POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

ANALISI DELLA SICUREZZA STATICA E DINAMICA DI DIGHE IN MURATURA E IPOTESI DI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Relatore Prof. BARPI Fabrizio

Candidato MANGANO Pasquale

Relatore Esterno Ing. CAVALLO Cristiano

ANNO ACCADEMICO 2018-2019

INDICE

INDICE	E DELLE FIGURE	VI
INDICE	E DELLE TABELLE	XI
INTRO	DUZIONE	1
Capitolo	1: LE DIGHE DI SBARRAMENTO	5
1.1	Premessa	5
1.2	Le opere di sbarramento	6
1.3	Funzioni di una diga di ritenuta	7
1.3.	l Energia idroelettrica	7
1.3.2	2 Controllo delle piene	10
1.4	Cenni storici	10
1.5	Tipologie e caratteristiche	13
1.5.	l Dighe a gravità	15
1.5.2	2 Dighe ad arco	16
1.5.3	3 Dighe in materiali sciolti	17
1.5.4	4 Traverse fluviali	18
1.6	Le dighe in Italia	19
1.6.	l Le più grandi dighe italiane	23
1.6.2	2 Le piccole dighe italiane	25
Capitolo	2: LE DIGHE DI MURATURA IN PIETRAME E MALTA	27
2.1	Premessa	27
2.2	Il corpo diga	29
2.2.	l Il manto Levy	

2.2.2	Il sistema di drenaggio	31
2.3 D	egrado della muratura: cause ed effetti	33
2.4 La	a caratterizzazione del corpo murario	35
2.4.1	Indagini geognostiche	37
2.4.2	Prove geofisiche	41
2.4.3	Prova di permeabilità Lugeon	43
2.5 In	iterventi di ripristino	46
2.5.1	Iniezioni del paramento murario	46
2.5.2	Ripristino rivestimento paramento di monte	53
2.6 Il	fenomeno dell'interrimento	57
2.6.1	Tecniche per la rimozione dell'interrimento	63
Capitolo 3	3: MODELLAZIONE TRAMITE CODICI DI CALCOLO OF	PEN
SOURCE		71
3.1 M	letodo degli elementi finiti (FEM)	71
3.2 So	oftware Open Source	73
3.2.1	Pacchetto CAELinux	75
3.3 Sa	llome-Meca 2018.1	77
3.3.1	Geometry module	78
3.3.2	Mesh module	79
3.3.3	Aster study module	81
3.3.4	ParaVis module	83
Capitolo 4	: LA DIGA DELLA LAVAGNINA	87
4.1 D	escrizione dell'opera	87
4.1.1	Inquadramento sbarramento	87
4.1.2	Caratteristiche generali dello sbarramento	91

4.2	Inc	quadramento normativo	
4.	2.1	Combinazioni di calcolo	
4.3	Ca	ratteristiche dei materiali	
4.	3.1	Ammasso roccioso	
4.	3.2	Corpo murario	
4.4	Az	ioni di calcolo	
4.	4.1	Peso proprio	
4.	4.2	Spinta idrostatica	
4.	4.3	Spinta idrodinamica	
4.	4.4	Sottospinta idraulica	
4.	4.5	Spinta dovuta all'interrimento	115
4.	4.6	Spinta del ghiaccio	
4.	4.7	Temperatura	
4.5	Az	ione sismica	
4.	5.1	Pericolosità sismica di base	
4.	5.2	Periodo di riferimento per l'azione sismica V _R	119
4.	5.3	Tempo di ritorno T _R	
4.	5.4	Categorie di sottosuolo	
4.	5.5	Condizioni topografiche	
4.	5.6	Fattore di struttura q	
4.	5.7	Spettro di risposta elastico	
4.6	Mo	odellazione FEM	
4.	6.1	Corpo diga	
4.	6.2	Terreno di fondazione	
4.	6.3	Sistema diga-fondazione e assemblaggio	

Capito	lo 5:	ANALISI STATICA LINEARE	
5.1	Ris	sultati dell'analisi statica	147
5.1	.1	Serbatoio vuoto	151
5.1	.2	Serbatoio pieno alla quota di regolazione (332,80 m)	154
5.2	An	alisi dei risultati	159
5.3	Ve	rifiche di resistenza	160
Capito	lo 6:	ANALISI DINAMICA LINEARE	169
6.1	L'a	Inalisi modale	170
6.1	.1	Determinazione dei modi di vibrare	173
6.2	An	alisi dei risultati	176
6.3	Ve	rifiche di resistenza	
Capito	lo 7:	ANALISI DI STABILITÀ ALLO SCORRIMENTO	185
7.1	Ve	rifiche di stabilità allo scorrimento	186
7.2	An	alisi statiche	190
7.3	An	alisi dinamiche	191
Capito	lo 8:	IPOTESI DI UN INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO	195
8.1	Int	ervento di impermeabilizzazione	196
8.1	.1	Prove preliminari conoscitive	197
8.1	.2	Descrizione intervento	198
8.1	.3	Modalità esecutive	200
8.2	Mo	odellazione dell'intervento	203
8.2	2.1	Modellazione dello schermo di impermeabilizzazione	203
8.3	An	alisi statica post-intervento	206
8.3	3.1	Verifiche di resistenza	
8.4	An	alisi dinamica post-intervento	216

8.4.1	Verifiche di resistenza	
8.5 Co	onfronto con situazione pre-intervento	
8.5.1	Comportamento statico	
8.5.2	Comportamento dinamico	
8.6 Ve	erifica allo scorrimento post-intervento	
8.6.1	Analisi statiche	
8.6.2	Analisi dinamiche	
CONCLUS	SIONI	
APPENDI	ICE A	
A.1 File o	di comando analisi statica	
A.2 File o	di comando analisi dinamica lineare	
APPENDI	ICE B	
B.1 Stabi	ilità allo scorrimento pre-intervento	
B.2 Stabi	ilità allo scorrimento post-intervento	
BIBLIOGI	RAFIA	III
SITOGRA	FIA	VI
RINGRAZ	ZIAMENTI	IX

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Collocazione e numero di impianti idroelettrici sul territorio nazionale
(Elaborazione ISPRA su dati TERNA Spa)
Figura 2 - Turbina Kaplan (Tratto da www.vehiclecue.it)
Figura 3 - Sezione di una piccola traversa fluviale
Figura 4 - Distribuzione delle grandi dighe sul territorio nazionale (F. Fumanti 2015)
Figura 5 - Le grandi dighe italiane di competenza statale per regione, numerosità,
volume ed età media (Tratto da Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Marzo
2018)
Figura 6 - Funzione delle dighe in Italia
Figura 7 - Diga Eleonora d'Arborea a sinistra, Diga di Monte Cotugno a destra 23
Figura 8 - Graduatoria delle dighe nazionali per altezza e volume di invaso 24
Figura 9 - Manto Levy lato monte Diga di Baitone
Figura 10 - Posizionamento sistema drenante Diga del Salto (Geotecnica Progetti
S.r.l.)
Figura 11 - Cassetta catalogatrice contenente le carote estratte dal corpo murario della
diga della Lavagnina, campagna indagini anni 2000
Figura 12 - Tipica sequenza di carotaggio con metodo wire-line
Figura 13 - Prova down-hole, configurazioni tipiche (ASTM D 7400-08) 42
Figura 14 - Prova cross-hole configurazione a 3 fori (ASTM D 4428/D 4428M - 07)
Figura 15 - Esempio grafico di output prova Lugeon. In ascissa è riportato il valore
della permeabilità Lugeon mentre in ordinate i valori di pressione 45

Figura 16 - Macchina perforatrice sul ciglio dello sfioratore laterale della diga di
Lavezze (da Claudio Marcello s.r.l.)
Figura 17 - Lavori di ripristino del paramento di monte della Diga Colombo sita nel
comune di Branzi
Figura 18 - Diversi assetti geometrici dell'interrimento in prossimità dello
sbarramento
Figura 19 - Ostruzione della condotta di scarico causato dall'accumulo di sedimenti
Figura 20 - Distribuzione dei serbatoi con interrimento > 5% in funzione della quota
sul livello medio marino suddivisi per macro-aree omogenee (ITCOLD, 2009) 62
Figura 21 – Briglia di ritenuta a finestra
Figura 22 – Schema illustrativo tecnica di venting (ITCOLD, 2009)70
Figura 23 - Schema di analisi all'interno di Salomè-Meca
Figura 24 - Interfaccia grafica modulo mesh
Figura 25 - Interfaccia grafica Aster_Study
Figura 26 - Interfaccia gestione Run Case e potenza di calcolo Code_Aster
Figura 27 - Interfaccia grafica modulo ParaVis
Figura 28 - Diga della Lavagnina Inferiore (foto storica da ANIDEL 6º Volume). 88
Figura 29 - Localizzazione Diga della Lavagnina Inferiore nel complesso delle dighe
del Gorzente
Figura 30 - Parte finale del bacino imbrifero sotteso dall'opera di sbarramento della
Lavagnina indicata nel quadrante
Figura 31 – Complesso degli invasi artificiali di Lavagnina e schema dell'alimentazione
dell'omonima centrale idroelettrica90
Figura 32 - Vista aerea della diga della Lavagnina (da Google Maps)91
Figura 33 - Sezione maestra Diga della Lavagnina. Si notano la camera di manovra e
le tubazioni di scarico (progetto originale tratto da ANIDEL 6° volume)
Figura 34 - Vista dello scivolo di protezione della camera contenente gli scarichi di
fondo – vista da valle
Figura 35 - Vista dalla sponda destra durante la tracimazione (foto storica tratta da
ANIDEL 6° volume)

Figura 36 - Planimetria della diga della Lavagnina (da progetto originale tratto da
ANIDEL 6° volume)
Figura 37 – Individuazione delle indagini geologiche e geognostiche 106
Figura 38 - Andamento della distribuzione delle pressioni lungo il paramento di monte
Figura 39 - Tensioni principali massime e minime indotte dalle coazioni termiche
ottenute da studio termico preliminare116
Figura 40 - Determinazione dell'accelerazione massima attesa ag 118
Figura 41 - Determinazione dello spettro di risposta a pericolosità uniforme 119
Figura 42 - Individuazione pericolosità sismica
Figura 43 - Scelta della strategia di progettazione
Figura 44 - Determinazione dell'azione di progetto136
Figura 45 - Modello geometrico sistema diga-fondazione
Figura 46 - Modello geometrico del concio di diga139
Figura 47 - Mesh del concio del corpo diga140
Figura 48 - Mesh modello del terreno di fondazione
Figura 49 - Particolare mesh al contatto diga-fondazione144
Figura 50 - Mesh per il modello diga-terreno di fondazione
Figura 51 - Individuazione quote di verifica nel corpo diga
Figura 52 - Spostamenti orizzontali del corpo diga (SLU - serbatoio vuoto)151
Figura 53 - Spostamenti verticali del corpo diga (SLU - serbatoio vuoto)152
Figura 54 - Tensioni principali massime σ1 (SLU - serbatoio vuoto)
Figura 55 - Tensioni principali minime σ ₂ (SLU - serbatoio vuoto)
Figura 56 - Spostamenti orizzontali del corpo diga (SLU - regolazione) 155
Figura 57 - Spostamenti verticali del corpo diga (SLU - regolazione) 156
Figura 58 - Tensioni principali massime σ ₁ (SLU - regolazione)156
Figura 59 - Tensioni principali minime σ ₂ (SLU - regolazione)
Figura 60 - Dominio di Mohr-Coulomb per lo stato tensionale biassiale163
Figura 61 - Schematizzazione modello agli elementi finiti
Figura 62 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Y 176
Figura 63 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Z 177

Figura 64 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione X $(vista da$
monte)
Figura 65 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione X (vista da
valle)
Figura 66 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Y 179
Figura 67 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Z179
Figura 68 - Layout perforazioni sul piano di coronamento199
Figura 69 - Sezione maestra con rappresentazione andamento sub-verticale iniezioni
(Sez.A-A)
Figura 70 - Planimetria andamento perforazioni con indicazione sezione maestra A-
A202
Figura 71 - Modello geometrico dell'intervento di impermeabilizzazione
Figura 72 - Mesh del sistema strutturale diga-schermo-fondazione 204
Figura 73 - Dettaglio della mesh del terreno - intervento di impermeabilizzazione204
Figura 74 - Mesh e modello geometrico dello schermo di impermeabilizzazione 205
Figura 75 - Dettaglio della mesh dello schermo di impermeabilizzazione
Figura 76 - Spostamenti orizzontali del corpo diga post-intervento (SLU-regolazione)
Figura 77 - Spostamenti verticali del corpo diga post-intervento (SLU - regolazione)
Figura 78 - Tensioni principali massime σ_1 post-intervento (SLU – regolazione) 209
Figura 79 - Tensioni principali minime σ_2 post-intervento (SLU – regolazione) 209
Figura 80 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Y (post-
intervento)
Figura 81 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Z (post-
intervento)
Figura 82 - Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione X post-
intervento
Figura 83 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Y post-
intervento

Figura 84 - Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Z post-
intervento
Figura 85 - Confronto spostamenti massimi lungo Y pre e post-intervento (SLU-
regolazione)
Figura 86 - Confronto tensioni principali massime σ_1 pre e post-intervento (SLU-
regolazione)
Figura 87 - Confronto tensioni principali minime σ_2 pre e post-intervento (SLU-
regolazione)
Figura 88 - Confronto tra gli spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in
direzione Y pre e post-intervento (SLC-regolazione)
Figura 89 - Confronto delle tensioni totali σ_x da combinazione tensioni lungo l'asse X
(SLC-regolazione)
Figura 90 - Confronto delle tensioni totali σ_y da combinazione tensioni lungo l'asse Y
(SLC-regolazione)

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 18 - Valori delle frequenze relative ai modi di vibrare del sistema strutturale
Tabella 19 - Modi di vibrare significativi
Tabella 20 - Valori dell'ordinata dello spettro elastico corrispondente a ciascun modo
Tabella 21 - Grandezze modali caratteristiche 175
Tabella 22 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche
SLU (Tab. 6.2.I NTC18)
Tabella 23 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II
NTC18)
Tabella 24 - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali
(Tab. 6.4.I NTC18)
Tabella 25 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione
(Analisi statica)
Tabella 26 - Forze dinamiche con invaso alla quota di regolazione 192
Tabella 27 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione
(Analisi dinamica)
Tabella 28 - Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di
caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni (Tab. C8.5.II della
Circolare NTC18)
Tabella 29 - Valori delle frequenze relative ai modi di vibrare del sistema strutturale
post-intervento
Tabella 30 - Modi di vibrare significativi post-intervento
Tabella 31 - Valori dell'ordinata dello spettro elastico corrispondente a ciascun modo
post-intervento
Tabella 32 - Grandezze modali caratteristiche post-intervento
Tabella 33 - Confronto delle frequenze e dei periodi associati ai modi principali di
vibrare nella situazione pre e post-intervento
Tabella 34 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione
(Analisi statica – post-intervento)

Tabella 35 - Forze dinamiche con invaso alla quota di regolazione (post-intervento)
Tabella 36 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione
(Analisi dinamica - post-intervento)

INTRODUZIONE

La sicurezza degli sbarramenti di ritenuta rappresenta oggi uno dei fronti di studio e approfondimento più ambiti dai professionisti e dai ricercatori del settore delle costruzioni delle grandi opere idrauliche. Il settore delle dighe raccoglie tipologie strutturali complesse e diversificate, edificate per la maggior parte in tempi remoti e pertanto oggi non sempre conosciute a pieno nel loro comportamento, configurandosi quindi come un fronte di intervento abbastanza diffuso.

Garantire la sicurezza vuol dire prevedere e controllare il comportamento di tali opere, nei confronti delle azioni alle quali sono sottoposte durante e dopo la loro vita utile (definita da norma). Il rischio associabile ad una diga è in genere molto elevato, date le drammatiche conseguenze prodotte da un ipotetico danneggiamento, o peggio, collasso della struttura, come storicamente è tragicamente noto.

Quanto sopra detto è noto a livello internazionale, ma ancora di più a livello nazionale dove si osserva che la maggior parte degli sbarramenti è stata costruita nella prima metà del secolo scorso, quando le conoscenze in ambito sismico erano abbastanza limitate e nell'immaginario collettivo non era ancora ben consolidata l'idea che un terremoto potesse compromettere strutture così imponenti.

Oggi il settore della sicurezza sismica delle dighe si configura come una tematica abbastanza giovane e in evoluzione, rivestendo particolare importanza dati i continui sviluppi tecnici e normativi, soprattutto a seguito dei recenti eventi sismici che hanno colpito il territorio nazionale.

In Italia oggi è presente un preciso quadro normativo che indirizza chiaramente nella progettazione, costruzione e valutazione nei diversi ambiti della sicurezza associata a queste opere. Con il D.M. 26 giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", il D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" e le linee guida emanate nel Luglio 2018 dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)" si è in possesso di tutti gli strumenti normativi necessari per la valutazione della sicurezza delle opere di sbarramento presenti sul territorio nazionale.

Molti studi tecnici professionali negli anni sono stati interpellati per dare risposte ai gestori degli impianti di ritenuta e nello specifico, il presente lavoro è stato sviluppato presso, e con la collaborazione, della società di consulenza e progettazione Gruppo Ingegneria Torino (GIT).

Nel merito, il presente studio è incentrato sulla valutazione della sicurezza della diga della Lavagnina, situata nel territorio del comune di Casaleggio Boiro (AL), costituente uno degli sbarramenti del sistema di derivazione ad uso plurimo che interessa il torrente Gorzente, le cui acque sono utilizzate anche a scopo idroelettrico dall'omonima centrale costruita più a valle.

Per la realizzazione di tale studio è stato necessario affrontare una prima fase conoscitiva, basata sull'analisi della particolare tipologia costruttiva della diga oggetto di studio, costruita in muratura di pietrame e malta e soggetta a diverse tipologie di degrado, associate sia al naturale deperimento del materiale nel tempo che all'azione dei fattori climatici che interagiscono con la struttura.

In una seconda fase, dopo la raccolta di tutte le informazioni disponibili sulla caratterizzazione geometrica e fisico-meccanica dello sbarramento, si è affrontato lo studio per la valutazione della sicurezza statica e sismica della struttura, seguendo l'iter metodologico richiesto dalla già citata normativa vigente.

Le verifiche di sicurezza richieste per uno sbarramento di ritenuta sono molteplici e richiedono una serie diversificata di dati, con un approfondimento sempre maggiore in funzione del livello progettuale da raggiungere.

Trattandosi di uno studio preliminare, in questa sede sono state eseguite le verifiche ritenute più importanti e rappresentative, al fine di impostare un primo quadro conoscitivo sul comportamento strutturale della diga della Lavagnina in diversi scenari (statico e simico), aprendo quindi a possibili sviluppi futuri volti ad ottenere un grado di conoscenza più elevato.

Lo studio si chiude con un approccio progettuale che ipotizza una particolare tipologia di intervento di impermeabilizzazione e conseguente consolidamento del corpo diga, valutando se varia e come il comportamento strutturale dello sbarramento a seguito all'intervento.

Capitolo 1: LE DIGHE DI SBARRAMENTO

Il presente capitolo vuole fornire una panoramica generale sulle strutture di sbarramento e sulle funzioni che esse assolvono, con particolare attenzione alla attuale situazione in Italia.

Dopo una preliminare descrizione delle diverse tipologie di opere di sbarramento e un piccolo cenno sulla storia di tali opere, nei paragrafi finali si analizzeranno la situazione delle piccole e grandi dighe italiane esistenti.

1.1 Premessa

L'acqua rappresenta un diritto e un patrimonio comune appartenente a tutta l'umanità. Essa rappresenta un bene pubblico essenziale per il progresso economico e sociale, da proteggere, condividere e utilizzare. Il diritto all'acqua rappresenta un'estensione del diritto alla vita affermato dalla *Dichiarazione universale dei diritti umani*, evidenziando l'imprescindibilità di questa risorsa per la vita umana.

Il significativo aumento della domanda idrica negli ultimi decenni, a fronte di una scarsità crescente di questa risorsa naturale, assegna all'acqua un valore che è destinato a crescere nel prossimo futuro, fino a tal punto da ricoprire un ruolo strategico simile a quello che il petrolio ha esercitato sulla crescita economica del ventesimo secolo.

"La conoscenza della realtà, in un quadro di razionalizzazione, disponibilità e aggiornamento sistematico delle conoscenze, risulta fondamentale per la gestione integrata delle risorse idriche e rappresenta l'obiettivo a cui tendere, in un'ottica di tutela, riqualificazione e compatibilità ambientale, per risolvere i conflitti tra i differenti usi della risorsa stessa" (www.arpa.piemonte.it 2019).

1.2 Le opere di sbarramento

Quando si parla di sbarramenti di ritenuta posti su di un corso d'acqua è doveroso distinguere tra *dighe* e *traverse*. La differenza sostanziale risiede nella diversa funzione a cui assolvono le due strutture.

La diga è un'opera di sbarramento artificiale permanente, fissa o mobile, atta a creare un volume di invaso artificiale a monte che può raggiungere anche importanti entità. Nel caso di strutture che superano i 15 metri di altezza o con capacità di invaso superiori al milione di metri cubi, infatti, si parla di *grandi dighe* il cui controllo spetta obbligatoriamente allo Stato Italiano.

Si parla di traversa fluviale, invece, quando si vuole indicare un'opera di sbarramento volta alla sola regolazione del livello idrico a monte. Essa ha funzione analoga a quella delle dighe, ma, a differenza di queste, produce un rialzamento (rigurgito) modesto del pelo libero, tale che l'acqua a monte dello sbarramento stesso non esca dall'alveo naturale del fiume. Il piccolo volume di invaso risulta essere dunque non confrontabile con quello associabile alle dighe. La traversa fluviale può far parte di un'opera di derivazione delle acque da un corso d'acqua e può essere provvista di paratoie fisse o mobili per la regolazione della sua attivazione.

1.3 Funzioni di una diga di ritenuta

Mediante la creazione di un sovra innalzamento del livello idrico a monte di un corso d'acqua, si può far fronte a differenti necessità di carattere sia economico che di sicurezza ambientale. Un impianto di ritenuta, sostanzialmente, può assolvere a diversi compiti, tra i principali: approvvigionamento idrico per uso alimentare, scopi irrigui, alimentazione di centrali idroelettriche, necessità di rendere navigabile un corso d'acqua, regolazione in fase di piena per garantire la sicurezza.

1.3.1 Energia idroelettrica

L'energia idroelettrica è una fonte di energia alternativa e rinnovabile, che sfrutta la trasformazione dell'energia potenziale, posseduta dal volume d'acqua contenuto nel bacino artificiale, per produrre corrente elettrica attraverso un apparato alternatore-turbina.

L'elettricità generata dalle dighe rappresenta da sempre la più grande risorsa di energia rinnovabile nel mondo; in Italia il suo contributo si attesta sul 40% dell'energia rinnovabile totale prodotta sul territorio nazionale (Figura 1). Le centrali idroelettriche permettono di produrre 2,3 trilioni kW/h di elettricità ogni anno (24% dell'elettricità nel mondo).



Figura 1 – Collocazione e numero di impianti idroelettrici sul territorio nazionale (Elaborazione ISPRA su dati TERNA Spa)

L'acqua accumulata nel bacino viene incanalata attraverso una condotta forzata verso una centrale idroelettrica posta a valle, in maniera tale da sfruttare il salto idraulico che viene opportunamente progettato per la produzione della quantità di energia desiderata.

La forza meccanica dell'acqua che agisce sulle turbine viene trasformata in energia elettrica attraverso un generatore elettrico che sfrutta il fenomeno dell'induzione elettromagnetica (Figura 2).



Figura 2 - Turbina Kaplan (Tratto da www.vehiclecue.it)

L'energia idroelettrica rappresenta in Italia la principale risorsa alternativa ai combustibili fossili e garantisce, grazie alla produzione di 18,5 GW di potenza, circa il 20% del fabbisogno energetico italiano.

In questi ultimi anni il settore dell'idroelettrico è in espansione grazie anche allo sviluppo del *mini-bydro*¹; grazie alle ridotte dimensioni dell'intero impianto che costituisce questa alternativa, è possibile installare piccoli impianti idroelettrici ricavandone numerosi vantaggi (Marangoni 2017):

- Investimenti contenuti: la realizzazione di un tale impianto generalmente avviene su acqua fluente che non richiede la costruzione di opere particolarmente costose (come le grandi dighe). Questo permette un veloce ritorno dell'investimento.
- Consente un miglioramento delle condizioni idrogeologiche del territorio.

¹ Non esiste un limite mondialmente accettato per cui una centrale idroelettrica venga definita "piccolo idroelettrico". Secondo l'ESHA (*European Small Hydropower Association*) tale limite è considerato pari a 10MW di potenza installata.

Per convenzione, in Italia, una capacità di generazione che arriva fino ai 3 megawatt (MW) è generalmente accettata come il limite superiore di quello che si definisce mini-idroelettrico

• Contribuisce alla riduzione dell'effetto serra, e quindi beneficia dei certificati verdi per la produzione di energia da fonti rinnovabili.

1.3.2 Controllo delle piene

Le dighe e le traverse vengono anche utilizzate per la regolazione dei livelli idrici massimi dei fiumi e dei corsi d'acqua più importanti, evitando così inondazioni ed alluvioni a valle a seguito di eventi piovosi intensi. Tali strutture accumulano acqua durante eventi meteorici importunanti per poi rilasciarla più gradatamente nel tempo.

Ogni invaso artificiale, infatti, è regolato da uno specifico piano di controllo delle piene, secondo il quale si regolano i livelli di invaso per far fronte ad eventi di piena stagionali: regolando il livello del serbatoio a quote più basse, lo si predispone alla raccolta delle maggiori portate idriche attese, tipiche delle stagioni più piovose. Mediante l'adozione di questa strategia è possibile ridurre, o in alcuni casi anche eliminare, il pericolo delle piene incontrollate.

1.4 Cenni storici

Fin dalle epoche più remote l'uomo ha sempre avuto bisogno della risorsa idrica naturale per la sua sussistenza e per compiere le sue attività. Testimonianza lampante di tale affermazione la si ritrova nella collocazione geografica dei primi insediamenti umani, posizionati sempre nelle vicinanze di un corso d'acqua o di una qualunque fonte idrica resa facilmente disponibile (laghi, serbatoi naturali, anfratti).

Sfruttando le esondazioni naturali dei fiumi, l'uomo ha scoperto le tecniche di irrigazione migliorando la pratica dell'agricoltura. Molto spesso, però,

un'agricoltura dipendente dalle esondazioni risultava essere troppo delicata, perché troppo legata al comportamento stagionale dei corsi d'acqua.

Nasce proprio da qui la necessità delle diverse civiltà di controllare le risorse idriche disponibili, deviando i corsi d'acqua naturali per creare degli accumuli artificiali, da sfruttare durante i periodi di siccità per alimentare acquedotti o canali di irrigazione.

Con il progredire della tecnologia, nel corso delle diverse epoche, l'uomo ha imparato a modificare l'ambiente in cui viveva rendendolo più confacente alle proprie esigenze. In tale prospettiva nascono le opere di sbarramento artificiali.

Si ha testimonianza della costruzione delle prime dighe da parte degli antichi Egizi, Babilonesi, Persiani e altri popoli dell'antichità, fino ad arrivare a gli antichi Romani che eccelsero nella tecnica acquedottistica della loro epoca. Alcune dighe romane costruite in tempi remotissimi sono infatti arrivate fino ai nostri giorni. In molti casi se ne possono osservare solo i resti ma in qualche circostanza quelle dighe sono addirittura ancora oggi in servizio.

Conoscere la storia legata a queste particolari strutture può essere interessante sotto diversi aspetti: può essere utile a gli storici per studiare l'evoluzione delle tecniche idrauliche delle diverse civiltà ma può esserlo anche e soprattutto per gli ingegneri, che traendo insegnamento dagli errori commessi nel passato, possono effettuare scelte idonee a scongiurare i tragici avvenimenti collegati ai collassi delle opere di sbarramento.

Esempio lampante è sicuramente il tragico crollo della *Diga del Vajont,* costruita tra il 1957 e il 1960 nel comune di Erto e Casso (provincia di Pordenone), lungo il corso del torrente Vajont al confine tra Friuli e Veneto.

Di tipo a doppio arco, ad oggi lo sbarramento è stato ripristinato nelle condizioni che aveva prima del disastro ed è alto 261,60 m, rappresentando la settima diga più alta del mondo (la quinta ad arco) con un volume di 360.000 m³

e con un bacino di 168,715 milioni di metri cubi. All'epoca della sua costruzione era la diga più alta al mondo.

Il disastro del Vajont è stato un disastro ambientale ed umano, verificatosi la sera del 9 ottobre 1963, nel neo-bacino idroelettrico artificiale del torrente Vajont, a seguito della caduta di una frana nelle acque del bacino artificiale dal soprastante pendio del Monte Toc; 270 milioni di m³ di roccia (un volume più che doppio rispetto a quello dell'acqua contenuta nell'invaso) si riversarono nel bacino con la conseguente tracimazione dell'acqua contenuta nell'invaso, che straordinariamente superò l'altezza di coronamento sviluppando un fronte d'onda tricuspide di 250 m. Il superamento della diga da parte del fronte d'onda provocò l'inondazione e la distruzione degli abitati del fondovalle veneto, tra cui Longarone, con la conseguente morte di circa 1900 persone.

La diga non crollò completamente ma subì ingenti danni sul coronamento, reggendo all'impatto con l'onda e alle conseguenti sollecitazioni, che si sono stimate essere state quasi dieci volte superiori a quelle prevedibili durante il normale esercizio, a dimostrazione quindi della corretta progettazione e realizzazione della struttura in sé.

Secondo alcuni le cause della tragedia sono riconducibili a diversi aspetti, ma dopo numerosi dibattiti, processi e opere di letteratura, sono state ricondotte ai progettisti e dirigenti della SADE, ente gestore dell'opera fino alla nazionalizzazione, i quali occultarono il rischio idrogeologico associato ai versanti del bacino valutandolo invece idoneo. Dopo la costruzione della diga, si scoprì infatti che i versanti avevano caratteristiche morfologiche (incoerenza e fragilità) tali da non renderli adatti ad essere lambiti da un serbatoio artificiale. Nel corso degli anni l'ente gestore e i suoi dirigenti, pur essendo a conoscenza della effettiva pericolosità, anche se supposta inferiore a quella poi rivelatasi, coprirono con dolosità i dati a loro disposizione (www.wikipedia.org s.d.).

1.5 Tipologie e caratteristiche

Essenzialmente una diga si comporta come un muro di sostegno, solido ed impermeabile, che blocca le acque a monte resistendo alla spinta da esse esercitata.

La scelta della tipologia di diga da utilizzare è legata ad alcune considerazioni sia di carattere tecnico che economico. Il fattore economico incide molto su queste grandi opere, che richiedono grandi quantità di materie prime e di manovalanza specializzata.

Il primo problema del progettista che si avvia allo studio della fattibilità dell'opera è quello di individuare le caratteristiche del luogo ove la struttura dovrà essere posizionata; tipo di terreno di imposta, caratteristiche del corso d'acqua e conformazione delle sponde dell'alveo sono solo alcuni degli aspetti che devono essere presi in considerazione durante la fase preliminare di progettazione.

A seguito di queste considerazioni si dovranno decidere tutti i parametri e le caratteristiche che la struttura di ritenuta dovrà possedere: altezza diga, estensione coronamento, tipo di sfioro, materiale costituente, forma geometrica strutturalmente più adeguata, modalità costruttive...Un corpo diga, dunque, può assumere molteplici geometrie e può essere costruito utilizzando diversi materiali a seconda della specifica funzione a cui deve assolvere e soprattutto in base a dove esso viene costruito.

Per far fronte a tutte le esigenze, nel corso degli anni i progettisti hanno definito alcune tipologie costruttive convenzionali alle quali la Normativa vigente (NTD14) in termini di dighe fa riferimento. Secondo il D.M. 26 Giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sharramenti di ritenuta (dighe e traverse)" le dighe sono classificate nei seguenti tipi [2]:

- a. Dighe di calcestruzzo:
 - a.1. a gravità
 - a.1.1. ordinarie
 - a.1.2. alleggerite
 - a.2. a volta
 - a.2.1. ad arco
 - a.2.2. ad arco gravità
 - a.2.3. a cupola
- b. Dighe di materiali sciolti:
 - b.1. di terra omogenea
 - b.2. di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta interna
 - b.3. di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta esterna
- c. Traverse fluviali
- d. Dighe di tipo misto e tipo vario

Non è raro che un singolo corpo diga possa presentare più di una tipologia nella stessa struttura.

1.5.1 Dighe a gravità

Questa tipologia di dighe è costruita mediante calcestruzzo convenzionale o attraverso elementi lapidei legati assieme con malta idraulica.

La struttura si oppone alla spinta dell'acqua attraverso il solo peso proprio che risulta essere proporzionato alle azioni sollecitanti e nella maggior parte dei casi è di grande entità.

Questa tipologia si differenzia a sua volta in:

- Ordinarie: dette anche "a gravità massicce"; definite con sezione trasversale trapezoidale, presentano una struttura ad asse planimetrico rettilineo o debole curvatura, che si mantiene costante su tutto il profilo longitudinale. Solitamente il paramento di monte è verticale, mentre il paramento di valle presenta una pendenza compresa tra 0,7:1 e 0,8:1. La sezione è piena, divisa in conci con giunti verticali permanenti e posti a distanze tali da evitare fessurazioni e ritiri. Grazie all'importante peso della struttura e all'attrito generato con il terreno di fondazione, tale tipologia garantisce grande stabilità e sicurezza nei confronti di eventi eccezionali quali straordinari eventi di piena o terremoti.
- *Alleggerite*: dette anche "a speroni o a vani interni", definite creando dei vani di alleggerimento alla forma tipica dello sbarramento massiccio. Sono caratterizzate da una struttura muraria trasversale costituita da una successione di elementi indipendenti detti speroni o contrafforti, aventi profilo trasversale triangolare e posti a contatto lungo il paramento di valle (a volte anche su quello di monte) per fornire sostegno alla parete di ritenuta e opportunamente distanziati tra loro.

1.5.2 Dighe ad arco

Questa tipologia di dighe si oppone alla spinta dell'acqua attraverso l'effetto arco ottenuto grazie alla particolare forma conferita all'opera muraria, che risulta sensibilmente arcuata nel profilo trasversale e impostata contro la roccia, in modo da scaricare la pressione idrostatica sui fianchi della struttura attraverso le sponde d'imposta. Tali strutture risultano snelle e slanciate, aventi sezione piena monolitica o formate da conci bloccati da giunti. In questa tipologia l'effetto del peso non gioca un ruolo principale nella resistenza alla spinta dell'acqua poiché si affida il tutto alla particolare forma strutturale.

Nelle dighe ad arco viene utilizzato molto meno materiale rispetto a quelle a gravità e di fatti si hanno forme strutturali abbastanza snelle, soprattutto nelle pareti di imposta laterali.

Questa tipologia si differenzia a sua volta in:

- *Ad arco:* quando la forma e i rapporti dimensionali risultano tali da permettere la resistenza alla spinta dell'acqua, del ghiaccio, alle perturbazioni varie e alle azioni sismiche, prevalentemente per mezzo dell'effetto della curvatura longitudinale che produce l'effetto arco.
- *Ad arco gravità:* quando la forma e i rapporti dimensionali risultano tali da permettere la resistenza alle spinte attraverso l'azione congiunta offerta dalla curvatura longitudinale, da quella trasversale di mensola e dal peso proprio.
- *A cupola:* quando la forma e i rapporti dimensionali sono tali che la risposta elastica è assimilabile a quella di una lastra a doppia curvatura.

1.5.3 Dighe in materiali sciolti

Rappresentano opere di sbarramento realizzate per mezzo di un rilevato, costituito da materiali litoidi sciolti di varia granulometria e inerti costipati. La tenuta viene garantita da un nucleo interno composto da materiali argillosi o da altri materiali con caratteristiche di permeabilità molto basse e da manti impermeabilizzanti in geotessuto.

In relazione al materiale impiegato, alle caratteristiche costruttive, e alle soluzioni progettuali di impermeabilizzazione, possono essere suddivise in dighe:

- In terra omogenea: costituite totalmente da terra omogenea caratterizzata da permeabilità uniforme e tale da garantire da sola la tenuta. Normalmente si impiega tale tipologia per altezze del rilevato non superiori ai 30m.
- In terra e/o pietrame, con Nucleo di argilla per tenuta interna: costituite da materiali naturali di varia tipologia, organizzati e disposti in zone ben precise della sezione in funzione delle caratteristiche di permeabilità, disponendo le zone permeabili all'esterno e quelle impermeabili all'interno per la tenuta.
- In terra e/o pietrame, con Manto di tenuta esterna: costituite da materiali naturali di vario tipo e granulometria dove la tenuta viene garantita mediante un manto di rivestimento posto sul fianco interno.

1.5.4 Traverse fluviali

Le traverse fluviali rappresentano opere di sbarramento di un corso d'acqua di modesta entità (Figura 3). In particolare, per quanto riguarda l'altezza, essa risulta mediamente inferiore ai 10 m e determina un innalzamento idrico a monte, contenuto all'interno dell'alveo. Queste opere vengono realizzate per creare piccoli accumuli idrici al fine di rendere possibile la derivazione di portate o permettere attingimenti grazie al locale incremento del livello idrico.



Figura 3 - Sezione di una piccola traversa fluviale

In relazione all'entità dell'opera e alla funzione che le traverse devono assolvere possono essere suddivise in:

- *Fisse:* costituite prevalentemente da strutture murarie massicce, ma anche mediante scogliere, al principale scopo di rialzare il livello idrico di monte per molteplici obiettivi: derivazioni, attingimenti, fruizione della risorsa idrica.
- Mobili: costituite da opere murarie trasversali, anche di notevoli entità, al solito scopo delle precedenti, ma dotate di organi di regolazione. Tali apparati possono essere costituiti da semplici paratoie di tenuta a sollevamento manuale fino alle enormi paratoie meccaniche che

consentono le regolazioni a scopi idroelettrici o di regimazione delle portate di piena di un corso d'acqua.

 Briglie: costituite anch'esse da opere murarie trasversali ma con lo scopo della stabilizzazione dell'alveo, dette infatti briglie di consolidamento. Sono opere trasversali al torrente, sporgenti dall'alveo nel quale sono fondate, costruite per fissare con il coronamento sommitale la quota dell'alveo e determinare, a seguito dell'interrimento conseguente all'accumulo del materiale a monte di essa, la modifica della pendenza originaria del corso d'acqua. La funzione primaria della briglia risulta quella di contrastare l'erosione del letto del torrente e quindi del trasporto solido a seguito della riduzione della pendenza; contribuisce inoltre alla stabilizzazione delle sponde a seguito del riempimento che si origina a monte.

1.6 Le dighe in Italia

Sul territorio italiano si contano 533 invasi artificiali utilizzati per diversi scopi e costruiti in diverse epoche; molte delle opere realizzate dagli etruschi o dai romani sono ad oggi ancora in esercizio, come la cloaca massima ordinata da Tarquinio Prisco, oppure come la rete dei fiumi che sfociano nella laguna di Venezia risalente al Medioevo.

Non tutte le 533 dighe presenti sul territorio nazionale, però, risultano in completo esercizio. Quelle attive (dato aggiornato al 2018) e in concessione sono infatti solo 382. Delle restanti, 32 sono in esercizio limitato per motivi tecnici, 81 in esercizio sperimentale, 11 in costruzione o con lavori di costruzione conclusi ma con invasi sperimentali non avviati e 27 fuori esercizio per motivi tecnici.



Figura 4 - Distribuzione delle grandi dighe sul territorio nazionale (F. Fumanti 2015) Le dighe più antiche di Italia furono costruite dal Regno di Sardegna nel 1860: quella della *Spina* a Pralormo (Torino), alta 20 metri, di terra, ancora in esercizio, e la diga di *Bunnari Bassa*, che alimentava l'acquedotto di Sassari, oggi fuori esercizio provvisorio in attesa della dismissione.

La maggior parte degli invasi, prevalentemente a scopo idroelettrico, è situato nell'arco alpino ma si ritrova un notevole numero di dighe anche in Sardegna e in Sicilia, come la diga dell'*Àncipa* (Messina), gestita dall'Enel (Figura 4).

L'età media dei più importanti sbarramenti italiani si attesta su 62 anni senza considerare quelli di più modesta dimensione, almeno 12 mila, dei quali non è disponibile ancora un dettagliato censimento. Risulta dunque evidente che la maggior parte di queste opere necessità di un continuo monitoraggio, seguito da opportuni interventi di manutenzione ove si rendano necessari.

A tal proposito gli sbarramenti artificiali per la ritenuta idrica, siano esse dighe di ritenuta o traverse, sono assoggettate ad un'attività di controllo pubblica, che può essere di livello regionale o statale, sulla corretta gestione dell'opera da parte del concessionario, ai fini della tutela della pubblica sicurezza.
LE GRANDI DIGHE ITALIANE DI COMPETENZA STATALE PER REGIONE, NUMEROSITÀ, VOLUME ED ETÀ MEDIA

Regione	Numero di dighe	Volume tot. di invaso dei serbatoi (milioni di m³)	Età media in anni
Abruzzo	14	370	61
Basilicata	14	910	44
Calabria	22	586	46
Campania	17	293	49
Emilia-Romagna	24	159	66
Friuli-Venezia Giulia	12	191	65
Lazio	21	519	71
Liguria	13	61	86
Lombardia	77	4.036	75
Marche	16	119	57
Molise	7	203	31
Piemonte	59	375	76
Puglia	9	541	35
Sardegna	59	2.505	53
Sicilia	46	1.105	46
Toscana	50	321	61
Trentino-Alto Adige	37	648	62
Umbria	10	430	52
Valle d'Aosta	8	142	78
Veneto	18	238	69
TOTALE	533	13.752	62

Note: 1) volume di invaso del serbatoio ai sensi del D.L. n. 507/94 convertito con L. n. 584/94; 2) i volumi indicati per la Lombardia e il Piemonte sono comprensivi di quelli determinati dagli sbarramenti regolatori dei grandi laghi naturali prealpini.

