10 (sul coronamento), 20, 21 e 22 (sulla spalla)**

In generale, le prove di vibrazione forzata consentono di individuare più modi propri della struttura rispetto alle prove di vibrazione ambientale (Tabella 14). Tuttavia, nel caso in esame sono state utilizzate solamente le informazioni fornite dai primi due modi della campagna dinamica, poiché gli altri modi appaiono eccessivamente influenzati dalla posizione della vibrodina a causa dell'elevato smorzamento strutturale manifestato dall'opera. La qualità dei dati relativi ai modi superiori al secondo è, quindi, poco rappresentativa del comportamento d'insieme e il loro utilizzo nel processo di identificazione comporterebbe problemi di convergenza, oltre a fornire risultati poco affidabili.

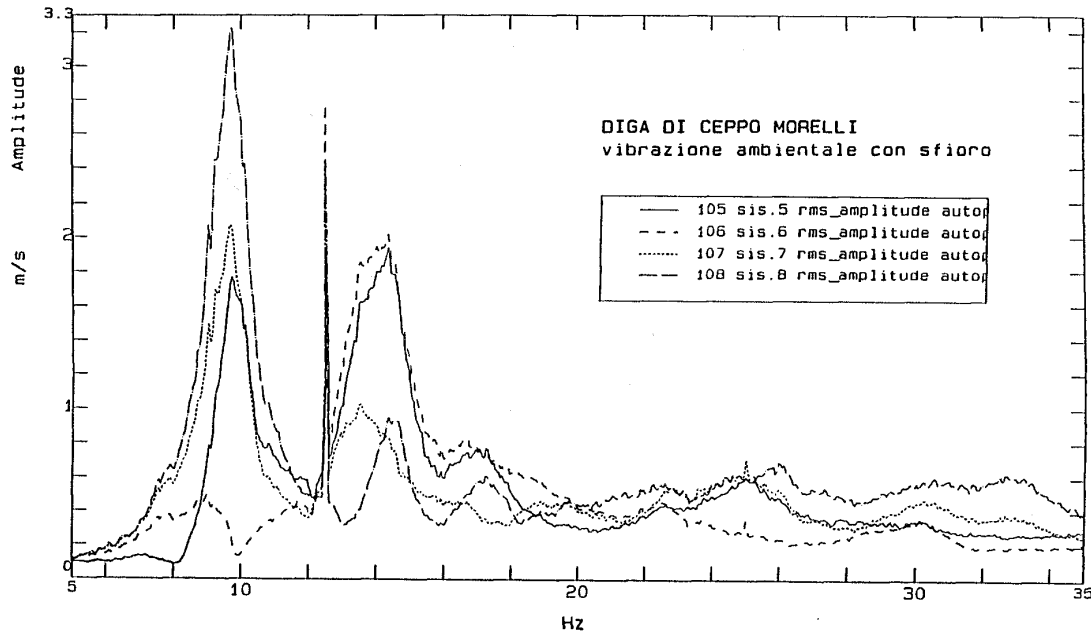
La presenza di importanti fenomeni dissipativi implica che la risposta strutturale sia determinata da modi complessi, ossia da forme modali per le quali i vari punti della struttura non hanno un comportamento uniforme in fase o in opposizione. Il codice MIDA [2]÷[4], utilizzato in questo *case-study* per eseguire il processo d'identificazione dinamica, opera in campo reale, pertanto nelle analisi modali non è stato possibile tener conto dello smorzamento strutturale ed è stata usata la sola componente reale delle misure sperimentali quale dato di riferimento.

### 5.5.3 Misure di vibrazione ambientale effettuate nel 2000

È interessante mettere a confronto i dati forniti dalla campagna dinamica del 2007 con i risultati di una serie di misure di vibrazione ambientale, condotte nel corso del 2000 quando furono effettuate due serie di misure sfruttando le vibrazioni indotte dal funzionamento dello sfioratore laterale della diga (battente di 10÷25 cm sopra la soglia dello sfioratore di superficie in sponda orografica sinistra).

Il posizionamento dei trasduttori sismometrici fu limitato al solo coronamento, escludendo quindi posizioni sul paramento di valle, normalmente utilizzate per una migliore caratterizzazione della struttura nel caso di prove con eccitazione forzata. La risposta strutturale fu rilevata da 11 sismometri posti in direzione radiale nelle medesime posizioni che sono state utilizzate nella campagna di prove del 2007.

L'analisi dei dati sperimentali registrati sulla diga ha fornito il valore delle prime due frequenze, pari a 9.8 Hz e 14.5 Hz.

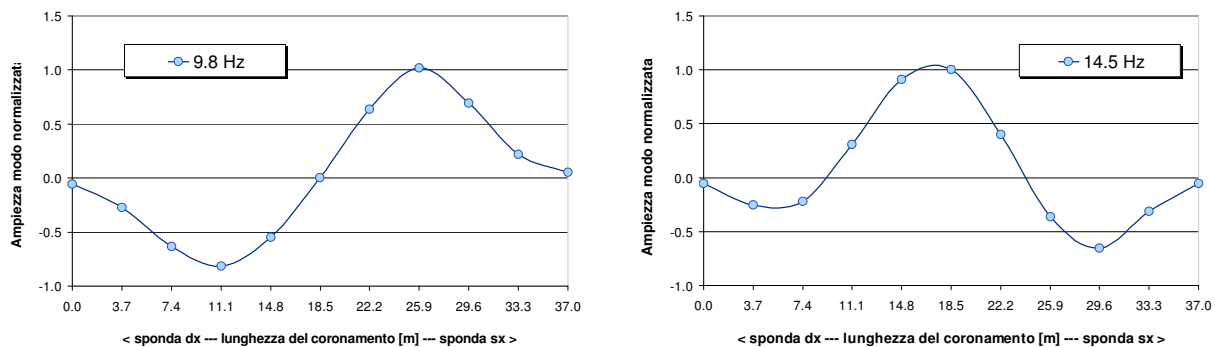


**Figura 79 - Prove di vibrazione ambientale condotte nel 2000 - rumore ambientale in condizioni di sfioro – autospettri relativi alle posizioni 5÷8 sul coronamento<sup>9</sup>**

<sup>9</sup> A una distanza di circa 250 m a monte della diga è presente una piccola centrale dotata di due turbine Pelton (rotanti a 750 giri/minuto). La corrispondente frequenza di 12.5 Hz è ben visibile nel grafico.



Riportando in un grafico le deformate modali normalizzate rispetto allo sviluppo del coronamento, è possibile osservare un comportamento non simmetrico della diga con uno spostamento più elevato in sponda sinistra.



**Figura 80 - Prove di vibrazione ambientale condotte nel 2000 - deformate modali sperimentali del coronamento relative al primo (9.8Hz) e al secondo modo (14.5Hz)**

Mettendo a confronto i risultati di questa campagna con le prove di eccitazione forzata condotte nel 2007, relative al livello d’invaso a quota 780.8 m s.l.m. (posizione del punto di eccitazione V2T sulla spalla), si osserva che i valori delle frequenze dei primi due modi e le relative deformate modali risultano comparabili.

#### 5.5.4 Modello numerico a Elementi Finiti

Il modello numerico della diga di Ceppo Morelli, del bacino e di una parte non trascurabile della valle e dei rilievi circostanti è costituito da 7631 nodi e 6135 elementi finiti di tipo lineare a forma di parallelepipedo (Figura 81). Nel realizzare il reticolo di calcolo si è prestata particolare cura nel rispettare l'effettiva morfologia del terreno circostante e la reale geometria della diga con i rispettivi spessori e curvature (Figura 71). Alcuni nodi del reticolo di calcolo sono stati posizionati esattamente in corrispondenza dei punti di misura della campagna dinamica per agevolare la convergenza del processo di identificazione.

Nella *mesh* sono state inserite tutte le interfacce potenzialmente attivabili tra la diga e la roccia, realizzate mediante elementi-giunto di tipo ortotropo, caratterizzati da un modulo elastico normale e da un unico modulo tangente al piano dell'elemento (Figura 82). In particolare, si è tenuto conto:

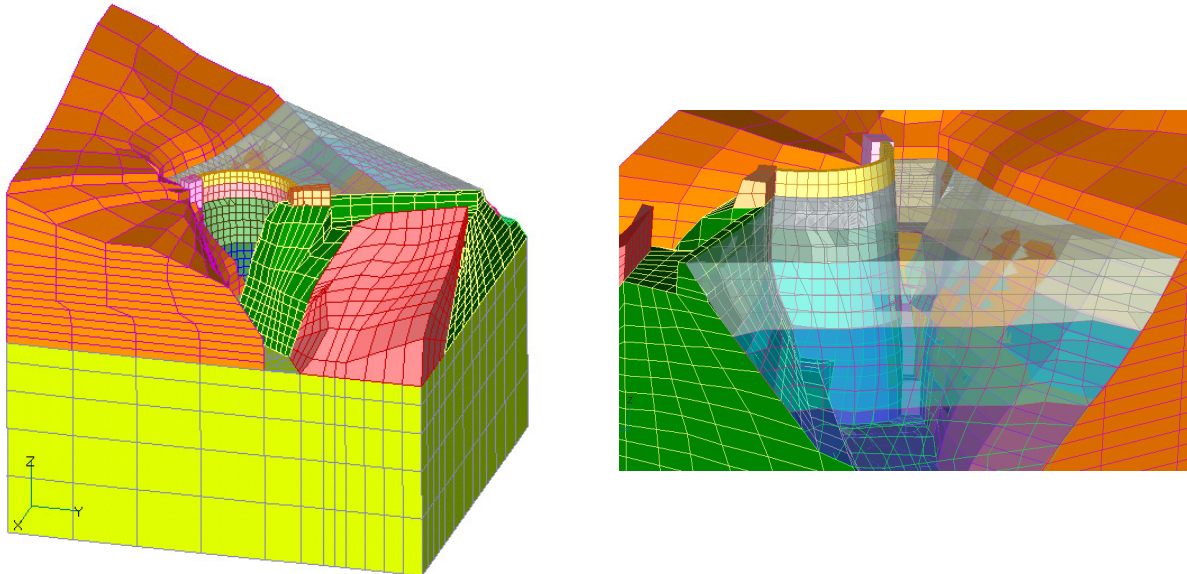
- dell'interfaccia tra la diga e la roccia di fondazione che corre lungo tutto il profilo del corpo diga (nella parte alta il giunto è stato posizionato tra corpo diga e spalle a gravità, non tra spalle e roccia);
- del giunto costruttivo tra spalla sinistra e sfioratore (indicato in blu in Figura 82), evidenziato dalla campagna dinamica del 2007 (§5.5.2).

La roccia di fondazione è stata opportunamente vincolata sulle superfici che delimitano il reticolo di calcolo.

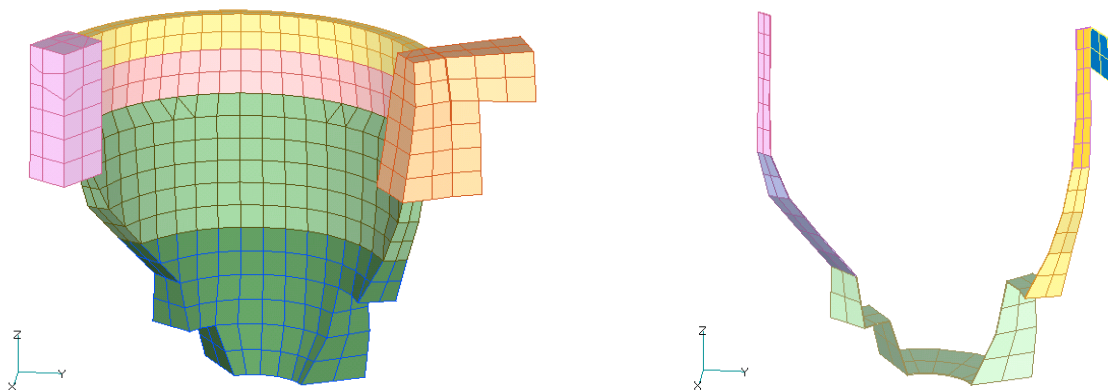
Un aspetto rilevante del codice MIDA è la possibilità di considerare, durante il processo identificativo, l'interazione fluido-struttura, ottenendo così risultati maggiormente corrispondenti al comportamento reale dell'opera. Nel reticolo di calcolo pertanto è stato modellato il fluido fino alla quota dello sfioratore in sponda sinistra.

Per effettuare le analisi di identificazione è fondamentale suddividere opportunamente il reticolo di calcolo in diversi gruppi di elementi finiti, ciascuno caratterizzato da valori omogenei dei parametri fisico/meccanici di materiale. In particolare, in questa fase è cruciale individuare e caratterizzare singolarmente sia le zone di discontinuità o di danneggiamento, quando siano note *a priori*, sia quelle parti di struttura che si presume abbiano subito nel tempo un degrado dei materiali. Esperienze precedenti hanno evidenziato che, se non si includono nel reticolo di calcolo evidenze strutturali importanti (quali fessure o discontinuità strutturali), la procedura di identificazione di solito non fornisce risultati accettabili perché il modello numerico non è in grado di cogliere il comportamento osservato.

I dati forniti dal sistema di monitoraggio e dalle campagne dinamiche non hanno fatto emergere particolari stati di degrado strutturale; la *mesh* è stata suddivisa tenendo conto solamente dei risultati forniti da prove di laboratorio effettuate negli anni passati per caratterizzare le proprietà fisico-meccaniche del calcestruzzo (i.e. massa volumica, modulo elastico statico e coefficiente di Poisson). Tali prove avevano mostrato che le proprietà meccaniche del calcestruzzo diminuivano con l'altezza; in particolare, il calcestruzzo del coronamento manifestava prestazioni inferiori rispetto a quello della parte medio-bassa della diga. Per questo motivo si è deciso di suddividere il corpo diga in fasce orizzontali (Figura 82): due gruppi descrivono la parte centrale e inferiore del corpo diga, mentre la parte alta è stata ulteriormente suddivisa in due fasce orizzontali per valutare con maggior precisione qual è la parte del calcestruzzo che manifesta proprietà meccaniche inferiori. Le spalle non sono state incluse nei gruppi del corpo diga, poiché a priori potrebbero essere caratterizzate da rigidità diverse.



**Figura 81 -Modello numerico di una porzione significativa della roccia di fondazione, della diga e del bacino, suddivisi in gruppi di elementi finiti caratterizzati dalle stesse proprietà meccaniche**



**Figura 82 - Particolare del corpo diga (vista da valle e da monte) suddiviso in gruppi di elementi finiti caratterizzati dalle stesse proprietà meccaniche**

Le interfacce sono state suddivise a loro volta in diversi gruppi, sempre a fasce orizzontali, per determinare le caratteristiche delle discontinuità (Figura 82). Anche la roccia di fondazione è stata suddivisa in più parti; in sponda destra e in sponda sinistra sono stati inseriti gruppi distinti per valutare se lo sperone in sponda sinistra ha una rigidità diversa da quella della roccia in sponda destra. Inoltre, si è tenuto conto della presenza di un ammasso detritico in sponda sinistra, a valle dello sfioratore, caratterizzato da una rigidità decisamente inferiore rispetto a quella della roccia circostante.

Per quanto riguarda il bacino, sono state effettuate alcune analisi considerando l'interrimento; per questo motivo anche il fluido è stato suddiviso in tre gruppi a fasce orizzontali. Il gruppo superiore rappresenta ovviamente il fluido, mentre quelli inferiori l'interrimento, caratterizzati da rigidità e densità crescenti con la profondità (Figura 81).

### 5.5.5 Analisi d'identificazione strutturale

Le analisi d'identificazione strutturale sono state condotte utilizzando tre punti di ricerca nel metodo di ottimizzazione globale (§4.3.1.4). Nel caso degli elementi-giunto sono stati coinvolti nel processo identificativo il modulo elastico normale e quello tangenziale, mentre per il corpo diga e le spalle i moduli elastici.

Inizialmente, sono state condotte alcune analisi d'identificazione senza considerare l'interrimento nel bacino, coinvolgendo tutti i gruppi di materiale sopra indicati. I risultati di tali analisi hanno fatto emergere che i valori identificati dei parametri dell'interfaccia dipendono in modo marcato dai valori *guess* iniziali. Per capire l'origine di questa influenza sono state effettuate ulteriori analisi coinvolgendo esclusivamente i parametri dei giunti ed è emerso che la funzione obiettivo ad essi associata può essere immaginata come una sorta di piano<sup>10</sup> con molte colline e avvallamenti appena percettibili; pertanto, in queste condizioni è praticamente impossibile individuare il minimo assoluto della funzione e accade che i tre punti di ricerca convergono in genere ad un valore che è prossimo alla loro media.

Questa tendenza era prevedibile se si tiene conto che l'energia modale associata ai gruppi dell'interfaccia è piuttosto bassa rispetto a quella del corpo diga in quanto i giunti che simulano tale interfaccia si trovano in corrispondenza del vincolo di fondazione; si deduce, quindi, che occorre necessariamente essere in presenza di aperture e scorrimenti importanti affinché la variazione di tali parametri possa in qualche modo influenzare la soluzione finale del problema.

In ogni caso, queste indagini preliminari hanno fornito dei moduli elastici e di taglio per l'interfaccia che sono stati utilizzati nelle analisi successive come valori noti *a priori*, non inserendoli ulteriormente tra i parametri da identificare.

**Tabella 15 - Valori assegnati a priori ai parametri di materiale della roccia di fondazione**

Gruppi di materiale	Modulo Elastico [MPa]	
Roccia Base	35000	
Roccia Sx	31000	
Ammasso detritico	300	
Roccia Dx	31000	

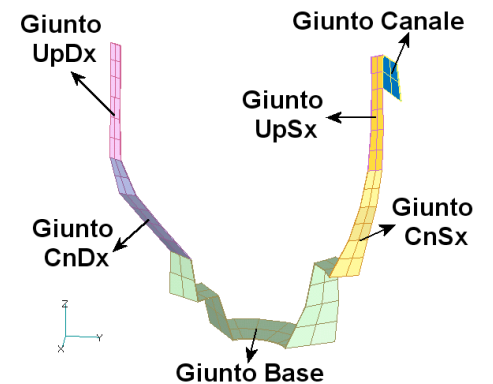
A questo punto, nel processo d'identificazione sono stati considerati unicamente i moduli del corpo diga e delle spalle; a ciascuno dei sei gruppi di materiale sono stati assegnati tre distinti valori di tentativo (*guess*), relativi rispettivamente ai tre punti di ricerca (Tabella 17).

Escludendo l'interrimento (CASO n.1), il processo identificativo ha fornito dei buoni valori in termini di frequenze, mentre le deformate modali numeriche non riescono a cogliere al meglio le corrispondenti deformate sperimentali alla quota del coronamento. In particolare, il primo modo numerico si discosta da quello sperimentale nella zona centrale, mentre il secondo modo perde la corrispondenza verso la sponda sinistra (Tabella 18).

<sup>10</sup> Si tenga comunque presente che siamo in uno spazio ad  $n$  dimensioni e quindi non è possibile visualizzare graficamente il dominio definito dalla funzione obiettivo.

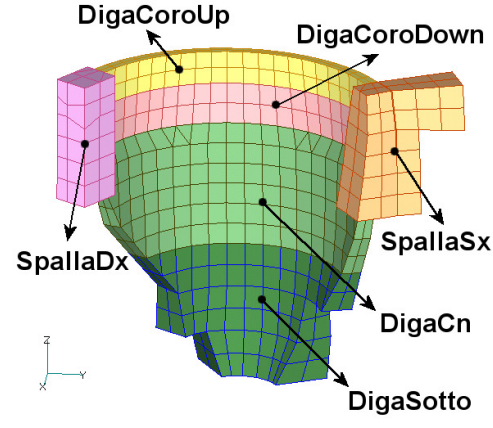
**Tabella 16 - Valori assegnati ai parametri di materiale dell'interfaccia a valle delle analisi preliminari**

Gruppi di materiale	Modulo Elastico / di Taglio [MPa]
Giunto Canale	1800 / 7500
Giunto Base	28000 / 11667
Giunto CnSx	26000 / 10833
Giunto CnDx	26000 / 10833
Giunto UpSx	20000 / 8333
Giunto UpDx	20000 / 8333

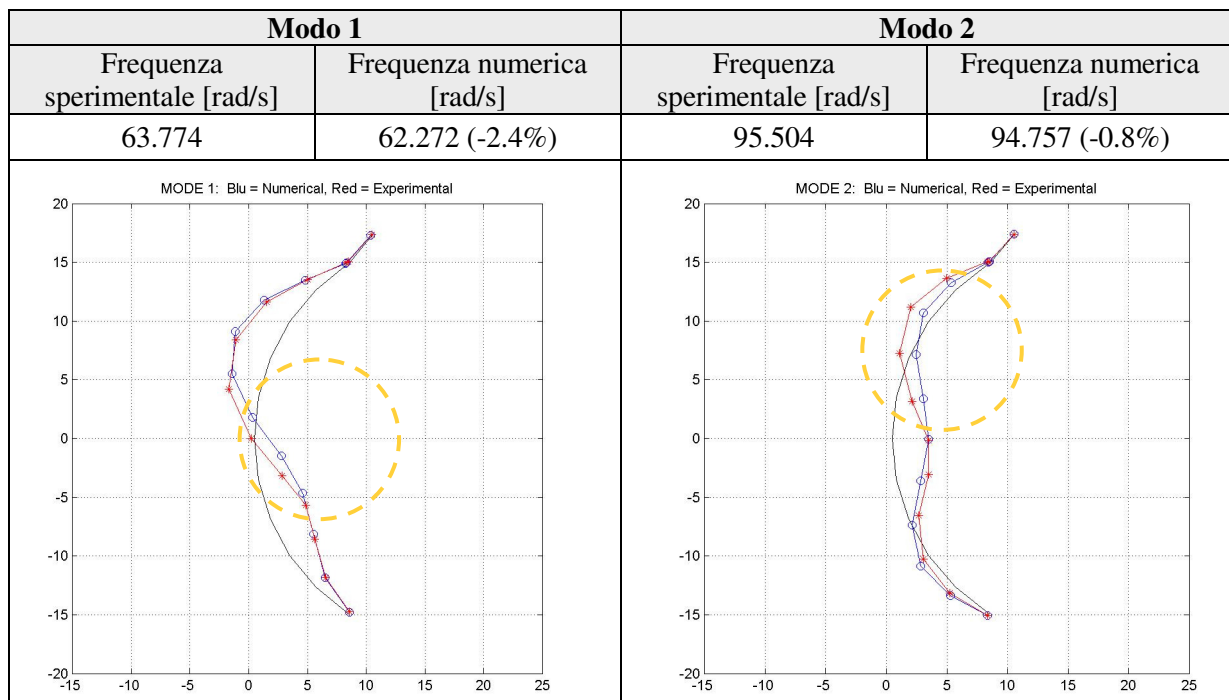


**Tabella 17 - Valori guess assegnati inizialmente ai parametri di materiale relativi ai tre punti di ricerca**

Gruppi di materiale	Moduli Elastici [MPa] Valori guess iniziali		
	Punto 1	Punto 2	Punto 3
SpallaSx	21000	20000	19000
SpallaDx	23000	22000	21000
DigaSotto	27000	27000	27000
DigaCn	23000	26000	20000
DigaCoroUp	18000	16000	19000
DigaCoroDown	18000	16000	19000



**Tabella 18 - CASO n.1: confronto tra la prima e la seconda deformata modale sperimentali (rosso-arancione) e numeriche (blu-verde); caso SENZA interrimento**



Data la presenza di un importante interrimento, si è deciso di indagarne l’influenza sui risultati modali (CASO n.2), introducendo due strati di materiale nel modello numerico del bacino, come indicato in Figura 81. L’interrimento è stato trattato, per semplicità, come un fluido equivalente, definito da opportuni valori di densità  $\rho$  e velocità di propagazione del suono  $c$ , che costituiscono i parametri richiesti in input dal codice MIDA per un materiale “fluido”.

