

POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Ord. Strutture



MODELLAZIONE ED ANALISI DELLA DIGA AD ARCO-GRAVITÀ DEL FUSINO

Relatore: Prof. Ing. Umberto PEREGO

Correlatore: Prof. Ing. Giorgio NOVATI

Tesi di Laurea di:

Alessio PUDDU

matr. 739937

Anno Accademico 2011-2012

Indice

1	La Diga del Fusino	16
1.1	Introduzione	16
1.2	Descrizione dell'opera	18
1.2.1	Dimensioni della diga	18
1.2.2	Costruzione dell'opera	19
1.2.2.1	Cenni sul comportamento statico	22
1.2.3	Caratteristiche geologiche	23
1.3	Monitoraggio	24
1.3.1	Misure di spostamenti	24
1.3.2	Misure di grandezze che definiscono carichi agenti sulla diga	25
1.3.3	Altre misurazioni e verifiche di particolare interesse	26
1.4	Indagini compiute sulla diga	27
1.4.1	Indagini 1965-1966	28
1.4.1.1	Prove soniche sul corpo della diga	28
1.4.1.2	Prove statiche su carote estratte dal corpo diga	29
1.4.2	Indagini 1989	30
1.4.2.1	Perforazioni e carotaggi	31
1.4.2.2	Ispezioni con sonda televisiva	31
1.4.2.3	Indagini di tipo geofisico	31

1.4.2.4	Prove di laboratorio	32
1.4.2.5	Conclusioni	33
1.4.3	Indagini 2010	34
1.4.3.1	Prove di laboratorio	34
1.4.3.2	Conclusioni	35
1.4.4	Riassunto indagini	35
2	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso	36
2.1	Introduzione alla meccanica delle rocce	37
2.1.1	Aspetti operativi della meccanica delle rocce	38
2.2	Attività svolte in laboratorio	41
2.2.1	Sovracarotaggio ed estrazione dei provini	41
2.2.2	Prove di laboratorio	44
2.2.2.1	Prova di compressione monoassiale	44
2.2.2.2	Prova di compressione triassiale	53
2.3	Determinazione delle proprietà meccaniche e della deformabilità dell'ammasso roccioso	61
2.3.1	Metodo GSI	61
2.3.2	Determinazione della resistenza dell'ammasso roccioso	64
2.3.2.1	Limiti del criterio di rottura di Hoek-Brown	68
2.3.3	Stima della deformabilità dell'ammasso roccioso	69
2.4	Esempio dei risultati ottenuti nel corso delle prove effettuate	70
2.4.1	Prova monoassiale	71
2.4.2	Prova di compressione triassiale	73
3	Modellazione solida del sistema diga-fondazione	77
3.1	Dati a disposizione	78
3.2	Modellazione solida della diga	81

3.2.1	Sezioni trasversali	82
3.3	Modellazione del terreno	87
3.4	Modellazione del canale sfioratore	88
3.5	Il modello finale per l'analisi ad elementi finiti	91
4	Modello ad elementi finiti	92
4.1	Caratteristiche degli elementi impiegati per la discretizzazione	93
4.2	Discretizzazione con elementi esaedrici	97
4.2.1	Corpo diga	97
4.2.2	Discretizzazione dello sfioratore	100
4.2.3	Discretizzazione del terreno	102
4.2.4	Assemblaggio	103
4.3	Discretizzazione con elementi tetraedrici	104
4.4	Il confronto tra i due modelli	106
4.5	Il modello definitivo	109
5	Analisi statiche	111
5.1	Proprietà meccaniche dei materiali	111
5.2	Peso proprio e modalità di applicazione	112
5.2.1	Staged Construction	112
5.2.2	Formulazione della "staged construction analysis"	113
5.2.3	Il caso della diga del Fusino	116
5.3	Carico idrostatico	118
5.4	Carichi non considerati	119
5.4.1	Spinta del ghiaccio	119
5.4.2	Ritiro	119
5.5	Risultati delle analisi statiche	119