Figura 5 - Le grandi dighe italiane di competenza statale per regione, numerosità, volume ed età media (Tratto da Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Marzo 2018)

Sono di competenza statale tutte le dighe con un'altezza superiore ai 15 metri o con un invaso superiore al milione di metri cubi (Figura 5), mentre i rimanenti sbarramenti sono di competenza regionale. Dopo il crollo del ponte Polcèvera a Genova (14 agosto 2018), a seguito della strage che ne è scaturita, il Governo ha messo sotto osservazione tutte le grandi infrastrutture, potenziando anche i controlli sulle dighe di sbarramento, che sebben tenute sempre sotto stretta osservazione, per loro natura hanno un forte impatto sulle paure collettive.

Ogni progetto riguardante una diga, infatti, è seguito e poi monitorato per tutta la sua vita dalla direzione generale Dighe e infrastrutture idriche ed elettriche, uno dei servizi tecnici nazionali. Il servizio Dighe si articola in uffici periferici (Torino, Milano, Venezia, Firenze con un distaccamento per l'Umbria, Napoli, Palermo con il distaccamento per la Calabria, Cagliari) i quali controllano tutte le maggiori 532 dighe italiane per fini di pubblica incolumità.

In Italia le grandi dighe sono principalmente utilizzate per la produzione di energia idroelettrica che rappresenta una delle più diffuse ed importanti fonti di energia rinnovabile (Figura 6). Abbastanza diffuso è l'utilizzo per scopi irrigui, soprattutto nelle regioni meridionali meno ricche di invasi naturali e corsi d'acqua.



Figura 6 - Funzione delle dighe in Italia

1.6.1 Le più grandi dighe italiane

La diga più alta d'Italia è quella abbandonata e inattiva del Vajont, al confine tra Friuli e Veneto, il cui sbarramento raggiunge circa i 255 metri di altezza; seguono *Alpe Gera* (Enel, Lombardia, a gravità, 160,5 m) e *Santa Giustina* (Dolomiti Edison, Trentino, ad arco, 147,5 m) (vedi Figura 8).

Tra le dighe costruite in terra battuta la più alta è quella di *Castagnara Metramo*, in Calabria, che raggiunge i 90 metri.

Considerando il volume idrico di invaso del bacino, è doveroso citare il lago irriguo creato dalla diga *Eleonora d'Arborea* a Busachi (Oristano), diga costruita sul corso del fiume Tirso negli anni '90. Con i suoi 748,2 milioni di metri cubi d'acqua invasata detiene il primato in Italia. Non meno importante è la diga irrigua di Monte Cutugno, 482 milioni di metri cubi d'acqua, costruita negli anni '70 in Basilicata a Senise (Potenza) sul fiume Sinni (Figura 7).



Figura 7 - Diga Eleonora d'Arborea a sinistra, Diga di Monte Cotugno a destra

Graduatoria altezza della diga (definizione di cui alla L. 584/94)						
Disc						
Diga	Tipologia Diga	Concessionario	Regione	Ailezza (m)		
Vajont	Cupola	ENEL Produzione Spa	Friuli V. G.	255,50		
Santa Giustina	Arco semplice	Dolomiti Edison Energy Srl	Trentino Alto Adige	147,50		
Lumiei	Cupola	A2A Spa	Friuli V. G.	128		
Dighe a gravità						
Diga	Tipologia Diga	Concessionario	Regione	Altezza (m)		
Alpe Gera	Gravità Ordinaria	ENEL Produzione	Lombardia	160,00		
Place Moulin	Arco Gravità	Compagnia valdostana delle Acque	Valle D'Aosta	143,50		
Frera	Arco Gravità	Edison Spa	Lombardia	138,00		
Dighe in terra						
Diga	Tipologia Diga	Concessionario	Regione	Altezza (m)		
Castagnara Metramo	In terra	C.B. Tirreno Reggino	Calabria	95,50		
Menta	Pietrame con manto	Sorical	Calabria	86,85		
Lago Verde	Pietrame con manto	Alperia Green Power Srl	Trentino Alto Adige	86,50		
Graduatoria volume della diga (definizione di cui alla L. 584/94)						
Diga	Uso della risorsa	Concessionario	Regione	Volume (Mm3)		
Cantoniera	Irriguo	Reg. Sardegna	Sardegna	748,20		
Monte Cutugno	Irriguo	Ente per lo sviluppo dell'irrigazione e la trasformazione fondiaria in Puglia, Lucania ed Irpinia	Basilicata	482,00		
Monte su Rei	Pietrame con manto	Reg. Sardegna	Sardegna	332,00		

Figura 8 - Graduatoria delle dighe nazionali per altezza e volume di invaso.

1.6.2 Le piccole dighe italiane

Di più modesta entità, ma non per questo meno importanti, sono i piccoli sbarramenti di competenza regionale dislocati su tutto il territorio italiano. Erroneo giudizio è pensare che "piccola diga" voglia dire meno importante e ininfluente. Nonostante le modeste dimensioni, tali dighe pongono aspetti tecnici non indifferenti e, alla luce del loro ingente numero, presentano problematiche per la pubblica sicurezza.

Di tali strutture non esiste un censimento aggiornato ma solo una stima datata 2017 del Comitato Italiano Grandi Dighe (ITCOLD, itcold.it). Si rileva un importante incremento delle piccole dighe di sbarramento in Italia, stimato attorno al 60% rispetto al 2009-2010. Da circa 8.200 unità si sarebbe passati a un "ordine di 12.000-14.000 su tutto il territorio nazionale", come si legge nel rapporto "Le piccole dighe in Italia".

Buona parte di tali invasi risale alla seconda meta del '900; costruiti grazie anche ai finanziamenti che tendevano ad incentivare la produzione agricola in area collinare. La perdita di interesse per la risorsa idrica immagazzinata fa sì che molti di questi serbatoi versino in condizioni di abbandono, anche se a queste risorse vengono oggi riconosciute altre funzioni socio-ambientali come la difesa antincendio, gli aspetti ricreativi e paesaggistici, l'incremento della biodiversità e l'eventuale regimazione delle piene in ambito locale.

Le attuali normative regionali in tale ambito risultano incomplete ed eterogenee. Appena 11 Regioni (e le Province a statuto speciale di Trento e Bolzano) avrebbero infatti "emesso documenti normativi afferenti agli sbarramenti di competenza regionale", presentando tra loro "importanti eterogeneità e differenziazioni".

Capitolo 2: LE DIGHE DI MURATURA IN PIETRAME E MALTA

In capitolo si descriveranno le dighe con corpo murario in pietrame e malta, esaminandone le peculiarità e i problemi di cui sono affette.

Dopo una breve descrizione della tecnologia costruttiva adoperata per la costruzione di questa tipologia di opere, ci si soffermerà sull'analisi delle cause di degrado ad esse associate.

Il capitolo continuerà con la descrizione delle metodologie di indagine adoperate per la caratterizzazione dei materiali che costituiscono il corpo murario, proponendo una panoramica sui diversi interventi di ripristino adoperati nella comune tecnica costruttiva.

2.1 Premessa

Nella realizzazione delle moderne strutture di sbarramento uno dei materiali più largamente diffuso e utilizzato è il calcestruzzo, ma in realtà la maggior parte delle dighe esistenti non è stata realizzata con questo materiale.

La tecnica costruttiva più antica, infatti, prevedeva l'utilizzo di materiale lapideo reperibile più facilmente in loco, non molto distante dal sito di costruzione, tenuto assieme da un legante di tipo idraulico. Le dighe siffatte vengono comunemente denominate "*dighe in muratura di pietrame e malta*" e da una valutazione condotta alla fine del 1975 se ne possono contare circa 900 in tutto il mondo. Resta evidente come questa tipologia costruttiva sia stata una delle prime ad essere adottata per la realizzazione di queste opere. Essenzialmente tale tipologia di strutture sfrutta l'elevato peso posseduto per opporsi alla spinta dell'acqua. Le sezioni trasversali, in genere, presentano un andamento lineare per tutta l'estensione del coronamento, anche se non mancano casi in cui vi si ritrova una pianta arcuata con raggi più o meno ampi; a tale curvatura sono attribuite finalità diverse: estetiche, di tenuta (si attribuiva alla pressione dell'acqua il serraggio di eventuali lesioni sub verticali), statiche.

L'utilizzo del materiale lapideo di varia pezzatura tenuto assieme da malta idraulica risale ai tempi degli antichi Romani, i quali costruivano le loro imponenti opere esclusivamente utilizzando questo materiale. Attraverso l'utilizzo di malta (calce con sabbia o pozzolana) mescolata a pietre (*caementa*) i Romani costruivano le loro murature (*opus caementicium*) così solide e durature da resistere nei secoli, arrivando quasi intatte ai nostri tempi.

A dimostrazione di tale longevità delle strutture romane si può portare l'esempio dei *Mercati di Traiano* alle pendici del Quirinale a Roma o il *Porto romano della baia di Pozzuoli* a Napoli. Recenti studi, condotti sulle strutture di queste due ultime opere, hanno accertato la straordinarietà delle caratteristiche della muratura romana: gli ingredienti principali del composto utilizzato per comporre la muratura, sono la pozzolana (un miscuglio di ceneri vulcaniche e limo estratto all'epoca nei Campi Flegrei di Pozzuoli e nel Lazio) e la calce, in cui venivano inseriti frammenti di tufo, mattoni e cocci per formare il cosiddetto cementizio, uno dei primi esempi di calcestruzzo della storia. Quando la malta romana si induriva i materiali presenti al suo interno reagivano tra loro, creando dei cristalli di un minerale estremamente resistente noto come *strätlingite*. Questi cristalli, ad indurimento completato, formano all'interno della malta un'impalcatura che impedisce alle crepe di propagarsi, rendendo il materiale estremamente duraturo e resistente alle sollecitazioni meccaniche e sismiche, anche per gli standard attuali.

Volendo considerare l'utilizzo di questa tipologia costruttiva di dighe in Italia, si possono contare circa 61 strutture di sbarramento, la maggior parte costruite nella prima metà del secolo scorso e aventi prevalentemente profilo triangolare e funzionamento statico a gravità, o meno frequentemente ad arco-gravità.

2.2 Il corpo diga

Le prime dighe in muratura presentavano una sezione trasversale di forma approssimativamente rettangolare, rinforzata staticamente attraverso degli speroni o da rilevati in terra. Solo in un secondo momento si è compreso il vantaggio di un profilo triangolare che assicura minore volume di materiale a parità di stabilità statica della struttura.

Il corpo diga è realizzato essenzialmente con elementi lapidei di pezzatura decimetrica, legati assieme con un conglomerato, composto da legante di calce o di cemento, con percentuale in volume intorno al 40-60%.

In riferimento alla tipologia muraria utilizzata nelle dighe è possibile distinguere tra:

- muratura "a sacco";
- muratura a ricorsi;
- muratura a faccia a vista (a mosaico);
- muratura di pietre squadrate (bolognini).

Di queste quattro diverse tipologie di muratura, la prima è stata molto utilizzata per la costruzione del corpo diga nelle opere italiane, mentre le ultime due vi si ritrovano soprattutto nella realizzazione dei paramenti. Quella a sacco è una tipologia di muratura composta da due paramenti (muri) realizzati in pietra o mattoni, distanziati fra loro e aventi funzione di cassero di contenimento e di finitura superficiale. Tra i due paramenti è effettuato un getto di una miscela di pietrisco ed avanzi di lavorazione dei paramenti, legati da malta di cemento o di calce.

La fondazione può essere realizzata in maniera diretta, cioè adagiata direttamente sulla roccia di imposta, oppure interponendo una platea in conglomerato atta a realizzare un collegamento più omogeneo. Possono configurarsi alcuni casi in cui in fondazione è creato uno sperone atto a migliorare la stabilità allo scorrimento del corpo diga.

La funzione di tenuta all'acqua è affidata al paramento di monte, realizzato con uno strato di bolognini accuratamente listati, oppure ancora da uno strato di intonaco di alcuni centimetri di spessore. Il paramento di valle, molto spesso realizzato ad inclinazione variabile per sfruttare a pieno il contributo stabilizzante del peso del materiale, è rivestito anch'esso da uno strato di bolognini o pietre squadrate oppure da uno strato di intonaco. La scelta della tipologia di rivestimento da adottare è legata prevalentemente alle condizioni ambientali nelle quali lo sbarramento deve lavorare. Risulta evidente che a quote più alte è associato un livello di impermeabilizzazione sempre più raffinato per scongiurare gli effetti negativi del gelo [4].

2.2.1 Il manto Levy

Tale tipologia di rivestimento, molto poco utilizzata, è costituita da una serie di voltine semicircolari con asse parallelo al paramento di monte che creano una barriera contro le infiltrazioni dell'acqua nel corpo diga (Figura 9). Tali voltine sono costituite da calcestruzzo rivestito esternamente da intonaco impermeabile. Non sono rari i casi in cui all'interno di queste strutture sono inserire le canne di drenaggio del corpo diga. Il manto Levy blocca completamente la circolazione delle perdite nel corpo della diga, fungendo da

schermo drenante per le eventuali infiltrazioni, ma la sua esile struttura non assicura buoni risultati nelle severe condizioni ambientali soprattutto per le dighe in alta quota.



Figura 9 - Manto Levy lato monte Diga di Baitone

2.2.2 Il sistema di drenaggio

Nei corpi diga più antichi si sono rilevati nel tempo una serie di difetti di tenuta e perdite affioranti sul paramento di valle, a causa dell'assenza di giunti di contrazione e sistemi di drenaggio nel corpo murario. Il problema dell'infiltrazione dell'acqua nelle dighe riveste particolare importanza; l'acqua infiltrandosi da monte, circola all'interno della muratura attraverso le grandi intercapedini interconnesse che la compongono.

A causa di queste mancanze costruttive si è assistito nel tempo al fenomeno del dilavamento della muratura costituente il corpo strutturale e all'innalzamento delle pressioni interstiziali che hanno pregiudicato gravemente la stabilità dell'opera.

Per far fronte a questo genere di problemi è dunque indispensabile dotare i corpi murari delle dighe, di un efficace sistema di drenaggio atto ad allontanare l'eventuale acqua filtrata attraverso il paramento di monte, ristabilendo le condizioni progettuali iniziali (Figura 10).



Figura 10 - Posizionamento sistema drenante Diga del Salto (Geotecnica Progetti S.r.l.)

Tale sistema drenante è costituito da canne in materiale plastico o in acciaio, che intercettando i moti di filtrazione interni al corpo diga, riescono a convogliare il volume idrico raccolto in una condotta che lo allontana dalla struttura. Le canne drenanti presentano diametri variabili cha vanno dai 20 cm fino ad arrivare anche ai 60 cm.

Un'altra metodologia utilizzata per l'allontanamento delle acque filtrate nel corpo murario è rappresentata dalla predisposizione di cunicoli interni alla struttura, con funzione di dreni sub-orizzontali e di controllo delle infiltrazioni da monte.

Un sistema di drenaggio, per assolvere completamente al proprio compito, deve poter intercettare anche le filtrazioni in fondazione responsabili dell'innalzamento delle sottopressioni. Salvo che in alcune delle dighe di più recente costruzione, i vecchi sistemi di canne drenanti non arrivavano in fondazione, arrestandosi sul piano di imposta tra corpo diga e roccia.

2.3 Degrado della muratura: cause ed effetti

Come tutte le opere costruite dall'uomo, anche le dighe sono soggette a degrado naturale e/o artificiale. Con il passare del tempo si assiste al deterioramento delle proprietà dei materiali costituenti l'opera e le sue fondazioni, con conseguente riduzione del soddisfacimento dei requisiti progettuali richiesti per la struttura.

I fenomeni di degrado associati ad un corpo diga in muratura sono molteplici, a partire da possibili carenze progettuali fino a casi di naturale decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali.

Bisogna tenere in considerazione, inoltre, che i progettisti che operavano nella prima metà del '900 (epoca della costruzione della maggior parte delle dighe italiane), per ovvie ragioni, non erano a conoscenza di alcuni dei problemi progettuali ad oggi entrati nel patrimonio delle conoscenze dei progettisti, come il problema delle sollecitazioni dinamiche indotte dai terremoti. Tutto questo, ovviamente, ha comportato nel tempo il nascere di problematiche che hanno minato alla stabilità globale dell'opera, a seguito molto spesso dell'insorgere di tensioni di trazione sul paramento di monte, che facilmente evolvevano spesso in fessurazioni.

A contribuire al degrado delle strutture murarie nel tempo non sono mancati, inoltre, problemi legati alla regola d'arte di realizzazione della muratura, a seguito di mancanze a riguardo della scelta dei materiali più idonei e della corretta posa in opera degli stessi.

Tra le cause di degrado delle strutture murarie delle dighe ci sono fattori direttamente connessi al degrado naturale dei materiali in seguito a:

- reazioni chimiche tra i materiali costituenti la muratura;
- reazioni chimiche con l'ambiente naturale circostante;
- variazioni del gradiente termico giornaliero e stagionale;

- variazione dei carichi statici permanenti e ripetuti
- cicli di gelo e disgelo associati all'acqua di filtrazione.

Per valutare gli effetti del degrado subito dalla muratura costituente il corpo diga è indispensabile avere informazioni in merito alle caratteristiche della stessa al momento della posa in opera, affinché si possa effettuare un reale confronto. In molti casi tale tipo di informazione non è nota e per questo motivo ci si riferisce alle condizioni attuali della muratura.

Il principale fenomeno di degrado del corpo murario è il dilavamento causato dall'acqua di filtrazione, responsabile dell'asportazione di materiale fine dalla malta di collegamento e promotrice delle reazioni chimiche degradanti, per via delle componenti aggressive da essa veicolate.

Nei casi in cui sia presente un efficace sistema drenante, esso può essere compromesso nel suo funzionamento a seguito dell'ostruzione causata dal materiale fine trasportato dall'acqua di dilavamento.

Volendo elencare sommariamente i diversi effetti dovuti al degrado possiamo distinguerne alcuni:

- Riduzione del peso di volume: asportazione di calce libera e deposito di carbonato di calcio;
- Riduzione della resistenza e del modulo elastico: deterioramento a causa delle reazioni con le acque dilavanti a seguito di asportazione del calcio e trasformazione delle componenti del legante;
- Aumento della permeabilità: ampliamento e creazione di nuovi vuoti a seguito dell'asportazione del materiale costituente il legante;
- Creazione e propagazione delle lesioni: dovute ad assenza di giunti di contrazione o a parzializzazione della sezione in seguito ad incrementi tensionali;

• Perdita di tenuta: a seguito delle lesioni si sviluppa la perdita della tenuta all'acqua con conseguente aumento della filtrazione interna al corpo diga e conseguente incremento degli effetti.

2.4 La caratterizzazione del corpo murario

Per la valutazione del degrado associato alla muratura costituente il corpo diga, è indispensabile valutare alcuni parametri direttamente correlati ad essa attraverso i quali è possibile esprimere una valutazione oggettiva, determinando se i materiali costituenti sono idonei ad assolvere le funzioni previste in fase progettuale.

Una stima qualitativa dello stato di consistenza e conservazione della muratura, può essere effettuata tramite alcune osservazioni su campioni (carote) direttamente estratti dal corpo murario (Figura 11). Questa rappresenta una delle classiche metodologie di caratterizzazione delle proprietà dei materiali, rientrante nella categoria delle *prove distruttive*, che prevede l'estrazione attraverso delle perforazioni di uno o più provini rappresentativi sui quali effettuare tutte le relative successive prove di laboratorio.

Le valutazioni vengono eseguite in base all'esame di alcuni parametri fondamentali:

• Indice RQD^{%2} riferito alle carote di muratura

Indice di classificazione pensato per la valutazione della frammentazione di materiali lapidei che viene adattato alla caratterizzazione del corpo murario. Si deve però prestare attenzione che dove è predominante la presenza di elementi lapidei sani ed integri i valori RQD sono più elevati,

² La Rock Quality Designation (RQD) è una classificazione geotecnica delle rocce sviluppata nel 1964, basata sulla percentuale di frammenti di lunghezza maggiore di 10 cm recuperati in ogni manovra di un carotaggio.

mentre nei tratti dove si ha maggiore quantità di malta legante o di conglomerato, questi valori decadono rapidamente verso valori molto bassi. Risulta quindi evidente come tale parametro possa non rappresentare correttamente le condizioni della muratura in sito.

• <u>Percentuale di legante</u>

Percentuale rappresentante la parte costituita da malta o conglomerato cementizio fine rispetto al volume totale della carota estratta in analisi.

• <u>Dimensioni medie prevalenti dei clasti lapidei</u>

Valore che esprime le dimensioni medie in cm della componente rocciosa presente nella carota analizzata.



Figura 11 - Cassetta catalogatrice contenente le carote estratte dal corpo murario della diga della Lavagnina, campagna indagini anni 2000.

Nel caso di una diga in muratura, si è in presenza di una struttura ciclopica la cui caratterizzazione attraverso provini di piccole dimensioni³, non assicura una

³ Secondo la Norma UNI EN 12504-1 il diametro minimo dei campioni da analizzare deve essere di minimo 94 mm (100 mm nominali) mentre in casi estremi per necessità fisiche si può ridurre tale diametro a 74 mm.

corretta rappresentabilità delle caratteristiche fisico-meccaniche dell'intero corpo murario. Come ipotesi di base, si adotta quindi l'estendibilità delle proprietà individuate nei singoli provini estratti dal corpo murario, previa valutazione pesata e ponderata del valor medio delle stesse. Risulta evidente dunque, quanto sia importante una consapevole e ragionata collocazione dei carotaggi lungo tutto il piano di coronamento ed eventualmente anche al piede di valle della diga, affinché si rendano i campioni estratti quanto più rappresentativi dell'insieme strutturale.

Per sopperire alle evidenti limitazioni tecniche della suddetta metodologia, è possibile utilizzare altri tipi di prove classificate come *non distruttive*, che si avvalgono di metodologie geofisiche per la caratterizzazione delle proprietà dei materiali. Tali indagini garantiscono una più accurata rappresentabilità delle proprietà dei materiali, in quanto capaci di indagare maggiori volumi e ponendo limitazioni dimensionali molto meno rigide in confronto con quelle relative ai provini ottenuti dai carotaggi.

2.4.1 Indagini geognostiche

I sondaggi geognostici per la caratterizzazione delle proprietà dei materiali costituenti il corpo diga vengono in genere eseguiti a partire dal piano di coronamento.

Per l'estrazione dei provini si utilizzano carotaggi continui effettuati con corona diamantata e metodo wire-line⁴ con recupero e catalogazione di campione (Figura 12), spingendosi per tutta l'altezza del corpo diga fino in fondazione, perforando anche il contatto fondazione-roccia di imposta per la caratterizzazione della relativa interfaccia.

⁴ Il carotaggio wire-line consente di far scendere velocemente un carotiere in fondo foro e di recuperarlo senza rimuovere le aste. Il recupero del carotiere è effettuato da un pescante a punta conica, calato dall'alto tramite un cavo d'acciaio collegato all'argano, che si aggancia in profondità alla testa del carotiere vero e proprio.



Figura 12 - Tipica sequenza di carotaggio con metodo wire-line

Il sondaggio a carotaggio continuò è eseguito a rotazione senza percussione per evitare di danneggiare la muratura e il rivestimento esterno del paramento, per via delle eccessive vibrazioni indotte durante l'attività. In ogni caso, affinché sia assicurata una buona rappresentabilità, deve essere sempre garantito un recupero di carota uguale o maggiore al 95% in termini volumetrici.

A seguito delle elevate altezze da esplorare, i sondaggi devono essere eseguiti a direzione controllata tramite apposita strumentazione. Per ridurre comunque al minimo la possibilità di deviazione dall'asse teorico previsto, oltre a tutti gli accorgimenti in fase di perforazione (rivestimenti rigidi, ridotta forza di spinta, elevata velocità di rotazione, ecc.) dovrà essere installato un tubo di imbocco orientato.

I carotaggi vengono effettuati mediante idonee macchine collocate in sommità al coronamento. Molto spesso nelle strutture in pietrame e malta vi si ritrova la presenza di un rivestimento in c.a. nella parte sommitale del corpo diga; durante il posizionamento di tali macchine si deve quindi tenere in conto della presenza dell'armatura superficiale del calcestruzzo di rivestimento e per questo, in fase di tracciamento dei fori, deve essere eseguito un rilievo con pacometro della maglia di armatura eventualmente presente.

Oltre che ad ottenere dei provini da sottoporre a prove di laboratorio e a ricavare le stratigrafie del corpo murario, l'analisi delle carote estratte consente di valutare anche l'esatta estensione in altezza della struttura. Tale dato risulta molto importante per confermare o meno le indicazioni presenti negli elaborati di progetto originali, redatti per la maggior parte in un'epoca nella quale le misurazioni non potevano avvalersi delle più recenti e precise tecnologie. Si ricorda infatti che il maggior numero di dighe costruite in tale tipologia (pietrame e malta) è databile tra la fine del '800 e l'inizio del secolo scorso.

La sperimentazione a posteriori in laboratorio è volta a determinare alcune grandezze utili alla caratterizzazione della qualità del corpo murario:

- peso dell'unità di volume;
- porosità media;
- percentuale di legante media;
- resistenza a compressione.

Risulta doveroso evidenziare che per quanto si possano utilizzare procedure di prelievo dei campioni più accurate possibili è inevitabile avere un minimo disturbo delle carote. Anche se esse si presentano compatte ed integre è molto comune, soprattutto in fase di preparazione dei provini, incorrere in un parziale distacco al contatto tra la matrice lapidea e quella in malta legante.

Per la valutazione del peso dell'unità di volume, della porosità media e della percentuale media di legante, devono essere scelti dei campioni che rappresentino le situazioni dove la parte di legante sia leggermente prevalente rispetto a quella di pietrame o dove le due siano tra loro confrontabili. La decisa prevalenza di una fase rispetto all'altra non garantirebbe risultati medi estendibili all'intero corpo diga.

Si sottolinea che, da evidenze sperimentali dedotte da numerose campagne di indagini condotte su corpi diga di muratura e malta, le percentuali delle due componenti oscilla tra il 40% di pietrame e il 60% di conglomerato con variazioni di \pm 5% sulle percentuali indicate.

La valutazione della percentuale di legante media è intesa come rapporto percentuale tra il peso o il volume della malta e il peso o il volume complessivo del campione. Si eseguono dunque pesate dirette delle diverse componenti costituenti il provino che viene sottoposto a disgregazione meccanica una volta valutatone peso di volume e porosità.

Le prove meccaniche di resistenza a compressione vengono condotte in condizioni monoassiali, previa preparazione delle facce per permettere un uniforme contatto con le presse della macchina utilizzata per la prova. Anche in questo caso i provini devono essere scelti in maniera tale da rispettare le indicazioni precedentemente esposte.

Tali provini vengono portati a rottura dall'apparecchiatura di prova e la rottura può manifestarsi in modi differenti: lato malta, lato materiale lapideo o sull'interfaccia delle due componenti; quest'ultima modalità di rottura sottolinea la mutua interazione che esiste tra le diverse componenti.

Risulta importante evidenziare come i valori di resistenza ricavati possano essere cautelativi e di minore entità rispetto a quelli che si avrebbero in loco, a causa di eventuali disturbi subiti dal campione a seguito del suo prelievo, trasporto e preparazione per la prova.

Per ricavare un quadro che meglio rappresenti la realtà è consigliabile confrontare i valori ottenuti mediante le "prove distruttive" con i risultati delle "prove non distruttive".

2.4.2 Prove geofisiche

Le indagini geofisiche sono delle indagini di tipo "indiretto" (a differenza dei sondaggi geognostici), poiché misurano la variazione di determinate proprietà fisiche dei terreni da cui poter elaborare dei modelli geologici del sottosuolo. Più nel dettaglio, la misura delle variazioni di tali parametri geofisici e la loro successiva elaborazione consente di definire la geometria e le caratteristiche dei corpi geologici sepolti. Queste prove, quindi, vengono adoperate per la caratterizzazione del materiale costituente il corpo diga, sfruttando i principi della prospezione geosismica.

Tale tipologia di prova viene generalmente eseguita in fori appositamente predisposti con l'ausilio di geofoni da pozzo di tipo tridimensionale ed opportuni sistemi di energizzazione, che devono essere scelti di tipologia compatibile con l'opera in oggetto.

All'interno di alcuni fori praticati per l'estrazione delle carote, quindi, vengono eseguite alcune prove sismiche da foro (down-hole o cross-hole) per una più precisa determinazione in particolare di:

- i) stratigrafia;
- ii) localizzazione di zone fratturate (meccanicamente degradate);
- iii) presenza di cavità.

Le prove *down-hole* prevedono un sistema di energizzazione in superficie e misure eseguite mediante geofoni calati nel foro di sondaggio appositamente realizzato (Figura 13). I geofoni vengono calati e fissati a profondità crescenti contro la parete del foro di sondaggio. Energizzando in superficie, tramite il geofono si misurano i tempi di arrivo del primo impulso, determinando così la velocità di propagazione dell'onda e di conseguenza i litotipi riscontrati ed i loro moduli elastici. Nelle prove *cross-hole*, invece (Figura 14), viene indagata la porzione di struttura tra due fori. Nell'esecuzione delle prove può essere utilizzata la configurazione a 2 fori (uno di energizzazione e l'altro di misura) o a 3 fori (uno di energizzazione e 2 di misura) mostrata nella seguente Figura 14, che risulta ancora più precisa. La distanza tra i fori è però bene che non superi i 5-7 metri, al fine di consentire la rappresentatività delle misure.



Figura 13 - Prova down-hole, configurazioni tipiche (ASTM D 7400-08).

Le prove down-hole presentano come vantaggi: i costi contenuti, la misura continua della velocità con la profondità, la maggiore disponibilità di sorgenti; tra gli svantaggi invece: l'attenuazione delle onde con la profondità, i problemi di rifrazione e riflessione delle onde, la profondità di esplorazione limitata a valori inferiori a 60 m.



Figura 14 - Prova cross-hole configurazione a 3 fori (ASTM D 4428/D 4428M - 07)

Le prove cross-hole, invece, presentano come vantaggi: la misura continua delle velocità con la profondità, la misura puntuale delle velocità per ciascuno strato indagato, la possibilità di rilevare i parametri anche per strati sottili; tra gli svantaggi, invece: i costi più elevati, il maggiore ingombro areale, la misura puntuale (validità spaziale del dato).

2.4.3 Prova di permeabilità Lugeon

Per determinare la presenza di vuoti idraulicamente interconnessi o di cavità nel corpo murario si procede con la misura della sua permeabilità in sito; possono sfruttarsi le perforazioni eseguite per l'estrazione dei campioni da analizzare in laboratorio, ottenendo così un ulteriore dato utilizzabile per la caratterizzazione del corpo diga.

In generale, tali prove vengono effettuate immettendo acqua in pressione su tratti prestabiliti di foro di sondaggio, per valutare la permeabilità di ammassi rocciosi in termini di assorbimento di acqua nell'unità di tempo, in funzione della pressione di prova e della lunghezza del tratto di foro interessato.

La prova Lugeon, consiste nel misurare la portata di acqua iniettata nel foro di sondaggio opportunamente predisposto in almeno cinque gradini di pressione, misurando la costanza della portata ogni due minuti. La scelta del valore dei gradini di pressione dipenderà dal tipo di ammasso roccioso e dagli specifici obiettivi progettuali delle prove.

Le prove Lugeon sono eseguite in avanzamento di perforazione isolando la camera di prova contro le pareti del foro con un pistoncino (packer di lunghezza compresa tra 0.60 e 1.00 m) espanso, attraverso una membrana gonfiabile con azoto.

Durante l'esecuzione della prova si devono registrare per ogni gradino di pressione:

- il tempo e gli assorbimenti per arrivare a regime;
- il tempo e gli assorbimenti con portata a regime per letture effettuate ogni 2 minuti.

Per ogni prova è tracciato il grafico delle portate (l/min) in funzione delle pressioni in camera di iniezione (bar) (Figura 15), per ciascun gradino in andata e in ritorno.

La pressione da prendere in riferimento sarà quella corretta:

$$p = p_m + w h - p_c$$

dove:

- p_m pressione letta al manometro;
- w densità dell'acqua;
- h distanza verticale tra il manometro ed il livello statico della falda;

• p_c perdita di carico nel circuito

La permeabilità della roccia cosi misurata viene generalmente espressa in unità Lugeon: un Lugeon corrisponde alla permeabilità di un ammasso roccioso che assorbe 1 litro di acqua al minuto per ogni metro di foro, con una pressione di prova di 10 atm.



Figura 15 - Esempio grafico di output prova Lugeon. In ascissa è riportato il valore della permeabilità Lugeon mentre in ordinate i valori di pressione.

2.5 Interventi di ripristino

Come si comprende dalla trattazione affrontata nei capitoli precedenti, sono molteplici le cause di degrado che possono interessare un corpo diga costruito in muratura di pietrame e malta.

Una volta accertate le caratteristiche geometriche e dei materiali, attraverso un'idonea campagna indagini modulata in base al livello di conoscenza da ottenere, è possibile avviare la progettazione degli interventi di manutenzione straordinaria atti a tamponare e/o ripristinare i danni dovuti al degrado.

Gli interventi di ripristino che possono interessare un corpo diga in muratura sono molteplici e diversificati. Di seguito se ne riportano alcuni dei più utilizzati e interessanti dal punto di vista esecutivo.

2.5.1 Iniezioni del paramento murario

Il degrado del materiale costituente il corpo diga può minare seriamente la stabilità dello stesso, con conseguenti notevoli rischi in termini di sicurezza.

Il dilavamento del legante della struttura muraria perpetrato dall'acqua di infiltrazione, crea piani di scorrimento preferenziale che possono innescare seri problemi di sicurezza strutturale.

Tra le diverse soluzioni utilizzate in tempi moderni per il miglioramento delle condizioni di stabilità e/o di impermeabilizzazione del corpo diga in muratura, si annoverano gli interventi basati su perforazioni con conseguenti iniezioni di conglomerato cementizio all'interno del corpo murario a funzione strutturale e/o impermeabilizzante.

Tale intervento, come anticipato, prende atto attraverso l'esecuzione di perforazioni e successive iniezioni di miscele chimiche o cementizie a partire dalla quota di coronamento, spingendosi fino in fondazione (Figura 16).

Si sottolinea però, nel caso in cui l'intervento abbia come unico scopo l'impermeabilizzazione del corpo diga, come tale intervento debba essere integrativo al ripristino delle condizioni di tenuta del paramento di monte e mai sostitutivo ad esso, a causa della non possibilità di ottenere sempre un risultato garantito; la variabilità delle condizioni di permeabilità e l'eventuale presenza di grandi vuoti condizionano fortemente le operazioni di iniezione modificandone il risultato finale.



Figura 16 - Macchina perforatrice sul ciglio dello sfioratore laterale della diga di Lavezze (da Claudio Marcello s.r.l.)

Le modalità di esecuzione delle perforazioni sono simili a quelle già trattate in precedenza (*vedi § 2.4.1*), prevedendo delle operazioni che non danneggino il corpo murario della diga, e qualora non si disponga già dei dati relativi alla caratterizzazione dei materiali, possono essere sfruttate in maniera tale da estrarre dei campioni integri di materiale da sottoporre a classificazione.

Gli schemi geometrici di posizionamento delle perforazioni possono essere molteplici; abbastanza usuale è l'utilizzo di perforazioni quinconce tali da coprire un'area di circa 2-3 m² per ogni blocco.

I fori derivanti dalle perforazioni vengono iniettati mediante apposite tecniche e macchine con miscele di cemento o con componenti chimiche.

L'impermeabilizzazione avviene per saturazione dello strato di muratura dietro il paramento di monte, creando in questa maniera uno schermo di impermeabilizzazione capace di contrastare le eventuali perdite causate dall'ammaloramento del rivestimento del paramento di monte.

Tale intervento, previo completo svuotamento dell'invaso e qualora si accerti un certo grado di fratturazione della roccia tale da far infiltrare acqua, può essere predisposto anche al piede di monte per schermare la fondazione dalle venute d'acqua, principali responsabili dell'innalzamento delle sottopressioni.

Dal punto di vista strutturale tali iniezioni migliorano le proprietà dei materiali costituenti il paramento; la malta iniettata in pressione si infiltra in tutti i vuoti cementandoli e rendendo la muratura più compatta. Questo intervento permette di migliorare le proprietà meccaniche di resistenza, assicurando un migliore comportamento durante le sollecitazioni sia in fase statica che in fase dinamica. Risulta evidente come tale operazione cambi drasticamente le proprietà fisicomeccaniche della muratura, che assume un assetto globale più performante dal punto di vista strutturale, resistendo maggiormente ai carichi, e contribuendo al ripristino dell'ammaloramento del materiale.

Tali iniezioni, dal punto di vista del consolidamento, rappresentano un efficace sistema contro eventuali problemi di scorrimento del piano di imposta della diga; perforando e successivamente consolidando il piano di fondazione si crea infatti una sorta di "unghia strutturale" che ammorsandosi nel terreno di fondazione, non solo ne migliora le proprietà, ma incrementa la resistenza a gli scorrimenti del corpo diga, migliorandone la stabilità in tal senso.

Un miglioramento realmente apprezzabile delle caratteristiche meccaniche della muratura è raggiungibile solo avvicinandosi alla condizione di saturazione: fori molto ravvicinati tra loro, particolare attenzione ai materiali e alle miscele da iniettare e alle modalità di iniezione.

Aspetto rilevante nell'esecuzione di tale lavorazione è dunque la scelta ottimale della più idonea miscela da iniettare. Durante l'esecuzione delle prime iniezioni, è consigliabile predisporre dei campi prova in cui vengano testate differenti composizioni e pressioni di iniezione: in base agli esiti di queste iniezioni è possibile definire più compiutamente composizioni e pressioni ottimali per le tutte le perforazioni-iniezioni successive. Le miscele e le modalità di iniezione potranno comunque variare da foro a foro, in base anche alle risultanze dei sondaggi e delle prove d'acqua speditive (prove Lugeon, vedi §2.4.3), eseguite durante le perforazioni per valutare l'efficacia dell'intervento in sito.

In generale, tutte le miscele impiegate per questo intervento devono avere caratteristiche di penetrabilità elevate e ciò viene ottenuto mediante:

- un'omogenea dispersione dei grani (senza flocculazione);
- riduzione della viscosità apparente (valori accettati = 10÷14×10-3 Pa s)
 e della coesione iniziale (valori accettati C ≤ 2 Pa);
- un'elevata stabilità sotto pressione (valori accettati $K_{pf} \ge 0.04 \text{ min} \cdot 1/2$).

Laddove attraverso le prove Lugeon si accerti una permeabilità abbastanza elevata maggiore di 5 U.L. si utilizzerà una miscela costituita, in riferimento ad 1 m³, da:

—	acqua	550 ÷ 650 l
_	cemento:	500 ÷ 600 kg
_	bentonite ⁵ :	40 kg

⁵ La bentonite è un'argilla naturale che a contatto con l'acqua si trasforma diventando un gel impermeabile ed idrorepellente che aumenta di volume (15-20 volte superiore a quello iniziale). L'incremento dimensionale consente di bloccare il passaggio di acqua per capillarità lungo la struttura. La bentonite espansa occlude eventuali cavità e satura fessure ampie sino a 3 mm. Il processo di idratazione si innesca anche in presenza di minime quantità d'acqua

– additivi disperdenti: 101

Come è possibile osservare dalla precedente composizione, assieme alla classica miscela di acqua e cemento viene aggiunta una percentuale di bentonite responsabile dell'incremento delle proprietà impermeabilizzanti della miscela. La miscela di cemento e bentonite così composta, presenta caratteristiche di buona fluidità tali da permetterne un facile pompaggio nelle cavità della muratura.

Qualora durante le lavorazioni si accertino zone a permeabilità ridotta, si dovranno utilizzare miscele ad alta penetrabilità formate da cemento "fine", cioè da un legante cementizio superventilato, e da opportuni additivi per incrementare la fluidità e la scorrevolezza della miscela per il tempo di iniezione.

In questo caso la miscela-tipo avrà indicativamente la seguente composizione:

- rapporto acqua/cemento: 0,7
- dosaggio fluidificante:
 2,5 litri ogni 100 kg di cemento

Durante le operazioni di iniezioni può essere comune incorrere in forti assorbimenti delle miscele; tale aspetto sta ad indicare la presenza di grandi cavità o vuoti interconnessi tra loro.

Per far fronte a tale inconveniente è possibile utilizzare speciali miscele cementizie espandenti: questa tipologia è composta da normali miscele stabili Acqua-Bentonite-Cemento in cui l'introduzione di uno specifico agente espansivo ne provoca il rigonfiamento. La miscela così prodotta si comporta inizialmente come una miscela tradizionale facilmente pompabile, che dopo l'iniezione si espande trasformandosi in una schiuma rigida caratterizzata da un basso peso di volume, consentendo così di riempire efficacemente i vuoti e di ridurre i consumi di miscela.

Per assicurare un ulteriore protezione contro future venute d'acqua causate dalla fessurazione o dal danneggiamento del paramento, oggi sono disponibili in commercio degli speciali additivi ricristallizzanti. Tali additivi reagiscono con i vari composti minerali e l'umidità presente nella malta fresca, formando una rete di cristalli insolubili che chiude la porosità e le microfessurazioni, impermeabilizzando sia in spinta positiva che negativa. La struttura trattata diventa così impermeabile all'acqua e agli agenti contaminanti, migliorando anche la sua durabilità.

Ulteriore vantaggio nell'uso di questo impermeabilizzante cristallino sta nella sua capacità di "riattivarsi" nel momento in cui si ripresenta una qualsiasi forma di umidità.

L'utilizzo di tale prodotto non influenza il mix design e l'eventuale uso di fluidificanti in miscela non intaccano le caratteristiche dell'additivo. Unico accorgimento da tenere in considerazione è quello di tenere il rapporto acqua/cemento il più basso possibile.

La miscela-tipo avrà la seguente composizione indicativa:

- rapporto acqua/cemento: 0.50/0.45
- dosaggio cristallizzante: 1.00/1.50 %

Qualora le particolari condizioni (permeabilità, struttura della matrice, porosità interconnessa) non permettano l'utilizzo di una miscela cementizia, si potrà prevedere l'utilizzo di una miscela di tipo chimico. Tali tipologie di miscele sono composte da resine acriliche atossiche ed ecocompatibili, che polimerizzando diventano un gel elastico ed idroespansivo in grado di bloccare il passaggio dell'acqua.