A partire dagli stessi parametri *guess* del CASO n.1, e tenendo conto dell’interrimento, si ottengono deformate modali migliori alla quota di coronamento (Tabella 19); i miglioramenti sono minimi per il primo modo, mentre la deformata del secondo modo è praticamente identica alla corrispondente deformata sperimentale.

Per contro, la presenza dell’interrimento peggiora i valori delle frequenze, soprattutto del secondo modo (Tabella 19).

**Tabella 19 - CASO n.2: confronto tra la prima e la seconda deformata modale sperimentali (rosso-arancione) e numeriche (blu-verde); caso CON interrimento**

Modo 1		Modo 2	
Frequenza sperimentale [rad/s]	Frequenza numerica [rad/s]	Frequenza sperimentale [rad/s]	Frequenza numerica [rad/s]
63.774	61.682 (-3.3%)	95.504	101.179 (5.9%)
<p style="text-align: center; font-size: small;">MODE 1: Blu = Numerical, Red = Experimental</p>		<p style="text-align: center; font-size: small;">MODE 2: Blu = Numerical, Red = Experimental</p>	

Confrontando i casi senza e con interrimento, si osserva che non è possibile definire in modo univoco quale simulazione sia migliore. L’aspetto comunque positivo è che entrambi i processi d’identificazioni tendono a convergere verso valori paragonabili dei parametri di materiale (Tabella 20).

**Tabella 20 - Parametri di materiali ottenuti a fine identificazione**

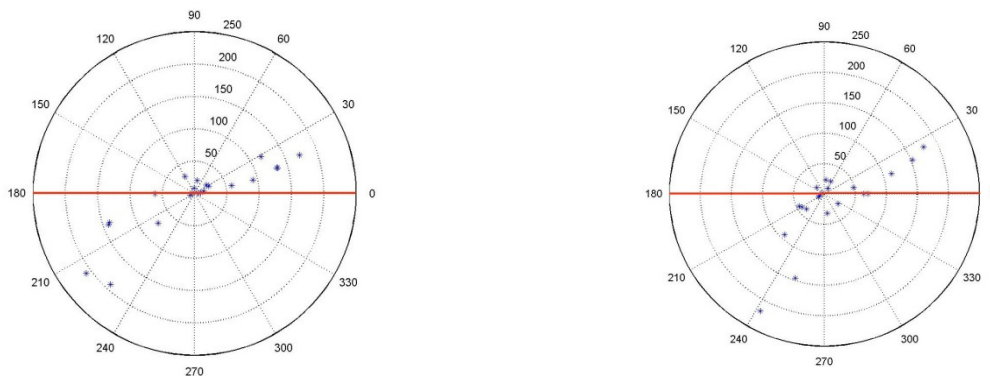
Gruppi di Materiali	Modulo elastico [MPa]	
	CASO n.1, SENZA interrimento	CASO n.2, CON interrimento
<i>SpallaSx</i>	13760	16030
<i>SpallaDx</i>	38500	45940
<i>DigaSotto</i>	51790	39820
<i>DigaCn</i>	36040	41770
<i>DigaCoroUp</i>	13700	9080
<i>DigaCoroDown</i>	14030	14370



In particolare si osserva che entrambi i casi tendono:

- ad evidenziare un modulo elastico della spalla destra maggiore rispetto a quello della spalla sinistra, sebbene siano state realizzate con lo stesso tipo di calcestruzzo e non presentano stati di degrado: questo aspetto può essere imputato alla minore rigidità della sponda sinistra, come si può osservare dalla Figura 81;
- a aumentare i moduli della parte medio bassa del corpo diga;
- a ridurre il modulo della parte superiore del corpo diga, soprattutto in prossimità del coronamento, coerentemente con i dati di laboratorio.

Alla luce dei risultati ottenuti, per capire i fattori che portano a determinare deformate modali numeriche non esattamente in linea con quelle sperimentali, si è ritenuto opportuno valutare l'effetto dell'approssimazione assunta in ciascun processo identificativo condotto in campo reale. Si sono costruiti, pertanto, i vettori di Argand delle due deformate modali sperimentali per visualizzare nel piano polare la distribuzione dei vari punti di misura rispetto all'asse reale indicato in rosso in Figura 83. Si osserva una certa dispersione dei punti di misura nel piano, indice che la struttura ha una risposta complessa a causa dello smorzamento strutturale non trascurabile, emerso nelle misure durante la campagna dinamica.



**Figura 83 - Rappresentazione polare del vettore complesso della prima e seconda deformata modale sperimentale di Ceppo Morelli (in rosso è indicato l'asse reale)**

### 5.5.6 Considerazioni sui risultati della diga di Ceppo Morelli

I risultati determinati grazie al processo identificativo sopra descritto hanno consentito di ottenere parametri sicuramente più realistici per i vari elementi strutturali che costituiscono l'opera (diga, spalle a gravità, interfacce). Con il modello identificato è, quindi, possibile eseguire indagini numeriche statiche e dinamiche più attendibili sia con riferimento agli usuali carichi di esercizio (peso proprio, carico idrostatico, carico termico) sia agli eventuali carichi eccezionali (massima piena, interramento e carichi sismici).

In particolare, nel caso in esame, l'applicazione della metodologia d'identificazione ha consentito di ottenere informazioni sul comportamento complessivo della struttura, sui valori delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali e sulle caratteristiche delle discontinuità strutturali. Nonostante si sia operato in campo reale e la struttura presenti uno smorzamento non trascurabile, qualora debbano essere condotte analisi statiche con varie finalità - quali ad esempio l'analisi del comportamento nel tempo oppure la valutazione del livello di sicurezza strutturale - le informazioni ottenute con il procedimento di identificazione consentirebbero di ottenere risultati sicuramente più affidabili rispetto a quelli basati su dati di misura relativi al comportamento statico e ad indagini su campioni o misure locali, che forniscono elementi utili ma poco indicativi del comportamento complessivo della struttura. Inoltre, le campagne dinamiche, i cui risultati siano opportunamente interpretati da metodologie d'identificazione, possono fornire informazioni fondamentali per la sicurezza quando siano ripetute nel tempo a fini diagnostici, per valutare possibili significative variazioni nelle frequenze, nei modi propri di vibrare e negli smorzamenti.

### **Riferimenti bibliografici**

- [1] ANIDEL, *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, Vol. 6, pp 157-164, 1953
- [2] A. Frigerio, E. Bon, *Metodologie di identificazione strutturale finalizzate alla diagnostica delle dighe murarie*, Rapp. CESI A5055958, Dicembre 2005
- [3] A. Frigerio, E. Bon, *Il codice di identificazione strutturale MIDA: validazione e modifiche apportate al metodo di ottimizzazione globale CLM*, Rapp. CESI RICERCA 06007782, Dicembre 2006
- [4] CESI RICERCA, *Strumenti e metodi di simulazione per la diagnostica strutturale e sicurezza dei bacini*, Area: Produzione e fonti energetiche, Progetto: Sicurezza dei bacini idroelettrici italiani e utilizzo ottimale della risorsa idrica, Deliverable 5.2, 2008

## 5.6 La diga di Bumbuna

### 5.6.1 Introduzione

La seguente relazione illustra i risultati di due campagne di prove condotte con traccianti eseguite sulla diga di Bumbuna (Sierra Leone) sul fiume Seli durante le fasi di primo invaso e i relativi interventi di mitigazione delle filtrazioni (Figura 84).

I test sono stati condotti al fine di identificare le zone di maggiore infiltrazione e danneggiamento, tramite “l’iniezione” di apposite soluzioni di traccianti in punti regolarmente distribuiti lungo il taglione di monte e lungo il manto bituminoso, prima di eseguire il totale svasso del serbatoio per realizzare gli interventi di riparazione.



Figura 84 – Diga di Bumbuna

### 5.6.2 La diga

La diga di Bumbuna è situata nel dipartimento nord della Repubblica della Sierra Leone sul fiume Rokel/Seli a circa 200 km dalla capitale Freetown. E' una diga in *rockfill* con paramento in calcestruzzo bituminoso d'altezza massima di 88 m e una larghezza massima al piede di 280 m; lo sviluppo complessivo del coronamento (a quota 244 m s.l.m.) è di 400 m. La quota di massimo invaso è a circa 242 m s.l.m., il serbatoio ha una capacità totale di 430 Mm<sup>3</sup> e una capacità utile 320 Mm<sup>3</sup>.

La diga è dotata di due sfioratori a calice di cui uno (quello in sponda destra) presidiato a valle da una paratoia radiale, connesso a un tunnel multi funzione (scarico di fondo, condotta d'adduzione e scarico superficiale d'emergenza) che entra in funzione per piene superiori a 1500 m<sup>3</sup>/s; quello in sponda sinistra ha la funzione di scarico di superficie.

Al piede di valle sono ubicate una centrale seminterrata con 2 turbine Francis da 25 MW e la sottostazione della linea di trasmissione da 161 kV.

La costruzione della diga è avvenuta nei primi anni novanta, ma, in seguito agli sviluppi della guerra civile nel paese, le attività di cantiere per il completamento dell'impianto sono state interrotte tra 1997 e il 2005. L'inaugurazione dell'impianto è avvenuta nel novembre 2009.

### 5.6.3 Metodologia di indagine

Nell'ambito dei lavori della diga Bumbuna è stata condotta una serie di test con traccianti lungo la parte sommersa del taglione e del paramento bituminoso della diga al fine di individuare le zone di *minimo tempo di rilevamento e restituzione massima*, corrispondenti alle zone di massima filtrazione attraverso il sistema impermeabile della diga.

I test sono stati eseguiti iniettando nel serbatoio tre differenti traccianti fluorescenti e una soluzione salina in punti regolarmente spaziatati al di sopra del *cut-off* e del paramento di monte:

- Uranina
- Sulfo-Rodamina B
- Tinopal CBS-X
- Cloruro di sodio



La scelta di utilizzare diversi tipi di traccianti a rotazione ha permesso di eseguire più test in meno giorni senza aspettare l'esaurimento delle lunghe code di registrazione per ogni tracciante.

La concentrazione di traccianti in acqua è stata misurata utilizzando fluorimetri progettati per l'analisi in continuo di acque superficiali. Sono stati misurati i seguenti parametri:

- Temperatura: con una precisione di 0,01 °C
- Torbidità in Unità Nefelometrica (NTU): con una precisione di 0.1NTU
- Conducibilità, con un campo di rilevamento di 10÷50000 mS/cm e una precisione di 5 mS/cm
- Concentrazione di Uranine, con una precisione di 2E-05 mg/l (0,02 ppb)
- Concentrazione di Solforodamina B e Tinopal CBS-X: la con una precisione di 2E-04 mg/l (0,2 ppb)

I fluorometri, prima di essere installati nel sistema di rilevamento, sono stati calibrati con soluzioni standard di traccianti realizzate utilizzando l'acqua del fiume Seli. In questo modo è stato possibile eliminare l'effetto indotto da valori di fondo di concentrazione di sostanze fluorescenti presenti nelle acque naturali del fiume.

#### 5.6.3.1 I test

I test sono stati pianificati, eseguiti e interpretati dallo StudioGeorisk e dallo Studio Pietrangeli.

Durante la prima campagna sono stati eseguiti 24 test nel periodo compreso tra il 9 gennaio e il 28 febbraio 2009, mentre durante la seconda campagna sono stati eseguiti 83 test nel periodo compreso tra il 3 settembre ed il 25 novembre 2009.

#### 5.6.4 Cronologia degli eventi

Il primo invaso è stato eseguito in tre diverse fasi:

- Maggio 2008 – Febbraio 2009: prima fase d'invaso (quota max raggiunta 215 m s.l.m.)
- Gennaio-Febbraio 2009: prima campagna di test con traccianti
- Maggio-Giugno 2009: prima fase intervento di mitigazione
- Luglio 2009 – Aprile 2010: seconda fase d'invaso (quota max raggiunta 239 m s.l.m.)
- Ottobre-Novembre 2009: seconda campagna test con traccianti
- Maggio-Giugno 2010: seconda fase d'intervento di mitigazione delle filtrazioni
- Luglio 2010 – Aprile 2011: terza fase d'invaso (quota max raggiunta 240 m s.l.m.)

##### 5.6.4.1 La prima fase di riempimento, 2008-2009

Il riempimento del serbatoio è cominciato ufficialmente nel maggio del 2008 con la chiusura del tunnel di deviazione sulla sponda sinistra. Fino a un carico idrostatico di 35 m (quota 195 m s.l.m.) sugli 86 totali, le operazioni d'invaso non presentavano alcuna anomalia. Le filtrazioni sono cominciate ad aumentare considerevolmente sopra quota 198 m s.l.m. e a questo incremento delle filtrazioni erano associati anche alti valori di trasporto solido.

Il riempimento è stato interrotto a fine luglio 2008 quando il serbatoio ha raggiunto quota 212 m s.l.m. e le filtrazioni hanno raggiunto un valore massimo di 150 l/s superando i valori di allerta prefissati.

Le attività d'invaso sono riprese alla fine della stagione delle piogge, nel dicembre 2008, in cui si è raggiunta la quota di 215 m s.l.m. Le filtrazioni hanno raggiunto un nuovo massimo di 170 l/s con annessi picchi di torbidità. In questo periodo è stata svolta la prima campagna d'indagine che ha evidenziavano un'elevata permeabilità lungo il *cut-off* della diga. Dopo il completo svuotamento del serbatoio, è stata eseguita una prima serie d'interventi di mitigazione delle filtrazioni:

- Nuovo schermo d'iniezioni.
- Riparazioni fessure manto bituminoso.
- Accecamento della parte bassa del piede diga con materiale impermeabile (Laterite).

##### 5.6.4.2 La prima campagna di test

Nella prima campagna d'indagini sono stati eseguiti i seguenti test:

- 7 test con Uranine
- 7 test con Sulphorodamine B
- 7 test con Tinopal CBS-X
- 3 test con il Cloruro di Sodio

### 5.6.4.3 Risultati

#### Tempi di comparsa

Le informazioni più importanti ottenute da ciascun test sono state:

- Il dreno dove per prima è stata registrata la presenza del tracciante.
- Il tempo di comparsa del tracciante dopo la sua immissione nell'invaso.

In base alla forma della curva concentrazione-tempo di ciascuna prova è stato possibile identificare i seguenti tipi di risposte:

- Tipo I: caratterizzato da una prima risposta nel dreno destro con un picco talvolta molto forte, seguito spesso da un picco secondario più tenue.
- Tipo II: caratterizzato da una risposta a lungo termine con restituzioni elevate dal dreno sinistro e risposta molto tenue da quello destro.
- Tipo I + II: risposta mista tra Tipo I e II.
- Tipo III: corrispondente a una serie di picchi molto piccoli e ripidi rilevati nello scarico sinistro con nessuna risposta in quello destro.

I risultati dei test sono stati utilizzati per creare le mappe dei tempi di comparsa in ciascun dreno ottenute tramite interpolazione numerica (Figura 85, Figura 86).

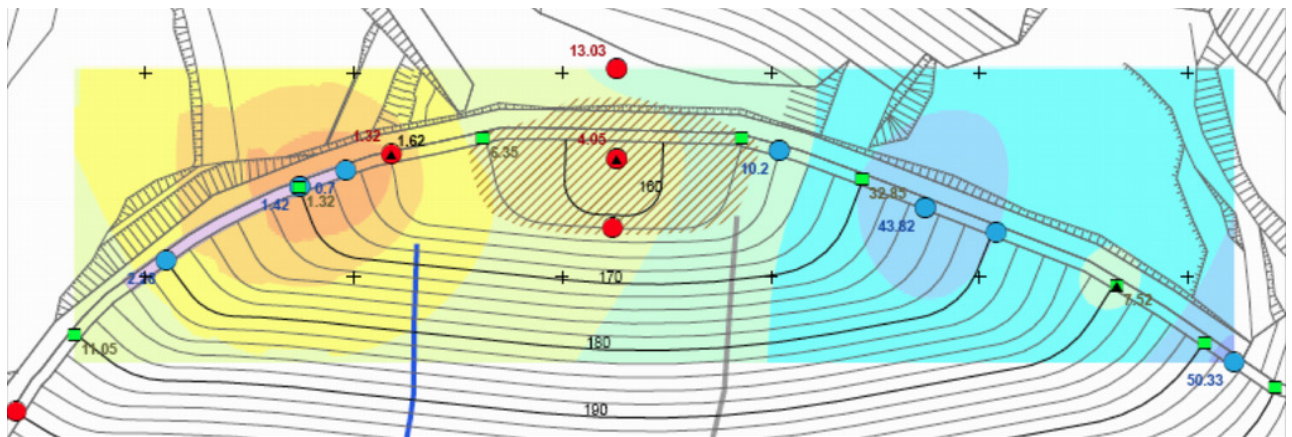


Figura 85 - Mappa dei tempi (ore) di comparsa dei traccianti nel dreno destro

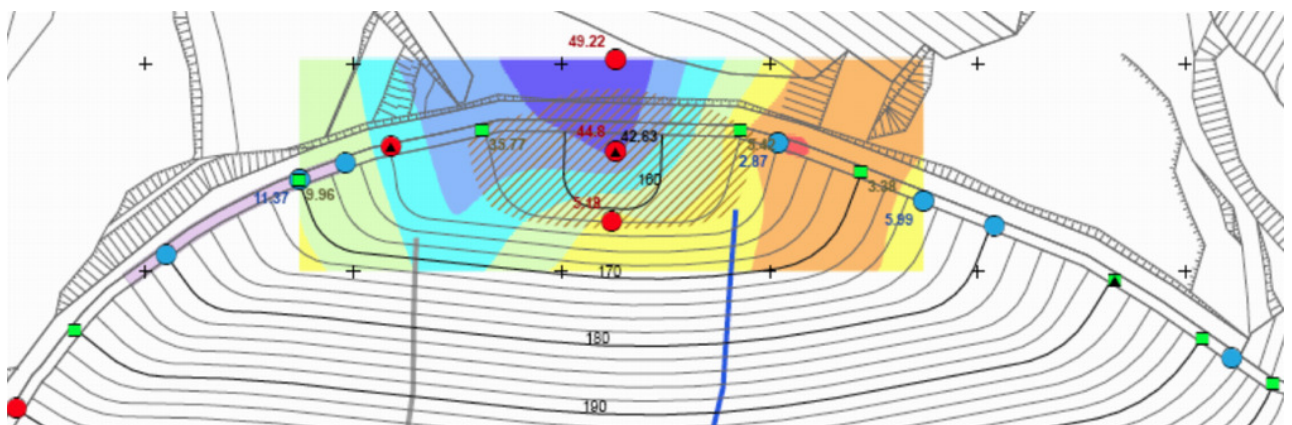


Figura 86 - Mappa dei tempi (ore) di comparsa dei traccianti nel dreno sinistro

Le mappe dei tempi di comparsa evidenziano chiaramente una zona caratterizzata da tempi molto bassi lungo il taglione di destra tra le quote 164÷170, vicino al taglione sul lato sinistro tra le quote 164÷170 m e al centro, sul manto bituminoso a quota 164 m.

### Restituzione dei traccianti

La restituzione si riferisce alla quantità di tracciante rilevato per ciascuna prova nei drenaggi di fondazione e viene rappresentata come percentuale rispetto alla quantità totale immessa. Essa è funzione della concentrazione istantanea del tracciante e del flusso del sistema di drenaggio.

Per i due dreni sono state prodotte, tramite interpolazione numerica, le mappe relative al tasso di restituzione giornaliera (Figura 87). La mappa fornisce un'indicazione analoga a quella dei tempi di primo rilevamento: sono presenti una anomalia evidente sul lato destro e due anomalie minori sul fondo della diga.

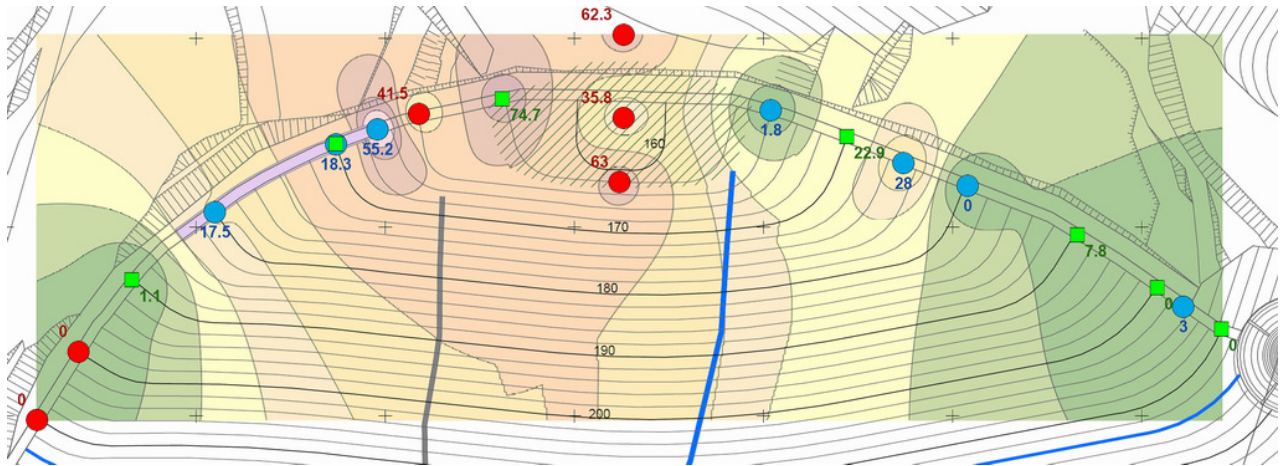


Figura 87 - Mappa di restituzione

#### 5.6.4.4 Prima Fase degli interventi di mitigazione: schermo d'iniezione di monte

Sulla base delle indicazioni derivanti dai test d'iniezione, l'intervento di mitigazione è stato indirizzato principalmente nella zona lungo il taglione di monte della diga per la quale i tempi di rilevazione erano minori e le quantità di restituzione maggiore.

