

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi del degrado e del comportamento sismico di piccoli invasi

Relatori prof. Bernardino Chiaia prof. Valerio De Biagi

> **Candidata** Daria Daniele

Dicembre 2018

Indice

Elenco delle figure				
El	enco	delle ta	ıbelle	8
1	Inva	isi di pi	iccole dimensioni	10
	1.1	Quadr	o normativo	10
	1.2	Genera	alità	11
	1.3	Proget	tazione	13
		1.3.1	Portata di progetto e dispositivi di scarico	13
		1.3.2	Scelta del tipo di diga e criteri di esclusione	13
		1.3.3	Verifica agli stati limite	14
	1.4	Classif	ficazione dighe	17
	1.5	Dighe	di calcestruzzo	18
		1.5.1	Dighe a gravità	18
		1.5.2	Dighe a volta	26
	1.6	Dighe	di materiali sciolti	39
		1.6.1	Dighe omogenee	40
2	Dete	erioran	iento dighe in calcestruzzo	43
	2.1	Genera	alità	43
	2.2	Invecc	hiamento della diga	45
		2.2.1	Processi legati alla stabilità delle fondazioni	46
		2.2.2	Processi relativi al corpo diga	48
3	Azio	one sisr	nica	55
	3.1	Genera	alità	55
		3.1.1	Sismicità e tettonica delle placche	57
		3.1.2	Onde sismiche	59
		3.1.3	Misura dei terremoti	62
	3.2	Effetti	dell'azione sismica sulle dighe	65
		3.2.1	Metodi di calcolo per l'azione sismica	65
		3.2.2	Metodi di calcolo per l'analisi dell'interazione fluido-struttura .	68

	3.3	Il rischio sismico	72
4	Siste	emi di monitoraggio	81
	4.1	Generalità	81
	4.2	Ispezioni visive	83
	4.3	Indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali	83
	4.4	Monitoraggio statico	85
		4.4.1 Inclinometri	86
		4.4.2 Rilievo topografico	88
		4.4.3 Rilievo laser scanner	94
5	Case	o studio	97
	5.1	Analisi effettuate	101
	5.2	Modellazione FEM	102
	5.3	Analisi statica	103
	5.4	Analisi sismica	106
		5.4.1 Analisi agli autovalori	106
		5.4.2 Spettro di risposta	109
		5.4.3 Azioni inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio	115
		5.4.4 Verifiche	116
	5.5	Modellazione con fondazioni	117
	5.6	Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica	128
	5.7	Conclusioni	136
6	Con	clusioni	139
Bi	Bibliografia 143		

Elenco delle figure

1.1	Grandezze caratterizzanti una diga.	12
1.2	Combinazioni di carico, da [3].	17
1.3	Sezione trasversale teorica di una diga a gravità: triangolo fondamentale	
	di Rankine	19
1.4	Diagramma delle tensioni dovute alla sola forza peso.	20
1.5	Risultante delle forze e nocciolo centrale di inerzia	20
1.6	Diagramma delle tensioni dovute alla forza speso e alla spinta idrosta-	
	tica dell'acqua.	21
1.7	Profilo teorico completato con un coronamento in testa	21
1.8	Costruzione del profilo del coronamento.	22
1.9	Peso del coronamento e risultante delle forze.	22
1.10	Andamento delle pressioni normali dovute alla forza peso.	23
1.11	Spinta dell'acqua alla quota di massimo invaso e alla quota di massima	
	regolazione, rispettivamente.	23
1.12	Andamento acqua di infiltrazione in assenza e in presenza di canne di	
	drenaggio	23
1.13	Andamento delle sottopressioni da considerare, secondo [4]	24
1.14	Andamento tensioni normali	25
1.15	Elemento prismatico da considerare per il calcolo delle tensioni princi-	
	pali sul paramento di monte	25
1.16	Sezione trasversale diga ad arco:mensola verticale incastrata alla base	27
1.17	Sezione orizzontale diga ad arco: archi orizzontali incastrati nelle pareti.	28
1.18	Anello generico sottoposto alla pressione p_e	28
1.19	Cilindro intero sottoposto alla pressione p_e	28
1.20	Deformata dell'arco	29
1.21	Incognite iperstatiche per il calcolo di H.	30
1.22	Schema statico per il calcolo di V_P	30
1.23	Schema statico per il calcolo di H_P	30
1.24	Schema per il calcolo della rotazione infinitesima di un concio	31
1.25	Schema per il calcolo dello spostamento della corda	31
1.26	Schema per il calcolo dell'accorciamento ΔL	32
1.27	Caratteristiche di sollecitazione in una sezione generica	32

1.28	Sezione di incastro e in chiave
1.29	Diga ad arco gravità.
1.30	Suddivisione della diga in archi e mensole.
1.31	Diga ad arco gravità come parte di un serbatoio.
1.32	Geometria di un arco orizzontale.
1.33	Geometria di una mensola verticale
1.34	Caratteristiche di sollecitazione della mensola verticale
1.35	Ripartizione carico idrostatico, da [7]
1.36	Ripartizione del carico idrostatico in varie ipotesi, da [7]
1.37	Generica sezione trapezoidale di una diga in materiali sciolti con filtro
	a parete verticale.
1.38	Linea di saturazione del filtro artificiale.
1.39	Linea di saturazione del filtro reale.
1.40	Rete idrodinamica
3.1	Meccanismo del rimbalzo elastico in una successione di schemi.
3.2	Diagramma sforzo-deformazione.
3.3	lpocentro ed epicentro.
3.4	Interno della Terra.
3.5	Distribuzione mondiale ipocentri.
3.6	Mosaico di placche in cui risulta suddivisa la litosfera, da [29]
3.7	Onde di volume, da [29]. \ldots
3.8	
3.9	Distribuzione di massa sul paramento di monte.
3.10	Modalità di rottura considerate per valutare V_S : scorrimento (a), ribal-
0.11	tamento (b), eccessivo stato tensionale (c); da $[14]$.
3.11	Condizioni limite riguardanti lo stato tensionale in una diga di calce-
	struzzo, da [14].
4.1	Angolo di direzione
4.2	Angolo azimutale.
4.3	Angolo zenitale.
4.4	Distanza
4.5	Dislivello
4.6	Schema teodolite.
5.1	Dettaglio della Carta Tecnica Regionale della zona di interesse (Sezioni
	225030 e 225070)
5.2	Impianto idroelettrico di San Giacomo.
5.3	Ortofoto del bacino di carico dell'impianto idroelettrico di San Giacomo.
5.4	Stralcio della tavola di carpenteria di progetto.
5.5	Sezioni trasversali delle due sezioni considerate (misure espresse in me-
	tri): Sezione A e Sezione B.

5.6	Planimetria del bacino di San Giacomo.	100
5.7	Curve di resistenza, da [23].	101
5.8	Modello FEM Sezione A	102
5.9	Modello FEM Sezione B	102
5.10	Andamento spinta idrostatica.	103
5.11	Sezione A: andamento delle tensioni dovute rispettivamente alla sola	
	forza peso, alla sola spinta idrostatica e alla combinazione forza peso e	
	spinta idrostatica.	104
5.12	Sezione B: andamento delle tensioni dovute rispettivamente alla sola	
	forza peso, alla sola spinta idrostatica e alla combinazione forza peso e	
	spinta idrostatica.	104
5.13	Andamento linee isostatiche della Sezione A	105
5.14	Andamento tensioni normali della sezione a +4.125 m della Sezione A	106
5.15	Modi di vibrare Sezione A.	107
5.16	Modi di vibrare Sezione B.	108
5.17	Valori della vita nominale e dei coefficienti d'uso, da [5]	109
5.18	Periodi di ritorno dell'azione sismica T_R (anni), da [5]	109
5.19	Maglia del reticolo di riferimento considerata per il calcolo dei parametri	
	$a_g, F_o \in T_C^*$.	110
5.20	Valori dei parametri a_g , F_o e T_C^* per il sito in esame	110
5.21	Categorie di sottuolo, da [5].	111
5.22	Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e del coefficien-	
	te C_C , da [5]	111
5.23	DEM (Digital Elevation Model) della zona di interesse	112
5.24	Modello 3D del terreno.	112
5.25	Andamento altimetrico del terreno.	113
5.26	Sezione di interesse per il calcolo della pendenza.	113
5.27	Spettro di progetto - componente orizzontale	115
5.28	Stato tensionale dovuto a peso proprio, spinta acqua, sisma.	115
5.29	Tensioni ottenute con il metodo di Westergaard (a sinistra) e con il DM	
	2014 (a destra), Sezione A.	116
5.30	Tensioni ottenute con il metodo di Westergaard (a sinistra) e con il DM	
	2014 (a destra), Sezione B.	116
5.31	Sezioni A e B con parte di fondazione	117
5.32	Componenti delle tensioni assiali e tangenziali secondo la convenzione	
	utilizzata da Midas e sistemi di riferimento utilizzati.	118
5.33	Sezione A: andamento del segno delle tensioni σ_{zz} .	119
5.34	Sezione A: rapporto tra tensioni σ_{zz} , in scala normale e logaritmica	119
5.35	Sezione B: andamento del segno delle tensioni σ_{zz}	120
5.36	Sezione B: rapporto tra tensioni σ_{zz} , in scala normale e logaritmica	120
5.37	Sezione A: andamento del segno delle tensioni τ_{zx}	121
5.38	Sezione A: rapporto tra tensioni τ_{zx} , in scala normale e logaritmica.	121

5.39	Sezione B: and amento del segno delle tensioni τ_{zx}	122
5.40	Sezione B: rapporto tra tensioni $\tau_{zx},$ in scala normale e logaritmica	122
5.41	Sezione A: and amento del segno delle tensioni $\sigma_{zz}.$	123
5.42	Sezione A: rapporto tra tensioni $\sigma_{zz},$ in scala normale e logaritmica	124
5.43	Andamento delle tensioni normali nella sezione a +4.125 m	124
5.44	Sezione B: and amento del segno delle tensioni σ_{zz}	125
5.45	Sezione B: rapporto tra tensioni $\sigma_{zz},$ in scala normale e logaritmica. $\ .$.	125
5.46	Sezione A: and amento del segno delle tensioni τ_{zx}	126
5.47	Sezione A: rapporto tra tensioni $\tau_{zx},$ in scala normale e logaritmica	126
5.48	Sezione B: and amento del segno delle tensioni τ_{zx}	127
5.49	Sezione B: rapporto tra tensioni $\tau_{zx},$ in scala normale e logaritmica	127
5.50	Andamento posizione del centro di pressione della Sezione A	137
(1	Defermente delle sociene A socielizzations SLC	1 4 0
6.1	Deformata della sezione A, combinazione SLC	140
6.2	Posizione capisaldi posti sul coronameno del bacino di San Giacomo.	141

Elenco delle tabelle

3.1	Scala MCS (Mercalli-Càncani-Sieberg).	63
3.2	Zonazione sismica.	73
3.3	Classi di vulnerabilità, da [14]	73
3.4	Coefficienti parziali per la verifica a scorrimento, da [21]	74
3.5	Coefficienti parziali per la verifica a ribaltamento, da [21]	75
3.6	Valori del parametro SG, da [14]	77
3.7	Valutazione di V_{amb} basata sulla potenziale interazione di fenomeni na-	
	turali, da [14]	78
3.8	Classi di esposizione, da [14].	78
3.9	Scala del grado di sismicità e priorità di intervento, da [14]	79
5.1	Massa modale partecipante, in $\%$, Sezione A	107
5.2	Massa modale partecipante, in $\%$, Sezione B	107
5.3	Frequenza, in rad/s, e periodo, in secondi, Sezione A	108
5.4	Frequenza, in rad/s, e periodo, in secondi, Sezione B	108
5.5	Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T , da [5]	114
5.6	Categorie Topografiche, da [5]	114
5.7	Risultanti forze (espresse in kN) e fattori di sicurezza	117

Sommario

L'obiettivo di questo elaborato è di fornire un'analisi del degrado e del comportamento sismico di piccoli invasi.

La tesi è articolata in 5 capitoli: nel primo viene fornito un quadro generale sullo stato dell'arte degli invasi di piccole dimensioni e sulla relativa normativa italiana. Il secondo capitolo si concentra sulle cause di deterioramento delle dighe in calcestruzzo, analizzando sia i processi legati alla stabilità delle fondazioni sia quelli relativi al corpo diga. Nel terzo capitolo ci si occupa dell'azione sismica: dopo un'introduzione generale sul sisma, ci si occupa degli effetti dell'azione sismica sulle dighe e sui relativi metodi di calcolo (riguardanti sia l'azione sismica in sè sia l'interazione fluido-struttura); infine viene descritto un metodo speditivo per la valutazione del rischio sismico. Nel quarto capitolo viene trattato il tema del monitoraggio, descrivendone le tecniche più comuni: rilievi inclinometrici, rilievi topografici e rilievi laser scanner. Nel quinto capitolo, infine, si procede con lo studio del bacino idroelettrico di San Giacomo nel comune di Demonte (CN), effettuando sia analisi statiche che dinamiche.

Capitolo 1

Invasi di piccole dimensioni

1.1 Quadro normativo

Le principali norme di legge specificamente dedicate alle dighe possono essere raggruppate in:

- norme di carattere regolamentare e amministrativo, riguardanti classificazione delle dighe, definizione delle grandezze geometriche caratteristiche, contenuto e iter di approvazione dei progetti di costruzione o adeguamento, conduzione e vigilanza sui lavori, adempimenti del concessionario/gestore, riparto di competenze tra autorità di vigilanza nazionali e regionali;
- norme tecniche, che integrano le norme regolamentari con prescrizioni tecniche di dettaglio riguardanti il calcolo e la costruzione dei diversi tipi di sbarramento.

Nel primo gruppo si possono annoverare il Regolamento dighe (*d.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363*) di cui sopravvive la prima parte che contiene norme generali per la progettazione, costruzione ed esercizio e diverse disposizioni successive emanate per integrare tale Regolamento. In particolare: *la circolare Min. LL.PP. 28 agosto 1986, n. 1125; la circolare Min. LL.PP. 4 dicembre 1987, n. 352;* la *legge 21 ottobre 1994, n. 584;* la *circolare P.C.M. 13 dicembre 1995, n. DSTN/2/22806.*

Al secondo gruppo appartengono le Norme Tecniche attuali (*decreto Min. II.TT. 26 giugno 2014*) e le precedenti Norme Tecniche (*decreto Min. LL.PP. 24 marzo 1982*), sostituite dalle norme del 2014 ma ancora oggi applicabili limitatamente alle dighe in costruzione già iniziate o con lavori già affidati, nonché ai progetti definitivi o esecutivi già approvati prima dell'entrata in vigore delle norme 2014.

A tali disposizioni normative se ne aggiungono numerose altre che regolano l'attività dell'Autorità tutoria nazionale (prima Servizio Nazionale Dighe, poi Registro Italiano Dighe, oggi Direzione Dighe del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti) oppure definiscono direttive di carattere ambientale o ai fini di protezione civile.

Normativa regionale (Piemonte)

- *Regolamento di attuazione*: Decreto del Presidente della Giunta Regionale 9 novembre 2004, N.12/R coordinato con Decreto del Presidente della Giunta Regionale 29 gennaio 2008, N.1/R.
- *Regolamento di attuazione*: Decreto del Presidente della Giunta Regionale 9 novembre 2004, N.12/R.
- *L.R. 06.10.2003, n. 25*: norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale. Abrogazione delle leggi regionali 11 aprile 1995, n. 58 e 24 luglio 1996, n. 49.
- *L.R. 24.07.1996, n. 49*: ulteriori modificazioni alla legge regionale 11 aprile 1995, n. 58 'Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale.
- *L.R. 11.04.1995, n. 58*: Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale.
- *L.R. 04.06.1991, n. 23*: Sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale.

1.2 Generalità

La legge *21 ottobre 1994, n. 584* definisce invasi di piccole dimensioni (piccole dighe) quelli che hanno:

- altezza < 15 m;
- volume invaso < 1.000.000 m $^3.$

La legge prevede che gli invasi con tali caratteristiche siano di competenza delle regioni e delle province autonome di Trento e Bolzano, mentre gli altri invasi sono di competenza dello Stato.

Ai fini dell'attribuzione delle competenze allo Stato o alle regioni e alle province autonome, la normativa italiana introduce le seguenti definizioni di altezza della diga e di volume di invaso (Figura 1.1):

• altezza della diga: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti;



Figura 1.1: Grandezze caratterizzanti una diga.

• volume di invaso: volume del serbatoio compreso tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso del paramento di monte.

Ad ogni modo, le competenze attribuite allo Stato o alle regioni e province autonome, riguardano la vigilanza sulla progettazione, esecuzione ed esercizio ad opera dei concessionari o gestori, ma non riguardano gli aspetti normativi e regolamentari. Infatti, seppure le regioni si siano dotate di leggi e regolamenti propri che disciplinano la costruzione, l'esercizio e la vigilanza degli sbarramenti di ritenuta di loro competenza e dei relativi bacini di accumulo, restano tuttavia valide le disposizioni regolamentari del *d.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363* e delle successive norme che ne costituiscono modifiche o integrazioni, in particolare le nuove Norme Tecniche (*decreto Min. II.TT. 26 giugno 2014*). Del resto, il *decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, art. 61, comma 4*, prevede che "Resta di competenza statale la normativa tecnica relativa alla progettazione e costruzione delle dighe di sbarramento di qualsiasi altezza e capacità di invaso".

In base alla *Legge regionale n.58 del 11 aprile 1995*, le dighe sono suddivise nelle seguenti categorie:

- categoria A: sbarramenti che non superano i 5 metri di altezza e che determinano un volume di invaso inferiore a 20 mila metri cubi;
- categoria B: sbarramenti con altezza compresa tra 5 e 10 metri o con volume di invaso da 20 mila metri cubi a 100 mila metri cubi;

• categoria C: sbarramenti con altezza superiore a 10 metri e fino a 15 metri o con volume di invaso superiore a 100 mila metri cubi e fino a un milione di metri cubi.

1.3 Progettazione

1.3.1 Portata di progetto e dispositivi di scarico

Secondo quanto prescritto nel *DM 26 Giugno 2014*, le opere di deviazione provvisoria del corso d'acqua, in fase di costruzione, devono essere dimensionate per una portata di piena corrispondente ad un periodo di ritorno correlato con le esigenze di protezione civile (connesse con la sicurezza idraulica dei territori di valle e dell'area di cantiere) e con il previsto tempo di costruzione.

La portata di piena dovrà essere valutata con metodi probabilistici basati sull'informazione pluviometrica e idrometrica completa (desumibile dalle serie storiche e relativi aggiornamenti) del bacino idrografico di interesse. In assenza o carenza di informazioni, si potrà fare riferimento a dati di bacini limitrofi idrologicamente omogenei. Le verifiche devono comprendere anche la stima della portata di piena con periodo di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

La Norma, inoltre, prevede che le dighe siano dotate di scarichi di superficie, di fondo e di esaurimento. Per sbarramenti alti più di 50 m o con un volume di invaso maggiore di 50 milioni di m³ è da prevedersi uno scarico di mezzofondo.

Gli scarichi di superficie devono essere dimensionati per l'onda con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno di 1000 anni, per le dighe in calcestruzzo, e di 3000 anni per le dighe di materiali sciolti.

1.3.2 Scelta del tipo di diga e criteri di esclusione

La scelta del tipo di diga e del volume di invaso deve essere basata su studi geologici, idrologici, idraulici, geotecnici e sull'accertamento della disponibilità dei materiali da costruzione.

La norma non permette la costruzione di dighe di qualsiasi tipo se:

- sulle spalle dell'opera di sbarramento esistono condizioni di prevedibile pericolo di frane tali da pregiudicare la sicurezza del serbatoio;
- le sponde del serbatoio siano interessate da frane non stabilizzate o preventivamente stabilizzabili, i cui effetti possano causare il raggiungimento di uno degli stati limiti da considerare.

È esclusa, inoltre, la fattibilità di:

- nuove dighe in calcestruzzo qualora nella stretta di sbarramento siano presenti strutture sismogenetiche in grado di produrre una fagliazione in superficie;
- dighe in materiali sciolti se nel volume significativo sono presenti terreni liquefabili o solubili, argille di elevata sensitività, cavità, che non posso essere efficacemente consolidati.

1.3.3 Verifica agli stati limite

Secondo il *DM 26 Giugno 2014*, la valutazione della sicurezza dei serbatoi deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

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

L'uscita o l'entrata nelle varie condizioni caratteristiche definiscono quattro stati limite:

- due di esercizio:
 - Stato Limite di immediata Operatività (SLO), definito dall'uscita dalla condizione 1;
 - Stato Limite di danno (SLD), definito dal passaggio dalla condizione 2 alla condizione 3;
- due ultimi:
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), definito dal raggiungimento della condizione 4;
 - Stato Limite di Collasso (SLC), definito dal raggiungimento della condizione 5.

La Norma impone che i principali stati limite ultimi da considerare siano:

- instabilità del corpo diga e dei terreni o degli ammassi rocciosi di imposta;
- instabilità per scorrimento anche parziale del corpo diga o rottura locali;

- rottura per erosione interna, fessurazioni nel corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno tali da provocare un'infiltrazione incontrollata;
- deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
- instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
- rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato dal serbatoio;
- condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi fino alla possibilità di collasso dello sbarramento.

Mentre, i principali stati limite di esercizio sono:

- eccesso di tensioni o deformazioni del corpo diga e/o nei terreni di fondazione;
- danneggiamento degli organi di scarico superficiali o profondi;
- danneggiamento delle opere di derivazione;
- danneggiamento dei sistemi di misura e controllo.

Le azioni da considerare nelle verifiche sono:

- peso proprio del corpo diga e dei vari elementi costituenti il serbatoio (G)
- spinta idrostatica sul paramento di monte (G o A)
- xoazioni di origine termica e/o da ritiro (Q)
- sottospinte dovute alle pressione interstiziali in corrispondenza di ogni discontinuità (G)
- spinte del ghiaccio (per le dighe in zone dove è possibile la formazione di uno strato di ghiaccio di 20 cm) (Q)
- spinta dovuta all'interrimento, stimato in sede di progetto (Q)
- szioni sismiche (E)

Dove:

- G = azioni permanenti
- A = azioni eccezionali

- Q = azioni variabili
- E = azioni sismiche

Le azioni devono essere combinate in modo da comprendere tutte le situazioni che possano essere previste durante l'esecuzione e l'esercizio del serbatoio. Dovranno essere considerate almeno le seguenti situazioni:

- in fase costruttiva
- a termine costruzione e a serbatoio vuoto
- a serbatoio pieno con il livello alla massima regolazione o anche a livelli intermedi (se significativo)
- a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso
- a seguito di rapida vuotatura del serbatoio dal livello massimo di regolazione al livello di minimo invaso (non si considera in caso di dighe in calcestruzzo)
- in presenza di sisma, con il livello alla quota massima di regolazione, a livelli intermedi e a serbatoio vuoto.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni, conformi a quanto prescritto nelle vigenti NTC:

- combinazioni fondamentali (esercizio normale fase costruttiva fine costruzione – rapida vuotatura) (SLU)
- combinazione eccezionale (massimo invaso) (SLU)
- combinazione sismica (SLU e SLE)
- combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)
- combinazione frequente (SLE irreversibili)
- combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine)

Si definiscono, in particolare, le combinazioni di carico descritte in Figura 1.2.