Per l'iniezione delle miscele chimiche sono necessari fori di piccolo diametro (anche un paio di cm) e apparecchiature di pompaggio di minore ingombro rispetto a quelle utilizzate per le miscele cementizie. Durante tutte le fasi di iniezione, per assicurare il controllo dell'intervento, si deve predisporre la registrazione in continuo di alcuni parametri fondamentali. In particolare, è richiesta la registrazione automatica e continua, durante le fasi di iniezione, della pressione raggiunta e dei quantitativi di miscela iniettata (miscela assorbita). I dati elaborati, suddivisi per fori e per aree omogenee di assorbimento, dovranno essere riportati in elaborati grafici e numerici per un'attenta valutazione complessiva in corso d'opera.

Durante tutte le operazioni di iniezione, si dovrà poter intervenire tempestivamente per limitare le eventuali fughe di miscela all'esterno della roccia e del corpo murario. Qualora questa problematica vi si presenti, si provvederà alla individuazione e chiusura delle venute più evidenti, mediante iniezione di resine poliuretaniche o con l'utilizzo di speciali malte cementizie studiate per fermare filtrazioni d'acqua in contropressione.

Di fondamentale importanza sarà la tecnica di riempimento/iniezione dei fori: il pompaggio dovrà essere sospeso in caso di evidenti fughe di miscela e ripreso, anche svariate volte, all'indurimento della miscela nel foro.

Il risultato finale delle iniezioni dovrà comunque essere verificato e confermato attraverso l'esecuzione di sondaggi e specifiche prove di controllo finali: dopo almeno 5 giorni dall'ultimazione delle prime iniezioni, si potrà tornare su di esse per valutare la necessità di eseguire eventuali iniezioni integrative.

Dalla precedente trattazione risulta evidente come sia indispensabile un'attenta valutazione pre-intervento per non incorrere in ingestibili problematiche in corso d'opera. Durante la fase progettuale delle iniezioni è indispensabile tenere in conto anche dell'eventuale presenza di un sistema di canne drenanti all'interno del corpo diga; il non prestare attenzione a tale aspetto potrebbe provocare la completa o parziale ostruzione di tali equipaggiamenti, portando all'illusoria riduzione delle perdite registrate all'interno del corpo murario e al conseguente incremento degli affioramenti sul paramento di valle. Le canne drenanti, infatti, sono uno degli strumenti utilizzati per il monitoraggio nelle venute d'acqua all'interno del corpo diga; una loro ostruzione completa o parziale provocherebbe delle letture erronee che possono causare errate valutazioni.

In conclusione seppure questo intervento, se correttamente eseguito, permetta la completa impermeabilizzazione e un parziale consolidamento del corpo murario, il suo utilizzo è fortemente limitato a causa degli aspetti economici che ne derivano: queste perforazioni di grandi entità (le grandi dighe presentano altezze >15m) e il costo associato alle grandi quantità di miscela iniettata, oltre a tutte le spese accessorie di predisposizione del cantiere e della sua sicurezza (vista la particolare area di lavoro localizzata in cima al coronamento della diga), fanno lievitare i costi di intervento fino a raggiungere cifre non sempre disponibili per i gestori.

2.5.2 Ripristino rivestimento paramento di monte

Il paramento di monte di una diga rappresenta l'elemento più esposto al degrado causato non solo dagli agenti atmosferici, ma anche da eventuali attacchi chimici dovuti alle sostanze e ai sali disciolti nell'acqua invasata.

Come già esposto in precedenza (*vedi § 2.1*) esistono diverse tipologie di rivestimento che vanno dalla messa in opera di bolognini, alla costruzione di un manto Levy, alla rara installazione di rivestimenti in acciaio. Il paramento di monte è però usualmente rivestito da uno strato di intonaco armato costituente un manto di tenuta, capace di resistere all'azione dilavante dell'acqua (buone proprietà di durabilità) e di rendere tale strato impermeabile alle infiltrazioni (Figura 17).

A causa delle escursioni stagionali del livello idrico e alle variazioni di temperatura, e a molteplici altri fattori di degrado già evidenziati in precedenza,

tale strato subisce danneggiamento nel tempo in maniera tale da non consentire più la sua funzione di tenuta.

Nel caso in cui il rivestimento sia composto da bolognini, per il ripristino si procede con la stilatura degli stessi attraverso nuove malte antiritiro e tixotropiche, con una eventuale attività di ancoraggio strutturale degli elementi attraverso degli inghisaggi laddove ce ne sia la necessità. In tal modo si ripristina la tenuta e si assicura l'ancoraggio di tale strato di rivestimento al paramento.



Figura 17 - Lavori di ripristino del paramento di monte della Diga Colombo sita nel comune di Branzi.

In presenza di manto Levy gli interventi di ripristino del rivestimento non sempre garantiscono buoni risultati a causa della complessità di questa struttura. Se il degrado risulta molto esteso e di entità tale da compromettere la staticità degli elementi costituenti il manto, il più delle volte si preferisce sostituire questo sistema con altre soluzioni più performanti in termini di durabilità.

Il ripristino del rivestimento con intonaco armato costituisce una soluzione durevole e performante, a volte utilizzata in accoppiata con i bolognini. L'intervento consiste nel ricostruire il manto del paramento mediante l'applicazione di idonee malte cementizie (manto di gunite in più strati), previa asportazione per idro-demolizione dello strato corticale ammalorato. Tale lavorazione viene eseguita in modo da garantire un andamento superficiale delle malte applicate pressoché uniforme.

Il materiale utilizzato per il ripristino del rivestimento è comunemente uno spritz beton costituito da una malta reoplastica fibrorinforzata ad alta resistenza, a ritiro compensato e a comportamento tixotropico⁶, applicata con pressione adeguata, tale da avere elevate resistenze meccaniche sia alle brevi che alle lunghe stagionature, alta resistenza ai solfati ed ottima durabilità anche in condizioni fortemente aggressive (zone marine, sali disgelanti, piogge acide).

Lo strato di gunite viene applicato solitamente previa apposizione di armature metalliche ancorate al paramento esistente, costituite usualmente da reti elettrosaldate ø10-20x20 da ancorare mediante l'applicazione di barre di acciaio inserite in fori praticati nel paramento "scorticato". Le barre vengono inghisate per una profondità tale da assicurare un adeguato ancoraggio dello strato al paramento murario (almeno 25 cm).

In definitiva, attraverso la realizzazione di giunti di contrazione e l'interposizione di un'armatura metallica tra gli strati di rivestimento ripristinato, prevedendone un fitto ancoraggio al corpo diga, si riduce fortemente il pericolo di fessurazioni e di distacchi di origine termica dalla muratura retrostante.

Qualora si vogliano ulteriormente estendere le prestazioni di durabilità del manto di rivestimento, a maturazione avvenuta si può applicare un rivestimento protettivo di resina acrilica monocomponente per rivestimenti protettivi elastici antiscivolo ed antiriflesso, presentante ottime caratteristiche di adesione, resistente all'usura e agli agenti atmosferici, ai cicli di gelo e disgelo, alle piogge acide ed ai sali disgelanti, impermeabile all'acqua e agli agenti aggressivi presenti

⁶ La tixotropia è la proprietà di alcuni fluidi pseudo-plastici di variare la loro viscosità quando vengono sottoposti a sollecitazioni di taglio, oppure nel caso di lunghi periodi di quiete o sottoposti a movimenti peristaltici. In queste condizioni il fluido può passare dallo stato quasi solido a quello di liquido o, più in generale, da quello di gel a quello di liquido.

in essa e nell'atmosfera (solfati, anidride carbonica, ozono), mantenendo una idonea permeabilità al vapore. Tale film protettivo provvederà ad una maggiore durabilità del manufatto fornendone una protezione contro fenomeni di carbonatazione.

Altro intervento abbastanza comune nel rivestimento del paramento di monte è l'applicazione di un manto impermeabile in teli in PVC in accoppiata ad un geotessile. Tale intervento, però, non assicura condizioni di durabilità paragonabili agli interventi precedentemente citati a seguito di problematiche legate a strappi o perforazioni che rendono gli interventi di manutenzione straordinaria più frequenti.

Valida alternativa al PVC sono i manti impermeabilizzanti in TPO (leghe di poliolefine: polietilene e polipropilene), principalmente utilizzati per l'impermeabilizzazione di bacini, dighe e, in versione atossica, utilizzati nella protezione di vasche per contenimento acqua potabile e liquidi alimentari, oltre agli allevamenti ittici. Essi offrono, a seconda dei tipi, un'elevata stabilità chimica, quasi sempre un'elevata deformabilità, anche a freddo: sono più durevoli, non richiedono una posa in doppio strato e la qualità del processo di loro saldatura è più facilmente controllabile.

In commercio esistono due diverse tipologie:

- Poliolefine modificate a base polipropilene: sono prodotti che hanno una certa rigidezza (se paragonati a quelli in PVC-P) ma che possiedono una buona resistenza alle variazioni di temperatura, hanno buona resistenza alla trazione, elevate caratteristiche di flessibilità e una aspettativa di vita in opera superiore a 25 anni.
- Poliolefine modificate a base polietilene: in questo caso il prodotto viene modificato con polimeri a basso punto di fusione, sono più flessibili rispetto a quelli che utilizzano solamente polietilene, ma sono più sensibili alle alte temperature. Le caratteristiche meccaniche sono molto
buone in termini di allungamento alla rottura, ma meno soddisfacenti parlando di resistenza alla trazione.

2.6 Il fenomeno dell'interrimento

Le dighe di sbarramento sono posizionate all'interno di un corso d'acqua per creare una sezione di chiusura idonea all'accumulo idrico a monte. Tale opera antropica altera profondamente il bilancio tra afflusso e deflusso dei sedimenti presenti e trasportati dal corso d'acqua.

Il fenomeno naturale del trasporto solido fluviale ha origine a causa di processi di erosione del fondo alveo, conseguentemente al moto delle correnti che migrano da monte verso valle: l'acqua con la sua forza erode il fondo e le sponde del corpo idrico producendo materiale di distacco.

Le correnti, inoltre, durante il loro percorso incontrano del materiale in sospensione e/o sedimentato, che in funzione della propria resistenza idrodinamica, viene trasportato a valle fino a giungere nei pressi dello sbarramento. Il materiale trasportato a valle si accumula al piede della diga poiché in tale zona le correnti sono caratterizzate da basse velocità di deflusso, perdendo in questo modo la propria capacità di trasporto dei sedimenti.

Questo fenomeno rappresenta una delle maggiori problematiche nella gestione degli invasi artificiali esistenti e prende il nome di <u>interrimento</u>. Il progressivo accumulo di sedimenti al piede di monte della diga, ne riduce la capacità di invaso limitando la funzionalità dell'opera di sbarramento. Tale aspetto, evidentemente, non è risolvibile naturalmente e tende ad accrescersi nel tempo diminuendo la capacità di invaso della risorsa idrica. Numerosi sono gli effetti negativi causati dall'interrimento:

- 1. importante riduzione della vita utile della diga;
- riduzione della producibilità dell'eventuale impianto idroelettrico posto a valle;
- 3. danni all'ecosistema per via degli effetti negativi sulla qualità delle acque dei sedimenti che possono contenere possibili inquinanti;
- aumento delle sollecitazioni e modifica del comportamento sismico della struttura;
- 5. ostruzione e perdita di efficienza degli organi di regolazione (scarichi di fondo, organi di presa, filtraggio e derivazione).

L'entità e la velocità di accumulo dei sedimenti nell'invaso non sono costanti nel tempo ma variano in funzione delle caratteristiche idrogeologiche del bacino. Le fluttuazioni del regime fluviale sono legate alle condizioni meteoclimatiche che, in situazioni eccezionali (eventi di piena), possono anche innescare smottamenti delle sponde (causati dallo straripamento dal letto del fiume) con conseguente ulteriore apporto di grandi quantità di materiale solido. Durante gli eventi di piena si assiste ad un incremento non indifferente di materiale trasportato e conseguentemente depositato.

Si evidenzia come in realtà non tutto il materiale trasportato dalla corrente si deposita nella sezione di chiusura; il deposito si innesca appena la corrente perde velocità (sbocco emissario, zone più profonde, aumento sezione dell'alveo), direttamente legata all'energia richiesta affinché le particelle di materiale restino in sospensione potendo essere così trasportate dalla corrente. Risulta evidente quindi come più la granulometria delle particelle è grossolana e più energia è necessaria al loro trasporto; questo implica che le prime particelle a depositarsi sono quelle con granulometria maggiore mentre quelle più fini sono trasportate più facilmente a valle verso la sezione di chiusura.

L'accumulo di sedimenti al piede dello sbarramento, come già evidenziato, è responsabile dell'incremento delle sollecitazioni sul corpo diga e può determinare anche problemi nella stabilità strutturale della struttura se di notevole entità. L'interrimento può inoltre generare problematiche abbastanza serie sui corsi d'acqua affluenti ed effluenti, nonché sulla qualità delle acque stesse e dei relativi ecosistemi.

Si è stimato che mediamente il fenomeno dell'interrimento comincia a costituire un serio problema per la gestione e la sicurezza dell'opera di sbarramento dopo circa un cinquantennio di esercizio. Risulta evidente, dunque, come tale problematica costituisca un importante aspetto da tenere in conto durante l'esercizio dello sbarramento, soprattutto se non contemplato durante la fase progettuale dello stesso.

Oltre a determinare un notevole decremento del volume massimo invasabile, il deposito di una grande quantità di sedimento costituisce un danno economico qualora l'opera di sbarramento sia posta a servizio di un impianto di produzione idroelettrico.

Il fenomeno dell'interrimento può manifestarsi secondo diversi assetti geometrici in concomitanza dell'opera di sbarramento [5] (Figura 18):

- Depositi a Delta: maggiormente composto da sedimenti a grana grossa;
- Depositi a Cuneo (*Wedge*): maggiormente composto da sedimenti a grana fine trasportati da correnti di torbidità⁷ durante gli eventi di piena;
- Depositi rastremati (*Tapering*): deposito graduale che diviene più sottile in prossimità della diga;

⁷ Le correnti di torbidità sono correnti di fluido in movimento con materiale in sospensione. La corrente si muove per gravità, a causa della propria maggiore densità rispetto al fluido nel quale scorre e alla presenza di particelle solide. Avendo densità maggiore rispetto all'acqua circostante, queste correnti scorrono velocemente verso il basso per forza di gravità e poi, espandendosi sui fondali profondi, rallentano e depositano i materiali trasportati in sospensione.

• Depositi uniformi: si verificano in caso di frequente fluttuazione del livello idrico.



Figura 18 - Diversi assetti geometrici dell'interrimento in prossimità dello sbarramento

Il deposito tipo Wedge è quello che può provocare maggiori problematiche a gli organi di scarico per via della sua posizione a diretto contatto con il paramento. Durante l'apertura degli scarichi si crea una zona di depressione che risucchia via tutti i sedimenti e l'acqua in prossimità di tali organi, con conseguenti eventuali danneggiamenti alle tubazioni e a gli organi di regolazione per via dell'effetto abrasivo che possono esercitare tali particelle di sedimento.

Uno degli effetti più temuto dell'interrimento è la parziale o completa ostruzione degli organi di scarico (Figura 19). Tale conseguenza può comportare ingenti costi di manutenzione legati al ripristino o, nel peggiore dei casi, alla sostituzione degli scarichi con imprescindibile completo svaso del bacino e conseguenti perdite economiche legate alla non produttività dell'eventuale impianto idroelettrico ad esso collegato.



Figura 19 - Ostruzione della condotta di scarico causato dall'accumulo di sedimenti

Il Comitato Nazionale Italiano per le Grandi Dighe (ITCOLD) ha effettuato una stima dell'entità complessiva dell'interrimento dei serbatoi italiani utilizzando le informazioni di 285 serbatoi (52% del parco totale), suddivisi per due macro-aree (Alpi e Appennini) e corrispondenti ad un volume complessivo di invaso potenziale di 7,35 km³, pari a circa il 55% del volume totale di accumulo potenziale di tutte le grandi dighe italiane [5].

Più della metà dei serbatoi analizzati (53%, 151 su 285) risultano interriti (variazione del volume di invaso superiore al 5% del volume originario di progetto). La riduzione media del volume di invaso è del 47%. In generale gli invasi che presentano i maggiori problemi sono quelli localizzati alle quote inferiori a 1000 m (Figura 20) [5].

Per stilare un corretto piano di gestione dell'invaso, programmando eventuali fluitazioni del sedimento, è indispensabile stimare il volume di materiale costituente l'interrimento. A tal proposito è possibile perseguire diverse metodologie dirette e non, dipendenti dal livello idrico dell'invaso nell'epoca di rilievo.



Figura 20 - Distribuzione dei serbatoi con interrimento > 5% in funzione della quota sul livello medio marino suddivisi per macro-aree omogenee (ITCOLD, 2009)

<u>Metodi indiretti</u>

In caso di serbatoio pieno è usuale effettuare un rilevo batimetrico mediante l'utilizzo di un GPS differenziale sincronizzato ad un ecoscandaglio mono o multi beam. Tale strumentazione viene installata su di una imbarcazione la cui posizione è monitorata istante per istante e collegata in un sistema di riferimento a terra mediante l'utilizzo di alcuni punti fissi, in maniera tale da rendere il rilievo del fondale geo referenziabile. La precisione del rilievo dipende naturalmente dalla strumentazione utilizzata e dalla densità di campionamento dei punti rilevati. Anche la geomorfologia del bacino influenza la precisione del rilievo: la presenza di eventuali ostacoli sul fondale e le alte profondità alterano i risultati riportati dall'ecoscandaglio.

Nel caso in cui il bacino si presenta privo di acqua è possibile ricorrere alle classiche tecniche topografiche di rilievo, utilizzando anche la tecnica della fotogrammetria terrestre o aerea con riprese effettuate mediante SAPR⁸ professionali. Anche in questo caso la precisione del rilievo è funzione delle tecniche e della strumentazione utilizzata.

<u>Metodi diretti</u>

Attraverso l'utilizzo di perforazioni sul fondale con recupero di campione adeguatamente predisposte per poter essere effettuate mediante imbarcazione adeguata, è possibile caratterizzare spessore e caratteristiche dello strato di materiale sedimentato. Qualora richiesto, per una migliore caratterizzazione meccanica del materiale, possono essere eseguite simultaneamente in situ delle indagini penetrometriche. Questo tipo di caratterizzazione (puntuale) richiede un numero rilevante di perforazioni per poter caratterizzare l'interrimento nella sua estensione.

Nell'eventualità di poter lavorare a serbatoio vuoto è possibile utilizzare metodologie di rilievo geofisiche o geolettriche in grado di restituire spessori e variazioni di densità dei materiali sedimentati.

2.6.1 Tecniche per la rimozione dell'interrimento

Il fenomeno dell'interrimento può essere attenuato ma è praticamente impossibile evitarlo; la struttura di sbarramento entrando a far parte di un contesto naturale dinamico ne altera l'equilibrio subendone le conseguenze. Da tutto ciò deriva la necessità di attuare interventi periodici di rimozione dei sedimenti attraverso specifiche procedure che ne determinano la parziale o totale rimozione.

La normativa vigente obbliga a tenere in conto delle operazioni di sfangamento nel Progetto di Gestione dell'invaso, in modo tale da avere ben chiaro a priori quale sia la procedura più adatta in base alle dimensioni del serbatoio, al volume

⁸ Acronimo che indica i Sistemi Aeromobili Pilotaggio Remoto

di materiale, alla qualità chimico-biologica del sedimento e ai vincoli normativi a cui è soggetta l'area.

Il D.M. 30/06/2004 recita a proposito di tale tema che il PG "..è finalizzato a definire il quadro previsionale delle operazioni di svaso, sfangamento e spurgo connesse con le attività di manutenzione dell'impianto, da eseguirsi anche per stralci, per assicurare il mantenimento ed il graduale ripristino della capacità utile, propria dell'invaso e per garantire prioritariamente in ogni tempo il funzionamento degli organi di scarico e di presa, nonché a definire i provvedimenti da porre in essere durante le suddette operazioni per la prevenzione e la tutela delle risorse idriche invasate e rilasciate a valle dello sbarramento, conformemente alle prescrizioni contenute nei piani di tutela delle acque e nel rispetto degli obiettivi di qualità dei corpi idrici interessati..."

In generale, diverse sono le tecniche di sfangamento che possono essere utilizzate per ripristinare la capacità di invaso dei serbatoi artificiali, mediante la rimozione del materiale sedimentatosi a ridosso. Ognuna di essa presenta peculiarità, vantaggi e svantaggi, che devono essere tenuti in considerazione all'atto della relativa scelta.

La scelta della metodologia più adeguata deve tenere in conto la natura del sedimento e il suo eventuale smaltimento in discarica, oltre che considerare i volumi da movimentare e le tempistiche di esecuzione dell'intervento. Tutte le operazioni devono comunque essere svolte in maniera tale da presentare il più basso impatto ambientale possibile.

Le principali tecniche di asportazione dei sedimenti possono essere ricondotte alle seguenti macrocategorie, secondo quanto previsto dalla vigente normativa (D.M. 30/06/2004):

- Fluitazione;
- Dragaggio e asportazione meccanica (a bacino vuoto o pieno);
- Idrosuzione.

<u>Fluitazione</u>

La tecnica della fluitazione è incentrata sullo smaltimento dei sedimenti mediante apertura degli scarichi di fondo o di esaurimento della diga. La depressione creata in prossimità degli scarichi a causa della loro apertura, provoca il trascinamento e la messa in sospensione dei sedimenti che vengono così allontanati e scaricati a valle dello sbarramento.

Tale modalità di rimozione dell'interrimento assume piena efficienza solo se effettuata nel caso di livello idrico invasato alle quote minori e in prossimità della quota degli scarichi: l'allontanamento dei sedimenti in questo modo si propaga verso monte a causa di un conoide di depressione più esteso.

Bisogna sottolineare come tale intervento interessi solo la parte più fine dei sedimenti accumulatesi a tergo del paramento di monte; le particelle grossolane, data la loro natura, difficilmente sono interessate dal conoide di depressione e per questo restano sedimentate nelle vicinanze dello sbarramento.

Tanto più la morfologia dell'invaso risulta essere stretta e lunga tanto più efficace si rivela questo intervento.

<u>Vantaggi</u>:

- Economicità dell'intervento rispetto alle altre metodologie;
- Grandi quantità di materiale asportate in tempi brevi;

<u>Svantaggi:</u>

- Operazione di scarico sedimenti a valle regolata da normativa ecologicoambientale;
- Possibilità di accumulo sedimenti a valle in caso di zone a pendenza negativa;

- Usura prematura degli organi di scarico e regolazione;
- Aumento improvviso della concentrazione dei sedimenti nelle acque a valle con possibili conseguenti danni alla popolazione ittica a causa della repentina variazione della qualità dell'acqua.

Dragaggio e asportazione meccanica

La rimozione dei sedimenti è effettuata mediante mezzi meccanici di scavo o idraulici in grado di allontanare anche i sedimenti più grossolani come sabbia e ghiaia.

Le operazioni di scavo possono essere effettuate a bacino pieno o anche vuoto con costi e modalità ovviamente diversificati.

Usualmente i mezzi impiegati comprendono pale meccaniche e benne, lavorando a bacino prosciugato, oppure draghe equipaggiate con idonee pompe o con escavatore a cucchiaia rovescia qualora si operi sul pelo dell'acqua.

Una volta asportati i sedimenti essi vengono trasportati e smaltiti in idonee aree di stoccaggio in attesa di essere riutilizzati per l'industria o l'agricoltura (qualora rispettino i requisiti chimico-biologici previsti dalla legge) oppure di essere conferiti in discarica.

<u>Vantaggi</u>:

- Volumi di sedimento allontanato molto maggiori senza particolari limitazioni sulla granulometria che garantiscono una buona efficienza;
- Possibilità di riutilizzo del materiale allontanato per altri scopi con evidente vantaggio economico;
- Assenza di problematiche legate all'alterazione dell'equilibrio microbiologico a valle dell'intervento.

<u>Svantaggi:</u>

- Importante costo associato allo smaltimento e conferimento in discarica del materiale non idoneo al riutilizzo (10 ± 30 €/m³);
- Possibile movimentazione di agenti inquinanti nella zona in cui viene smosso il sedimento.

<u>Idrosuzione</u>

L'allontanamento del sedimento da monte viene effettuato mediante una tubazione che collegando monte a valle con un adeguato dislivello, promotore della forza di aspirazione, è in grado di allontanare i sedimenti.

Tale tecnica prevede l'utilizzo di una fresa, sostenuta in superficie da una chiatta, in grado di disgregare il materiale sul fondo che viene poi aspirato da un sifone collegato direttamente alla tubazione di scarico. Qualora l'energia idraulica non sia sufficiente ad allontanare i sedimenti è possibile utilizzare un sistema di pompaggio che incrementa però i costi.

<u>Vantaggi</u>:

- Facilità e semplicità di esecuzione dell'intervento;
- Possibilità di allontanamento di grandi volumi di sedimento senza particolari limitazioni sulla granulometria;
- Esecuzione dell'intervento a bacino pieno.

<u>Svantaggi:</u>

- Grandi volumi di acqua invasata scaricata a valle con conseguente svuotamento dell'invaso;
- Predisposizione di apposita vasca a valle per contenere e filtrare l'acqua contente i sedimenti per evitare i problemi legati all'accumulo e allo scarico diretto a valle.

 Limitazioni dell'intervento legate all'assenza di un adeguato salto idraulico per il funzionamento della tubazione in pressione con conseguente utilizzo di pompe meccaniche che implicano costi più elevati.

Si sottolinea come sarebbe preferibile adottare le soluzioni che prevedono il rilascio dei sedimenti direttamente a valle in alveo, principalmente per due ordini di motivo: tale operazione rappresenta sicuramente la soluzione a minore costo, non prevedendo lo smaltimento e il conferimento in discarica del sedimento, ed inoltre favorisce il riequilibrio delle dinamiche fluviali a valle del serbatoio, garantendo l'originario naturale bilancio dei materiali traportati dalle correnti.

Questa operazione non è però sempre attuabile a causa dell'importante impatto ambientale derivante: lo scarico incontrollato di grandi volumi di sedimento a volte dello sbarramento, comporta infatti una grave alterazione dell'equilibrio naturale del corso d'acqua con conseguenti morie di fauna e flora, costituendo in questo modo un pesante danno ambientale.

La precedente trattazione si è focalizzata su quelle che sono le tecniche maggiormente utilizzate per l'allontanamento dei sedimenti a ridosso del corpo diga quando ormai essi si sono accumulati. Esistono, però, anche degli accorgimenti atti ad evitare l'accumulo di sedimenti e per questo si ritiene doveroso sottoporre al lettore alcune delle metodologie di protezione degli invasi contro il fenomeno dell'interrimento.

In generale questi metodi di difesa "attiva" si dividono in:

 Metodi di riduzione dell'ingresso dei sedimenti nel serbatoio:
 l'attenzione è rivolta sulla riduzione dell'apporto di materiale solido nel corso d'acqua attraverso interventi estensivi di sistemazione del fondo alveo e delle sponde. Mediante la piantumazione e la sistemazione delle sponde, ad esempio, si evitano eventuali distacchi di materiale solido durante eventi di piena importanti. Altri interventi dal carattere strutturale possono essere la costruzione di soglie di stabilizzazione della pendenza longitudinale o la creazione di terrazzamenti oppure l'installazione di briglie di ritenuta. Quest'ultimo tipo di opera può distinguersi in due tipologie: *briglie di consolidamento*, in grado di stabilizzare gli alvei e le relative sponde, e *briglie di ritenuta* che modulano il trasporto solido bloccando in maniera differenziata il materiale con dimensioni non compatibili (Figura 21). Attraverso l'utilizzo di questi accorgimenti si mitigano le portate solide in entrata.



Figura 21 – Briglia di ritenuta a finestra

Metodi di prevenzione della sedimentazione all'interno dell'invaso:

obiettivo principale di tali metodologie è evitare che si creino le condizioni tali da far sedimentare sul fondo alveo in prossimità dello sbarramento il materiale trasportato dalle correnti di piena.

Sluicing: attraverso l'apertura degli scarichi in periodi di piena (intermedi, di fondo, di esaurimento) si mantiene basso il livello invasato in maniera tale da garantire velocità abbastanza elevate della corrente, tali da mantenere in sospensione il materiale solido che viene scaricato direttamente a valle. Requisito indispensabile per l'attuazione di tale tecnica è la conoscenza del regime idrologico del bacino, in maniera tale da scaricare acque torbide durante i periodi di piena ed invasare acque più pulite nei restanti periodi.

Venting: tecnica basata sul principio mediante il quale le acque torbide, presentando densità maggiori, appena entrate nel bacino tendono ad immergersi sotto la superficie e a viaggiare verso valle. Aprendo gli scarichi di fondo è possibile intercettare tali correnti scaricando il materiale trasportato direttamente a valle (Figura 22). In questo caso è indispensabile che il livello idrico invasato sia il più alto possibile e che gli scarichi siano posizionati quanto più vicino al fondo alveo. Esiste, tuttavia, una certa indeterminazione sull'efficienza di tale metodo legata alla possibilità della corrente di torbidità di non avere l'energia necessaria per giungere fino allo scarico di fondo.



Figura 22 – Schema illustrativo tecnica di venting (ITCOLD, 2009)
Sono illustrati: (1) portata in ingresso, (2) delta, (3) punto di immersione della corrente di densità, (4) detriti galleggianti, (5) corrente di densità, (6) acqua pulita, (7) deposito di sedimenti, (8) scarico di fondo, (9) diga

Capitolo 3:

MODELLAZIONE TRAMITE CODICI DI CALCOLO OPEN SOURCE

Nel presente capitolo ci si soffermerà sulla descrizione dei principali strumenti software utilizzati nel campo dell'ingegneria strutturale, evidenziando l'esistenza di una particolare categoria denominata *Open Source*.

I primi paragrafi vogliono dare al lettore un breve accenno sulla metodologia alla base dei moderni software di calcolo strutturale, descrivendone gli aspetti più comuni e focalizzandosi sulla categoria delle piattaforme open source per l'ingegneria.

I paragrafi successivi descriveranno il software utilizzato per la modellazione e per il calcolo strutturale del caso di studio analizzato in questo lavoro, descrivendone le funzionalità e i diversi moduli di cui è composto.

3.1 Metodo degli elementi finiti (FEM)

L'approccio ai moderni problemi dell'ingegneria è sempre più legato all'utilizzo di strumenti informatici, utilizzati per una più agevole e veloce risoluzione dei modelli matematici con cui si discretizza la realtà fisica. Tali modelli contengono tutte le ipotesi e le idealizzazioni semplificative del problema fisico reale, che in tal modo viene rappresentato da equazioni algebriche matematicamente più semplici da trattare.

Il Metodo agli Elementi Finiti è un metodo attraverso il quale è possibile la risoluzione di problemi fisici descritti da complicate equazioni differenziali (equazioni differenziali alle derivate parziali generalmente non lineari), che mediante tecniche di calcolo numerico vengono approssimate a sistemi di equazioni algebriche risolvibili con meno difficoltà di calcolo.

Il FEM nasce negli Anni '60, ma successivamente allo sviluppo degli strumenti informatici, ha una evoluzione ed uno sviluppo esponenziale, suscitando notevole interesse per il vasto numero di campi a cui è possibile applicare i suoi principi, grazie anche alla sua straordinaria flessibilità di applicazione.

Tale metodo basa la sua flessibilità sull'utilizzo dei così detti elementi finiti (sottodomini elementari), utilizzati per suddividere il dominio fisico in elementi discreti più semplici, mediante i quali è possibile un'approssimazione del campo di sforzi e deformazione.

Gli elementi finiti sono rappresentati da elementi dalla semplice geometria interconnessi tra loro mediante i punti nodali: la semplificazione della realtà sta nell' approssimazione della connessione del continuo che in realtà è su infiniti punti e non su pochi punti discreti. L'elemento reale viene dunque suddiviso in tanti sotto domini costituenti un grigliato mono, bi o tri-dimensionale a seconda del tipo di studio effettuato, chiamato *mesh*.

Mediante tale tecnica è possibile ridurre il dominio continuo, con infiniti gradi di libertà, in un dominio discreto rappresentato da un numero finito di gradi di libertà associati ai nodi: tutte le equazioni che governano il problema fisico che si vuole studiare vengono infatti scritte e risolte direttamente nei nodi. Questi ultimi, di solito, sono definiti nel contorno degli elementi finiti (*Famiglia della Serendipità*) ma ci sono particolari casi in cui vi si ritrovano anche all'interno (*Famiglia di Lagrange*). Il campo incognito oggetto di studio all'interno di ogni singolo elemento, viene ricondotto direttamente ai nodi mediante l'utilizzo di combinazioni di funzioni approssimanti, diverse da tipo di elemento ad altro, chiamate *funzioni di forma*.

Con il progredire della tecnologia e della ricerca in tal senso, oggi si può vantare l'esistenza in commercio di numerosi codici di calcolo a gli elementi finiti dalle più disparate caratteristiche e performance.

3.2 Software Open Source

I più importanti e diffusi codici di calcolo FEM sono oggi distribuiti mediante software che implementano assieme ad essi anche strumenti CAD e strumenti di visualizzazione grafica dei risultati di calcolo.

In generale i software sono scritti mediante diversi linguaggi di programmazione (C, C++, JavaScript, Pyhton), più o meno complessi, che vengono recepiti dalla macchina (Computer) ed eseguiti. Affinché tali linguaggi siano eseguibili dalla macchina, c'è bisogno di un software "compilatore" che legge il linguaggio fornito dal programmatore, contenente tutte le istruzioni, convertendolo in un linguaggio interpretabile dalla macchina. A tal proposito si parla dunque di *codice sorgente* e di *codice eseguibile* che rappresentano le istruzioni base per il funzionamento del software.

L'utilizzo di un software da parte di un utente è regolato dalla licenza d'uso, che rappresenta un contratto tra il detentore dei diritti d'autore del software e l'utilizzatore. Tale licenza permette all'utente di usufruire del codice di calcolo per scopi commerciali. Naturalmente l'autore del codice richiede un compenso affinché sia rilasciato il diritto di utilizzo sul suo software e questo può rappresentare un limite non indifferente per chi non dispone della capacità finanziaria utile per l'acquisto di una licenza d'uso; si evidenzia, infatti, come alcune licenze di software particolarmente complessi arrivino a costare svariate decine di migliaia d'euro.

Tale tipologia di software è quindi distribuita mediante il solo codice eseguibile, essendo essi "software proprietario" non modificabili dall'utente utilizzatore.

Si parla invece di codice Open Source quando si fa riferimento a un "codice sorgente aperto", rilasciato pubblicamente dal suo autore che fornisce assieme al codice eseguibile anche il codice sorgente; questa tipologia di software è dunque utilizzabile, personalizzabile e modificabile da chiunque conosca il linguaggio di programmazione utilizzato per la sua scrittura.

Anche per questa tipologia di codici esistono le licenze d'uso che però sono rilasciate gratuitamente: esempi sono la GPL (General Public License), la LGPL (Licenza Pubblica Generica Attenuata) e la WTWPL.

Naturalmente gli autori di questa tipologia di software possono avere anche un tornaconto commerciale, non direttamente legato alla vendita del codice ma basato su sponsorizzazioni, pubblicizzazione del marchio aziendale, libere donazioni o altro ancora.

Alcune software house distribuiscono gratuitamente i propri software ma richiedono un compenso monetario per assistenza, formazione e personalizzazione in base alle esigenze dell'utilizzatore; il software viene utilizzato come una sorta di pubblicizzazione dei servizi offerti.

La libertà di utilizzo dei codici open source induce, inoltre, la nascita di numerose community di utilizzatori e sviluppatori che contribuiscono alla risoluzione di eventuali malfunzionamenti e al miglioramento del software con evidente vantaggio per l'autore.

La libera diffusione di un codice di calcolo contribuisce significativamente alla sua validazione, aspetto molto importante affinché esso possa essere tranquillamente utilizzato anche per fini commerciali. Tra i numerosi vantaggi relativi alla scelta di tale tipologia di codici, c'è sicuramente quello legato alla possibilità da parte di un giovane professionista di inserirsi più agevolmente nel mercato, senza dover disporre di un ingente quantità iniziale di denaro per avviare la propria attività, perlomeno per quanto riguarda la parte degli strumenti software indispensabili all'attività.

3.2.1 Pacchetto CAELinux

Il pacchetto CAELinux 2018 è una distribuzione Linux basata sul sistema operativo Ubuntu 16.04 a 64 bit che include un numero sempre crescente di software di modellazione, simulazione e progettazione open source pensato e sviluppato appositamente per l'utilizzo ingegneristico CAE⁹ (Computer Aided Engineering).

La maggior parte del contenuto di CAELinux è fornito con le ben note licenze "gratuite" / open source GPL o LGPL (Gnu Public Licenses) che consente di utilizzare liberamente (applicazioni private e commerciali) e ridistribuire questi pacchetti software.

CAELinux è sviluppato da ingegneri e appassionati dell'open source con l'obiettivo di rendere popolare l'uso di codici gratuiti/open source nella ricerca di base e applicata (J. Cugnoni 2018).

Alcuni dei software open compresi nel pacchetto utilizzato in questo lavoro sono:

• Salome-Meca 2018.1, software che contiene una sezione per il 3D CAD, una sezione per la creazione di Mesh in automatico, una sezione per la simulazione FE multifisica e uno strumento di Pot Processing dei risultati ottenuti;

⁹ Letteralmente "ingegneria assistita dal computer", indica tutte quelle tecnologie software per la risoluzione di problemi di ingegneria mediante il calcolo numerico informatizzato.

- **Code Aster v13.4**, solutore per le analisi FEM di problemi meccanici, termici e acustici in campo lineare e non lineare;
- Code-Saturne 5.0.4, software di fluidodinamica computazionale (3D CFD) che può essere associato a Code Aster;
- CalculiX 2.13 & CalculiX Launcher 0.32, software di analisi e simulazione mediante elementi finiti. È interfacciabile con alcuni software commerciali (Abaqus, Ansys) in quanto utilizza gli stessi formati per i dati di ingresso;
- FreeCAD, software per la modellazione tridimensionale CAD;
- **GMSH 3.0.6**, software parametrico per la definizione della geometria per la modellazione in grado di definire in automatico la mesh;
- Scilab, Ambiente di programmazione matematica simile a Matlab.

Con gli strumenti Open Source integrati di CAELinux, è possibile simulare modelli fisici molto complessi. Tramite i risolutori Code_Aster, Code-Saturne, OpenFOAM e Elmer è possibile affrontare l'analisi non lineare termomeccanica, interazione dinamica fluidostruttura, dinamica esplicita, contatti, visco-plasticità, fluidodinamica, scambio termico, trasferimento di calore convezione e irraggiamento in campo non lineare. Quindi ricaricare i file di risultato in applicazioni di post-processing come Salomé, Gmsh o Paraview di visualizzare i dati in 3D (J. Cugnoni 2019).

Per lo svolgimento di tale lavoro si è utilizzato in particolare il pacchetto Salome-Meca 2018 contenente il risolutore Code_Aster, di seguito descritti nel dettaglio del loro funzionamento.

3.3 Salome-Meca 2018.1

La piattaforma software open source Salome-Mecà, rilasciata sotto la GNU (Lesser General Public License), rappresenta un utile strumento di interfaccia grafica user-friendly per simulazioni numeriche, grazie alla presenza dei numerosi tools e moduli Open-Source di cui dispone scaricabili dal sito ufficiale; essa rappresenta una piattaforma integrata, che viene impiegata principalmente come pre/post processing dai diversi tools di modellazione multi-fisica.

Grazie a questo unico ambiente di lavoro è possibile utilizzare più strumenti assieme che comunicano e cooperano nella definizione della geometria del modello, nella sua discretizzazione in elementi finiti (mesh) e nel calcolo, grazie al diretto collegamento con il solutore Code-Aster (Figura 23).

Code-Aster nasce nel 1989 come software Open Source di simulazione e calcolo a gli elementi finiti (FEM) grazie al lavoro del reparto ricerca e sviluppo della EDF (Électricité de France), la maggiore azienda produttrice e distributrice di energia in Francia, per far fronte alle richieste interne di un software di modellazione e progettazione.

Con gli anni, grazie anche all'utilizzo del codice di calcolo da parte di milioni di utenti, Code_Aster è stato sempre più raffinato acquisendo una buona robustezza dei risultati, che ne hanno portato alla completa validazione da parte di soggetti indipendenti da EDF.

Salomè viene sviluppato successivamente grazie alla collaborazione tra l'agenzia francese per l'energia atomica CEA, l'azienda per la produzione di energia elettrica francese EDF e Open Cascade Company per lo sviluppo di sistemi per analizzare le attrezzature industriali degli impianti nucleari, con la preoccupazione primaria della progettazione dei reattori di nuova generazione, la gestione del combustibile nucleare, l'affidabilità e la sicurezza degli impianti, impianti idroelettrici ed attrezzature per una gestione ottimale del ciclo di vita.[11]



Figura 23 - Schema di analisi all'interno di Salomè-Meca

Salomè_meca offre la possbilità di selezionare e lavorare al suo interno con diversi moduli di seguito sinteticamente descritti.

3.3.1 Geometry module

Primo step necessario per una simulazione numerica è la creazione del relativo modello geometrico.

Utilizzando il modulo Geometry (GEOM) è possibile usufruire di un set di comandi per creare, importare o modificare un modello geometrico CAD complesso, usufruendo del vantaggio di poter scambiare geometria con altri sistemi CAD utilizzando diversi formati come IGES, STEP, e BREP.

Le forme geometriche possono essere progettate in modo interattivo utilizzando l'interfaccia grafica utente (GUI) o l'Utente Testo Interface (TUI) attraverso script python. Questo permette di costruire forme complesse o diverse configurazioni di una forma secondo dei valori parametrici.

Un concetto importante sull'importazione della geometria riguarda le unità di misura in quanto il solutore utilizza un sistema omogeneo delle unità per il calcolo (Tabella 1).