Sono stati eseguiti tre tipi d'intervento:

- Ripetizione dello schermo d'iniezione sull'intero *cut-off*.
- Esecuzione di una cortina di micro-pali nelle zone di maggior restituzione.
- Apertura, pulitura e sigillatura delle fessure sul manto bituminoso.
- Installazione di 3 nuovi piezometri.
- Applicazione di un *blanketing* al piede di monte.

Per eseguire l'intervento è stato necessario:

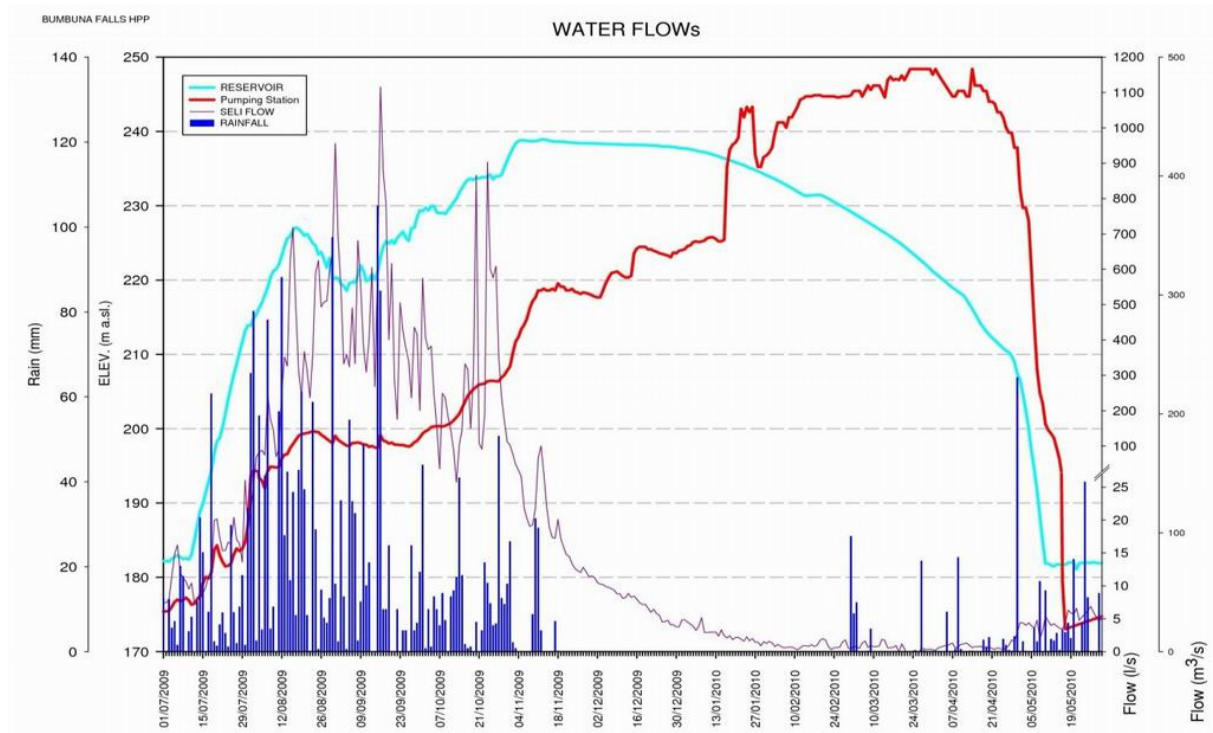
- Svuotare completamente l'invaso (attraverso lo scarico di fondo).
- Pulire il paramento di monte dai detriti.
- Svuotare il "pond" tra l'avandiga e la diga (con l'uso di pompe).
- Rialzare l'avandiga.

Tutta l'operazione non poteva essere fatta che durante la stagione secca in cui la portata del Seli è inferiore alla capacità dello scarico di fondo (da febbraio a giugno). Il rialzo dell'avandiga ha permesso di allungare i tempi a disposizione per l'intervento garantendo un maggior franco per il controllo di eventuali piene.

#### 5.6.4.5 Seconda fase di riempimento - luglio 2009/aprile 2010

La seconda fase del riempimento del serbatoio è cominciata ufficialmente nel luglio del 2009. Al raggiungimento della quota di massimo invaso della prima fase (215 m s.l.m.), le filtrazioni misurate risultavano praticamente dimezzate (da 170 l/s a 90 l/s) e fino ai primi di dicembre 2009 l'andamento delle filtrazioni è andato di pari passo con il progressivo riempimento della diga raggiungendo un valore massimo di circa 550 l/s (limite massimo dei valori d'allerta prefissati). Tra ottobre e novembre 2009 è stata eseguita la seconda campagna di test con i traccianti.

A metà dicembre, nonostante il graduale svuotamento del serbatoio, le filtrazioni sono cominciate ad aumentare a balzi improvvisi fino a raggiungere il valore massimo di 1100 l/s con associati anche alti valori di trasporto solido. Lo svuotamento completo del serbatoio è stato portato a termine all'inizio del maggio 2010 e ha permesso di eseguire la seconda fase d'intervento di mitigazione delle filtrazioni (Figura 88).



**Figura 88 - Grafico di sintesi Piogge giornaliere, Portata fiume Seli, Livello del serbatoio, Filtrazioni**

#### 5.6.4.6 Seconda campagna di test

Nella seconda campagna di indagine con traccianti fluorescenti sono stati eseguiti i seguenti test:

- 12 test con Uranine.
- 36 test con Sulphorodhamine B.
- 35 test con Tinopal CBS-X.

Va osservato che durante l'esecuzione delle prove non è stato possibile mantenere stabili due importati condizioni al contorno: il livello d'invaso e il flusso nel drenaggio di fondazione.

In funzione della variazione delle condizioni al contorno, sono state distinte tre fasi principali nell'esecuzione delle prove:

- Fase 1, dal 3 settembre al 15 ottobre 2009.
- Fase 2, dal 16 ottobre al 9 novembre 2009.
- Fase 3, dal 10 al 25 novembre 2009.

#### 5.6.4.7 Risultati

Il dato più rappresentativo ottenuto dalle prove è stato sicuramente il tempo di comparsa del tracciante in ogni dreno. L'analisi dei risultati è stata condotta separatamente per ciascuna fase. I tempi di primo arrivo registrati nelle fasi 1 e 3 sono stati, inoltre, utilizzati per creare una serie di mappe per identificare la posizione e l'estensione delle zone di filtrazione.

Durante le 3 fasi sono stati eseguiti test multipli sugli stessi punti di immissione, i quali hanno mostrato una continua riduzione dei tempi di comparsa passando dalla prima fase alla terza fase, specialmente alle quote più basse (centro diga). Tale effetto suggerisce una progressiva estensione in profondità delle zone a maggior filtrazione prodottasi a seguito del picco di torbidità della fase 2.

I risultati di tutte le prove sono stati utilizzati per creare, tramite interpolazione numerica, le mappe relative ai tempi di comparsa e alla percentuale di restituzione.



Le prove della fase 1 hanno permesso di identificare, come visibile in Figura 89, una serie di zone caratterizzate da tempi minimi di comparsa (zone a maggior infiltrazione) ubicate sul manto bituminoso alla quota 185 m sul lato destro e tra le quote 170÷180 m sul lato sinistro.

Le prove eseguite nella fase 3, i cui risultati sono cartografati nella Figure 90, hanno reso evidente la propagazione verso il basso in entrambi i lati delle zone con minimi tempi di comparsa.

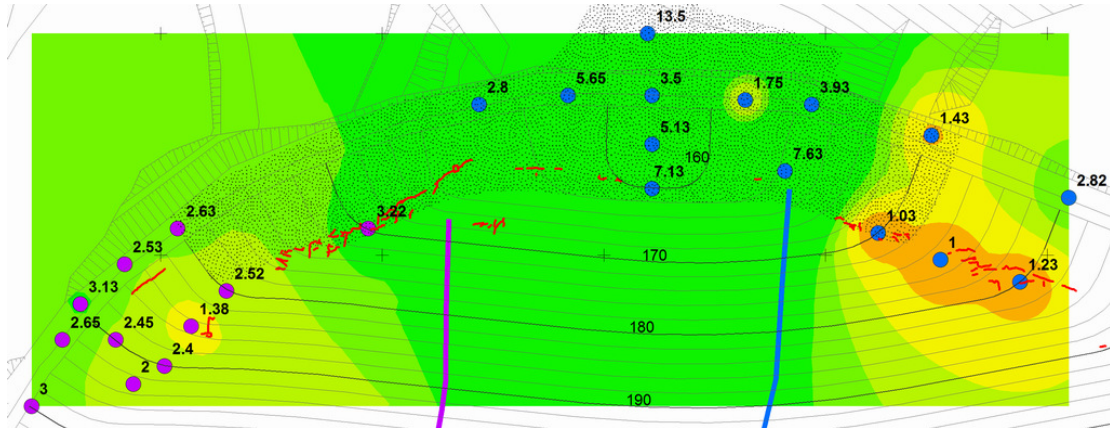


Figura 89 - Mappa del minimo tempo di arrivo nel dreno sinistro e destro durante la fase 1

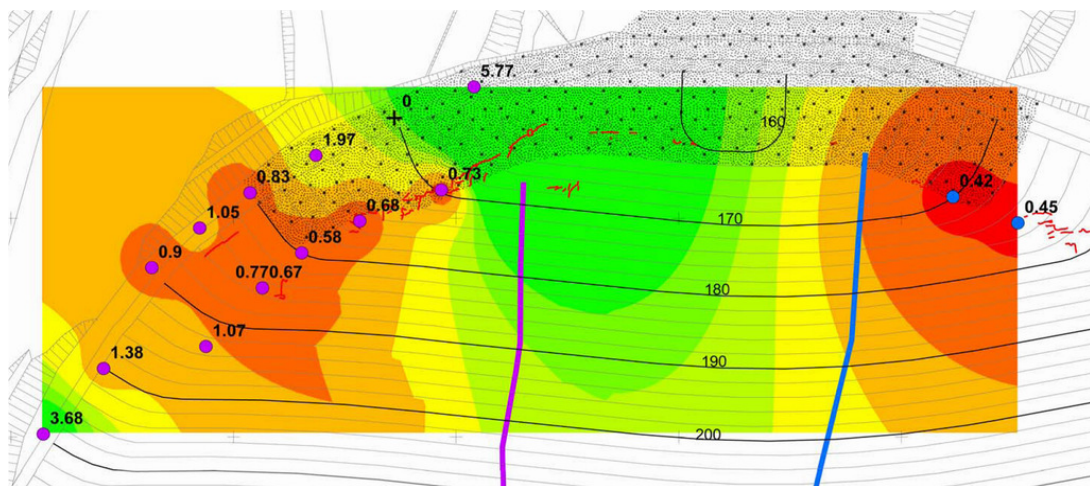


Figure 90 - Carta dei primi tempi di arrivo nel dreno destro e sinistro durante la fase 3

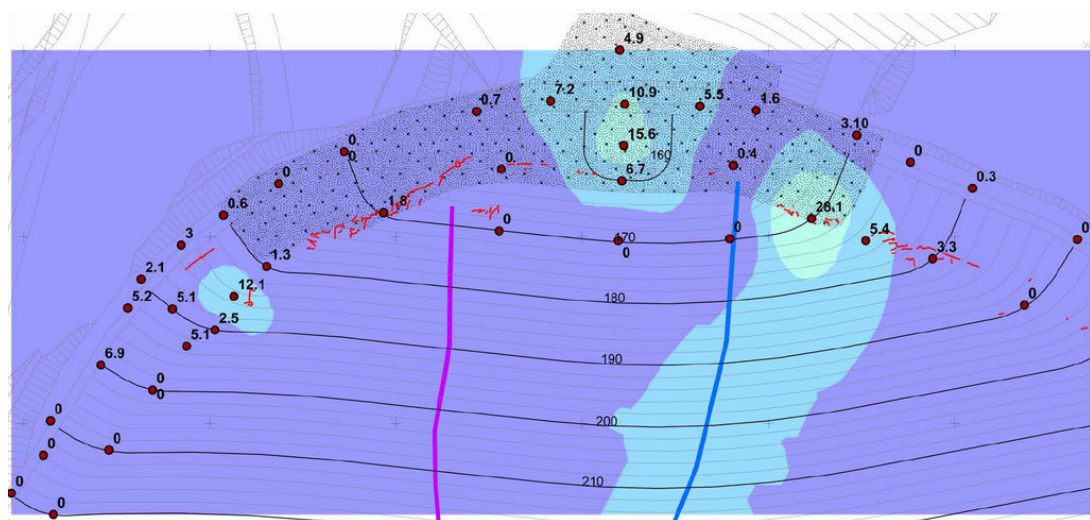


Figura 91 - Restituzione dei traccianti in fase 1

La percentuale di restituzione dei traccianti per tutte le prove eseguite durante la fase 1 è stata molto bassa con un valore massimo del 28% (Figura 91). Una restituzione significativa è stata osservata anche nei test iniettati al fondo della diga, sotto la quota di 165 m s.l.m. nonostante l'alto valore nel tempo di arrivo.

Le restituzioni dei traccianti per le prove condotte durante la fase 3 hanno mostrato una risposta molto maggiore con un valore massimo in percentuale di restituzione pari al 46.8% (Figura 92).

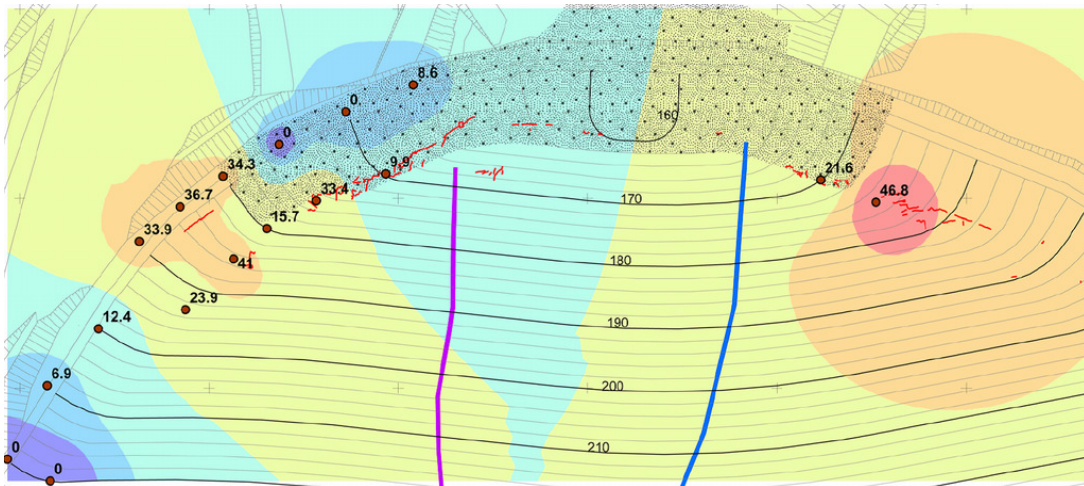


Figura 92 - Restituzione del tracciante in fase 3

La campagna di prove con traccianti ha consentito di verificare la presenza di molteplici zone d'infiltrazione localizzate principalmente lungo il manto bituminoso della diga e in minor misura lungo il taglione.

Il picco in infiltrazione registrato tra la fase 2 e la fase 3 (3÷10 novembre 2009) è stato prodotto sostanzialmente da due fattori:

- L'allargamento e l'estensione verso il basso di fessure già esistenti sul manto bituminoso lungo il lato sinistro tra le quote 170÷180 m.
- L'apertura di nuove fessure sempre sul manto bituminoso lungo il lato destro tra le quote 170÷185 m e l'apertura di nuove fratture in prossimità del taglione di destra tra le quote 180÷190 m.

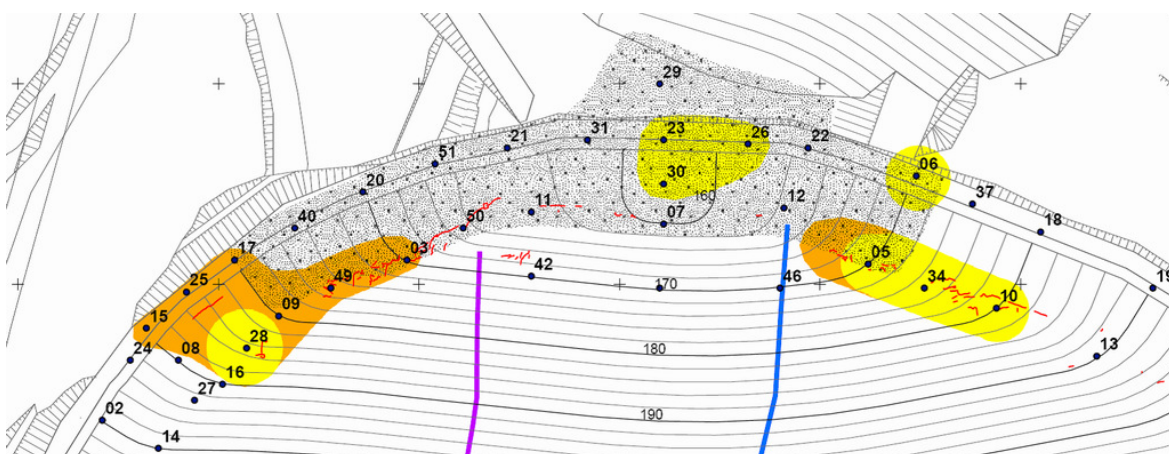


Figura 93 - Zone critiche (giallo = zone di infiltrazione aperte durante la fase 1; arancione = zone di infiltrazione aperte durante le fasi 2 e 3). I punti rappresentano i numeri delle prove coi traccianti



#### 5.6.4.8 Seconda fase interventi di mitigazione: sigillatura manto bituminoso

La seconda campagna di test ha rilevato che:

- Nelle zone in cui erano stati fatti gli interventi di mitigazione nella primavera del 2009, la risposta dei test è stata molto contenuta se non inesistente, e che quindi l'intervento sul taglione è stato efficace.
- I nuovi percorsi di filtrazioni che si originavano erano prevalentemente in aree interne al manto bituminoso (durante l'ispezione del manto si è potuto riscontrare che le riparazioni eseguite sul manto nella prima fase avevano tenuto bene).

Di conseguenza l'intervento è stato mirato principalmente alla riparazione e sigillatura del manto (Figura 94):

- Fresatura, riparazione delle fessure sul manto bituminoso.
- Seconda barriera d'impermeabilizzazione con guaina in PVC.



**Figura 94 - Vista generale del paramento di monte dopo la seconda fase d'intervento**

Le indicazioni derivate dai risultati dei test d'iniezione hanno permesso di valutare preliminarmente l'area che sarebbe stata posta a intervento e quindi di progettare, quantificare, ordinare e approvvigionare il materiale necessario (ponteggi, guaina in PVC, ecc.) prima dello svasso totale del serbatoio e quindi riducendo al minimo i tempi necessari alla vera e propria esecuzione dei lavori.

Il vantaggio è stato enorme:

- Si sono ridotti al minimo i tempi di fermo impianto a soli 2 mesi (l'impianto di Bumbuna è entrato in produzione nel novembre del 2009).
- È stato possibile completare l'intervento prima del sopraggiungere della stagione delle piogge.

#### 5.6.4.9 Terza fase di riempimento

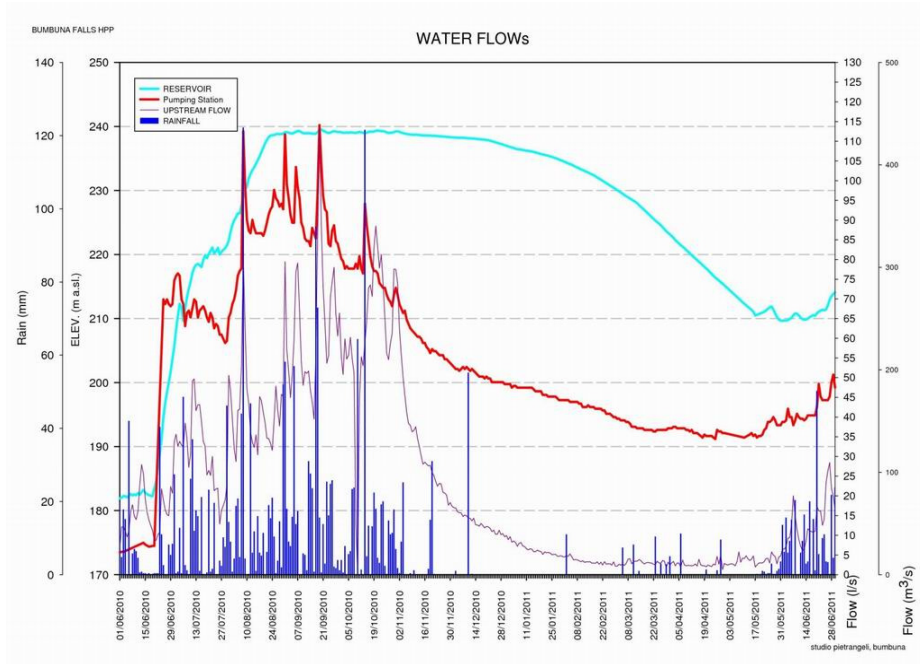
La terza fase del riempimento del serbatoio è iniziata ufficialmente a fine giugno del 2010.

Il massimo invaso è stato raggiunto rapidamente (circa 2 mesi) e la portata delle filtrazioni ha raggiunto un valore massimo di 115 l/s (circa 1/10 del massimo raggiunto nella seconda fase), filtrazioni dovute a eventi meteorici particolarmente importanti (circa 125 mm di pioggia in un giorno).

L'andamento delle filtrazioni è stato fortemente legato all'andamento delle piogge ed è risultato quasi indipendente dall'andamento del riempimento del serbatoio.

Alla fine della stagione delle piogge, le filtrazioni hanno raggiunto un valore minimo di circa 35 l/s.

Per la stagione 2011 – 2012 è confermata una relazione stretta tra l'andamento delle portate dei dreni e le precipitazioni in questa stagione delle piogge (Figura 95).