Le verifiche agli stati limite devono essere svolte conformemente ai principi contenuti nel capitolo 2 di [5]. Hanno lo scopo di garantire che, sotto l'aspetto idraulico, strutturale e geotecnico, l'impianto ed i singoli elementi che lo costituiscono siano proporzionati con adeguati margini di sicurezza nei confronti di tutti i possibili stati limite.

combinazione	fondamentale				eccezionale	nale 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

Figura 1.2: Combinazioni di carico, da [3].

Conformemente alle prescrizioni di [5], per ciascuno stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d < R_d$$

Dove:

 E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione R_d è la resistenza di progetto del sistema.

1.4 Classificazione dighe

Le dighe sono classificate nei seguenti tipi:

- 1. Dighe di calcestruzzo:
 - (a) a gravità
 - i. ordinarie
 - ii. alleggerite
 - (b) a volta
 - i. ad arco
 - ii. ad arco gravità
 - iii. a cupola
- 2. Dighe di materiali sciolti
 - (a) di terra omogenea
 - (b) di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta interna
 - (c) di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta esterna

- 3. Traverse fluviali
- 4. Dighe di tipo misto e di tipo vario

In questa sede verranno trattate solo le tipologie tipiche degli invasi di piccole dimensioni: dighe a gravità ordinarie, ad arco, ad arco gravità e di materiali sciolti.

1.5 Dighe di calcestruzzo

Per il progetto e il dimensionamento delle dighe di calcestruzzo, bisogna tener in conto che:

- le sollecitazioni di compressione non dovranno essere superiori a ¼ della resistenza caratteristica;
- non sono ammesse sollecitazioni di trazione;
- in sede di verifica il rapporto T/N non dovrà essere superiore a 0.75, dove N=risultante delle forze verticali e T=derivante delle forze orizzontali;
- il franco netto dovrà essere maggiore o uguale a 1 m.

1.5.1 Dighe a gravità

Le verifiche di sicurezza delle dighe a gravità devono essere condotte per i diversi stati limite e per le diverse situazioni progettuali esposte precedentemente.

In particolare, le verifiche nei confronti del SLU di scorrimento sono eseguite in corrispondenza di piani a varie quote nella struttura, in corrispondenza del piano di posa della fondazione e in corrispondenza di superfici interne ai terreni o alle rocce di fondazione.

Mentre per le verifiche nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni dovrà risultare:

- per la 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: $\sigma'_c \ge 0$
- per la combinazione caratteristica rara:
 - compressione: $\sigma_c \leq 0.25 f_{ck}$;
 - trazione: $\sigma'_c \ge 0.21 f_{ctm}$

Dighe a gravità ordinaria

Generalità

Si definiscono dighe a gravità ordinaria le strutture in calcestruzzo ad asse planimetrico rettilineo o a debole curvatura, con profilo trasversale fondamentalmente triangolare a sezioni orizzontali piene. In questo tipo di dighe l'effetto resistente è dovuto esclusivamente al peso proprio [3].

La sezione trasversale di una diga a gravità ordinaria si presenta teoricamente come il triangolo fondamentale di Rankine (Figura 1.3).



Figura 1.3: Sezione trasversale teorica di una diga a gravità: triangolo fondamentale di Rankine.

Il vertice del triangolo coincide con la quota di massimo invaso, per assicurare la stabilità nel caso più sfavorevole. In questo modo, la quota di massima regolazione rimane sotto il vertice, con minor impulso idrostatico.

Le forze fondamentali agenti sul triangolo di Rankine sono il peso della struttura e la spinta dell'acqua (Figura 1.3). Considerando una lunghezza di un metro nella direzione normale, queste vengono calcolate come:

- peso della struttura: $P = \frac{1}{2}\gamma_m h^2 \tan \alpha$ applicato nel baricentro della sezione triangolare schematica;
- spinta dell'acqua: $S_o = \frac{1}{2}\gamma_a h^2$ applicata nel baricentro del diagramma delle pressioni, cioè ad un 1/3 dalla base ed ortogonale al paramento verticale.

Nel caso di serbatoio vuoto si considera solo la forza peso, ottenendo un diagramma delle pressioni normali triangolare, con valore massimo a monte e nullo a valle (Figura





Figura 1.4: Diagramma delle tensioni dovute alla sola forza peso.

Nel caso di serbatoio pieno si considerano entrambe le forze. Per evitare che la sezione di fondazione sia soggetta a trazioni, la reazione del terreno dovrà essere applicata nel terzo medio e quindi si impone che la risultante delle forze deve passare per N' (estremo di valle della sezione del nocciolo di inerzia) scrivendo un'equazione di equilibrio intorno ad N' (Figura 1.5).



Figura 1.5: Risultante delle forze e nocciolo centrale di inerzia

Essendo:

- $M_1 = Ph \tan \frac{\alpha}{3}$
- $M_2 = S_o \frac{h}{3}$

i momenti delle due forze, imponendo l'equilibrio si ottiene:

$$M_1 = M_2$$

Da cui:

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_m}} = 0.66$$

Anche in questo caso, il diagramma delle pressioni normali sarà triangolare, ma con valore massimo a valle e valore nullo a monte (Figura 1.6).



Figura 1.6: Diagramma delle tensioni dovute alla forza speso e alla spinta idrostatica dell'acqua.

Il profilo teorico finora considerato, deve essere completato con un coronamento in testa e con un rinforzo alla base, sia per motivi logistici (passaggio di pedoni e veicoli), sia per motivi statici (Figura 1.7).



Figura 1.7: Profilo teorico completato con un coronamento in testa.

Per costruire il profilo del coronamento si procede come indicato di seguito. Dall'estremo A_0 si traccia la verticale sino in B, quindi si ribalta il segmento AB in BC, si raccordano A e C con l'arco di cerchio con centro in O, punto di intersezione delle normali in A e C (Figura 1.8).

Considerando il peso del coronamento, la sua retta d'azione cade al di fuori del nocciolo centrale d'inerzia portando al rischio di presenza di trazioni. È necessario, quindi,



Figura 1.8: Costruzione del profilo del coronamento.

ingrandire il paramento di monte per riportare la risultante all'interno del nocciolo centrale d'inerzia, come mostrato in Figura 1.9.



Figura 1.9: Peso del coronamento e risultante delle forze.

Il Manuale Tecnico della regione Piemonte impone:

$$\tan \alpha > 0.75; \tan \beta > 0.03$$

Azioni

Le azioni agenti sulla struttura sono:

1. *Peso struttura*, dato dalla somma del peso del coronamento e del peso della struttura principale, con il seguente andamento delle pressioni normali:



Figura 1.10: Andamento delle pressioni normali dovute alla forza peso.

2. *Spinta dell'acqua*, sia orizzontale che verticale:



Figura 1.11: Spinta dell'acqua alla quota di massimo invaso e alla quota di massima regolazione, rispettivamente.

3. *Sottopressione*, cioè la forza dovuta alla pressione dell'acqua che si instaura sia nel corpo dell'opera sia al disotto della fondazione, in genere per effetto dell'acqua d'infiltrazione. Per diminuire l'entità di acqua che dal paramento di monte si dirige verso il paramento di valle, è necessaria la presenza di canne di drenaggio. La differenza si può notare nella Figura 1.12.



Figura 1.12: Andamento acqua di infiltrazione in assenza e in presenza di canne di drenaggio.

Il calcolo delle sottopressione è alquanto complesso ed è regolato dalla normativa. Secondo quanto definito nel Manuale Tecnico della regione Piemonte, si devono considerare (Figura 1.13):

- sottopressioni al lembo di monte pari a γy ;
- sottopressione in corrispondenza dell'asse delle canne di drenaggio pari a $0.5\gamma y;$
- sottopressioni nulle al lembo di valle;



Figura 1.13: Andamento delle sottopressioni da considerare, secondo [4].

Il Manuale, inoltre, impone la presenza di canne di drenaggio di almeno 0.25 m di diametro intervallate non più di 2.5 m.

- 4. *Spinta del ghiaccio*, di complessa valutazione e trascurabile secondo il Manuale Tecnico.
- 5. *Azioni sismiche*, che agiscono sia sulla struttura che sull'acqua (quest'ultime trascurabili secondo il Manuale). Le azioni sismiche sulla struttura si considerano in modo psuedo-statico introducendo, in accordo con quanto prescritto dal Manuale:
 - un'azione orizzontale alla sezione maestra dell'invaso pari
a $F_h=C\gamma_m$, dove $C=\frac{(S-2)}{100}$ è il coefficiente di intensità si
smica, $S(\geq 2)$ il grado di sismicità, γ_m il peso specifico della struttura;
 - un'azione verticale di intensità $F_v = 0.5C\gamma_m$ ll fattore di sicurezza da assicurare deve essere $F_s \ge 1.2$.

Calcolo tensionale

Per il calcolo delle tensioni principali, si considera un serbatoio pieno e un andamento lineare delle tensioni normali (Figura 1.14):

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{Mx}{J}$$



Figura 1.14: Andamento tensioni normali

Si considera un elemento di diga prismatico di sezione triangolare ABC. Sia y la profondità del baricentro, il piano AC perpendicolare al piano MN (piano principale), piano BC orizzontale (Figura 1.15).



Figura 1.15: Elemento prismatico da considerare per il calcolo delle tensioni principali sul paramento di monte.

Applicando le sollecitazioni considerate, le tensioni sul prisma sono:



Sul piano AC si considera solo una tensione di tipo normale in quanto questo, essendo ortogonale ad un piano principale, è anch'esso principale. Il terzo piano principale coincide con il piano della sezione, essendo ortogonale ai due già individuati. Sul piano AB agirà la tensione nota γy dovuta alla pressione dell'acqua. Mentre sul piano BC agiranno la tensione tangenziale e normale. Imponendo l'equilibrio alla traslazione nella direzione verticale e orizzontale, si ricavano le seguenti espressioni:

$$\sigma \cdot 1 = \sigma' \cos(2\beta) + \gamma y \sin(2\beta)$$
$$\tau \cdot 1 = \sigma' \cos(\beta) \sin(\beta) - \gamma y \cos(\beta) \sin(\beta)$$

Dalle quali si ricava:

$$\sigma' = \sigma(1 + \tan^2(\beta)) - \gamma y \tan^2(\beta)$$

Poiché $tan(\beta)$ è molto piccola, il termine $\gamma y tan^2(\beta)$ può essere trascurato e quindi si ottiene:

$$\sigma' = \sigma(1 + \tan^2(\beta))$$
$$\tau = (\sigma - \gamma y) tan(\beta)$$

Ripetendo lo stesso procedimento, per un prisma sul paramento di valle si ottiene:



Poiché $tan(\alpha) \cong 0.75 \rightarrow tan^2(\alpha) \cong 0.5$, da cui:

$$\sigma' = 1.5\sigma$$
$$\tau = \sigma \tan(\alpha)$$

1.5.2 Dighe a volta

Si definiscono dighe a volta le strutture monolitiche, o a giunti bloccati fra conci, con sezioni orizzontali arcuate e impostate contro roccia, direttamente o attraverso una struttura intermedia di ripartizione (pulvino) [3].

Per le verifiche agli stati limite, dovranno essere utilizzati modelli adeguati al tipo di sbarramento ed alle caratteristiche fisiche, meccaniche e strutturali dell'ammasso roccioso di fondazione.

In particolare, per le verifiche nei confronti delle SLE per eccesso di tensioni, la normativa impone che dovrà risultare:

• per la combinazione caratteristica quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:

- compressione: $\sigma_c \leq 0.4 f_{ck}$;
- trazione: $\sigma'_c \ge 0$ (stato limite di decompressione)
- per la combinazione caratteristica rara o per le verifiche a serbatoio pieno:
 - compressione: $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$;
 - trazione: $\sigma_c' \geq \frac{f_{ctm}}{1.2}$ (stato limite di formazione delle fessure) dove

$$f_{ctm} = 0.3 f_c k^{\frac{2}{3}}$$

nel caso in cui non sia dedotta da prove specifiche.

Le dighe a volta, per essere utilizzate, esigono condizioni molto più restrittive di quelle a gravità. La gola da sbarrare deve essere stretta e le sponde devono presentare adeguati requisiti di compattezza, stabilità e resistenza in quanto devono sopportare la spinta della volta.

Dighe ad arco

Si definiscono dighe ad arco le dighe a volta in cui la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la resistenza alla spinta dell'acqua (ed eventualmente del ghiaccio) e alle azioni sismiche è sopportata prevalentemente per effetto della curvatura longitudinale (arco) [3].

L'effettivo comportamento statico di una diga ad arco è quello di una piastra curva, incastrata alle pareti e alla base. L'effetto resistente è quindi dato sia dagli archi orizzontali incastrati nelle pareti sia dalle mensole verticali incastrate alla base.

Nel caso in cui lo spessore dell'arco è sufficientemente piccolo rispetto alla luce e all'altezza (Figure 1.16 e 1.17), il secondo effetto è trascurabile e si può considerare la struttura come costituita da tanti anelli sovrapposti e indipendenti.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{x} \\ \mathbf{x} \end{bmatrix} = \frac{h_b}{H} < \frac{1}{3}$$





Figura 1.17: Sezione orizzontale diga ad arco: archi orizzontali incastrati nelle pareti.

Si considera una volta a generatrici verticali e direttrice ad arco di cerchio, isolando da essa un anello di spessore costante s e di altezza unitaria, situato ad una generica profondità h e quindi soggetto alla pressione $p_e = h\gamma$ (Figura 1.18). Si è quindi in presenza di un arco vincolato agli estremi: una struttura iperstatica che può essere studiata con i noti procedimenti di Scienza delle Costruzioni.



Figura 1.18: Anello generico sottoposto alla pressione p_e .

Per scegliere la struttura principale statisticamente determinata, si considera l'arco, supposto liberato dalle imposte, come parte di un intero cilindro ad asse verticale (Figura 1.19) soggetto alla pressione esterna $p_e = h\gamma$.



Figura 1.19: Cilindro intero sottoposto alla pressione p_e

Ammettendo uno spessore s piccolo rispetto al raggio R, per un simile cilindro valgono i risultati della teoria elementare dei tubi sottili (formula di Mariotte):

$$pR = \sigma s$$

essendo ogni sezione soggetta ad uno sforzo normale e baricentrico di valore pR. Si ottiene così il valore della tensione normale:

$$\sigma = \frac{pR}{s}$$

dove

$$p = \frac{p_e R_e}{R}$$

La deformata dell'arco è una figura simile alla primitiva, mancando ogni rotazione reciproca (Figura 24).

La corda subisce quindi l'accorciamento:

$$\Delta L = \epsilon L = \frac{\sigma L}{E} = \frac{pRL}{Es}$$



Figura 1.20: Deformata dell'arco

Svincolando l'arco da una delle imposte (per esempio nella sezione A) ed applicando nella sezione liberata la forza normale e baricentrica pR, si ottiene una struttura principale a mensola che si comporta esattamente come la porzione di cilindro considerato precedentemente. La struttura così ottenuta si deforma in modo che la sezione A si avvicini di ΔL alla sezione B senza ruotare. Poiché nelle condizioni effettive l'imposta A resta immobile, per ristabilire il rispetto dei vincoli, essa dovrà reagire, oltre che con la forza pR, con un'ulteriore spinta H, in grado di allontanare, senza rotazione, le due imposte della stessa quantità ΔL . Per il calcolo di H, si considerano le incognite iperstatiche mostrate in Figura 1.21, dove:

$$N_o = pR$$
$$P = 2pR\sin\frac{\alpha}{2}$$



Figura 1.21: Incognite iperstatiche per il calcolo di H.

Per il calcolo della reazione verticale V_p , si considera l'equilibrio alla traslazione verticale:

 $2N_{o,v} = P$

dove:

$$N_{o,v} = pR\sin\frac{\alpha}{2}$$

 $V_p = 0$

da cui segue:



Figura 1.22: Schema statico per il calcolo di V_P

Per il calcolo della reazione ${\cal H}_p$, si trasla quest'ultima della quantità ttale per cui:

 $H_p t = M_p$



Figura 1.23: Schema statico per il calcolo di H_P

La rotazione dei conci che compongono l'arco è:

$$\int_{s} H_p y \frac{ds}{EJ} = \varphi = 0$$

dove:

 $H_p y$ è il momento agente sul concio

 $\frac{ds}{EI}$ è il peso elastico del concio, essendo J il momento di inerzia

 $H_p y \frac{ds}{EJ}$ è la rotazione infinitesima $d\varphi$



Figura 1.24: Schema per il calcolo della rotazione infinitesima di un concio.

Dalla relazione si ricava che H_p deve passare per il baricentro geometrico dell'arco:

$$\frac{H_p}{EJ} \int_s y \, ds = 0 \to \int_s y \, ds = 0$$

Lo spostamento dato dalla rotazione infinitesima $d\varphi$ è:

$$du = d\varphi \cdot a$$



Figura 1.25: Schema per il calcolo dello spostamento della corda.

da cui si ricava lo spostamento sulla corda:

$$du_{utile} = H_p y \frac{ds}{EJ} a \cos \theta$$

con

 $a\cos\theta = y + t$

Sostituendo e integrando si ottiene:

$$\int_{s} H_p y(y+t) \frac{ds}{EJ} = \Delta L$$

da cui:

$$H_p = \frac{\Delta L}{\int_s \frac{y^2 ds}{EJ}} = \frac{pRl}{EJ_x}$$

essendo J_x il momento di inerzia dei pesi elastici:

$$J_x = \int_s \frac{y^2 ds}{EJ}$$



Figura 1.26: Schema per il calcolo dell'accorciamento ΔL

Determinata così la H, sono determinate le reazioni d'imposta come la risultante della H e della pR: si può quindi procedere con la costruzione della curva delle pressioni. Considerando una sezione generica, le caratteristiche di sollecitazione sono:

- sforzo normale: $N = N_o H_p \cos \beta$
- taglio: $T = H_p \sin \beta$
- momento: $M = H_p y$



Figura 1.27: Caratteristiche di sollecitazione in una sezione generica

Da cui si possono ricavare le seguenti considerazioni:

- $N_{chiave} < N_{incastro}$
- $T_{chiave} < T_{incastro}$, in particolare $T_{chiave} = 0$
- $M_{chiave}(positivo) < |M_{incastro}|(negativo)$



Figura 1.28: Sezione di incastro e in chiave.

Dighe ad arco gravità

Si definiscono dighe ad arco-gravità le dighe a volta in cui la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la resistenza alla spinta dell'acqua (ed eventualmente del ghiaccio) e alle azioni sismiche è sopportata sia per effetto della curvatura longitudinale, sia per quello trasversale di mensola [3].

Si ricorre a queste strutture quando si è in presenza di pareti d'imposta con caratteristiche non eccezionali, in modo che la spinta dell'acqua venga in parte assorbita da queste pareti ed in parte venga contrastata dal peso proprio della diga che le scarica sulle rocce di fondazione.

Il calcolo di queste dighe presenta difficoltà notevoli. Secondo il procedimento proposto da Ritter, si è soliti suddividere la diga in elementi orizzontali (archi) ed elementi verticali (mensole).

La pressione idrostatica viene suddivisa tra i due sistemi in modo tale da rispettare la congruenza (le deformazioni di un punto, appartenente all'arco, devono coincidere con le deformazioni dello stesso punto appartenente alla mensola):

$$p = p_a + p_m$$

dove p_a è la pressione sopportata dall'arco e $p_m = (p - p_a)$ è la pressione sopportata dalla mensola.

Per quanto riguarda il calcolo strutturale, si considera la diga parte di una struttura serbatoio (Figura 1.31).



Figura 1.29: Diga ad arco gravità.



Figura 1.30: Suddivisione della diga in archi e mensole.



Figura 1.31: Diga ad arco gravità come parte di un serbatoio.

Si individua un arco di raggio medio R e spessore medio s alla profondità y (Figura 1.32).

Per effetto della pressione dell'acqua, il raggio medio si accorcia di una quantità u. Considerando strutture snelle ($\frac{h}{R} < 5$), la deformazione ϵ sarà quindi data dal rapporto:

$$\epsilon = \frac{u}{R}$$
34



Figura 1.32: Geometria di un arco orizzontale.

da cui si ricava la tensione sull'arco:

$$\sigma = \frac{u}{R}E$$

Applicando la formula di Mariotte, si ricava la pressione sull'arco:

$$p_a R = \sigma s$$

da cui:

$$p_a = Euh\frac{1}{R^2}$$

Per quanto riguarda la mensola, la geometria da considerare è quella mostrata in Figura 1.33, dove y_s è la quota della sommità (al coronamento) e y_b la quota della base. Lo spessore s è variabile e funzione della y:

$$s(y) = Cy^n$$

con C ed n costanti da fissare. Il Manuale Tecnico impone un andamento quadratico (n=2), preferibile ad altri in quanto con la profondità aumenta la pressione dell'acqua e quindi si necessita di uno spessore maggiore.

Ricordando la linea elastica della mensola, si definisce la pressione $(p-p_a)$ sopportata dalla mensola:

$$EJ\frac{d^2u}{dy^2} = -M$$
$$\frac{dM}{dy} = -T$$
$$\frac{dT}{dy} = -p_m = -(p - p_a)$$

Derivando e sostituendo, si ottiene un'equazione differenziale:

$$\frac{d^2}{dy^2} \left(\frac{E}{1 - \nu^2} J \frac{d^2 u}{dy^2} \right) + E \frac{us}{R^2} = p$$



Figura 1.33: Geometria di una mensola verticale.



Figura 1.34: Caratteristiche di sollecitazione della mensola verticale.

Le condizioni al contorno da imporre sono:

- alla sommità ($y = y_s$), momento e taglio nulli:

$$\begin{cases} u'' = 0\\ u''' = 0 \end{cases}$$

• alla base (
 $y=y_b),$ spostamento e rotazioni nulli:

$$\begin{cases} u = 0\\ u' = 0 \end{cases}$$


Figura 1.35: Ripartizione carico idrostatico, da [7].

Il problema è stato trattato in modo esauriente da [8]. Adottando le variabili $\lambda = \frac{y_s}{y_b}$ e $\theta = \frac{y_b^2}{Rs_b^2}$, si ottiene:

$$\lambda_s = \frac{y_s}{y_b}; \frac{H}{y_b} = 1 - \lambda_s; \frac{p}{p_b} = \frac{\lambda - \lambda_s}{1 - \lambda_s}; \frac{s}{s_b} = \lambda^n$$

Assunta come coordinata lineare $\frac{p}{p_b}$, la frazione p_a del carico idrostatico, riferita a quello alla base $p_b = \frac{\gamma}{y_b}(1 - \lambda_s)$, sopportata dagli archi è $\frac{p_a}{p_b} = f(p/p_b; \lambda_s; \theta)$. La Figura 1.36 mostra i risultati ottenuti da Arredi per la ripartizione del carico idrostatico in varie ipotesi: n=1, con s variabile linearmente, e n=2 per $\lambda_s = 0; 0.4; 0.5$. Disegnata in prima approssimazione la diga, queste figure possono essere utilizzate per verificare le dimensioni assegnate.

Le tensioni (positive se di trazione) sugli archi di altezza unitaria si ottengono da:

$$\sigma_a = -p_a \frac{r}{s}$$

Mentre le tensioni sulle mensole di larghezza unitaria, all'intradosso e all'estradosso, si ottengono da:

$$\sigma_m = \mp \frac{6M}{s^2}$$

calcolando M in base al carico della mensola $p_m = p - p_a$.