Unités	METRIQUE MKS	METRIQUE mmNS	ANGLO-SAXONNE FPS	ANGLO-SAXONNE IPS
Longueur	m	mm	ft	in
Temps	sec	sec	sec	sec
Masse	Kg	tonne	slug	lbf-sec ²
Force	N	N	lbf	lbf
Température	°C	°C	°F	°F
Aire	m²	mm ²	tt ²	in ²
Volume	m ³	mm ³	ft ⁵ (cu-ft)	in ³ (cu-in)
Vitesse	m/sec	mm/sec	ft/sec	in/sec
Accélération	m/sec-	mm/sec-	ft/sec ²	in/sec ²
Angle, rotation	rad	rad	rad	rad
Vitesse angulaire	rad/sec-	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
Masse volumique	Kg/m ³	Tonne/mm ³	slug/ft3	lbf-sec ² /in ⁴
Moment, couple	N-m	N-mm	ft-lbf	in-lbf
Force linéique	N/m	N/mm	lbf/tt	lbt/in
Force répartie sur une surface (Contrainte, pression,Module d'Young)	N/m ² (Pa)	N/mm ² (MPa)	lbf/ft ²	lbf/in² (Psi)
Coefficient de Dilatation thermique	/°C (/K)	/°C (/K)	/°F (/K)	/°F (/K)
Moment Quadratique d'une poutre IG:	m ⁴	mm ⁴	ft ⁴	in ⁴
Moment d'inertie transverse d'une poutre	Kg-m ²	tonne-mm ²	slug-ft ²	lbf-in-sec ²
Energie, Travail, Chaleur	J	mJ	ft-lbf	in-lbf
Puissance, taux de transfert thermique	W	mW	ft-lbf/sec	in-lbl/sec
Gradient de température	=C/m	°C/mm	=F/ft	°F/in
Flux thermique	W/m ²	mW/mm ²	lbf/ft-sec	lbf/in-sec
Conductivité thermique	W/m-°C	mW/mm-°C	lbf/sec-°F	lbf/sec-°F
Chaleur spécifique C _p	J/Kg-°C	mJ/tonne-°C	ft-lbf/slug-°F	in²/sec²-°F

Tabella 1 - Unità di misure utilizzate dal codice di calcolo

La geometria del caso di studio presente in questo lavoro è stata opportunamente definita attraverso un software CAD e poi importata in Salomè, prestando attenzione alle unità di misura di importazione in modo tale da essere coerente con le successive operazioni di analisi dei carichi, di imposizione delle condizioni al contorno e per l'analisi dell'interazione tra le diverse parti della struttura.

3.3.2 Mesh module

La piattaforma Salome contiene al suo interno un potente meshatore automatico, in grado di leggere la geometria appena creata nel modulo Geometry convertendola in elementi finiti (Figura 24). Attraverso tale modulo è possibile anche affinare le parti della rappresentazione della mesh in relazione alle esigenze specifiche del risolutore e agli obiettivi di simulazione, modificandone i dati per renderli compatibili con un elevato numero di differenti codici open source. Prima di effettuare la simulazione, è possibile controllare la forma e le dimensioni degli elementi utilizzando alcuni comandi disponibili nel software. Grazie alla presenza di un set completo di strumenti di controllo della qualità della mesh è quindi possibile avere il pieno controllo dei dati della discretizzazione, con il notevole vantaggio di poter eseguire eventuali modifiche o adattamenti in base alle specifiche esigenze.



Figura 24 - Interfaccia grafica modulo mesh

Diverse operazioni di trasformazione possono essere utilizzate per produrre mesh complesse o composte da più elementi (punti, bordi, quadrati, triangoli, tetraedri). Gli elementi possono essere raggruppati per facilitare la visualizzazione e contribuire alla definizione delle condizioni iniziali al contorno. Questi gruppi possono essere dedotti automaticamente dai corrispondenti gruppi definiti nel modulo relativo alla modellazione o generati utilizzando criteri di raggruppamento.

Aspetto rilevante del modulo mesh è la possibilità di esportare la discretizzazione effettuata mediante questo strumento in file *.med* interpretabili da altri software.

Per la realizzazione della mesh relativa al presente lavoro è stata eseguita una modellazione automatica tramite il codice NetGen che è un generatore di elementi tetraedrici in grado di gestire geometrie complesse e una grande varietà di opzioni di discretizzazione. Una mesh di questo tipo si adatta facilmente ad geometrie curvilinee conservando la forma e la proporzione degli elementi, restituendo un rapporto di deformazione ragionevole e di buona qualità.

Sono disponibili diversi comandi che permettono di regolare la densità della mesh in modo da discretizzare fedelmente la forma del modello.

3.3.3 Aster study module

Questo modulo è forse definibile come il più importante tra tutti poiché in questo ambiente grafico è possibile definire agevolmente il file di comando, opportunamente compilato, *(file.comm*) che guiderà l'analisi del risolutore Code_Aster (Figura 25). Quest'ultimo, infatti, necessità di un imput, che è essenzialmente un flusso di operazioni con cui si tiene conto dei diversi step di calcolo per l'analisi agli elementi finiti. Nel file di comando sono indicate tutte le operazioni necessarie allo svolgimento della simulazione numerica.

Questo strumento è stato introdotto solo nelle ultime versioni del software per aiutare l'utente nella compilazione del file di comando, offrendo una funzionalità di controllo della sintassi e una lista di funzioni che permettono di definire le diverse operazioni. Grazie a gli aiuti disponibili è possibile ridurre o meglio evitare tutti i possibili errori di sintassi con i conseguenti errori da parte del risolutore che ne derivano.



Figura 25 - Interfaccia grafica Aster_Study

In Aster Study, dunque, vengono definiti tutti i parametri necessari alla simulazione numerica e automaticamente inseriti nel file di comando:

- Tipologia di problema da studiare (Meccanico, Termico, Acustico) e relativa scelta dell'elemento finito da utilizzare per il calcolo;
- Proprietà dei materiali;
- Carichi semplici o complessi e condizioni di vincolo;
- Tipo di analisi da svolgere (Statica lineare, statica non lineare, dinamica lineare ecc);
- Gestione output analisi ed esportazione in formato appropriato (.rmed, .med) con la possibilità di post processare i risultati rendendoli compatibili alle esigenze di analisi.

Nell'ambiente di Aster_Study è possibile lanciare l'analisi agevolmente mediante la creazione dei RunCase (Figura 26). Come si è già detto in precedenza, Salomè-Meca contiene al suo interno il risolutore Code_Aster che viene direttamente lanciato mediante questo modulo.



Figura 26 - Interfaccia gestione Run Case e potenza di calcolo Code_Aster

Poiché il software Code_Aster non è a conoscenza delle unità di misura che vengono utilizzate nella simulazione, è necessario definire un sistema omogeneo di unità in base alle quali inserire i dati di imputo nel file .comm; in particolare si utilizzerà come unità di misura della lunghezza i millimetri (mm), per le forze i Newton (N) mentre per il tempo i secondi (sec). Scegliendo tale sistema di unità di misura, la massa dovrà essere espressa in tonnellate (t) e la densità in t/mm³.

3.3.4 ParaVis module

Il modulo ParaVis è essenzialmente un post processore grafico per la visualizzazione dei risultati ottenuti dall'analisi numerica (Figura 27). Questo modulo deriva direttamente da un'applicazione open-source più completa e dalle maggiori potenzialità conosciuto come ParaView.

ParaView è una multipiattaforma Open-source progettata per visualizzare insiemi di dati di varie dimensioni. Gli obiettivi del software comprendono il supporto e lo sviluppo di modelli computazionali distribuiti per elaborare set di dati di grandi dimensioni. Ha un'interfaccia utente aperta, flessibile e intuitiva che consente una rielaborazione dei dati sotto diverse forme di rappresentazione fisica, che varia dalle più conosciute (ad es. visualizzazione degli spostamenti o degli sforzi) a quelle più ricercate (interazioni acustiche o termiche).



Figura 27 - Interfaccia grafica modulo ParaVis

ParaView gira su sistemi di memoria paralleli distribuiti e condivisi e su sistemi a singolo processore ed è stato testato con successo su Windows, Linux e Mac OS X.

Gli utenti che utilizzano ParaView (e quindi anche ParaVis) possono creare rapidamente visualizzazioni per analizzare i propri dati impiegando tecniche qualitative e quantitative.

La base di codice ParaView è concepita in modo tale che tutti i suoi componenti possano essere riadoperati per sviluppare speditamente applicazioni verticali. Questa adattabilità consente agli sviluppatori ParaView di sviluppare rapidamente applicazioni con funzionalità specifiche per uno specifico dominio problematico. Sotto il cofano, ParaView utilizza il Visualization Toolkit (VTK) come motore di elaborazione e rendering dei dati. Gli obiettivi del team ParaView includono quanto segue (www.paraview.org):

- Sviluppare un'applicazione di visualizzazione multi-piattaforma Opensource;
- Supportare modelli di calcolo distribuiti per elaborare set di dati di grandi dimensioni;
- Creare un'interfaccia utente aperta, flessibile e intuitiva;
- Sviluppare un'architettura estensibile basata su standard aperti.

ParaVis è in grado di rappresentare tutte le mesh inserite, definendo e evidenziando le celle con caratteristiche specifiche, deformando le Mesh in base alle grandezze vettoriali derivate e mappando attraverso scale colorimetriche i valori dei risultati sui nodi e sugli elementi.

Capitolo 4: LA DIGA DELLA LAVAGNINA

In questo capitolo si descriverà la diga oggetto del presente studio sviluppato nel dettaglio nei successivi capitoli, inquadrandola geograficamente e analizzandone le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche principali.

Dopo un breve accenno alla normativa di riferimento tenuta in conto per la valutazione della sicurezza dello sbarramento, ci si soffermerà sulla descrizione dei materiali costituenti il corpo murario e il relativo terreno di imposta, grazie alle informazioni dedotte da alcune campagne di caratterizzazione svolte negli anni 2000.

Nei paragrafi finali si è voluto descrivere minuziosamente l'analisi dei carichi effettuata per la struttura del corpo diga, soffermandosi sulla descrizione di ognuno di essi e dando ampio spazio alla descrizione delle azioni di tipo sismico.

Infine, con il paragrafo finale, si è voluto descrivere il processo di modellazione e discretizzazione della struttura reale, necessario ai fini delle successive analisi.

4.1 Descrizione dell'opera

4.1.1 Inquadramento sbarramento

La Diga della Lavagnina (Figura 28) ricade nel territorio comunale di Casaleggio Boiro (AL), nel bacino idrografico dell'Orba, ed è uno degli sbarramenti che interessa il torrente Gorzente (Figura 29), le cui acque sono utilizzate a scopo idroelettrico (presso la centrale di Lavagnina alimentata mediante due condotte forzate) ed idropotabile.



Figura 28 - Diga della Lavagnina Inferiore (foto storica da ANIDEL 6º Volume)

I Laghi della Lavagnina sono due laghi artificiali dell'Appennino ligure, denominati rispettivamente superiore ed inferiore, in provincia di Alessandria, che interessano i comuni di Casaleggio Boiro, Mornese e Bosio. Oggetto del presente studio è lo sbarramento del lago inferiore posizionato più a valle (Figura 31).

La diga della Lavagnina sbarra il corso del Torrente Gorzente a circa 3 km a monte della sua confluenza nel Torrente Piota.



Figura 29 - Localizzazione Diga della Lavagnina Inferiore nel complesso delle dighe del Gorzente

Le coordinate della sezione maestra in asse al coronamento sono (sistema WGS84):

- Latitudine: 44,605972
- Longitudine 8,754402



Figura 30 – Parte finale del bacino imbrifero sotteso dall'opera di sbarramento della Lavagnina indicata nel quadrante

Il bacino imbrifero sotteso dall'opera di sbarramento si estende per una superficie di 30 km² garantendo una capacità di invaso pari a circa 2,73 milioni di m³ (Figura 30).



Figura 31 – Complesso degli invasi artificiali di Lavagnina e schema dell'alimentazione dell'omonima centrale idroelettrica

4.1.2 Caratteristiche generali dello sbarramento

La costruzione della diga è iniziata nel 1911 avendo termine nel 1917, ma la sua configurazione attuale presenta una geometria differente da quella presente in origine, a seguito di alcuni interventi di modifica subiti nel corso del tempo.

Il piano del coronamento, a quota pari a 332,80 m s.l.m., è percorribile da persone e piccoli mezzi (Figura 32); recentemente è stata installata su di esso una passerella pedonale in acciaio (quota circa 338,36 m s.l.m.), per permettere il proseguo di un percorso carrabile naturalistico.



Figura 32 - Vista aerea della diga della Lavagnina (da Google Maps)

Lo sbarramento è costituito da un corpo di muratura di pietrame e malta idraulica con classico funzionamento a gravità, presentando sezione maestra trapezoidale.

La sezione tipologica presenta il paramento di monte e di valle ad inclinazione variabile che si innestano su di uno zoccolo di fondazione avente funzione di ripartizione delle sollecitazioni trasmesse al substrato roccioso (Figura 33); le fondazioni sono adagiate sulla roccia di imposta con presenza di uni strato in calcestruzzo di livellamento interposto. Lo sbarramento presenta andamento planimetrico ad arco (Figura 36) ed è del tipo tracimabile. Il paramento di monte è rivestito con intonaco di cemento, mentre quello di valle è in pietrame a mosaico (bolognini) con giunti stilati con malta di cemento (Figura 34).



Figura 33 - Sezione maestra Diga della Lavagnina. Si notano la camera di manovra e le tubazioni di scarico (progetto originale tratto da ANIDEL 6° volume)

Va sottolineato come tale diga sia sprovvista di giunti di contrazione e di un adeguato sistema di canne drenanti.
Con riferimento alla roccia di fondazione, la zona di imposta della diga e del bacino di invaso è caratterizzata dalla presenza di formazioni di serpentiniti e di peridotiti serpentinizzate, caratterizzate da un grado di permeabilità basso. (vedi §.4.3).



Figura 34 - Vista dello scivolo di protezione della camera contenente gli scarichi di fondo – vista da valle

La diga presenta uno scarico di superficie a soglia sfiorante a spigolo vivo per uno sviluppo di circa 70,25 m sulla quota di coronamento (Figura 35). Lo scarico di fondo è costituito da due tubazioni metalliche affiancate del diametro 800 mm, annegate nella parte centrale della diga intercettate da due valvole di regolazione. Attualmente lo scarico di fondo viene utilizzato come presa per l'alimentazione della condotta forzata che alimenta la centrale idroelettrica più a valle.



Figura 35 - Vista dalla sponda destra durante la tracimazione (foto storica tratta da ANIDEL 6° volume)

Dati geometrici principali:

• Alte	Altezza del piano di coronamento			
• Alte	Altezza dalla fondazione			
• Fran	nco rispetto al coronamento	4.16 m		
• Svile	appo del coronamento	123,00 m		
• Rag	Raggio di curvatura planimetrico			
• Incl	inazione del paramento a monte			
(o sopra q. 319,50	0,05		
(o sotto q. 319,50	0,20		
• Incl	inazione del paramento a valle			
(o sopra q. 329,75	0,50		
(o tra q. 329,75 e q. 312,50	0,75		
(o sotto q. 312,50	1,00		
• Volu	ume della diga di cui:			
C	o muratura	37000 m ³		

o calcestruzzo

3000 m³

336,96 m s.l.m.

332,80 m s.l.m.

• Quota di massimo invaso

- Quota di massima regolazione
- Volume massimo invasabile 2,73 milioni di m³



Figura 36 - Planimetria della diga della Lavagnina (da progetto originale tratto da ANIDEL 6° volume)

4.2 Inquadramento normativo

La valutazione della sicurezza della struttura di sbarramento oggetto di studio è stata condotta in ambito statico e sismico ai sensi di quanto previsto dal D.M. Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018 "*Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni*" e dal D.M. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014 "*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse*)".

Ai sensi della classificazione riportata al par. B.2 delle N.T.D. 2014, l'opera rientra nella categoria A "("Dighe di calcestruzzo"), sottocategoria "a.1.1" ("a gravità ordinarie").

Alla luce di questa impostazione e seguendo le linee guida del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti a riguardo dell'applicazione della normativa dighe [3], le verifiche sono state condotte in accordo con le disposizioni contenute nelle N.T.D. 2014 ai cap. C ("Disposizioni comuni") e D ("Dighe di calcestruzzo"), tenendo conto delle indicazioni specifiche previste dal cap. H ("Dighe esistenti").

In generale, la valutazione della sicurezza degli sbarramenti deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

- 1. normale funzionamento;
- 2. danni riparabili senza rilascio incontrollato di acqua,
- 3. danni non riparabili, sena rilascio incontrollato di acqua,
- danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua o comunque rischio di perdite di vite umane;
- 5. collasso della struttura.

Le suddette condizioni caratteristiche definiscono quattro stati limite, due di esercizio (Stato Limite di immediata Operatività – SLO, prima condizione; Stato

Limite di Danno – SLD, seconda e terza condizione) e due stati limite ultimi (Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV, quarta condizione; Stato Limite di Collasso – SLC, quinta condizione).

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti di cui è dotata.

Gli stati limite di esercizio (SLE) sono:

- <u>Stato Limite di Operatività (SLO)</u>: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- <u>Stato Limite di Danno (SLD</u>): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, considerando ogni sua parte rilevante alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

Gli stati limite ultimi (SLU) sono:

<u>Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV</u>): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

<u>Stati limite di prevenzione del Collasso (SLC)</u>: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali, la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Dunque, lo stato limite ultimo (SLU) corrisponde al valore estremo della capacità portante, limite di collasso, o altre forme di cedimento strutturale, mentre lo stato limite di esercizio (SLE) è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, ovvero comprende situazioni che comportano il rapido deterioramento della struttura o perdita di funzionalità.

Nel caso di dighe a gravità in muratura di pietrame e malta (assimilabile al calcestruzzo) è necessario effettuare le verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU), e la normativa prescrive due verifiche di sicurezza:

- verifica di resistenza;
- verifica di stabilità allo scorrimento.

Per la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza, la normativa prescrive il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre R_d rappresenta la resistenza di progetto del sistema.

A riguardo della verifica a scorrimento invece, essa deve essere eseguita in corrispondenza di diversi piani a varie quote nella struttura, ovvero in corrispondenza del piano di posa della fondazione e in corrispondenza di superfici interni alla struttura. Tali verifiche vengono effettuate applicando i due approcci di progetto, definiti dalle normative vigenti, descritti nel paragrafo successivo.

Ai fini, invece, delle verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) per eccesso di tensioni dovrà verificarsi che:

- per la <u>combinazione caratteristica quasi permanente</u> e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:
 - compressione: $\sigma_c \leq 0.25 f_{ck}$
 - trazione: $\sigma_c' \ge 0$ (stato limite di decompressione)
- per la <u>combinazione caratteristica rara</u>:
 - compressione: $\sigma_c \leq 0.25 f_{ck}$
 - trazione: $\sigma_c' \ge 0.21 f_{ctm}$

Le verifiche per la sicurezza hanno lo scopo di garantire, sotto ogni aspetto, che l'opera nel suo complesso e i singoli elementi che la compongo presentino adeguati margini di sicurezza nei confronti di tutti i possibili stati limite previsti in normativa.

4.2.1 Combinazioni di calcolo

Per l'applicazione dei relativi carichi alla struttura, l'approccio a gli Stati Limite Ultimi definito dalle N.T.D. 2014 al par. C.8 richiede la definizione di alcune combinazioni di calcolo, con le quali effettuare le analisi e le relative verifiche di sicurezza.

In funzione del tipo di stato limite che si vuole indagare (SLU o SLE) si sceglieranno le opportune combinazioni, in modo tale da combinare le azioni tra di loro per tener conto di tutte le situazioni che possano ragionevolmente essere previste durante l'esercizio del serbatoio. In generale, le verifiche a gli stati limite devono essere eseguite per tutte le condizioni di carico più gravose per la struttura, prevedibili durante la sua vita utile. Le combinazioni previste in normativa fanno riferimento a diverse situazioni di cui bisognerà tenerne conto:

- 1. fase costruttiva;
- 2. termine costruzione e a serbatoio vuoto;
- 3. serbatoio pieno con il livello dell'invaso alla massima regolazione;
- 4. serbatoio pieno con il livello al massimo invaso;
- 5. in seguito alla rapida vuotatura del serbatoio dal livello si massima regolazione al livello di minimo invaso;
- 6. in presenza di sisma con il livello alla quota di massima regolazione e a serbatoio vuoto.

Ai fini delle verifiche, in funzione degli stati limite, la normativa in ambito dighe definisce le seguenti combinazioni delle azioni:

 <u>Combinazione fondamentale</u> (esercizio normale – fase costruttiva – fine costruzione – serbatoio vuoto) (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2+\gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}+\gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2}+\ldots$$

Combinazione eccezionale (massimo invaso) (SLU):

 $G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

• <u>Combinazione sismica</u> (SLU e SLE):

 $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

• <u>Combinazione caratteristica rara</u> (SLE irreversibile):

 $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$

Combinazione frequente (SLE reversibile):

 $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

• <u>Combinazione quasi permanente</u> (SLE per gli effetti a lungo termine):

 $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Nelle predette espressioni si definiscono:

- a) permanenti (G): le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo: peso proprio della diga; spinte dell'acqua; eventuali spinte degli interrimenti (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, ove rilevanti (G2);
 - o ritiro e viscosità;
- b) variabili (Q): le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - o di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica dovute alle variazioni di temperatura esterna;
 - o di breve durata: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica determinate dallo sviluppo del calore di idratazione durante il processo di presa del calcestruzzo, la spinta del ghiaccio;
- c) eccezionali (A): le azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura ed in particolare l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni di massimo invaso;
- d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti. Per la combinazione tra azioni sismiche nelle direzioni orizzontali (parallela al piano della sezione maestra della diga x e ad essa ortogonale y) e nella direzione verticale z si assumeranno i seguenti coefficienti di concomitanza (Tabella 2):

direzione	х	У	Z
	1	0.3	0.3
coefficienti di concomitanza	0.3	1	0.3
	0.3	0.3	1

Tabella 2 - Coefficienti di concomitanza azione sismica (Tab. C5 NTD14)

Le NTC18, come precedentemente già indicato, prevedono di effettuare le verifiche mediante l'utilizzo delle combinazioni delle azioni, prevedendo due diversi approcci progettuali che contemplano coefficienti di sicurezza γ diversificati.

Entrambi gli approcci di normativa si basano sulla definizione di coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni (A), alle proprietà del materiale (M) e alle resistenze (R):

•	Approccio 1 - Combinazione 1 (STR): A1+M1+R1	(DA1-C1)
•	Approccio 1 - Combinazione 2 (GEO): A2+M2+R2	(DA1-C2)

• Approccio 2: A1+M1+R3 (DA2)

L'approccio DA1-C1 è utilizzato per le verifiche strutturali in quanto contempla dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza maggiori e più cautelativi.

L'approccio DA1-C2 si utilizza invece per effettuare le verifiche geotecniche concentrandosi meno sull'aspetto strutturale.

L'approccio DA2 prevede una sola combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle seguenti tabelle (Tabella 3, Tabella 4, Tabella 5) si riportano i valori dei coefficienti parziali di sicurezza previsti dalle NTC18:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		Υr			
Contraction of Contra	Favorevoli		0,9	1,0	1,0
Carichi permanenti Gi	Sfavorevoli	Ϋ́G1	1,1	1,3	1,0
	Favorevoli		0,8	0,8	0,8
Carichi permanenti non strutturali G20	Sfavorevoli	Ϋ́G2	1,5	1,5	1,3
A -i - mi - mi - hili O	Favorevoli	24	0,0	0,0	0,0
Azioni variabili Q	Sfavorevoli	Yo	1,5	1,5	1,3

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I NTC18)

⁽¹⁾Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 4 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC18)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resi- stenza al taglio	$\tan {\phi'}_k$	Υφ	1,0	1,25
Coesione efficace	c' _k	γe	1,0	1,25
Resistenza non drenata	C _{uk}	γ _{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γγ	γ_{γ}	1,0	1,0

Tabella 5 - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE	R1	R2	R3
Capacità portante	γr	1,0	1,8	2,3
Scorrimento	γr	1,0	1,1	1,1

Le NTD14, inoltre, forniscono una tabella riassuntiva utile per aver ben chiaro il quadro di insieme delle diverse combinazioni di calcolo, in riferimento delle diverse epoche della vita utile dello sbarramento.

Tabella 6 - Tabella C6 NTD14

combinazione		fondamentale				sismica	
azioni	fase costruttiva	fine costruzione o serbatoio vuoto	rapida vuotatura	esercizio normale	massima piena	SLE	SLU
peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
spinta idrostatica				SI ⁽¹⁾	SI ⁽²⁾	SI (1)	SI (1)
sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
coazione da calore di idratazione	SI	SI					
spinta del ghiaccio				se applicabile			
spinta dell'interrimento				se applicabile	se applicabile	se applicabile	se applicabile
azione sismica						SI	SI

⁽¹⁾ quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto

(2) quota di massimo invaso

Per tenere in conto della contemporaneità delle azioni variabili agenti non tutte allo stesso tempo con i relativi valori massimi, la normativa riporta i seguenti coefficienti di combinazione ψ (Tabella 7):

Tabella 7	- Tab.C7	NTD14
-----------	----------	-------

azioni	coefficienti di combinazione delle azioni variabili				
	ψ_0	ψ_1	ψ_2		
coazione da calore di idratazione	0.6	0.6	0.5		
coazioni da variazioni termiche esterne	0.6	0.6	0.5		
spinta del ghiaccio	0.7	0.5	0.2		

4.3 Caratteristiche dei materiali

La caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali è stata possibile in seguito ai risultati della campagna indagini¹⁰ sulla Diga della Lavagnina, svolta dalla "*Geotechnical and Engineering Testing srl*" di Genova (per la caratterizzazione geomorfologica dell'ammasso roccioso) e dal dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISEG) dell'Università degli studi di Genova (per la caratterizzazione del corpo murario) [15].

Tale campagna ha avuto compimento a partire dal Settembre 1999 fino all'agosto 2000, con lo scopo di effettuare una serie di indagini geognostiche rivolte agli sbarramenti dei Laghi del Gorzente e della Lavagnina inferiore, volte a definire le caratteristiche strutturali dei corpi diga, degli ammassi rocciosi che ne costituiscono la fondazione e delle spalle di appoggio.

Nella sperimentazione sono state utilizzate le classiche prove idonee alla caratterizzazione dei corpi diga in muratura di pietrame e malta, ampiamente descritte nel § 2.4 del Capitolo 2.

Nel dettaglio, sul sito della Lavagnina sono state effettuate le seguenti prove (Figura 37):

- 6 sondaggi a carotaggio continuo, due per l'esecuzione di indagini geognostiche e 4 per la caratterizzazione del materiale in laboratorio;
- Prove di permeabilità Lugeon nei fori ricavati dai carotaggi;
- Prove Cross Hole per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso al piede di valle.

¹⁰ Su richiesta dell'ex ente gestore dell'invaso Società Acquedotto De Ferrari Galliera SpA con sede a Genova



Figura 37 - Individuazione delle indagini geologiche e geognostiche

Nella precedente figura sono riportati gli andamenti delle prove Lugeon effettuate per i quattro fori e l'andamento al variare della profondità della velocità delle onde utilizzate per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso al piede di valle.

Per la modellazione agli elementi finiti è indispensabile la conoscenza del modulo elastico, del coefficiente di Poisson e della massa volumica del materiale costituente la struttura di sbarramento. Partendo dalla conoscenza di questi dati, è possibile calcolare gli spostamenti e le tensioni che caratterizzano il comportamento della diga e della fondazione, rispettivamente sottoposti a diversi carichi statici e sismici.

Affinché le verifiche di resistenza siano soddisfatte, bisogna verificare che tutte le sollecitazioni calcolate siano compatibili con la resistenza offerta dal materiale.

4.3.1 Ammasso roccioso

L'ammasso roccioso è stato classificato mediante il sistema empirico di classificazione RMR₈₉ (Rock Mass Rating system-versione 1986), confrontando tra loro tutti i risultati desunti dalle prove [15].

A riguardo della roccia circondante la diga di Lavagnina le prove hanno portato ad una classificazione RMR compresa tra 49 e 69 stante ad indicare condizioni di roccia discreta (Classe III) e buona (Classe II). Si tratta infatti di formazioni rocciose costituite da serpentiniti massicce con rare tracce di scistosità.

La permeabilità della roccia nella sede di imposta della diga (lato valle) si attesta su valori molto bassi dell'ordine di 1 u.L. o inferiori.

In seguito alla lettura dei certificati di prova, i parametri caratteristici dell'ammasso roccioso sono:

Е	ν	ρ	f_{ck}	\mathbf{f}_{ctk}
[MPa]	[-]	$[kg/m^3]$	[MPa]	[MPa]
88500	0,2	2617	76,6	25,5

Tabella 8 - Caratteristiche dell'ammasso roccioso

Si sottolinea come tale caratterizzazione ha avuto luogo per la porzione di materiale sottostante il piede di valle dello sbarramento. Per le proprietà dell'ammasso roccioso in prossimità del piede di monte, si sono ipotizzate le stesse caratteristiche dei materiali in assenza di una classificazione specifica.

Come riportato nelle linee guida per l'applicazione delle NTD14, "... Per le dighe fondate su ammassi rocciosi, oltre alla attenta caratterizzazione idraulica dei sistemi di fratture e di microfratture, la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso di fondazione e delle spalle va eseguita ponendo particolare attenzione ai valori "operativi" da assumere per il modulo elastico della roccia in condizioni statiche e sismiche, che vanno giustificati sulla scorta di indagini e dati pregressi ovvero di nuove indagini integrative..." [3].

4.3.2 Corpo murario

Dal punto di vista qualitativo, il giudizio complessivo sullo stato di conservazione del copro murario è positivo, come viene confermato dall'osservazione delle carote estratte durante le indagini, caratterizzate da un elevata percentuale di carote integre prelevate.

L'inerte utilizzato per la costruzione del corpo murario presenta caratteristiche molto buone poiché proveniente da cave limitrofe al sito della diga (proprietà meccaniche delle serpentiniti); si parla di rocce ultrafemiche massicce e poco sensibili ai processi di alterazione.

La parte meno resistente della muratura è rappresentata dal legante idraulico, costituito da malte di calce idraulicizzata con aggiunta di pozzolana e caolino, come era usuale fare nei primi anni del secolo scorso. Risulta evidente come tale componente sia più sensibile al degrado che ne riduce la compattezza aumentandone la porosità.

Per completezza si riportano i valori dei parametri di classificazione della muratura:

- 1. RDQ% compreso tra 50 e 60;
- 2. Percentuale di legante pari al 60%;
- 3. Dimensione dei clasti prevalentemente sui 10cm anche se sono frequenti blocchi con dimensioni comprese tra 20 e 40 cm.

In seguito alla lettura dei certificati di prova, i parametri caratteristici della muratura sono:

Tabella 9 - Caratteristiche della muratura

Е	v	ρ	f_{ck}	\mathbf{f}_{ctk}
[MPa]	[-]	[Kg/m ³]	[MPa]	[MPa]
11200	0,3	2150	7,4	1,9

Si sottolinea che, data la particolarità del materiale analizzato, a titolo cautelativo, si è scelto di utilizzare un valore più basso di f_{ctk} per effettuare le verifiche di resistenza. Il valore riscontrato dagli esiti delle prove appare piuttosto elevato, e peraltro discordante con l'assunzione "classica" del rapporto 1/10 tra resistenza a compressione e resistenza a trazione. Appare dunque evidente che il risultato delle prove possa essere stato falsato dalle particolari condizioni dei provini, e in virtù di questo si ritiene più cautelativo che la resistenza a trazione sia assunta pari a 1/10 di quella a compressione, ovvero $f_{ctk} = 0.74$ MPa.

4.4 Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo di seguito indicate sono state considerate in riferimento a quanto previsto dai paragrafi C.7 e H 3.4 delle N.T.D. 2014.

4.4.1 Peso proprio

Il peso proprio della struttura è un carico che riveste particolare importanza per le opere dal meccanismo resistente a gravità. Esso, inoltre, riveste particolare importanza per quanto riguarda le azioni sismiche, in quanto il carico inerziale dipende dal prodotto dell'accelerazione sismica per la massa della struttura.

Il peso proprio viene calcolato dal codice agli elementi finiti attraverso una procedura automatica che consente di determinare il peso di ciascun elemento della mesh tramite il prodotto della massa volumica per l'accelerazione di gravità [11].

Per questo lavoro si è considerato il solo peso proprio del corpo diga, calcolabile conoscendo la densità dei materiali di cui è composto (vedi § 4.3), trascurando i pesi della passerella carrabile presente sul ciglio di sfioro e della soletta costituente lo scivolo di protezione della cabina di valle, di più modesta entità e dunque poco influenzanti la risposta strutturale.

4.4.2 Spinta idrostatica

Il carico idrostatico prodotto dall'invaso viene applicato sul paramento di monte modellandolo come pressione agente in direzione normale al paramento di monte e al fondo dell'invaso, con distribuzione linearmente crescente a partire dal livello di regolazione, posto ad una quota di 332,80 m s.l.m.

Tale carico viene rappresentato con andamento triangolare con valore pari a zero in corrispondenza del pelo libero, e valore massimo pari a γ_w ·h alla base

della struttura, dove γ_w è il peso specifico dell'acqua ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m^3}$) ed h l'altezza del livello idrico considerato.

Nel caso oggetto di studio si sta considerando la sezione maestra appartenente alla parte di coronamento tracimabile; per tale motivazione si considererà nelle analisi solamente la quota di massima regolazione:

Condizione di massima regolazione 0,00–310,60 kPa

Si sottolinea che non essendoci un livello idrico significativo a valle, la relativa spinta, rappresentante azione favorevole, non è stata considerata nella definizione delle azioni.

4.4.3 Spinta idrodinamica

Durante un evento sismico esiste un'interazione tra acqua invasata e struttura che deve essere presa in considerazione nella valutazione delle sollecitazioni. Tale interazione, in caso di sisma, è schematizzata tramite sovrappressioni generate dal movimento della massa d'acqua che impatta sulla struttura e sul fondo alveo.

La massa d'acqua invasata influenza la risposta del serbatoio allungando i periodi di vibrazione e conseguentemente variando anche le forze sismiche applicabli alla struttura.

Per il calcolo della pressione sul paramento si ricorre a metodi semplici che sono in grado comunque di cogliere gli aspetti più critici del problema. Il metodo utilizzato in questo studio è quello di H.M. Westergaard [7], ripreso successivamente da C.N. Zangar [8] nel quale si trascura la comprimibilità dell'acqua, permettendo così di calcolare la pressione sul paramento in funzione dell'accelerazione orizzontale massima del sito. Per il calcolo della pressione agente sul paramento si utilizza dunque la seguente relazione:

$$p = a C(y) \rho H$$

in cui:

$$C(y) = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt[2]{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right]$$

dove:

- $a_{=}a_{g} \cdot g \cdot S_{s} \cdot S_{t}$ è l'accelerazione orizzontale massima del sito in esame;
- g è la forza di gravità [m/s²];
- ρ è il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- y è l'ordinata di calcolo a partire dalla superficie libera dell'invaso;
- H è l'altezza di acqua invasata;
- C_m rappresentava il coefficiente di pressione variabile secondo l'angolo di inclinazione del paramento di monte, espresso in gradi sessagesimali, secondo la relazione:

$$C_m = -0,0073 \alpha + 0,7412$$

In questo modo la massa dell'acqua viene trasformata in un sistema di forze con andamento parabolico da applicare direttamente al modello numerico (Figura 38).

Essendo in presenza di inclinazione non costante del paramento di monte, si è considerato per C_m il valore medio pesato in base all'estensione dei singoli tratti di diversa inclinazione come suggerito dalla normativa:

$$C_m = 0.6835$$



Figura 38 - Andamento della distribuzione delle pressioni lungo il paramento di monte

4.4.4 Sottospinta idraulica

Nel caso in cui la tenuta all'acqua nell'interfaccia di imposta tra diga e substrato roccioso non dovesse essere perfetta, bisogna tenere in conto di possibili fenomeni di infiltrazione da monte verso valle all'interno del corpo diga e nell'interfaccia con la roccia di fondazione. Tali infiltrazioni generano delle sottopressioni, ovvero delle forze verticali in direzione normale all'interfaccia diga-substrato roccioso, con distribuzione decrescente a partire dal piede di monte e punto di nullo in corrispondenza del piede di valle.

Tale sistema di forze può minare alla stabilità dell'opera di sbarramento in quanto la struttura in esame lavora a gravità, dunque la spinta data delle sottopressioni si oppone al peso proprio del corpo diga riducendone l'azione stabilizzante.

La presenza delle sottopressioni è responsabile dell'insorgere di stati di tensione di trazione nella struttura, che devono essere limitati affinché le verifiche risultino soddisfatte. Tali verifiche devono essere effettuate non solo in corrispondenza della fondazione, ma anche in sezione orizzontali dello sbarramento, in quanto il materiale di riempimento del corpo diga presenta una porosità tale da genare sovrappressioni al suo interno.

Per contrastare tale fenomeno la normativa prescrive la costruzione di opportuni drenaggi in vicinanza del paramento di monte, per tutta la lunghezza del concio fino alla sezione di fondazione. In corrispondenza di tali drenaggi si ha una riduzione delle sottopressioni. (vedi §2.2.2)

Quando lo sbarramento è munito di drenaggi, le sottopressioni che determinano la sottospinta, si assumeranno linearmente decrescenti da un valore pari alla pressione idrostatica in corrispondenza del paramento di monte, alla frazione n di questa pressione in corrispondenza della linea di drenaggi, fino al valore zero in corrispondenza del paramento di valle. Qualora esista un carico idrostatico anche a valle, le sottopressioni saranno considerate pari ai rispettivi carichi idrostatici in corrispondenza dei paramenti di monte e di valle, in corrispondenza dei drenaggi si assume una sottopressione pari al valore del carico idrostatico a monte diminuito della frazione n della differenza fra quello di monte e valle, assumendo una variazione lineare nei tratti intermedi tra due valori. In relazione alle caratteristiche di permeabilità della roccia di fondazione e alla distanza dei drenaggi, si assume per un n un valore compreso tra 0,3 e 0,5. In genere si preferisce assumere un valore intermedio pari a 0,35. In assenza di drenaggi, invece, le sottopressioni si assumono variabili linearmente dal valore uguale a quello del carico idrostatico a monte a quello del carico idrostatico a valle, o a zero se questo non esiste. [2]

Nel caso oggetto di studio, non sono presenti sistemi di drenaggio sia nel corpo diga che in fondazione, dunque si assume un andamento lineare triangolare delle sottopressioni, diretto verso l'alto e agente in corrispondenza dell'interfaccia tra corpo diga e fondazione, con valore massimo in corrispondenza del piede del paramento di monte, di entità pari al carico idrostatico registrato a tale quota, e valore nullo al piede di valle. Per le motivazioni già espresse nel §4.4.2 si considera solo il caso di serbatoio alla quota di massima regolazione:

Condizione di massima regolazione 0,00–310,60 kPa

4.4.5 Spinta dovuta all'interrimento

Seppure le attuali condizioni di interrimento del bacino risultino rilevabili al fine del calcolo, tale azione è stata trascurata vista la natura del modello (concio di diga) che considera la sezione maestra in concomitanza degli scarichi di fondo: in tale sezione, infatti, l'interrimento non è presente data l'impossibilità di accumulo dei sedimenti, che vengono parzialmente asportati per fluitazione a causa del conoide di depressione creato dall'apertura degli scarichi di fondo.

4.4.6 Spinta del ghiaccio

Alla luce dell'ubicazione dell'opera e delle condizioni climatiche attese, si è ritenuto verosimile ipotizzare la formazione di uno strato di ghiaccio di spessore uguale a 20 cm. Per tenere in contro della spinta del ghiaccio si è considerato come valore caratteristico una pressione di 150 kPa, applicata alla proiezione verticale della superficie di contatto (ipotizzata di 20 cm) tra ghiaccio e paramento della diga, come indicato dalla normativa vigente.

4.4.7 Temperatura

Non essendo in possesso di tutti i dati necessari per lo svolgimento di una corretta analisi termica che consideri la reale variabilità dei campi di temperatura, in questa fase di conoscenza preliminare, si sono trascurati gli effetti delle coazioni di origine termica dovute alla variazione della temperatura esterna e dell'acqua di invaso. Tale ipotesi è stata legittimata da un parziale studio termico che, per quanto approssimato e preliminare, ha mostrato come la variazione degli sforzi indotti dalle coazioni termiche siano limitati ai soli strati corticali di muratura¹¹ (Figura 39). Questa situazione, come indicato dal punto IV.1.3 delle istruzioni per l'applicazione della normativa dighe [3], permette di trascurare almeno in prima approssimazione le sollecitazioni termiche, ricalcando le indicazioni già presenti nella precedente normativa tecnica D.M. 24 marzo 1982 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento".



Figura 39 - Tensioni principali massime e minime indotte dalle coazioni termiche ottenute da studio termico preliminare

Si ritiene dunque di non considerare in questo primo approccio le azioni di origine termica, demandando il compito di verificare il comportamento della struttura sotto tali azioni ad analisi future più approfondite e suffragate da sufficiente numero di dati. Per l'ottenimento di un livello di conoscenza maggiore del comportamento strutturale della diga, infatti, è fondamentale la valutazione degli effetti indotti sul corpo murario dagli stati di coazione dovuti alle variazioni di temperatura.

¹¹ Secondo il punto IV.1.3 delle linee guida per l'applicazione delle NTD14, "per le dighe a gravità massiccia gli effetti delle variazioni di temperatura possono essere trascurati, nelle combinazioni, se producono variazioni di sforzi limitate agli strati corticali del calcestruzzo".

4.5 Azione sismica

La valutazione dell'azione sismica è stata condotta secondo le disposizioni indicate nel Cap. 3.2 delle NTC 2018, dove è richiesta la definizione dei seguenti parametri:

- Pericolosità sismica di base;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R;
- Tempo di ritorno T_R;
- Categorie di sottosuolo;
- Condizioni topografiche;
- Fattore di struttura q.