6	Analisi termiche	125
6.1	Dati di temperatura e definizione del ciclo annuale tipico	126
6.1.1	Dati termici assunti per le analisi	127
6.1.2	Il problema termico	130
6.2	Analisi 2D	131
6.3	Analisi 3D	136
6.3.1	Sforzi termici	141
6.4	Confronto dati con il monitoraggio	149
7	Analisi sismiche	155
7.1	Classificazione del sito	155
7.1.1	Cenni storici sulla sismicità in Valtellina	155
7.1.2	Cenni sull'evoluzione del quadro normativo	157
7.1.3	Accorgimenti in caso di terremoto per le dighe	160
7.1.4	La sismicità del sito	163
7.2	Analisi con forze statiche equivalenti	164
7.3	Analisi modale con spettro di risposta	165
7.3.1	Modi di vibrazione	167
7.3.2	Definizione dello spettro di risposta	167
7.4	Confronto tra i risultati delle due analisi	171

Elenco delle figure

1.1	Ubicazione della diga (contrassegnata dalla lettera A) nel territorio	16
1.2	Sistema idroelettrico valtellinese	17
1.3	La diga della Val Grosina, con a valle la diga del Fusino	18
1.4	Planimetria generale della diga del Fusino	19
1.5	Sezione maestra	21
2.1	Diga del Vajont nel 1962	38
2.2	Sega circolare con disco diamantato	42
2.3	Macchina sovracarotatrice	43
2.4	Macchina rettificatrice	44
2.5	Macchina per l'esecuzione delle prove mono/triassiali	45
2.6	Formato per la presentazione grafica delle curve sforzo-deformazione	48
2.7	Modulo tangente misurato ad una percentuale prefissata	49
2.8	Modulo medio della parte lineare della curva tensione	50
2.9	Modulo secante misurato fino a una percentuale prefissata	50
2.10	Simulazione della procedura di controllo della deformazione ra- diale in un test di compressione monoassiale	52
2.11	Classificazione della risposta post-picco	52
2.12	Differenti tipi di prova triassiale	54
2.13	Tre diversi tipi di cella triassiale	55

2.14	Prova triassiale di rottura multipla	58
2.15	Prova triassiale di rottura continua	59
2.16	Metodo GSI per ammassi rocciosi	63
2.17	Criterio di rottura Hoek-Brown	65
2.18	Applicabilità del criterio di rottura di Hoek-Brown	69
2.19	Grafico sforzo-spostamenti	72
2.20	Diagramma sforzo-deformazioni assiale e radiale	73
2.21	Rottura del campione a seguito della prova di compressione monoassiale	74
2.22	Grafico sforzo-spostamenti	75
2.23	Diagramma sforzo-deformazioni assiale e radiale	75
2.24	Rottura del campione a seguito della prova di compressione monoassiale	76
3.1	Planimetria Generale	78
3.2	Planimetria dettagliata	79
3.3	Vista da valle e vista da monte	79
3.4	Sezioni trasversali	80
3.5	Sezione longitudinale	80
3.6	Sfioratore	80
3.7	Foto della diga del Fusino scattata nel luglio 2012	81
3.8	Particolare di una delle sezioni trasversali	82
3.9	Dettaglio ammorsamento diga	83
3.10	Esempio di concio	84
3.11	Incongruenza relativa all'altezza della sezione A	85
3.12	Incongruenza relativa alla porzione di diga che affiora dal terreno in corrispondenza del canale sfioratore	85
3.13	Modellazione finale del corpo diga	86