Tenendo in considerazione anche il peso proprio della mensola, questo dà luogo ad uno sforzo normale e ad un momento, le cui tensioni si aggiungono alle precedenti utilizzando la nota formula della presso-inflessione.



Figura 1.36: Ripartizione del carico idrostatico in varie ipotesi, da [7].

1.6 Dighe di materiali sciolti

Le dighe di materiali sciolti sono formate con materiali ricavati da depositi naturali o per abbattimento di formazioni rocciose, posti in opera con modalità controllate per raggiungere le caratteristiche del manufatto previste in progetto [3].

Si ricorre a questo tipo di dighe, oltre che per convenienza economica, quando la struttura geologica e geotecnica della zona non sia adatta ad ospitare dighe in muratura e sia accertato che il materiale per la costruzione sia disponibile nella misura richiesta dal progetto.

Queste dighe hanno solitamente un andamento rettilineo e sezione trapezoidale. A causa della varietà delle condizioni geologiche e geotecniche che posso aversi sia in rapporto ai terreni di fondazione che ai materiali da utilizzare, non si possono definire dei criteri di dimensionamento e di progettazione ben definiti come quelli delle dighe in muratura.

Le dighe di materiali sciolti vengono classificate in base a due concetti principali: materiale costituente e materiale impermeabilizzante. Anche se quest'ultimo è minore in volume, è il più significativo dal punto di vista strutturale e funzionale in quanto regola il comportamento della diga nei confronti dell'acqua, mentre l'altro materiale (che costituisce la maggior parte del volume) agisce solo come massa pesante.

L'elemento impermeabilizzante è fondamentale per il funzionamento idraulico interno, in quanto la maggior parte dei materiali naturali costituenti queste dighe sono permeabili. Nella maggior parte delle dighe è anch'esso naturale (argilla, limo), però quando questo non è presente nelle vicinanze della diga o nel volume necessario, si ricorre ad un materiale artificiale (cemento, bitume).

In base al materiale costituente, le dighe vengono classificate in dighe di terra o pietrame. Per quanto riguarda il materiale impermeabile, invece, vengono classificate in omogenee, con tenuta interna o esterna.

Per le dighe in materiali sciolti, le verifiche di stabilità devono essere condotte in modo da garantire in condizioni statiche un idoneo fattore di sicurezza, definito da [4]:

- $F_s \ge 1.3$: a costruzione ultimata (a serbatoio vuoto) e per ogni fase costruttiva qualora la realizzazione procedesse per fasi;
- $F_s \ge 1.4$: in regime stazionario con massimo invaso;
- $F_s \ge 1.2$: in condizioni di rapido svaso;
- *F_s* ≥ 1.2 nei riguardi delle azioni sismiche, da considerare come previsto nel caso delle dighe a gravità.

1.6.1 Dighe omogenee

Le dighe omogenee sono costituite da un unico materiale sufficientemente impermeabile (argilla, limo, miscela di sabbia e ghiaia con un'alta percentuale di fini) in modo da non necessitare il ricorso ad altri materiali artificiali: non c'è, quindi, una distinzione tra elementi impermeabili e resistenti. La norma impone che non vengano utilizzate per altezze maggiore di 30 metri.

In queste dighe il moto di filtrazione è ridotto, data la presenza preponderante di materiali impermeabili, però non può essere trascurato.

Per trattarlo si ricorre al procedimento di Casagrande, considerando una diga con generica sezione trapezoidale e per semplificazione un filtro a parete verticale, disposto come in Figura 1.37 da una distanza 0,3p fino all'unghia di valle (essendo p la proiezione del paramento di monte bagnato).



Figura 1.37: Generica sezione trapezoidale di una diga in materiali sciolti con filtro a parete verticale.

La linea di saturazione del filtro artificiale, mostrata in Figura 1.38, parte dall'altezza h e arriva fino all'altezza $y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d$.



Figura 1.38: Linea di saturazione del filtro artificiale.

Per ottenere la linea di saturazione reale della diga, si considera un asse x_1 in senso inverso, legato alla grandezza d dalla seguente relazione:

$$x_1 = d\frac{h^2 - y_0^2}{\overline{h^2} - y_0^2}$$

essendo \overline{h} l'altezza del livello piezometrico e h un livello generico compreso tra \overline{h} e y_0 .

La linea di saturazione della diga deve essere perpendicolare alla linea di carico piezometrico e quindi sarà perpendicolare al paramento di monte (avendo quest'ultimo carico piezometrico costante), seguirà per un certo tratto l'andamento parabolico della linea di saturazione del filtro artificiale per poi discostarsene e terminare nel punto C_o ottenuto dalla relazione:



Figura 1.39: Linea di saturazione del filtro reale.

Dalla linea di saturazione così ottenuta, si ricava la rete idrodinamica, che è la successione aritmetica di traiettorie (Ψ) e linee equipotenziali (φ), dalla quale si può ricavare la portata che la attraversa.





Figura 1.40: Rete idrodinamica.

Considerando un elemento della rete idrodinamica, la portata nell'infinitesimo si calcola come:

$$\Delta Q = \Delta n \cdot 1 \cdot f \cdot \frac{\Delta h}{\Delta s}$$

dove $\Delta n \cdot 1$ è l'area della sezione (considerando una profondità unitaria) e $f \cdot \frac{\Delta h}{\Delta s}$ è la velocità, essendo f la permeabilità.

Essendo $\Delta s = \Delta n$, la portata totale, che è la somma delle portate di tutti i tubi di flusso, si calcolerà come:

$$Q = Nf\frac{h}{M} = fh\frac{N}{M}$$

dove N è il numero dei tubi di flusso, M è il numero dei quadrati e $\frac{N}{M}$ è un fattore di forma.

Per calcolare la portata, però, non è sempre necessario calcolarsi la rete idrodinamica in quanto esiste un procedimento empirico che definisce la portata come:

$$Q = \frac{4}{9}f\frac{h^2}{l}$$

dove l è la lunghezza di filtrazione pari a:

$$l = (h + 2 \cdot fr \cdot c) \cot i$$

essendo fr il franco, c il coronamento e i l'inclinazione del paramento di monte.

Capitolo 2

Deterioramento dighe in calcestruzzo

2.1 Generalità

La diga non può essere considerata opera compiuta né al momento della costruzione né all'atto del collaudo bensì è da considerarsi come un'opera viva che richiede cure, verifiche e monitoraggi.

A questo scopo è necessaria un'analisi del rischio, che è costituta dall'insieme di:

- processi di identificazione (*risk identification*), che definiscono i potenziali accadimenti di rischio;
- processi di analisi in senso stretto (*risk analysis* o *risk assessment*), che determinano gli effetti di tali accadimenti sul sistema;
- processi di risposta (*risk response*) che pianificano le operazioni di prevenzione, protezione, monitoraggio del rischio.

In generale, per rischio (*risk*) si intende una misura della probabilità e della gravità di un evento negativo sulla vita, sulla salute, sulla proprietà o sull'ambiente [13]. Questo si calcola come prodotto della probabilità annuale di rottura, causata da diverse possibili minacce (*threats*), per i costi stimati associati alle conseguenze di un rilascio incontrollato del serbatoio (come perdita di vite umane, costo dei danni, ecc.). Per minaccia (*threat*) si intende un evento o una condizione che potrebbe comportare il verificarsi di un pericolo (*hazard*). Il pericolo, invece, viene definito come una situazione avente il potenziale di causare danni all'uomo, alla proprietà, ecc. Una serie di pericoli può combinarsi per causare la rottura di una diga (*failure of a dam*), definita come un rilascio incontrollato e non intenzionale di acqua o come un evento dopo il quale la diga non è più in grado di trattenere acqua in modo sicuro a causa di una perdita totale di integrità strutturale. Il meccanismo attraverso il quale un pericolo porta alla rottura di una diga viene definito come modalità di rottura (*mode of failure*). In sintesi, la minaccia è l'evento scatenante la rottura; la minaccia può comportare un pericolo; un insieme di pericoli può provocare la rottura della diga.

Nella letteratura sono varie le minacce identificate, tra cui:

- invecchiamento
- alterazioni chimiche
- cambiamenti del flusso delle acqua sotterranee
- terremoti
- alluvioni/valanghe
- caricamento del serbatoio
- cicli di gelo/disgelo
- vento
- progettazione inappropriata
- attacco aereo
- attività umana e animale
- attacchi terroristici/incidenti
- estrazione mineraria.

Tra i principali pericoli si annoverano:

- cedimenti differenziali o deformazioni
- cedimento della fondazione
- deterioramento del calcestruzzo
- infiltrazione
- erosione
- riduzione del franco
- pressioni interstiziali elevate
- elevate sottospinte sulle fondazioni o sui giunti
- blocco degli stramazzi

- inadeguata energia di dissipazione
- costruzioni a valle
- corrosione armature
- minacce esterne che causano onde o danni
- terremoti.

Le principali modalità di rottura, invece, sono attribuibili a:

- meccanismi di ribaltamento locale o globale
- instabilità delle strutture di fondazione
- venute d'acqua localizzate.

Si possono distinguere evoluzioni lente e progressive nel tempo (processi di invecchiamento della diga) e impatti violenti di breve durata (impatti esterni di origine naturale).

Tra gli impatti esterni di origine naturale sono da considerare in primo luogo le piene e gli effetti sismici, di norma considerati adeguatamente in fase progettuale e determinati dalla normativa. Meno prevedibili, invece, sono i frequenti cambiamenti climatici che portano a distribuzioni di probabilità degli eventi idrologici e dei carichi termici diverse da quelle considerate in fase progettuale e alla conseguente necessità di adattamento delle opere.

2.2 Invecchiamento della diga

L'invecchiamento è definito come quella categoria di deterioramenti che si sviluppano nel corso del tempo in condizioni di normale esercizio dell'opera e che, provocando l'alterazione delle proprietà dei materiali del complesso diga-fondazioni, possono portare a conseguenze negative per la sicurezza dell'opera in tempi più o meno lunghi [11]. L'esercizio, convenzionalmente, viene considerato normale dopo 5 anni dalla messa in carico dell'opera. L'invecchiamento, quindi, comprende tutti i deterioramenti che si verificano a partire da 5 anni dopo il primo riempimento del serbatoio fino alla dismissione o demolizione dell'opera.

Conoscere la formazione e lo sviluppo dei fenomeni di deterioramento è necessario per individuare il tipo di invecchiamento, per valutarne le conseguenze sull'agibilità dell'opera e sulla sua sicurezza e per decidere i provvedimenti da adottare. Il "processo di invecchiamento", dunque, è costituito dall'insieme di cause ed effetti che portano come conseguenza al deterioramento delle proprietà dell'opera. Le "cause" sono i fattori che determinano le condizioni favorevoli per lo sviluppo del processo e sono legate a condizioni locali, al progetto, alla costruzione, alla gestione e ed alla manutenzione. Le cause inducono sull'opera delle "azioni", eventi che determinano l'innesco e l'evoluzione del processo. Le azioni producono "effetti" (diretti o indiretti nel comportamento della struttura) i quali rivelano che il processo è in atto. Il perdurare degli effetti porta a conseguenze negative nel medio termine (erosione, perdite, fessurazione) o a conseguenze ultime nel lungo termine che possono essere di natura meccanica (ribaltamento, scivolamento, disintegrazione) o idraulica (sifonamento, svuotamento).

2.2.1 Processi legati alla stabilità delle fondazioni

Deterioramento delle fondazioni per carichi alternati

Una delle principali cause di deterioramento della fondazione è la presenza di variazioni del livello di invaso che causano sforzi alternati nella fondazione e variazioni del gradiente idraulico nei giunti della roccia a monte. Elevate quote di invaso portano a deformazioni permanenti della fondazione, movimento dei giunti della roccia e inizio di propagazione di fessure. Tale processo può essere accompagnato ed amplificato da fasi di imbibizione alternate al prosciugamento del materiale di riempimento dei giunti.

Generalmente la roccia è resistente a tal punto da consentire che la struttura adotti un nuovo stato di equilibrio conseguente alle deformazioni permanenti; a volte, invece, può persistere nel tempo uno stato di deformazione irreversibile, il quale può manifestarsi anche dopo un lungo periodo di reversibilità.

Tale scenario è tipico di strutture sottili, soggette a sollecitazioni elevate ed a elevati gradienti idraulici, e di strutture con elevato rapporto lunghezza/altezza.

L'irreversibilità del fenomeno è spesso legata ad un gradiente idraulico caratterizzato da ampie fluttuazioni; di conseguenza i movimenti dei giunti diventano significativi e si ha dilavamento del loro materiale di riempimento; ciò causa deformazione permanete della fondazione.

Gli effetti sono [11]:

- a monte: apertura dei giunti a causa dello stato di sforzo e della pressione idrica pari al livello di invaso;
- a valle: elevata compressione e sforzi di taglio nella roccia.

Oltre a tali variazioni di natura strutturale, si verificano incrementi della portata di filtrazione e della sottopressione che possono generare fenomeni di sifonamento, instabilità di masse di roccia delimitate da piani di discontinuità o faglie, ridistribuzione di sforzi nella fondazione con possibili rotture locali (in particolare per sforzi di taglio).

Aumento del livello di falda nelle sponde

Nel caso in cui la fondazione è costituita da rocce permeabili (arenarie, calcari) o da rocce con giunti a geometria e riempimento particolari, a causa del riempimento del serbatoio, si ha un aumento del livello di falda nelle sponde ed attorno alla fondazione. Questo fenomeno può evolversi parecchi anni prima di stabilizzarsi.

Gli effetti sono [11]:

- apertura dei giunti verticali di costruzione e conseguente instabilità della struttura a causa dell'aumento di sottopressione a monte e compressione a valle;
- aumento della spinta nelle sponde in direzione del serbatoio e modifica dell'equilibrio dei giunti e delle faglie eventualmente presenti nella roccia di fondazione;
- elevato gradiente idraulico sullo schermo e perdite della sua tenuta.

Dissoluzione o erosione

La dissoluzione è il fenomeno attraverso cui l'acqua porta in soluzione una sostanza solubile. Solo alcuni minerali sono molto solubili in acqua pura (come il gesso), mentre la maggior parte di essi presenta una solubilità molto bassa. Nella realtà l'acqua piovana è in grado di assorbire CO_2 atmosferico con il quale interagisce per formare acido carbonico. L'acqua diventa quindi una soluzione debolmente acida in grado di esercitare un'azione solvente nei confronti di rocce altrimenti insolubili in acqua pura (come le rocce calcaree). In particolare, le rocce calcaree costituite da carbonato di calcio ($CaCO_3$) vengono dissolte in seguito alla trasformazione di quest'ultimo in bicarbonato di calcio $Ca(HCO_3)$, il quale è solubile e viene trascinato via.

La reazione alla base della dissoluzione dei carbonati è:

$$CaCO_3 + H_2O + CO_2 < => Ca(HCO_3)_2$$

Il fenomeno di dissoluzione si verifica quindi in rocce nelle quali lo scheletro litico o il materiale di riempimento dei giunti sono chimicamente solubili a causa dell'azione aggressiva delle acque del serbatoio e delle sponde. Ciò genera un aumento del flusso di filtrazione, in quanto viene meno il materiale solido, ed il fenomeno confluisce in quello di erosione.

Il fenomeno di erosione si verifica a causa delle alterazioni fisiche provocate dall'acqua nella roccia o della presenza di disturbi geologici (faglie) o di cavità e carsismi. Gli effetti sono un aumento del flusso di filtrazione e l'allargamento delle vie con conseguente cedimento della massa rocciosa sovrastante e stati di sforzo inammissibili nella struttura. Ciò provoca deformazione, fessurazione e sconnessione della struttura fino alla condizione ultima.

2.2.2 Processi relativi al corpo diga

Reazioni alcali-aggregati

La reazione alcali-aggregato è una delle forme di degrado chimico del calcestruzzo che si innesca in presenza di aggregati caratterizzati da una particolare composizione mineralogica. Tale reazione si verifica in due forme:

- reazione Alcali-Silice, in presenza di silice amorfa;
- reazione Alcali-Silicato in presenza di aggregati costituiti da silicati polifasici.

Il primo fenomeno è il più comune.

La reazione avviene a causa della presenza di alcali (sodio e potassio) nel cemento e di silice amorfa negli aggregati, la quale interagendo con sodio e potassio dà luogo ad un silicato alcalino gelatinoso in grado di rigonfiarsi in ambiente umido. In teoria, qualsiasi forma di silice (anche quella cristallina) è in grado di innescare tale fenomeno, ma la velocità e l'entità della reazione aumentano proporzionalmente con il grado di disordine cristallino e con la porosità della roccia.

Gli alcali (Na_2O e K_2O), la cui presenza è dovuta principalmente alla componente argillosa, in seguito all'idratazione passano in soluzione sotto forma di idrossidi secondo le seguenti reazioni:

$$Na_2O + H_2O \rightarrow 2Na(OH)$$

 $K_2O + H_2O \rightarrow 2K(OH)$

Gli aggregati reattivi reagendo con gli ioni ossidrili (OH-) degli alcali danno luogo a prodotti espansivi: sulla superficie dei granuli si forma un gel di silicati alcalini, il quale imbevendosi di acqua aumenta di volume generando una pressione tra i granuli della pasta di cemento. Questa espansione si verifica quando il calcestruzzo ha già fatto presa ed è in fase di indurimento. Di conseguenza l'aumento di pressione intergranulare porta a rigonfiamenti localizzati e fessurazioni nel calcestruzzo che portano al suo degrado.

I parametri che regolano la RAA sono [12]:

- tasso di umidità del calcestruzzo: massimo sul paramento di monte, vario nel corpo diga;
- diffusione degli alcali nella pasta di cemento;

• reattività della silice contenuta nell'aggregato.

Gli effetti della reazione sono eterogenei e sono i seguenti:

- sforzi di compressione nella direzione confinata delle spalle nelle dighe a gravità; nelle dighe ad arco invece si ha libertà di deformazione;
- rigonfiamento con sollevamento (parecchi mm/anno) e spostamento traversale del coronamento (normalmente verso monte);
- fessurazioni sui paramenti: orizzontali sotto il coronamento sui paramenti di monte e di valle nelle dighe a gravità; fessure orizzontali al piede di valle nelle dighe ad arco;
- elevati sforzi di trazione e conseguenti fessure verticali (non molto profonde) sulla parete interna dei pozzi e delle canne di drenaggio, nel piano diametrale coincidente con quello di compressione destra-sinistra.

Il fenomeno è irreversibile e non si arresta spontaneamente.

Molte sono le conseguenze, alcune non del tutto negative:

- le fessure alte sul paramento di valle sono drenanti e ubicate in zona con resistenza generalmente sovrabbondante;
- la reazione laterale è fortemente stabilizzatrice; sulle dighe ad arco compare un "effetto volta" che è stabilizzatore.

Le conseguenze negative, invece, sono:

- la tendenza della struttura a scivolare sulla fondazione a causa della eccessiva componente tangenziale degli sforzi di confinamento quando le sponde sono a debole pendenza;
- tendenza della struttura a scollamento e sollevamento dalla fondazione quando il profilo della sponda presenta convessità verso l'altro;
- deformazione del calcestruzzo nelle zone adiacenti a paratoie (soprattutto in presenza di scarichi di superficie);
- instabilità dello sbarramento quando l'orientamento delle fessure è sfavorevole è gli sforzi nelle zone non fessurate sono troppo elevati.

Attacco acque aggressive

La concentrazione di sali presenti nelle acque varia durante l'anno; essa è maggiore nella stagione asciutta, ma determinante per l'innesco del processo è il ricambio di acqua nel serbatoio, conseguente al bilancio apporti-utilizzazione.

Le zone principalmente interessate dall'attacco sono:

- paramento di monte, nelle aree esposte a fluttuazione del livello di invaso;
- parte più bassa della diga dove il differenziale di pressione è più elevato;
- fessure, giunti deteriorati, passaggi d'acqua, riprese di getto;
- zone di calcestruzzo debole o poroso, nelle zone di concentrazione delle armature.

Il parametro che facilita l'attacco è l'elevata permeabilità di calcestruzzo e malte riscontrabile nelle vecchie dighe. I calcestruzzi e malte più esposti sono quelli di calce idraulica e di cemento Portland.

Gli effetti di tale attacco sono:

- perdita di resistenza e peso del calcestruzzo, anche se la diga è abbastanza massiva ed in grado di sopportare tali perdite;
- formazione di sottopressioni sui piani di ripresa del corpo diga.

Le conseguenze di tali effetti sono l'instabilità nel caso di dighe a gravità e la corrosione di armature lasciate scoperte.

Distinti sono i processi dovuti agli attacchi di acque pure da quelli di acque contenenti solfati.

Acque pure

Le acque pure hanno basso contenuto di sali disciolti e presenza di anidride carbonica CO_2 . La loro azione aggressiva consiste nella dissoluzione dei componenti della pasta di cemento, soprattutto dell'idrossido $Ca(OH)_2$, che è il più solubile. Quest'ultimo reagisce con l'anidride carbonica presente nell'acqua o nell'atmosfera e dà carbonato $CaCO_3$ insolubile. La parte di CO_2 in eccesso ai fini della reazione, si combina con l'acqua e dà il bicarbonato $Ca(HCO_3)_2$ altamente solubile e removibile. I due processi portano anche separatamente alla decomposizione dei silicati e degli alluminati di calcio presenti nella pasta di cemento, con ulteriore formazione di idrossido di calcio, $Ca(OH)_2$. Lungo i suoi passaggi, l'acqua lascia sulle fessure, sui giunti e sulle riprese, depositi e efflorescenze di carbonato di calcio ($CaCO_3$) che possono anche sviluppare un'azione protettiva bloccando le vie di propagazione dell'attacco.

Gli effetti negativi causati nel calcestruzzo sono:

- perdita di resistenza del calcestruzzo o malta;
- aumento del flusso di filtrazione e sottospinta;
- ridotta coesione su piani interni;
- effetti idraulici negativi.

Acque contenenti solfati

Quando nelle acqua vi è la presenza di solfati, si sviluppano i seguenti processi:

- L'idrossido di calcio $Ca(OH)_2$ presente nella pasta di cemento si trasforma in solfato di calcio in cristalli; gli alluminati e ferriti idrati si trasformano in solfo-alluminati e solfo-ferriti. Questi prodotti sono insolubili e espansivi; di conseguenza queste reazioni comportano rigonfiamento, la principale causa di perdita quasi totale delle caratteristiche meccaniche del materiale e della conseguente disintegrazione dell'impasto nel giro di qualche mese o anno.
- Il solfato di magnesio (acque marine), quando presente, oltre che nella trasformazione precedente, reagisce con il silicato di calcio e abbassa il pH della pasta innescando un processo di dissoluzione del carbonato di calcio simile a quello delle acque pure. Ciò comporta decomposizione dei silicati di calce e conseguente perdita di resistenza.

L'attacco dei solfati è facilitato dalla presenza di legante di elevata alcalinità. Inoltre, si ha un aumento della permeabilità di calcestruzzo e malta se i prodotti risultanti sono dilavabili dal flusso d'acqua.

Ritiro, viscosità

Il calcestruzzo ha delle particolari caratteristiche chimico-fisiche legate a diverse tipologie di deformazioni, prodotte soprattutto dalla maturazione e dall'applicazione dei carichi di esercizio delle strutture. La conoscenza di questi fenomeni è essenziale ai fini della durabilità dell'opera in quanto hanno dirette conseguenze sia sulla progettazione, sia sulle lavorazioni di cantiere e sia sul prodotto finale.