4.5.1 Pericolosità sismica di base

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche di progetto. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazioni orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico di pseudo-accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R [1].

In alternativa, è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché siano correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito secondo quanto prescrivono le norme.

Per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica di base inerenti al sito di costruzione della diga della Lavagnina, si è utilizzata l'apposita sezione del sito dell'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia (http://esse1.mi.ingv.it/).

Attraverso questa mappa interattiva è possibile individuare il sito di interesse inserendone le coordinate geografiche o il comune di riferimento, e inserendo alcuni parametri fondamentali di riferimento (probabilità di eccedenza, percentile, periodo spettrale), è stato possibile ricavare la massima accelerazione di picco attesa per il sito oggetto di studio a(g) e lo spettro di risposta elastico, secondo le specifiche indicazioni presenti nelle normative di riferimento.

L'accelerazione orizzontale massima attesa a(g) si ottiene inserendo il valore 10 % come probabilità di eccedenza in 50 anni e il 50° percentile nei parametri di ricerca (Figura 40).



Figura 40 - Determinazione dell'accelerazione massima attesa ag

Lo spettro di risposta a pericolosità uniforme Se(T) si determina selezionando nella casella "Paramento dello scuotimento" il simbolo Se(T) e al variare del valore spettrale si ottengono gli spettri elastici in accelerazione (Figura 41).



Figura 41 - Determinazione dello spettro di risposta a pericolosità uniforme

4.5.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_{\rm R}$

Per la determinazione delle azioni sismiche bisogna definire il periodo di riferimento V_R della struttura che viene valutato in base alla tipologia di costruzione e alla specifica destinazione d'uso attribuitegli.

$$V_R = V_N C_U$$

Dove:

- V_N rappresenta la vita nominale della struttura, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.
- C_u è definito al variare della classe d'uso dell'opera.

In funzione della tipologia della diga considerata la norma definisce la vita nominale V_N e il relativo coefficiente d'uso C_u come mostrato in Tabella 10 (*Tab. C2 NTD14*).

Dighe:	V _N ((anni)	CU	V _R (a	anni)
strategiche	iche ≥ 100		2,0	200	
rilevanti	$\geq 50^{(1)}$	$\geq 100^{(2)}$	1,5	75 ⁽¹⁾ 150 ⁽²⁾	
Imp. normale	2	≥ 5 0		50	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Tabella 10 - Valori di V_N e C_U in base alla tipologia di diga

Secondo l'NTD 26 Giugno 2014 di definiscono "Dighe di dimensioni contenute": le dighe che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un volume di invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi, "grandi dighe": le dighe che superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1.000.000 di metri cubi, ai fini della determinazione del periodo di riferimento per l'azione sismica si definiscono:

A. "Dighe di importanza strategica" o "strategiche", le dighe la cui funzionalità durante e a seguito di eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile: le dighe così classificate in base ai Decreti del Dipartimento della protezione civile; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali; per queste ultime, in assenza di specifica individuazione o classificazione si definiscono strategiche le dighe che realizzano serbatoi a prevalente utilizzazione idroelettrica o potabile;

B. "Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso": tutte le grandi dighe; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali;

C. "Dighe di importanza normale": tutte le dighe non appartenenti alle fattispecie A e B (si tratta solo di dighe di dimensioni contenute)".

Nel presente caso di studio, seguendo le indicazioni del D.M. 26 giugno 2014 per le dighe esistenti e dei regolamenti regionali in vigore, si è adottato un valore di V_N pari a 50 anni e un coefficiente d'uso $C_U = 2,0$.

In definitiva, quindi, si considererà una vita di riferimento pari a $V_R = 100$ anni.

4.5.3 Tempo di ritorno $T_{\rm R}$

Per tempo di ritorno si intende l'intervallo di tempo medio che intercorre tra due eventi sismici di uguale entità. Esso può ricavarsi in funzione del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{Vr}. Quest'ultimo parametro rappresenta il rischio residuo accettato, in riferimento al superamento dell'azione sismica di progetto definita. La probabilità di superamento viene scelta in relazione allo stato limite che si vuole andare ad indagare. Le probabilità di superamento P_{Vr} nel periodo di riferimento V_R a cui riferirsi, sono riportate in Tabella 11 (Tab. C3 NTD14).

Dighe:	SLO		SLD		SLV		SLC	
	P _{VR} (%)=81		P _{VR} (%)=63		P_{VR} (%)=10		P _{VR} (%)=5	
Strategiche	120		200		1900		2475	
Rilevanti	45 ⁽¹⁾	90 ⁽²⁾	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾	710 ⁽¹⁾	1425(2)	1460 ⁽¹⁾	2475 ⁽²⁾
Imp. normale	30		50		475		975	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute
 ⁽²⁾ grandi dighe

Tabella 11 - Periodi di ritorno dell'azione sismica T_R in relazione alla probabilità di superamento P_{Vr} in funzione dello stato limite considerato

Come è possibile notare osservando la precedente tabella, la probabilità di superamento decresce passando dagli stati limite di esercizio a gli stati limite ultimi. Dunque, nel caso di verifica condotta nei confronti degli stati limite di esercizio, si assume una maggiore probabilità di superamento che produrrà quindi un terremoto di progetto con un tempo di ritorno minore, il che implica la presa in conto di sismi più frequenti, dunque di più modesta entità. Nel caso di verifiche nei confronti degli stati limite ultimo, la norma adotta probabilità di superamento decisamente inferiori, le quali implicano la progettazione o la verifica con terremoti restrittivi perché più rari.

In definitiva il concetto base è quello di voler garantire l'operatività della struttura, dunque il soddisfacimento degli stati limite di esercizio (SLE), nel caso di sismi di debole intensità, e la salvaguardia della vita umana e del collasso, dunque il rispetto degli stati limite ultimo, nel caso di sismi di elevata intensità [23].

Il tempo di ritorno T_R si determina dalla seguente relazione, funzione del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{Vr} :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{Vr})}$$

L'inverso del tempo di ritorno rappresenta la frequenza annuale di superamento.

Nel caso in esame si è deciso di eseguire l'analisi facendo riferimento allo stato limite di collasso SLC e quindi ad una probabilità di superamento pari al 5 % su un periodo di riferimento di 100 anni. Considerando tali valori, dalla relazione precedente si ricava un tempo di ritorno $T_R = 1950$ anni, a cui corrisponde una frequenza annuale di superamento pari a 0,00051.

4.5.4 Categorie di sottosuolo

Le caratteristiche del sottosuolo rivestono un importante ruolo nella determinazione dell'azione sismica di progetto. Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Il terreno su cui è fondata l'opera può esercitare un'azione smorzante o amplificatrice dell'accelerazione sismica di base, variando la sua propagazione sulla struttura di elevazione.

Per una determinazione accurata della categoria di sottosuolo la norma prevede lo studio della risposta sismica locale (RSL) del sito. L'esecuzione di una RSL consente di ottenere una valutazione dell'amplificazione locale più rigorosa dell'approccio semplificato e richiede alcuni approfondimenti d'indagine per pervenire ad una maggiore conoscenza del terreno di imposta della costruzione.

In assenza di opportune analisi di risposta sismica locale l'NTC18 prevede, per la definizione dell'azione sismica, un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categoria del sottosuolo di riferimento, riportate in Tabella 12 (Tab. 3.2.II NTC18).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
А	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde
	di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteri-
	stiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
В	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consi-
	stenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da
	valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
с	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consi-
	stenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-
	le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra
	180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consi-
	stenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-
	le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra
	100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le catego-
	rie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 12 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Il moto sismico alla superficie di un sito è definibile mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione

$$a_{max} = S_s a_g$$

dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido e S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Dalla Tabella 13 (Tab. 3.2.IV NTC18) è possibile individuare il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e il coefficiente funzione della categoria di sottosuolo C_C associata alla categoria di sottosuolo considerata.

Categoria sottosuolo	S _S	C _c	
А	1,00	1,00	
В	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$	
с	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$	
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$	
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$	

Tabella 13 - Valori ed espressioni di Ss e di Cc

Nel caso in esame, per il sito di costruzione dello sbarramento della Lavagnina, si assume una categoria al sottosuolo di tipo A, ovvero formato da ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigido. Ne consegue un valore unitario del coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1,0$ e del relativo coefficiente funzione della categoria di sottosuolo $C_c = 1,0$.

4.5.5 Condizioni topografiche

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tabella 14 (Tab. 3.2.V NTC2018).

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con	1,2
	pendenza media minore o uguale a 30°	
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con	1,4
	pendenza media maggiore di 30°	

Tabella 14 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Nel caso in esame, non avendo particolari condizioni topografiche, si è adottato un coefficiente di amplificazione topografica unitario, $S_T = 1,0$.

4.5.6 Fattore di struttura q

Il fattore di struttura q permette di tener conto delle non linearità dei materiali e del comportamento di alcune parti strutturali, pur nella semplicità di un'indagine lineare. Questo parametro modifica gli spettri di risposta, riducendo l'azione sismica: esso produce un abbassamento delle ordinate che definisco lo spettro di risposta elastico di riferimento di un fattore 1/q, definendo cosi lo spettro di progetto.

Come prescritto nel Capitolo 7.3 delle NTC2018, relativo ai metodi di analisi e criteri di verifica, l'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi che nel caso di sistemi non dissipativi. Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolate riferendosi allo spettro di progetto ottenuto con un fattore di struttura q unitario. In questo caso dunque lo spettro di progetto coincide con lo spettro di risposta elastico.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimo, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolate riferendosi allo spettro di progetto ottenuto con un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Dunque, la norma stabilisce l'utilizzo degli spettri di risposta elastici (q = 1) nel caso di strutture non dissipative e degli spettri di progetto (q > 1) nel caso di sistemi dissipativi.

Il valore del fattore di struttura q dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Tale fattore viene determinato tramite la seguente relazione, recepita dal paragrafo 7.3.1 delle NTC2018:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

- q₀ rappresenta il valore massimo del fattore di struttura dipendente dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto di iperstaticità della struttura;
- K_R rappresenta il fattore riduttivo dipendente dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, assume valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La definizione del fattore q_0 contempla anche le non linearità dei materiali, per questo motivo la sua definizione è funzionale alla tipologia del materiale stesso.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata e il valore adottato deve poter dar luogo ad azioni di progetto agli stati ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per il caso in esame, essendo le analisi riferite allo Stato Limite di Collasso (SLC), si è ipotizzato un valore del fattore di struttura pari a q=1,0 secondo quanto riportato nelle linee guida [3] per tale tipologia di diga.

4.5.7 Spettro di risposta elastico

Come evidenziato anche nelle NTC2018, l'azione sismica viene caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali (X e Y) e una verticale Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Tali componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale, sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente verticale che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di specifiche informazioni documentabili, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie, possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Nella presente trattazione si è deciso di non considerare la componente verticale del moto in ottemperanza alle indicazioni di normativa.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali viene determinato, considerando la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} , applicando le seguenti relazioni (par. 3.2.3.2 dell'NTC2018) in funzione del periodo T:

$$0 \le T \le T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T \le T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

 $T_{C} \le T \le T_{D}$ $S_{e}(T) = a_{g} \cdot S \cdot \eta \cdot F_{0} \cdot \left(\frac{T_{C}}{T}\right)$

$$T_{D} \le T \qquad \qquad S_{e}(T) = a_{g} \cdot S \cdot \eta \cdot F_{0} \cdot \left(\frac{T_{C} \cdot T_{D}}{T^{2}}\right)$$

dove:

- T è il periodo di vibrazione della struttura presa in esame,
- Se è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica definiti nel § 4.5.4 e § 4.5.5.

 H è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, tramite la seguente relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \ge 0.55$$

dove ξ, espresso in percentuale, è valutato in funzione del materiale, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- F₀ è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, che si ricava dalla seguente relazione:
$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove C_C è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo (vedi Tabella 13 del §4.5.4) mentre T*_C è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

 T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla seguente relazione:

$$T_{\rm B} = T_{\rm C}/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, definito secondo la seguente relazione:

$$T_D = 4.0\frac{a_g}{g} + 1.6$$

Dunque, secondo la normativa di riferimento (NTC2018) le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr}, a partire dai valori dei seguenti parametri:

- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- F₀ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per lo svolgimento delle analisi sismiche del presente lavoro, si è utilizzato file di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3.xlsx" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, determinando in questo modo le azioni di progetto da applicare al modello FEM per la verifica della sicurezza in fase sismica della diga della Lavagnina.

Tale file di calcolo guida l'utente nella definizione dello spettro elastico di progetto, prevedendo tre diverse fasi da seguire:

- Fase 1: Individuazione della pericolosità sismica;
- Fase 2: Scelta della strategia di progettazione;
- Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto.

Fase 1: individuazione della pericolosità sismica

Nella Fase 1, per l'individuazione della pericolosità sismica del sito, è necessario definire il sito in cui è situata l'opera e tale operazione può essere effettuata scegliendo di inserire le coordinate del sito oppure il comune di riferimento (Figura 42).



Figura 42 - Individuazione pericolosità sismica

Dalla Figura 42, nel riquadro denominato "nodi del reticolo intorno al sito", è possibile notare il sito di costruzione della diga di Lavagnina non coincide con nessuno dei puniti con cui è stato suddiviso il territorio italiano, dunque i parametri sono stati determinati mediante un'interpolazione spaziale secondo superfici rigata. Tramite i comandi interattivi presenti nel file di calcolo è stato

T _R	ag	Fo	T _C *
[anni]	[g]	[-]	[s]
30	0.022	2.533	0.182
50	0.029	2.498	0.206
72	0.035	2.520	0.221
101	0.040	2.531	0.243
140	0.046	2.470	0.261
201	0.054	2.490	0.265
475	0.079	2.470	0.277
975	0.106	2.452	0.282
2475	0.150	2.465	0.284

possibile determinare i parametri che caratterizzano le forme spettrali (a_g , F_0 , T^*_C – Tabella 15), e gli spettri di risposta elastici (Grafico 1).

Tabella 15 - Valori dei parametrici sismici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Grafico 1 - Confronto tra lo studio INGV E NTC08 degli Spettri di risposta elastici per i diversi T_R

Dal Grafico 1 è possibile osservare il confronto tra gli spettri di riposta elastici definiti da normativa (linea continua) con quelli ricavati dall'INGV (linea tratteggiata), definiti precedentemente (Figura 41 - Determinazione dello spettro di risposta a pericolosità uniforme).

Da tale confronto si può notare come gli spettri definiti secondo l'NTC18 approssimano in modo piuttosto accurato i rispettivi andamenti ricavati dallo studio condotto dall'INGV.

> Fase 2: scelta della strategia di progettazione

In questa fase sono definiti gli spettri di risposta ed i parametri caratterizzanti le forme spettrale in funzione dei quattro stati limite, due di esercizio (SLO, SLD) e due ultimi (SLV, SLC). Per ottenere gli spettri è necessario inserire la vita nominale della costruzione V_N ed il coefficiente d'uso della costruzione C_U definiti precedentemente nel §4.5.2 (Figura 43)



Figura 43 - Scelta della strategia di progettazione

Inserendo la vita nominale e il coefficiente d'uso, si determina la vita di riferimento V_R e i periodi di ritorno T_R per i diversi stati limite. Dall'analisi di tali valori si osserva che si ottengono gli stessi valori coerentemente con quanto determinato nei paragrafi precedenti.

Di seguito si riportano in Tabella 16 i valori dei parametri caratterizzanti l'azione sismica, con i relativi tempi di ritorno, per ciascun stato limite.

SLATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [ɑ]	F。 [-]	T _C *
SLO	60	0.032	2.509	0.213
SLD	101	0.039	2.531	0.243
SLV	949	0.105	2.453	0.282
SLC	1950	0.137	2.462	0.284

Tabella 16 - Valori dei parametri sismici (ag, F0, T*c) in funzione di TR per ciascun stato limite

Di seguito, nei Grafici 2 si riportano gli andamenti dei parametri (a_g, F_0, T^*_c) in funzione del periodo di ritorno T_R . Si evidenzia che in tali rappresentazioni sono indicati con i punti rossi i valori dei parametri riportati nella Tabella 16.



Grafici 2 - Valori dei parametri (a_g , F_0 , T^*c) in funzione del periodo di ritorno T_R per ciascun stato limite

Infine, è possibile ottenere la rappresentazione degli spettri di risposta elastici per i diversi stati limite (Grafico 3). Questi non sono gli spettri di progetto da utilizzare nelle analisi ma ne rappresentano il valore base.



Grafico 3 - Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

> Fase 3: determinazione dell'azione sismica di progetto

La terza e ultima fase consiste nel determinare l'azione sismica di progetto, definita inserendo i parametri relativi allo stato limite considerato e alla risposta sismica locale (Figura 44).

Stato Limite	_					
Stato Limite considerati SLC 💌	info					
Risposta sismica locale	-					
Categoria di sottosuolo 🗛 🔻	info	S _S =	1.000	C _c =	1.000	info
Categoria topografica 🛛 🕇 👻	info	h/H=	0.000	S _T =	1.000	info
Compon orizzontale	24	(h=quota sito, H=	altezza nilevo top	ografico)		
Spettro di progetto elastico (SLE)	Sm	norzamento ξ (%)	5	η =	1.000	info
Spettro di progetto inelastico (SLU)		Fattore q.	1	Regol. in all	ezza no	- info
Compon. verticale				2. 		
Spettro di progetto		Fattore q	1	η =	1.000	info
Elaborazioni	- Sp	pettri di risposta				
Grafici spettri di risposta 🗁	S _{d,o} [g]	0.45				
Parametri e punti spettri di risposta	S _e [g]	0.35				
		0.30				
		0.20				
Spettro di progetto - componente orizzontale		0.10				
Spettro di progetto - componente verticale		0.05			_	
		0.00 +	1		1	Concernance of the second s

Figura 44 - Determinazione dell'azione di progetto

Si riportano in Tabella 17 i parametri dipendenti e indipendenti utilizzati per la definizione dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLC.

Parametri indipendenti				
a _g	0.137 g			
Fa	2.462			
Tc	0.284 s			
Sc	1.000			
C _c	1.000			
St	1.000			
q	0.800			

Parametri dipendenti			
S	1.000		
η	1.250		
Τ _B	0.095 s		
Tc	0.284 s		
T _D	2.148 s		

Tabella 17 - Parametri per lo spettro di risposta orizzontale per lo SLC

Nel seguente grafico è rappresentato lo spettro di risposta per lo stato limite SLC con riferimento alla componente orizzontale.



Grafico 4 - Spettro di risposta per lo SLC

Per lo sbarramento oggetto di studio è stato scelto di effettuare un'analisi sismica lineare con spettro di risposta allo SLC, lasciando a possibili sviluppi futuri l'approfondimento delle analisi sismiche, anche in campo non lineare. Effettuando, infatti, tali tipologie di analisi, come ad esempio un'analisi con integrazione al passo mediante l'utilizzo di accelerogrammi spettro compatibili, è possibile esplorare il comportamento non lineare dei materiali approfondendo la conoscenza del loro comportamento a seguito delle sollecitazioni sismiche.

4.6 Modellazione FEM

Nella modellazione agli elementi finiti si è considerato il sistema digafondazione separatamente, in maniera tale da gestire al meglio la specifica discretizzazione (Figura 45). Dopo una prima e grossolana uniforme divisione del modello in elementi, si è proceduto con un lavoro di infittimento della mesh nei punti e lungo le superfici dove si voleva ricavare un maggiore dettaglio, in modo tale da ottenere, alla fine del calcolo, dati di output più veritieri.

In prima approssimazione, si sono trascurate le parti geometriche meno importanti al fine del calcolo globale, non considerando i cunicoli contenenti le tubazioni di scarico e la relativa camera di manovra interna, occupanti un volume assai modesto in confronto all'intero corpo diga.



Figura 45 - Modello geometrico sistema diga-fondazione

4.6.1 Corpo diga

Per la realizzazione del modello da sottoporre ad analisi è fondamentale eseguire una corretta rappresentazione della realtà fisica, attraverso un buon livello di conoscenza dei parametri geometrici dello sbarramento e del suo funzionamento resistente. Questa fase costituisce un passo fondamentale in quanto influenzerà la successiva fase di discretizzazione mediante elementi finiti e costituirà uno dei punti fondamentali per ottenere dei risultati rappresentanti il vero comportamento della struttura.

Si sottolinea che nella realizzazione del modello geometrico è necessario effettuare delle corrette valutazioni per la rappresentazione di tutti i dettagli che caratterizzano la struttura: un modello molto dettagliato, infatti, dovrà essere sostenuto da una discretizzazione adeguata in modo da garantire una simulazione aderente alla realtà, ma senza aumentare eccessivamente gli oneri computazionali.

La diga della Lavagnina presenta un classico funzionamento resistente a gravità e vista la regolarità in sezione dello sbarramento, è stato scelto di eseguire l'analisi su di un modello tridimensionale semplificato, considerando un concio derivato dalla sezione maestra in prossimità dell'asse degli scarichi di fondo e della cabina di manovra di valle (Figura 46).



Figura 46 - Modello geometrico del concio di diga

Nella modellazione, dunque, non si è tenuto conto, a favore di sicurezza, né dell'interazione con i conci contigui, meno sollecitati, e quindi in grado di dare un contributo di resistenza per attrito laterale, né dell'effetto arco dovuto alla conformazione stessa della diga. Tale scelta di modellazione risulta in accordo alle disposizioni del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti che invita i progettisti, che si approcciano allo studio della struttura di una diga, di procedere per steps a complessità crescente. La Commissione Dighe del MIT (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti), infatti, richiede che le analisi siano svolte prima su modelli semplificati (come effettuato in questo studio) e poi, una volta acquisito il controllo dei risultati, su modelli più complessi che contemplino l'intero corpo diga, compreso di tutte le relative opere accessorie.

Di seguito vengono riportate le caratteristiche geometriche del concio modellato:

•	Larghezza concio	8,50 m
•	Lunghezza concio	39,03 m
•	Altezza concio	31,71 m

Per la discretizzazione del corpo diga si è scelto di utilizzare elementi finiti tetraedrici lineari 3D del tipo NETGEN forniti dal software con il quale si è definita la mesh (vedi §3.3.2), in grado di ben rappresentare la geometria del concio in analisi presentante in alcuni tratti contorni curvilinei (Figura 47).



Figura 47 - Mesh del concio del corpo diga

Di seguito vengono riportate le caratteristiche implementate per la creazione della mesh:

	Dimensione	massima ele	emento	1,50 m
--	------------	-------------	--------	--------

- Dimensione minima elemento 0,50 m
- Finezza della mesh
 - Tasso di crescita elementi adiacenti 30%
 - Numero di segmenti per spigolo
 1
 - Numero di segmenti per raggio
 2

Nella definizione delle precedenti quantità si è tenuto conto delle dimensioni minime e massime degli elementi costituenti il corpo diga, affinché si potesse ottenere una discretizzazione quanto più fedele alla realtà. La finezza della mesh è stata ponderata cercando un compromesso tra modellazione accurata e riduzione dell'onere computazionale.

Per assicurare la continuità di discretizzazione all'interfaccia tra diga e fondazione si è effettuato un infittimento della mesh in corrispondenza della base del modello del corpo diga, creando una sub-mesh dalle seguenti caratteristiche:

- Dimensione massima elemento 1,00 m
- Dimensione minima elemento 0,20 m
- Finezza della mesh
 - Tasso di crescita elementi adiacenti 20%
 - Numero di segmenti per spigolo
 2
 - Numero di segmenti per raggio
 3

A seguito della creazione della mesh si sono ottenuti 15639 elementi presentanti 2941 nodi.

4.6.2 Terreno di fondazione

La modellazione del terreno di fondazione rappresenta un'importate passaggio per studiare l'interazione che la struttura della diga ha con quest'ultimo: la rigidezza del terreno modifica la risposta tensionale del corpo diga caricato, influenzandone il comportamento.

Il modello è stato realizzato seguendo le indicazioni dei manuali USACE [9]: le dimensioni del terreno di fondazione (altezza e base del parallelepipedo) possono essere determinate in funzione del rapporto tra il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso di fondazione E_d , e il modulo elastico del calcestruzzo E_c . Nel caso in cui il rapporto E_d/E_c risulta maggiore di 1, è possibile considerare, per tali dimensioni, un valore pari ad almeno una volta l'altezza del concio.

Considerando i valori dei moduli del calcestruzzo e dell'ammasso roccioso riportati nel par. 4.3 del Capitolo 4, essendo tale rapporto E_d/E_c maggiore dell'unità, si è scelto di adottare un valore dell'altezza e della base del parallelepipedo rispettivamente pari a 2.5 volte e 5 volte l'altezza del concio. Tali dimensioni assicurano la corretta diffusione degli stress indotti dalla diga sul terreno di fondazione, evitando l'influenza di possibili effetti di bordo del modello.

Pertanto, il terreno di fondazione è stato modellato come un parallelepipedo avente spessore pari a quello del concio (8,50 m), altezza pari a 100 m e base pari a 156 m (vedi Figura 45 - Modello geometrico sistema diga-fondazione).

Per la discretizzazione del modello geometrico sono stati utilizzati gli stessi elementi scelti per il corpo diga.



Figura 48 - Mesh modello del terreno di fondazione

Di seguito vengono riportate le caratteristiche implementate per la creazione della mesh:

Dimensione massima elemento	15,00 m
Dimensione minima elemento	1,00 m
Finezza della mesh	
 Tasso di crescita elementi adiacenti 	20%
	Dimensione massima elemento Dimensione minima elemento Finezza della mesh • Tasso di crescita elementi adiacenti

- Numero di segmenti per spigolo
 2
- Numero di segmenti per raggio
 3

Per assicurare una continuità di discretizzazione all'interfaccia tra diga e fondazione, anche in questo caso si è effettuato un infittimento della mesh al contatto con il corpo diga (vedi Figura 48), creando una sub-mesh dalle seguenti caratteristiche:

- Dimensione massima elemento 1,00 m
- Dimensione minima elemento 0,20 m
- Finezza della mesh
 - Tasso di crescita elementi adiacenti 20%
 - Numero di segmenti per spigolo
 2
 - Numero di segmenti per raggio
 3

La mesh relativa al parallelepipedo rappresentante il substrato roccioso di fondazione risulta conseguentemente composta da 15475 nodi e da 2904 relativi elementi.

4.6.3 Sistema diga-fondazione e assemblaggio

Una volta definita la discretizzazione del corpo diga e del terreno di fondazione è indispensabile assemblare i due modelli prima di effettuare l'analisi, per poter cogliere la mutua interazione dei comportamenti strutturali.

Questa operazione è eseguita automaticamente dal software utilizzato, mediante un apposito comando che permette l'unione di un mesh definita "master", in questo caso rappresentata dal volume della fondazione, e di un mesh definita "slave" che generalmente è rappresentata da una superficie di contatto che nel caso in esame coincide con la base del corpo diga (Figura 49 e Figura 50).



Figura 49 - Particolare mesh al contatto diga-fondazione

Il principio del collegamento delle due mesh è quello di eliminare i gradi di libertà "slave" scrivendo delle relazioni lineari, in funzioni proprio dei gradi di libertà, in modo da annullare tutti gli spostamenti relativi tra i due corpi [11].



Figura 50 - Mesh per il modello diga-terreno di fondazione

Per vincolare adeguatamente il modello rappresentante il sistema digafondazione, relativamente alla base del parallelepipedo, si è scelto di annullare gli spostamenti nelle tre direzioni (x, y, z), mentre per i nodi appartenenti superfici laterali dello stesso, sono stati imposti dei vincoli che impediscono lo spostamento in direzione orizzontale e verticale.

Scegliendo di eseguire una analisi di tipo elastica lineare non è possibile tenere in conto dei parametri di resistenza all'interfaccia tra diga e fondazione, quindi il modello non è in grado di valutare l'apertura delle fessure in corrispondenza del contatto struttura-roccia. A tal proposito, in questa fase preliminare di analisi, non è stato modellato il giunto strutturale che collega il terreno alla struttura in elevazione.

Si demanda a possibili sviluppi futuri, mediante analisi specifiche e in campo non lineare, lo studio approfondito dell'interfaccia diga-fondazione che riveste un ruolo importante per la stabilità della struttura.

Capitolo 5: ANALISI STATICA LINEARE

Nel presente capitolo vengono discussi e riportati i risultati ottenuti dall'analisi statica lineare eseguita per la diga della Lavagnina. Tutte le verifiche di sicurezza sono state eseguite nei confronti dello stato limite ultimo di tipo strutturale (STR), seguendo le direttive riportate nel D.M. 26 giugno 2014 in accordo con quanto previsto nelle NTC2018.

Nei primi paragrafi si riportano i risultati dell'analisi dal punto di vista grafico, considerando le diverse situazioni del livello di invaso in esame, ovvero situazione di invaso alla quota di regolazione e situazione di serbatoio vuoto.

Infine, nell'ultimo paragrafo, vengono presentate le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio valutando la sicurezza dello sbarramento per le azioni di tipo statico.

5.1 Risultati dell'analisi statica

In questo paragrafo verranno discusse le modalità di esecuzione e i risultati delle analisi statiche lineari eseguite sul corpo diga secondo le disposizioni delle normative vigenti. Le analisi in oggetto hanno preso in considerazione due situazioni di livello di invaso:

- 1. serbatoio vuoto;
- 2. serbatoio pieno con livello di regolazione alla quota di 332,80 m;

Come già specificato nel §4.4.2, nel caso oggetto di studio si sta considerando la sezione maestra appartenente alla parte di coronamento tracimabile; per tale motivazione si considererà nelle analisi solamente la quota di regolazione, non tenendo in conto la quota di massimo invaso non è identificabile per il concio di diga considerato.

Per l'individuazione dello stato tensionale e l'esecuzione delle verifiche di resistenza, si è adottata una metodologia consueta di analisi statica che prevede la determinazione delle tensioni in corrispondenza di alcune sezioni orizzontali, posizionate a differenti quote all'interno del corpo diga.

In particolare, sono state definite quattro sezioni orizzontali posizionate a diverse quote, in maniera tale da cogliere il comportamento della struttura lungo il suo sviluppo in altezza (vedi Figura 51) :

- Sezione 1 posta in corrispondenza della quota 302,64 m s.l.m.;
- Sezione 2 posta in corrispondenza della quota 310,98 m s.l.m.;
- Sezione 3 posta in corrispondenza della quota 319,32 m s.l.m.;
- Sezione 4 posta in corrispondenza della quota 327,66 m s.l.m.;

Considerando le diverse situazioni del livello d'invaso, in corrispondenza di ciascuna sezione di verifica, sono state calcolate le tensioni principali da confrontare con la resistenza offerta dal materiale.



Figura 51 - Individuazione quote di verifica nel corpo diga

Mediante l'utilizzo del software Code_Aster è stato possibile implementare le combinazioni di calcolo di normativa, ottenendo in questo modo le tensioni principali σ_1 e σ_2 per ogni sezione orizzontale di verifica. Per determinare tali tensioni è stato necessario scrivere il file di comando mediante l'ausilio dell'interfaccia grafica Aster-Study, nel quale si è riportata la mesh relativa al modello, le caratteristiche dei materiali, i carichi a cui la struttura è soggetta e il tipo di analisi da eseguire. Infine, si è lanciata l'analisi mediante il codice di calcolo Code_Aster direttamente con lo strumento Aster Study.

Mediante l'utilizzo del software ParaVis, programma che permette di visualizzare i risultati, si sono trattati i dati ottenendoli in forma tabellare e grafica tramite mappatura a colori.

Nell'ambito delle verifiche strutturali statiche è stato assunto l'Approccio 1-Combinazione 1, DA1-C1 (STR), essendo l'approccio ritenuto più severo per il dimensionamento strutturale delle opere (vedi §4.2).

Nella presente analisi statica sono stati trascurati gli effetti delle coazioni di origine termica determinate dallo sviluppo del calore di idratazione del calcestruzzo poiché, trattandosi di una diga esistente, tale reazione è considerata ormai terminata.

Non essendo in possesso di tutti i dati necessari per lo svolgimento di una corretta analisi termica che consideri la reale variabilità dei campi di temperatura, in questa fase di conoscenza preliminare, si sono trascurati gli effetti delle coazioni di origine termica dovute alla variazione della temperatura esterna e dell'acqua di invaso. Tale ipotesi è stata legittimata da un parziale studio termico che ha mostrato come la variazione degli sforzi indotti dalle coazioni termiche siano limitati ai soli strati corticali di muratura (vedi §4.4.7). Tale evidenza, come indicato dal punto IV.1.3 delle istruzioni per l'applicazione della normativa dighe, permette di trascurare, in prima approssimazione, le citate sollecitazioni termiche [3].

Si sottolinea però che per ottenere un migliore livello di conoscenza del comportamento strutturale della diga, è fondamentale la valutazione degli effetti indotti sul corpo murario dagli stati di coazione dovuti alle variazioni di temperatura.

Nei paragrafi successivi si riportano i risultati ottenuti per le diverse situazioni del livello d'invaso. Per semplicità di trattazione si riportano i risultati riferiti al solo concio del corpo diga, in quanto nella fondazione non si sono registrate particolari criticità nello stato tensionale tali da causare eventuali fratture del materiale.

5.1.1 Serbatoio vuoto

Nel caso di serbatoio vuoto, sono stati applicati i soli carichi relativi al peso proprio della struttura, trascurando le azioni di spinta dell'acqua (spinta idrostatica, sottopressioni, spinta ghiaccio).

Nelle figure che seguono sono riprodotte le visualizzazioni con mappatura a colori, relative agli spostamenti orizzontali (Figura 52) e verticali (Figura 53) del corpo diga, delle tensioni principali massime σ_1 (Figura 54) e minime σ_2 (Figura 55) determinate secondo l'approccio progettuale DA1-C1 (STR), e i rispettivi grafici che descrivono l'andamento delle tensioni principali in corrispondenza delle diverse sezioni orizzontali (Grafico 5, Grafico 6).

Per semplicità di trattazione tutti i risultati saranno analizzati e commentati nel seguente §5.2.



Figura 52 - Spostamenti orizzontali del corpo diga (SLU - serbatoio vuoto)



Figura 53 - Spostamenti verticali del corpo diga (SLU - serbatoio vuoto)



Figura 54 - Tensioni principali massime σ_1 (SLU - serbatoio vuoto)



Figura 55 - Tensioni principali minime σ_2 (SLU - serbatoio vuoto)



Grafico 5 - Andamento delle tensioni principali massime σ_1 per le diverse sezioni orizzontali (SLU - serbatoio vuoto)



Grafico 6 - Andamento delle tensioni principali minime σ_2 per le diverse sezioni orizzontali (SLU - serbatoio vuoto)

Analizzando l'andamento delle tensioni principali massime riportate nel Grafico 5, si nota un rapido incremento tensionale nei primi metri del corpo diga relativamente alla sezione posta a quota 302,64 m, per poi avere un graduale decremento fino a valori quasi nulli, assumendo un andamento simile a quello osservabile per le altre quote di verifica.

In merito alle tensioni principali minime rappresentate nel Grafico 6 è possibile osservare un andamento tensionale di forma parabolica per tutte le quote di verifica, con valori tensionali massimi raggiunti nella parte centrale del concio.

5.1.2 Serbatoio pieno alla quota di regolazione (332,80 m)

A differenza delle combinazioni delle azioni utilizzate per il caso di invaso vuoto, nel caso di serbatoio pieno alla quota di regolazione, oltre al peso proprio della struttura bisogna considerare anche la spinta idrostatica dovuta all'acqua contenuta nell'invaso, la spinta generata dalle sottopressioni e l'azione esercitata dal ghiaccio che si può formare durante il periodo invernale nell'invaso.

La condizione di carico più gravosa è rappresentata dalla combinazione fondamentale, in quanto sia la spinta idrostatica, le relative sottopressioni e la spinta del ghiaccio vengono incrementate rispetto al valore caratteristico applicando i coefficienti di sicurezza prescritti dalla norma.

Si riportano di seguito le visualizzazioni con mappature a colori relative agli spostamenti orizzontali (Figura 56) e verticali del corpo diga (Figura 57), alle tensioni principale massime σ_1 (Figura 58) e minime σ_2 (Figura 59) determinare secondo il primo approccio progettuale DA1-C1 (STR), e i rispettivi grafici che descrivono l'andamento delle tensioni principali in corrispondenza delle diverse sezioni orizzontali relativamente al caso di serbatoio pieno alla quota di regolazione (Grafico 7, Grafico 8).

Per semplicità di trattazione tutti i risultati saranno analizzati e commentati nel seguente §5.2.



Figura 56 - Spostamenti orizzontali del corpo diga (SLU - regolazione)



Figura 57 - Spostamenti verticali del corpo diga (SLU - regolazione)



Figura 58 - Tensioni principali massime σ_1 (SLU - regolazione)



Figura 59 - Tensioni principali minime σ_2 (SLU - regolazione)



Grafico 7 - Andamento delle tensioni principali massime σ_1 per le diverse sezioni orizzontali (SLU – regolazione)



Grafico 8 - Andamento delle tensioni principali minime σ_2 per le diverse sezioni orizzontali (SLU – regolazione)

Nel caso di serbatoio alla quota di regolazione, si assiste ad un andamento parabolico delle tensioni massime (Grafico 7) per la quota 302,64 m, diverso dall'andamento più uniforme assunto dalle altre sezioni di verifica. Stessa situazione particolare la si può osservare nel Grafico 8 che riporta l'andamento delle tensioni principali minime dove, sempre per la sezione a quota 302,64 m, si osserva un andamento tensionale parabolico.

Tale evidenza può essere giustificata dalla tipologia di modellazione effettuata in corrispondenza della fondazione dove, considerando la tipologia di analisi svolta in campo elastico lineare, viene mantenuta la congruenza di spostamento tra terreno di fondazione e corpo diga. A causa di ciò, quindi, si osserva un andamento tensionale con valori minimi in corrispondenza dello zoccolo di fondazione di monte e di valle, e valori massimi in corrispondenza della zona centrale del concio in prossimità della quota di fondazione, come visualizzabile nella Figura 58 e Figura 59.

5.2 Analisi dei risultati

Dall'analisi dei risultati di spostamento del concio del corpo diga (Figura 52 e Figura 56) si può osservare che il valore degli spostamenti orizzontali massimi è pari a:

- Serbatoio vuoto 0.03 mm
- Serbatoio quota di regolazione
 1.1 mm

Si hanno spostamenti del coronamento abbastanza limitati per il caso di invaso alla quota di regolazione, con valori nell'ordine di grandezza degli spostamenti tipicamente misurati per tali tipologie di struttura sotto le condizioni di carico assunte.

Per quanto riguarda i valori delle tensioni registrate nel corpo diga nelle differenti condizioni di invaso si può affermare che:

• <u>Tensioni principali massime σ1</u>

Nel caso di serbatoio vuoto (Figura 54) si registrano valori di compressione variabili tra un valore minimo di 0.06 MPa in prossimità del coronamento e del paramento di valle, ad un valore massimo di 0.9 MPa in corrispondenza dell'interfaccia con la fondazione a monte.

Nel caso di serbatoio alla quota di regolazione (Figura 58) si registrano valori di compressione variabili tra un valore minimo di 0.1 MPa in prossimità della quota di coronamento, ad un valore massimo di 0.8 MPa in corrispondenza dell'interfaccia con la fondazione. In questo caso si assiste ad una diffusione tensionale abbastanza variabile in prossimità del centro del concio, con un passaggio graduale tra i massimi e minimi valori.

In entrambi i casi non si registrano tensioni di trazione nel concio analizzato.

<u>Tensioni principali minime σ2</u>

Nel caso di serbatoio vuoto (Figura 55) si registrano valori di compressione con valori massimi di 0.3 MPa in corrispondenza della fondazione. A partire dal paramento di monte e di valle, dove si registrano valori molto piccoli di compressione nell'ordine dello 0.01 MPa, si ha un incremento tensionale verso il centro del concio con il raggiungimento dei valori più alti di compressione nella parte inferiore centrale.

Nel caso di serbatoio alla quota di regolazione (Figura 59) si registra una variabilità interessante delle tensioni, con l'insorgere di piccoli stati di trazione. I valori più alti di compressione, nell'ordine dello 0.34 MPa, si visualizzano nelle quote più basse del paramento di monte, con un decremento tensionale graduale verso valori di 0.05 MPa in corrispondenza di valle.

Si evidenziano valori di tensioni di trazione dell'ordine dello 0.04 MPa in corrispondenza della parte sommitale dello zoccolo di fondazione di monte.

5.3 Verifiche di resistenza

In questo paragrafo si riassumono i risultati delle verifiche di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio del corpo diga.

La normativa in materie di dighe considera le dighe murarie alla stregua di quelle in calcestruzzo, vista la natura stessa della muratura di pietrame e malta (aggregati di dimensioni maggiori a quelli tipici utilizzati nel calcestruzzo). Inoltre, analizzando le risultanze delle campagne sperimentali di caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali (§4.3.2), si può sicuramente affermare come il materiale costituente il corpo murario della diga di Lavagnina abbia caratteristiche molto simili a quelle di un calcestruzzo.

Per tali motivazioni si sono seguite le medesime indicazioni valide per il calcestruzzo in termini di resistenze dei materiali e di comportamento.

Il problema fondamentale nelle verifiche è quello di mettere in relazione la resistenza ultima del materiale, rappresentata dalla tensione di rottura in condizione monoassiali di compressione e di trazione, con la resistenza dell'elemento soggetto ad uno stato di tensione biassiale.

La muratura in questione, comportandosi come un calcestruzzo, è classificabile come un materiale fragile avente una resistenza a compressione maggiore di quella a trazione: come valori critici di riferimento sono prese le tensioni di rottura a compressione f_c e a trazione f_t . L'eventuale rottura del materiale avverrà, dunque, per improvvisa propagazione della frattura in un piano ortogonale alla tensione normale ormai giunta al suo valore critico.

Dall'analisi dei certificati di prova in possesso è stato possibile determinare i parametri di resistenza caratteristici della muratura, utilizzati nelle verifiche nei confronti degli stati limite [16].