3.14	Nuove curve di livello	88
3.15	Pianta canale sfioratore	89
3.16	Sezione longitudinale canale sfioratore	89
3.17	Sezioni trasversali canale sfioratore	90
4.1	Elementi isoparametrici “master”	95
4.2	Elementi isoparametrici “master”	96
4.3	Insieme delle diverse parti nelle quali è stato suddiviso il corpo diga	98
4.4	Principio della “structured meshing”	98
4.5	Dettaglio interfaccia diga-sfioratore	99
4.6	Mesh del corpo diga, vista da valle	100
4.7	Ponticello di raccordo	101
4.8	Sfioratore	101
4.9	Mesh dello sfioratore	101
4.10	Mesh del terreno	102
4.11	Assemblaggio del sistema, vista da valle	104
4.12	Assemblaggio del sistema, vista da monte	104
4.13	Mesh a tetraedri dell’intero sistema	105
4.14	Sforzi massimi principali, mesh ad esaedri	107
4.15	Sforzi massimi principali, mesh a tetraedri	108
5.1	Struttura costruita in due stadi	114
5.2	Tezeke Arch Dam in costruzione	116
5.3	Strati orizzontali nei quali è stato suddiviso il corpo diga	117
5.4	Stato di sforzo per la diga a serbatoio vuoto	121
5.5	Deformata della diga sotto l’applicazione del solo peso proprio	122
5.6	Stato di sforzo per la diga a serbatoio pieno	123
5.7	Stato di sforzo della sezione maestra e deformata a serbatoio pieno	124

6.1	Temperature rilevate da ISMES	128
6.2	Andamento temperature assunto per l'analisi termica	130
6.3	Sezione maestra	132
6.4	Nodi presi in considerazione per valutare l'andamento delle temperature nel modello 2D	133
6.5	Andamento temperatura caso serbatoio vuoto, modello 2D	134
6.6	Andamento temperatura caso serbatoio pieno, modello 2D	135
6.7	Nodi presi in considerazione per valutare l'andamento delle temperature nel modello 3D	138
6.8	Andamento temperatura caso serbatoio vuoto, modello 3D	139
6.9	Andamento temperatura caso serbatoio pieno, modello 3D	140
6.10	Distribuzioni tipiche stagionali a serbatoio vuoto, modello 3D	142
6.11	Distribuzioni tipiche stagionali a serbatoio pieno, modello 3D	143
6.12	Caso carico termico invernale, serbatoio vuoto	145
6.13	Caso carico termico estivo, serbatoio vuoto	146
6.14	Caso carico termico invernale, serbatoio pieno	147
6.15	Caso carico termico estivo, serbatoio pieno	148
6.16	Schema della strumentazione installata alla diga di Fusino	149
6.17	Schema di un pendolo rovescio	150
6.18	Livello d'invaso dal gennaio 2002 al dicembre 2004	151
6.19	Misure registrate dai pendoli rovesci da gennaio 2002 a dicembre 2004	152
6.20	Misure registrate dai pendoli dal 20/7/2004 al 30/8/2004	154
7.1	Classificazione sismica italiana nel 1984	159
7.2	Classificazione sismica italiana nel 2004	160
7.3	Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano	161
7.4	Curva M-R	162

7.5	Configurazioni deformate della diga sotto l'applicazione delle For- ze Statiche equivalenti	166
7.6	Deformate corrispondenti ai primi 9 modi di vibrazione propria del sistema	168
7.7	Spettro di risposta elastico orizzontale allo SLV per la diga del Fusino	170
7.8	Sforzi indotti dal sisma sul paramento di valle	173
7.9	Sforzi indotti dal sisma sul paramento di monte	174

Elenco delle tabelle

1.1	Dimensioni caratteristiche dell'opera	19
1.2	Risultati campagna AEM 1965	29
1.3	Risultati campagna 1966	29
1.4	Indagini geofisiche Ismes, 1989	32
1.5	Prove di laboratorio sul calcestruzzo effettuate dall'Ismes, 1989 .	33
1.6	Prove di laboratorio sul calcestruzzo effettuate dallo studio RSE, 2010	34
1.7	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	35
2.1	Risultati del test di compressione monoassiale	71
2.2	Risultati del test di compressione triassiale	74
5.1	Caratteristiche meccaniche del terreno impiegate nell'analisi . . .	112
5.2	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegate nell'analisi	112
6.1	Minimi e massimi delle funzioni interpolanti ISMES	127
6.2	Parametri per la definizione della curva $T(t)$	129
6.3	Parametri termici assunti dal materiale calcestruzzo	131
6.4	Spostamenti del coronamento in corrispondenza della sezione mae- stra dopo l'applicazione del carico termico e valori di Δu_x prove- nienti dall'analisi numerica e dal monitoraggio	153

7.1	Parametri sismici del sito della diga	163
7.2	Periodi e frequenze relativi alle prime 9 forme modali	167

Abstract

In questa tesi viene ripercorso il processo che ha portato alla modellazione ed all'analisi strutturale della diga ad arco-gravità del Fusino, sita nel comune di Grosio (SO) e gestita dalla A2A, azienda italiana leader nel settore dell'energia elettrica.