Le principali deformazioni reologiche del calcestruzzo sono:

- deformazioni dovute al ritiro, indipendenti dai carichi;
- deformazioni dovute alla viscosità, dipendenti dai carichi.

Il ritiro è una variazione di volume del calcestruzzo che avviene durante la fase di presa e indurimento, dovuta alla progressiva eliminazione (o assorbimento) di acqua dalla pasta cementizia. A seconda che la maturazione avvenga in aria o in acqua, tale fenomeno determina una contrazione (*shirnkage*) o un rigonfiamento (*swelling*). Il ritiro avviene sempre sulla superficie esterna per poi estendersi nelle zone interne; pertanto produce delle tensioni interne che possono provocare fessurazioni superficiali e compromettere la durabilità del calcestruzzo.

I fattori che influenzano il fenomeno dipendono dalla composizione del calcestruzzo (natura degli aggregati, rapporto acqua/cemento (a/c), rapporto quantità di inerte/cemento (i/c)), dall'ambiente di maturazione (umidità relativa, temperatura esterna, velocità dell'aria) e dalla geometria dell'elemento (superficie a contatto con l'ambiente esterno, disposizione e percentuale di armatura). Il fenomeno si riduce quando l'umidità relativa è elevata.

A differenza del ritiro, le deformazioni viscose sono dovute all'applicazione di un carico esterno continuo nel tempo e sono collegate alla plasticità interna del conglomerato, dovuta agli spostamenti di acqua non chimicamente legata verso i vuoti disponibili. Tale migrazione ha come conseguenza una contrazione della pasta cementizia. I fattori che influenzano il fenomeno sono da ricercare non solo nella composizione del calcestruzzo, nelle dimensioni dell'elemento e nelle caratteristiche dell'ambiente esterno, ma anche nell'entità dei carichi di lunga durata e nella maturazione del calcestruzzo nel momento di applicazione di tali carichi.

Entrambi i fenomeni continuano per anni e influiscono sulla struttura in modo significativo. Gli effetti della contrazione sono in genere meno importanti sulle dighe a gravità che sulle dighe ad arco. Nelle dighe ad arco, la contrazione per ritiro produce un accorciamento degli archi.

I principali effetti sono:

- spostamento irreversibile dei punti chiave verso valle, con valore massimo al coronamento;
- basculamento delle mensole più alte verso valle, con conseguente scarico della porzione di monte della relativa fondazione: ciò causa sollevamento della parte di monte del piede della diga e scollamento del corpo diga dalla fondazione;
- aumento dell'effetto mensola in conseguenza della diminuzione dell'effetto arco nella parte bassa della diga.

Le conseguenze sono sia meccaniche che idrauliche.

Dal punto di vista statico si ha una modifica delle condizioni di appoggio, in quanto le maggiori sollecitazioni di compressione (esercitate sulla parte a valle della fondazione), causano lo spostamento verso valle della reazione di appoggio.

Dal punto di vista idraulico, nella zona sollevata di monte penetra la pressione idrostatica dell'invaso. Ciò determina un aumento dei gradienti idraulici, ma anche un aumento delle perdite dei drenaggi in quanto la zona scollata può progredire fino ad interessare direttamente questi ultimi.

Nelle dighe a gravità, invece, il ritiro determina fessurazioni interne al corpo diga a partire dal piano di fondazione. Tale stato fessurativo è però impossibile da apprezzare all'esterno, in quanto questo tipo di diga è privo di vani interni nei quali osservare tale fenomeno.

Azione del gelo

Il deterioramento del calcestruzzo è dovuto, sotto opportune combinazioni di fattori sia interni che esterni, anche ai cicli naturali di gelo-disgelo. Tali fattori sono:

- proprietà di calcestruzzo e malta: porosità, permeabilità, resistenza meccanica, variabilità del modulo elastico nel tempo, caratteristiche termiche, qualità dell'aggregato, modalità di posa in opera;
- condizioni ambientali cui la struttura è esposta: posizione geografica e altitudine, temperatura minima-massima del ciclo, contenuto di umidità del calcestruzzo al momento della formazione del ghiaccio.

Il principale fattore è la porosità, in termini di dimensione e distribuzione dei pori: il congelamento dell'acqua avviene nei pori capillari a temperature diverse dipendenti dalla dimensione dei pori.

Maggiore è l'umidità del calcestruzzo, maggiori sono i danni causati dal gelo: l'acqua, congelandosi, aumenta di volume con conseguente dilatazione del materiale oltre il limite elastico e fessurazione superficiale fino a disintegrazione della porzione di calcestruzzo interessata dal fenomeno.

Le zone sensibili a tale tipo di deterioramento sono:

- sul paramento di monte, le zone di oscillazione del livello d'invaso ma anche la parte alta dove vi sono aggregati di cattiva qualità;
- spigoli, giunti di contrazione, riprese di getto;
- sul paramento di valle, la parte bassa soggetta a travenazione.

Aumento della permeabilità

La principale alterazione che il calcestruzzo può subire a causa dell'ambiente esterno è l'aumento della permeabilità, in quanto facilita la penetrazione di agenti dannosi dentro il corpo diga.

La permeabilità intrinseca di calcestruzzo e malta dipende dalle caratteristiche dell'impasto (compattezza, tipo e quantità di cemento, granulometria degli inerti, rapporto acqua/cemento), metodo di posa in opera, modalità di maturazione.

Il meccanismo di propagazione di acqua e gas entro calcestruzzo e malta (possibile solo se la grandezza dei pori è maggiore di 10^{-6} m e se i pori sono tra loro comunicanti) avviene in due fasi:

- diffusione entro i pori collegati tra loro e successivo trasporto nella rete di pori;
- assorbimento capillare o a pressione idraulica.

Tale alterazione avviene maggiormente in strutture sottili, costituite da materiali inadeguati, ubicate in zone a condizioni climatiche severe o soggette ad attacco di acque aggressive.

A causa dell'aumento di permeabilità si ha l'innesco di processi di degrado dovuti all'azione di agenti aggressivi esterni o a fenomeni di alterazione fisica (gelo/disgelo). Inoltre, a seguito di tale fenomeno, si riscontrano infiltrazioni sul paramento di valle (nella dighe a gravità) e sull'intradosso di archi sottili.

Variazioni della temperatura esterna

I paramenti delle dighe sono soggetti giornalmente a salti termici elevati se esposti a forte insolazione o in zone di clima freddo. Dato che la temperatura del nucleo interno del corpo diga in esercizio è prossima a quella media annuale dell'ambiente esterno, a causa di tali salti termici, si stabilisce un gradiente termico elevato tra gli strati superficiali del calcestruzzo ed il nucleo interno. In fase di raffreddamento, ciò induce sforzi di trazione negli strati superficiali e sforzi di compressione nel nucleo (l'inverso accade in fase di riscaldamento).

Questa alternanza di sforzi trazione/compressione determina uno stato fessurativo nello strato superficiale, dipendente dalle caratteristiche meccaniche e deformative. Tali fessure sono capillari e profonde pochi centimetri: non costituiscono un pericolo statico diretto, bensì una via di più facile penetrazione di acqua e agenti aggressivi disciolti, facilitando l'azione disgregante di gelo/disgelo. La penetrazione delle fessure verso l'interno della diga può essere favorita dall'azione dei carichi esterni in quanto può creare una concentrazione di tensioni in corrispondenza delle fessure.

Capitolo 3

Azione sismica

3.1 Generalità

Un sisma (dal greco *seismòs*, scossa) può essere definito come una vibrazione della Terra causata da una rapida liberazione di energia meccanica al suo interno. Fu verso la metà del XIX secolo che l'ingegnere irlandese Robert Mallet arrivò alla conclusione che un sisma consiste in una serie di onde elastiche che, a causa della deformazione o frattura di masse rocciose nel sottosuolo, si propagano attraverso la Terra.

Fu solo dopo il terremoto di San Francisco del 1906 che venne individuata la causa prima del sisma. Il sismologo americano Harry F. Reid propose un modello del meccanismo di deformazioni all'origine dei terremoti, il meccanismo di rimbalzo elastico (Figura 3.1).



Figura 3.1: Meccanismo del rimbalzo elastico in una successione di schemi.

Il concetto base di tale modello è che le rocce, sottoposte ad uno sforzo (dovuto ai movimenti in atto nella crosta terrestre e nel mantello superiore), hanno un comportamento elastico e si deformano in maniera progressiva fino al raggiungimento del limite di rottura (Figura 3.2).



Figura 3.2: Diagramma sforzo-deformazione.

Dopodiché a partire dal punto più debole della massa rocciosa si innesca una frattura che provoca la creazione di una faglia, lungo il cui piano le rocce scorrono le une contro le altre in direzioni opposte. Le due parti originarie della massa rocciosa, essendo libere di reagire elasticamente, ritornano bruscamente nella loro posizione di equilibrio. L'energia elastica accumulata durante la deformazione viene liberata in parte sotto forma di calore a causa dell'attrito lungo il piano di scorrimento, in parte sotto forma di vibrazioni che si propagano in tutte le direzioni a partire da un punto iniziale chiamato ipocentro o fuoco (Figura 3.3).



Figura 3.3: Ipocentro ed epicentro.

Raggiunta la nuova posizione di equilibrio, tale zona giace in un periodo di tranquillità sismica fin quando non viene raggiunto un nuovo punto di rottura a causa del perdurare delle forze tettoniche e del conseguente accumulo di energia.

L'intero processo può essere schematizzato come ciclo sismico, nel quale si distinguono più stadi:

- pre-sismico (prima della rottura), nel quale la deformazione elastica provoca variazioni delle caratteristiche delle rocce;
- post-sismico (dopo la rottura), nel quale la zona interessata raggiunge un nuovo equilibrio attraverso successive scosse.

3.1.1 Sismicità e tettonica delle placche

I sismi si verificano continuamente nel tempo, però si generano solo in alcune zone della superficie terrestre, le *aree sismiche* o sismicamente attive. Le zone in cui non si generano prendono il nome di *zone asismiche*, nelle quali però è possibile che si risentano gli effetti delle vibrazioni generate nelle contigue zone sismiche.

La mappatura di tali zone è connessa alla teoria della Tettonica delle Placche, teoria sull'evoluzione del nostro Pianeta formulata alla fine degli anni Sessanta del XX secolo.

La Terra è costituita da involucri concentrici di differente natura e spessore (Figura 3.4); dal più esterno al più interno essi vengono classificati come segue:



Figura 3.4: Interno della Terra.

- *crosta*, la parte più esterna del pianeta, che costituisce un involucro rigido e sottile il cui spessore varia dai 70 km (sotto i continenti, in corrispondenza delle grandi catene montuose) ai 7 km sotto i fondi oceanici. La fine della crosta è individuata da una brusca discontinuità sismica, nota come superficie di Moho.
- mantello, che rappresenta l'82% del volume della Terra e si estende dalla Moho fino a circa 2900 km di profondità fino alla discontinuità sismica di Gutenberg. Il mantello presenta notevole rigidità per tutta la sua estensione, tranne che in una zona compresa tra i 70 e i 250 km di profondità, l'astenosfera, una zona di debolezza in cui il materiale è parzialmente fuso. L'insieme della crosta del mantello fino all'astenosfera viene chiamato litosfera.
- nucleo, che rappresenta il 16% del volume della Terra e si estende dalla discontinuità sismica di Gutenberg fino al centro della Terra, con una raggio di circa 3470 km. Il nucleo è composto da una parte fluida, che si estende fino alla superficie di Lehmann, e da una parte solida, che si estende da tale superficie fino al centro della Terra.

La teoria della Tettonica delle Placche ha come oggetto il comportamento della litosfera che, come già esposto prima, costituisce l'involucro rigido più esterno della Terra e che poggia sull'astenosfera, rispetto alla quale è libera di muoversi.

La litosfera è attraversata per tutto il suo spessore da fasce molto attive (dorsali di espansione, fosse di subduzione, faglie trasformi) che la suddividono in una ventina di maglie regolari, chiamate *placche*. I bordi di ciascuna placca, chiamati margini, vengono classificati in base alla loro funzione in:

- *margini costruttivi o divergenti*: le dorsali oceaniche, lungo le quali si genera nuova litosfera che si allontana man mano dalla dorsale;
- *margini distruttivi o di convergenza*: le fosse oceaniche, lungo le quali viene distrutta la litosfera nel processo di subduzione, un fenomeno geologico attraverso il quale si ha lo scorrimento di una placca sotto un'altra e il suo conseguente trascinamento in profondità del mantello;
- *margini conservativi o trascorrenti*: le faglie trasformi, lungo le quali due placche scorrono l'una a fianco dell'altra in direzione opposte, senza variazioni nel volume della litosfera.

Confrontando la figura che riporta la distribuzione mondiale dei terremoti (Figura 3.5) con quella che riporta il mosaico della placche (Figura 3.6), si nota immediatamente come le due figure siano correlate. L'allineamento degli ipocentri, infatti, coincide per circa il 95% con i margini delle placche.



Figura 3.5: Distribuzione mondiale ipocentri.



Figura 3.6: Mosaico di placche in cui risulta suddivisa la litosfera, da [29].

Ad ogni tipologia di margini corrisponde un moto che si traduce in sismi di diversa entità:

- *moto divergente*, a cui corrisponde una sismicità bassa con ipocentri poco profondi (sismi superficiali);
- *moto convergente*, a cui corrisponde una sismicità moderata con ipocentri poco profondi nel caso di contatto tra due zolle continentali oppure una sismicità elevata con ipocentri molto profondi nel caso di contatto tra litosfera oceanica e continentale;
- *moto trascorrente*, a cui corrisponde una sismicità moderata con ipocentri poco profondi.

3.1.2 Onde sismiche

Come già accennato precedentemente, l'energia liberata all'ipocentro si propaga in parte come onde sismiche attraverso le rocce circostanti in tutte le direzioni. Le particelle di materiale vicino alla faglia oscillano rapidamente intorno ad una posizione di equilibrio prima di fermarsi generando una perturbazione che si propaga da una particella a quella vicina. Tali movimenti generati all'ipocentro producono diversi tipi di deformazioni a cui corrispondono diversi tipi di onde.

Inoltre, essendo la struttura della Terra costituita da materiali diversi, si hanno fenomeni di rifrazione e riflessione. Si parla di rifrazione quando un'onda elastica che si propaga, raggiunta la superficie di separazione con un altro materiale, attraversa tale superficie cambiando velocità e propagazione. Invece, si parla di riflessione quando, raggiunta la superficie di separazione, parte dell'energia dell'onda elastica si riflette su tale superficie e ritorna a propagarsi nello stesso materiale ma con direzione diversa.

Pertanto, all'epicentro del terremoto (punto in superficie, sulla verticale dell'ipocentro) arriva un groviglio di onde con varie frequenze e velocità, a causa del fatto che le onde inizialmente dirette verso l'interno possono rimbalzare verso la superficie interferendo con altre onde. Per distinguere i vari tipi di onde bisogna quindi portarsi ad una certa distanza dall'epicentro in quanto, muovendosi con velocità diverse, arriveranno in tempi successivi. In prossimità dell'epicentro, invece, le onde arrivano quasi contemporaneamente a causa del breve cammino percorso.

Si distinguono principalmente tre tipi di onde:

- onde di volume (Figura 3.7), che si generano nell'ipocentro:
 - onde prime (o P);
 - onde seconde (o S);
- onde superficiali (Figura 3.8):
 - onde di Rayleigh;
 - onde di Love.

Le onde prime (o P) sono onde longitudinali (o di compressione): al loro passaggio generano un'oscillazione delle particelle di roccia nella direzione di propagazione dell'onda stessa. La roccia, quindi, subisce variazioni di volume, comprimendosi e dilatandosi alternativamente. Tali onde sono le più veloci, con una velocità che varia tra 4 e 8 km/s e si propagano in ogni mezzo.

Le onde seconde (o S) sono onde trasversali (o di taglio): al loro passaggio generano un'oscillazione delle particella di roccia perpendicolari alla direzione di propagazione. La roccia, quindi, subisce variazioni di forma ma non di volume. Tali onde sono più lente, con una velocità che varia tra 2.3 e 4.6 km e non si possono propagare attraverso i fluidi.

Quando le onde di volume raggiungono la superficie terrestre, si trasformano in parte in onde superficiali, propagandosi dall'epicentro lungo la superficie terrestre. Tali onde sono più lunghe di quelle interne e sono più lente; si smorzano rapidamente con la profondità, ma possono percorrere lunghe distanze prima di estinguersi. Le onde superficiali vengono generalmente distinte in onde di Rayleigh e in onde di Love che si generano in quanto la superficie terrestre rappresenta discontinuità meccaniche.



Figura 3.7: Onde di volume, da [29].

Le onde di Rayleigh possono propagarsi solo se è presente una superficie di discontinuità delle caratteristiche elastiche. La loro velocità è pari al 92% delle onde di taglio. Al propagarsi di tali onde le particelle di roccia compiono orbite ellittiche in un piano verticale lungo la direzione di propagazione.

Le onde di Love possono propagarsi solo in mezzi limitati da due superfici di discontinuità delle caratteristiche meccaniche. Al passaggio di tali onde le particelle oscillano trasversalmente alla direzione di propagazione ma nel solo nel piano orizzontale.





Figura 3.8: Onde superficiali, da [29].

3.1.3 Misura dei terremoti

Un primo strumento per valutare la forza di un terremoto è considerare la scala delle intensità, incentrata sullo studio degli effetti del terremoto. Successivamente, con l'avvento delle registrazioni strumentali, è stato introdotto il concetto della magnitudo, la grandezza che stabilisce la forza di un terremoto indipendentemente dagli effetti con cui si manifesta.

La scala di intensità più utilizzata in Europa e in America è la scala MCS (Mercalli-Càncani-Sieberg), divisa in 12 gradi di intensità (Tabella 3.1).

L'intensità viene stabilita valutando gli effetti prodotti dal sisma su persone, manufatti o terreno. Tali effetti vengono chiamati dati macrosismici del terremoto e si riferiscono all'area all'interno della quale è stato percepito il sisma. Ad ogni località viene attribuito un grado di intensità che sarà massimo nell'area in prossimità dell'epicentro e via via decrescente nelle località più lontane.

Per valutare la "forza" di un terremoto, invece, bisogna avere a disposizione i sismogrammi che riproducono in scala le oscillazioni subite dal suolo. Si considerino due sismi distinti ma con lo stesso epicentro. Confrontando i sismogrammi registrati in stazioni collocate a distanze diverse, si nota che il rapporto tra l'ampiezza

Grado	Scossa	Descrizione
Ι	impercettibile	Avvertita solo dagli strumenti sismici.
II	molto leggera	Avvertita solo da qualche persona
		in opportune condizioni.
III	leggera	Avvertita da poche persone. Oscillano oggetti
		appesi con vibrazioni simili
		a quelle del passaggio di un'automobile.
IV	moderata	Avvertita da molte persone;
		tremito di infissi e cristalli,
		e leggere oscillazioni di oggetti appesi.
V	piuttosto forte	Avvertita anche da persone addormentate;
		caduta di oggetti.
VI	forte	Qualche leggera lesione negli edifici
		e finestre in frantumi.
VII	molto forte	Caduta di fumaioli, lesioni negli edifici.
VII	rovinosa	Rovina parziale di qualche edificio;
		qualche vittima isolata.
IX	distruttiva	Rovina totale di alcuni edifici
		e gravi lesioni in molti altri;
		vittime umane sparse ma non numerose.
X	completamente distruttiva	Rovina di molti edifici; molte vittime umane;
		crepacci nel suolo.
XI	catastrofica	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime
		vittime; crepacci e frane nel suolo; maremoto.
XII	apocalittica	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti;
		sconvolgimento del suolo; maremoto distruttivo.

Tabella 3.1: Scala MCS (Mercalli-Càncani-Sieberg).

massima delle onde registrate sui sismogrammi dei due sismi, determinato per ogni stazione, rimane invariato, indipendentemente dalla distanza della stazione dall'epicentro. Si definisce, quindi, *magnitudo di un terremoto* il rapporto tra la massima ampiezza delle onde del sisma in esame (A) e la massima ampiezza delle onde di un sisma standard (A_0).

Il sismologo Richter propose come terremoto di riferimento un "terremoto che produce su un sismografo standard, posto a 100 km dall'epicentro, un sismogramma con oscillazione massima uguale a 0.001 mm". Inoltre, per evitare ordini di magnitudo troppo elevati, propose di ricorrere ai logaritmi in base dieci. Pertanto la magnitudo si calcola come:

$$M = \log \frac{A}{A_0} = \log A - \log A_0 \tag{3.1}$$

Tra intensità e magnitudo non vi è sempre una corrispondenza precisa: può accadere che terremoti di magnitudo diversa abbiano lo stesso grado di intensità.

La magnitudo, infatti, è una misura strumentale della forza di un terremoto: ogni terremoto ha la sua magnitudo, indipendente dalla posizione e dalla distanza dalla stazione sismica, ma di valore uguale in ogni punto della Terra.

L'intensità, invece, si riferisce agli effetti ed assume quindi, per un stesso terremoto, valori diversi in base alla zona considerata: sarà maggiore nella zona in prossimità dell'epicentro e nulla ad una certa distanza.

Pertanto, i due concetti di intensità e magnitudo non sono intercambiabili. Tuttavia, sono state individuate alcune relazioni empiriche che legano i due concetti, valide ognuna per una determinata regione. Sono state cercate relazioni sperimentali del tipo:

$$M = f_1(I_0, h)$$
 oppure $I_i = f_2(I_0, D_i, h)$

dove:

 I_0 =intensità epicentrale h=profondità dell'ipocentro D_i =distanza epicentrale I_i =intensità alla distanza epicentrale.

Per esprimere l'intensità epicentrale è stata ricavata la seguente espressione:

$$I_0 = bM - v \log h + c \tag{3.2}$$

Per i terremoti superficiali, $\log h$ può essere considerato costante, pertanto si ricava:

$$M = AI_0 + B \tag{3.3}$$

dove A e B derivano dai dati di osservazione.

Le relazioni proposte da Karnik per ogni zona dell'Italia sono:

- $M = 0.53I_0 + 0.95$ per l'Italia settentrionale;
- $M = 0.51I_0 + 1$ per l'Italia centrale;
- $M = 0.35I_0 + 2.1$ per l'Italia meridionale e la Sicilia.

3.2 Effetti dell'azione sismica sulle dighe

Un sisma produce sulla diga due effetti principali:

- tensioni aggiuntive e conseguenti spostamenti dovuti all'oscillazione del terreno di apoggio poichè questa si trasmette alla base e alle sponde della diga;
- oscillazione del fluido contenuto nell'invaso, prodotta sia dal sisma stesso che dagli spostamenti della diga prodotti dal sisma.

3.2.1 Metodi di calcolo per l'azione sismica

Diversi sono i metodi di calcolo disponibili per considerare l'azione sismica sulla struttura, dai metodi semplificati (come ad esempio il metodo pseudostatico) a metodi molto più onerosi. La scelta del metodo da utilizzare è basata sul rischio sismico: maggiore è il rischio, più rigoroso dovrà essere il metodo adottato.

I principali metodi di calcolo per una diga di calcestruzzo a gravità sono:

- metodo pseudostatico;
- metodo pseudodinamico;
- metodo dinamico.