I seguenti valori sono stati ricavati da prove effettuate su provini cilindrici:

- resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 7,4$ MPa
- resistenza caratteristica a trazione (prova brasiliana): $f_{ctk} = 0,74$ MPa
- valore medio della resistenza caratteristica a compressione cilindrica:

```
f<sub>cm</sub>=11,87 MPa
```

– valore medio della resistenza caratteristica a trazione (prova brasiliana): $f_{ctm} = 1,10 \text{ MPa}$

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo si considerano i valori di calcolo, che in accordo con le indicazioni della NTC18 (Cap. 4.1.2), si ottengono tramite le seguenti espressioni:

$$f_{cd} = a_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione [MPa];
- α_{cc} è un coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata che la normativa assume pari a 0,85;
- $-\gamma_c$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo che la normativa assume pari a 1,5;
- fck è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni [MPa].

I valori delle resistenze di calcolo considerate per il corpo murario in oggetto sono dunque pari a:

$$f_{cd} = 4.19 MPa$$

 $f_{cdt} = 0.49 MPa$

Per effettuare le verifiche di resistenza nei confronti dello stato limite è stato utilizzato il Criterio di Mohr – Coulomb [18] (Figura 60), prendendo in considerazione le tensioni principali massime σ_1 e quelle minime σ_2 registrate nelle sezioni di verifica.



Figura 60 - Dominio di Mohr-Coulomb per lo stato tensionale biassiale

Si evidenzia come nel caso in cui $f_c = f_t$, il criterio di Mohr-Coulomb coincide con quello di Tresca.

Ordinando le tensioni principali in modo tale che $\sigma_1 > \sigma_2$ e introducendo il rapporto r tra le tensioni limite a trazione e compressione, è possibile determinare una tensione equivalente σ_e ottenuta tramite la seguente relazione:

$$\sigma_e = max\{\sigma_1; r\sigma_2; \sigma_1 + r\sigma_2\}$$

che permette di effettuare la verifica tramite il confronto con la sola tensione di calcolo a trazione f_t, precedentemente definita, per le diverse sezioni orizzontali considerate.

Per fornire un risultato di semplice interpretazione si considera un rapporto di resistenza RR, dato dal rapporto tra la tensione equivalente e la resistenza a trazione del materiale:

$$RR = \frac{\sigma_e}{f_t}$$

In questo modo è possibile individuare agevolmente le sezioni che non soddisfano la verifica di resistenza per semplice osservazione del valore del rapporto di resistenza, in particolare:

- se RR risulta maggiore dell'unità (RR>1), la verifica non risulta soddisfatta,
- se RR risulta minore dell'unità (RR<1), la verifica risulta soddisfatta.

Per la verifica di resistenza nei confronti dello stato limite di esercizio (SLE), la norma prescrive il rispetto delle seguenti limitazioni tensionali (vedi §4.2):

- combinazione caratteristica quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:
 - compressione: $\sigma_c \leq 0.25 f_{ck}$
 - trazione: $\sigma_c \ge 0$ (stato limite di decompressione)
- combinazione caratteristica rara:
 - compressione: $\sigma_c \leq 0.25 f_{ck}$
 - trazione: $\sigma_{c'} \ge 0.21 f_{ctm}$

Di seguito si riportano i grafici relativi all'andamento dell'indice di resistenza RR, per le condizioni di serbatoio vuoto e pieno nella combinazione fondamentale allo SLU e in quella rara per lo SLE.


Grafico 9 - Valori dell'indice RR lungo le sezioni orizzontali di verifica (SLU - serbatoio vuoto).



Grafico 10 - Valori dell'indice RR lungo le sezioni orizzontali di verifica (SLE - serbatoio vuoto)



Grafico 11 - Valori dell'indice RR lungo le sezioni orizzontali di verifica (SLU - regolazione).



Grafico 12 - Valori dell'indice RR lungo le sezioni orizzontali di verifica (SLE - regolazione).

Dall'analisi dei grafici riportanti i valori dell'indice RR per le diverse quote di verifica, si può concludere affermando che quasi tutte le verifiche in condizioni statiche sono soddisfatte ad eccezione per la quota inferiore 302,64 m. Per tale quota, infatti, sia nella condizione di SLU che in quella di SLE, si registrano picchi tensionali che portano ad avere valori dell'indice RR maggiori dell'unità.

Tale evidenza può essere giustificata dalla tipologia di modellazione effettuata in corrispondenza della fondazione dove, considerando la tipologia di analisi svolta in campo elastico lineare, viene mantenuta la congruenza di spostamento tra terreno di fondazione e corpo diga, innescando in questo modo picchi tensionali che non rispecchiano la reale situazione.

Per chiarire meglio il comportamento anomalo registrato nella quota inferiore 302.64 m, si ritiene necessario un maggiore approfondimento mediante un'analisi di tipo non lineare, basata su di un modello che presti particolare attenzione alla zona di contatto tra fondazione e terreno di imposta della diga.

Considerando le quote per le quali le verifiche risultano soddisfatte in tutte le diverse situazioni del livello d'invaso, tenendo in considerazione le prescrizioni tensionali di normativa esposte precedentemente, è possibile concludere affermando che:

- la tensione massima di compressione, relativa a ciascuna situazione, non eccede il limite di resistenza di 1.85 MPa imposto dalla normativa.
- la tensione massima di trazione, relativamente a ciascuna situazione di carico, non eccede il limite di resistenza imposto per la combinazione rara 0,23 MPa;
- i valori massimi della tensione di trazione eccedenti lo stato di decompressione risultano essere di molto inferiori alla resistenza a trazione del calcestruzzo;
- in nessun punto delle sezioni orizzontale di verifica si raggiunge la condizione di rottura per effetto dello stato tensionale calcolato.

Il sistema diga-fondazione si mantiene sostanzialmente in campo elasticolineare garantendo la sua stabilità e con essa anche l'assenza della condizione di rilascio incontrollato di acqua.

Capitolo 6:

ANALISI DINAMICA LINEARE

Nel presente capitolo si analizza l'effetto delle azioni sismiche agenti sulla diga della Lavagnina, attenendosi alle indicazioni contenute nelle normative in vigore, il D.M. 14 giugno 2018 (NTC18) e il D.M. 26 giugno 2014 (DM14).

Il problema della sicurezza nei riguardi delle azioni sismiche assume una rilevanza particolare per le dighe esistenti, come quella della Lavagnina, per le quali si rende necessario eseguire una nuova verifica, in quanto tali dighe, progettate quando le conoscenze sul comportamento sismico e la disponibilità di metodi di calcolo erano scarse, potrebbero non soddisfare a pieno i requisiti di accettabilità richiesti dalle normative vigenti.

Le analisi dinamiche, dunque, diventano uno strumento fondamentale per valutare il grado di danneggiamento e di conseguenza la sicurezza delle dighe nei confronti dell'azione sismica.

Dopo una preliminare trattazione sulla teoria alla base dell'analisi dinamica lineare effettuata (analisi modale) si descriveranno i risultati ottenuti con grafici e mappature colorimetriche per poi, infine, verificare la sicurezza della struttura nei confronti delle azioni sismiche di progetto, secondo le NTC18.

6.1 L'analisi modale

L'analisi dinamica lineare o modale con spettro di riposta, consente di ottenere la risposta complessiva della struttura nei confronti della sollecitazione sismica, in campo elastico lineare, combinando la risposta dei suoi singoli modi di vibrare. Tale analisi fornisce risultati attendibili per le strutture la cui risposta alla sollecitazione sismica rimane in campo elastico lineare.

Parte centrale dell'implementazione di tale metodo riguarda il calcolo dei periodi fondamentali di vibrazione del sistema struttura-fondazione e delle rispettive forme modali.

Per rappresentare completamente il sistema strutturale oggetto dell'analisi dinamica, si è utilizzato un unico modello strutturale a gli elementi finiti (Figura 61): per il modello della fondazione si considera un vincolo rigido alla base; nel modello si è trascurata la massa dell'ammasso roccioso in fondazione in modo tale che l'accelerazione sismica venga applicata direttamente alla struttura della diga senza subire modifiche, e in maniera tale da trascurare gli effetti di riflessione delle onde sismiche causate dal vincolo rigido [19].

Il contributo dell'acqua viene stimato tramite l'applicazione di forze idrostatiche e idrodinamiche esterne, senza eseguire una modellazione specifica nella quale andrebbe consideranda anche la sua comprimibilità, mentre la fondazione è stata modellata per valutarne il contributo offerto dalla sua flessibilità nella risposta globale del sistema.



Figura 61 - Schematizzazione modello agli elementi finiti

Dunque, dopo aver definito il modello strutturale del sistema completo costituito dalla struttura, dall'invaso e dalla fondazione, il primo passo da compiere per la prosecuzione dell'analisi è la valutazione delle forme modali e delle frequenze di vibrazione per il sistema diga-invaso-fondazione.

Successivamente viene determinata la risposta dinamica massima della diga, che include gli spostamenti nodali e gli sforzi sugli elementi della mesh. Questi valori sono ottenuti combinando le massime risposte sviluppate per ciascun modo di vibrare significativo attraverso la combinazione SSRS (Square Root of the Sum of Squares) o la CQC (Complete Quadratic Combination), definite dalla normativa in vigore.

Ogni qualvolta tutte le risposte modali principali possano essere considerate come indipendenti tra loro, il valore massimo di un effetto dovuto all'azione sismica può essere valutato con la seguente espressione (regola di combinazione SRSS):

$$E_E = \sqrt{\sum_i E_{Ei}^2}$$

dove:

- E_E è l'effetto dell'azione sismica in considerazione;
- E_{Ei} è il valore dell'effetto dell'azione sismica dovuto all'i-esimo modo di vibrazione.

Se la condizione di indipendenza delle risposte modali non è soddisfatta, si devono adottare procedure più accurate come ad esempio la "Combinazione Quadratica Completa" (CQC):

$$E = \sqrt{\sum_{i} \sum_{j} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

dove:

- E è il valore totale di risposta sismica che si sta considerando;
- Ei è il valore della medesima componente dovuta al modo i;
- Ej è il valore della medesima componente dovuta al modo j;
- $P_{i,j}$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j.

$$\rho_{i,j} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{i,j}^{3/2}}{(1 - \beta_{i,j}) [(1 - \beta_{i,j}) + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{i,j}]}$$

dove:

- $-\xi$ è lo smorzamento viscoso dei modi i e j;
- β_{i,j} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi.

Per la valutazione del comportamento strutturale resistente di un corpo diga soggetto all'azione sismica, presa in considerazione attraverso l'analisi con spettro di risposta, bisogna effettuare il confronto degli sforzi totali dovuti ai carichi statici, termici e sismici con la resistenza della muratura.

Per ottenere lo sforzo totale, le tensioni ricavate dall'analisi dinamica devono essere combinate, tramite la combinazione sismica indicata in normativa (vedi §4.2.1), con gli effetti dei carichi statici determinati nel §5.1.

6.1.1 Determinazione dei modi di vibrare

La determinazione delle frequenze di vibrazione e delle forme modali dipende dai vincoli imposti al modello e della deformabilità della fondazione.

Le frequenze di vibrazione del sistema ed i corrispondenti modi di vibrare si determinano risolvendo il sistema agli autovalori:

$$(-\omega^2 \cdot [\boldsymbol{M}] + [\boldsymbol{K}]) \cdot \boldsymbol{\emptyset} = 0$$

dove [M] rappresenta la matrice di massa, [K] rappresenta la matrice di rigidezza simmetrica reale e \emptyset l'autovettore corrispondente all'autovalore ω che rappresenta la pulsazione di un modo di vibrazione.

Effettuando l'analisi modale con spettro di risposta si ottengono i seguenti valori dei primi 20 modi di vibrare (Tabella 18).

numéro	fréquence (HZ)		norme d'erreur
1	2.89943E+00		2.41353E-10
2	7.69200E+00		7.83906E-11
3	8.50871E+00		2.27569E-11
4	1.16053E+01		5.35405E-11
5	1.71572E+01		2.00735E-11
6	1.81822E+01		1.96933E-10
7	1.90773E+01		3.23650E-11
8	2.44694E+01		4.42989E-11
9	2.97250E+01		3.40850E-11
10	3.28291E+01		2.62657E-11
11	3.47055E+01		2.28750E-11
12	3.84482E+01		1.18943E-11
13	4.04341E+01		4.59004E-11
14	4.19681E+01		8.24290E-11
15	4.25884E+01		1.38997E-11
16	4.61810E+01		1.25441E-11
17	5.03999E+01		1.53512E-11
18	5.16070E+01		8.49310E-11
19	5.28083E+01		1.78455E-11
20	5.50417E+01		5.32767E-11
Norme	d'erreur moyenne	:	5.55504E-11

Tabella 18 - Valori delle frequenze relative ai modi di vibrare del sistema strutturale

Secondo la normativa NTC18 devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi tale da raggiungere una massa partecipante totale superiore all'85%.

Attraverso il software utilizzato è stato possibile esportare automaticamente i modi di vibrare più significativi, cioè quelli a cui è associata una massa partecipante rilevante.

Tabella 19 - Modi di vibrare significativi

NUME_ORDRE	NUME_MODE	fréquence	MASS_EFFE_UN_DX	CUMUL_DX
1	1	2.89943E+00	7.29899E-01	7.29899E-01
2	2	7.69200E+00	2.41656E-01	9.71555E-01
3	3	8.50871E+00	5.56049E-09	9.71555E-01
4	5	1.71572E+01	3.40209E-08	9.71555E-01
5	7	1.90773E+01	4.52520E-08	9.71555E-01
6	10	3.28291E+01	2.69947E-08	9.71555E-01
7	12	3.84482E+01	9.00452E-10	9.71555E-01

MASS_EFFE_UN_DY	CUMUL_DY	MASS_EFFE_UN_DZ	CUMUL_DZ
4.19079E-09	4.19079E-09	6.41615E-10	6.41615E-10
2.35213E-09	6.54292E-09	2.52391E-08	2.58807E-08
5.38922E-01	5.38922E-01	1.03374E-02	1.03374E-02
1.32764E-01	6.71686E-01	5.42112E-01	5.52450E-01
1.68813E-01	8.40499E-01	2.08255E-01	7.60705E-01
9.38022E-02	9.34301E-01	4.18738E-03	7.64892E-01
3.83653E-03	9.38138E-01	1.30904E-01	8.95797E-01

Analizzando i valori delle frequenze ottenute per i modi principali della struttura (Tabella 19), dopo aver effettuato un confronto con i valori tipici presenti in letteratura, si può affermare che esse rientrano nell'ordine di grandezza atteso per la tipologia di diga in studio.

Per completezza, si riportano i dati di output del codice di calcolo riguardanti i valori dell'ordinata dello spettro elastico di progetto corrispondente a ciascun modo di vibrare (Tabella 20) e le grandezze caratteristiche dell'analisi modale (Tabella 21).

Tabella 20 - Valori dell'ordinata dello spettro elastico corrispondente a ciascun modo

VA	LEURS DU SPECTRE			
MODE	FREQUENCE	AMORTISSEMENT	DIR	SPECTRE
1	2.89943e+00	5.00000e-02	Y	3.39788e+03
2	7.69200e+00	5.00000e-02	Y	4.13001e+03
3	8.50871e+00	5.00000e-02	Y	4.13001e+03
4	1.71572e+01	5.00000e-02	Y	3.81249e+03
5	1.90773e+01	5.00000e-02	Y	3.74685e+03
6	3.28291e+01	5.00000e-02	Y	3.42820e+03
7	3.84482e+01	5.00000e-02	Y	3.34065e+03

Tabella 21 - Grandezze modali caratteristiche

GRANDEURS MODALES						
			FACTEUR DE	MASSE MODALE	FRACTION	
MODE	FREQUENCE	DIR	PARTICIPATION	EFFECTIVE	MASSE TOTALE	CUMUL
1	2.89943e+00	Y	-7.33729e-03	5.38358e-05	0.0000	0.0000
2	7.69200e+00	Y	-5.49691e-03	3.02160e-05	0.0000	0.0000
3	8.50871e+00	Y	8.32052e+01	6.92310e+03	0.5389	0.5389
4	1.71572e+01	Y	-4.12979e+01	1.70551e+03	0.1328	0.6717
5	1.90773e+01	Y	-4.65684e+01	2.16861e+03	0.1688	0.8405
6	3.28291e+01	Y	3.47131e+01	1.20500e+03	0.0938	0.9343
7	3.84482e+01	Y	-7.02032e+00	4.92849e+01	0.0038	0.9381

6.2 Analisi dei risultati

I risultati dell'analisi modale con spettro di risposta, ottenuti in termini di spostamenti massimi nodali e stato tensionale sugli elementi della mesh del modello, sono stati ottenuti nelle condizioni di serbatoio vuoto e serbatoio pieno alla massima quota di regolazione.

Dunque, dall'analisi dinamica lineare si sono determinate le tensioni principali, in corrispondenza delle sezioni orizzontali di verifica nel corpo diga, e dalla combinazione di quest'ultime con le tensioni dovute ai carichi statici, è stato possibile determinare le tensioni principali totali agenti.

Di seguito si riportano le figure riguardanti l'andamento degli spostamenti massimi modali (Figura 62 e Figura 63) ottenuti dall'analisi modale e le tensioni totali ottenute dalla combinazione delle tensioni statiche e dinamiche (Figura 64, Figura 65, Figura 66, Figura 67).



Figura 62 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Y



Figura 63 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Z Come visualizzabile in Figura 62 dalla combinazione dei modi si registrano spostamenti massimi in direzione Y dell'ordine di 2,6 mm, in prossimità del ciglio di sfioro della diga. I valori di spostamento si riducono man mano si arriva alla quota di fondazione dove assumono valore nullo.

Tale evidenza era nota già a priori poiché nel modello si è trascurata la massa dell'ammasso roccioso in fondazione in modo tale che l'accelerazione sismica venga applicata direttamente alla base della struttura della diga senza subire modifiche, e in maniera tale da trascurare gli effetti di riflessione delle onde sismiche causate dal vincolo rigido [19].

Per quanto riguarda gli spostamenti verticali lungo l'asse Z si registrano spostamenti massimi di circa 1 mm nella zona sommitale del paramento di monte.



Figura 64 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione X (vista da monte)



Figura 65 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione X (vista da valle)



Figura 66 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Y



Figura 67 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Z Confrontando tra loro i precedenti risultati tensionali, si nota il raggiungimento dei più alti valori di tensione di trazione in prossimità dello zoccolo di fondazione di monte che risulta in questo modo molto sollecitato in seguito all'introduzione nel calcolo dell'azione sismica.

6.3 Verifiche di resistenza

Le verifiche sono state eseguite combinando le tensioni statiche con quelle sismiche, calcolate nelle condizioni di serbatoio pieno alla quota di regolazione. Questa condizione rappresenta la più gravosa dal punto di vista tensionale poiché induce le massime tensioni sulla struttura.

In questo caso si è considerata la combinazione sismica, effettuandola direttamente mediante il codice di calcolo e quindi in questa maniera è stato possibile determinare le tensioni principali massime σ_1 e minime σ_2 agenti.

La verifica di resistenza viene effettuata confrontando lo stato tensionale biassiale a cui è soggetto la struttura, dovuto ai carichi statici e sismici, con la resistenza della muratura, rappresentata dalla tensione di rottura in condizione monoassiali di compressione e trazione.

Tale verifica è stata effettuata, come per le analisi precedenti (vedi Capitolo 5), utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb, in corrispondenza delle sezioni orizzontali considerate riportate in Figura 51, Capitolo 5, calcolando il rapporto di resistenza RR dato dal rapporto tra la tensione equivalente σ_e e la resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$RR = \frac{\sigma_e}{f_t}$$

Osservando l'andamento del valore del rapporto di resistenza RR è possibile individuare le sezioni che non soddisfano la verifica di resistenza, in funzione proprio del valore di RR.

In particolare:

 se tale rapporto RR risulta maggiore dell'unità (RR>1), la verifica non risulta soddisfatta; se tale rapporto RR risulta minore dell'unità (RR<1), la verifica risulta soddisfatta.

Nei Grafico 13, Grafico 14 e Grafico 15 sono rappresentati gli andamenti delle tensioni principali, ottenute combinando le azioni statiche e dinamiche secondo le indicazioni di normativa, e i valori dell'indice RR al variare dello spessore lungo l'asse Y del sistema di riferimento globale adottato nel modello.



Grafico 13 - Combinazione tensioni statiche e dinamiche principali massime σ_1 – SLC



Grafico 14 - Combinazione tensioni statiche e dinamiche principali minime σ_2 - SLC



Grafico 15 - Valori dell'indice RR lungo le sezioni orizzontali di verifica – SLC (combinazione tensioni statiche e dinamiche)

Dall'analisi degli andamenti tensionali si riscontra (Grafico 13 e Grafico 14), come nel caso statico, un'anomalia dei valori di tensioni relativi alla quota inferiore di 302,64 m. Si ritiene che anche nel caso dinamico, l'influenza del terreno di fondazione determini dei picchi tensionali anomali in confronto alle sezioni superiori.

Per avere un quadro più rappresentativo dell'andamento delle tensioni in corrispondenza di tale quota, sarà necessario approfondire lo studio attraverso l'utilizzo di un'analisi di tipo non lineare (analisi dinamiche al passo con utilizzo di accelerogrammi), volta alla caratterizzazione del comportamento dell'interfaccia diga-fondazione e del relativo giunto di collegamento, che in questa fase non è stato modellato.

Per la definizione degli accelerogrammi richiesti dalla norma per un'analisi dinamica non lineare si può utilizzare il software REXEL, che permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi compatibili con gli spettri di riferimento che possono, eventualmente, rispecchiare caratteristiche di sorgente di interesse in termini di magnitudo e distanza epicentrale [31].

Il comportamento del giunto strutturale tra fondazione e struttura in elevazione della diga riveste particolare importanza nell'interazione mutua delle due differenti strutture. Per il raggiungimento di un livello di conoscenza più elevato è indispensabile tenere in conto dell'interazione che si instaura tra fondazione, giunto strutturale e corpo diga.

In generale, dall'analisi effettuata, si registrano valori di tensione di compressione massimi nell'ordine di 0.15 MPa e picchi tensionali di trazione di 0.3 MPa (Grafico 13) relativi però alla quota inferiore 302,64 m. Dal calcolo, dunque, risulta evidente che la rottura del materiale si può verificare principalmente per trazione, in quanto il livello degli sforzi di compressione si mantiene sempre al di sotto della relativa tensione di rottura.

Il precedente Grafico 15 che riporta l'andamento dell'indice RR, conferma la complessiva sicurezza del corpo diga della Lavagnina nei confronti della combinazione delle azioni statiche e sismiche considerate nelle analisi. In particolare, le condizioni più critiche in prossimità dell'unità, si raggiungono in corrispondenza del paramento di valle, dove l'indice RR assume valori maggiori.

Si può dunque concludere affermando che, ad eccezione della quota inferiore 302,64 in corrispondenza del paramento di monte, che necessità di indagini più approfondite per le motivazioni precedentemente esposte, in corrispondenza di tutte le altre sezioni di verifica i livelli di trazione rispettano i limiti imposti dalla normativa, riportati precedentemente nel §5.3 del Capitolo 5.

Capitolo 7: ANALISI DI STABILITÀ ALLO SCORRIMENTO

Con il presente capitolo si completa lo studio relativo alla valutazione della sicurezza della diga della Lavagnina, effettuando l'analisi di stabilità allo scorrimento.

La normativa vigente per gli sbarramenti di ritenuta (D.M. 26 giugno 2014), richiede, oltre alle verifiche di resistenza descritte nei capitoli precedenti, un'ulteriore verifica della stabilità allo scorrimento del corpo diga nella condizione di stato limite ultimo. Tale analisi è volta ad accertare la resistenza allo scorrimento, in riferimento all'interfaccia diga-fondazione e rispetto a dei piani orizzontali posizionati a diverse quote lungo lo sviluppo in altezza della struttura.

Una delle metodologie più diffuse e utilizzate per la verifica allo scorrimento è basata sull'assunzione di diga come corpo rigido, che può scivolare lungo la sua base o su piani in corrispondenza dei giunti o dell'ammasso roccioso di fondazione.

Dopo una breve introduzione, nei paragrafi successivi si descriveranno le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento, dapprima relativamente al solo equilibrio statico dell'opera, e successivamente prendendo in considerazione anche il contributo delle forze dinamiche.

7.1 Verifiche di stabilità allo scorrimento

Secondo quanto previsto nel D.M. 26 giugno 2014 (NTD14), per le dighe in calcestruzzo a gravità, tipologia alla quale è stata assimilata la diga in oggetto, costituita da muratura di pietrame e malta, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento devono essere eseguite in corrispondenza di piani a varie quote: in corrispondenza del piano di posa della fondazione, in corrispondenza di superfici interne ai terreni o alle rocce di fondazione e in corrispondenza di piani orizzontali posti a quote crescenti nello sviluppo in altezza della struttura di sbarramento.

Si evidenzia come nelle verifiche allo scorrimento sul piano di posa delle fondazioni, ai fini del calcolo, non è ammessa una pendenza favorevole maggiore di 0,05.

La resistenza allo scorrimento offerta, lungo un qualunque piano al di sopra della fondazione della diga, dipende dalla resistenza al taglio della muratura o del giunto di costruzione (ove presente), mentre alla base della struttura proviene da una combinazione tra le la resistenza a taglio della muratura, della roccia di fondazione e della relativa interfaccia.

La sicurezza allo scorrimento è data sostanzialmente da un bilancio di forze stabilizzanti e non (nei confronti dello scorrimento) lungo un piano orizzontale di verifica.

Nel caso di studio, per l'esecuzione delle verifiche di scorrimento, si è considerata come quota di verifica limite, in corrispondenza della quale si è ipotizzato il superamento della resistenza, la quota 302.64 m s.l.m., corrispondente alla quota inferiore.

Tale ipotesi è stata adottata per sopperire alla mancanza di dati sufficienti alla caratterizzazione dell'ammasso roccioso in corrispondenza della fondazione. Infatti, nel caso in cui si ipotizzi la rottura in corrispondenza del livello di fondazione, è necessario considerare oltre che la resistenza passiva offerta dalla roccia, anche l'orientamento delle famiglie di discontinuità all'interno dell'ammasso roccioso.

La stabilità allo scorrimento è verificata essenzialmente attraverso il confronto tra il carico massimo agente sul piano orizzontale considerato E_d , ottenuto dalla combinazione delle azioni definite in normativa, con la massima resistenza orizzontale R_d offerta dal piano, stimata con il criterio di Mohr-Coulomb.

La resistenza a taglio è espressa in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F \cdot F_k$ e dei parametri di progetto X_k / γ_M tramite la seguente equazione:

$$R_{d} = \frac{1}{\gamma_{R}} \cdot \left(\gamma_{G1} \cdot \sum F_{\nu} - \gamma_{G1} \cdot \sum U \right) \cdot \frac{tan\varphi}{\gamma_{\varphi}}$$

dove i valori dei coefficienti dipendono dal tipo di approccio considerato, mentre ΣF_v rappresenta la somma delle forze verticali e ΣU la somma delle sottopressioni che svolgono funzione destabilizzante per tale tipo di verifica.

Per quanto riguarda la selezione dei valori dell'angolo di attrito, in assenza di prove di laboratorio ben documentate sulla resistenza del giunto, possono essere utilizzati i seguenti valori [21]:

- 50° per rocce dure, alta rugosità;
- 45° per rocce dure; bassa rugosità;
- 40° per rocce sciolte;
- 45° per i piani di scorrimento interni alla struttura.

In queste analisi sono state valutate le possibili superfici di rottura solo all'interno del corpo diga, dunque i parametri di resistenza si riferiscono ai piani interni alla struttura assumendo coesione c nulla e angolo di attrito φ pari a 45°.

Le verifiche sono state condotte considerando la sola situazione di serbatoio pieno alla quota di regolazione (332,80 m), in assenza di una quota di massimo invaso per il concio considerato.

I carichi da tenere in conto per lo svolgimento della verifica di scorrimento allo SLU possono riassumersi nei seguenti:

- Peso proprio diga;
- Spinta idrostatica;
- Sottopressioni;
- Forze di inerzia della massa muraria e dell'acqua di invaso (nella verifica sismica)

L'azione delle sottopressioni è uno dei fattori che più influenza la resistenza a scorrimento, poiché riduce l'azione stabilizzante del peso proprio della struttura contrastandola. Per una corretta valutazione, è necessaria una buona conoscenza delle condizioni geologiche del sito di imposta della fondazione della diga, prestando però attenzione alle numerose incertezze associate a tali stime. Per tale motivo è molto importante monitorare gli andamenti delle sottopressioni cercando di ridurle con appositi interventi (vedi §2.2.2).

Nel caso in esame le verifiche allo SLU nei confronti della stabilità allo scorrimento del corpo diga, sono state eseguite con entrambe le combinazioni contemplate nell' Approccio 1 di normativa, in relazione al tipo di analisi e alla situazione di livello di invaso alla quota di regolazione:

- Approccio 1 Combinazione 1 (STR): A1+M1+R1
- Approccio 1 Combinazione 2 (GEO): A2+M2+R2

In particolare, si è fatto riferimento ai paragrafi §6.2.4 e §6.5.3 delle NTC2018; Si riportano di seguito, nella Tabella 22, Tabella 23 e Tabella 24 i valori dei coefficienti di sicurezza, definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2).

Tabella 22 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab. 6.2.I NTC18)

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_{F} (o γ_{E})	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G2(1)	Favorevole	Υ _{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q^{i}}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽ⁱ⁾ Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γG

Tabella 23 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC18)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resi- stenza al taglio	$\tan {\phi'}_k$	Ŷφ	1,0	1,25
Coesione efficace	c' _k	γe	1,0	1,25
Resistenza non drenata	C _{uk}	γ _{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γγ	γ _γ	1,0	1,0

Tabella 24 - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I NTC18)

Verifica	Coefficiente
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1, 1$

_

Di seguito si riportano i paragrafi riassuntivi delle verifiche di scorrimento nel caso statico e nel caso dinamico. Per maggiori approfondimenti circa la metodologia di calcolo si rimanda all'Allegato A.

7.2Analisi statiche

In seguito, si riportano in forma tabellare i risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento, effettuate a diverse quote per le azioni di tipo statico (Tabella 25).

Analisi Statica					
DM14 - A1+M1+R1		Quote di verifica [m]			
(STR)	327,66	319,32	310,98	302,64	
Ed [kN/m]	168.57	717.32	1161.13	1632.76	
Rd [kN/m]	793.08	1909.58	1625.54	731.15	
Ed < Rd	ОК	ОК	ОК	NO	
DM14 - A2+M2+R2	Quote di verifica [m]				
(GEO)	327,66	319,32	310,98	302,64	
Ed [kN/m]	129.67	551.79	893.17	1255.97	
Rd [kN/m]	443.68	1068.30	909.39	409.04	
Ed < Rd	ОК	ОК	ОК	NO	

Tabella 25 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione (Analisi statica)

Si può osservare dai risultati ottenuti per la stabilità allo scorrimento in fase statica, che tutte le sezioni verificano per entrambi gli approcci di verifica, a meno della sezione a quota inferiore (302.64 m). Tale risultato discende dall'aver considerato pienamente le sottopressioni, agenti con andamento triangolare lineare con valore massimo al piede di monte (pari al valore della pressione idrostatica alla quota di 302.64 m) e valore nullo al piede di valle¹². In mancanza di informazioni dettagliate circa la permeabilità dei materiali nella zona di contatto con la fondazione, si è seguito tale approccio dal carattere più cautelativo.

¹² Secondo le linee guida per l'applicazione delle NTD14 nelle verifiche di scorrimento di blocchi isolati o conci si considerano le sottopressioni nelle condizioni di fessure completamente aperte.

L'importante azione delle sottopressioni in questa sezione contrasta con l'azione stabilizzante del peso proprio del corpo diga riducendo il valore di R_d . Come già evidenziato in tale lavoro (vedi §2.3), la presenza delle sottopressioni mina gravemente alla stabilità dell'opera di sbarramento e con l'esito delle verifiche di scorrimento in oggetto se ne ha evidenza pratica.

7.3 Analisi dinamiche

Nel caso delle verifiche in campo dinamico, oltre alle azioni statiche agenti sul corpo diga, occorre tenere in considerazione il contributo offerto dalle forze di tipo dinamico che nascono durante la sollecitazione sismica.

Tali forze dipendono dall'inerzia offerta dal peso proprio della struttura e dalle forze idrodinamiche agenti sul paramento di monte.

Poiché si sta considerando il sistema sopra la superficie di rottura (quota 302,64 m) come un blocco rigido, la forza di inerzia associata alla massa del corpo diga viene calcolata come il prodotto tra l'accelerazione sismica e il peso del blocco. In modo analogo viene calcolata la forza di inerzia dovuta alla pressione idrodinamica. Secondo uno studio effettuato da A. K. Chopra la massa aggiuntiva può essere calcolata per integrazione delle masse calcolate tra la superficie del bacino e la sua massima profondità [22].

$$M_a = 0.54\rho h^2$$

dove:

- *ρ* densità dell'acqua;
- *h* altezza della superficie bagnata del paramento di monte rispetto al piano di rottura considerato.

Dunque, si sono considerate oltre che le sollecitazioni calcolate con la combinazione sismica di normativa, anche le forze d'inerzia della massa muraria

 H_w e dell'acqua presene nell'invaso H_a , in riferimento al piano di rottura considerato. A queste forze si opporrà la resistenza al taglio R_d mobilitata tra la struttura e la superficie di rottura ipotizzata (vedi §7.1).

Imponendo una accelerazione sismica a_g pari a 0,137 g, valore determinato nel §4.5.7 del Capitolo 4, nella Tabella 26 si riportano i valori relativi alla forza di inerzia della massa muraria e alla forza di inerzia dell'acqua invasata, per la situazione di serbatoio pieno alla quota di regolazione.

AZIONI Quota 327,66 m		Quota 327,66 m	Quota 319,32 m	Quota 3310,98 m	Quota 302,64 m		
	Inerzia struttura						
ag	a _g g 0.137						
Hw	kN/m	118.29	347.95	524.48	795.31		
			Inerzia invaso				
γw	γ _w kN/m ³ 10.00						
Ma	kN/m	142.67	981.24	2571.01	4911.98		
Ha	kN/m	19.55	134.43	352.23	672.94		

Tabella 26 - Forze dinamiche con invaso alla quota di regolazione

Inoltre, a seguire, si riportano in Tabella 27 i risultati delle verifiche allo scorrimento in condizione di serbatoio pieno alla quota di regolazione, eseguite per entrambi gli approcci di normativa.

Tabella 27 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione (Analisi dinamica)

Analisi Dinamica					
DM14 - A1+M1+R1 Quote di verifica [m]					
(STR)	327,66	319,32	310,98	302,64	
Ed [kN/m]	267.51	1034.17	1769.88	2724.23	
Rd [kN/m]	793.08	1909.58	1625.54	731.15	
Ed < Rd	ОК	ОК	NO	NO	

DM14 - A2+M2+R2	Quote di verifica [m]				
(GEO)	327,66	319,32	310,98	302,64	
Ed [kN/m]	267.51	1034.17	1769.88	2724.23	
Rd [kN/m]	443.68	1068.30	909.39	409.04	
Ed < Rd	ОК	ОК	NO	NO	

Come è possibile osservare dai risultati ottenuti, includendo le forze dinamiche nell'analisi di stabilità allo scorrimento può risultare, come nel caso in esame, che la verifica non risulti soddisfatta in corrispondenza di alcune sezioni.

In corrispondenza delle quote inferiori 310,98 m e 302,64 m, le forze orizzontali agenti (forze destabilizzanti) risultano di molto superiori ai rispettivi valori di resistenza allo scorrimento. Tale situazione deriva dall'aumento dell'entità delle forze E_d che provocano lo scorrimento (contributo aggiuntivo dell'inerzia della struttura e dell'acqua di invaso), e dalla riduzione delle azioni resistenti R_d a seguito dell'entità delle sottopressioni a tali quote.

Capitolo 8: IPOTESI DI UN INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Nel presente capitolo si descriverà uno dei possibili interventi di miglioramento delle prestazioni di un corpo diga in muratura, rivolto principalmente all'impermeabilizzazione del fronte in corrispondenza del paramento di monte. Tale intervento, oltre a svolgere un ruolo di schermo impermeabilizzante contro le eventuali infiltrazioni d'acqua, altera il comportamento statico e dinamico della diga.

Nel primo paragrafo si descriveranno le modalità di intervento, soffermandosi sulla loro descrizione e sottolineandone le difficoltà operative.

Si introdurranno in seguito i criteri adottati per la modellazione FEM del nuovo sistema strutturale post-intervento, soffermandosi sulla descrizione delle modalità di discretizzazione dello schermo di impermeabilizzazione.

Infine, si riporteranno i risultati ottenuti dalle analisi statiche e sismiche postintervento, valutandone gli esiti e confrontandoli con quelli precedentemente ottenuti nella situazione pre-intervento, allo stato di fatto del corpo diga della Lavagnina.

8.1 Intervento di impermeabilizzazione

Il fronte diga a monte dello sbarramento è soggetto a numerose forme di degrado, dovute essenzialmente all'azione meteo-climatica e alle escursioni stagionali dell'acqua contenuta nell'invaso, che svolge funzione abrasiva nei confronti del rivestimento protettivo corticale degradandolo nel tempo.

Tra gli interventi atti a garantire la tenuta all'acqua del paramento di monte, possono considerarsi quelli che prevedono l'utilizzo di schermi di impermeabilizzazione realizzati per iniezione di malte cementizie impermeabili nel corpo diga. Tale tipologia di intervento viene effettuata soprattutto in corpi diga in muratura, presentanti di solito rilevante porosità interstiziale, e in corpi diga in materiale sciolto che mostrano a volte problemi di coesione interna.

In questo studio si è ipotizzato un intervento di impermeabilizzazione del fronte murario a monte della diga della Lavagnina, studiandone i vantaggi e gli svantaggi, non solo dal punto di vista della tenuta all'acqua, ma anche dal punto di vista del comportamento strutturale statico e dinamico.

La diga della Lavagnina presenta un corpo murario in muratura di pietrame e malta, dal comportamento meccanico simile al calcestruzzo, presentante un volume di vuoti interconnessi di rilevante entità.

Stando ad alcune prove di permeabilità Lugeon svolte sul corpo murario (campagna indagini anni 2000), non sono stati rilevati in media assorbimenti molto alti (<1.5 U.L.¹³), il che dimostra la buona manifattura costruttiva dello sbarramento, ma dato il piccolo numero di sperimentazioni effettuate (4 prove Lugeon in foro) non si ritiene tale risultato rappresentativo dell'insieme. Alcune prove, inoltre, mostrano assorbimenti rilevanti dell'ordine di 3 U.L. e ciò

¹³ Un'unità Lugeon corrisponde alla permeabilità di un ammasso roccioso che assorbe 1 litro di acqua al minuto per ogni metro di foro, con una pressione di prova di 10 atm.

conferma l'approccio cautelativo adottato in questa trattazione, considerando una efficace porosità del corpo murario.

Per garantire la completa tenuta del paramento di monte, dunque, si è ipotizzato di procedere all'esecuzione di iniezioni di impermeabilizzazione cementizie e/o chimiche, che ben si prestano al trattamento del caso in esame.

Per la realizzazione dell'intervento sul corpo diga della Lavagnina, le iniezioni dovranno essere eseguite attraverso perforazione sub-verticali a partire dal ciglio di sfioro e per l'intera lunghezza del paramento, per un'estensione in pianta di circa 100 m (vedi Figura 70).

Come dettagliatamente descritto nel seguito (vedi §8.1.2), sono previste due file parallele e sfalsate di iniezioni di 1° fase e una fila di iniezioni di 2° fase (opzionale), parallela alla prima fila, con possibilità di utilizzo anche di miscele chimiche (vedi Figura 68). Al fine di garantire continuità allo schermo di impermeabilizzazione, l'iniezione verrà eseguita a tutta altezza del paramento con una inclinazione rispetto alla verticale di 2°, spingendola almeno 8 m sotto l'interfaccia roccia-fondazione per garantire la perfetta tenuta.

Si sottolinea come le indicazioni di seguito fornite siano unicamente di massima, data la necessità di una migliore conoscenza del materiale costituente il corpo diga e della presenza di vuoti/cavità, al fine di una completa definizione dell'interasse tra le perforazioni, del numero di perforazioni e della miscela da iniettare al loro interno.

8.1.1 Prove preliminari conoscitive

Nella progettazione dell'intervento di impermeabilizzazione è necessario avere un ampio quadro conoscitivo dei materiali costituenti il paramento e il substrato roccioso di fondazione, non solo dal punto di vista fisico ma anche meccanico. Data la natura preliminare dello studio dell'intervento discusso in questo lavoro, si è tratto spunto dai risultati di una campagna indagini, volta alla caratterizzazione della diga della Lavagnina, eseguita negli anni 2000 (vedi §4.3), ma si precisa come tali dati non siano del tutto sufficienti per assicurare il completo successo dell'intervento.

Dunque, al fine di consentire una successiva progettazione esecutiva delle iniezioni impermeabilizzanti, si ritiene opportuno effettuare dei sondaggi geognostici e prove geofisiche del tipo descritte nei §2.4.1e §2.4.2, per limitare il campo di variabilità associato alla non completa conoscenza del tipo e del grado di compattazione del materiale di riempimento del corpo diga.

Tali prove consentiranno:

- di valutare la presenza di eventuali di vuoti/cavità;
- di definire con precisione la profondità a cui dovranno essere spinte le perforazioni;
- la definizione dell'interasse tra le perforazioni (di conseguenza il numero complessivo);
- la/e miscela/e da adottarsi, maggiormente conformi al materiale rinvenuto.

8.1.2 Descrizione intervento

Per dare seguito all'intervento ipotizzato si è definito un layout preliminare (vedi Figura 68) avente le seguenti caratteristiche:

- prima fila di iniezioni a distanza 1 m dal paramento di monte, con fori sub-verticali distanziati di circa 1 m tra loro che si spingono in profondità fino ad almeno 8 m oltre il contatto roccia-muratura;
- seconda fila di iniezioni sfalsate rispetto alle prime, a 2 m dal paramento di monte con fori distanziati di 1 m e che si spingono in profondità fino

ad almeno 8 m oltre il contatto roccia-muratura. I fori di questa seconda fila di iniezioni saranno sfalsati planimetricamente rispetto a quelli della prima.