**Figura 95 - Terza fase di riempimento**

### 5.6.5 Considerazioni conclusive

Le campagne d'indagine, eseguite tramite l'iniezione di apposite soluzioni di traccianti in punti regolarmente distribuiti lungo il taglione di monte e lungo il manto bituminoso al fine di identificare preventivamente le zone di maggiore infiltrazione e danneggiamento, hanno permesso di:

- Pianificare anticipatamente l'estensione dell'intervento da eseguire.
- Approvvigionare tempestivamente il cantiere con il materiale necessario all'intervento, rendendo quindi possibile sfruttare tutta la durata del minimo regime del fiume Seli.

I test sono stati realizzati in diversi periodi a causa della necessità di eseguire gli interventi in più fasi. Gli interventi messi in opera, che prevedono più livelli di sicurezza, hanno permesso di ridurre le filtrazioni a 1/10 del massimo raggiunto durante la seconda fase d'invaso:

- $Q_{max\_f2}$     1/s    1100                    portata massima seconda fase d'invaso.
- $Q_{max\_f3}$     1/s    115                        portata massima terza fase d'invaso.



### 5.7 Diga di Schlegeis: applicazione dei modelli statistico e NARX

Un significativo esempio di applicazione dei modelli NARX è fornito dallo studio svolto per la diga di Schlegeis, Austria (Figura 96, Figura 97). Il lavoro fu sviluppato da Enel/Ismes [1] per la partecipazione al sesto ICOLD *Benchmark-Workshop* sull'analisi numerica delle dighe (Salisburgo, 2001, [2]).



Figura 96 – Diga di Schlegeis

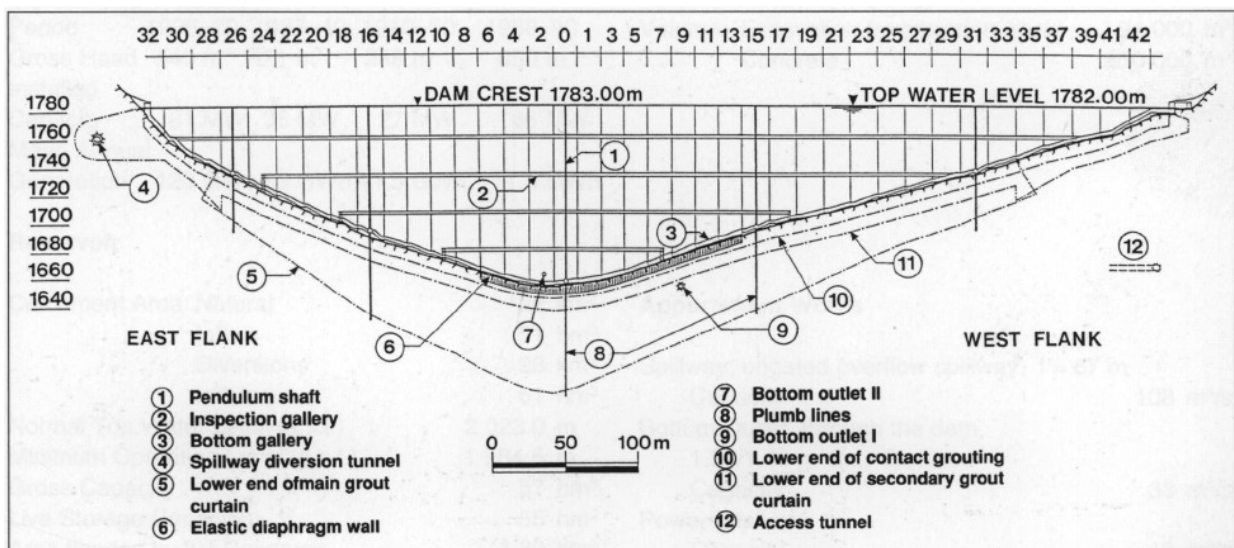


Figura 97 – Vista del paramento della diga di Schlegeis

Il tema del *benchmark* in quella occasione fu proposto dalla Verbundplan che formulò il problema “*Interpretation of measurements results – Theme C*” il cui svolgimento richiedeva la messa a punto di un modello matematico capace di simulare il comportamento statico osservato della diga di Schlegeis.

Le misure prese in considerazione erano:

- Le serie temporali relative agli anni dal 1992 al 2000 del livello di invaso, della temperatura ambiente e delle temperature in diversi punti del calcestruzzo.
- Le serie temporali relative agli anni dal 1992 al 1998 dello spostamento radiale della mensola centrale al coronamento.

Si richiedeva:

- La valutazione dei parametri che governano lo spostamento radiale del punto di misura sul coronamento.
- La previsione degli spostamenti per gli anni 1999 e 2000.

L'ENEL presentò due modelli interpretativi del comportamento della diga. Il primo adottava il classico approccio statistico impiegato usualmente nella interpretazione delle misure di spostamento delle dighe murarie. Il secondo, invece, si avvaleva delle tecniche di identificazione parametrica correntemente usate nell'ambito della identificazione dei sistemi dinamici; all'epoca tale approccio risultava alquanto innovativo nel contesto del monitoraggio statico delle dighe.

### Esame preliminare delle registrazioni

Le registrazioni fornite per la diga di Schlegeis sono:

- livello d'invaso;
- spostamento del pendolo (misura dello spostamento radiale in cresta);
- 3 temperature relative al calcestruzzo alla quota H<sub>12</sub> (1750.65 m);
- 3 temperature relative al calcestruzzo alla quota H<sub>15</sub> (1677.15 m);
- temperatura media giornaliera dell'aria.

Le posizioni degli strumenti sono mostrate in Figura 98. Le registrazioni sono giornaliere e si riferiscono al periodo 01/01/1992 - 31/12/2000. Per il valore di spostamento del pendolo sono stati forniti solo i dati fino al 31/12/1998.

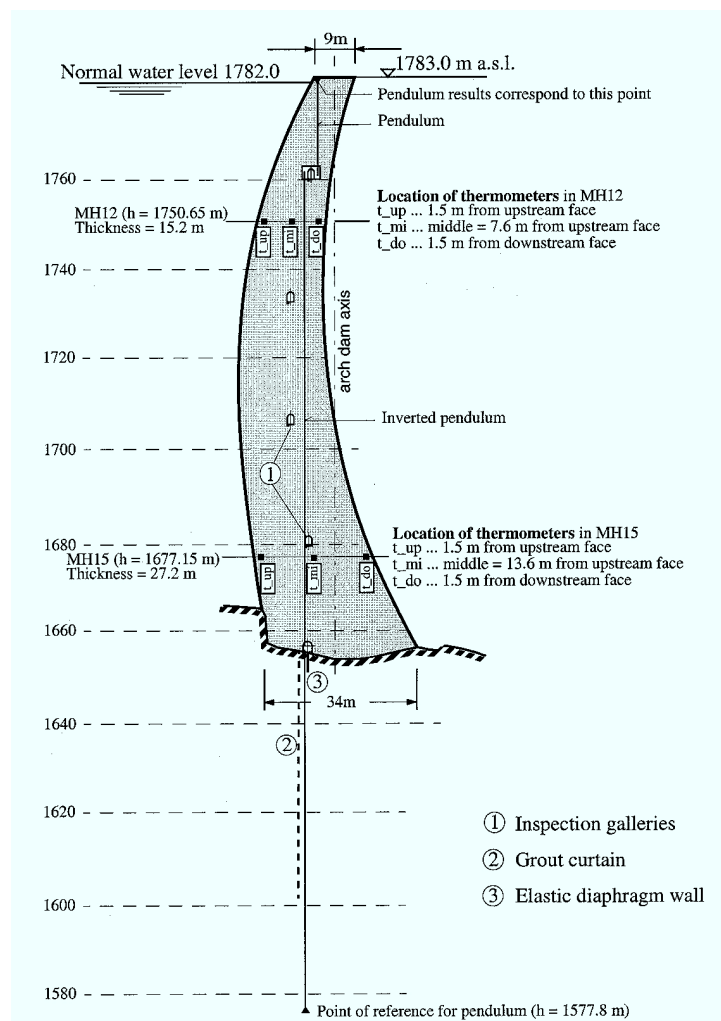


Figura 98 – Posizione degli strumenti di misura nella sezione maestra della diga di Schlegeis

### Scelta del modello

Il modello interpretativo delle misure deve poter simulare con sufficiente accuratezza il sistema reale. Il modello deve essere allo stesso tempo in grado di garantire un errore minimo in predizione e in simulazione e capace di fornire un'accuratezza soddisfacente anche impiegando dati rilevati sul medesimo sistema ma non utilizzati per la stima. Si noti che al crescere della complessità del modello (numero dei parametri) cresce la sua capacità di spiegare i dati, cioè migliora la precisione, ma, oltre un certo limite, peggiora la robustezza in quanto il modello diventa sempre più specifico dei dati utilizzati per la stima e sempre meno generalizzabile ad altri dati. Esistono diversi strumenti per la valutazione della qualità del modello stimato:

- 1) calcolo di indici oggettivi come la varianza del residuo di predizione e la varianza del residuo di simulazione;
- 2) calcolo di indici empirici, che operano un compromesso tra accuratezza e complessità del modello stimato;
- 3) analisi di correlazione sull'auto-correlazione del residuo di predizione e sulla cross-correlazione tra residuo di predizione e ingresso;
- 4) confronto degli indici oggettivi valutati sui dati utilizzati per la stima e su altri dati ricavati in condizioni omogenee (cross validazione).

Le prime tre categorie di indici forniscono risultati non conclusivi e di difficile interpretazione ai fini della scelta del modello ottimale. Al contrario, dove, per la disponibilità di dati omogenei, è possibile operare secondo il quarto metodo, si ottengono risultati che consentono di effettuare con maggiore confidenza questa scelta.

In quanto segue, la qualità dei diversi modelli identificati sarà valutata comparativamente sia in termini di indici oggettivi (varianza dell'errore di predizione e dell'errore di simulazione) sia in base a indici empirici quali il *Final Prediction Error* (FPE), l'*Akaike Information Criterion* (AIC) e il *Minimum Description Length* (MDL). Questi indici sono stati pensati per i processi stocastici stazionari, ma il presente lavoro ne mostra l'applicabilità anche in contesti più ampi. Essi sono definiti dalle relazioni seguenti:

$$FPE = \frac{N+n}{N-n} \cdot J(\hat{\vartheta}, n);$$

$$AIC = \log[J_n(\hat{\vartheta}, n)] + 2 \frac{n}{N};$$

$$MDL = \log[J_n(\hat{\vartheta}, n)] + \log(N) \cdot \frac{n}{N}$$

dove  $J(\hat{\vartheta}, n)$  è la varianza dell'errore di predizione associato al modello stimato (che dipende dai parametri),  $n$  è il numero totale di parametri e  $N$  il numero di dati impiegati nella stima dei parametri. Il miglior modello secondo ciascuno di questi indici è quello per cui un incremento nel numero di parametri non diminuisce significativamente l'indice. Di solito i tre indici forniscono risultati correlati: per alti valori di  $N$ , l'FPE e l'AIC selezionano praticamente gli stessi modelli mentre l'MDL in generale porta a selezionare modelli con minor numero di parametri rispetto agli altri due indici.

#### 5.7.1 Modello statistico

Il modello statistico si basa sulla possibilità di stabilire una correlazione fra fenomeni naturali o eventi ambientali misurabili che agiscono sulla struttura ("cause") e l'effetto che tali cause producono sulla struttura.

Questa correlazione viene espressa mediante opportune funzioni matematiche nelle quali le variabili "indipendenti" sono le grandezze causa e la variabile "dipendente" è la grandezza effetto. Nel caso in esame la variabile dipendente è lo spostamento in cresta della sezione maestra mentre le variabili indipendenti sono costituite dal livello d'invaso e dalle temperature rilevate in diversi punti. La correlazione viene analizzata attraverso una regressione lineare multipla con la quale la grandezza effetto viene ottenuta mediante una combinazione lineare delle variabili indipendenti.

Nel caso in esame, è stata utilizzata una formulazione che prevede una parte legata alla componente idrostatica, definita attraverso un polinomio di 2° o 3° grado in funzione dell'invaso e una parte legata alla componente termica definita o da una funzione sinusoidale o da coefficienti lineari sulle temperature misurate nella struttura.

Il modello che meglio è in grado di riprodurre le misure analizzate è caratterizzato da una componente idrostatica composta da un polinomio di 3° grado in funzione dell'invaso e da coefficienti lineari funzione delle temperature misurate, utilizzando 5 dei 6 termometri posti nella struttura (i 3 termometri della quota H\_12 e TUP e TDO della quota H\_15). Le misure escluse evidenziano temperature praticamente costanti. La formulazione, che in termini generali può essere così riassunta:

$$\text{Spostamento Calcolato} = \text{Costante} + C.\text{Idrostatica} + C.\text{Termica}$$

è risultata nel dettaglio così composta:

$$\text{Sp.Calc} = A_0 + A_1 \cdot I + A_2 \cdot I^2 + A_3 \cdot I^3 + A_4 \cdot \text{Ter1} + A_5 \cdot \text{Ter2} + A_6 \cdot \text{Ter3} + A_7 \cdot \text{Ter4} + A_8 \cdot \text{Ter5}$$

dove:

- I = livello d'invaso normalizzato fra le quote 1683.31 e 1781.52
- Ter1 = misure rilevate dal termometro M12-UP
- Ter2 = misure rilevate dal termometro M12-MI
- Ter3 = misure rilevate dal termometro M12-DO
- Ter4 = misure rilevate dal termometro M15-UP
- Ter5 = misure rilevate dal termometro M15-DO

Il modello così realizzato è caratterizzato dai seguenti parametri statistici:

- Indice di correlazione  $R^2 = 0.987$ .
- Deviazione Standard degli scarti 1.434.

Il modello statistico illustrato può essere considerato migliorabile sotto diversi punti di vista.

In primo luogo alcune evidenze sperimentali dimostrano che per identici valori del livello di invaso, lo spostamento in cresta dipende non soltanto dal valore assoluto della temperatura ma anche dalla derivata del suo andamento temporale. In altre parole si può affermare che esiste un "effetto dinamico" che non può essere riprodotto da un modello puramente statico come quello statistico. In secondo luogo l'individuazione della non linearità del modello è effettuata in larga misura per tentativi e quindi difficilmente può raggiungere risultati ottimali. Infine il modello richiede ben 5 misure di temperatura e questa può senz'altro ritenersi una informazione ridondante oltreché di costosa acquisizione.

### 5.7.2 Modello NARX

Nel caso in cui i modelli NARX vengano impiegati per spiegare il comportamento statico delle dighe i legami causa-effetto possono essere colti con ottima approssimazione impiegando modelli con non linearità limitate alle grandezze in ingresso (parte esogena dei modelli). Nel seguito si farà pertanto uso di modelli NARX a ingressi multipli con non linearità nelle parte esogena. Ai fini pratici è utile osservare che se le non linearità sono limitate agli input si può fare uso di semplici modelli ARX aumentando il numero di ingressi per tener conto delle componenti non lineari. Per esempio supponiamo che lo spostamento  $y(t)$  dipenda dal livello di invaso  $u(t)$  secondo la seguente equazione NARX ad input singolo:

$$y(t) = a \cdot y(t-1) + b \cdot u(t-1) + c \cdot u^2(t-1)$$

Se si pone  $r(t) = u^2(t)$ , il modello NARX equivale al seguente modello ARX a input multiplo:

$$y(t) = a \cdot y(t-1) + b \cdot u(t-1) + c \cdot r(t-1)$$

Da quest'ultima osservazione emerge la possibilità di utilizzare i collaudati algoritmi di identificazione dei sistemi lineari.

**Selezione del modello**

Il sistema da identificare si presenta come sistema a *multiplo input - singolo output* (MISO), dove gli input corrispondono alle grandezze "causa", mentre l'output è lo spostamento del pendolo.

La struttura del modello ARX/NARX è vincolata al numero di input che vengono considerati, per questo motivo è di primaria importanza capire se per identificare un modello sufficientemente accurato sono necessarie tutte le registrazioni a disposizione in input, oppure se alcune di esse sono sovrabbondanti.

La presenza di non linearità nel modello contribuisce a incrementare notevolmente il numero di strutture possibili. Nel caso in esame si è delimitato il campo di ricerca considerando termini non lineari di grado massimo pari a 3 solo per l'ingresso corrispondente al livello di invaso ed è stata esclusa la presenza di termini incrociati del tipo input-input e input-output. La scelta tra i vari modelli si è basata sull'esame degli indici numerici di prestazione (§4.2). In particolare, come indice oggettivo di valutazione della qualità del modello, si è considerata la deviazione standard dell'errore in simulazione (residuo) definita come:

$$FIT = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^N [y(k) - ys(k)]^2}{N}}$$

dove N è il numero di dati, y(k) e ys(k) sono rispettivamente risposta misurata e calcolata in simulazione.

**Identificazione dei parametri**

Dal confronto delle simulazioni realizzate con modelli di diversa struttura emerge che l'indice di FIT definito sopra non subisce diminuzioni significative se si considerano 2 soli input (l'invaso ed una temperatura) piuttosto che un numero più elevato. Ciò detto, poiché la misura più significativa nel determinare lo spostamento è il livello d'invaso, non resta che ricercare la misura di temperatura che permette di giungere alla simulazione numerica migliore. Dalle numerose simulazioni effettuate si è potuto ricavare che la registrazione più significativa è quella della temperatura misurata nel calcestruzzo a valle alla quota H\_12. Ciò evidenzia che un numero maggiore di misure è superfluo rispetto all'obiettivo di correlare lo spostamento alla temperatura e al livello di invaso.

**Modello A**

Come già indicato in precedenza, i termini non lineari nell'ingresso sono stati considerati come nuovi ingressi. Nell'identificazione si sono rimosse le medie dalle serie temporali misurate (ingressi e uscita). In particolare, considerando i termini non lineari come ingressi del tutto indipendenti dagli altri, si sono valutati due casi: (a) la media è stata rimossa solo dagli ingressi lineari (modello A1); (b) la media è stata rimossa dagli ingressi lineari e non lineari (modello A2).

Il modello A2 evidenzia un migliore comportamento in simulazione rispetto al modello A1 come si può osservare confrontando i risultati relativi a modelli con uguale struttura. Di seguito vengono riportati i modelli stimati con i relativi indici di prestazione. I parametri e le prestazioni del modello A1 sono forniti nella Tabella 21.

**Tabella 21 - Modello A1 - FIT= 4.764, FPE= 0.153, AIC= -1.8776, MDL= -1.8547**

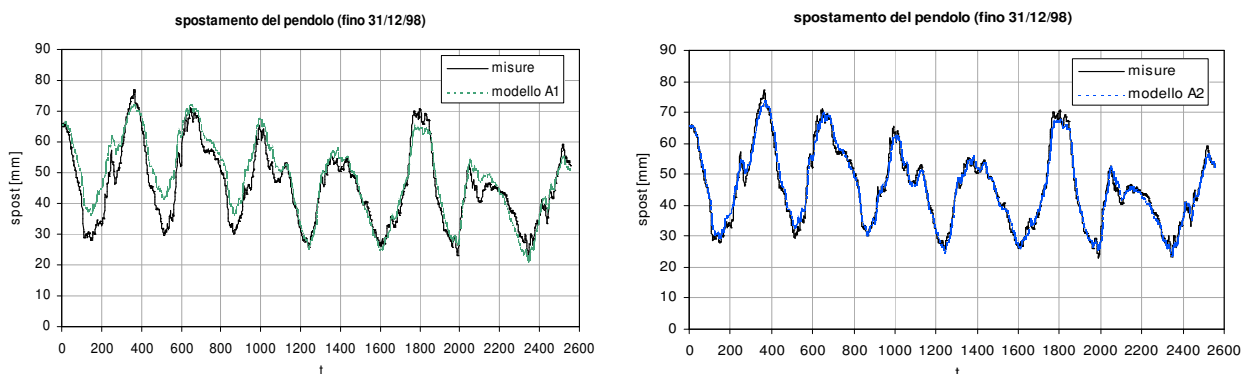
Termine	Stima
y(t-1)	1.0789E+00
y(t-2)	-8.5972E-02
u(t-1)	4.3988E-01
u(t-2)	-4.3143E-01
u(t-1)^2	4.7513E-03
u(t-2)^2	-4.7421E-03
u(t-1)^3	1.6448E-05
u(t-2)^3	-1.7428E-05
r(t-1)	-1.5819E-01
r(t-2)	1.4403E-01

dove si è indicato con  $y(t-k)$  il termine autoregressivo mentre  $u(t-k)$  è il termine associato al livello d'invaso e  $r(t-k)$  è il termine associato alla temperatura.  
I parametri e gli indici di prestazione del modello A2 sono forniti in Tabella 22.

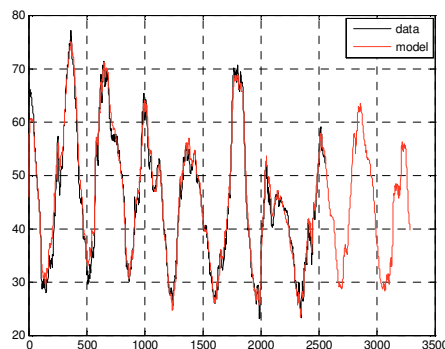
**Tabella 22 - Modello A2 - FIT = 1.493, FPE= 0.1503, AIC= -1.8953, MDL= -1.8724**

Termine	Stima
$y(t-1)$	1.060E+00
$y(t-2)$	-9.370E-02
$u(t-1)$	4.353E-01
$u(t-2)$	-4.124E-01
$u(t-1)^2$	4.825E-03
$u(t-2)^2$	-4.538E-03
$u(t-1)^3$	1.861E-05
$u(t-2)^3$	-1.702E-05
$r(t-1)$	-1.535E-01
$r(t-2)$	8.692E-02

I risultati ottenuti in simulazione nei due casi sono riportati Figura 99. In ascissa è riportato il numero delle osservazioni, che corrisponde anche al numero di giorni a partire dall'istante iniziale  $t=0$  coincidente con la data 01/01/1992. Poiché, come sottolineato in precedenza, le stime sui modelli e le successive simulazioni/validazioni sono state eseguite sui segnali depurati delle medie, per ottenere valori da confrontare con quelli misurati, è necessario sommare ai valori ottenuti in simulazione il valor medio sull'output pari a 45.86 mm. Quest'operazione dovrà essere svolta anche per la previsione relativa agli anni 1999-2000 (Figura 100).