In questo lavoro vengono descritti gli aspetti principali che devono essere presi in considerazione durante il processo di modellazione ed analisi del sistema diga-roccia di fondazione. Gli aspetti peculiari della fase di caratterizzazione di un ammasso roccioso di fondazione sono stati appresi nel corso di un attività di stage svolta presso lo studio geologico Altair (Cinisello Balsamo, MI). Nel corso del tirocinio sono state effettuate prove di compressione monoassiale e triassiali su una serie di campioni di roccia provenienti da alcune dighe della Valtellina, oggetto insieme a quella del Fusino di un programma di controllo del patrimonio dighe da parte del gestore.

Dopo aver generato il modello solido tridimensionale del corpo diga e del terreno circostante, sono state svolte le analisi statiche in regime elastico lineare con l'ausilio del codice di calcolo Abaqus. Il processo costruttivo della diga è stato schematizzato nella maniera più realistica possibile, mediante la modalità di analisi detta staged construction.

Le analisi termiche sono state compiute interpretando la serie storica di

temperature a disposizione, valutando in via preliminare il comportamento della diga con un'analisi svolta su un modello bi-dimensionale della sezione maestra. Successivamente è stata svolta un'analisi termica sul modello tridimensionale, per valutare l'effetto delle coazioni termiche indotte sul corpo diga. La risposta del modello è stata valutata effettuando un confronto con i dati relativi agli spostamenti del corpo diga, provenienti dal monitoraggio dell'opera.

Infine è stata studiata la risposta della struttura nei confronti di un evento sismico, effettuando il confronto tra due dei diversi metodi previsti dalla normativa vigente, ossia il metodo delle forze statiche equivalenti e l'analisi modale con spettro di risposta.

Introduzione

Lo scopo del lavoro è quello di illustrare nell'ordine le fasi operative che intervengono nel processo di modellazione ed analisi strutturale di una diga ad arco-gravità esistente; la diga presa in considerazione in questo lavoro di tesi è la diga del Fusino vecchia, sita nel comune di Grosio (SO).

Nel primo capitolo viene fornita una dettagliata descrizione della diga in esame, con una panoramica sui risultati delle precedenti campagne di indagine effettuate negli anni passati al fine di valutare le proprietà meccaniche della roccia di fondazione e lo stato di conservazione del calcestruzzo.

Il secondo capitolo mostra le fasi operative che intervengono durante il lungo processo di caratterizzazione dell'ammasso roccioso di fondazione. Oltre ai protocolli secondo i quali vengono svolte le principali prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà meccaniche di campioni di roccia sana prelevati in situ, sono stati illustrati i criteri che intervengono nella determinazione delle caratteristiche meccaniche della roccia di fondazione a partire da quelle relative alla roccia intatta.

Nel terzo capitolo viene ripercorsa la fase di generazione del modello solido del sistema diga-terreno, effettuata mediante l'ausilio del software AutoCAD 2012 a partire dall'interpretazione delle tavole messe a disposizione da parte del gestore.

Nel quarto capitolo viene illustrato il processo di discretizzazione del modello precedentemente generato, effettuato mediante il codice di calcolo commerciale ad elementi finiti Abaqus.

Lo stesso software è stato utilizzato per svolgere le analisi strutturali, che vengono descritte a partire dal quinto capitolo, nel quale sono prese in considerazione le analisi statiche del corpo-diga, sotto l'azione del peso proprio e del carico idrostatico. Viene inoltre illustrata a simulazione del processo costruttivo a strati orizzontali ("Staged Construction Analysis"), aspetto da tenere in particolare considerazione nel caso di dighe ad arco-gravità.