Metodo pseudostatico

Il metodo pseudostatico consiste nell'applicare alla diga, sotto forma di carichi statici equivalenti, le forze di inerzia e le pressioni idrodinamiche dovute al sisma. L'oscillazione del terreno viene considerata come una forza applicata nel centro di gravità con componente orizzontale pari al peso della diga moltiplicato per un coefficiente sismico, e componente verticale pari a metà di quella orizzontale, applicata nello stesso punto e diretta verso l'alto (effetto più sfavorevole). Tali componenti aumentano la spinta idrostatica e diminuiscono la forza peso generando effetti destabilizzanti. Le pressioni idrodinamiche vengono calcolate con le formule di Westergaard, Zangar o secondo quanto riportato nelle Normative.

Il modello di calcolo utilizzato è un modello piano (singolo concio), nel quale si combinano i carichi dovuti al sisma con i carichi statici (peso proprio, spinta idrostatica, sottopressioni).

Nel caso in cui le sollecitazioni ottenute con il metodo pseudostatico superino i limiti ammissibili, è necessario un calcolo più approfondito.

Metodo pseudodinamico

Il metodo pseudodinamico, basato su una stima empirica della frequenza e della forma modale del modo di vibrare della diga, consiste nell'effettuare un'analisi semplificata basata sul metodo dello spettro di risposta.

Per ottenere lo spettro di risposta si fa riferimento alla normativa [5]. L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti: due orizzontali (X e Y) e una verticale (Z), tra loro indipendenti. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta (*spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali*), mentre la componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta (*spettro di risposta elastico delle accelerazioni verticali*).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5 %, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g . Sia il valore di a_g sia la forma spettrale variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} .

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni, qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} :

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$
(3.4)

dove:

 a_g è il valore dell'accelerazione massima orrizontale il cui valore, per ogni sito, è definito in allegato alla norma [5];

T e S_e sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante:

$$S = S_S S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

 η è il fattore che altera lo spettro elastico mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\zeta}} \ge 0.55$$

essendo ζ lo smorzamento viscoso espresso in percentuale;

 F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima i cui valori, per tutti i siti, si trovano in allegato alla norma [5];

 T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

essendo C_C un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo e T_C^* definito in allegato alla norma [5];

 T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

 T_D è il periodo corrispondente all'inzio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 0.4 \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture vengono considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo, nelle formule 3.4, η con 1/q, dove q è il fattore di struttura.

Metodo dinamico

Il metodo dinamico consente il calcolo dell'effettiva risposta sismica della struttura. Si utilizzano modelli ad elementi finiti in grado di considerare la deformabilità del terreno introducendo nel modello una parte della fondazione (realizzata mediante elementi discreti, come molle o smorzatori, che ne approssimano la deformabilità).

La risposta della struttura viene valutata attraverso un'analisi a spettro di risposta o attraverso un'integrazione passo a passo nel tempo, dato un accelerogramma di input.

Poichè un solo accelerogramma non è rappresentativo dal punto di vista statistico, è necessario ripetere il calcolo con più *time histories*.

Tale metodo è più oneroso degli altri sia dal punto di vista numerico, sia perchè richiede una conoscenza più approfondita dei materiali e del moto da imporre alla struttura.

3.2.2 Metodi di calcolo per l'analisi dell'interazione fluido-struttura

Le oscillazioni del fluido contenuto nell'invaso generano un aumento della spinta idrostastica, con conseguente aumento delle tensioni, e un aumento del livello idrico nel paramento di monte. Tale fenomeno viene indicato con il termine "sloshing". La sua considerazione è importante in quanto influisce sulla dinamica delle struttura e, in alcuni casi, può portare al rilascio all'esterno del fluido contenuto al suo interno.

Diversi sono gli approcci e le metodologie utilizzate negli anni per affrontare lo studio delle pressioni idrodinamiche. Gli approcci principali si dividono in:

- approccio acustico
- approccio fluido-dinamico

Secondo l'approccio acustico, per analizzare il fenomeno si fa riferimento all'equazione dell'onda di D'Alembert:

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{c^2} \frac{\partial \phi}{\partial t^2}$$

dove:

 ϕ rappresenta la funzione del potenziale di velocità, definita come $u_i = \frac{\partial \phi}{\partial x_i}$, con u_i componente scalare del vettore velocità;

cè la velocità dell'onda nel mezzo: in acqua vale $c \simeq 1430 m/s$. Alla base di tale approccio vi sono le ipotesi semplificate di viscosità nulla (si considera il moto del fluido a sufficiente distanza dalle pareti solide) e di piccole oscillazioni delle particelle liquide nell'intorno della loro posizione (ciò permette di affermare che la variazione di pressione e la conseguente variazione di densità dovute alla compribilità del fluido sono contenute). Nel caso in cui si ipotizza un fluido incomprimibile, l'equazione diventa: $\nabla^2 \phi = 0$.

Secondo l'approccio fluido-dinamico, invece, si fa riferimento alle equazioni di Navier-Stokes, descriventi il moto del fluido in un flusso continuo:

$$\rho\left(\vec{f} - \frac{\partial u}{\partial t} - \vec{u}div(\vec{u})\right) = \nabla p - (\lambda + \mu)\nabla(\nabla(\vec{u})) - \mu\nabla^{2}\vec{u}$$

dove ρ è la densità del fluido, \vec{f} è il vettore delle forze di massa, \vec{u} è il vettore velocità nel fluido, p è la pressione (tensione normale alla superficie, positiva se di compressione), μ è la viscosità dinamica del fluido, λ è la viscosità volumetrica del fluido.

Alla base di tale approccio vi sono le ipotesi di fluido reale (viscoco e comprimibile) e newtoniano (tensioni tangenziali proporzionale al gradiente di velocità perpendicolare alla direzione di deformazione).

Metodo di Westergaard

Numerose sono le teorie sviluppate nel corso degli anni sulla base di questi due approcci. La prima, risalente al 1933, è dovuta a Westergaard. Secondo tale teoria, basata su metodo analitico, l'eccitazione del liquido si tiene in conto considerando una distribuzione di massa aggiuntiva al paramento di monte dell'opera. Tale massa aggiuntiva modifica le frequenze naturali della struttura che risultano inferiori rispetto a quelle che si otterrebbero non considerando l'invaso.

Gli effetti dell'interazione fluido-struttura vengono rappresentati da una distribuzione di pressioni idrodinamiche sul paramento di monte. Tali pressioni, ottenute dalla soluzione dell'equazione di D'Alembert, possono essere espresse come una sommatoria infinita di termini sinusoidali:

$$p_R(z) = \frac{8H\rho_w a_g}{\pi^2} \sum_{1,3,5..}^{\infty} \frac{1}{n^2 C_n} \sin\left(\frac{n\pi(H-z)}{2H}\right)$$

dove:

 ${\cal H}$ altezza del pelo libero da fondo invaso

 ρ_w densità dell'acqua

 a_q massima accelerazione al suolo

 $C_n = \sqrt{1 - \frac{16\rho_w H^2}{n^2 K_w T_{en}^2}}$ una costante adimensionale che considera che considera la comprimibilità del liquido

 K_w modulo di comprimibilità dell'acqua

 T_{en} periodo della forzante armonica

 \boldsymbol{n} intero naturale dispare identificante l'ennesima armonica.

Poichè le frequenze che caratterizzano i sismi sono varie, tale formulazione non è direttamente applicabile. L'autore, pertanto, suggerisce una formulazione approssimata considerando l'ipotesi di incomprimibilità del liquido tale per cui le pressioni idrodinamiche risultano indipendenti dalle frequenze forzanti. Secondo tale approssimazione, le pressioni presentano un andamento parabolico espresso dalla seguente formulazione:

$$p_A(z) = \frac{7}{8} a_g \rho_w \sqrt{H(H-z)}$$

Tale soluzione è valida finché le condizioni di moto del liquido sono lontane dalle condizioni che ne inducono la risonanza.

Calcolando le frequenza fondamentale della masse dell'invaso come $f_1 = c_p/4H$ (Chopra, 1966), dove c_p è la velocità delle onde di pressione in acqua e H l'altezza del livello di invaso, e considerando piccoli sbarramenti (H = 15m e $c_p = 1500m/s$), si ottiene $f_1 = 25Hz$. Dato che l'azione sismica è caratterizzata da frequenze dell'ordine di qualche Hz, tale formulazione risulta applicabile nelle situazioni qui considerate.

Ipotizzando che sia solo una porzione di acqua a muoversi rigidamente con la diga, mentre la restante parte non partecipa al moto, l'andamento delle pressioni idrodinamiche può essere tradotto in densità di massa tale per cui risulta:

$$m_{eq} = \frac{1}{ga_g} \int_0^H p_A(z) dz$$

Utilizzando metodi di calcolo agli elementi finiti, tale distribuzione di massa (che presenta la stessa distribuzione parabolica delle pressioni idrodinamiche) può essere considerata concentrata ai nodi appartenenti al paramento di monte. Ad ogni nodo competerà la massa:

$$m_{ai} = \frac{7}{8}\rho_w A_i \sqrt{H(H-z_i)}$$

dove, considerando una porzione estesa 1 m in direzione y, $A_i = s_i \cdot 1$ m è l'area competente all'i-esimo nodo e z_i è la quota corrispondente.



Figura 3.9: Distribuzione di massa sul paramento di monte.

DM 26 Giugno 2014

Secondo quanto stabilito in [3], in mancanza di accurate valutazioni, le azioni inerziali dell'acqua possono essere considerate assimilandole ad una distribuzione di pressione sul paramento a monte che vale:

$$p = a\rho cy_0$$

dove:

a = accelerazione orizzontale massima al sito;

 ρ = massa per unità di volume dell'acqua;

 y_0 = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

$$c = \frac{c_m}{2} \left[\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p;

 $c_m = -0.0073\alpha + 0.7412$ in cui α è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali.

3.3 Il rischio sismico

Il sisma è uno dei pericoli (*hazards*) che può colpire una diga esistente. É necessario pertanto determinare la criticità sismica della diga per valutarne la sicurezza ed un piano di intervento, considerando aspetti tecnici, politici e sociali.

Per definire la priorietà di interventi necessari a mitigare il rischio sismico si utilizza un'analisi multicriteriale [14] che determina la criticità sismica considerando gli effetti (in termini di perdita di vite umane e proprietà) di un sisma.

Tale analisi è basta su tre fattori che determinano il rischio sismico: pericolità (*ha-zard*), vulnerabilità (*vulnerability*) e esposizione (*exposure*).

La pericolosità (*H*) può essere calcolata come [14]:

$$H = (A - Zona) + 1$$

dove Zona è un numero intero (da 1 a 4) che indica la zona sismica di interesse. Pertanto H varia tra 4 e 1.

La zonazione sismica si ottiene comparando l'accelerazione sismica locale con la massima accelerazione regionale (o nazionale) attesa: si associa la zona 1 alla zona in cui sono attesi i terremoti più forti.
Zona	Breve descrizione	Accelerazione di riferimento
1	Sismicità alta	PGA > 0.25g
2	Sismicità medio-alta	0.15g < PGA > 0.25g
3	Sismicità medio bassa	0.05g < PGA > 0.15g
4	Sismicità bassa	PGA < 0.05g

Tabella 3.2: Zonazione sismica.

La vulnerabilità (V) è calcolata come:

$$V = V_S + SG + \frac{V_{amb}}{3}$$

dove:

- V_S è la vulnerabilità strutturale: varia da 0 (nessuna rottura) a 1 (rottura totale dell'infrastruttura);
- SG è lo stato generale della costruzione valutato attraverso ispezione visiva: varia tra 0 e 0.4 se la diga è in pessime condizioni;
- V_{amb} è la vulnerabilità indotta dall'ambiente circostante: varia da 0 a 0.3 in presenza di pericoli addizionali.

La vulnerabilità varia tra 0 (non vulnerabile) e 1.5 (il più vulnerabile). Per una classificazione quantitativa il fattore V è diviso in 5 classi come mostra la tabella 3.3.

Classe	Range	
Alta	$1.2 < V \leq 1.5$	
Medio-alta	$0.9 < V \leq 1.2$	
Media	$0.6 < V \le 0.9$	
Medio-bassa	$0.3 < V \le 0.6$	
Bassa	$0 < V \le 0.3$	

Tabella 3.3: Classi di vulnerabilità, da [14].

La misura della vulnerabilità strutturale è riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) ed è strettamente connessa all'azione sismica agente. Pertanto si considera, come riportato in [3], la vita nominale dell'opera pari a 50 anni, cui compete, per le dighe di dimensioni contenute, un coefficiente d'uso pari a 1 e di conseguenza un tempo di ritorno per l'azione sismica pari a 475 anni.



Figura 3.10: Modalità di rottura considerate per valutare V_S : scorrimento (a), ribaltamento (b), eccessivo stato tensionale (c); da [14].

In accordo a quanto stabilito da [3], per il calcolo della vulnerabilità strutturale si considerano le seguenti modalità di rottura allo stato limite ultimo (Figura 3.10): scorrimento (a), ribaltamento (b) ed eccessivo stato tensionale (c).

Per il primo stato limite (Figura 3.10,a), riguardante lo scorrimento del manufatto sul piano della fondazione, si suppone che il sedime di fondazione sia posto alla quota del minimo livello dell'invaso (assenza di acqua), dato che non sono richieste con precisione le dimensioni delle fondazioni. La stima del parametro corrispondente si basa sul rapporto tra le azioni resistenti e quelle agenti.

Le azioni resistenti sono rappresentate dalle forze attritive (di tipo statico) calcolate come una frazione dell'azione verticale dovuta al peso proprio della struttura e della componente verticale della spinta idraulica. Le azioni agenti, invece, sono rappresentate dalla spinta idraulica in condizione statica, dall'incremento di spinta idraulica nell'invaso dovuto all'accelerazione sismica, e dall'azione sismica inerziale.

In base a quanto stabilito dalla normativa, l'approccio di calcolo si basa sul metodo semiprobabilistico agli stati limite. Pertanto è necessario introdurre dei coefficienti parziali (C.P.) che, a favore di sicurezza, assumono i seguenti valori:

Azione	C.P.
Peso proprio sbarramento	1.0
Sisma sbarramento	1.3
Azione orizzontale del liquido	1.3
Azione verticale del liquido	0.0
Sisma liquido	1.3

Tabella 3.4: Coefficienti parziali per la verifica a scorrimento, da [21].

Come si nota, poichè ci si riferisce ad uno stato limite di equilibrio, non vengono

prese in consideraizone le componenti del carico esterno che contribuiscono alla stabilità del manufatto.

Per il secondo stato limite considerato (Figura 3.10,b), relativo alla rottura del manufatto per ribaltamento attorno al suo estremo di valle, la stima del parametro corrispondente si basa sul rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante. Il momento stabilizzante è dovuto ai carichi verticali agenti (peso proprio della struttura e delle sovrastrutture permanenti e componente verticale della spinta idraulica); il momento ribaltante, invece, è dovuto alle forze orizzontali (spinta idraulica e azione sismica inerziale sull'opera e sul liquido). Come precedentemente, anche in questa situazione è necessario introdurre dei coefficienti parziali di sicurezza (C.P.):

Azione	C.P.
Peso proprio sbarramento	0.9
Sisma sbarramento	1.1
Azione orizzontale del liquido	1.5
Azione verticale del liquido	0.0
Sisma liquido	1.5

Tabella 3.5: Coefficienti parziali per la verifica a ribaltamento, da [21].

Infine, il terzo parametro necessario per la stima della vulnerabilità del manufatto è relativo allo stato tensionale (Figura 3.10,c). Poichè la fessurazione del corpo diga può comportare una filtrazione incontrollata, è necessario valutare le tensioni all'interno della struttura a seguito di un sisma. Lo stato tensionale viene valutato sulla base di alcune ipotesi semplificative [21]:

- il corpo della diga è considerato come un elemento monodimensionale verticale, incastrato nella fondazione in corrispondenza del punto medio della sezione inferiore;
- l'elemento monodimensionale (trave) ha sezione variabile, congruentemente alla sezione trasversale dell'opera;
- il calcolo delle tensioni è fatto in accordo alla teoria del solido elastico (snello) di De Saint-Venant.

Data la mole di queste strutture, è stato constatato che le tensioni di compressione non raggiungono mai valori elevati, o comunque vicini alla resistenza a compressione di un calcestruzzo, anche se di bassa classe di resistenza. Viceversa, dato che la diga è considerata un continuo elastico lineare, vi possono essere tensioni di trazione maggiori della resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ct} . Calcolando numericamente il volume della diga nel quale si hanno tensioni di trazione, si possono definire i seguenti limiti:

- volume in trazione minore del 20% del volume totale;
- volume nel quale le trazioni sono minori di 0.5 f_{ct} nel 10% del volume totale;
- volume nel quale le trazioni sono minori di $0.9 f_{ct}$ nel 5% del volume totale.

Riportando in uno stesso diagrama (Figura 3.11) tali limiti interpolati linearmente (linea continua) con i risultati di un'analisi numerica (linea tratteggiata), il parametro si può calcolare come il rapporto tra le aree sottese alla curva calcolata e alla curva limite.



Figura 3.11: Condizioni limite riguardanti lo stato tensionale in una diga di calcestruzzo, da [14].

L'azione sismica utilizzata per la stima della vulnerabilità viene valutata valutata in accordo a quanto disposto in [5]. Si suppone che il periodo di vibrazione sia nullo, ovvero si pone T=0 sec (si considera cioè la struttura solidale al terreno su cui è posizionata), e di conseguenza l'accelerazione orizzontale spettale da utilizzare nell'analisi, S_e , è pari a:

$$S_e = a_q S$$

dove a_g è il valore della accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale, e S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante:

$$S = S_S S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica [5]. Nella verifica si considera un'accelerazione sismica impressa al fluido pari a S_e , da cui deriva una distribuzione idrostatica di tale azione. Inoltre, l'azione sismica è applicata lungo la direzione trasversale.

La vulnerabilità strutturale V_S , pertanto, può essere calcolata come:

$$V_S = 1 - (t - 1) \cdot \Theta(S - 1) \cdot \Theta(R - 1)$$

dove:

- t è il parametro relativo allo stato tensionale nel corpo della diga durante un terremoto, calcolato come il rapporto tra l'area sottesa dalla linea tratteggiata e l'area sottesa dalla linea continua nel diagramma riportato in Figura 3.11.
- S è un parametro che rappresenta il rapporto tra forze resistenti e forze agenti. Il collasso per scorrimento non avviene se S > 1.
- R è un paramentro che rappresenta il rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante calcolati rispetto al punto P della diga. Il collass per ribaltamento non avviene se R > 1.
- Θ è la funzione gradino di Heaviside, la quale è nulla se l'argomento è negativo o uguale ad 1 negli altri casi.

La vulnerabilità strutturale V_S varia tra 0 (diga sicura) e 1 (la vulnerabilità più alta).

Il parametro SG definisce lo stato della costruzione, valutato da un tecnico al seguito di un'ispezione in situ. Tale parametro assume valori compresi tra 0 (buono stato) e 0.4 (deterioramento non accettabile) che dipendono dai fenomeni di deterioramenti agenti sul materiale (Tabela 3.6). In assenza di ispezioni in situ, si assume SG = 0.4.

Livello di conservazione		SG
Ottimo	No fessure/buono stato	0
Buono	Deterioramento appartente, ma no fessure	0.1
Discreto	Presenza di fessure, ma no deterioramento	0.2
Pessimo	Presenza di fessure e deterioramento	0.3
Non accettabile/nessuna ispezione in situ		0.4

Tabella 3.6: Valori del parametro SG, da [14].

La vulnerabilità dell'ambiente circostante V_{amb} considera l'interferenza di pericoli naturali con la diga. Tale parametro dipende dalla localizzazione geografica della diga: frane, caduta massi, valanghe, presenza di permafrost, ghiacciai costituiscono pericoli ulteriori per la stabilità della diga. Pertanto, per considerare anche questi fenomeni naturali, la vulnerabilità V_{amb} si calcola come:

$$V_{amb} = V_{frana} + V_{cadutamassi} + V_{valanga} + V_{permafrost}$$

dove i valori di tali parametri sono riportati in Tabella 3.7.

L'esposizione E considera le conseguenze sul circostante ambiente antropico prodotte da un danno potenziale o dal collasso completo della diga (Tabella 3.8).

Parametri di vulnerabilità ambientale	Grado di interazione con l'infrastruttura		
Vamb	Alto	0.1	
	Medio	0.005	
	Basso	0.02	
	Nessuno	0	
Vcadutamassi	Presente	0.05	
	Assente	0	
Vvalanga	Alto	0.1	
	Medio	0.05	
	Basso	0.02	
	Presenza probabile	0.1	
	Nessuno	0	
V _{permafrost}	Presente	0.05	
	Assente	0	

Tabella 3.7: Valutazione di V_{amb} basata sulla potenziale interazione di fenomeni naturali, da [14].

	Classe di esposizione	E
Bassa	Perdite economiche e ambientali trascurabili nelle aree a valle.	1
	Gravi conseguenze ambientali o significative perdite economiche e	
Media	danni a strutture commerciali e/o industriali, servizi pubblici e/o	2
	infrastrutture a valle (improbabile perdita di vite umane).	
Alto	Perdite di vite umane e danni significativi nelle aree a valle	2
Ana	(aree urbane con molti abitanti).	3

Tabella 3.8: Classi di esposizione, da [14].

La realizzazione di un'analisi multicriteriale, basata sui tre aspetti sopra descritti, porta alla definizione della criticità sismica C_S che può essere espressa come:

$$C_S = HP_h + VP_v + EP_e$$

dove P_h , P_v , P_e sono i pesi di H (*hazard*), V (*Vulnerability*) ed E (*Exposure*).

La scala di criticità sismica è riportata in Tabella 3.9.

Grado di criticità	Range di C_s	Priorità di intervento	
Alta	(13;17)	1	Non adatta allo scopo
Medio-alta	(10;13)	2	Richiesta di interventi sostanziali
Media	(7;10)	3	Richiesta di interventi sostanziali
Medio-bassa	(4;7)	4	Al momento adeguata
Bassa	(0;4)	5	Adatta alle condizioni estreme

Tabella 3.9: Scala del grado di sismicità e priorità di intervento, da [14].

Tale metodologia speditiva per la valutazione della criticità sismica di piccoli sbarramenenti di calcestruzzo si concretizza mediante la compilazione della scheda di "livello 0".

Tale scheda risulta suddivisa in quattro sezioni [21]:

- <u>S0-Indice delle schede</u>, contenente le informazioni relative alla data di compilazione della scheda e al revisore;
- <u>S1-Inquadramento generale</u>, con i dati generali sullo sbarramento, l'identificazione del sito e la sua localizzazione;
- <u>S2-Descrizione generale</u>, che raggruppa le informazioni sulla documentazione tecnica disponibile, i dati geometrici e di progettazione, i dati di sito, l'esposizione ed i dati sismici;
- S3-Analisi dell'opera, con i dati relativi alla tipologia di opera per il calcolo della vulnerabilità, le valutazioni strutturali e le note sugli interventi eseguiti;
- <u>S4-Osservazioni conclusive</u>, che riportano la stima preliminare della criticità sismica con alcune note ed un'eventuale documentazione fotografica essenziale.