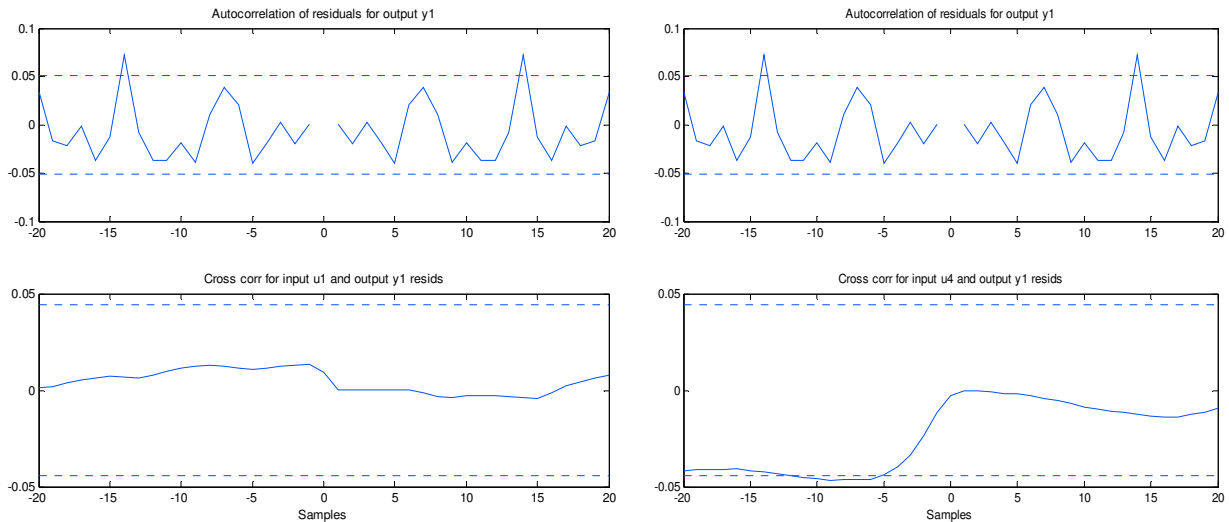
**Figura 99 - Confronto in simulazione fra i modelli A1 e A2**



**Figura 100 - Previsione dello spostamento radiale della sommità della mensola principale per gli anni 1999-2000 realizzata con il modello A2. Numero di giorni (osservazioni) in ascisse da 2557 a 3288**

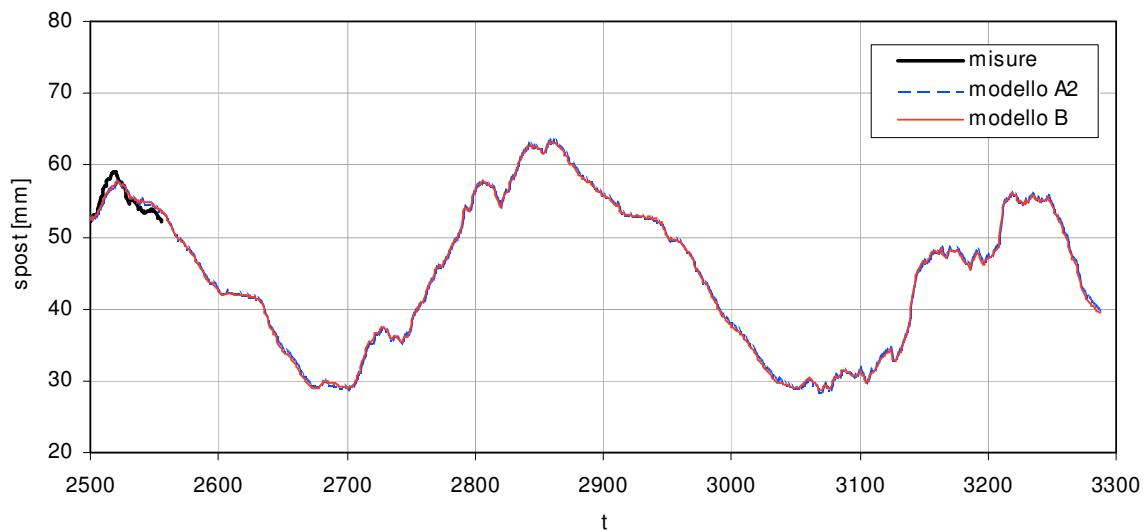
### Validazione

Per la validazione del modello si sono eseguiti i controlli classici sulle correlazioni residuo-residuo e ingresso-residuo. In Figura 101 sono riportati i risultati di tali controlli. Gli intervalli di confidenza indicati dalle linee tratteggiate sono relativi alla probabilità del 99%. La figura mostra che gli intervalli di confidenza sono superati solo in un numero limitatissimo di punti; il modello dunque produce un residuo casuale cogliendo tutta la dinamica del sistema.



**Figura 101 - Test di autocorrelazione residuo-residuo e cross-correlazione ingresso residuo (u1 è l'invaso, u4 è la temperatura). Gli intervalli di confidenza sono relativi alla probabilità 99%**

In Figura 102 si confrontano le simulazioni realizzate con il modello statistico B e con il modello A2. Si può osservare che entrambi i modelli prospettano previsioni in buon accordo tra loro.



**Figura 102 - Modelli A2 e statistico (B). Confronto tra le previsioni di spostamento fino al 31/12/2000. Le misure si fermano al giorno n. 2557. Dal giorno 2558 al 3288 proseguono le simulazioni**

La riprova finale della qualità del modello è stata fornita dai confronti effettuati da Verbundplan tra i risultati ottenuti dai partecipanti al sesto ICOLD *Benchmark-Workshop* sull'analisi numerica delle dighe



[2]. Il modello NARX ha fornito la previsione dello spostamento per gli anni 1999-2000 con i valori più bassi di media e varianza dell'errore (Figura 103).

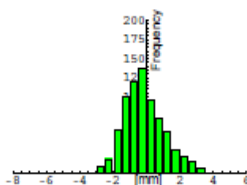
**Tabella 23 - Lista dei partecipanti al Tema C del sesto ICOLD BW [2]**

Participant	Authors and Title	Country	Method
1	S. BONELLI, H. FELIX Delayed Response Analysis of Temperature Effect	F	MLR ARMA
2	A. CARRÈRE, C. NORET-DUCHÈNE Interpretation of an Arch Dam Behaviour using Enhanced Statistical Models	F	MLR
3	M. FANELLI, G. GIUSEPPE A Simplified Deterministic Model of Arch Dam Displacements based on the Technique of "Mono- thermometric Influence Coefficients"	I	MLR + FE
4	P. PALUMBO, L. PIRODDI, S. LANCINI, F. LOZZA NARX Modeling of Radial Crest Displacements of the Schlegeis Arch Dam	I	MLR NARX
5	F. PERNER, W. KOEHLER, P. OBERNHUBER Interpretation of Schlegeis Dam Crest Displace- ments	A	FE + MRL FE + NN
6	A. POPOVICI, R. SĂRGIUTA, A. ABDULAMIT, C. ILINCA Prognosis of Schlegeis Dam Crest Displacements by Statistical and Structural Analyses	R	MLR FE
7	R. PROMPER Statistical Representation of Measurement Results in Relation to the Physical Background of the Schlegeis Arch Dam	A	MLR + TLM
8	V. SAOUMA, E. HANSEN, B. RAJAGOPALAN Statistical and 3D Nonlinear Finite Element Analy- sis of Schlegeis Dam	USA	NP
9	B. WEBER Linear Regression Models for Dam Monitoring based on Statistical Analysis	CH	MLR

**PARTICIPANT 4**

Participant 4 employed a polynomial NARX (Non-linear Auto Regressive with eXogenous input) model. In this model the history of 2 days is considered for displacements, waterlevel and temperatur. This model leads to the smallest amount of shift ( $\mu = 0.14$  mm) and standard deviation ( $\sigma = 1.20$  mm) among all results.

Solution 1  
 $\mu = -0.14$   
 $\sigma = 1.20$  (1.19)  
 $R^2 = 0.986$  (0.986)



**Figura 103 - Partecipante n.4 (vedi Tabella 23) – Distribuzione dei residui**



### **Riferimenti bibliografici**

- [1] ISMES, Prog. STR-9670; Doc. N. RAT-STR-2786/97, *Applicazione delle tecniche NARX nella predisposizione di procedure di controllo del comportamento statico delle dighe*, 1997
- [2] Franz Perner, Pius Obernhuber, *Theme C of the 6th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams – Synthesis Report*, Verbundplan, 2000

## 6 METODI DIAGNOSTICI INNOVATIVI: RISULTATI DI RICERCA DEL POLITECNICO DI MILANO

### 6.1 Premessa

Gli studi qui brevemente descritti sono iniziati nel 2002 e sono connessi con 4 programmi di ricerca di interesse nazionale (PRIN) finanziati dal Ministero dell'Università, con un programma europeo (IALAD - *Integrity Assessment of Large Concrete Dams*, 2002-05) e con contratti di ricerca tra il Dipartimento di Ingegneria Strutturale (DIS) ed Enti in ambito industriale (CESI, CVA).

Il presente contributo è organizzato come segue.

Si fornisce una panoramica degli argomenti di ricerca trattati, si descrive negli aspetti operativi il metodo diagnostico che impiega le prove con martinetti piatti per indagini su dighe esistenti e infine si descrive sinteticamente l'approccio metodologico innovativo emergente dalle ricerche svolte; quest'ultimo è suscettibile di vantaggiosa adozione in vari problemi pratici di diagnostica strutturale sull'impiantistica esistente e futura. Segue un elenco di riferimenti bibliografici prevalentemente focalizzato su articoli in riviste internazionali e limitato ai risultati di ricerca connessi a problematiche di ingegneria delle dighe. I sommari delle pubblicazioni elencate sono disponibili in Appendice 3.

### 6.2 Sintetiche informazioni orientative sugli argomenti di ricerca affrontati

(A) Sviluppo di un modello chemo-elastico a danneggiamento per la simulazione della reazione alcali-aggregati nel calcestruzzo e sua implementazione in un codice agli elementi finiti per l'analisi strutturale globale di opere di sbarramento affette da tale fenomeno. Da analisi computazionali fondate su tale modello può emergere una previsione quantitativa del deterioramento meccanico diffuso causato da eventuale "*alkali-silica reaction*" (ASR) nel calcestruzzo, [3][4].

(B) Determinazione mediante prove in situ di proprietà del calcestruzzo e di stati di sforzo locali, sia in superficie mediante martinetti piatti sia all'interno del corpo diga con prove dilatometriche in foro. Le nuove metodologie proposte si fondano sull'impiego sinergico di prove sperimentali, di simulazioni numeriche delle prove stesse e di procedimenti di analisi inversa per l'identificazione dei parametri cercati; ciò consente un più efficace utilizzo dei dati sperimentali ottenuti.

Rispetto alla prassi attuale di utilizzo dei martinetti piatti, le innovazioni specifiche proposte si possono così elencare: impiego di "*digital image correlation*" (DIC) invece dei tradizionali estensimetri; incisioni disposte secondo configurazioni geometriche particolarmente efficaci; possibilità di determinare anche proprietà anelastiche (plasticizzazione e frattura) oltre a moduli elastici e stato tensionale, [2][8][11][13].

La determinazione di tali proprietà all'interno della diga è resa possibile, senza estrazione di provini da testare in laboratorio, mediante il metodo "dilatometrico" (proposto in congressi [7] ma non ancora in articoli su rivista). L'attrezzatura per "*drilling*" e per i rilievi sperimentali progettati in questi studi non sono ancora disponibili. La loro realizzazione potrebbe essere promossa dall'applicabilità a fini geologici e propri dell'industria petrolifera, applicabilità recentemente giudicata vantaggiosa da esperti di tali aree.

(C) Diagnosi del deterioramento di dighe in calcestruzzo mediante analisi globale quasi-statica sfruttando le fluttuazioni stagionali del livello d'invaso. L'obiettivo è la valutazione, mediante analisi inversa, di moduli elastici uniformi a zone, assunti quali parametri rappresentativi del danno locale; i dati sperimentali che si utilizzano sono misure di spostamento rilevabili con monitoraggio tradizionale o innovativo (radar). Elaborazioni di procedimenti anche diversi per tecniche computazionali e per operatività pratica sono dettagliatamente esposte in [6][9][10][12].

(D) Sviluppo di un modello per la rappresentazione del comportamento meccanico di materiale tipo "*rockfill*" che addossato ad una diga in calcestruzzo va a costituire un rilevato di rinforzo interagente con la struttura preesistente. Il comportamento meccanico del *rockfill* è di ardua caratterizzazione diretta e anche in questo contesto si propone di ricorrere a metodi di identificazione parametrica con riferimento a un modello costitutivo in variabili medie, sulla base di analisi condotte alla "microscala".

(E) Membrane, generalmente composite con matrice polimerica fibrinforzate, vengono impiegate nell'ingegneria delle dighe per due scopi ben distinti: impermeabilizzazioni di grandi dighe; sbarramenti di piccole dimensioni realizzati con membrane pressurizzate. Il primo scopo risulta frequentemente perseguito in alcune aree geografiche e particolarmente in Cina, anche in nuovi impianti. La caratterizzazione meccanica di fogli ("free-foils") è stata al DIS oggetto di due attività di ricerca, promosse da contratti con l'industria cartaria e produttrice di contenitori alimentari in laminato, con risultati ovviamente applicabili e utili anche con riferimento a membrane per dighe. Le due attività possono essere descritte come segue.

- Impiego di profilometro laser, della simulazione al computer e dell'analisi inversa come vantaggioso sviluppo delle tradizionali "prove a scoppio" di membrane. La descrizione del procedimento è disponibile in [5]. La nuova strumentazione è stata progettata e realizzata ed è operativa nella "Stazione Sperimentale Carta, Cartoni e Paste per Carta"(SSCCP) a Milano.
- Impiego di strumentazione per prove di tensione biaxiali "cruciformi" e per misure di spostamento "full-field" con "digital image correlation" (DIC), per alimentare un procedimento rapido di analisi inversa mediante software di rete neurale artificiale opportunamente progettata per identificare i numerosi parametri di un modello costitutivo elastoplastico anisotropo. Il metodo è esposto in [1] con riferimento all'industria cartaria. Un'attrezzatura sperimentale coerente a tale metodo è stata acquisita dal Politecnico e sarà in funzione prossimamente.

(F) Nell'impiantistica idroelettrica un ruolo ovviamente importante va attribuito ai componenti strutturali metallici, in acciaio: condotte forzate, turbine, tubazioni varie, ecc. La caratterizzazione meccanica dei metalli e l'identificazione di tensioni residue nelle saldature si possono attualmente effettuare in base a prove non-distruttive di indentazione (un tempo dette "prove di durezza"). Procedimenti innovativi imperniati sull'analisi inversa fondata su "curve di indentazione" e/o rilievi di geometria dell'impronta con profilometri laser sono stati elaborati nel DIS e presentati in numerosi articoli focalizzati però fino ad ora su applicazioni non connesse con l'ingegneria delle dighe. Per questo motivo si è ritenuto di non includere tali articoli nell'elenco riportato in Appendice. Si cita qui solo l'articolo apparso recentemente su "Il Giornale delle Prove non Distruttive - Monitoraggio - Diagnostica" (G. Bolzon, G. Maier, B. Molinas, P. Zonta, "Indentazione come prova non distruttiva associata ad analisi inversa per la caratterizzazione meccanica dei materiali", 2012) perché descrive procedimento e attrezzatura sperimentale del brevetto IMPRINT risultante da collaborazioni di ricerca tra DIS e azienda Venezia Technologie (Porto Marghera, Venezia). Vantaggi pratici rispetto a estrazione di provini e prove "small punch" consistono in "non-distruttività", rapidità ed esecuzione "in situ", spesso anche senza interruzione di servizio.

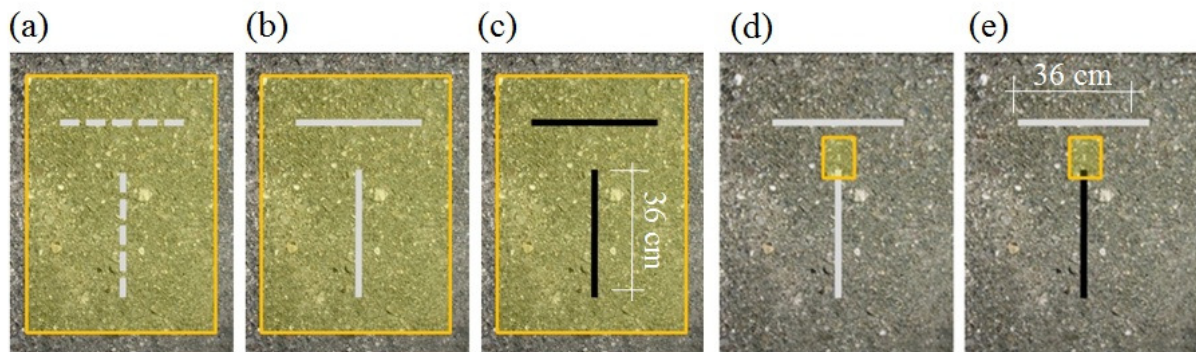
### 6.3 Prove con martinetti piatti abbinata ad analisi inverse

Al fine di agevolare la comprensione della metodologia diagnostica proposta, si fornisce qui una descrizione sintetica della procedura menzionata al §6.2 punto (B), basata su prove con martinetti piatti: sfruttando i risultati sperimentali di tali prove e avvalendosi di simulazioni numeriche e di tecniche di analisi inversa, essa consente di stimare i parametri elastici e anelastici del calcestruzzo di una diga e lo stato di sforzo locale.

Gli stadi operativi previsti dalla procedura sono i seguenti (illustrati nella Figura 104).

- (a) Sulla superficie della diga (ad esempio sul paramento di valle) si tracciano due segmenti ad indicare la posizione in cui praticare i tagli per l'inserimento di due martinetti, in una configurazione "a T"; e si scatta una foto.
- (b) Si effettuano i due tagli, che provocano un rilascio tensionale e un conseguente sviluppo di deformazioni (in campo elastico), e si scatta una seconda foto; il confronto delle due fotografie consente, grazie a tecniche di correlazione delle immagini digitali (DIC), di ottenere una descrizione accurata degli spostamenti che i punti della superficie subiscono a causa dei tagli.
- (c) Si inseriscono i martinetti nei tagli e si pressurizzano (rimanendo in campo elastico); si scatta una ulteriore foto e si determinano, sempre tramite DIC, gli spostamenti di superficie dovuti a tale pressurizzazione.
- (d) Si depressurizzano i martinetti (rimuovendo quello disposto in orizzontale) e si scatta una foto di riferimento della piccola zona evidenziata in Figura 104 (d), posta in corrispondenza dell'estremità superiore dell'intaglio verticale.

- (e) Si applica una pressione crescente al martinetto disposto in verticale, fino a innescare lo sviluppo di fenomeni anelastici in prossimità del bordo dell'intaglio in cui esso è collocato. Si scatta una sequenza di foto della piccola zona già fotografata nello stadio precedente: ciò consente di cogliere l'evoluzione non-lineare del campo di spostamenti in tale zona.



**Figura 104 - Prova con martinetti piatti: sequenza degli stadi operativi previsti nella procedura proposta per identificare i parametri costitutivi, elastici e anelastici, del calcestruzzo e lo stato di sforzo locale.**

Come illustrato nel §6.4, i parametri da stimare vengono identificati confrontando gli spostamenti sperimentali dedotti tramite la tecnica DIC con i corrispondenti valori di spostamento forniti da simulazioni numeriche. Tali simulazioni sono svolte su un modello agli elementi finiti della porzione di diga in cui si risentono gli effetti delle prove sopra descritte; la legge costitutiva adottata per il calcestruzzo è quella elastoplastica di Drucker-Prager.

La sequenza in cui si identificano i parametri è la seguente:

- (I) si stimano i moduli elastici in base ai dati di spostamento che riguardano la transizione tra gli stadi operativi (b) e (c);
- (II) le tensioni esistenti prima dei tagli vengono stimate in base ai moduli elastici identificati in fase (I) e ai dati di spostamento relativi alla transizione tra gli stadi (a) e (b);
- (III) si stimano i parametri anelastici in base ai dati di spostamento relativi alla transizione tra gli stadi (d) ed (e).

#### **6.4 Descrizione sintetica della metodologia diagnostica comune alle varie applicazioni innovative studiate nel presente contesto**

La metodologia proposta può essere descritta per punti concettuali-operativi secondo quanto segue.

- a) E' opportuno che il test sperimentale e la strumentazione utilizzata per raccogliere i relativi dati sperimentali, destinati ad alimentare l'analisi inversa, vengano scelti in base a studi preliminari basati sulla simulazione a computer del test e su appropriate analisi di sensitività (evidenti connessioni con il successivo punto (e)).
- b) Le simulazioni della prova sperimentale ("analisi dirette") sono condotte con modelli ad elementi finiti (EF) che incorporano i parametri da stimare. Nel contesto dell'ingegneria delle dighe le analisi da svolgere devono spesso tener conto di non-linearità di materiale (modelli elastoplastici spesso integrati da modelli di frattura e/o da modelli che presentano dipendenza dal tempo); in contesti diversi può rendersi necessario considerare anche le non-linearità geometriche.
- c) I parametri  $\mathbf{p}$  da identificare sono l'insieme (o eventualmente un sotto-insieme) di quelli che definiscono il modello costitutivo prescelto e utilizzato nelle simulazioni del punto (b) ma possono includere anche sforzi iniziali presenti nella struttura e nel componente prima di effettuare la prova sperimentale.
- d) Viene individuato un "dominio di ricerca"  $\Omega_p$ , nello spazio dei parametri  $\mathbf{p}$  da identificare, in base alle conoscenze di "esperti" del settore applicativo specifico di riferimento. Spesso  $\Omega_p$  è individuato fissando plausibili intervalli di variazione per ciascun parametro. Eventuali correlazioni tra i parametri cercati possono essere vantaggiosamente sfruttate per una più realistica definizione del "dominio di ricerca".