Il sesto capitolo riporta i risultati delle analisi termiche, svolte dapprima su un modello bidimensionale e poi sul modello solido a tre dimensioni del corpo diga. Le analisi sono state condotte partendo dall'interpretazione dei dati di monitoraggio relativi alle temperature registrate nel corso degli anni in corrispondenza della diga. La risposta del modello è stata valutata mettendo a confronto gli spostamenti del coronamento in corrispondenza della sezione maestra che si sono ottenuti al termine delle analisi ad elementi finiti con quelli desumibili da un'analisi dei dati di monitoraggio, relativi agli spostamenti registrati da un sistema di pendoli rovesci.

Nel settimo sono invece illustrate le analisi sismiche effettuate sul modello tridimensionale del sistema. Sono stati presi in considerazione due tra le diverse metodologie previste dalla normativa vigente: il metodo delle forze statiche equivalenti e l'analisi modale con spettro di risposta. I risultati ottenuti dalle due diverse analisi sono stati messi a confronto in maniera critica.

Capitolo 1

La Diga del Fusino

1.1 Introduzione

La diga del Fusino vecchia, oggetto del lavoro di questa tesi, è una diga ad arco-gravità a semplice curvatura in calcestruzzo, sita nel comune di Grosio (SO), in località Fusino, posta in corrispondenza della confluenza tra i due rami del torrente Roasco (di val di Sacco e di Val d'Eita).

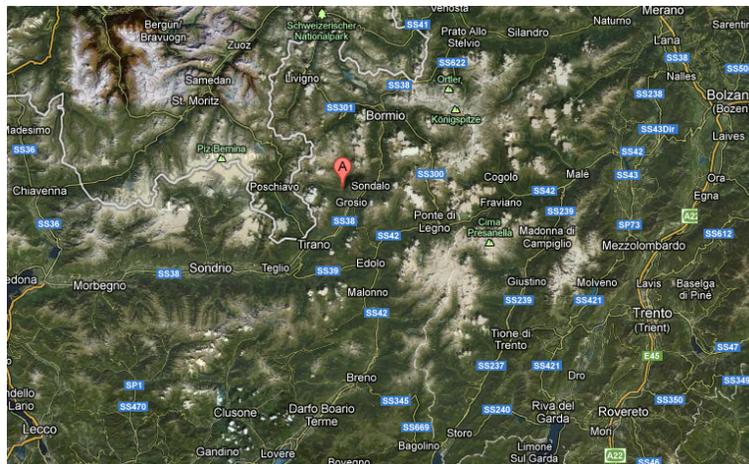


Figura 1.1: Ubicazione della diga (contrassegnata dalla lettera A) nel territorio

particolare per il raffreddamento delle apparecchiature elettriche relative alla nuova centrale di Grosio.

Nel presente lavoro, d'ora in poi verrà utilizzata la dizione “diga del Fusino” per fare riferimento all'opera in esame.



Figura 1.3: La diga della Val Grosina, con a valle la diga del Fusino

1.2 Descrizione dell'opera

1.2.1 Dimensioni della diga

Si tratta di una diga in calcestruzzo, alta 59 m rispetto al punto più depresso delle fondazioni, ed è caratterizzata da uno sviluppo al coronamento, a quota di 1156,7 m s.l.m. di 72 m. Il volume della diga è di 52000 mc, e lo sbarramento genera un invaso del volume pari a 200000 mc[1].