Capitolo 4

Sistemi di monitoraggio

4.1 Generalità

Le dighe sono delle opere di ingegneria ad elevato grado di pericolosità e necessitano, pertanto, di un continuo monitoraggio del comportamento in esercizio al fine di verificarne la congruenza con quello prefissato in fase progettuale. Nel caso in cui vi sia uno scostamento considerevole dal comportamento previsto, il sistema di monitoraggio deve essere in grado di evidenziarne la causa e correlarla a tutte le grandezze in gioco. A tale scopo è fondamentale, in fase progettuale, definire un "modello di riferimento" e stabilire le grandezze da tenere in osservazione e il loro campo di variazioni. Prima di definire tale modello è però necessario individuare i fattori di rischio che potrebbero compromettere la stabilità dell'opera (si rimanda al Capitolo 2).

Le grandezze fisiche da controllare sono divise in:

- grandezze causa (o ambientali), le cui variazioni inducono cambiamenti sulla struttura;
- *grandezze effetto*, che rappresentano la risposta della struttura alle variazioni delle grandezze causa.

Tra le principali grandezze causa si annoverano:

- invaso
- temperatura aria, acqua, calcestruzzo
- precipitazioni
- condizioni atmosferiche (umidità, vento, pressione)
- spessore del ghiaccio

- batimetria del bacino
- eventi sismici
- portata di piena
- movimenti indipendenti della fondazione e delle sponde.

Tra le principali grandezze effetto, invece, vi sono:

- sforzi e tensioni interne
- deformazioni
- spostamenti orizzontali e verticali
- rotazioni
- movimenti giunti e fessure
- perdite
- sottopressioni e pressioni interstiziali
- modifica caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali.

Per rilevare tali grandezze fisiche necessarie per il controllo della diga (e relativa fondazione) e per trasformare ed elaborare le informazioni acquisite, è necessario un sistema di misura composto dall'insieme di strumenti ed apparecchiature necessarie. Tale sistema di misura dipende dal tipo e dalle dimensioni della diga, dal periodo di vita della diga stessa, dalla capacità dell'invaso e dal rischio umano. Le grandezze da misurare sono distinte per i diversi tipi di dighe.

Il monitoraggio serve, quindi, per fornire i mezzi per rilevare le anomalie e valutare la velocità con cui stanno avvenendo i cambiamenti, in modo tale da stabilire priorità di intervento, necessita di misurazioni precise e affidabili e può essere effettuato attraverso due metodi principali:

- *ispezione visiva*, che è un metodo qualitativo, ma tuttavia cruciale in quanto abbraccia il maggior numero di parametri;
- *misurazione strumentale*, che è un metodo quantitativo che utilizza dispositivi specifici per ciascuna diga.

Tra le principali metodologie di misurazione strumentale vi sono:

• indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali costituenti il sistema diga-fondazione-invaso;

- monitoraggio statico;
- monitoraggio dinamico e sismico.

Generalmente per i grandi sbarramenti si prevedono sistemi di monitoraggio continuo, mentre per sbarramenti di minore importanza si prevedono verifiche periodiche di tipo visuale e/o topografico, in quanto i costi di sistemi tradizionali possono risultare elevati.

Nella definizione di un sistema di monitoraggio, inoltre, si prevede sia il monitoraggio del comportamento generale della diga che il monitoraggio speciale di zone giudicate in anticipo come sensibili.

4.2 Ispezioni visive

Una delle modalità basilari per individuare le possibili manifestazioni di degrado o dissesto di una struttura è costituita dalle ispezioni visive. É necessario, però, che l'indagine venga svolta da un team di esperti del settore. Tale metodologia serve per individuare ogni possibile segno di degrado o dissesto, esaminando in particolare [17]:

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

4.3 Indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali

Come descritto nel Capitolo 2, i processi di degrado dei materiali comportano stati fessurativi, rigonfiamenti, distacchi, formazione di efflorescenze, alterazioni delle proprietà fisico-meccaniche, con possibili conseguenze sulle condizioni di esercizio o di sicurezza dell'opera. È necessario, pertanto, effettuare indagini diagnostiche sui materiali costituenti la diga al fine di caratterizzarne e valutarne la qualità, valutare i fenomeni d'invecchiamento o di degrado in atto e fornire elementi utili a prevedere il comportamento futuro della diga. Ciò serve per verificare la sicurezza dell'opera e per predisporre un eventuale progetto di risanamento.

Gli aspetti necessari per una completa indagine diagnostica sono:

- *raccolta ed esame delle notizie storiche*, consistente nell'esaminazione dei dati di progetto (informazioni sui materiali, dettagli costruttrivi), degli eventuali lavori di manutenzione effettuati, delle precedenti ispezioni;
- *ispezione puntuale della struttura degradata*, con lo scopo di rilevare stato fessurativo, eventuali disallineamenti, macchie di umidità, efflorescenze;
- *prove in sito*, per valutare il comportamento dinamico della diga, rilevandone la risposta ad eccitazioni esterne;
- *campionamento e prove in laboratorio*, eseguite su carote provenienti dal corpo diga (di dimensioni adatte a rappresentare significativamente l'opera);
- *analisi delle informazioni disponibili e dei risultati delle indagini*, comparando i risultati di laboratorio con le osservazioni in situ;
- previsione del comportamento futuro del materiale.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica del materiale, le indagini diagnostiche da condurre in laboratiorio riguardano:

- massa volumica apparente
- resistenza a compressione
- resistenza a trazione
- modulo elastico statico e coefficiente di Poisson
- permeabilità dell'acqua
- proprietà termiche.

La determinazione delle principali caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali scaturisce dall'esigenza di quantificare gli effetti degli eventuali processi di degrado del materiale nel tempo e la loro influenza sulle condizioni di sicurezza dell'opera. La zona da indagare deve essere tale da garantire un'accurata rappresentatività dell'opera investigata dato che le proprietà dei conglomerati cementizi presenti nelle dighe possono variare da punto a punto. Tale variabilità può essere, oltre che di tipo casuale ed intrinseca, anche sistematica, conseguentemente alle diverse condizioni costruttive e di esercizio. All'interno della stessa struttura possono trovarsi, quindi, conglomerati cementizi con caratteristiche e quindi con prestazioni anche molto diverse tra di loro. Prima di determinare le prestazioni fisico-meccaniche occorre, pertanto, valutare la presenza all'interno del corpo diga di eventuali situazioni di forte disomogeneità sistematica attraverso indagini stratigrafiche di dettaglio sul materiale prelevato con perforazioni oppure attraverso indagini di tipo sonico (carotaggio sonico). Nel caso in cui vi siano diverse zone, ognuna con caratteristiche omogenee e diverse dalle altre, è necessario eseguire la caratterizzazione fisico-meccanica in ciascuna di esse.

Per maggiori dettagli sulle indagini da eseguire per i diversi fenomeni di degrado si rimanda a [17].

4.4 Monitoraggio statico

Il monitoraggio statico consiste nel dotare il sistema diga-fondazione-serbatoio di una rete permanente di sensori per realizzare misure continue o periodiche di grandezze significative allo studio del comportamento e della funzionalità della struttura [17].

Nel caso di dighe di calcestruzzo a gravità ordinaria, il sistema di monitoraggio include:

- monitoraggio della pressione dell'acqua all'interfaccia calcestruzzo roccia, utilizzando piezometri a celle porose o piezometri a tubo aperto;
- monitoraggio dell'efficacia del consolidamento della fondazione, misurando il drenaggio e le perdite di flusso nella fondazione;
- monitoraggio dei movimenti dei blocchi diga mediante misure topografiche, ad esempio spostamento verticale e orizzontale di punti presi come riferimento, e misure di spostamento differenziale tra i blocchi, mediante l'utilizzo di inclinometri e misuratori di spostamento.

Inoltre è indispensabile la misurazione del livello dell'acqua del serbatoio, in quanto costituisce la base per la gestione e il monitoraggio della diga.

Come già detto precedentemente, le modalità di crisi più comuni degli sbarramenti in calcestruzzo sono attribuibili a:

- meccanismi di ribaltamento locale o globale;
- problemi di stabilità delle strutture di fondazione, talvolta anche legati a fenomeni di sifonamento;

• venute d'acqua localizzate.

Per quanto riguarda la crisi dovuta a venute d'acqua localizzate, questa si manifesta attraverso un incremento della portata al piede dello sbarramento: intercettando e canalizzando tali venute d'acqua e misurandone la portata, si può monitorare tale fenomeno. Mentre, i meccanismi di ribaltamento o la stabilità delle strutture di fondazione si manifestano attraverso spostamenti e rotazioni di parti del corpo diga. I sistemi di monitoraggio utilizzati in questi casi sono:

- rilievi topografici periodici;
- inclinometri per la verifica di meccanismi di rotazione del corpo rigido;
- misuratori di spostamento relativo tra i blocchi costituenti la diga.

Il monitoraggio con livellazioni topografiche è molto efficace e non richiede installazioni permanenti sull'opera. Presenta, però, alcuni aspetti negativi:

- costi elevati;
- lungo intervallo di tempo trascorrente tra un rilievo ed il successivo;
- impossibilità di effettuare il rilievo in condizioni climatiche avverse;
- impossibilità di avere un quadro immediato della situazione nel caso di eventi particolari.

Invece, l'aspetto negativo principale del monitoraggio con inclinometri collocati su aste infisse nel corpo diga è dovuto all'elevato numero di sensori che è necessario disporre lungo il corpo diga.

Un'altra tecnica molto efficace si basa sull'utilizzo di laser scanner terrestre. È possibile, in questo modo, ottenere una rappresentazione puntuale delle variazioni di geometria del corpo diga, fornendo un insieme di dati molto ampio. Presenta, però, tutti gli aspetti negativi segnalati per i rilievi topografici. Tuttavia una rappresentazione laser scanner georeferenziata di ogni sbarramento potrebbe essere utilizzata come base di analisi.

Per maggiori dettagli su queste tecniche di monitoraggio si rimanda ai paragrafi successivi.

4.4.1 Inclinometri

Gli inclinometri sono strumenti adatti al monitoraggio dei movimenti e delle deformazioni ortogonali all'asse di un tubo mediante una sonda inserita nel tubo stesso. Tale sonda è costituita da un trasduttore che misura l'inclinazione del tubo rispetto alla verticale. Vengono utilizzati principalmente per determinare la superficie di scivolamento di una frana o per monitorare movimenti orizzontali e deformazioni di grandi strutture (dighe, paratie, muri di sostegno).

Come già detto, gli strumenti inclinometrici sono costituti da un tubo al cui interno viene installata una sonda. Tale tubo, solitamente in plastica o lega d'alluminio, è installato permanentemente ed è di sezione non perfettamente circolare, ma presenta delle scanalature simmetriche disposte a 90° necessarie per guidare la sonda. Il diametro varia dai 50 ai 90 mm a seconda del materiale.

I tubi in plastica sono preferibili quando:

- l'ambiente di messa in opera è altamente corrosivo o l'esercizio è di lunga durata, in quanto i tubi di alluminio possono essere soggetti a corrosione;
- si effettua il riempimento con malta invece che con materiale terrigeno, in quanto il perfetto sigillo delle giunture nei tubi di plastica mediante dei collanti ne rende difficile la penetrazione nel tubo, generalmente facilitata dalla presenza di fessure nelle giunture.

I tubi di alluminio, invece, sono preferibili quando si effettuano installazioni profonde, in quanto la pressione del materiale di riempimento dell'intercapedine tra tubo e sondaggio danneggerebbe il tubo di plastica.

La sonda, invece, è costituita da un trasduttore di inclinazione ed è collegata, mediante un cavo elettrico graduato, ad un'unità di lettura. È munita di ruote, inserite in una delle due coppie di scanalature del tubo, in modo tale che rimanga parallela al tratto di tubo attraversato ed effettui le misure in un piano ben definito.

Il trasduttore più utilizzato è l'accelerometro a bilanciamento di forza: è costituito da una massa libera di oscillare sospesa nel campo magnetico di un rilevatore di posizione, il quale, quando la massa si muove dalla posizione iniziale a causa della forza di gravità e dell'inclinazione della sonda, aziona una bobina in grado di generare sulla massa una forza elettromagnetica uguale e contraria alla forza di gravità in modo tale che rimanga in equilibrio.

Per determinare i movimenti orizzontali di una qualunque sezione si effettuano due serie di misure, nei due piani ortogonali definiti dalle due coppie di scanalature. Una volta installato il tubo, si effettua una prima serie di misure per determinarne l'inclinazione che verrà poi confrontata con le successive per determinare le variazioni di inclinazione. Sia la calibrazione della sonda che le successive misure devono essere effettuate con precisione in quanto vi possono essere molte cause di errore. Tra i principali fattori che influenzano le misure inclinometriche si annoverano:

- la precisione intrinseca del trasduttore;
- modifica dell'inclinazione della sonda a causa delle piccole oscillazioni al momento dell'inserimento nelle guide del tubo. Per minimizzare tali oscillazioni è necessaria una particolare accuratezza sia nel progetto che nella pulizia di ruote e guide.
- · deformazioni del tubo a causa del movimento del terreno.

Per minimizzare gli errori sistematici dello strumento e quelli dovuti all'irregolarità del tubo, bisognerebbe eseguire una prima elaborazione dei dati direttamente sul campo man mano che si effettuano le misure. Tale elaborazione consiste nel *check sums*, un test che valuta l'attendibilità dei dati calcolando la somma algebrica delle misure rilevate alla stessa quota nel tubo ma con la seconda misura effettuata ruotando la sonda di 180° rispetto al suo asse. Tale somma dovrebbe essere pari a due volte il bias, il valore indicato dallo strumento quando si trova in posizione perfettamente verticale. Teoricamente il bias dovrebbe essere pari a zero, ma generalmente ha valori piccoli diversi da zero. Successivamente si calcolano le differenze tra le letture effettuate alla stessa profondità ruotando la sonda di 180° e infine si calcolano le variazioni di inclinazione ad ogni quota.

Tali variazioni si ottengono come differenza tra il valore rilevato e il corrispondente valore delle differenze tra le letture effettuate ruotando la sonda di 180° (valore calcolato precedentemente).

Il trasduttore di inclinazione contenuto nella sonda fornisce l'angolo zenitale che ci consente, nota la distanza tra le letture, di calcolare la deviazione dalla verticale del punto di misura. Indicato con θ l'angolo zenitale e con L la distanza tra le letture, tale deviazione si calcola come $L \sin \theta$.

4.4.2 Rilievo topografico

Il rilievo topografico viene classificato come rilievo indiretto poiché le misure vengono effettuate attraverso strumenti e non direttamente dall'oggetto.

Il concetto base della topografia è quello di definire l'oggetto tramite la misura di angoli: i punti singolari dell'oggetto, infatti, vengono definiti risolvendo i triangoli che si formano dall'intersezione di due diverse visuali che hanno origine in due punti noti. Ciò permette alla topografia di svilupparsi continuamente in quanto la misura di angoli è facilmente risolvibile, a differenza della misura di distanze che è un problema di difficile risoluzione. Tuttavia con l'avanzare della tecnica le misure topografiche vengono oggi impiegate anche per la misura di direzioni, distanze e dislivelli. Prima di procedere con la trattazione degli strumenti e delle operazioni necessarie per il rilievo topografico, è necessario fornire alcune definizioni.

• Angolo di direzione

Si consideri un sistema di rifermento cartesiano nel quale siano note le coordinate dei punti A e B. L'angolo di direzione di B rispetto ad A è definito come l'angolo di cui la parallela all'asse Y passante per A deve ruotare, in senso orario, per sovrapporsi alla direzione AB: è quindi un angolo calcolato tra la direzione di riferimento e quella misurata.



Figura 4.1: Angolo di direzione.

• Angolo azimutale

Dati 3 punti (A,O,B), l'angolo azimutale è l'angolo diedro formato dal piano contenente le verticali per A e O con il piano contenente le verticali passanti per B e O.



Figura 4.2: Angolo azimutale.

Osservando la figura di destra, il punto A, sul quale è posizionato lo strumento, viene chiamato *punto di stazione* e nella realtà è materializzato da una borchia metallica infissa nella pavimentazione, dall'incrocio di due tratti disegnati sulla testa di un picchetto, da una borchia cementata o da un punto non materializzato di proposito ma ben visibile. I punti B e C, invece, sono i *punti collimati* che possono essere materializzati o da punti di elementi naturali o artificiali esistenti oppure da punti simili al punto di stazione, resi visibili da lontano grazie ad opportuni segnali (prismi riflettenti).

• Angolo zenitale

L'angolo zenitale è l'angolo compreso tra la verticale e la direzione considerata.



Figura 4.3: Angolo zenitale.

• <u>Azimut</u>

L'azimut è un angolo di direzione in cui l'asse Y coincide con la direzione del Nord.

• <u>Distanze</u>

Si definisce distanza topografica tra due punti sulla superficie terrestre (A e B) la lunghezza dell'arco di geodetica che congiunge le proiezioni A_0 e B_0 dei due punti sull'ellissoide di riferimento. La distanza realmente misurata è una distanza inclinata (la congiungente il centro dello strumento con il punto da misurare) che viene poi ridotta alla distanza orizzontale tramite l'angolo zenitale:

$$d_0 = d^* \sin \zeta$$



Figura 4.4: Distanza.

• <u>Dislivelli</u>

Considerati due punti A e B, rispettivamente di quota q_A e q_B , il dislivello è la differenza di quota tra i due punti:

$$\Delta = q_A - q_B$$

La quota di un punto viene definita come la sua distanza, misurata sulla verticale del punto stesso, da una superficie di riferimento. Tale superficie di riferimento è il geoide. Se le verticali passanti per i due punti sono distanti meno di 100 metri, possono essere considerate parallele e si può approssimare la superficie del geoide con un piano ad essa tangente. Ne consegue che il dislivello può essere calcolato come la differenza di distanza dei due punti dal piano tangente al geoide.



Figura 4.5: Dislivello.

Gli strumenti utilizzati per il rilievo topografico sono:

- *teodolite*, per la misura di angoli azimutali e zenitali;
- *distanziometro elettronico*, per la misura diretta delle distanze;
- livello, per la misura dei dislivelli.

Generalmente la misura di angoli e distanze può essere effettuata con un unico strumento chiamato *stazione totale* (total station) che ingloba in sé sia le funzioni del teodolite che quelle del distanziometro elettronico.

Teodolite

Il teodolite è costituito da:

- *basamento*, dotato di un cerchio azimutale (per la misura di angoli azimutali) e di tre perni che permettono di fissare lo strumento alla basetta topografica;
- *alidada*, una struttura meccanica a forma di U montata sulla base in modo da poter ruotare intorno all'asse verticale; è dotata degli indici di lettura del cerchio azimutale e del cerchio zenitale (incorporato al suo interno) e di una livella torica necessaria per rendere verticale il suo asse di rotazione;
- *cannocchiale*, montato sull'alidada e in grado di poter ruotare intorno ad un asse ortogonale all'asse di rotazione dell'alidada.

In modo schematico il teodolite è formato da tre assi (si veda Figura 4.6):

• asse principale o di rotazione dell'alidada (*a1*), verticale;

- asse secondario o di rotazione del cannocchiale (*a2*), orizzontale e perpendicolare all'asse a1;
- asse terziario o di collimazione del cannocchiale (*a3*), l'asse del cannocchiale stesso.



Figura 4.6: Schema teodolite.

Per poter utilizzare il teodolite nelle operazione di misura, è necessario che le tre parti che lo compongono siano assemblate in modo tale da rispettare le seguenti tre condizioni di rettifica del teodolite:

- i tre assi fondamentali devono intersecarsi in unico punto, il centro strumentale (*C*);
- l'asse *a2* deve essere perpendicolare all'asse *a1*;
- l'asse *a3* deve essere perpendicolare all'asse *a2*.

Ulteriore condizione necessaria per una misura corretta di angoli azimutali e zenitali è che l'asse *a1* sia verticale.

Distanziometro

Il distanziometro elettronico (EDM o EODM) è usato per la misura delle distanze. Esso è costituito principalmente da:

- un *emettitore* (o generatore);
- un ricevitore;
- un discriminatore.

Il generatore emette una radiazione elettromagnetica infrarossa che, dopo essere arrivata ad un segnale riflettente posto sul punto da misurare (prisma retrodirettore), ritorna indietro al ricevitore. La distanza percorsa dall'onda (distanza tra strumento e segnale riflettente e ritorno, pari al doppio della distanza reale da misurare) è pari al numero di lunghezze d'onda percorse dalla radiazione elettromagnetica più una frazione di lunghezza d'onda dovuta alla differenza di fase tra onda emessa e onda ricevuta. Esistono due tipi di distanziometri che diversificano per il tipo di misura effettuata: quelli che misurano la differenza di fase tra onda emessa e onda ricevuta e quelli che misurano il tempo di volo trascorso tra i due impulsi, nota la velocità di propagazione dell'onda elettromagnetica.

Livello

Il livello è lo strumento principalmente utilizzato per la misura dei dislivelli. In realtà non è un vero e proprio strumento di misura in quanto necessita di un'unità campione costituita da una stadia o un'asta graduata. Tale strumento consente di individuare l'assetto orizzontale (linea di mira o di collimazione) in modo tale da poter misurare le differenze di quote (dislivelli) attraverso la lettura sull'asta graduata (stadia). Tale processo viene chiamato metodo della livellazione geometrica.

Lo strumento è formato principalmente da:

- una traversa che ruota attorno ad un asse verticale e fissata su una base provvista di viti per mezzo delle quali si rende verticale tale asse;
- un cannocchiale, dotato di livella (torica o sferico), il cui asse di collimazione viene reso orizzontale attraverso una vite di elevazione.

Molto più utilizzati dei livelli sono gli autolivelli, dotati di un meccanismo ottico meccanico chiamato compensatore in grado di rendere orizzontale l'asse di collimazione in modo automatico, diminuendo così gli errori dovuti all'operatore.

Tali strumenti vengono classificati in base alla precisione, basata sull'errore quadratico medio di una livellazione in andata e in ritorno su un tratto di un chilometro (sqm chilometrico):

- livelli di bassa precisione o da cantiere (laser): > 5mm
- livelli da ingegneria: 2mm 5mm
- livelli di precisione: 1mm 2mm
- livelli di alta precisione: < 1mm.

Metodi e schemi di misura

I principali tipi di rilievi topografici sono due:

• *rilievo planimetrico*, consistente nella determinazione delle coordinate planimetriche dei punti rilevati in relazione ad un piano di riferimento di coordinate piane cartesiane, polari o geografiche; • *rilievo altimetrico*, consistente nella determinazione delle distanze dei punti rilevati dal piano orizzontale di riferimento scelto (determinazione delle quote).

Alla base del rilievo topografico vi è la definizione della posizione di una serie di punti (caposaldi di rete) su cui basare le successive misure necessarie per determinare la geometria degli oggetti del rilievo. Tale processo viene chiamato *rilievo d'inquadramento* e la relativa rete di punti prende il nome di r*ete di inquadramento*. Nella costruzione di tale rete la precisione è fondamentale: dato che tutte le successive misure dipendono da queste, un errore in questa fase graverebbe su tutte le altre.

L'operazione topografica alla base della costruzione della rete di inquadramento è la *triangolazione*: è un metodo basato sulla determinazione della posizione reciproca di punti collegandoli attraverso triangoli. Per infittire la rete dei punti noti della triangolazione di base vi sono alcuni metodi, tra cui l'intersezione in avanti e l'intersezione inversa.