- e) Si eseguono analisi di sensitività (“*sensitivity analyses*”) che consentono di quantificare l’influenza che ciascuno dei parametri da stimare esercita sulle “quantità misurabili”. Con questo termine ci si riferisce alle stesse quantità oggetto di reale misura nella prova sperimentale valutate però attraverso le analisi dirette agli EF che simulano la prova sperimentale stessa. Le sensitività rappresentano le derivate delle quantità misurabili, ottenute dalle simulazioni, rispetto ai parametri da stimare; esse sono solitamente approssimate mediante differenze finite. Le sensitività sono ovviamente essenziali per condurre la minimizzazione indicata al successivo punto (i) ma hanno un ruolo anche con riferimento al punto (a) in quanto possono dare indicazioni su come effettuare i test sperimentali e su quali siano le quantità che conviene introdurre nella “funzione discrepanza” (punto (i)) e che risulta quindi necessario misurare sperimentalmente.
- f) Si definisce un set di N nodi nel “dominio di ricerca”, ad esempio mediante una griglia subordinata alla suddivisione in parti uguali di ciascun intervallo di plausibile variazione di ogni parametro (con l’inconveniente però che, fissato il numero n di suddivisioni da operare su ogni intervallo, il numero N dei nodi sulla griglia aumenta esponenzialmente con la dimensione del “dominio di ricerca”). Per contenere il numero N dei nodi si può ricorrere alla procedura denominata “*Latin hypercube sampling*” (utilizzata in [1]).
- g) Vengono svolte N simulazioni numeriche del test sperimentale: attribuendo di volta in volta ai parametri i valori raccolti nei vettori  $\mathbf{p}_i$  ( $i=1,\dots,N$ ) associati a ciascun nodo della griglia, si eseguono N analisi che forniscono le “risposte”  $\mathbf{u}_i$  (“*snapshots*”) in termini delle M quantità misurabili prescelte.
- h) I vettori “*snapshots*”  $\mathbf{u}_i$  così calcolati risultano essere “correlati”, cioè quasi paralleli nello spazio M-dimensionale delle quantità misurabili. Questa circostanza, ben attesa per ovvie ragioni fisiche, visto che tali vettori rappresentano la risposta del sistema al solo variare dei parametri  $\mathbf{p}$  entro  $\Omega_p$ , suggerisce l’utilizzo del procedimento di decomposizione ortogonale propria (POD, dall’inglese “*proper orthogonal decomposition*”). Esso prevede: la generazione, nello spazio degli “*snapshots*”, di un nuovo sistema di riferimento con assi che massimizzano le norme delle proiezioni degli “*snapshots*” su di essi; la successiva eliminazione di quegli assi (della nuova base) per i quali le norme suddette risultino inferiori a un certo valore di soglia. Per individuare questa nuova base occorre calcolare una volta per tutte gli autovalori della matrice  $\mathbf{D} = \mathbf{U}^T \mathbf{U}$ , essendo  $\mathbf{U}$  la matrice N x M che raccoglie tutti gli “*snapshots*”  $\mathbf{u}_i$  precedentemente ottenuti.
- i) L’analisi inversa è centrata sulla minimizzazione, rispetto ai parametri raccolti nel vettore  $\mathbf{p}$ , di una “funzione discrepanza”  $\omega(\mathbf{p})$ :

$$\omega(\mathbf{p}) = [\mathbf{u}_e - \mathbf{u}(\mathbf{p})] \mathbf{C}^{-1} [\mathbf{u}_e - \mathbf{u}(\mathbf{p})] \quad (6.1)$$

dove  $\mathbf{u}_e$  è il vettore che raccoglie i dati sperimentali,  $\mathbf{u}(\mathbf{p})$  sono le corrispondenti quantità misurabili e  $\mathbf{C}$  rappresenta la matrice di covarianza delle misure (il cui ruolo è quello di dare maggior peso alle misure caratterizzate da maggiore accuratezza).

- j) Le procedure per la soluzione numerica del problema (6.1) devono essere scelte tenendo conto del possibile mal condizionamento, della non-convessità della funzione  $\omega(\mathbf{p})$  da minimizzare e dei rimedi adottabili (regolarizzazione di Tikhonov, inizializzazioni multiple, ecc.). Nelle ricerche qui descritte, i metodi impiegati per la suddetta minimizzazione sono stati i seguenti: algoritmo di tipo “*trust region*”, reti neurali artificiali (ANN, *artificial neural networks*) e algoritmi genetici (GA, *genetic algorithms*). In tutti gli studi condotti fino ad ora, l’impiego della tecnica POD si è sempre dimostrato notevolmente vantaggioso, pur tenendo conto dell’onere computazionale preliminarmente richiesto per individuare la nuova base.
- k) Si sottolinea infine l’utilità di svolgere esercizi numerici per valutare la potenziale efficacia che procedure diverse di analisi inversa possono manifestare nello specifico contesto applicativo di interesse: un set di valori, indicato con  $\bar{\mathbf{p}}$ , viene attribuito ai parametri da stimare;  $\bar{\mathbf{p}}$  viene usato come input di un’analisi diretta ad EF che produce quantità misurabili  $\bar{\mathbf{u}}$ , dette “pseudo-sperimentali”; queste ultime sono utilizzate in input per svolgere una analisi inversa ed i risultati che si ottengono sono confrontati con il vettore  $\bar{\mathbf{p}}$  originario.

E' naturale attendersi dei vantaggi pratici significativi se le procedure di diagnosi strutturale e di caratterizzazione dei materiali vengono implementate sfruttando la metodologia illustrata. In particolare la metodologia proposta rende possibile effettuare identificazioni parametriche in modo rapido ed economico, consentendo anche applicazioni "in situ".

Vari algoritmi impiegati nei metodi diagnostici innovativi emersi dalle ricerche svolte nel DIS risultano in buona parte sintetizzati in modo chiaro nel capitolo §4 del presente rapporto. Il metodo POD di cui si è qui accennato risulta costituire un'innovazione di notevole utilità pratica nella metodologia dell'analisi inversa; una sua sintetica descrizione (con particolare riferimento al contesto applicativo della diagnostica di componenti strutturali metallici) è disponibile nel seguente articolo: V. Buljak, G. Maier, "Proper orthogonal decomposition and radial basis functions in material characterization based on instrumented indentation", *Engineering Structures*, 33, pp.492-501, 2011.

### Riferimenti bibliografici

Elenco delle pubblicazioni su riviste scientifiche in cui sono esposti risultati di ricerche svolte nel Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano su problemi connessi con la diagnostica di dighe in calcestruzzo, dei quali si riporta il sommario nell'Appendice 3.

- [1] T. Garbowski, G. Maier, G. Novati. "On calibration of orthotropic elastic-plastic constitutive models for paper foils by biaxial tests and inverse analyses". *Structural Multidisciplinary Optimization*, 2012, in print.
- [2] T. Garbowski, G. Maier, G. Novati. "Diagnosis of concrete dams by flat-jack tests and inverse analyses based on proper orthogonal decomposition". *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 6, pp.181-202, 2011.
- [3] C. Comi, U. Perego. "Anisotropic damage model for concrete affected by alkali-aggregate reaction". *International Journal of Damage Mechanics*, 20, pp.598-617, 2011.
- [4] C. Comi, R. Fedele, U. Perego. "A chemo-thermo-damage model for the analysis of concrete dams affected by alkali-silica reaction". *Mechanics of Materials*, 41, pp.210-230, 2009.
- [5] M. Ageno, G. Bolzon, G. Maier. "Mechanical characterization of free-standing elasto-plastic foils by means of membranometric measurements and inverse analysis". *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 38, pp. 229-243, 2009.
- [6] R. Ardito, G. Massalongo, G. Maier. "Diagnostic analysis of concrete dams based on seasonal hydrostatic loading". *Engineering Structures*, 30, pp. 3176-3185, 2008.
- [7] A. Zirpoli, G. Maier, G. Novati, T. Garbowski. "Dilatometric tests combined with computer simulations and parameter identification for in-depth diagnostic analysis of concrete dams". in *Proc. 1st Int. Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCEE'08)*, F. Biondini and D.M. Frangopol Editors., CRC Press, pp.259-264, 2008.
- [8] R. Fedele, G. Maier. "Flat-jack tests and inverse analysis for the identification of stress states and elastic properties in concrete dams". *Meccanica*, 42, pp. 387-402, 2007.
- [9] R. Ardito, G. Cocchetti. "Statistical approach to damage diagnosis of concrete dams by radar monitoring: formulation and a pseudo-experimental test". *Engineering Structures*, 28, pp. 2036-2045, 2006.
- [10] R. Fedele, G. Maier, B. Miller. "Health assessment of concrete dams by overall inverse analyses and neural networks". *International Journal of Fracture*, 137, pp. 151-172, 2006.
- [11] R. Fedele, G. Maier, B. Miller. "Identification of elastic stiffness and local stresses in concrete dams by in situ tests and neural networks". *Structure and Infrastructure Engineering*, 1, pp. 165-180, 2005.
- [12] R. Ardito, P. Bartalotta, L. Ceriani, G. Maier. "Diagnostic inverse analysis of concrete dams with statical excitation". *Journal of Mechanical Behavior of Materials*, 15, pp. 381-389, 2004.
- [13] G. Bolzon, R. Fedele, G. Maier. "Parameter identification of a cohesive crack model by Kalman filter". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 191, pp. 2847-2871, 2002.

## 7 CONCLUSIONI

L'acqua è una risorsa indispensabile per la vita dell'uomo e il suo uso deve essere primariamente indirizzato a soddisfare le necessità umane (approvvigionamento idrico a fini potabili e irrigui). Una società attenta all'uso razionale di questa risorsa strategica deve però essere in grado di contemperare tali necessità con gli obiettivi di sviluppo industriale, energetico e di protezione dell'ambiente che il Paese si è dato in un'ottica di politica comune europea.

Dopo aver costituito l'asse portante del processo di industrializzazione del Paese tra le due Guerre Mondiali del secolo scorso e aver contribuito alla ripresa economica nell'immediato dopoguerra, a partire dagli anni '60 la realizzazione di nuove dighe - e di quelle indirizzate alla generazione idroelettrica in particolare - ha vissuto una fase molto sfavorevole sia a livello politico sia nella pubblica opinione.

A questo processo negativo hanno contribuito numerosi fattori:

- Vincoli di tipo finanziario (per la perdurante fase critica della finanza pubblica e di scarsa propensione di quella privata agli investimenti a lungo termine).
- Intensa antropizzazione del territorio italiano.
- Riduzione di siti favorevoli dal punto di vista geo-morfologico.
- Vincoli di tipo amministrativo e legislativo (ad es. vincoli Regionali sul Deflusso Minimo Vitale).
- Competizione tra gli usi "concorrenti" della risorsa idrica.
- Diffusa ostilità da parte di gruppi di pressione.

I gestori degli impianti idrici e idroelettrici si ritrovano, quindi, ad affrontare complessi problemi di gestione della sicurezza di infrastrutture che hanno raggiunto (e in qualche caso superato) quello che in fase progettuale era ritenuto fosse il ciclo di vita dell'opera (generalmente ipotizzato nell'ordine di 50-70 anni). L'età media delle dighe italiane, infatti, è attualmente di circa 66 anni: siamo di fronte, quindi, ad un parco infrastrutturale che necessita di interventi di manutenzione (ordinaria e, talvolta, straordinaria) costanti e di livelli di sorveglianza continui.

Con riferimento a quest'ultimo aspetto, occorre osservare come le dighe siano il prodotto dell'applicazione di successive generazioni di criteri progettuali e costruttivi. Inoltre, un ulteriore aspetto da tenere in conto quando si considerano le problematiche di sicurezza degli sbarramenti, riguarda il fatto che i livelli di sicurezza delle opere sono inevitabilmente disomogenei se si tiene conto in particolare dell'evoluzione dei metodi di calcolo, delle tecniche di indagine, delle tecnologie di realizzazione verificatesi nell'arco di quasi un secolo.

Occorre, infine, rilevare che i cambiamenti organizzativi che nell'ultimo decennio hanno interessato soprattutto i grandi gruppi che gestiscono impianti idroelettrici - tradizionalmente punti di riferimento dell'evoluzione tecnica di settore - hanno portato alla fuoriuscita di competenze e a una frammentazione delle conoscenze in vari ambiti, ed in particolare in quello della diagnostica, che è necessario salvaguardare e integrare opportunamente con le conoscenze più recenti.

Con la stesura del presente rapporto, il Gruppo di Lavoro "Diagnostica delle Dighe" ha inteso fornire un contributo alla comunità tecnica di settore che possa risultare di utilità per coloro che operano per garantire la sicurezza e il controllo delle dighe e a beneficio delle nuove generazioni chiamate a prendere il "testimone" della gestione delle grandi infrastrutture idrauliche.



## APPENDICE 1 – GEOFISICA E GEOMECCANICA

### Sismica a rifrazione

Il metodo della sismica a rifrazione, per la sua versatilità, è uno dei metodi più comunemente utilizzati per le indagini geofisiche in ingegneria, la ricerca mineraria, l'esplorazione delle acque sotterranee e le indagini ambientali. E' basato sui contrasti favorevoli di densità che esistono in generale fra i vari materiali geologici, ed è utilizzato per fornire informazioni dettagliate sulla distribuzione e gli spessori degli strati del sottosuolo aventi velocità sismiche caratteristiche. Il metodo di rifrazione utilizza le onde sismiche, generate da sorgenti meccaniche o esplosive, per determinare la velocità di propagazione delle onde di compressione nel terreno. Le onde sismiche vengono rifratte in corrispondenza di cambiamenti di caratteristiche del terreno e variano la loro direzione e velocità. Quando l'onda sismica rifratta incide su un'interfaccia con un angolo di incidenza critico, l'energia viaggia lungo l'interfaccia che ne rinvia verso la superficie una parte. Geofoni, posti a intervalli prescelti lungo la superficie del terreno, consentono di rilevare il movimento del terreno ed inviano un segnale elettrico, tramite un cavo, al sismografo. Il sismografo digitalizza, amplifica, filtra e registra i segnali in entrata. L'analisi dei tempi di arrivo dell'onda rifratta fornisce informazioni per il calcolo delle velocità sismiche ed una restituzione grafica della stratigrafia.

### Sismica a riflessione

Il metodo della sismica a riflessione consente una mappatura della stratigrafia del sottosuolo basata sui contrasti di densità e velocità dei materiali del terreno. Le onde sismiche, generate in superficie, viaggiano attraverso il terreno e sono riflesse dalle interfacce quando si incontra una variazione della densità e della velocità. Le onde riflesse vengono rilevati da geofoni e registrate da un sismografo. I sismogrammi sono ottenuti impiegando un dispositivo di misura che fornisce un alto grado di ridondanza di campionamento dell'energia ricevuta da un dato riflettore in profondità; la ridondanza è utilizzata nella procedura di elaborazione dei dati per sviluppare un'immagine del sottosuolo ad alta fedeltà. La fase di elaborazione dei dati tende a migliorare la qualità delle riflessioni provenienti dagli orizzonti d'interesse e ad attenuare l'energia indesiderata e i disturbi provenienti da altre fonti. Il prodotto finale è rappresentato da sezioni trasversali corrette rappresentative degli orizzonti riflettenti da sottoporre alla successiva fase di interpretazione geologico-stratigrafica.

### Onde di superficie

Quando si genera una sollecitazione sul terreno, una grande varietà di onde sismiche si propaga lungo la sua superficie; tali onde sono chiamate "onde di superficie" in quanto la loro ampiezza decresce esponenzialmente con l'aumentare della profondità. La principale di esse, l'onda di Rayleigh, è importante negli studi di ingegneria per la sua semplicità e per la stretta relazione tra la sua velocità e la velocità delle onde di taglio nei terreni. La maggior parte dei terreni è caratterizzata da rapporti di Poisson nel range  $0,25 \div 0,48$ ; approssimando la velocità delle onde di Rayleigh alla velocità delle onde di taglio si commette un errore inferiore al 10%. Spesso in passato studi a scopi ingegneristici sono stati eseguiti impiegando direttamente la velocità delle onde di Rayleigh. Un metodo consiste nell'eccitazione del terreno mediante un treno d'onda monocromatica e osservando direttamente il tempo di percorso di questo treno d'onda tra due punti. Poiché la frequenza è nota, la lunghezza d'onda è determinata dividendo la velocità per la frequenza. L'ipotesi che la profondità di investigazione sia pari alla metà della lunghezza d'onda può essere usata per generare un profilo di velocità in funzione della profondità. Questo ultimo presupposto è in qualche modo supportato dalla teoria delle onde di superficie, ma sono disponibili metodi più moderni e completi per l'inversione dei dati delle misure delle onde di Rayleigh. Sia l'analisi spettrale delle onde di superficie (SASW) che l'analisi multicanale delle onde superficiali (MASW) sono tecniche attive di misura delle onde di superficie che impiegano onde di superficie generate da fonti dinamiche come martelli, gravi fatti cadere da una certa altezza, agitatori elettromeccanici, *vibroiseis* e *bulldozer*. Un'altra tecnica di misura delle onde di superficie è il metodo passivo dei microtremiti (REMI), che utilizza i rumori ambientali quali il traffico, l'attività industriale, il moto ondoso, il vento o le onde marine, ecc.

### Georadar (GPR)

Il *Ground Penetrating Radar* (GPR) è una tecnica di rilievo utilizzata per la mappatura ad alta risoluzione delle caratteristiche del sottosuolo. È comunemente applicato per mappare la stratificazione,

la profondità del substrato roccioso, zone di roccia fratturata e cavità, materiali di rifiuto sepolti, sottoservizi sepolti (sia metallici che non). La tecnica si basa sul principio di trasmissione e di riflessione di impulsi elettromagnetici di breve durata inviati nel mezzo da indagare mediante un trasduttore che si muove lungo la superficie del terreno. L'energia si irradia verso il basso attraverso il sottosuolo e viene riflessa dalle discontinuità elettriche presenti verso l'antenna di ricezione. Le variazioni nei segnali di ritorno, registrati in continuo, vengono inviati ad un'unità di controllo per l'elaborazione e la visualizzazione. La registrazione prodotta dal GPR è una immagine continua della sezione trasversale (o profilo) delle condizioni del sottosuolo entro la profondità di penetrazione. Il tempo che l'impulso elettromagnetico impiega per viaggiare dall'antenna trasmittente fino all'oggetto sepolto (o interfaccia) e di nuovo verso l'antenna ricevente è proporzionale alla profondità dell'oggetto sepolto. Questo tempo dipende dalle proprietà dielettriche dei mezzi attraverso cui viaggia l'impulso. Le proprietà dielettriche (permeabilità e conducibilità elettrica) sono funzione della composizione e del contenuto di umidità dei materiali indagati.

**Tabella 24 - Costante dielettrica e velocità delle onde elettromagnetiche per diversi materiali**

Materiale	$\epsilon_r$	v [m/ns]
Aria	1	0.3
Acqua	81	0.033
Acqua del mare	70	0.033
Sabbia	4,6	0.15-0.12
Sabbia umida	25	0.0055
Fango	10	0.095
Argilla	8-12	0.106-0.087
Terreni costieri sabbiosi	10	0.095
Ghiaccio	4	0.15
Ghiaccio marino	4-12	0.15-0.087
Granito	5	0.134
Calcare	7-9	0.113-0.1
Dolomite	6-8	0.122-0.06
Quarzo	4	0.15
Carbone	4-5	0.15-0.134
Cemento	5-10	0.134-0.095
Asfalto	3-5	0.173-0.134

La profondità di penetrazione è fortemente dipendente dalle condizioni di sito ed è limitata dall'attenuazione degli impulsi di ritorno. Il sistema GPR è più efficace nell'indagare materiali isolanti piuttosto che conduttori; una maggior penetrazione avviene in terreni asciutti, sabbiosi e rocciosi, mentre è minore in terreni umidi, argillosi e conduttivi che causano un rapido decadimento dell'impulso trasmesso trasformando (attraverso l'eccitazione degli ioni del mezzo) l'energia dell'impulso elettromagnetico in calore (come in un forno a microonde) con una forte limitazione della profondità di penetrazione della prova. La penetrazione varia generalmente da uno a dieci metri, anche se in determinate condizioni ideali sono stati raggiunti i 30 metri. Uno dei vantaggi principali di GPR è la continuità dei dati registrati che fornisce un profilo verticale continuo. I dati vengono acquisiti anche a velocità relativamente alta. In alcune applicazioni, il lavoro può essere eseguito utilizzando un veicolo o una barca per trainare l'antenna radar. Trattandosi di un sistema di indagine lineare, deve essere eseguito il maggior numero possibile di profili in modo da coprire il più uniformemente possibile l'area da indagare. I risultati sono riportati su elaborati planimetrici ove vengono disegnate sia le tracce dei profili eseguiti che le posizioni delle anomalie riscontrate.

### **Tomografia elettrica**

La tomografia elettrica è un metodo d'indagine per lo studio del sottosuolo che misura la capacità di passaggio della corrente elettrica attraverso il terreno. Questa tecnica è efficace per individuare i limiti

tra materiali che hanno un contrasto di resistività elettrica. Argille e materiali saturi in acqua sono in genere elettricamente conduttivi e in netto contrasto con materiali più elettricamente resistivi come ghiaie, rocce o terreni ghiacciati. La resistività delle rocce asciutte si misura in ohm-metro ( $\Omega\text{m}$ ) e varia in un intervallo molto vasto, da circa 1  $\Omega\text{m}$  (argille, marne e gessi) a centinaia di milioni di  $\Omega\text{m}$  (quarziti) e dipende dalla porosità, dalla tessitura e dalla temperatura. La presenza d'acqua è il fattore più importante nell'abbassamento del valore di resistività giacché determina nella roccia una conducibilità di tipo ionico (altrimenti detto elettrolitico).

**Tabella 25 - Valori di resistività dei terreni più comuni**

<b>Roccia/Materiale</b>	<b>Resistività (<math>\Omega\cdot\text{m}</math>)</b>
Argille, marne grasse	3 - 30
Argille, marne magre	10 - 40
Argille sabbiose, silt	25 - 105
Sabbie con argille	50 - 300
Sabbia, ghiaia in falda	200 - 400
Sabbia, ghiaia asciutta	800 - 5000
Calcere, gesso	500 - 3500
Arenaria	300 - 3000
Granito	2000 - 10 000
Gneiss	400 - 6000

Questo tipo d'indagine può essere effettuato per profondità che vanno da pochi metri ad alcune centinaia di metri in condizioni favorevoli. Rispetto ai tradizionali metodi di resistività, che tipicamente vengono eseguiti utilizzando solo quattro elettrodi e dispositivi geometrici di misura standard, il vantaggio della tomografia elettrica è che, sfruttando la disponibilità di un numero ridondante di combinazioni di elettrodi, è possibile ottenere un'immagine dettagliata della resistività del sottosuolo. Invece di semplici informazioni sulla stratificazione, la tomografia è in grado quindi, di fornire dati su anomalie piccole ed irregolari anche in aree con geometria del sottosuolo complessa. Il metodo si basa sulla generazione di un campo elettrico artificiale nel terreno immettendo corrente attraverso elettrodi metallici. Utilizzando una grande varietà di configurazioni di disposizione degli elettrodi, viene misurata, attraverso due elettrodi, una tensione. Questa tensione, insieme al valore di corrente e a una costante, funzione della geometria di misura, fornisce una lettura di resistività apparente delle stratificazioni geologiche sottostanti. Nell'acquisizione dei dati, gli elettrodi metallici sono inseriti nel terreno a distanze prestabilite lungo il tratto da analizzare; più ampia è la spaziatura maggiore è la profondità di investigazione. La sequenza delle misure è controllata da un sistema automatico di commutazione multi-elettrodo che acquisisce i dati degli elettrodi attraverso una combinazione programmata. L'elaborazione dei dati è svolta mediante software che impiega un approccio di modellazione alle differenze finite per calcolare i valori di resistività che meglio interpretano i dati osservati. Il profilo che ne risulta è la migliore stima della sezione di resistività vera e viene visualizzato in una mappa a colori.