• terza fila di iniezioni (opzionale) a 1,5 m dal paramento di monte, intermedia alle prime due file e parallela alla prima, con fori sub-verticali intervallati di 1 m e con stessa profondità della prima fila.



Figura 68 - Layout perforazioni sul piano di coronamento

Si precisa come le ultime iniezioni di tipo chimico (utilizzo di resine epossidiche) siano necessarie nel momento in cui, effettuate le prime due file principali di iniezioni e attesa la maturazione delle stesse, si registrino in corso d'opera assorbimenti ancora significativi delle malte da iniezione. Tale circostanza dimostrerebbe il non raggiungimento della completa saturazione dei vuoti presenti nel corpo murario, che può essere compensata con le miscele impermeabilizzanti di tipo chimico più fluide e dunque dalle maggiori capacità penetranti. Al termine della realizzazione delle prime iniezioni si dovranno eseguire dei controlli di qualità dell'intervento mediante prove Lugeon in corso d'opera e attraverso carotaggi continui in punti ben precisi. Una prima risposta in termini di valutazione dell'efficacia del trattamento, potrà comunque essere eseguita dall'analisi dei parametri di iniezione registrati in corso d'opera:

- valori delle pressioni di iniezione;
- quantità di malta refluita.

8.1.3 Modalità esecutive

Per la realizzazione dello schermo impermeabilizzante dovranno realizzarsi delle perforazioni sub-verticali dalla quota di coronamento, aventi diametro compreso tra 50 e 100 mm con inclinazione fissa di 2° rispetto l'orizzontale (Figura 69).

Data la natura distruttiva di tale intervento, dovranno essere prese le opportune precauzioni al fine di evitare danneggiamenti sia alla muratura, sia soprattutto all'intonaco protettivo del paramento di monte. Si consiglia, dunque, l'utilizzo della metodologia di perforazione a rotazione (senza impegno di campionamento) con impiego di utensili diamantati e metodo wire-line (vedi §2.4.1).

Il fluido di perforazione sarà costituito essenzialmente da acqua per evitare il deposito di detriti e la formazione di pellicole di qualsiasi natura sulle pareti del foro. Le modalità di esecuzione delle perforazioni dovranno comunque essere tali da limitare al minimo la possibilità di intasare, con i detriti di perforazione, le fessure presenti nel materiale attraversato. In ogni caso, il foro andrà accuratamente pulito con aria in pressione prima di iniziare le iniezioni e la sua testa dovrà essere adeguatamente protetta.

Le perforazioni dovranno essere sospese nel caso di mancato rifluimento del fluido di perforazione a bocca foro e si procederà, localmente, con l'iniezione di
una malta o di una miscela espansa per riempire efficacemente i vuoti e consolidare le pareti del foro, consentendo così l'iniezione delle miscele.

Ad avvenuto indurimento della malta o della miscela espansa iniettata, si potrà riprendere la perforazione perforando nuovamente il tratto oggetto di cementazione.

Le miscele di iniezione utilizzate potranno essere, in linea di massima, della stessa tipologia già discussa nel § 2.5.1. In generale, dovranno essere adottate miscele di tipo cementizio/bentonitico o chimico, a maggiore o minore fluidità e soprattutto ad elevata penetrabilità.



Figura 69 - Sezione maestra con rappresentazione andamento sub-verticale iniezioni (Sez.A-A)

L'iniezione dovrà essere eseguita a bassa pressione o a gravità, fermo restando che la compiuta definizione della pressione operativa da adottare sarà possibile solo a seguito della completa caratterizzazione del materiale dello sbarramento.

Durante le operazioni di impermeabilizzazione potrà essere necessario riprendere più volte l'iniezione di ciascun foro. Le iniezioni andranno comunque di pari passo con le perforazioni, e l'iniezione di un foro dovrà risultare pressoché completata prima di passare alla perforazione di un foro vicino



Figura 70 - Planimetria andamento perforazioni con indicazione sezione maestra A-A

8.2 Modellazione dell'intervento

Per la modellazione e l'analisi dell'intervento è stato utilizzato il codice di calcolo Code_Aster mediante la piattaforma Salomè-Meca.

Per la realizzazione del modello si è tratto spunto dallo studio di alcuni interventi di impermeabilizzazione simili svolti su corpi murari, presenti nella documentazione di archivio di Gruppo Ingegneria Torino.

La discretizzazione del concio del corpo diga e del volume di terreno relativo è sostanzialmente la stessa già indicata nel §4.6.

8.2.1 Modellazione dello schermo di impermeabilizzazione

Una volta definita la forma geometrica dello schermo in oggetto (Figura 71), si è passati alla sua discretizzazione mediante l'utilizzo di elementi finiti 3D del tipo NETGEN disponibili nel *mesh module* del software (Figura 72).



Figura 71 - Modello geometrico dell'intervento di impermeabilizzazione



Figura 72 - Mesh del sistema strutturale diga-schermo-fondazione



Figura 73 - Dettaglio della mesh del terreno - intervento di impermeabilizzazione Di seguito vengono riportate le caratteristiche implementate per la creazione della mesh:

- Dimensione massima elemento 1,00 m
- Dimensione minima elemento 0,20 m
- Finezza della mesh

•	Tasso di crescita elementi adiacenti	20%
•	Numero di segmenti per spigolo	2
•	Numero di segmenti per raggio	3

Nella definizione della mesh nei punti di contatto delle diverse strutture del modello, si è proceduto con un lavoro di fino per raffinare la qualità della mesh in tali punti (Figura 73). Con questa operazione di affinamento è stato possibile garantire l'uniformità degli spostamenti tra le strutture adiacenti, ottenendo così dal calcolo dei dati di output abbastanza rappresentativi.



Figura 74 - Mesh e modello geometrico dello schermo di impermeabilizzazione



Figura 75 - Dettaglio della mesh dello schermo di impermeabilizzazione

Per la parte terminale dello schermo impermeabilizzante, a livello dell'ammasso roccioso di fondazione, è stata assunta l'ipotesi semplificativa di considerare tale zona completamente satura dopo le iniezioni (Figura 74 e Figura 75). Tale ipotesi non può essere confermata in questa fase preliminare di studio a causa della mancanza di informazioni dettagliate circa il grado di fratturazione della roccia in tale zona.

Si sottolinea, dunque, la necessità di una caratterizzazione più approfondita per modellare tale volume, avvicinandosi in questo modo quanto più possibile alle condizioni reali in sito.

A seguito della creazione della mesh si sono ottenuti:

•	Corpo diga:	42392 elementi
		8018 nodi
•	Terreno di fondazione:	38098 elementi
		6883 nodi
•	Schermo di impermeabilizzazione:	39146 elementi
		7086 nodi

8.3 Analisi statica post-intervento

Nel presente paragrafo vengono riportati e discussi i risultati ottenuti dall'analisi statica lineare post-intervento di impermeabilizzazione, eseguita nei confronti dello stato limite ultimo di tipo strutturale (STR), seguendo le direttive riportate nel D.M. 26 giugno 2014 in accordo con quanto previsto nelle NTC2018.

L'analisi in oggetto è stata eseguita utilizzando le stesse modalità già esposte nel precedente Capitolo 5, considerando, in questo caso, solo la situazione più gravosa di serbatoio pieno alla quota di regolazione (332,80 m).

Mediante tale analisi si vuole effettuare una preliminare verifica di sicurezza dello sbarramento in fase statica, il cui comportamento è stato alterato con l'inserimento dello schermo impermeabilizzante. Anche in questo caso, per l'individuazione dello stato tensionale e l'esecuzione delle verifiche di resistenza, si è adottato un consueto metodo di analisi, basato sulla determinazione delle tensioni in corrispondenza di alcune sezioni orizzontali, posizionate a diverse quote all'interno del corpo diga.

In particolare, sono state definite quattro sezioni orizzontali posizionate a diverse quote, in maniera tale da cogliere il comportamento della struttura lungo il suo sviluppo in altezza:

- Sezione 1 posta in corrispondenza della quota 302,64 m s.l.m.;
- Sezione 2 posta in corrispondenza della quota 310,98 m s.l.m.;
- Sezione 3 posta in corrispondenza della quota 319,32 m s.l.m.;
- Sezione 4 posta in corrispondenza della quota 327,66 m s.l.m.;

Nelle figure seguenti sono rappresentate le visualizzazioni con mappature a colore, relative agli spostamenti orizzontali (Figura 76) e verticali (Figura 77) del corpo diga, delle tensioni principale massime σ_1 (Figura 78) e minime σ_2 (Figura 79) determinate secondo il primo approccio progettuale DA1-C1 (STR), e i rispettivi grafici che descrivono l'andamento delle tensioni principali in corrispondenza delle diverse sezioni orizzontali (Grafico 16 e Grafico 17).



Figura 76 - Spostamenti orizzontali del corpo diga post-intervento (SLU-regolazione)



Figura 77 - Spostamenti verticali del corpo diga post-intervento (SLU - regolazione)



Figura 78 - Tensioni principali massime σ_1 post-intervento (SLU – regolazione)



Figura 79 - Tensioni principali minime σ_2 post-intervento (SLU – regolazione)



Grafico 16 - Andamento delle tensioni principali massime σ1 per le diverse sezioni orizzontali (SLU - post-intervento)



Grafico 17 - Andamento delle tensioni principali minime σ₂ per le diverse sezioni orizzontali (SLU - post-intervento)

Analizzando i risultati ottenuti dal codice di calcolo per la situazione postintervento, è possibile notare un marcato incremento tensionale in corrispondenza dello schermo impermeabilizzante (Grafico 16). Tale risultato era stato già ipotizzato in quanto il materiale costituente lo schermo è caratterizzato da una rigidezza maggiore (muratura consolidata vedi §8.3.1) con conseguente incremento localizzato dello stato tensionale. Tuttavia, tale aumento delle tensioni non pregiudica la resistenza del materiale, poiché si deve considerare per questa zona una resistenza incrementata rispetto al materiale circostante non consolidato.

Per quanto riguarda i valori delle tensioni registrate nel corpo diga nella situazione post-intervento con invaso alla quota di regolazione, si può affermare che:

• <u>Tensioni principali massime σ</u>1

Complessivamente la struttura è sottoposta a tensioni di compressione che raggiungono i valori massimi di 0.78 MPa, in corrispondenza dello schermo, e valori massimi di 0.9 MPa al contatto con il terreno di fondazione (Figura 78). Osservando l'andamento delle tensioni di compressione nello schermo impermeabilizzante, si nota un andamento graduale ed uniforme verso stati tensionali pressoché nulli in corrispondenza del ciglio di sfioro. Le zone adiacenti allo schermo del corpo diga seguono all'incirca lo stesso andamento tensionale, presentando uniformità di risultati e ciò conferma la corretta discretizzazione effettuata.

Si nota l'insorgere di piccoli valori di tensioni di trazione 0.07 MPa in corrispondenza della parte sommitale dello zoccolo di fondazione di monte.

<u>Tensioni principali minime σ2</u>

Si registrano valori di compressione massime di 0.33 MPa in corrispondenza del paramento di monte, con una diffusione regolare verso lo schermo di impermeabilizzazione (Figura 79). Lo stato di compressione si smorza andando da monte verso valle dove assume valori nulli.

Lo schermo viene sollecitato nella sua parte centrale presentando stato compressivo nullo alle estremità.

Si notano, anche in questo caso, piccoli valori di tensioni di trazione di circa 0.2 MPa in corrispondenza della parte sommitale dello zoccolo di fondazione di monte.

8.3.1 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza effettuate per la condizione più gravosa allo stato limite ultimo del corpo diga, nella situazione post-intervento di impermeabilizzazione.

Per effettuare le verifiche di resistenza nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) è stato utilizzato il Criterio di Mohr – Coulomb [18], prendendo in considerazione le tensioni principali massime σ_1 e quelle minime σ_2 sulle sezioni di verifica, in analogia con quanto fatto nel §5.3 del Capitolo 5.

Per la realizzazione dello schermo di impermeabilizzazione del paramento di monte della diga della Lavagnina, sono state ipotizzate delle iniezioni di malta cementizia che oltre a svolgere funzione impermeabilizzante del corpo murario, svolgono anche una secondaria, ma non meno importante, funzione di consolidamento strutturale del materiale interessato da tali iniezioni.

Per queste motivazioni tale regione del corpo diga è stata considerata alla stregua di una muratura consolidata, secondo quanto previsto dal par. 8.5.3 del D.M. 17/01/2019 e dal par. C8.5.3.1 della relativa Circolare Esplicativa 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. In accordo con la vigente Normativa, i parametri di rigidezza e resistenza dischiarati al precedente §4.3, vengono maggiorati tramite un coefficiente correttivo pari a 1.4, considerata la tipologia di materiale e la tipologia di intervento di consolidamento, secondo quanto riportato in Tabella 28 (Tab. C8.5.II della Circolare NTC18).

	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura		1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \leq 40%)		-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f. superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a f...⁰³⁵ (f... in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Tabella 28 - Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni (Tab. C8.5.II della Circolare NTC18)

Si riporta di seguito per completezza il paragrafo di normativa relativo all'intervento in progetto (NTC18):

"In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità di seguito illustrate.

Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f, $\tau_{0e} f_{v0}$), sia dei moduli elastici (E e G); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente. È bene ricordare che gli effettivi benefici delle iniezioni sono funzione della reale possibilità delle malte iniettate di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti; in ogni caso, è raccomandabile l'esecuzione di saggi, preventivi e di verifica, per valutare i risultati effettivamente conseguiti" ... [20].

Ne derivano quindi le seguenti caratteristiche:

- $\gamma = 2200$ kg/m³
- $f_{ck} = 1.40*7.40 = 10.36$ MPa
- $f_{tk} = 1.40 * 0.74 = 1.04$ MPa
- $E_{ck} = 1.40*8500 = 11900$ MPa

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo si considerano i valori di calcolo, che in accordo con le indicazioni della NTC2018 (Cap. 4.1.2) risultano essere:

$$f_{cd} = 5,87 MPa$$

 $f_{ctd} = 0,72 MPa$

Anche in questo caso, per fornire un risultato di semplice interpretazione si considera un rapporto di resistenza RR dato dal rapporto tra la tensione equivalente e la resistenza a trazione del materiale:

$$RR = \frac{\sigma_e}{f_t}$$

In questo modo è possibile individuare le sezioni che non soddisfano la verifica di resistenza per semplice osservazione del valore del rapporto di resistenza, in particolare:

- se RR risulta maggiore dell'unità (RR>1), la verifica non risulta soddisfatta,

- se RR risulta minore dell'unità (RR<1), la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito si riportano i grafici relativi all'andamento dell'indice di resistenza RR, per le condizioni di serbatoio pieno nella combinazione fondamentale allo SLU.



Grafico 18 - Valori dell'indice RR lungo le sezioni orizzontali di verifica (SLU - postintervento).

Le verifiche allo SLU vengono sostanzialmente soddisfatte in tutte le sezioni con valori di RR minori dell'unità ad eccezione della quota inferiore 302,64 m (Grafico 18) per le motivazioni già espresse nel §5.3 del Capitolo 5.

Anche nel grafico riportante l'andamento dell'indice RR (Grafico 18) nelle varie sezioni di verifica lungo lo sviluppo Y del concio, si nota una zona di picco negativo dei valori relativa alla presenza dello schermo impermeabilizzante. Il materiale costituente lo schermo impermeabilizzante è caratterizzato, infatti, da una resistenza maggiore che determina il decremento dell'indice RR, assicurando maggiore sicurezza nei confronti della rottura del materiale.

8.4 Analisi dinamica post-intervento

Nel presente paragrafo si analizza l'effetto delle azioni sismiche agenti sulla diga della Lavagnina nella situazione post-intervento di impermeabilizzazione, attenendosi alle indicazioni contenute nelle normative in vigore, il D.M. 14 giugno 2018 (NTC18) e il D.M. 26 giugno 2014 (DM14).

L'analisi in oggetto è stata eseguita utilizzando le stesse modalità già esposte nel precedente Capitolo 6, considerando, in questo caso, solo la situazione più gravosa di serbatoio pieno alla quota di regolazione (332,80 m).

Mediante tale analisi si vuole effettuare una preliminare verifica di sicurezza dello sbarramento post-intervento in fase sismica, valutandone il comportamento e la relativa sicurezza.

L'inserimento dello schermo impermeabilizzante altera la distribuzione delle masse e delle rigidezze del sistema, variandone di conseguenza la risposta strutturale in seguito alle sollecitazioni sismiche.

Effettuando l'analisi modale con spettro di risposta nella presente situazione, si ottengono i seguenti valori dei primi 20 modi di vibrare (Tabella 29).

numéro	fréquence (HZ)	norme d'erreur
1	2.24003E+00	1.09432E-09
2	6.49820E+00	1.10541E-09
3	8.19700E+00	9.04753E-10
4	9.99648E+00	4.21410E-10
5	1.50184E+01	4.53692E-10
6	1.63747E+01	9.67781E-10
7	1.81018E+01	8.17755E-10
8	2.16547E+01	8.90700E-10
9	2.74959E+01	7.71847E-10
10	3.12501E+01	8.51794E-10
11	3.28001E+01	4.29536E-10
12	3.46846E+01	5.57991E-10
13	3.72187E+01	1.00376E-09
14	4.02308E+01	8.30522E-10
15	4.08779E+01	4.16313E-10
16	4.40459E+01	6.52771E-10
17	4.88603E+01	1.83645E-10
18	4.91535E+01	6.58614E-10
19	5.08511E+01	5.91599E-10
20	5.35403E+01	5.88141E-10

Tabella 29 - Valori delle frequenze relative ai modi di vibrare del sistema strutturale post-intervento

Secondo la normativa NTC18 devono essere considerati risposta, tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi tale da raggiungere una massa partecipante totale superiore all'85%.

Attraverso il software utilizzato è stato possibile esportare automaticamente i modi di vibrare più significativi, cioè quelli a cui è associata una massa partecipante rilevante.

_ORDRE	NUME_MODE	fréquence	MASS_EFFE_UN_DX	CUMUL_DX
1	1	2.24003E+0	0 8.27143E-01	8.27143E-01
2	2	6.49820E+0	0 1.52575E-01	9.79718E-01
3	3	8.19700E+0	0 4.65620E-07	9.79718E-01
4	5	1.50184E+0	1 3.03484E-08	9.79718E-01
5	7	1.81018E+0	1 3.14224E-09	9.79718E-01
6	10	3.12501E+0	1 1.01715E-11	9.79718E-01
7	12	3.46846E+0	1 4.78938E-09	9.79718E-01
MASS_E	FFE_UN_DY	CUMUL_DY	MASS_EFFE_UN_DZ	CUMUL_DZ
2.38	990E-09	2.38990E-09	4.45534E-10	4.45534E-10
1.26	112E-06	1.26350E-06	1.27783E-09	1.72336E-09
5.68	593E-01	5.68594E-01	8.92681E-03	8.92681E-03
3.01	937E-02	5.98787E-01	8.52586E-01	8.61513E-01
2.68	203E-01	8.66991E-01	2.57684E-02	8.87281E-01
6.69	483E-02	9.33939E-01	1.76801E-02	9.04961E-01
1.66	578E-02	9.50597E-01	6.13209E-02	9.66282E-01
	_ORDRE 1 2 3 4 5 6 7 MASS_E 2.38 1.26 5.68 3.01 2.68 6.69 1.66	_ORDRE NUME_MODE 1 1 2 2 3 3 4 5 5 7 6 10 7 12 MASS_EFFE_UN_DY 2.38990E-09 1.26112E-06 5.68593E-01 3.01937E-02 2.68203E-01 6.69483E-02 1.66578E-02	_ORDRE NUME_MODE fréquence 1 1 2.24003E+00 2 2 6.49820E+00 3 3 8.19700E+00 4 5 1.50184E+02 5 7 1.81018E+02 6 10 3.12501E+02 7 12 3.46846E+02 MASS_EFFE_UN_DY CUMUL_DY 2.38990E-09 2.38990E-09 1.26112E-06 1.26350E-06 5.68593E-01 5.68594E-01 3.01937E-02 5.98787E-01 2.68203E-01 8.66991E-01 6.69483E-02 9.33939E-01 1.66578E-02 9.50597E-01	_ORDRE NUME_MODE fréquence MASS_EFFE_UN_DX 1 1 2.24003E+00 8.27143E-01 2 2 6.49820E+00 1.52575E-01 3 3 8.19700E+00 4.65620E-07 4 5 1.50184E+01 3.03484E-08 5 7 1.81018E+01 3.14224E-09 6 10 3.12501E+01 1.01715E-11 7 12 3.46846E+01 4.78938E-09 MASS_EFFE_UN_DY CUMUL_DY MASS_EFFE_UN_DZ 2.38990E-09 2.38990E-09 4.45534E-10 1.26112E-06 1.26350E-06 1.27783E-09 5.68593E-01 5.68594E-01 8.92681E-03 3.01937E-02 5.98787E-01 8.52586E-01 2.68203E-01 8.66991E-01 2.57684E-02 6.69483E-02 9.33939E-01 1.76801E-02 1.66578E-02 9.50597E-01 6.13209E-02

Tabella 30 - Modi di vibrare significativi post-intervento

I valori delle frequenze ottenute nel caso post-intervento verranno discusse per semplicità di trattazione nel successivo §8.5.2.

Per completezza, si riportano i dati di output del codice di calcolo riguardanti i valori dell'ordinata dello spettro elastico di progetto corrispondente a ciascun modo di vibrare (Tabella 31) e le grandezze caratteristiche dell'analisi modale (Tabella 32).

Tabella 31 - Valori dell'ordinata dello spettro elastico corrispondente a ciascun modo post-intervento

VA	LEURS DU SPECTRE			
MODE	FREQUENCE	AMORTISSEMENT	DIR	SPECTRE
1	2.24003e+00	5.00000e-02	Y	2.62403e+03
2	6.49820e+00	5.00000e-02	Y	4.13001e+03
3	8.19700e+00	5.00000e-02	Y	4.13001e+03
4	1.50184e+01	5.00000e-02	Y	3.89652e+03
5	1.81018e+01	5.00000e-02	Y	3.77919e+03
6	3.12501e+01	5.00000e-02	Y	3.45598e+03
7	3.46846e+01	5.00000e-02	Y	3.39748e+03

Tabella 32 -	Grandezze	modali	caratteristiche	post-intervento

GRANDEURS MODALES						
		FACTEUR DE	MASSE MODALE	FRACTION		
FREQUENCE	DIR	PARTICIPATION	EFFECTIVE	MASSE TOTALE	CUMUL	
2.24003e+00	Y	5.63689e-03	3.17745e-05	0.0000	0.0000	
6.49820e+00	Y	-1.29487e-01	1.67670e-02	0.0000	0.0000	
8.19700e+00	Y	8.69461e+01	7.55963e+03	0.5686	0.5686	
1.50184e+01	Y	-2.00358e+01	4.01435e+02	0.0302	0.5988	
1.81018e+01	Y	-5.97148e+01	3.56585e+03	0.2682	0.8670	
3.12501e+01	Y	2.98346e+01	8.90101e+02	0.0669	0.9339	
3.46846e+01	Y	1.48819e+01	2.21471e+02	0.0167	0.9506	
	ANDEURS MODAL FREQUENCE 2.24003e+00 6.49820e+00 8.19700e+00 1.50184e+01 1.81018e+01 3.12501e+01 3.46846e+01	ANDEURS MODALES FREQUENCE DIR 2.24003e+00 Y 6.49820e+00 Y 8.19700e+00 Y 1.50184e+01 Y 1.81018e+01 Y 3.12501e+01 Y 3.46846e+01 Y	ANDEURS MODALES FACTEUR DE FREQUENCE DIR PARTICIPATION 2.24003e+00 Y 5.63689e-03 6.49820e+00 Y -1.29487e-01 8.19700e+00 Y 8.69461e+01 1.50184e+01 Y -2.00358e+01 1.81018e+01 Y -5.97148e+01 3.12501e+01 Y 2.98346e+01 3.46846e+01 Y 1.48819e+01	ANDEURS MODALES FACTEUR DE MASSE MODALE FREQUENCE DIR PARTICIPATION EFFECTIVE 2.24003e+00 Y 5.63689e-03 3.17745e-05 6.49820e+00 Y -1.29487e-01 1.67670e-02 8.19700e+00 Y 8.69461e+01 7.55963e+03 1.50184e+01 Y -2.00358e+01 4.01435e+02 1.81018e+01 Y -5.97148e+01 3.56585e+03 3.12501e+01 Y 2.98346e+01 8.90101e+02 3.46846e+01 Y 1.48819e+01 2.21471e+02	ANDEURS MODALES FACTEUR DE MASSE MODALE FRACTION FREQUENCE DIR PARTICIPATION EFFECTIVE MASSE TOTALE 2.24003e+00 Y 5.63689e-03 3.17745e-05 0.0000 6.49820e+00 Y -1.29487e-01 1.67670e-02 0.0000 8.19700e+00 Y 8.69461e+01 7.55963e+03 0.5686 1.50184e+01 Y -2.00358e+01 4.01435e+02 0.0302 1.81018e+01 Y -5.97148e+01 3.56585e+03 0.2682 3.12501e+01 Y 2.98346e+01 8.90101e+02 0.0669 3.46846e+01 Y 1.48819e+01 2.21471e+02 0.0167	

I risultati dell'analisi modale con spettro di risposta, ottenuti in termini di spostamenti massimi nodali e stato tensionale sugli elementi della mesh del modello, sono stati calcolati nella sola condizione di serbatoio pieno alla quota di regolazione. Tale situazione risulta essere la situazione più gravosa per la struttura della diga e per questo è stata considerata per una preliminare verifica di sicurezza a seguito dell'intervento di impermeabilizzazione.

Dunque, dall'analisi dinamica lineare si sono determinati, in corrispondenza delle sezioni orizzontali di verifica nel corpo diga definite nel precedente paragrafo (§8.3), le tensioni principali e dalla combinazione di quest'ultime con le tensioni dovute ai carichi statici, è stato possibile determinare le tensioni principali totali agenti.

Vengono riportate di seguito le figure riguardanti l'andamento degli spostamenti massimi nodali (Figura 80 e Figura 81) ottenuti dall'analisi modale, e le tensioni principali totali ottenute dalla combinazione delle tensioni statiche e dinamiche (Figura 82, Figura 83 e Figura 84).



Figura 80 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Y (post-intervento)



Figura 81 - Spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Z (post-intervento)



Figura 82 - Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione X post-intervento



Figura 83 – Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Y post-intervento



Figura 84 - Tensioni totali da combinazione tensioni lungo la direzione Z post-intervento



Grafico 19 - Combinazione delle tensioni principali massime σ_1 post-intervento



Grafico 20 - Combinazione delle tensioni principali minime σ_2 post-intervento Osservando la Figura 82 e Figura 83 si nota come l'andamento delle tensioni all'interno del concio sottoposto ad analisi sia abbastanza complicato e diversificato.

Come era prevedibile, visto l'aumento della rigidezza dato dalla creazione dello schermo impermeabilizzante, si assiste ad una concentrazione degli sforzi in prossimità dello schermo di impermeabilizzazione.

Le tensioni massime raggiungono valori di trazione abbastanza elevati dell'ordine di 0.40 MPa in prossimità del piede di monte (Grafico 19), con una diffusione sufficientemente uniforme verso lo schermo. Superata la zona dello schermo, si ha un decremento tensionale fino ai valori massimi di compressione dell'ordine di 0.05 MPa nella zona centrale e sul ciglio di sfioro. Le tensioni massime ricominciano poi ad andare verso sati tensionali di trazione raggiungendo valori di 0.3 MPa in prossimità del paramento di valle.

In merito alle tensioni principali minime (Grafico 20) è possibile notare pressoché lo stesso andamento tensionale con valori di picco ovviamente più bassi. Anche in questo caso la zona maggiormente sollecitata corrisponde alla porzione di concio occupata dallo schermo di impermeabilizzazione. La particolare distribuzione tensionale ottenuta si pensa possa essere verosimilmente imputabile alla variazione della rigidezza complessiva del sistema. La definizione di una regione a rigidezza più elevata (muratura consolidata dello schermo impermeabilizzante), sposta la posizione del centro di rigidezza del sistema variando completamente il comportamento della struttura in presenza di sollecitazione sismica.

Si evidenzia quindi la necessità di uno studio approfondito in tal senso, tale da caratterizzare dinamicamente l'interazione tra schermo impermeabilizzante e corpo murario, valutandone il comportamento in campo non lineare.

Per sopperire al problema dello scompenso di rigidezza creato dalla zona di muratura consolidata, di solito, si interviene effettuando tale tipologia di intervento anche in alcune regioni a valle del corpo diga. Con questa operazione si compensa l'incremento di rigidezza creato a monte, riportando il centro di rigidezza del sistema in una posizione più vantaggiosa dal punto di vista dinamico.

Dalle precedenti evidenze sperimentali, si sottolinea come un intervento della tipologia discussa in tale studio non può essere progettato a priori senza aver effettuato una preliminare analisi del comportamento della struttura pre e post consolidamento del materiale, valutandone tutti gli aspetti e soprattutto studiandone la variazione della risposta strutturale.

Ogni qual volta si modifica l'equilibrio strutturale, variandone le masse e le rigidezze, bisogna accertarsi che tale intervento non pregiudichi rovinosamente la sicurezza nei confronti delle azioni statiche e soprattutto sismiche.

8.4.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche sono state eseguite, anche in questo caso, combinando le tensioni statiche con quelle sismiche calcolate nella condizione di serbatoio pieno alla quota di regolazione.

In questo caso si è considerata la combinazione sismica delle azioni, effettuandola direttamente tramite il codice di calcolo utilizzato in maniera tale da determinare le tensioni principali massime σ_1 e minime σ_2 .

La verifica di resistenza viene condotta confrontando lo stato tensionale biassiale a cui è soggetto l'intero sistema strutturale, dovuto ai carichi statici e sismici, con la resistenza della muratura, per quanto riguarda il corpo diga, e con la resistenza della muratura consolidata, per quanto riguarda lo schermo di impermeabilizzazione. Tale resistenza è rappresentata dalla tensione di rottura in condizione monoassiali di compressione e trazione.

Per l'esecuzione delle verifiche di resistenza si sono utilizzate le stesse modalità del paragrafo precedente, utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb, in corrispondenza delle sezioni orizzontali considerate riportate in Figura 51 nel §5.1.

Si riportano di seguito nel Grafico 21 gli andamenti dell'indice RR al variare dello spessore lungo l'asse Y del sistema di riferimento globale adottato nel modello, per le diverse sezioni di verifica.



Grafico 21 - Valori dell'indice RR lungo le sezioni orizzontali di verifica (SLC - postintervento).

Analizzando il grafico precedente riportante i valori dell'indice RR nelle varie sezioni di verifica, anche in questo caso, come nel caso statico, si assiste ad un decremento dell'indice nella zona occupata dallo schermo impermeabilizzante poiché caratterizzato da resistenze maggiori del materiale.

Il Grafico 21 riporta un andamento anomalo dell'indice RR riferito alla quota minore 302,64 m. Tale quota è sede di maggiori valori di tensione che si concentrano nella zona di imposta tra la fondazione della diga e nella roccia di fondazione dello l'ammorsamento schermo di impermeabilizzazione. Questa evidenza può verosimilmente essere imputata all'influenza della deformazione della roccia di fondazione, che pur non essendo sollecitata dal punto di vista sismico (vedi §6.1), interagisce con l'andamento dello stato tensionale all'interfaccia con il corpo diga e soprattutto con lo schermo di impermeabilizzazione.

Per avere un quadro più rappresentativo di tale zona è necessario un maggiore approfondimento, basato sulla caratterizzazione dell'interfaccia fondazione diga-roccia di imposta (caratterizzazione giunto strutturale) e soprattutto sulla precisa definizione delle caratteristiche del contatto tra roccia e schermo impermeabilizzante. Uno studio più approfondito può essere condotto attraverso l'utilizzo di simulazioni in campo non lineare, in maniera tale da poter studiare compiutamente il comportamento in fase dinamica dello schermo, garantendo in questo modo maggiore attendibilità dei risultati.

Si può infine concludere affermando che, con questo studio a livello preliminare dell'intervento, complessivamente può dirsi assicurata la sicurezza sismica del nuovo sistema strutturale diga-schermo impermeabilizzante.

8.5 Confronto con situazione pre-intervento

In questo paragrafo si riportano le principali differenze di comportamento della diga della Lavagnina, confrontando tra loro la situazione pre-intervento e la situazione post-intervento, sottolineandone gli aspetti positivi e, se presenti, anche quelli negativi legati all'intervento di impermeabilizzazione mediante l'utilizzo di iniezioni di malta cementizia a tutta altezza.

I seguenti confronti verranno fatti, per semplicità di trattazione, solo nella condizione più gravosa di serbatoio alla quota di regolazione nella combinazione di stato limite ultimo.

8.5.1 Comportamento statico

Sostanzialmente dal punto di vista statico si sono notate piccole differenze tra la condizione di stato di fatto e la condizione successiva all'intervento.

Analizzando il confronto tra gli spostamenti massimi lungo la direzione Y del sistema globale di riferimento (Figura 85), è possibile notare come fondamentalmente i valori di spostamento massimo in prossimità del ciglio di sfioro siano i medesimi.

In generale, si può affermare che per la quota corrispondente all'interfaccia digafondazione, si registrano spostamenti minori imputabili alla presenza di un maggiore ammorsamento della struttura con il terreno, dovuto allo schermo di impermeabilizzazione. In questa zona, infatti, si evidenziano spostamenti negativi lungo l'asse Y nel caso post-intervento, a causa della resistenza offerta dal terreno che contrastando lo spostamento della parte infissa dello schermo lo fa leggermente arretrare.



Figura 85 - Confronto spostamenti massimi lungo Y pre e post-intervento (SLUregolazione)

Per quanto riguarda l'andamento delle tensioni principali massime σ_1 e minime σ_2 , come è possibile vedere nelle seguenti figure, abbiamo una rilevante variazione della distribuzione tensionale.



Figura 86 - Confronto tensioni principali massime σ₁ pre e post-intervento (SLUregolazione)

A riguardo delle tensioni principali massime σ_1 (Figura 86), si nota nella situazione post-intervento, l'insorgere di piccole tensioni di trazione in prossimità dello zoccolo di fondazione di monte. In prossimità del ciglio di sfioro lo stato tensionale sembra ridursi verso valori di compressione molto bassi, mentre in corrispondenza dell'interfaccia terreno-diga si assiste ad un importante incremento dello stato tensionale compressivo nella zona dello schermo di impermeabilizzazione.

Per quanto riguarda la parte centrale del concio, la distribuzione tensionale resta pressoché invariata.



Figura 87 - Confronto tensioni principali minime σ_2 pre e post-intervento (SLU-regolazione)

Confrontando l'andamento delle tensioni principali minime σ_2 nella situazione post-intervento (Figura 87), è possibile osservare la presenza di una concentrazione abbastanza evidente delle tensioni nella parte centrale dello schermo di impermeabilizzazione, con uniforme diffusione verso il paramento di monte, ricalcando più o meno la precedente condizione tensionale.

L'aspetto più interessante, però, lo si registra sullo strato corticale del paramento di valle che nella situazione post-intervento risulta completamente scarico e non più soggetto a compressione come era osservabile nella precedente situazione. In conclusione, si può affermare che la presenza dello schermo di impermeabilizzazione altera la distribuzione delle tensioni all'interno del concio facendole concentrare complessivamente attorno alla zona di muratura consolidata. Questa evidenza era già stata ipotizzata prima di effettuare l'analisi, vista la maggiore rigidezza associata alla porzione di muratura consolidata costituente lo schermo di impermeabilizzazione.

8.5.2 Comportamento dinamico

Effettuando il confronto degli effetti delle sollecitazioni sismiche combinate con quelle statiche sul concio oggetto di studio, è possibile rilevare importanti differenze di comportamento tra la condizione antecedente all'intervento e la condizione post-intervento.

Se si analizzano, infatti, gli spostamenti massimi lungo la direzione Y del sistema globale di riferimento (Figura 88), è possibile vedere come nella situazione postintervento, gli spostamenti massimi legati al ciglio di sfioro aumentino fino al valore di 2.8 mm. Anche se la differenza rispetto alla situazione iniziale è abbastanza modesta, tale variazione comunica un aspetto molto importante per il comportamento dinamico: l'incremento di massa nella parte sommitale del concio di diga provoca un aumento dei relativi spostamenti massimi, in accordo con quanto già noto dalla letteratura.



Figura 88 - Confronto tra gli spostamenti prodotti dalla combinazione dei modi in direzione Y pre e post-intervento (SLC-regolazione)

Studiando le frequenze associate ai modi di vibrare più rappresentativi (con massa partecipante rilevante) nella situazione pre e post-intervento è possibile notare delle leggere ma significative differenze. In particolare, nella situazione post-intervento, abbiamo un incremento dei periodi di vibrazione, che pur essendo di lieve entità, nel caso del primo modo di vibrare portano la struttura verso la zona discendente del relativo spettro di progetto elastico (Grafico 4) definito a pag.146 nel §4.5.7, migliorando dunque la risposta dinamica complessiva della struttura, che diviene in questo modo soggetta a minore sollecitazione sismica.

Per gli altri modi principali abbiamo comunque un aumento del valore del periodo, che non è però sufficiente a spostare il comportamento della struttura verso situazioni più vantaggiose dal punto di vista sismico.

	Pre-intervento Post-intervento		Confronto periodi		
Modi Principali 1	Frequenza [Hz]	Frequenza [Hz]	Pre [s]	Post [s]	
	2.899	2.24	0.34	0.45	
2	7.692	6.498	0.13	0.15	
3 5	8.508	8.197	0.12	0.12	
	17.157	15.018	0.06	0.07	
7	19.077	18.101	0.05	0.06	
10	32.829	31.25	0.03	0.03	
12	38.448	34.684	0.03	0.03	

Tabella 33 - Confronto delle frequenze e dei periodi associati ai modi principali di vibrare nella situazione pre e post-intervento

Si può dunque concludere che dal punto di vista degli spostamenti massimi registrati nella condizione post-intervento, se da una parte è vero che essi aumentano sollecitando maggiormente la struttura, dall'altra si ottengono periodo di vibrazione maggiori che delineano un comportamento strutturale più vantaggioso in fase sismica.

Analizzando gli stati tensionali a cui è soggetto il concio di corpo diga a seguito della combinazione delle tensioni statiche e dinamiche (Figura 89 e Figura 90), nella situazione pre e post-intervento, si nota una sostanziale variazione della distribuzione delle tensioni che assume in questo caso un andamento molto particolare.



Figura 89 - Confronto delle tensioni totali σ_x da combinazione tensioni lungo l'asse X (SLC-regolazione)



Figura 90 - Confronto delle tensioni totali σ_y da combinazione tensioni lungo l'asse Y (SLC-regolazione)

Come già evidenziato nel §8.4, si assiste ad una maggiore concentrazione dei valori di tensione massima di trazione nella zona occupata dalla muratura consolidata appartenente allo schermo impermeabilizzante. La presenza dello schermo induce, inoltre, una parzializzazione dei valori di tensione nella zona centrale del concio; si passa infatti da tensioni di trazione nelle zone in prossimità del paramento di monte e di valle, a zone più centrali caratterizzate da sola compressione.

Questo particolare andamento tensionale non si era registrato nella situazione pre-intervento, dove nel concio di diga analizzato si avevano sicuramente valori tensionali minori e soprattutto più uniformemente distribuiti.

Si può concludere che per il caso dinamico, seppure la presenza dello schermo impermeabilizzante aiuti la struttura nel suo comportamento sismico, dal punto di vista tensionale si assiste però ad un incremento dei valori massimi e minimi, con conseguente incremento delle sollecitazioni.

Come suggerito precedentemente nel §8.4, progettando l'intervento di impermeabilizzazione prestando attenzione alle variazioni nel comportamento strutturale e al reciproco posizionamento del centro di massa e centro di rigidezza, si ritiene possibile ottimizzare e migliorare l'andamento tensionale evitando zone di discontinuità molto pericolose per la resistenza della muratura.

8.6 Verifica allo scorrimento post-intervento

La presenza dello schermo di impermeabilizzazione modifica l'interazione che il corpo strutturale della diga ha con la relativa fondazione. Lo schermo, estendendosi nella roccia di fondazione per circa 8 metri in profondità, garantisce maggiori resistenze allo scorrimento a causa della forte interazione che esso ha con il materiale roccioso circostante.

Si precisa che per ottenere un quadro veramente rappresentativo della realtà fisica, sono necessarie alcune informazioni (caratterizzazione ammasso roccioso, grado di fessurazione, famigli e di discontinuità...) non disponibili all'epoca della stesura di tale lavoro.

Nel caso delle verifiche di scorrimento, anche nella situazione post-intervento, si è fatta l'assunzione di diga assimilabile a un corpo rigido, che può scivolare lungo la sua base o su piani in corrispondenza dei giunti o dell'ammasso roccioso di fondazione.

Nel caso in esame, come già fatto per la situazione pre-intervento, per l'esecuzione delle verifiche di scorrimento, si è considerata come quota di verifica limite la quota 302.64 m s.l.m., in corrispondenza della quale si ipotizza il superamento della resistenza. Tale ipotesi semplificativa è stata necessaria per sopperire al problema dell'assenza di dati sufficienti, utili alla caratterizzazione dell'ammasso roccioso in corrispondenza della fondazione. Infatti, nel caso in cui si ipotizzi la rottura in corrispondenza del livello di fondazione, è necessario considerare oltre che la resistenza passiva offerta dalla roccia, anche l'orientamento delle famiglie di discontinuità all'interno dell'ammasso roccioso.

Si sottolinea, inoltre, come l'incertezza associata alla reale diffusione della malta iniettata nella roccia di fondazione, non permetta in questa fase preliminare uno studio approfondito sull'interazione schermo impermeabilizzante-roccia di fondazione.

235

Per l'esecuzione delle verifiche di scorrimento si sono seguite tutte le indicazioni e le prescrizioni normative già citate nel §7.1.

8.6.1 Analisi statiche

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento, nella situazione post-intervento, effettuate per le diverse quote considerando le azioni di tipo statico.