L'ultima fase del procedimento di rilievo è costituita dall'irraggiamento (o celerimensura) grazie alla quale si individuano le coordinate dei punti di dettaglio con i quali si vuole discretizzare l'oggetto del rilievo.

4.4.3 Rilievo laser scanner

La tecnica del laser scanner consente di acquisire in modo autonomo milioni di punti 3D (nuvole di punti). Essa si basa sul metodo di misurazione delle distanze per mezzo di onde elettromagnetiche, il LiDAR (Light Detection and Ranging). Alla base di questa tecnica vi è il LASER (Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation), un dispositivo che trasforma energia da una forma primaria (elettrica, chimica, ottica, termica) in luce laser, un fascio di radiazioni elettromagnetiche.

Le caratteristiche fondamentali di tale fascio sono la monocromaticità (una sola frequenza di luce), la coerenza spaziale o unidirezionalità (l'onda si propaga a grande distanza e con estrema direzionalità), coerenza temporale (le onde hanno stessa frequenza e stessa fase). In realtà però la condizione di unidirezionalità non è facilmente raggiungibile. I fasci che compongono un'emissione laser non sono infatti perfettamente paralleli, ma sono affetti da una leggera divergenza che è irrisoria nel caso di distanze ridotte.

Esistono due tipi di laser scanner distanziometrici:

- *ad impulsi*, i quali misurano il tempo impiegato da un impulso luminoso per andare dal distanziometro al riflettore e viceversa;
- *a misura di fase*, i quali misurano la differenza di fase tra l'onda emessa e l'onda ricevuta.

Alcuni laser scanner sono muniti di software atti a registrare scansioni attraverso il riconoscimento automatico di segnali ad alta riflettività o di forma nota (target); altri sono muniti di un sensore RGB interno in grado di associare ad ogni punto acquisito la radiometria relativa all'area di impatto del raggio di misura.

In molti ambiti di applicazione del laser scanner (ad esempio ambito architettonico e urbanistico) difficilmente si riescono a definire volumi regolari, vi sono molte discontinuità: per utilizzare efficientemente i dati è necessario unire dati geometrici con le informazioni radiometriche. Per fare ciò si suddivide il rilievo in quattro fasi:

- controllo e gestione dell'acquisizione (pianificazione del rilievo);
- pretrattamento dei dati acquisiti;
- modellazione solida;
- integrazione con altri dati.

La fase di pianificazione è fondamentale in quanto l'acquisizione automatica dei punti avviene senza un criterio logico: generalmente saranno rilevati molti punti sulle superfici lisce (non necessari) e pochi lungo le linee di discontinuità (necessari). Concettualmente, infatti, un sistema laser scanner è una stazione totale priva di un cannocchiale (il quale consentirebbe ad un operatore intelligente di scegliere i punti da rilevare), pertanto, basandosi sui principi di abbondanza e velocità, acquisisce indistintamente un numero elevato di punti. Di conseguenza, non controllando l'acquisizione, si corre il rischio di non riuscire ad ottenere il risultato desiderato e di dover ripetere il rilievo aumentando così costi e tempi.

Gli aspetti da considerare per una corretta pianificazione sono il tipo di laser utilizzato (precisione, portata, risoluzione), il soggetto da rilevare e l'ambiente in cui si trova. Generalmente una sola scansione non è necessaria a rilevare tutto l'oggetto. Si devono quindi prevedere più scansioni, il che vuol dire che è necessario consentire a posteriori la possibilità di riferire ogni singola scansione ad un unico sistema di riferimento: occorre, anche in questo caso, progettare una rete di inquadramento predisponendo una serie di punti che consentano la rototraslazione delle singole scansioni e un'altra serie indipendente per controllare tale operazione e le elaborazioni successive.

Capitolo 5 Caso studio

Ai fini di accompagnare lo studio teorico con un caso reale è stato individuato come caso studio il bacino di carico dell'impianto idroelettrico di San Giacomo (CN). Il bacino di San Giacomo è ubicato nel comune di Demonte, in provincia di Cuneo, alla quota di 1450 m s.l.m. La zona di interesse si trova nelle sezioni 225030 e 225070 della Carta Tecnica Regionale (Figura 5.1).



Figura 5.1: Dettaglio della Carta Tecnica Regionale della zona di interesse (Sezioni 225030 e 225070).

L'impianto, entrato in servizio nel 1952, è costituito da due prese, una sul torrente Kant e l'altra sul Rio San Giacomo, rispettivamente con canale e tubo deviatore confluenti nel bacino di San Giacomo avente anche funzione di vasca di carico. Dal bacino partono la condotta forzata e la condotta di scarico. L'intero impianto è visibile in Figura 5.2.



Figura 5.2: Impianto idroelettrico di San Giacomo.

L'opera è classificata come invaso di piccole dimensioni secondo [3] in quanto l'altezza dello sbarramento è pari a 11.50 m ed il volume di massimo invaso è 48 000 m³. La struttura è in calcestruzzo a gravità ordinaria ed ha forma irregolare raffrontabile ad un trapezio, il cui lato maggiore è di circa 145 m e la larghezza varia da 65 a 25 m (Figura 5.3).



Figura 5.3: Ortofoto del bacino di carico dell'impianto idroelettrico di San Giacomo.

La Figura 5.4 riporta uno stralcio della tavola di carpenteria di progetto. Si nota chiaramente come il fondo del bacino di carico sia in calcestruzzo armato. Tale fondo funge da fondazione continua con il duplice scopo di trasferire i carichi idraulici al terreno (si ricorda che l'opera è localizzata lungo il versante, per il quale si può facilmente immaginare un certo grado di eterogeneità del sedime di fondazione) e di fornire integrità all'opera.



Figura 5.4: Stralcio della tavola di carpenteria di progetto.

Ai fini dello studio del comportamento strutturale sono state individuate due sezioni principali riportate in Figura 5.5, quella generica (identificata alla Figura 5.6 come AA) e quella in corrispondenza dello sfioratore (identificata alla Figura 5.6 come BB) dove si ha un cambio di geometria.



Figura 5.5: Sezioni trasversali delle due sezioni considerate (misure espresse in metri): Sezione A e Sezione B.



Figura 5.6: Planimetria del bacino di San Giacomo.

Dati principali del serbatoio	
Quota massima di regolazione	1458 m s.l.m.
Quota di massimo invaso	1458.25 m s.l.m.

Dati geometrici dello sbarramento	
Quota del coronamento	1459 m s.l.m.
Altezza del piano di coronamento sul piano di fondazione	11.50 m
Sviluppo del coronamento	255 m
Paramento di monte	verticale
Paramento di valle	scarpa 0.40
Volume dello sbarramento	7500 m^3

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Per determinare la classe di resistenza del calcestruzzo costituente l'opera oggetto di studio, in quanto non pervenuta, si è fatto riferimento a [23].

In base all'anno di costruzione si è risaliti alla resistenza caratteristica cubica a compressione, come mostrato in Figura 5.7.

Si ottiene pertanto una resistenza caratteristica cubica $R_{ck} \simeq 20$ MPa; si possono così ottenere gli altri parametri caratterizzanti il calcestruzzo, in base a quanto stabilito da [24]:

• resistenza caratteristica cilindrica a compressione:

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 16.6MPa$$

• resistenza media a compressione:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24.6MPa$$

• modulo elastico medio del calcestruzzo:

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 28.82MPa$$

• resistenza a trazione media del calcestruzzo:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 1.95MPa$$



Figura 5.7: Curve di resistenza, da [23].

5.1 Analisi effettuate

Le analisi effettuate sull'invaso oggetto di studio sono state sia di tipo statico che dinamico.

E stata inizialmente effettuata un'analisi statica, considerando come forze agenti il peso proprio e la spinta idrostatica.

Per poter effettuare le analisi dinamiche, è stato necessario effettuare un'analisi agli autovalori per determinare le caratteristiche dinamiche della struttura. È stato definito lo spettro di risposta di progetto ed è stata effettuata un'analisi sismica. La combinazione di carico considerata è quella di SLC (Stato Limite di Collasso) per un periodo di ritorno T=975 anni.

Successivamente sono state considerate le azioni inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio utilizzando due metodi diversi (metodo di Westergaard e quello previsto dalle NTC) e ne sono state valutate le differenze, effettuando anche una verifica a scorrimento. Inoltre, per valutare le conseguenze di una modellazzione semplificata (senza tenere in considerazione le fondazioni), sono state rieseguite le analisi sulle due sezioni considerando una parte di fondazione e ne sono state analizzate le differenze.

Infine, è stata compilata la scheda speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica.

5.2 Modellazione FEM

Il programma agli elementi finiti utilizzato per l'analisi strutturale è Midas Civil 2013. Le due sezioni significative sono state modellate come elementi *Solid* di spessore 1 m (Figure 5.8, 5.9) con una maglia pressoché quadrata di dimensioni:

- Sezione A: 0.375 m \times 0.375 m
- Sezione B: 0.4 m \times 0.4 m





Figura 5.8: Modello FEM Sezione A





Figura 5.9: Modello FEM Sezione B

Nella modellazione della Sezione B, la parte arrotondata dello sfioratore è stata approssimata con una spezzata per semplicità. Inizialmente non sono state considerate le fondazioni, per cui le sezioni sono state considerate incastrate alla base. Sulle facce laterali sono stati applicati i seguenti vincoli dovuti alla simmetria del problema:

$$\varphi_x = 0 \qquad \varphi_z = 0 \qquad \mu_y = 0$$

Come materiale è stato definito un calcestruzzo con le seguenti proprietà:

- Modulo elastico: 28.82 MPa
- Coefficiente di Poisson: 0.2
- Peso specifico: 23 kN/m³

5.3 Analisi statica

Ai fini di effettuare un'analisi statica le due sezioni sono state caricate solo con la forza peso e con la spinta idrostatica dell'acqua (Figura 5.10).



Figura 5.10: Andamento spinta idrostatica.

I risultati dell'analisi tensionale relativi alle tensioni normali sono visibili nelle Figure 5.11 e 5.12, considerando negative le tensioni di compressione. Come ci si aspetta, le sezioni sono prevalentemente compresse.

Le tensioni di trazione riscontrabili alla base del paramento di monte sono dovute probabilmente al non aver rappresentato le fondazioni, considerando quindi le sezioni perfettamente incastrate alla base. Per chiarezza in merito a tale questione si rimanda al paragrafo 5.4.



Figura 5.11: Sezione A: andamento delle tensioni dovute rispettivamente alla sola forza peso, alla sola spinta idrostatica e alla combinazione forza peso e spinta idrostatica.



Figura 5.12: Sezione B: andamento delle tensioni dovute rispettivamente alla sola forza peso, alla sola spinta idrostatica e alla combinazione forza peso e spinta idrostatica.

Per ottenere l'andamento delle linee isostatiche di trazione e di compressione riportato in Figura 5.13, sono stati calcolati gli angoli di cui far ruotare il sistema XZ per raggiungere il sistema princiale con la nota formula di Scienza delle Costruzioni:



 $\cos -\pi/4 < \theta_0 < \pi/4.$

Si considera positiva la tensione tangenziale τ_{xz} se tende a fare ruotare in senso orario l'elemento.



Figura 5.13: Andamento linee isostatiche della Sezione A.

Isolando la sezione trasversale alla quota +4.125 m della Sezione A, è stato rappresentato l'andamento delle tensioni normali. Come può essere osservato nella Figura 5.14, l'andamento non è lineare. Ciò implica che il comportamento della sezione è lontano da quello di una sezione piana, dato che la struttura è tozza.



Figura 5.14: Andamento tensioni normali della sezione a +4.125 m della Sezione A.

5.4 Analisi sismica

L'analisi sismica è stata effettuata applicando il metodo pseudodinamico (si veda il paragrafo 3.2.1).

5.4.1 Analisi agli autovalori

Prima di poter effettuare un'analisi sismica con spettro di risposta, è necessario effettuare un'analisi agli autovalori per determinare le frequenze naturali ed i modi di vibrare della struttura. Questi risultati caratterizzano il comportamento dinamico della struttura ed indicano come la strutturà risponderà ad un carico dinamico.

Le frequenze naturali sono le frequenze alle quali la struttura tende a vibrare. La deformata di una struttura ad una determianta frequenza naturale di vibrazione è denominata modo normale di vibrazione: ogni modo di vibrazione è associato ad una specifica frequenza naturale.

La [5] impone che, per l'analisi sismica di una struttura, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa: è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Pertanto, nel caso in esame sono stati considerati quattro modi di vibrare. Nelle Tabelle 5.1, 5.2 sono riportate le percentuali delle masse partecipanti delle due sezioni considerate.

Modo	Massa	Somma
1	52.907	52.907
2	25.948	78.855
3	9.639	88.495
4	4.327	92.822

Tabella 5.1: Massa modale partecipante, in %, Sezione A.

Modo	Massa	Somma
1	41.333	41.333
2	24.945	66.278
3	15.184	81.462
4	5.067	86.529



Nelle figure seguenti si possono, invece, osservare le deformate corrispondenti a ciascun modo di vibrare.



Figura 5.15: Modi di vibrare Sezione A.



Figura 5.16: Modi di vibrare Sezione B.

Nelle tabelle seguenti sono riportate le frequenze e i periodi di vibrazione di ciascun modo. Come ci si aspetta, i periodi di vibrazione sono minimi, dato che la struttura è sostanzialmente tozza, quindi dotata di elevata rigidezza.

Modo	Frequenza	Periodo
1	2.35E+02	2.67E-02
2	7.15E+02	0.88E-02
3	13.8E+02	0.46E-02
4	21.1E+02	0.3E-02

Tabella 5.3: Frequenza, in rad/s, e periodo, in secondi, Sezione A.

Modo	Frequenza	Periodo
1	2.28E+02	2.76E-02
2	4.07E+02	1.54E-02
3	7.05E+02	0.89E-02
4	12.6E+02	0.5E-02

Tabella 5.4: Frequenza, in rad/s, e periodo, in secondi, Sezione B.
5.4.2 Spettro di risposta

Il sito di interesse, in base alla zonazione sismica italiana, ricade in Zona 3. Per tale motivo si considerano solo le componenti orizzontali dello spettro elastico e non la componente verticale (secondo quanto stabilito da [5]).

Le forme spettrali vengono definite per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} . In base a quanto stabilito in [3], l'opera oggetto di studio rientra nella categoria "Dighe di importanza normale", tale per cui il periodo di riferimento, V_R , definito in funzione della vita nominale (V_N) e del coefficiente d'uso (C_U), risulta:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50$$
 anni

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative contenenti i valori della vita nominale, dei coefficienti d'uso e dei periodi di ritorno da adottare nelle verifiche, come definiti in [3] (Figure 5.17, 5.18).

Dighe:	V _N (anni)		CU	V _R (anni)		
strategiche	≥ 100		2,0	20	00	
rilevanti	$\geq 50^{(1)}$	$\geq 100^{(2)}$	1,5	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾	
Imp. normale	≥50		1	50		

(1) dighe di dimensioni contenute

Figura 5.17: Valori della vita nominale e dei coefficienti d'uso, da [5].

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

Figura 5.18: Periodi di ritorno dell'azione sismica T_R (anni), da [5].

I valori di a_g , F_o e T_C^* , riportati in allegato alle NTC, sono definiti per ciascuno dei periodi di ritorno T_R e per ogni nodo del reticolo di riferimento (fornito da INGV). Nel caso in esame il punto di interesse non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, pertanto i valori dei parametri (a_g , F_o e T_C^*) vengono calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici (Figura 5.19), attraverso la seguente espressione [5]:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}}$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

 p_i è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

 d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.



Figura 5.19: Maglia del reticolo di riferimento considerata per il calcolo dei parametri a_g , F_o e T_C^* .

I valori dei parametri così ottenuti sono riportati in Figura 5.20.

TR	ag	Fo	T _c *
[anni]	[g]	[-]	[s]
30	0,039	2,475	0,203
50	0,054	2,424	0,226
72	0,065	2,430	0,239
101	0,076	2,428	0,248
140	0,089	2,432	0,256
201	0,104	2,439	0,263
475	0,146	2,454	0,280
975	0,188	2,475	0,295
2475	0,254	2,535	0,310

Figura 5.20: Valori dei parametri a_g , F_o e T_C^* per il sito in esame.

Amplificazione stratigrafica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è necessaria l'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento (Figura 5.21).

Il sottosuolo in esame è composto prevalentemente da rocce calcaree e dolomie, tale per cui viene classificato come suolo di Categoria A.

Pertanto, in riferimento alla Figura 5.22, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e il coefficiente C_C valgono:

$$S_S = 1 \qquad C_C = 1$$

Categoria	Descrizione
А	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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 consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
с	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V _{8,30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 \le N_{SPT,30} \le 50$ nei terreni a grana grossa e $70 \le c_{u,30} \le 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V ₈₃₀ inferiori a 180 m/s (ovvero N _{SPT,30} < 15 nei terreni a grana grossa e c ₈₃₀ < 70 kPa nei terreni a grana fina).
E	Terrent dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800 \text{ m/s}$).

Figura 5.21: Categorie di sottuolo, da [5].

Categoria sottosuolo	Ss	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	$0,90 \le 2,40-1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 5.22: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e del coefficiente C_C , da [5].

Amplificazione topografica

Per ottenere il coefficiente di amplificazione topografica è stato necessario risalire all'andamento altimetrico del terreno (Figura 5.23) ai fini del calcolo della pendenza. La zona di interesse si trova nelle sezioni 225030 e 225070 della Carta Tecnica Regionale (CTR).



Figura 5.23: DEM (Digital Elevation Model) della zona di interesse.

Realizzato il modello 3D (Figura 5.24), è stata scelta la sezione più significativa per il calcolo delle pendenze (Figura 5.25).



Figura 5.24: Modello 3D del terreno.



Figura 5.25: Andamento altimetrico del terreno.

La sezione considerata è quella mostrata in Figura 5.26. Si ottiene così:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H}{L} = \tan^{-1} \frac{40}{118} = 21^{\circ} \qquad \beta = \tan^{-1} \frac{h}{l} = \tan^{-1} \frac{50}{106} = 28^{\circ}$$

Poichè $\beta > \alpha$, si è in presenza di un pendio e non di una scarpata (secondo quanto



Figura 5.26: Sezione di interesse per il calcolo della pendenza.

riportato in [25] si possono considerare scarpate solo quelle situazioni in cui $\beta \leq \frac{1}{5}\alpha$), il coefficiente di amplificazione topografica S_T si calcola considerando quanto riportato nelle Norme Tecniche per le costruzioni (Tabella 5.5).

Dato che $\alpha>15^\circ,$ la situazione di interesse ricade nella categoria T2 (Tabella 5.6). Si considere quindi $S_T=1.2.$

5 – Caso	studio
----------	--------

Categoria	Ubicazione dell'opera di intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 5.5: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T , da [5]

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati
11	con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i>15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base
	e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
Τ 4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base
14	e inclinazione media $i>30^\circ$

Tabella 5.6: Categorie Topografiche, da [5].

Pertanto, il coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche risulta:

$$S = S_S \cdot S_T = 1 \cdot 1.2 = 1$$

Si considera, inoltre, un fattore di struttura q = 1 (poichè siamo in presenza di una struttura non dissipativa) e un fattore di smorzamento viscoso $\zeta = 5\%$ tale per cui $\eta = 1$.

Gli spettri di progetto ottenuti per le diverse probabilità di ritorno sono riportati in Figura 5.27.

I risultati dell'analisi tensionale effettuata considerando come forze agenti il peso proprio della struttura, la spinta idrostatica dell'acqua e l'azione sismica sono visibili in Figura 5.28. La combinazione di carico considerata in tutte le analisi è quella di stato limite ultimo di collasso (SLC) considerando un periodo di T=975 anni, come prescritto da [3].



Figura 5.27: Spettro di progetto - componente orizzontale



Figura 5.28: Stato tensionale dovuto a peso proprio, spinta acqua, sisma.

5.4.3 Azioni inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio

Per considerare le azioni inerziali dell'acqua sono stati utilizzati i due metodi descritti nel paragrafo 3.2.2, quello approssimato di Westergaard e quello previsto dalle NTC, per valutarne le differenze.

I risultati ottenuti, per la combinazione di stato limite di collasso (SLC), sono mostrati nelle Figure 5.29, 5.30.



Figura 5.29: Tensioni ottenute con il metodo di Westergaard (a sinistra) e con il DM 2014 (a destra), Sezione A.



Figura 5.30: Tensioni ottenute con il metodo di Westergaard (a sinistra) e con il DM 2014 (a destra), Sezione B.

Come si evince applicando l'uno o l'altro metodo, i valori tensionali sono pressoché gli stessi: si nota un leggero aumento delle compressioni a valle utilizzando il metodo prescritto da [3].

Confrontando le Figure 5.29, 5.30 con la Figura 5.28, si nota come il contributo dato dalle pressione idrodinamiche sia minimo. Il Manuale Tecnico della Regione Piemonte [4], infatti, nell'analisi dei piccoli invasi permette di trascurare tale contributo.

5.4.4 Verifiche

Trattandosi di una diga a gravità ordinaria, si trascura la verifica a ribaltamento e si effettua solo la verifica a scorrimento.

Il fattore di sicurezza viene calcolato come:

$$FS = \frac{V_d}{F_d}$$

dove:

 V_d è la risultante delle forze verticali, che nel caso in esame viene calcolata come $V_d = Peso \cdot \mu$, essendo μ il coefficiente di attrito tra struttura-fondazione;

 ${\cal F}_d$ è la risultante delle forze orizzontali.

Considerando un coefficiente di attrito $\mu=0.6,$ si ottengono i coefficienti di sicurezza mostrati nelle Tabella 5.7.

	<u> </u>	<u> </u>	-		<u>с і р</u>	
Sezione A					Sezione B	
DM-2014 Westergaard		-		DM-2014	Westergaard	
Peso [kN]		678	_	Peso [kN]		912
μ		0.6		μ		0.6
$V_d [kN]$		407		$V_d [kN]$		547
$F_d [kN]$	227	245		$F_d [kN]$	189	184
FS	1.79	1.66		FS	2.89	2.97

Tabella 5.7: Risultanti forze (espresse in kN) e fattori di sicurezza.

5.5 Modellazione con fondazioni

Ai fini di valutare quanto influisce sui risultati la scelta iniziale di non aver considerato le fondazioni, sono state rieseguite le analisi considerando le due sezioni in Figura 5.31, comprendenti una parte di fondazione.



Figura 5.31: Sezioni A e B con parte di fondazione.

In questo caso il vincolo di incastro è stato considerato alla base della fondazione mentre, sulle facce laterali, sono stati considerati gli stessi vincoli utilizzati nel caso senza fondazioni. I carichi considerati e il materiale utilizzato sono gli stessi del caso precedente.

Ottenuti su Midas i nuovi valori tensionali, questi sono stati confrontati con i precedenti (ottenuti senza considerare le fondazioni) sviluppando un codice Matlab. Inizialmente, sono stati rappresentati i valori tensionali in ciascun nodo nei due casi (senza e con fondazione) e sono state valutate le zone in cui si è verificato un cambio di segno.