### **Metodi elettromagnetici (EM)**

La prospezione elettromagnetica consiste nel riconoscere "zone anomale conduttive", dal punto di vista elettrico, dell'area investigata. La conducibilità elettrica (l'inverso della resistività) dei suoli e delle rocce dipende dal grado di saturazione in acqua, dalla salinità dell'acqua contenuta nei pori della roccia, dalla composizione mineralogica, dalla presenza di metalli o contaminanti organici (benzina, gasolio, nafta ecc.). Tale tecnica si contraddistingue dal classico metodo geoelettrico soprattutto per la rapidità d'esecuzione delle misure. Inoltre la sua applicazione evita qualsiasi alterazione dei luoghi indagati con un impatto ambientale praticamente nullo. Il metodo EM si basa sulla generazione di un campo elettromagnetico (primario) a partire da una bobina emittente, inducendo nel terreno una circolazione di

corrente. Tale corrente originerà a sua volta un campo elettromagnetico (secondario), la cui intensità è proporzionale alla conduttività elettrica del materiale. La conduttività elettrica dei suoli e delle rocce dipende da vari fattori: il grado di saturazione, la salinità dell'acqua nei pori e la composizione mineralogica. I rilievi risultano molto economici e speditivi e presentano facilità di utilizzo anche in ambienti con morfologia accidentata. Sono particolarmente indicati nell'individuazione di zone di inquinamento superficiale dei suoli e delle acque di falda anche se le misure sono sensibili alla presenza di linee di tensione, recinzioni metalliche, rifiuti metallici e condutture, poste a meno di 5 metri di distanza. Il segnale registrato è funzione dello spessore dei terreni di copertura, della conduttività del suolo e della direzione e inclinazione delle fratture. I rilievi elettromagnetici sono eseguiti utilizzando strumenti che misurano direttamente la conducibilità del terreno, senza la necessità di disporre di elettrodi né di avere contatto con il suolo fino a profondità di circa 5-6 m dal piano campagna. Vengono misurate contemporaneamente due componenti del campo magnetico indotto: la componente in quadratura di fase e quella in fase. Quest'ultima è usata principalmente per scopi legati alla calibratura strumentale, ed inoltre è significativamente più sensibile in presenza di oggetti metallici risultando molto vantaggiosa per identificare corpi conduttivi sepolti. Il rilievo elettromagnetico è effettuato mobilitando lo strumento di misura lungo linee equidistanti in modo da costruire maglie regolari di diverse dimensioni. Le misure, anche geo-referenziate, possono essere acquisite sia in maniera continua nel tempo sia in maniera puntuale. Il rilievo va eseguito preferibilmente su terreno asciutto. In argilla la capacità d'esplorazione diminuisce del 30-40%. Inoltre, il rilievo può essere anche realizzato su superfici cementate od asfaltate purché non vi siano reti metalliche di armatura. Il risultato della prospezione può comprendere la planimetria con ubicazione dei profili, il grafico dei profili ottenuti dopo l'elaborazione e/o le mappe di resistività (o conducibilità) elettrica.

#### **Metodo dei potenziali spontanei (SP)**

Il metodo dei Potenziali Spontanei (SP) fornisce mappe del potenziale elettrico naturale di un sito ed individua anomalie causate dal flusso di fluidi sotto la superficie del terreno o da calore. Nel campo ambientale e di ingegneria, le indagini sono svolte quasi esclusivamente per la rilevazione di filtrazioni attraverso strutture di ritenzione idrica in terra, come dighe, argini, pavimenti di serbatoi, aree instabili in frana e canali. Inoltre, le indagini sono state completate con successo per l'individuazione di strutture, come faglie, filtrazioni attraverso membrane e per delineare flussi intorno a pozzi e in aree geotermiche. Anomalie del potenziale spontaneo in una struttura di terra sono causate dal flusso del fluido attraverso il mezzo poroso e lo scambio di ioni tra le particelle del liquido e del suolo all'interno della zona. In relazione anche alla resistività del fluido e alla sua viscosità si producono anomalie di tensione relativamente piccole che possono essere misurate in superficie o in perforazioni. La misura di queste tensioni fornisce informazioni sulla posizione, entità del flusso, profondità e geometria dei percorsi di flusso sotterraneo. Anomalie negative si verificano quando le infiltrazioni entrano in una struttura o per flussi orizzontali, anomalie positive si verificano invece quando il flusso è generalmente ascendente e si verifica una filtrazione superficiale. Le mappe di flusso che si ottengono sono estremamente utili per il posizionamento di perforazioni, l'installazione di piezometri e per la pianificazione di misure correttive. Le misure dei potenziali spontanei possono essere impiegate non solo per rilevare condizioni anomale di filtrazioni ma anche per valutare l'effetto delle misure correttive poste in opera per il loro controllo. Le misure dei potenziali spontanei sono generalmente eseguite impiegando un elettrodo base fisso e un elettrodo di misura mobile con stazioni di misura in corrispondenza di una griglia preliminarmente fissata. Per valutare le situazioni anomale sono realizzati profili di potenziale o, se la densità di dati lo consente, mappe di potenziale. Recentemente sono stati adottati sistemi automatici di acquisizione dei dati che permettono acquisizione dei dati con dispositivi elettrodici permanenti o semi-permanenti; in tal modo i potenziali possono essere misurati a intervalli programmati e frequenti per facilitare il riconoscimento precoce di condizioni anomale e fornire un mezzo per una rapida valutazione dei cambiamenti nelle zone anomale. Studiando opportunamente la disposizione degli elettrodi è possibile effettuare contemporaneamente, con moderna strumentazione, misure di resistività e di potenziale; in tal modo la significatività delle anomalie di potenziale può essere notevolmente migliorata dal confronto con i dati dettagliati forniti dalla tomografia elettrica.

#### **Indagini sismiche in foro**

Le indagini sismiche in foro sono svolte per misurare la velocità delle onde di compressione (P) e di taglio (S) nel terreno o roccia circostante una o più perforazioni. Le tecniche utilizzate sono denominate

“*down-hole*” o “*cross-hole*” a seconda della disposizione dei sensori (geofoni) e della sorgente di energia. I risultati delle misure di velocità delle onde P e S possono essere utilizzati per determinare i moduli elastici del terreno e delle rocce, per la valutazione della risposta di sito ai terremoti e del potenziale di liquefazione, per valutare le condizioni delle fondazioni per carichi da macchine vibranti, per determinare le caratteristiche di *damping* dei materiali, per definire limiti geologici, per individuare vuoti o anomalie nella stratificazione geologica usando la tomografia, per effettuare analisi di stabilità di rilevati e fornire informazioni per la determinazione dei parametri di progettazione delle strutture. I rilievi *down-hole* sono effettuati calando uno o più geofoni trassiali alla profondità iniziale di indagine fissandoli, con sistemi meccanici o pneumatici, alla parete del foro; mediante una sorgente meccanica, come un martello, un fucile sismico o la caduta di un peso, viene generata un'onda di compressione sulla superficie del terreno. L'arrivo dell'onda di compressione, incidente verticalmente, è registrato dalla componente verticale del geofono triassiale e inviato in formato digitale al sismografo. Per la generazione delle onde di taglio, invece, si utilizza una trave di legno o una barra di metallo, che viene fissata saldamente nel terreno, impattandola su ciascuna estremità per produrre onde di taglio di polarità opposta. Gli arrivi dell'onda di taglio, incidenti orizzontalmente, sono registrati dai due geofoni orizzontali del ricevitore. Tali operazioni sono ripetute ad ogni profondità di misura per ottenere un profilo verticale delle velocità con la profondità. Nei rilievi *cross-hole* viene misurata la velocità delle onde P e S dei materiali interposti tra due perforazioni. I fori verticali sono in genere posti a distanza compresa tra 3 e 10 metri. Al fine di stabilire il valore preciso delle velocità, le misure di deviazione dei fori devono essere effettuate tramite un inclinometro. Il ricevitore è lo stesso di quello impiegato nel *down-hole*, mentre la sorgente d'energia, di tipo meccanico, pneumatico o elettrodinamico, deve essere reversibile per consentire di generare onde di taglio in direzione verticale opposta. La procedura di campagna consiste nel calare generatore e ricevitore alla profondità d'indagine iniziale; la sorgente d'energia è bloccata contro la parete del foro e viene generato un impatto verso il basso. L'onda di taglio incidente è registrata sul geofono verticale del ricevitore ed è memorizzata dal sismografo. L'impatto verso l'alto è similmente registrato e memorizzato. Le operazioni sono ripetute ad ogni profondità di misura per ottenere un profilo verticale delle velocità con la profondità.

### Metodi sonici e ultrasonici

I metodi sonici e ultrasonici, che usano la trasmissione delle onde sonore, sono ritenuti i più idonei ed efficaci per creare un'immagine delle caratteristiche elastiche dell'interno delle strutture murarie delle dighe. Essi consentono infatti di caratterizzare la muratura in termini di elasticità e grado di compattezza relativa (consistenza) in relazione alla velocità di propagazione delle onde di compressione attraverso la struttura indagata e di valutare il grado di omogeneità dei materiali costituenti. I suoni e gli ultrasuoni sono onde meccaniche che si propagano nei materiali e i metodi si differenziano a seconda delle frequenze impiegate. In generale, il principio consiste nell'invio di un impulso d'onda nel materiale e nel valutare, attraverso la comparazione dei tempi di ritardo (o velocità) e dell'attenuazione, le caratteristiche elastiche ed eventuali difetti dei materiali indagati. Infatti, le onde ultrasonore si propagano nei materiali con velocità diverse a seconda del materiale e del tipo d'onda (longitudinale, trasversale, ecc.); la densità del materiale e le sue caratteristiche elastiche determinano il valore della velocità dell'onda in transito. Inoltre le onde ultrasonore generate dai trasduttori si propagano nei materiali subendo un assorbimento dovuto principalmente ai seguenti fattori:

- Diffusione delle onde nella struttura
- Geometria del fascio ultrasonoro
- Distanza dal trasduttore

Infine, in corrispondenza di discontinuità geometriche del mezzo indagato (fessure, fratture, riprese di getto), le onde soniche subiscono rifrazioni, riflessioni e diffrazioni. I metodi geofisici di tipo sonico comunemente utilizzati per le indagini su dighe sono:

- Carotaggio sonico (misure di velocità all'interno di un foro)
- *Cross-hole* sonico (misure di velocità tra coppie di fori)
- Misure dirette di velocità sonica tra pareti contrapposte
- Misure dirette di velocità tra fori e pareti
- Tomografia sonica

Le tecniche si differenziano tra loro per i tipi di trasduttori impiegati, la lunghezza dei percorsi di misura e per la disposizione geometrica degli stessi; infatti, variando dispositivi e parametri delle misure è possibile ottenere informazioni più o meno dettagliate sulle caratteristiche elastiche dei materiali indagati. L'impiego di dispositivi di misura che consentano l'elaborazione tomografica dei dati rilevati permette di ottenere un ulteriore affinamento ed un maggior dettaglio dei risultati delle indagini soniche.

**Misure di carotaggio sonico**

La tecnica del carotaggio sonico consiste nel rilievo delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche nel materiale immediatamente circostante una perforazione lungo percorsi di 0.5÷1.5 m mentre le altre riguardano la misura della velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali ( $V_p$ ) fra punti posti a distanze variabili da qualche metro ad alcune decine di metri. Le misure di carotaggio sonico danno informazioni di dettaglio sulle caratteristiche del materiale indagato lungo percorsi dell'ordine di 1 m e per uno spessore di 20÷30 cm nell'intorno delle perforazioni; le altre misure forniscono invece informazioni sulle caratteristiche medie del materiale indagato lungo percorsi variabili da alcuni metri ad alcune decine di metri. Per il carotaggio sonico viene normalmente utilizzata una sonda del diametro di 45÷60 mm, costituita da un trasmettitore e da un ricevitore di impulsi sonici di tipo piezoelettrico distanziati di circa 1 m. I risultati delle misure vengono riportati sotto forma di diagrammi della velocità sonica in funzione delle profondità. Le caratteristiche elastiche del materiale ed il suo stato di integrità influenzano oltre che la velocità  $V_p$  anche l'ampiezza, la frequenza e la forma dei segnali sonici ricevuti. Per questo motivo i segnali sono registrati e successivamente riprodotti sotto forma di diagrafie soniche che rappresentano la sequenza dei segnali sonici in funzione del tempo sull'asse verticale. I segnali rappresentati nelle diagrafie soniche sono ottenuti con il metodo del "carotaggio continuo".

La Tabella 26 sintetizza le principali caratteristiche del metodo.

**Tabella 26 – Carotaggio sonico**

<b>Metodo</b>	Trasmissione di onde elastiche
<b>Principio di base</b>	Rilievo delle modalità di propagazione delle onde di compressione e di taglio nel materiale circostante un foro, tra un trasmettitore ed uno o più ricevitori montati su una sonda
<b>Campo di applicazione</b>	Corpo diga, fondazioni
<b>Condizioni di applicazione</b>	Perforazione nuda o rivestita, riempita di un fluido. La velocità di propagazione del mezzo indagato deve essere superiore a quella del fluido e a quella del materiale costituente il <i>casing</i>
<b>Limiti di applicazione</b>	Foro asciutto o, se rivestito, carente di cementazione del <i>casing</i>
<b>Estensione dell'indagine</b>	Da qualche decina di cm al metro, all'intorno dell'asse del foro
<b>Risultati forniti</b>	Diagrammi della velocità di propagazione delle onde di compressione in funzione della profondità, diagrafie soniche a densità variabile dei tipi di propagazione, ampiezze ed attenuazioni delle onde P, S e superficiali
<b>Specifiche tecniche</b>	Informazioni utili per stabilire un programma tecnico: caratteristiche del foro (diametro, profondità, tipo di rivestimento, stratigrafia, tenuta del fluido)
<b>Unità di computo</b>	Per metro lineare di foro

**Misure dirette di velocità tra coppie di fori (onde P - cross-hole sonico)**

Per le misure dirette di velocità tra fori si utilizzano come emettitori dei trasduttori piezoelettrici oppure a scintilla (*sparker*) e uno o più ricevitori idrofonici, posti in due fori adiacenti. Per il funzionamento, il trasduttore a scintilla sfrutta l'energia esplosiva generata da una scarica elettrica in una soluzione saturata di cloruro di sodio in acqua. In genere le misure necessitano di fori riempiti con acqua; possono essere eseguite anche in fori asciutti ma, in questo caso, la qualità delle misure può essere molto scadente. Mediante gli emettitori viene creata un'onda di pressione che si propaga attraverso il materiale da indagare e raggiunge quindi il ricevitore, di tipo idrofonico, posto nel foro adiacente. Normalmente le misure vengono eseguite tra varie coppie di fori lungo percorsi sub-orizzontali ponendo i trasduttori ad ugual profondità e traslando gli stessi fra una misura e la successiva di una quantità costante (~2 m); le distanze di misura alle varie profondità si ottengono utilizzando le distanze fra le teste dei fori e i dati di un rilievo clinometrico, necessario per valutare esattamente l'andamento dei fori. I risultati delle misure vengono riportati sotto forma di diagrammi della velocità sonica in funzione delle profondità.

La Tabella 27 sintetizza le principali caratteristiche del metodo.

**Tabella 27 – Cross-hole sonico**

<b>Metodo</b>	Trasmissione di onde elastiche
<b>Principio di base</b>	Rilievo e misura dei tempi di percorso delle onde soniche che attraversano il materiale compreso tra coppie di fori, lungo percorsi di misura ravvicinati e paralleli
<b>Campo di applicazione</b>	Corpo diga, fondazioni
<b>Condizioni di applicazione</b>	Esistenza di coppie di fori nella struttura da indagare, spinti possibilmente oltre la base della fondazione
<b>Limiti di applicazione</b>	Ambiente con forte rumore sismico (vibrazioni). Cattivo accoppiamento dei trasduttori
<b>Estensione dell'indagine</b>	Distanza tra i punti di misura da qualche metro a qualche decina di metri
<b>Risultati forniti</b>	Diagrammi della velocità di propagazione delle onde di compressione e/o di taglio in funzione della profondità, diagrammi dei coefficienti di elasticità
<b>Specifiche tecniche</b>	Informazioni utili per stabilire un programma tecnico: mappe e sezioni, stratigrafie dei fori, clinometria dei fori, disturbi ambientali
<b>Unità di computo</b>	Per metro di misura

**Misure dirette di velocità tra superfici contrapposte o tra fori e pareti**

Per le misure di velocità tra superfici contrapposte vengono utilizzati dei trasduttori piezoelettrici, per distanze inferiori ai 3 m, oppure impattatori meccanici dotati di sensore per il sincronismo dell'istante di inizio dell'impulso di battuta. Come ricevitori invece vengono utilizzati accelerometri preamplificati fissati sulle pareti o ai paramenti della diga. Se le misure sono effettuate tra fori e pareti, per l'energizzazione si impiegano trasduttori piezoelettrici oppure a scintilla (*sparker*) mentre per la ricezione si adottano gli accelerometri.

**Tomografia sonica**

Un metodo di controllo assai più efficiente del *cross-hole* sonico o delle misure di velocità con percorsi orizzontali (o comunque paralleli) è quello della tomografia sonica. Con metodo analogo a quello attuato in medicina con la TAC (tomografia assiale computerizzata) ma impiegando onde soniche in luogo dei



raggi X; il materiale compreso tra perforazioni o superfici viene esplorato con una fitta rete di percorsi di misura variamente inclinati ed incrociati. Per mezzo di calcolo computerizzato e adottando dei metodi approssimati iterativi si può calcolare la distribuzione del campo di velocità e/o dell'attenuazione nell'interno di una sezione della struttura esaminata; invece di ottenere delle velocità medie, come nel *cross-hole* classico, si ottengono i valori locali della velocità sonica in elementi (pixel) aventi dimensioni dell'ordine del passo di misura. Tipicamente, le immagini tomografiche sono utilizzate per analizzare le variazioni di velocità all'interno del corpo diga. Aree a bassa velocità corrispondono a calcestruzzi più deboli, meno densi, mentre quelle con più alta velocità sono associabili ad un buon calcestruzzo. Eventuali zone degradate o fessurate vengono così localizzate con precisione nell'interno della sezione con una risoluzione di poco inferiore a quella dei carotaggi sonici. La Tabella 28 sintetizza le principali caratteristiche del metodo.

**Tabella 28 – Tomografia sonica**

<b>Metodo</b>	Trasmissione di onde elastiche
<b>Principio di base</b>	La tomografia sonica ricostruisce una immagine della struttura interna del manufatto utilizzando i parametri fisici (velocità di propagazione, ampiezze e frequenze) di onde sismiche che si propagano lungo traiettorie disposte su sezioni definite da paramenti, superfici, perforazioni
<b>Campo di applicazione</b>	Corpo diga, fondazioni
<b>Condizioni di applicazione</b>	Paramenti, superfici libere, perforazioni
<b>Limiti di applicazione</b>	Ambiente con forte rumore sismico (vibrazioni). Cattivo accoppiamento dei trasduttori
<b>Estensione dell'indagine</b>	Distanza tra i punti di misura da qualche metro a diverse decine di metri
<b>Risultati forniti</b>	Mappe della distribuzione della velocità di propagazione delle onde di compressione e/o di taglio, mappe dei coefficienti di attenuazione, mappe dei coefficienti di elasticità
<b>Specifiche tecniche</b>	Informazioni utili per stabilire un programma tecnico: mappe e sezioni, stratigrafie dei fori, clinometria dei fori, disturbi ambientali
<b>Unità di computo</b>	Per punto di misura, sezione

La Figura 105 mostra dei tipici dispositivi di misure effettuate con tomografia sonica su dighe di differenti tipologie.

**Prova con martinetto piatto**

La tecnica di prova si basa sulla variazione dello stato tensionale in una zona limitata del calcestruzzo indotto dall'esecuzione di un intaglio piano di limitate dimensioni eseguito perpendicolarmente alla parete di una struttura. Il rilascio delle tensioni provoca una parziale chiusura dell'intaglio che è rilevata mediante misure di convergenza fra coppie di punti posti in posizione simmetrica rispetto all'intaglio. Viene quindi inserito all'interno dell'intaglio uno speciale martinetto piatto realizzato mediante lamiera in acciaio (per esempio di dimensioni pari a circa 340 mm × 255 mm × 4 mm - larghezza × profondità × spessore). La pressione interna del martinetto è quindi aumentata fino ad annullare la deformazione verificatasi per effetto del rilascio tensionale successivo all'esecuzione dell'intaglio. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è uguale alla tensione preesistente nella struttura, a meno delle costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto di carico e quella del taglio e

della rigidezza intrinseca del martinetto. Le misure di convergenza sono effettuate mediante l'utilizzo di un estensimetro meccanico rimovibile con una serie di basi di misura di 200 mm di lunghezza, realizzate mediante il fissaggio di riferimenti sulla superficie del calcestruzzo. Il ripristino dell'apertura dell'intaglio è seguito mediante le misure di spostamento registrate in corrispondenza della base centrale da 200 mm, mentre i dati acquisiti con le altre basi consentono di verificare la presenza di eventuali anomalie nel comportamento deformativo.

Nella Tabella 29 sono illustrate in modo sintetico le caratteristiche principali relative all'impiego dei martinetti piatti per effettuare misure geomeccaniche.