Analisi Statica						
DM14 -	- Quote di verifica [m]					
A1+M1+R1 (STR)	327,66	319,32	310,98	302,64		
Ed [kN/m]	168.57	717.32	1161.13	1632.76		
Rd [kN/m]	1138.64	3377.71	4893.89	6928.39		
Ed < Rd	ОК	ОК	ОК	ОК		

Tabella 34 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione (Analisi statica – post-intervento)

DM14 -	Quote di verifica [m]						
A2+M2+R2 (GEO)	327,66	319,32	310,98	302,64			
Ed [kN/m]	129.67	551.79	893.17	1255.97			
Rd [kN/m]	637.00	1889.63	2737.84	3876.02			
Ed < Rd	ОК	ОК	ОК	ОК			

Come si può osservare dai risultati ottenuti in Tabella 34, la stabilità allo scorrimento è assicurata in fase statica per tutte le superfici di verifica, per entrambi gli approcci normativi.

Con l'introduzione dello schermo impermeabilizzante si sono potute abbattere nettamente le azioni dovute alle sottopressioni scaturite dall'infiltrazione dell'acqua all'interno del paramento murario. Nella situazione post-intervento si nota quindi un notevole miglioramento della stabilità allo scorrimento della
struttura, che in questo caso può esplicare a pieno l'azione resistente dovuta al peso proprio.

8.6.2 Analisi dinamiche

Nel caso delle verifiche in campo dinamico, oltre alle azioni statiche agenti sul corpo diga, bisogna tenere in considerazione il contributo offerto dalle forze di tipo dinamico che nascono durante la sollecitazione sismica.

Tali forze dipendono dall'inerzia offerta dal peso proprio della struttura e dalle forze idrodinamiche agenti sul paramento di monte.

Tutte le azioni dinamiche sono state calcolate secondo le indicazioni già citate nel 7.3, ricavando i valori delle forze d'inerzia della massa muraria Hw e dell'acqua presene nell'invaso Ha, in riferimento al piano di rottura in considerazione. A queste forze si opporrà la resistenza al taglio Ra mobilitata tra la struttura e la superficie di rottura ipotizzata.

Avendo imposto un'accelerazione sismica a_g pari a 0,137 g, valore determinato nel §4.5.7 del Capitolo 4, nella Tabella 35 si riportano i valori relativi alla forza di inerzia della massa muraria e alla forza di inerzia dell'acqua invasata, per la situazione di serbatoio pieno alla quota di regolazione, nella situazione postintervento.

AZIONI		Quota 327,66 m	Quota 319,32 m	Quota 3310,98 m	Quota 302,64 m	
	Inerzia struttura					
ag	[g]		0.137			
Hw	kN/m	119.15	349.67	526.18	797.01	
Inerzia invaso						
γw	kN/m³	10				
Ma	kN/m	142.67	981.24	2571.01	4911.98	
Ha	kN/m	19.55	134.43	352.23	672.94	

Tabella 35 - Forze dinamiche con invaso alla quota di regolazione (post-intervento)

A seguire, si riportano in Tabella 36 i risultati delle verifiche allo scorrimento in condizione di serbatoio pieno alla quota di regolazione, nella situazione postintervento.

Analisi Dinamica						
DM14 -	Quote di verifica [m]					
A1+M1+R1 (STR)	327,66	319,32	310,98	302,64		
Ed [kN/m]	268.36	1035.88	1771.58	2725.92		
Rd [kN/m]	1138.64	3377.71	4893.89	6928.39		
Ed < Rd	ОК	ОК	ОК	ОК		

Tabella 36 - Risultati verifiche allo scorrimento con invaso alla quota di regolazione (Analisi dinamica - post-intervento)

DM14 -	Quote di verifica [m]				
A2+M2+R2 (GEO)	327,66	319,32	310,98	302,64	
Ed [kN/m]	268.36	1035.88	1771.58	2725.92	
Rd [kN/m]	637.00	1889.63	2737.84	3876.02	
Ed < Rd	ОК	ОК	ОК	ОК	

Come è possibile osservare dai risultati ottenuti, anche includendo le forze dinamiche nell'analisi di stabilità allo scorrimento, per tutte le quote esaminate le verifiche risultano soddisfatte.

Ancora una volta la riduzione delle sottospinte migliora nettamente il comportamento nei confronti della stabilità allo scorrimento dello sbarramento, pur essendo in presenza delle azioni dinamiche aggiuntive che in questo caso però non costituiscono criticità.

CONCLUSIONI

La letteratura internazionale in ambito dighe riconosce in generale una buona risposta di queste strutture nei confronti delle azioni sismiche. Negli ultimi decenni, infatti, non si sono registrati crolli o eventi particolarmente critici che hanno interessato le opere di sbarramento presenti sul territorio nazionale.

Tuttavia, l'attenzione per la sicurezza di queste grandi opere deve rimanere alta poiché, pur considerando la buona risposta che le dighe offrono nei confronti delle azioni orizzontali, la maggior parte delle strutture di sbarramento italiane è stata progettata e costruita in tempi in cui la sicurezza sismica non era ancora richiesta, poiché non esisteva una completa e chiara normativa in merito.

In questo studio si è voluta verificare la sicurezza della diga della Lavagnina nei confronti delle azioni statiche e sismiche, con un approccio preliminare, seguendo le prescrizioni normative contenute nel D.M. 26 giugno 2014 (NTD14) con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni NTC18.

La particolare tipologia costruttiva della diga in oggetto, costruita in muratura di pietrame legato assieme da malta idraulica, ha richiesto una preliminare fase di ricerca e studio, come richiesto dalla normativa vigente, per delineare un preciso quadro conoscitivo della struttura indispensabile per il proseguo dello studio. La ricerca documentale ha permesso di comprendere non solo gli aspetti legati alla geometria e al funzionamento dello sbarramento, ma anche tutte le variazioni e gli adattamenti della struttura subiti nel corso degli anni. Si sottolinea, infatti, come questo tipo di opere sia molto spesso oggetto di adeguamenti e modifiche per adattare l'opera alle esigenze del tempo. Attraverso la lettura di alcuni certificati di prova estratti da una campagna indagini svolta sul corpo diga nel 2000 si è potuto caratterizzare meccanicamente i materiali.

Per la realizzazione di questo studio non è stato possibile reperire o accedere a tutte le informazioni utili per condurre le verifiche di sicurezza ad un livello alto di dettaglio e approfondimento.

L'assenza di sufficienti dati inerenti alle variazioni stagionali di temperatura dell'acqua dell'invaso, non ha permesso di svolgere un'analisi termica approfondita per lo sbarramento in oggetto, che comunque si ritiene poco influenzato da tali azioni per via della sua tipologia costruttiva.

Per far fronte all'impossibilità di accedere a tutti i dati di monitoraggio della diga, sia per quanto riguarda gli spostamenti che per quanto riguarda l'andamento delle sottopressioni, si sono assunte alcune ipotesi. Tali ipotesi sono state formulate tenendo in conto di dati relativi a gli sbarramenti limitrofi a quello della Lavagnina, edificati negli stessi anni e con stessa tipologia costruttiva, attraverso i quali è stato possibile procedere ad una preliminare calibrazione del modello di calcolo.

Per la verifica di sicurezza degli sbarramenti di ritenuta, la normativa impone di verificare il comportamento dell'opera nei riguardi degli stati limite di esercizio e ultimi, oltre a verificare la stabilità nei confronti dello scorrimento rispetto a piani orizzontali definiti a diverse quote, considerando il livello di fondazione e il corpo diga. Le verifiche di sicurezza sono state condotte confrontando la resistenza del materiale, desunta dalle risultanze della campagna indagini, con le tensioni calcolate per i diversi stati limite e per la stabilità allo scorrimento allo stato limite ultimo.

Per la modellazione agli elementi finiti e il relativo calcolo è stato utilizzato il codice di calcolo open source Code_Aster attraverso la piattaforma grafica Salomè-Meca, distribuito in licenza LGPL dalla EDF (Electricitè de France). La scelta di un codice open source è legata ai numerosi vantaggi che esso è in grado di assicurare: libertà di utilizzo del software senza l'acquisto di una licenza e soprattutto adattabilità del caso di studio nei confronti del calcolo.

Seguendo i requisiti di accettazione del MIT (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti) è stato realizzato un modello semplificato nelle tre dimensioni partendo dalla sezione maestra della diga della Lavagnina. Questo primo approccio semplificativo di modellazione ha permesso un maggiore controllo dei risultati delle analisi, indispensabile nella validazione dello studio.

Tutte le analisi, sia statiche che dinamiche, sono state condotte in campo elastico-lineare tenendo in conto l'interazione tra struttura muraria della diga e terreno di fondazione, mediante la creazione di un apposito modello di calcolo basato sull'accoppiamento delle due strutture.

Con i risultati dell'analisi statica si è potuta definire una prima base di partenza per il controllo degli spostamenti e delle tensioni, che sono risultati perfettamente rientranti nel campo di variabilità tipico per le opere di sbarramento di questa tipologia. Dall'osservazione dell'andamento degli sforzi principali di tensione, nel caso di serbatoio vuoto, si riconosce che il corpo diga è soggetto ad un diffuso stato tensionale di compressione che varia raggiungendo i valori massimi a monte e i minimi a valle, con una variabilità più accentuata in prossimità del paramento di valle. Rispetto ai requisiti di resistenza imposti allo stato limite non emergono particolari criticità in questo caso. Invece, nella situazione di invaso alla quota di regolazione, si registrano andamenti tensionali differenti dal caso precedente, con valori di picco in compressione registrati al livello della fondazione e decrescenti andando verso quote maggiori. In corrispondenza dello zoccolo di fondazione di monte, si rileva un moderato stato di trazione nel materiale che potrebbe non soddisfare la verifica di resistenza per lo stato limite di esercizio nei confronti della fessurazione.

Effettuando l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta del concio di sbarramento è stato possibile studiarne il comportamento in fase sismica, verificando spostamenti e stati tensionali in termini di sicurezza offerta nei confronti di tali azioni. Dall'esito della combinazione sismica di normativa si sono rilevati importanti stati tensionali di trazione in corrispondenza del paramento di monte. Risulta dunque evidente che la rottura del materiale si può verificare principalmente per trazione, in quanto il livello degli sforzi di compressione si mantiene sempre al di sotto della relativa tensione limite di rottura.

Nei riguardi della stabilità allo scorrimento l'opera è risultata instabile nella quota inferiore di verifica 302,64 m, sia nella condizione statica che dinamica, a causa dell'azione delle sottospinte generate dalla filtrazione dell'acqua nel paramento murario. Si evidenzia, però, che tale risultato è stato ottenuto in mancanza di una approfondita caratterizzazione dei moti di filtrazione all'interno del corpo diga, data l'assenza di informazioni sul sistema di drenaggio e relativo monitoraggio dei livelli piezometrici.

Dopo aver esaminato la sicurezza dello sbarramento ad un livello preliminare di approfondimento, lo studio è proseguito ipotizzando un intervento di miglioramento basato sull'impermeabilizzazione del fronte diga di monte, attraverso delle iniezioni a tutta altezza di malta cementizia impermeabilizzante. A seguito di questo intervento è stato indispensabile verificare l'opera nel nuovo assetto strutturale, soffermandosi sulle eventuali variazioni in fase statica e soprattutto dinamica.

Dopo una prima fase di modellazione dell'intervento, si è passati ad analizzare il comportamento statico del nuovo sistema strutturale rilevando una situazione generale sostanzialmente simile alla condizione pre-intervento, con livelli tensionali però più alti e diversificati in prossimità dello schermo impermeabilizzante. Lo studio risulta interessante dal punto di vista sismico dove si assiste ad una considerevole variazione del comportamento strutturale. Nella condizione postintervento si sono registrati spostamenti massimi maggiori e livelli tensionali molto diversificati, con particolari andamenti in prossimità dello schermo di impermeabilizzazione. Aspetto abbastanza rilevante lo si ritrova nell'incremento dei periodi di vibrazione della struttura con conseguente miglioramento del comportamento sismico globale a seguito dell'attenuazione dell'accelerazione percepita dalla struttura.

La situazione post-intervento è stata analizzata anche dal punto di vista della stabilità allo scorrimento dove però, in questo caso, si è rilevato il completo soddisfacimento delle verifiche sia in campo statico che dinamico. L'intervento di impermeabilizzazione assicura un'efficace barriera contro le infiltrazioni dell'acqua all'interno del corpo diga, riducendo di netto gli effetti negativi delle sottopressioni.

Concludendo si può confermare la sicurezza dello sbarramento dal punto di vista statico e sismico, sia nella condizione di stato di fatto che nel postintervento, visti i risultati delle analisi condotte, evidenziando però la necessità di maggiori approfondimenti atti al miglioramento della conoscenza del comportamento strutturale. L'intero studio, infatti, come proposto dalle normative tecniche, è stato condotto mediante delle analisi in campo elastico lineare. Tale approccio non sempre può ritenersi sufficiente per garantire un adeguato livello di conoscenza nell'ambito delle verifiche di sicurezza delle dighe. Si rende dunque necessario valutare il comportamento dell'opera mediante l'utilizzo di modelli non lineari, in grado di restituire dei risultati più realistici.

Conducendo uno studio in campo non lineare è possibile approfondire la conoscenza del comportamento del materiale e soprattutto del comportamento strutturale dell'interfaccia diga-fondazione; in particolar modo, nella situazione

post-intervento, mediante tali analisi si potrebbe studiare la mutua interazione tra diga, schermo di impermeabilizzazione e terreno di fondazione.

Volendo dunque riassumere i possibili sviluppi futuri, atti ad innalzare l'attuale livello di conoscenza sulla sicurezza dello sbarramento dedotta da questo lavoro, si ritiene necessario:

- 1. Eseguire una caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti il corpo diga con relative prove di laboratorio e in situ, attraverso una campagna indagini progettata per approfondire la conoscenza:
 - a. del materiale roccioso sottostante la fondazione lungo tutto lo sviluppo del piano di imposta della diga;
 - b. del grado di fratturazione e della relativa permeabilità della roccia di fondazione;
 - c. delle caratteristiche del giunto strutturale tra corpo diga e fondazione e della relativa permeabilità all'acqua.
- Acquisire i dati di monitoraggio sugli spostamenti del corpo diga, analizzando in particolare i valori registrati a seguito di eventi sismici con epicentro nelle zone limitrofe alla zona di costruzione della diga.
- Acquisire i dati di monitoraggio delle temperature stagionali dell'acqua di invaso per poter effettuare un'analisi termica completa e approfondita, in grado di stimare il comportamento della struttura nei confronti degli stati di coazione termica.
- Acquisire i dati dei piezometri presenti all'interno del corpo diga per una valutazione ponderata e più accurata dell'andamento delle sottopressioni generate dalle eventuali infiltrazioni di acqua nel paramento murario.
- 5. Eseguire le analisi di sicurezza in campo statico e sismico mediante l'utilizzo di un approccio non lineare, studiando in particolar modo il comportamento dei giunti strutturali e delle interfacce a contatto.

APPENDICE A

In questo capitolo si riportano i principali file di comando utilizzati per la compilazione del codice di calcolo Code_Aster impiegato per svolgere le diverse analisi. In essi è possibile osservare la definizione dei parametri fondamentali, le azioni di calcolo adottate e il tipo di analisi svolta.

A.1 File di comando analisi statica

Il file di comando di seguito riportato è stato utilizzato per la determinazione del comportamento statico del sistema diga-fondazione, sottoposta ai carichi statici, tramite l'analisi statica lineare.

Nel caso riportato sono stati considerati i carichi che agiscono sulla struttura nella situazione di serbatoio pieno alla quota di regolazione. Nel caso in cui si vuole studiare la situazione di serbatoio vuoto, è possibile utilizzare lo stesso file di comando, escludendo gli effetti relativi ai carichi idrostatici.

```
FILE DI COMANDO ANALISI STATICA – SERBATOIO ALLA QUOTA DI REGOLAZIONE

DEBUT ();

LANG='EN')

dam = LIRE_MAILLAGE(identifier=u'1:1',

FORMAT='MED',

UNITE=20)

terra = LIRE_MAILLAGE(identifier=u'2:1',

FORMAT='MED',

UNITE=2)
```

mesh2 = ASSE_MAILLAGE(identifier=u'3:1',

MAILLAGE_1=dam,

MAILLAGE_2=terra,

OPERATION='SUPERPOSE')

model = AFFE_MODELE(identifier=u'4:1',

AFFE=_F(MODELISATION=('3D',),

PHENOMENE='MECANIQUE',

TOUT='OUI'),

MAILLAGE=mesh2)

murat = DEFI_MATERIAU(identifier=u'5:1',

ELAS=_F(E=8500.0,

NU=0.3,

RHO=2.15e-09))

serpent = DEFI_MATERIAU(identifier=u'6:1',

ELAS=_F(E=88500.0,

NU=0.2,

RHO=2.617e-09))

fieldmat = AFFE_MATERIAU(identifier=u'7:1',

AFFE=(_F(GROUP_MA=('vol_diga',),

MATER=(murat,)),

_F(GROUP_MA=('v_terreno',),

MATER=(serpent,))),

MAILLAGE=mesh2)

idro = DEFI_FONCTION(identifier=u'8:1',

NOM_PARA='Z',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='EXCLU',

VALE=(2604.489855, 0.31, 31709.867553, 0.0))

ghia = DEFI_FONCTION(identifier=u'9:1',

NOM_PARA='Z',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='CONSTANT',

VALE=(31499.0, 0.0, 31500.0, 0.15, 31700.0, 0.15, 31701.0, 0.0))

downpres = DEFI_FONCTION(identifier=u'10:1',

NOM_PARA='Y',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='EXCLU',

VALE=(0.0, 0.31, 39036.022803, 0.0))

funct_pp = DEFI_FONCTION(identifier=u'11:1',

INTERPOL=('LIN',),

NOM_PARA='INST',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='CONSTANT',

VALE=(1.0, 1.3, 2.0, 1.3, 3.0, 1.3, 4.0, 1.3))

funct_id = DEFI_FONCTION(identifier=u'12:1',

INTERPOL=('LIN',),

NOM_PARA='INST',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='CONSTANT',

VALE=(1.0, 1.3, 2.0, 1.3, 3.0, 1.3, 4.0, 1.3))

func_sp = DEFI_FONCTION(identifier=u'13:1',

INTERPOL=('LIN',),

NOM_PARA='INST',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='CONSTANT',

VALE=(1.0, 1.3, 2.0, 1.3, 3.0, 1.3, 4.0, 1.3))

func_ghi = DEFI_FONCTION(identifier=u'14:1',

INTERPOL=('LIN',),

NOM_PARA='INST',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='CONSTANT',

VALE=(1.0, 1.5, 2.0, 1.5, 3.0, 1.5, 4.0, 1.5))

listr = DEFI_LIST_REEL(identifier=u'15:1',

DEBUT=1.0,

INTERVALLE=_F(JUSQU_A=4.0,

PAS=1.0),

TITRE='Comb_carichi')

BC = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'16:1',

DDL_IMPO=(_F(DX=0.0,

DY=0.0,

DZ=0.0,

GROUP_MA=('base',),

LIAISON='ENCASTRE'),

_F(DY=0.0,

DZ=0.0,

GROUP_MA=('lateral_terreno',))),

MODELE=model)

press = AFFE_CHAR_MECA_F(identifier=u'17:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('paramonte',),

PRES=idro))

grav = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'18:1',

MODELE=model,

PESANTEUR=_F(DIRECTION=(0.0, 0.0, -1.0),

GRAVITE=9810.0,

GROUP_MA=('vol_diga',)))

ghiaccio = AFFE_CHAR_MECA_F(identifier=u'19:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('paramonte',),

PRES=ghia))

sottpres = AFFE_CHAR_MECA_F(identifier=u'20:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('fondazione',),

PRES=downpres))

press1 = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'21:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('zocc',),

PRES=0.32))

combine = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'22:1',

LIAISON_MAIL=_F(GROUP_MA_ESCL=('fondazione',),

GROUP_MA_MAIT=('v_terreno',),

TYPE_RACCORD='MASSIF'),

MODELE=model)

statica = MECA_STATIQUE(identifier=u'23:1',

CHAM_MATER=fieldmat,

EXCIT=(_F(CHARGE=BC),

_F(CHARGE=press),

_F(CHARGE=grav),

_F(CHARGE=ghiaccio),

_F(CHARGE=sottpres),

_F(CHARGE=press1),

_F(CHARGE=combine)),

MODELE=model)

statica = CALC_CHAMP(identifier=u'24:1',

reuse=statica,

CONTRAINTE=('SIGM_ELNO', 'SIGM_NOEU'),

CRITERES=('SIEQ_ELNO', 'SIEQ_NOEU'),

FORCE=('REAC_NODA',),

RESULTAT=statica)

IMPR_RESU(identifier=u'25:1',

FORMAT='MED',

RESU=_F(GROUP_MA=('vol_diga',),

MAILLAGE=mesh2,

NOM_CHAM=('SIGM_ELNO', 'SIGM_NOEU', 'SIEQ_ELNO', 'SIEQ_NOEU', 'REAC_NODA', 'DEPL'),

RESULTAT=statica),

UNITE=80)

IMPR_RESU(identifier=u'26:1',

FORMAT='MED',

RESU=_F(GROUP_MA=('v_terreno',),

MAILLAGE=mesh2,

NOM_CHAM=('DEPL', 'SIGM_ELNO', 'SIGM_NOEU', 'SIEQ_ELNO', 'SIEQ_NOEU', 'REAC_NODA'),

RESULTAT=statica),

UNITE=3)

FIN ()

A.2 File di comando analisi dinamica lineare

Il file di comando di seguito riportato permette di calcolare la risposta del sistema tramite l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta. Si riporta il listato utilizzato per la situazione di serbatoio pieno alla quota di regolazione. Per il caso di serbatoio vuoto è necessario semplicemente escludere dalle analisi le azioni dovute all'azione dell'acqua di invaso.

Nel file di comando è possibile notare i comandi che hanno permesso di determinare i modi di vibrare e di selezionare quelli più significativi in funzione dei requisiti richiesti dalla normativa (massa partecipante per il singolo modo superiore al 5%).

Nel caso dell'analisi dinamica lineare, poiché le azioni vengono combinate secondo la combinazione eccezionale, che non prevede l'applicazione dei coefficienti di sicurezza, è possibile eseguire la combinazione delle tensioni statiche e dinamiche direttamente dal file di comando.

```
FILE DI COMANDO ANALISI MODALE - SERBATOIO ALLA QUOTA DI REGOLAZIONE
DEBUT();
diga = LIRE_MAILLAGE(identifier=u'1:1',
        FORMAT='MED',
        UNITE=5)
terreno = LIRE_MAILLAGE(identifier=u'2:1',
        FORMAT='MED',
        UNITE=2)
mesh = ASSE_MAILLAGE(identifier=u'3:1',
        MAILLAGE_1=diga,
        MAILLAGE_2=terreno,
        OPERATION='SUPERPOSE')
model = AFFE_MODELE(identifier=u'4:1',
        AFFE=_F(MODELE('3D',));
```

PHENOMENE='MECANIQUE',

TOUT='OUI'),

MAILLAGE=mesh)

muratura = DEFI_MATERIAU(identifier=u'5:1',

ELAS=_F(E=8500.0,

NU=0.3,

RHO=2.15e-09))

serpent = DEFI_MATERIAU(identifier=u'6:1',

ELAS=_F(E=88500.0,

NU=0.2,

RHO=1e-14))

material = AFFE_MATERIAU(identifier=u'7:1',

AFFE=(_F(GROUP_MA=('vol_diga',),

MATER=(muratura,)),

_F(GROUP_MA=('v_terreno',),

MATER=(serpent,))),

MAILLAGE=mesh)

idro_st = DEFI_FONCTION(identifier=u'8:1',

NOM_PARA='Z',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='EXCLU',

VALE=(2604.489855, 0.31, 31709.867553, 0.0))

list = DEFI_LIST_REEL(identifier=u'9:1',

DEBUT=2604.489856,

INTERVALLE=_F(JUSQU_A=31709.867553,

NOMBRE=200))

c = FORMULE(identifier=u'10:1',

NOM_PARA=('Z',),

VALE='0.001484*(((31709.867553-Z)/29105.377698)*(2-((31709.867553-Z)/29105.377698))+sqrt(((31709.867553-Z)/29105.377698)*(2-((31709.867553-Z)/29105.377698))))')

sism = CALC_FONC_INTERP(identifier=u'11:1',

FONCTION=c,

INTERPOL=('LIN',),

LIST_PARA=list,

NOM_PARA='Z',

NOM_RESU='DYNPRESS',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='EXCLU')

spectr = LIRE_FONCTION(identifier=u'12:1',

INTERPOL=('LOG',),

NOM_PARA='FREQ',

PROL_DROITE='CONSTANT',

UNITE=7)

func2d = DEFI_NAPPE(identifier=u'13:1',

FONCTION=(spectr,),

INTERPOL=('LOG',),

NOM_PARA='AMOR',

PARA=(0.05,))

downpres = DEFI_FONCTION(identifier=u'14:1',

NOM_PARA='Y',

PROL_DROITE='EXCLU',

PROL_GAUCHE='EXCLU',

VALE=(0.0, 0.31, 39036.022803, 0.0))

ghiaccio = DEFI_FONCTION(identifier=u'15:1',

NOM_PARA='Z',

PROL_DROITE='CONSTANT',

PROL_GAUCHE='CONSTANT',

VALE=(31499.0, 0.0, 31500.0, 0.15, 31700.0, 0.15, 31701.0, 0.0))

BC = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'16:1',

DDL_IMPO=(_F(DX=0.0,

DY=0.0,

DZ=0.0,

GROUP_MA=('base',)),

_F(DZ=0.0,

GROUP_MA=('lateral_terreno',))),

MODELE=model)

gravity = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'17:1',

MODELE=model,

PESANTEUR=_F(DIRECTION=(0.0, 0.0, -1.0),

GRAVITE=9810.0,

GROUP_MA=('vol_diga',)))

sism_c = AFFE_CHAR_MECA_F(identifier=u'18:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('paramonte',),

PRES=sism))

press_st = AFFE_CHAR_MECA_F(identifier=u'19:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('paramonte',),

PRES=idro_st))

sp_ghiac = AFFE_CHAR_MECA_F(identifier=u'20:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('paramonte',),

PRES=ghiaccio))

sott_pre = AFFE_CHAR_MECA_F(identifier=u'21:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('fondazione',),

PRES=downpres))

combine = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'22:1',

LIAISON_MAIL=_F(GROUP_MA_ESCL=('fondazione',),

GROUP_MA_MAIT=('v_terreno',),

TYPE_RACCORD='MASSIF'),

MODELE=model)

invaso = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'23:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('id_alveo',),

PRES=0.32))

p_zocc = AFFE_CHAR_MECA(identifier=u'24:1',

MODELE=model,

PRES_REP=_F(GROUP_MA=('zocc',),

PRES=0.31))

ASSEMBLAGE(identifier=u'25:1',

CHAM_MATER=material,

CHARGE=(BC, combine),

MATR_ASSE=(_F(MATRICE=CO('Rigid'),

OPTION='RIGI_MECA'),

_F(MATRICE=CO('Mass'),

OPTION='MASS_MECA')),

MODELE=model,

NUME_DDL=CO('nddl'),

TITRE='assemblaggio')

statical = MECA_STATIQUE(identifier=u'26:1',

CHAM_MATER=material,

EXCIT=(_F(CHARGE=BC),

_F(CHARGE=gravity),

_F(CHARGE=sism_c),

_F(CHARGE=press_st),

_F(CHARGE=sott_pre),

_F(CHARGE=p_zocc),

_F(CHARGE=combine),

_F(CHARGE=invaso)),

MODELE=model)

sigm_sta = CALC_CHAMP(identifier=u'27:1',

CHAM_MATER=material,

CONTRAINTE=('SIEF_ELGA',),

RESULTAT=statical)

ch_stat = CREA_CHAMP(identifier=u'28:1',

NOM_CHAM='SIEF_ELGA',

OPERATION='EXTR',

RESULTAT=sigm_sta,

TYPE_CHAM='ELGA_SIEF_R')

Modale = CALC_MODES(identifier=u'31:1',

CALC_FREQ=_F(NMAX_FREQ=20),

MATR_MASS=Mass,

MATR_RIGI=Rigid,

NORM_MODE=_F(NORME='MASS_GENE'),

OPTION='PLUS_PETITE',

SOLVEUR=_F(METHODE='MUMPS'),

SOLVEUR_MODAL=_F(METHODE='SORENSEN'))

modi_ext = EXTR_MODE(identifier=u'32:1',

FILTRE_MODE=_F(CRIT_EXTR='MASS_EFFE_UN',

MODE=Modale,

SEUIL=0.05),

IMPRESSION=_F(CRIT_EXTR='MASS_EFFE_UN',

CUMUL='OUI'))

modes = COMB_SISM_MODAL(identifier=u'33:1',

AMOR_REDUIT=(0.05,),

COMB_MODE=_F(TYPE='CQC'),

EXCIT=_F(AXE=(0.0, 1.0, 0.0),

ECHELLE=9810.0,

NATURE='ACCE',

SPEC_OSCI=func2d),

MODE_MECA=modi_ext,

MONO_APPUI='OUI',

OPTION=('DEPL',))

sig_dyn = CALC_CHAMP(identifier=u'34:1',

CHAM_MATER=material,

CONTRAINTE=('SIEF_ELGA',),

EXCIT=_F(CHARGE=BC),

RESULTAT=modes)

ch_dyn = CREA_CHAMP(identifier=u'35:1',

NOM_CHAM='SIEF_ELGA',

OPERATION='EXTR',

RESULTAT=sig_dyn,

TYPE_CHAM='ELGA_SIEF_R')

comb_ten = CREA_CHAMP(identifier=u'36:1',

ASSE=(_F(CHAM_GD=ch_stat,

COEF_R=1.0,

CUMUL='OUI',

TOUT='OUI'),

_F(CHAM_GD=ch_dyn,

COEF_R=1.0,

CUMUL='OUI',

TOUT='OUI')),

MODELE=model,

OPERATION='ASSE',

TYPE_CHAM='ELGA_SIEF_R')

Comb_ten = CREA_RESU(identifier=u'37:1',

AFFE=_F(CHAM_GD=comb_ten,

NUME_MODE=20),

NOM_CHAM='SIEF_ELGA',

OPERATION='AFFE',

TYPE_RESU='MODE_MECA')

IMPR_RESU(identifier=u'38:1',

FORMAT='MED',

RESU=(_F(GROUP_MA=('vol_diga',),

MAILLAGE=mesh,

NOM_CHAM=('SIEF_ELGA', 'DEPL'),

RESULTAT=Comb_ten),

_F(MAILLAGE=mesh,

NOM_CHAM=('DEPL', 'SIEF_ELGA'),

RESULTAT=modes)),

UNITE=3)

IMPR_RESU(identifier=u'39:1',

FORMAT='MED',

RESU=_F(MAILLAGE=mesh,

NOM_CHAM=('DEPL', 'SIEF_ELGA'),

RESULTAT=modi_ext),

UNITE=4)

FIN();

APPENDICE B

Nel presente capitolo si riportano le tabelle di calcolo realizzate con il software Excel, utilizzate nell'analisi di stabilità allo scorrimento, nella situazione pre e post-intervento, i cui risultati sono consultabili nel Capitolo 7 e nel §8.6.

B.1 Stabilità allo scorrimento pre-intervento

AZIONI		Quota 327,66 m	Quota 319,32 m	Quota 3310,98 m	Quota 302,64 m	
			Peso proprio			
A_{quota}	m²	40.16	118.13	178.06	270.01	
γ _{mur}	kN/m³		21	5		
W_{pp}	kN/m	863.44	2539.795	3828.29	5805.215	
			Carico idrostatico)		
γw	kN/m³	10				
h	m	5.14	13.48	21.82	30.16	
Р	kPa	51.4	134.8	218.2	301.6	
S_{idr}	kN/m	132.10	562.12	909.89	1257.67	
α	rad	0.192	0.192	0.192	0.052	
Sh	kN/m	129.67	551.79	893.17	1255.97	
Sv	kN/m	25.21	107.26	173.63	65.37	
Sottopressioni						
Р	kPa	51.40	134.80	218.20	301.60	
L_b	m	10.84	17.48	25.22	35.2	
Sv	kN/m	278.59	1178.15	2751.50	5308.16	

Analisi statica

Sollecitazioni						
F _v [kN/m]	888.65	2647.06	4001.92	5870.58		
F _h [kN/m]	129.67	551.79	893.17	1255.97		
U [kN/m]	278.59	1178.152	2751.502	5308.16		

Analisi dinamica

AZIONI		Quota 327,66	Quota 319,32	Quota 3310,98	Quota 302,64	
		m	m	m	m	
			Inerzia struttura			
ag	[g]		0.1	137		
Hw	kN/m	118.29	347.95	524.48	795.31	
			Inerzia invaso			
γw	kN/m³		10			
M_{a}	kN/m	142.67	981.24	2571.01	4911.98	
Ha	kN/m	19.55	134.43	352.23	672.94	
	Sollecitazioni					
F _v [kN/m]		888.65	2647.06	4001.92	5870.58	
F _h [kN/m]		267.51	1034.17	1769.88	2724.23	
U	[kN/m]	278.588	1178.152	2751.502	5308.16	

B.2 Stabilità allo scorrimento post-intervento

Nel calcolo della situazione in esame, si è tenuto conto del peso della muratura consolidata e dell'effettiva superficie soggetta a sottopressioni di entità ridotta in confronto alla situazione pre-intervento.

AZIONI		Quota 327,66	Quota 319,32	Quota 3310,98	Quota 302,64		
		m	m	m	m		
Peso proprio							
A_{quota}	m²	27.66	93.1	153.16	245.24		
$A_{schermo}$	m²	12.5	25.03	24.9	24.77		
γ _{mur}	kN/m³		21	5			
γ _{cons} .	kN/m³		22	2.0			
W_{pp}	kN/m	869.69	2552.31	3840.74	5817.6		
			Carico idrostatico	1			
γw	kN/m³		10				
h	m	5.14	13.48	21.82	30.16		
Р	kPa	51.4	134.8	218.2	301.6		
S_{idr}	kN/m	132.10	562.12	909.89	1257.67		
α	rad	0.192	0.192	0.192	0.052		
S_h	kN/m	129.67	551.79	893.17	1255.97		
Sv	kN/m	25.21	107.26	173.63	65.37		
			Sottopressioni				
Р	kPa	51.40	134.80	218.20	301.60		
L_b	m	0.74	0.91	2.29	3.67		
Sv	kN/m	19.02	61.33	249.84	553.44		
Sollecitazioni							
F _v [kN/m]		894.90	2659.57	4014.37	5882.97		
F _h [kľ	\/m]	129.67	551.79	893.17	1255.97		
U [kl	N/m]	19.02	61.334	249.84	553.44		

Analisi statica

Analisi dinamica

AZIONI		Quota 327,66	Quota 319,32	Quota 3310,98	Quota 302,64
		m	m	m	m
			Inerzia struttura		
a _g	[g]		0.1	.37	
Hw	kN/m	119.15	349.67	526.18	797.01
			Inerzia invaso		
γw	kN/m³		10		
Ma	kN/m	142.67	981.24	2571.01	4911.98
Ha	kN/m	19.55	134.43	352.23	672.94
			Sollecitazioni		
F _v [kN/m]		894.90	2659.57	4014.37	5882.97
F _h [kN/m]		268.36	1035.88	1771.58	2725.92
U	[kN/m]	19.018	61.334	249.839	553.436

BIBLIOGRAFIA

[1] Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni", Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Gennaio 2018

[2] Decreto Ministeriale 26 giugno 2014. Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sharramenti di ritenuta (dighe e traverse). Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Giugno 2014

[3] A. Lanzi, P. Paoliani. Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui D.M. 26.02.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18). Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Luglio 2018

[4] U. Ravaglioli. Le dighe di pietrame e conglomerato in Italia. ITCOLD.

[5] Gruppo di Lavoro ITCOLD. La gestione dell'interrimento dei serbatoi artificiali italiani. ITCOLD, 2009

[6] C. Datei. Introduzione allo studio delle dighe. Edizioni Libreria Cortina, Padova, 1980.

[7] H.M. Westergaard. *Water Pressure on Dam during Earthquakes*. Transactions of A.S.C.E. 1933

[8] C.N. Zangar. Hydrodinamic Pressure on Dam due to Horizontal Earthquake Effects. U.S. Bureau of Reclamation, 1953

[9] USACE, EM 1110-2-2200. *Gravity dam design*. Washington DC, USA: US Army Corps of Engineers. 1995

[10] I. Racca. *Analisi tridimensionale della diga di Ceresole Reale*. Tesi di Laurea. Relatori Prof. M. Barbero, Prof. F. Barpi, Prof. C. Fidelibus, Ing. N. Brizzo, Ing. C. Cavallo. Politecnico di Torino. Dicembre 2013.

[11] S. Ferro. *Analisi dinamica di dighe a gravità con l'utilizzo di codici open source*. Tesi di Laurea. Relatori Prof. Ing. Monica Barbero, Prof. Ing. Fabrizio Barpi, Ing. Giovanna Piovano. Politecnico di Torino. Dicembre 2015.

[12] M. Borgna. Utilizzo del codice FEM Code-Aster per la modellazione di strutture in ingegneria civile. Tesi di Laurea. Relatore Prof. S. Invernizzi. Politecnico di Torino. Dicembre 2018.

[13] Code_Aster Documentation, www.code-aster.org, 20/06/2019

[14] Alfredo Marazio et al. Tecniche e realizzazioni italiane per il monitoraggio delle dighe e delle loro fondazioni. Bollettino ICOLD n°1. ICOLD. 1988

[15] Geotechnical and Engineering Testing srl. Studi geologici ed indagini geognostiche relative alle dighe del Gorzente e della Lavagnina Inferiore. Rapporti di prova sui materiali – Genova, 2000

[16] ADFG-DISEG – Convenzione n°280/99, Rapporto Finale -Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISEG) dell'Università degli studi di Genova. Genova, Dicembre 2000

[17] ANIDEL. Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani. Volume 6. ANIDEL. Roma 1951

[18] G. Petrucci. Lezioni di Costruzione di Macchine - Criteri di resistenza. Dispense del corso. Università degli Studi di Palermo. 2019

[19] G. Colombo. Manuale dell'ingegnere. Cap. H3-10. Hoepli, 2012

[20] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 – Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. 2019

[21] G. Ruggeri. Sliding Safety on Existing Gravity Dams, Final Report. ICOLD, 2004.

[22] A.K. Chopra, G. Fenves. *Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams*. Journal of Structural Engineering v.113. Agosto 1987

[23] G. Lo Presti. Valutazione sismica della diga secondaria di Ceresole Reale (TO). Tesi di Laurea. Relatori Prof.ssa M. Barbero, Prof. F. Barpi, Ing. G. Piovano, Ing. N. Brizzo. Politecnico di Torino, Dicembre 2016.

[24] Norma UNI EN 12504-1:2009. Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 1: Carote - Prelievo, esame e prova di compressione. 14 maggio 2009

[25] ASTM D7400 / D7400M - Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing. 2019

[26] ASTM D4428 / D4428M - Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing. 2007

[27] J.P. Aubry. Beginning with Code_Aster A practical introduction to finite element method using Code_Aster Gmsh and Salome. Version 1.1.1. 2013

[28] D.M. LL.PP. 24 marzo 1982, Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento. Ministero dei lavori pubblici. 1982

[29] Olek C Zienkiewicz e Robert L Taylor. Finite Element Method. 2005

[30] R. Berardi. *Dispense di meccanica delle rocce e degli ammassi rocciosi*. Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova. 2019

[31] Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

[32] A. K. Chopra. Dynamics of Structures. Prentice Hall. 2012.

SITOGRAFIA

Cugnoni, J. caltek.net. Dicembre 2018. https://caltek.net/caelinux-2018.

Cugnoni, Joël. Caelinux. 4 Gennaio 2019. https://www.caelinux.com.

- F. Fumanti, Leonello Serva. L'Astrolabio. 31 Marzo 2015. http://astrolabio.amicidellaterra.it/node/688.
- Facchini, Duccio. *Altreconomia*. 1 Dicembre 2018. https://altreconomia.it/futuro-grandi-dighe/.

Ghinami, Ing. Luigi A. Dighe.eu. s.d. www.dighe.eu/storia.

Giliberto, Jacopo. Il Sole 24 Ore. s.d. https://www.ilsole24ore.com.

GIT. www.gruppoing.to.it. 2019.

INGAM. ingam.com. s.d. http://www.ingam.com/dighe/le-dighe.html.

INGV. http://esse1-gis.mi.ingv.it;. 2019.

- Kitware. www.paraviw.org. 2019.
- Marangoni, Alessandro. R*ienergia*. 6 Giugno 2017. https://rienergia.staffettaonline.com.
- Piemonte,Regione.sistemapiemonte.it.s.d.http://www.sistemapiemonte.it/territorio/dighe/.
- Tedesco,ElvisDel.ProgettoDighe.s.d.https://www.progettodighe.it/main/tecnica/article/il-corpo-della-diga.

Valesini, Simone. Repubblica.it. s.d. https://www.repubblica.it/scienze.

www.arpa.piemonte.it. 2019.

www.regione.piemonte.it. 2019.

www.treccani.it/enciclopedia. 2019.

www.wikipedia.org. s.d.

RINGRAZIAMENTI

Colgo l'occasione per porgere i miei più sentiti ringraziamenti per la realizzazione di questo lavoro di tesi in primis al mio relatore Prof. Ing. Fabrizio Barpi, per la sua costante e continua presenza durante tutte le fasi che mi hanno visto impegnato nella realizzazione di questo studio.

Ringrazio Gruppo Ingegneria Torino, nella figura dell'Ing. Cristiano Cavallo, per avermi dato la possibilità di vivere questa esperienza di progettazione e voglio ringraziare in particolare l'Ing. Luigi Antonio Di Carlo e l'Ing. Roberto Secchi per avermi donato parte della loro esperienza, guidandomi durante le fasi tecniche del lavoro.

Infine, vorrei ringraziare la mia famiglia e tutte le persone a me care per avermi accompagnato e soprattutto sostenuto durante questi anni di studio e duro impegno, aiutandomi nel raggiungere uno dei tanti traguardi della mia vita.