Successivamente sono stati rappresentati in ciascun nodo i rapporti in valore assoluto tra le tensioni ottenute non considerando le fondazioni e le tensioni ottenute considerandone una parte, per valutarne l'incremento o il decremento. Per una maggiore chiarezza tali rapporti sono stati rappresentati in scala logaritmica in base 10: nelle zone con logaritmo positivo, considerando le fondazioni si ha un decremento delle tensioni; viceversa, nelle zone con logaritmo negativo, si ha un incremento di tensioni. Infatti, indicando con σ^{senza} le tensioni nel caso senza fondazione e con σ^{con} le tensioni nel caso con le fondazioni, si distinguono due casi:

• $\log_{10} \frac{|\sigma^{senza}|}{|\sigma^{con}|} > 0 \Longrightarrow \frac{|\sigma^{senza}|}{|\sigma^{con}|} > 1 \to |\sigma^{con}| < |\sigma^{senza}|$

•
$$\log_{10} \frac{|\sigma^{senza}|}{|\sigma^{con}|} < 0 \Longrightarrow \frac{|\sigma^{senza}|}{|\sigma^{con}|} < 1 \to |\sigma^{con}| > |\sigma^{senza}|$$

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le tensioni tangenziali e normali (considerate come in Figura 5.32), considerando le varie combinazioni di carico.



Figura 5.32: Componenti delle tensioni assiali e tangenziali secondo la convenzione utilizzata da Midas e sistemi di riferimento utilizzati.

Tensione normale σ_{zz} : peso proprio e spinta idrostatica

Sezione A

Come si nota dalla Figura 5.33, considerando le fondazioni diminuisce la zona in trazione. In particolare, si ha un decremento delle trazioni nella zona di monte e un aumento delle compressioni nella zona di valle delle sezioni alla base (Figura 5.34). La diminuzione delle trazioni è dovuta al fatto che la rigidezza della fondazione è minore rispetto alla rigidezza dell'incastro.



Figura 5.33: Sezione A: andamento del segno delle tensioni $\sigma_{zz}.$



Figura 5.34: Sezione A: rapporto tra tensioni $\sigma_{zz},$ in scala normale e logaritmica.

Sezione B

Considerando la Sezione B, sempre nella sezione di base, si notano un decremento delle tensioni di trazione a monte e un decremento delle compressioni a valle. In particolare, il rapporto maggiore si ha nella zona in cui si ha il cambio da compressione a trazione.



Figura 5.35: Sezione B: andamento del segno delle tensioni $\sigma_{zz}.$



Figura 5.36: Sezione B: rapporto tra tensioni σ_{zz} , in scala normale e logaritmica.

Tensione tangenziale τ_{zx} : peso proprio e spinta idrostatica

Sezione A

Considerando le tensioni tangenziali in direzione x, al contrario, si notano variazioni minime. In particolare, si hanno decrementi a monte ed incrementi a valle.



Figura 5.37: Sezione A: andamento del segno delle tensioni τ_{zx}



Figura 5.38: Sezione A: rapporto tra tensioni τ_{zx} , in scala normale e logaritmica.

Sezione B

Anche per quanto riguarda la Sezione B, le variazioni delle tensioni tangenziali in direzione x sono minime. In particolare, si nota un decremento delle tensioni nella zona di valle delle sezioni alla base.



Figura 5.39: Sezione B: andamento del segno delle tensioni $\tau_{zx}.$



Figura 5.40: Sezione B: rapporto tra tensioni $\tau_{zx},$ in scala normale e logaritmica.

Tensione normale σ_{zz} : combinazione SLC

Sezione A

Nel caso della combinazione SLC, si nota un aumento della zona in trazione (Figura 5.41), contrariamente a quanto avviene nella combinazione considerata precedentemente. Inoltre, si notano tensioni di trazione sia a monte che a valle dato che l'azione sismica viene considerata in entrambe le direzioni.



Figura 5.41: Sezione A: andamento del segno delle tensioni σ_{zz} .

Dalla Figura 5.42, si nota un decremento uniforme con dei massimi solo in alcuni nodi concentrati (valori in giallo in Figura 5.42), tra cui uno nella sezione a +4.125 m. Rapporti così alti sono dovuti al fatto che, nel caso con fondazioni, in tali nodi si hanno valori di sforzo prossimi allo zero.

Ciò può essere verificato in Figura 5.43, in cui sono stati rappresentati gli andamenti delle tensioni normali nei due casi nella sezione a +4.125 m: si nota come il nodo in questione giace sull'asse a tensione nulla.



Figura 5.42: Sezione A: rapporto tra tensioni $\sigma_{zz},$ in scala normale e logaritmica.



Figura 5.43: Andamento delle tensioni normali nella sezione a +4.125 m.

Sezione B

Anche per la Sezione B si nota un aumento della zona in trazione (Figura 5.44) e una variazione uniforme con dei massimi solo in alcuni nodi concentrati (Figura 5.45).



Figura 5.44: Sezione B: andamento del segno delle tensioni $\sigma_{zz}.$



Figura 5.45: Sezione B: rapporto tra tensioni $\sigma_{zz},$ in scala normale e logaritmica.

Tensione tangenziale τ_{zx} : combinazione SLC

Sezione A

Come per la combinazione di carico precedente, si hanno variazioni minime con incrementi nella zona di valle e decrementi nella zona di monte delle sezioni alla base.

A differenza di quanto osservato per la tensione σ_{zz} , nella quale la presenza nel modello della fondazione modifica i valori di tensione verticale, nel caso della tensione tangenziale non si osservano sostanziali differenze di sforzo.



Figura 5.46: Sezione A: andamento del segno delle tensioni τ_{zx} .



Figura 5.47: Sezione A: rapporto tra tensioni τ_{zx} , in scala normale e logaritmica.

Sezione B

Come per la combinazione di carico precedente, le variazioni delle tensioni tangenziali in direzione x sono minime. In particolare, si nota un decremento delle tensioni nella zona di valle delle sezioni alla base.



Figura 5.48: Sezione B: andamento del segno delle tensioni $\tau_{zx}.$



Figura 5.49: Sezione B: rapporto tra tensioni τ_{zx} , in scala normale e logaritmica.

5.6 Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica

Ai fini di valutare la vulnerabilità sismica dell'opera oggetto di studio, è stata compilata, per la sola seziona A, la scheda speditiva descritta al paragrafo 3.3.

Poichè non è stato possibile effettuare un'ispezione in situ, è stata attribuita la condizione peggiore allo stato della costruzione, considerando SG=0.4.

I pesi attribuiti alla pericolosità, vulnerabilità ed esposizione per la valutazione della criticità sismica sono:

ESI	Pericolosità	Рр	0,75
	Esposizione	Pe	2
_ <u> </u>	Vulnerabilità	Pv	5,33

SCHEDA DI RILIEVO DI LIVELLO "0" DELLA VULNERABILITA' SISMICA PICCOLI SBARRAMENTI DI RITENUTA in CALCESTRUZZO

S0 - Indice delle schede

BARRAMENTO ANALIZZATO					
CASO STUDIO 1					
INDICE DELLE SCHEDE					
	Data di compilazione	Revisione			
S0 - Indice delle schede	novembre 2018				
S1 - Inquadramento generale	novembre 2018				
S2 - Descrizione generale	novembre 2018				
S3 - Analisi dell'opera	novembre 2018				
S4 - Osservazioni conclusive	novembre 2018				



S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO								
Regione		Piemonte						
Indirizzo		Demonte (CN)						
Sbarramento da sol sismica di livello 03	ttoporre a verifica	Sì						
Regione	Piemonte	1	RIF	FRIMENTI CATASTALI	_			
Provincia	Cuneo		Foglio	N.d.				
Comune	Demonte		Particella	N.d.				
C.A.P.	12014		Subalterno	N.d.				
Frazione/Località	San Giacomo							
Indirizzo			Latitudine	44°20'58"	N			
Proprietario	CVA		Longitudine	7°12'2"	E			
Utilizzatore	CVA		Altezza sul livel	lo del mare 1450	m			
		CLASSIFIC	CAZIONE					
Tipologia	Vasca di carico idro	elettrica						
Classe (disp. att. ar	t.10 L.R. 13/2010)		1 (Hv ≤ 10m e volu	ume invaso ≤ 100.000mc)				
3 - LOCALIZZAZI	ONE							

S2 - Descrizione generale

Presenza di potenziali dissesti idrogeologici

4 - DOCUMENTAZIO	ONE DIS	PONIBILE						
Normativa progettazione opera				Non nota	Non nota			
Normativa di calcolo strutturale del progetto originale				Non nota	Non nota			
Elaborati di progetto s	trutturale		Parziali					
Progettista				Anno prog.				
Anno di progettazione			Anno	li costruzione 1951				
5 - DATI GEOMETR	ICI E DI I	PROGETTA	ZIONE					
Sviluppo del coronamo	ento	255,00	m Volume	d'invaso	7.500 m ³			
Altezza dello sbarrame	ento (H)	9,00	Franco		1 m			
Altezza di collasso (Ho	:)		m Quota n	nax invaso	1458 m s.l.m.			
Altezza 1363/1959 (Hv)			Quota n	nax di regolazione	1458,25 m s.l.m.			
6 - DATI DEL SITO								
Categoria di sottosuolo	A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi							
Classe di rugosità del terreno	C - Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,) e aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D							
Categoria topografica	T2 - Pendii con inclinazione media i > 15°							
Classe di topografia	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi							
Azione del vento	Zona 1 - Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste)							
Azione della neve	Zona I - Alpina - as > 200 m							
Perime	etrazione	ai sensi del L.	.R. 11/1998		No			

Frane

7 - ESPUSIZIONE									
Classificazione in base al ris disposizioni attuative della L	Categori	ia B F	Rischio MOD	DERATO					
8 - DATI SISMICI (NTC 20	08)								
Zona sismica amministrativa 3									
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (r	rilevanti)							
Classe d'uso Classe II (normali affollamenti. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti) Cu 1									
	PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA								
	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)]				
a _g /g	0,039	0,054	0,146	0,188	1				
Fo	2,475	2,424	2,454	2,475]				
T _c * [s]	0,203	0,226	0,280	0,295	Ī				
Amplificazione strati	Amplificazione stratigrafica - Se (Tab. 3.2.V NTC-08) 10								
Amplificazione topog	1,2	Ī							
Accelerazione orizzontale di calcolo 0,175 g									

S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte: documentale e visiva							
Denominazione dell'opera	San Giacomo in D	San Giacomo in Demonte						
Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo							
Altezza battente idraulico (H _w)	8,25	m						
Spessore elemento (≠ 1 se "traversa")	1,00	m						
Larghezza di influenza (≠ 1 se "traversa")	1,00	m						
Peso per unità di volume del manufatto	23,0	kN/m ³						
Peso per unità di volume di liquido	10,0	10,0						
Resistenza a compressione cilindrica media del cls	24,60	MPa						
Presenza di fondazione	Sì	Sì						
10 - DEFINIZIONE DEI TRE CONCI								
	XA	XB	Y					
Livello 3 - al coronamento	0,00	1,50	9,00	m				
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,00	2,70	6,00	m				
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,00	3,90	3,00	m				
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	5,10	0,00	m				
11 - AZIONI AGGIUNTIVE								
	V			kN				
Azioni aggiuntive al coronamento (baricentriche)	Н			kN				
	М			kNm				
	V			kN				
mediano (baricentriche)	н			kN				
				kNm				
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio				kN				
inferiore (baricentriche)				kN				
	м			kNm				



S4 - Osservazioni conclusive



5.7 Conclusioni

Lo studio del comportamento strutturale del bacino idroelettrico di San Giacomo ha portato alle seguenti conclusioni.

Dallo studio della differenza tensionale tra il modello senza fondazione e quello in cui se ne considera una parte è risultato che, per quanto riguarda le tensioni normali, nel caso statico (considerando solo peso proprio e spinta idrostatica) la presenza delle fondazioni determina nelle sezioni di base una diminuzione delle tensioni di trazione nella zona di monte ed un aumento delle tensioni di compressione nella zona di valle. Nel caso dinamico (considerando quindi anche la spinta idrodinamica ed il sisma), invece, si riscontra una dimuzione uniforme delle tensioni, sia di compressione che di trazione, ed un incremento del volume del corpo della diga all'interno del quale vi sono tensioni σ_{zz} di trazione. Per quanto riguarda le tensioni tangenziali, invece, non si osservano sostanziali differenze di sforzo dovute alla presenza delle fondazioni nel modello. Pertanto, in un'analisi statica, non considerare le fondazioni porterebbe ad una sovrastima delle tensioni di trazione e, di conseguenza, ad una situazione a favore di sicurezza. Al contrario, si suggerisce una modellazione con fondazione in un'analisi dinamica in quanto in tale caso si ha un aumento della zona in trazione (che rappresenta una porizione critica in una struttura massiccia sostanzialmente priva di armatura), che altrimenti non verrebbe considerata nel modello senza fondazione.

Osservando l'andamento delle linee isostatiche di compressione relative al caso statico (Figura 5.13), si nota come queste, inizialmente verticali in quanto presente la sola forza peso, si inclinano con la presenza della spinta idrostatica.

La presenza di trazioni sul paramento di monte risultante dall'analisi statica agli elementi finiti è verificata dall'andamento della posizione del centro di pressione derivante dalla scheda speditiva. Come è verificabile in Figura 5.50, nelle sezioni alla base il centro di pressione è esterno al nocciolo centrale d'inerzia: ciò pressupone necessariamente tensioni di trazione sul paramento di monte.

Inoltre, analizzando l'andamento delle tensioni sulle varie sezioni si è riscontrato come tale andamento non sia lineare, motivo per cui l'ipotesi di Navier di conservazione delle sezioni piane, alla base della scheda speditiva, non è verificata. Confrontando, infatti, i risultati dell'analisi tensionale ottenuti con la scheda speditiva con quelli dell'analisi agli elementi finiti, si riscontrano errori dell'ordine del 30 % nel caso statico ed errori maggiori nel caso in cui si considera l'azione sismica.

Un'altra limitazione alla base della scheda speditiva risiede nel considerare il sisma solo in una direzione, quella concorde al verso della spinta idrostatica. In questo modo



Figura 5.50: Andamento posizione del centro di pressione della Sezione A.

si ottengono tensioni di trazione solo sul paramento di monte, trascurando quelle sull'altro paramento. Infatti, considerando il sisma in entrambe le direzioni, si ottengono tensioni di trazione su entrambi i paramenti, come è verificabile in Figura 5.41.

Nella scheda speditiva l'incremento della spinta idrostatica dovuto al sisma viene considerato moltiplicando la spinta idrosatica per il coefficiente $S_e = a_g S$, ottenendo sempre una distribuzione triangolare di pressioni. Invece, la procedura di valutazione della risposta strutturale richiesta da [3] considera una distribuzione parabolica di tale azione. Calcolando le risultanti nei due casi, si nota come nel caso della scheda si abbia una risultante maggiore e quindi una sovrastima dell'entità di tali pressioni.

Capitolo 6 Conclusioni

L'obiettivo di questo elaborato è stato quello di fornire un quadro generale sui piccoli invasi, analizzando in particolare le cause di degrado delle dighe in calcestruzzo ed il comportamento sismico di dighe a gravità ordinaria di piccole dimensioni.

Il primo capitolo, infatti, consiste in una trattazione sullo stato dell'arte di invasi di piccole dimensioni, indicando comportamenti e schemi statici delle principali tipologie, e sulla relativa normativa italiana nazionale e regionale.

Il secondo capitolo si concentra sulle cause di deterioramento delle dighe in calcestruzzo, analizzando sia i processi legati alla stabilità delle fondazioni (dovuti a carichi alternati, aumento livello di falda nelle sponde, dissoluzione, erosione) sia quelli relativi al corpo diga (reazione alcali-agregati, attacco acque aggressive, ritiro, viscosità, azione del gelo, aumento permeabilità, variazioni della temperatura esterna).

Il terzo capitolo è dedicato all'azione sismica: dopo un'introduzione generale sul sisma, sono stati descritti gli effetti dell'azione sismica sulle dighe ed i relativi metodi di calcolo (riguardanti sia l'azione sismica in sè sia l'interazione fluido-struttura); infine è stato descritto un metodo speditivo per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Nel quarto capitolo è stato trattato il tema del monitoraggio, descrivendone le tecniche più comuni: ispezioni visive, rilievi inclinometrici, rilievi topografici e rilievi laser scanner.

Infine, nel quinto capitolo, è stato studiato il bacino idroelettrico di San Giacomo nel comune di Demonte (CN). Sono state effettuate sia analisi statiche che dinamiche. In particolare, per quanto riguarda l'interazione fluido-stuttura, sono stati applicati due metodi (quello di Westergaard e quello proposto dal DM 2014) per valutarne le differenze. Dalle analisi effettuate si nota che l'applicazione di uno o dell'altro metodo porta a risultati poco differenti. Inoltre, si nota come il contributo di tali pressioni idrodinamiche sia minimo nel caso di piccoli invasi: infatti è minima la differenza tra le tensioni dovute alla combinazione di carico in cui si considerano tali pressioni e quelle dovute alla combinazione in cui non si considerano.

Inizialmente è stato studiato un modello semplificato considerando la sezione principale senza fondazione; successivamente, per valutare le conseguenze di questa semplificazione, sono state rieseguite le analisi su un modello comprendente anche una parte di fondazione. Mentre per quanto riguarda le tensioni normali sono state osservate differenze di sforzo dovute alla presenza delle fondazioni, nel caso delle tensioni tangenziali tali differenze non sono elevate.

Inoltre, per il bacino in esame, è stata compilata la scheda speditiva per la valutazione della criticà sismica, la quale risulta "alta". Un valore così alto è dovuto in parte al fatto di aver attribuito al parametro relativo allo stato generale della costruzione il valore massimo (SG=0.4) in quanto non è stato possibile effettuare un'ispezione visiva. Ai fini di verificare l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane alla base della scheda speditiva, è stato rappresentato l'andamento tensionale sulle varie sezioni. Tale andamento non risulta lineare, trattandosi di un corpo tozzo, e di conseguenza l'ipotesi non è verificata: si notano infatti delle differenze tra i risultati tensionali ottuenuti con la scheda e quelli ottenuti con l'analisi agli elementi finiti.

Allo scopo di proporre un sistema di monitoraggio, sono stati calcolati gli spostamenti massimi subiti dall'opera. Come si nota in Figura 6.1, tali spostamenti sono inferiori al millimetro, motivo per cui si rende necessario l'utilizzo di strumentazione topografica di alta precisione.



Figura 6.1: Deformata della sezione A, combinazione SLC.

Sull'opera sono già presenti 10 capisaldi lungo il coronamento (Figura 6.2), motivo per il quale si consiglia di effettuare rilievi topografici periodici. Non si consiglia di effettuare misure con inclinometri in quanto, siccome non previsti in fase di progetto,



Figura 6.2: Posizione capisaldi posti sul coronameno del bacino di San Giacomo.

sarebbe necessario installare nuova strumentazione. Tantomeno è consigliato un sistema di monitoraggio continuo che risulterebbe oneroso trattandosi di uno sbarramento di piccole dimensioni. È obbligatorio inoltre effettuare misure piezometriche per valutare il livello dell'acqua nel serbatoio ed effettuare ispezioni visive.

In futuro, si potrebbe migliorare la scheda speditiva considerando l'andamento non lineare delle pressioni idrodinamiche. Utilizzando la formula prevista dal DM 2014, si otterrebbe un andamento parabolico di tali pressioni. Pertanto, la risultante in ogni concio potrebbe essere calcolata con il metodo di Simpson o con il metodo dei trapezi suddividendo ogni concio in ulteriori sottointervalli. Si potrebbe, inoltre, inserire parte della fondazione considerandola come un ulteriore macro-concio.

Bibliografia

- [1] Arredi F., Costruzioni idrauliche, Utet, Torino, 1988.
- [2] Evangelisti G., Impianti idroelettrici
- [3] Decreto Ministeriale 24 gennaio 2014: Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- [4] Regione Piemonte, Manuale tecnico PER LA PROGETTAZIONE, COSTRUZIONE E GESTIONE DEGLI SBARRAMENTI ED INVASI DI COMPETENZA REGIONALE, Torino, 2011.
- [5] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29(4):2,2008
- [6] Mantica I., Dispense di COSTRUZIONI IDRAULICHE, Ancona, 1992.
- [7] Datei C., Costruzioni Idrauliche, Padova.
- [8] F. Arredi «L'Energia Elettrica», 1956.
- [9] Alfondo Álvarez Martínez, Tipolgía y seguridad de presas.
- [10] Eugenio Vallarino Cánovas Del Castillo, Tratado básico de presas, Madrid, 1998.
- [11] ITCOLD, Processi di invecchiamento di dighe e loro fondazioni, Roma, 1999.
- [12] Regione Piemonte, Manuale tecnico: ANOMALIE SBARRAMENTI, Torino, 2010.
- [13] ICOLD, Valutazione del rischio nella gestione della sicurezza della diga. Esame dei benefici, dei metodi e delle recenti applicazioni, Bollettino n.130, 2005.
- [14] Barbara Frigo, Alessandro Pasquale Fantilli, Valerio De Biagi & Guillaume Veylon (2017): A protocol to assess the seismic criticality of existing small concrete dams, Structure and Infrastrcture Engineering.
- [15] Valerio De Biagi, Effetti topografici ed amplificazione sismica: indirizzi per la valutazione di coefficienti di amplificazioni in ambiente alpino, 2014
- [16] ITCOLD, *Tecniche e realizzazioni italiane per il monitoraggio delle dighe e delle loro fondazioni*, Bollettino n.1.
- [17] ITCOLD, Potenzialità, limiti e possibili sviluppi delle tecniche di identificazione strutturale per la diagnostica delle dighe, 2012
- [18] Simoni Giacomo, Appunti della lezione:STRUMENTAZIONE GEOTECNICA DI CONTROLLO DELLE PRESSIONI E DEI MOVIMENTI; Università degli Studi di Firenze, 2004.

- [19] Lingua M. A., Piras M., Slides del corso di Geomatica: Tecniche di scansione laser, Politecnico di Torino, 2017.
- [20] Salvatore Guercio; rel. Bernardino Chiaia, Valerio De Biagi La modellazione dell'interazione fluido-struttura all'interno delle normative concernenti le opere idrauliche in calcestruzzo, Torino, 2015.
- [21] B. Frigo, B. Chiaia, S. Foti, A. Fantilli, V. De Biagi, *REPORT FINALE: Valutazione della vulnerabilità degli sbarramenti al rischio sismico, Metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica di piccoli sbarramenti in terra e calcestruzzo*
- [22] G. Ventura, E. Suozzi, A. Antonietti, B. Chiaia, B. Frigo *REPORT FINALE: Sistemi* di monitoraggio
- [23] Fantilli A.P., Chiaia B., Frigo B., A simplified approach to the evaluation of the strength of old concrete, Torino, 2017.
- [24] Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [25] MS Gruppo di Lavoro. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (in 3 volumi). In Conferenza delle Regioni e delle Provincie autonome, Dipartimento della Protezione Civile, Roma, 2008.
- [26] Almog, E., Kelham, P. and King, R., *Modes of dam failure and monitoring and measuring techniques*, Environment Agency, Bristol, August 2011.
- [27] J Andrew Charles, BRE Paul Tedd, BRE Alan Warren, Halcrow Group Ltd, *Lessons from historical dam incidents*, Environment Agency, Bristol, August 2011.
- [28] French Committee on Large Dams, *Small dams, guidelines for design, construction and monitoring.* France, 2002.
- [29] Palmieri E. L., Parotto M., La terra nello spazio e nel tempo, Zanichelli.