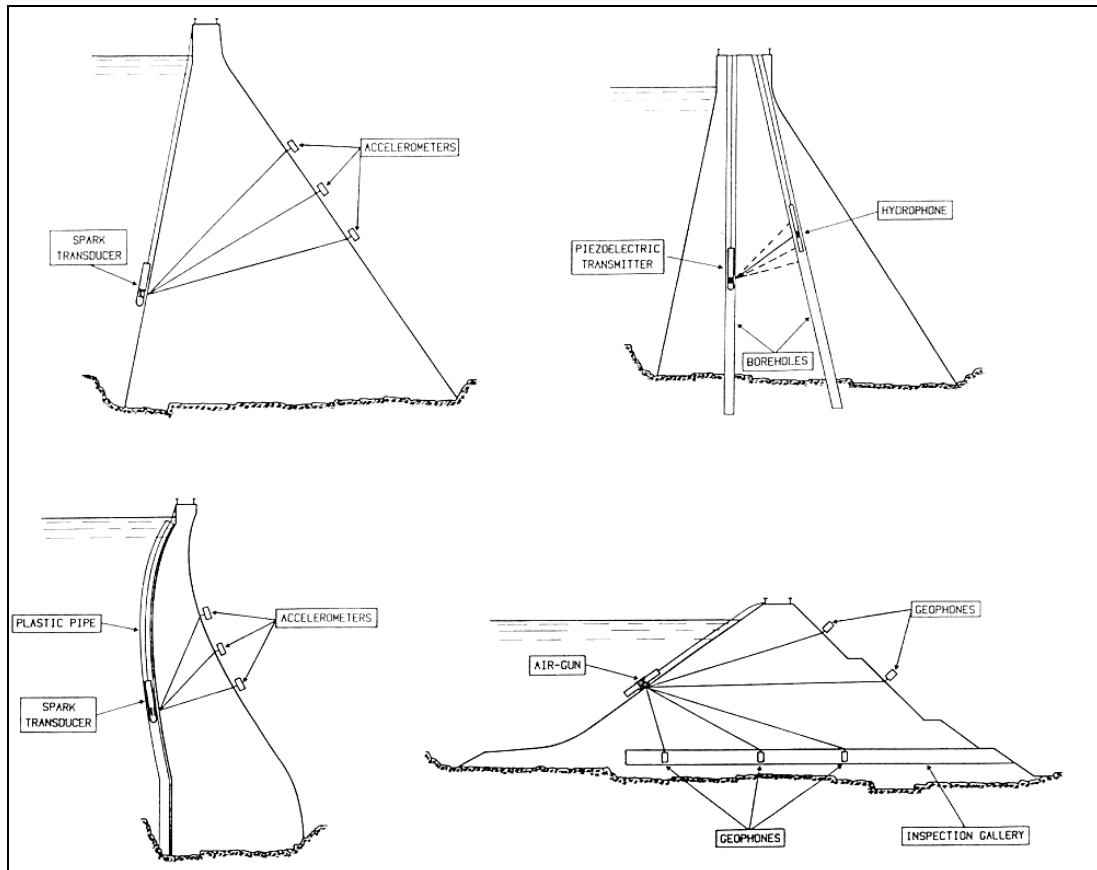


Figura 105 - Tipici dispositivi di misura con tomografia sonica

Tabella 29 – Prova con martinetto piatto

<b>Campo di applicazione</b>	Corpo diga, fondazioni
<b>Condizioni di applicazione</b>	Cunicoli, esterno diga
<b>Limiti di applicazione</b>	Prove solo su superfici libere
<b>Volume interessato dalla prova</b>	0.2 ÷ 0.5 m <sup>3</sup>
<b>Risultati forniti</b>	Componente di tensione originaria perpendicolare al piano dell'intaglio Modulo di deformabilità dello strato di calcestruzzo corticale (nell'ipotesi di omogeneità, isotropia ed elasticità del mezzo interessato)
<b>Specifiche tecniche</b>	
<b>Unità di computo</b>	A prova

## APPENDICE 2 - CRITERI DI ELABORAZIONE E DI ANALISI DEI DATI RELATIVI A INDAGINI DINAMICHE SPERIMENTALI

Assumendo che il sistema accoppiato diga/invaso/fondazione abbia un comportamento elastico lineare, le  $n$  equazioni del moto, dopo un'opportuna discretizzazione, sono:

$$[M] \cdot \{\ddot{q}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{q}(t)\} + [K] \cdot \{q(t)\} = \{f(t)\} \quad (A 1)$$

dove :

- $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  sono rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidità;
- $\{q(t)\}$  è il vettore delle coordinate libere del sistema;
- $\{f(t)\}$  è il vettore delle forze esterne.

Pertanto, la risposta del sistema si può calcolare considerando il contributo di un numero limitato di modi, cosicché le prove sono condotte utilizzando il sistema di forze  $\{f(t)\}$  più conveniente per la determinazione dei primi modi. A tale scopo conviene considerare una trasformazione dell'equazione (A.1) che permette di evidenziare il legame tra i parametri modali e le matrici di massa, rigidità e smorzamento. Effettuando la trasformata di Laplace della (A.1) e considerando che il sistema è inizialmente fermo, si ha:

$$[B(s)] \cdot \{X(s)\} = \{F(s)\} \quad (A 2)$$

in cui  $\{X(s)\}$  è la trasformata di Laplace di  $\{q(t)\}$

$\{F(s)\}$  è la trasformata di Laplace di  $\{f(t)\}$

da cui  $[B(s)] = s^2 [M] + s [C] + [K]$  è una matrice di ordine  $(n \times n)$  con  $n$  pari al numero di gradi di libertà.

È così definita la matrice di trasferimento del sistema:

$$[H(s)] = [B(s)]^{-1} \quad (A 3)$$

Essa acquista particolare importanza per l'analisi del comportamento dinamico del sistema, potendosi scrivere:

$$\{X(s)\} = [H(s)] \cdot \{F(s)\} \quad (A 4)$$

Tale equazione permette infatti di calcolare la risposta della struttura  $\{X(s)\}$  ad un qualunque sistema di forze esterne  $\{F(s)\}$  una volta nota  $[H(s)]$ .

In base all'equazione (A.3) e ricordando che gli elementi di  $[B(s)]$  sono funzioni quadratiche di  $s$ , si ottiene che il termine generico  $h_{ij}(s)$  della matrice  $[H(s)]$  è dato da:

$$h_{ij}(s) = \frac{q_0 + q_1 \cdot s + \dots + q_{2n-1} \cdot s^{2n-1}}{\det[B(s)]} \quad (A 5)$$

Si può di conseguenza considerare decomposto nella somma di funzioni razionali semplici.

Indicando con:

- $p_k$  il polo  $k$ -esimo coincidente con la radice  $k$ -esima dell'equazione:

$$\det[B(s)] = 0 \quad (A 6)$$

- $[a_k]$  la matrice di ordine  $(n \times n)$  dei residui relativi al polo complesso  $k$ -esimo  $e$ , tenendo presente che il determinante di  $[B(s)]$  è un polinomio di ordine  $2n$  in  $s$ , si ottiene:

$$[H(s)] = \sum_1^{2n} k \frac{[a_k]}{s - p_k} \quad (\text{A } 7)$$

Le radici di tale equazione costituiscono una coppia di valori complessi coniugati:

$$p_k = -\sigma_k + j\omega_k \quad ; \quad p_k^* = -\sigma_k - j\omega_k \quad (\text{A } 8)$$

per i quali anche le corrispondenti matrici dei residui risultano essere complesse coniugate. In base a tale osservazione l'equazione (A.7) si può anche scrivere nella forma:

$$[H(s)] = \sum_1^n k \left( \frac{[a_k]}{s - p_k} + \frac{[a_k^*]}{s - p_k^*} \right) \quad (\text{A } 9)$$

Tale espressione è particolarmente interessante perché si può dimostrare che il polo  $p_k$  e la matrice  $[a_k]$  sono legati da semplici relazioni alle caratteristiche del modo  $k$ -esimo.

In particolare si ottiene che:

- $\omega_k$  coincide con la pulsazione naturale non smorzata del  $k$ -esimo modo di vibrare;
- $\sigma_k$  è il coefficiente di smorzamento in rad/s del sistema;
- $\Omega_k = \omega_k \cdot (1 - \beta_k^2)^{1/2}$  è la pulsazione di risonanza del sistema smorzato;
- $\beta_k = \frac{\sigma_k}{\Omega_k}$  è il fattore di smorzamento rispetto a quello critico;
- $[a_k]$  è legata alla forma complessa  $\varphi_k$  del modo  $k$ -esimo dalla relazione:

$$[a_k] = A_k \cdot \{\varphi_k\} \cdot \{\varphi_k\}^T \quad (\text{A } 10)$$

Introducendo nella (A.9) le relazioni (A.8) e (A.10) si ottiene l'espressione della matrice di trasferimento in funzione dei parametri modali:

$$[H(s)] = \sum_1^n k \left( \frac{\{\varphi_k\} \cdot \{\varphi_k\}^T}{s - (-\sigma_k + j\omega_k)} + \frac{\{\varphi_k^*\} \cdot \{\varphi_k^*\}^T}{s - (-\sigma_k - j\omega_k)} \right) \quad (\text{A } 11)$$

Si sottolinea che quando la matrice  $[C]$  soddisfa la relazione:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

il vettore  $\{\varphi_k\}$  è reale. In tal caso i modi si dicono normali e risultano essere un caso particolare dei modi complessi precedentemente definiti.

Poiché in base alla relazione (A.11) una delle colonne della matrice  $[H(s)]$  contiene tutte le informazioni relative ai modi di vibrare, il criterio generale di prova è quello di eccitare la struttura misurando contemporaneamente la risposta, in modo tale da poter determinare una colonna di  $[H(s)]$ .

A tale scopo si adotta la tecnica consistente nell'applicare una forza concentrata  $f_q(t)$  nella posizione  $q$  e di misurare la risposta  $r_j(t)$  in tutte le posizioni di misura.

Il punto di applicazione della forza deve essere scelto in modo che non coincida con un nodo per nessuno dei modi di cui si desiderano le caratteristiche. Per evitare questo inconveniente si procede, di solito, alla determinazione delle funzioni di trasferimento relative a 2 posizioni di eccitazione. Il procedimento esposto può dar luogo a due inconvenienti: il primo è legato alla complessità delle elaborazioni necessarie alla determinazione dei parametri modali quando i modi presenti nelle funzioni di trasferimento sono fortemente accoppiati; il secondo è legato all'ampiezza della risposta ad un solo

eccitatore. Le soluzioni che vengono adottate portano ad eccitare la struttura in più punti e ad utilizzare strumenti di misura con sensibilità elevata.

La determinazione sperimentale della matrice di trasferimento è legata alle modalità di prova adottate. Nella maggior parte dei casi viene utilizzata l'eccitazione sinusoidale dal momento che l'attrezzatura di prova per la generazione della forza è più semplice e, soprattutto, il rumore sovrapposto ai segnali sinusoidali può essere facilmente filtrato.

L'identificazione dei parametri modali avviene risolvendo le equazioni (A.11): il problema è non-lineare e la soluzione presenta in generale difficoltà numeriche, superabili con tecniche iterative.

### APPENDICE 3 – SOMMARI DELLE PUBBLICAZIONI CONCERNENTI L'ATTIVITA' DI RICERCA SULLA DIAGNOSTICA DI DIGHE IN CALCESTRUZZO SVOLTA NEL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE DEL POLITECNICO DI MILANO

[1] T. Garbowski, G. Maier, G. Novati. “*On calibration of orthotropic elastic-plastic constitutive models for paper foils by biaxial tests and inverse analyses*”. Structural Multidisciplinary Optimization, 2012, in print.

Sommario. In this paper two procedures are developed for the identification of the parameters contained in an orthotropic elastic-plastic-hardening model for free standing foils, particularly of paper and paperboard. The experimental data considered are provided by cruciform tests and digital image correlation. A simplified version of the constitutive model proposed by Xia, Boyce and Parks (2002) is adopted. The inverse analysis is comparatively performed by the following alternative computational methodologies: (a) mathematical programming by a trust-region algorithm; (b) proper orthogonal decomposition and artificial neural network. The second procedure rests on preparatory once-for-all computations and turns out to be applicable economically and routinely in industrial environments.

[2] T. Garbowski, G. Maier, G. Novati. “*Diagnosis of concrete dams by flat-jack tests and inverse analyses based on proper orthogonal decomposition*”. Journal of Mechanics of Materials and Structures, 6, pp.181-202, 2011.

Sommario. Flat-jack tests have been employed for decades for the assessment of stresses and Young moduli in possibly deteriorated concrete dams and masonry structures. We propose a procedure for such tests that includes several innovations: identification of Young moduli and shear modulus in the presence of orthotropy, of pre-existing normal and shear stresses, and of tensile and compressive strength and fracture energy; use of full-field displacement measurements by digital image correlation (instead of extensometers); computer simulations performed once-and-for-all and productive of results which are subsequently processed out by proper orthogonal decomposition and its truncation; and identification of parameters in situ, soon after the tests, by portable computer with software able to perform inverse analyses by mathematical tools newly introduced into this context. The proposed procedure is validated by means of pseudo-experimental numerical exercises, by employing comparatively, as central computational tools, artificial neural networks and a trust region algorithm implying only first-order derivatives (with respect to the sought parameters) of the discrepancy function to minimize.

[3] C. Comi, U. Perego. “*Anisotropic damage model for concrete affected by alkali-aggregate reaction*”. International Journal of Damage Mechanics, 20, pp.598-617, 2011.

Sommario. An anisotropic two-phase coupled chemo-thermo-damage model is proposed, for the simulation of the behavior of concrete affected by the alkali-aggregate reaction, which may create significant damage in existing concrete structures. The chemical reaction produces a gel expanding in the concrete pores, leading to macroscopic strength and stiffness deterioration in the concrete skeleton. The model is capable to account for the anisotropic damage development and consequent directional degradation of material properties. The model is validated against experimental tests taken from the literature.

[4] C. Comi, R. Fedele, U. Perego. “*A chemo-thermo-damage model for the analysis of concrete dams affected by alkali-silica reaction*”. Mechanics of Materials, 41, pp.210-230, 2009.

Sommario. A chemo-thermo-damage model is proposed to simulate the swelling and the deterioration of local stiffness and strength in concrete due to the alkali-aggregate reaction (AAR). Concrete affected

by AAR is conceived as a two-phase heterogeneous material constituted by the expanding gel and by the homogenized concrete skeleton. The micro-cracking produced by the gel expansion is taken into account by means of an isotropic damage model based on the definition of two scalar damage variables, one for stress states of prevailing tension and the other for compression. The developed model is validated on the basis of multiaxial accelerated laboratory tests performed on small specimens of reactive concrete, and documented in the recent literature. The model has been implemented in the finite element code Abaqus and has been used to simulate the response of two concrete gravity dams subjected to service loading and to chemo-physical deterioration. The obtained results show that the developed model can be used to predict the damage evolution within the dams and the consequent progressive reduction of their bearing capacity.

[5] M. Ageno, G. Bolzon, G. Maier. “*Mechanical characterization of free-standing elasto-plastic foils by means of membranometric measurements and inverse analysis*”. Structural and Multidisciplinary Optimization, 38, pp. 229-243, 2009.

Sommario. A model calibration technique is considered for the estimation of material parameters in free-standing thin foils. The experimental apparatus is inspired by bursting strength testers for paper, textile fabrics and polymer coatings such as geo-membranes. The procedure referred to herein consists of the following phases. A controlled fluid pressure is applied to the foil specimen placed on an horizontal plane with a suitably shaped hole. The induced out-of-plane displacements are measured by a laser profilometer. The material parameters are then inferred from these measurements through inverse analysis, by simulation of the test and minimization of a suitable norm which defines the discrepancy between measured and computed displacements. Potentialities and limitations of the proposed method are assessed on the basis of computer-generated “pseudo-experimental” data, where modelling errors are ruled out. The identifiability of some industrially meaningful material parameters is established.

[6] R. Ardito, G. Massalongo, G. Maier. “*Diagnostic analysis of concrete dams based on seasonal hydrostatic loading*”. Engineering Structures, 30, pp. 3176-3185, 2008.

Sommario. The procedure proposed and examined in this paper for diagnosis of possible damage in aged large concrete dams can be outlined as follows. Zone-wise uniform Young’s moduli of concrete are traditionally the parameters to identify as representative of structural damage due to past physico-chemical processes or/and extreme loads. Change of reservoir level with annual periodicity in plant service is considered as inexpensive significant external action for nondestructive diagnostic experiments. Many displacements, concomitant with the transition from highest to lowest level, are measured on the downstream surface of the dam by radar instruments, which at present are promising innovations in dam engineering. Clearly no negligible contributions to measurable displacements due to seasonal thermal effects are taken into account by temperature measurements at time intervals through thermometers inside the dam, identification by them of parameters governing simplified thermal boundary conditions, time-dependence expressed by truncated Fourier series over a one-year period. Finally, damage diagnosis is carried out by minimization, with respect to the sought Young’s moduli, of a batch discrepancy function between measured and computed displacements, as inverse analysis in a linear thermoelasticity context. The proposed method is computationally validated also through its stochastic extension.

[7] A. Zirpoli, G. Maier, G. Novati, T. Garbowski. “*Dilatometric tests combined with computer simulations and parameter identification for in-depth diagnostic analysis of concrete dams*”. in Proc. 1st Int. Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCEE’08), F. Biondini and D.M. Frangopol Editors, CRC Press, pp.259-264, 2008.

Sommario. Diagnostic analysis of dams means here assessment of possible structural damages (due to, e.g., alkali-silica reaction in concrete). Such damages may be primarily self-equilibrated stresses due to material expansion, elastic stiffness degradation, decrease of compressive and tensile strength, and of



fracture energy. The procedure presented in this paper is intended to perform such diagnosis deep inside the concrete dam and is based on “ad hoc” devised substantially novel mechanical experiments, on their finite element modelling and on deterministic parameter identification through the minimization of the discrepancy norm between measured quantities and their counterparts computed as functions of the sought parameters.

[8] R. Fedele, G. Maier. “*Flat-jack tests and inverse analysis for the identification of stress states and elastic properties in concrete dams*”. *Meccanica*, 42, pp. 387-402, 2007.

Sommario. In this paper an experimental-numerical method, centred on flat-jack tests, is presented for the identification of local stress states and possibly deteriorated elastic properties of concrete in existing dams. It is shown herein that the synergistic combination of new pattern of flat-jack experiment, computer simulation of the test (by conventional finite elements) and inverse analysis allows to exploit experimental data more effectively than by the traditional procedure, and to achieve more information on material properties. In fact, at suitably chosen locations on the free surface of the monitored dam, all the components of local (plane) stress state and the elastic moduli in two orthogonal directions (including shear stiffness) can be estimated by the proposed method. The inverse problem in point is formulated as a sequence of two parameter identifications, i.e. as a bilevel (in the sense of Stackelberg) mathematical programming problem. The solution in a stochastic context is achieved by means of a modified Bayes technique, allowing to obtain, in a “batch” (non sequential) way, parameter estimates endowed with a covariance matrix which quantifies their degrees of confidence and correlations.

[9] R. Ardito, G. Cocchetti. “*Statistical approach to damage diagnosis of concrete dams by radar monitoring: formulation and a pseudo-experimental test*”. *Engineering Structures*, 28, pp. 2036-2045, 2006.

Sommario. This paper deals with the investigation of a diagnostic procedure especially suited for large concrete dams. The main features of such methodology are as follows: static excitation of the dam; displacement monitoring by radar device; identification of the unknown Young moduli in pre-defined homogeneous zones through a batch least square method. The uncertainty of the identified parameters is assessed by means of a thorough statistical processing. The numerical validation of the proposed method is carried out on the basis of pseudo-experimental data. The most important results, summarized in the paper together with some computational remarks, are critically examined.

[10] R. Fedele, G. Maier, B. Miller. “*Health assessment of concrete dams by overall inverse analyses and neural networks*”. *International Journal of Fracture*, 137, pp. 151-172, 2006.

Sommario. In several existing dams alkali–silica reaction during several decades of service life, or diffused micro-cracking (due to concrete ageing and/or past extreme loads, such as earthquakes) give rise to deterioration of concrete stiffness and to correlated reduction of its strength. An inverse methodology is presented herein apt to identify damage in concrete dams on the basis of hydrostatic loading, measurements by traditional monitoring instruments, such as pendulums and collimators, and artificial neural networks trained by means of finite-element simulations. The arch-gravity dam referred to in this study is sub-divided into homogeneous zones, to which a constant Young modulus is attributed as unknown parameter which quantifies possible damage. These elastic moduli are estimated on the basis of pseudo-experimental data and identification procedures. After a suitable ‘training’ process, artificial neural networks are employed for numerical solutions of the inverse problem, and their potentialities and limitations are examined to the present purposes. In particular, they turn out to be robust and practically useful in the presence of information which are scarce quantitatively (few available measurements) and/or qualitatively (large noise-to-signal ratio).

[11] R. Fedele, G. Maier, B. Miller. “*Identification of elastic stiffness and local stresses in concrete dams by in situ tests and neural networks*”. Structure and Infrastructure Engineering, 1, pp. 165-180, 2005.

Sommario. In this paper an experimental-numerical methodology is proposed for the in situ assessment of possibly deteriorated elastic properties of dam concrete and for the estimation of the local stress state in a concrete dam. The methodology described herein consists of the following operative stages: excavation of two parallel small holes (instead of the single one generally employed for rock testing); measurements of diameter variations in both holes by dilatometers; combination of experimental tests with computer simulations and inverse analyses for the parameter identification by means of artificial neural networks. Numerical validation tests of this parameter identification methodology are presented and its novelties and potentialities are discussed.

[12] R. Ardito, P. Bartalotta, L. Ceriani, G. Maier. “*Diagnostic inverse analysis of concrete dams with statical excitation*”. Journal of Mechanical Behavior of Materials, 15, pp. 381-389, 2004.

Sommario. This paper concisely presents formulation, development and comparative numerical tests for a new approach to diagnostic analysis of large concrete dams. In particular, a methodology is proposed apt to assess, by means of well-known inverse analysis procedures, the degradation of concrete Young modulus (and correlated strength) along the past service life of the structure. The statical excitation of the dam is provided by a reservoir emptying process. The experimental data, besides some displacements measured by means of traditional instruments (pendula and collimators), include many displacements measured by radar on the downstream surface of the dam.

[13] G. Bolzon, R. Fedele, G. Maier. “*Parameter identification of a cohesive crack model by Kalman filter*”. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 191, pp. 2847-2871, 2002.

Sommario. The Kalman filter (KF) methodology is apt to solve parameter identification (inverse) problems in a statistical context, through a sequence of estimations, which starts from an a priori estimation by an “expert” (Bayesian approach) and exploits a time-stepping flow of experimental data until convergence is empirically ascertained. Such methodology is here adopted for the identification of the material parameters, together with their uncertainties, in a mode I cohesive crack model, on the basis of experimental data generated by wedge-splitting tests on concrete specimens. The simulation of the experiments is based on the assumptions of a piecewise-linear cohesive model with four parameters to identify on the crack path, and of linear elasticity elsewhere. In view of regularly progressive fracture processes, the discrete crack model and, consequently, the overall finite element analysis, are formulated as linear complementarity problems. This mathematical construct is exploited to obtain the sensitivity matrix, key ingredient of the KF extended to nonlinear inverse problems, in a computationally convenient closed form. Various issues peculiar of KF identification in the present mechanical context are critically discussed in the light of the numerical solutions achieved.