Si tratta quindi di una “grande diga” (altezza superiore a 15 m o volume di invaso superiore a 1000000 mc), e come tale è supervisionata dalla Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, un organo governa-

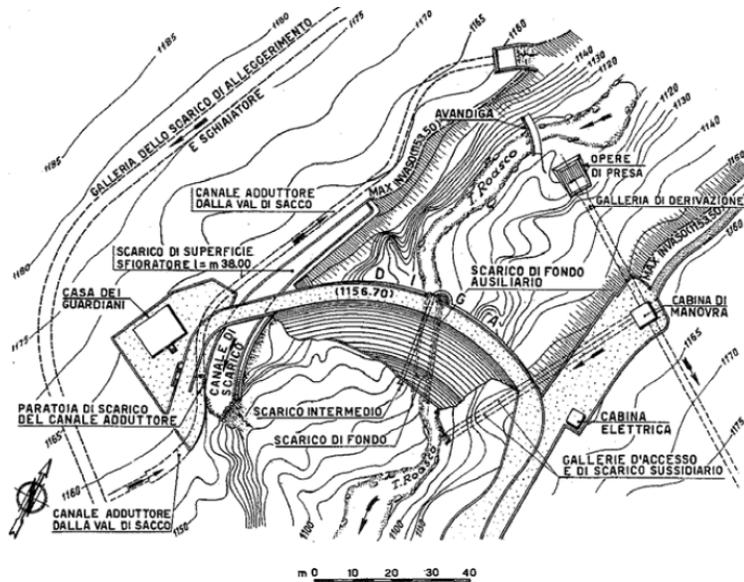


Figura 1.4: Planimetria generale della diga del Fusino

tivo afferente al Ministero delle infrastrutture e dei trasporti; viene classificata come una diga ad arco-gravità.

Nella tabella 1.1 sono riportate le principali dimensioni dell'opera.

Altezza della diga (ai sensi del D.M. 24/3/1982)	63,50 m
Altezza della diga (ai sensi della legge n.584 del 21/10/1994)	58,45 m
Altezza di massima ritenuta	54,95
Quota di coronamento	1156,7 m s.l.m.
Franco (ai sensi del D.M. 24/3/1982)	1,70 m
Franco netto (ai sensi del D.M. 24/3/1982)	1,50 m
Volume della diga	42000 mc
Sviluppo del coronamento	72 m

Tabella 1.1: Dimensioni caratteristiche dell'opera

1.2.2 Costruzione dell'opera

Per la costruzione della diga di Fusino è stato utilizzato un calcestruzzo di cemento Portland, nel quale sono stati annegati grossi blocchi di granito (pietra

di gneiss), provenienti da una cava posta nelle vicinanze, nelle proporzioni di circa il 15% della massa, dando luogo ad un calcestruzzo cosiddetto ciclopico, seguendo una scelta progettuale utilizzata molto spesso ai tempi nella costruzione di dighe e grandi opere civili, dal momento che questa soluzione veniva ritenuta particolarmente vantaggiosa agli effetti della resistenza e della stabilità dell'opera[2].

Il dosaggio del calcestruzzo varia lungo l'altezza della diga da un massimo di 400 kg/mc di cemento nelle fondazioni del tampone e nel primo strato del paramento di monte, fino ad un minimo di 200 kg/mc di cemento nelle restanti parti della costruzione.

Per ogni metro cubo d'impasto vennero impegnati 0,4 mc di sabbia e 0,8 mc di ghiaia, con diametro massimo degli aggregati pari a 8 cm; gli aggregati hanno avuto origine dalla stessa cava dal quale sono stati estratti i grossi blocchi di granito immersi nella muratura. La tecnica di posa del calcestruzzo (a canaletta) fa presupporre che il rapporto acqua/cemento della miscela di calcestruzzo sia stato piuttosto elevato.

Non sono reperibili altre informazioni in merito alle caratteristiche del calcestruzzo relative al periodo della costruzione.

Sia il paramento a monte che quello a valle sono stati rivestiti in conci di granito lavorati e stilati con malta di cemento, al fine di proteggere la struttura in calcestruzzo sottostante e migliorare l'aspetto estetico complessivo.

Considerando il limitato sviluppo longitudinale della diga, la composizione del calcestruzzo ciclopico, ed il lungo periodo di tempo impiegato per la costruzione (4 anni) che ha permesso l'assestamento graduale delle murature, riducendo al minimo gli effetti del ritiro, per i progettisti non è stata ritenuta necessaria la presenza dei giunti di dilatazione, la cui assenza non ha effettivamente, in seguito, dato luogo ad alcun inconveniente.

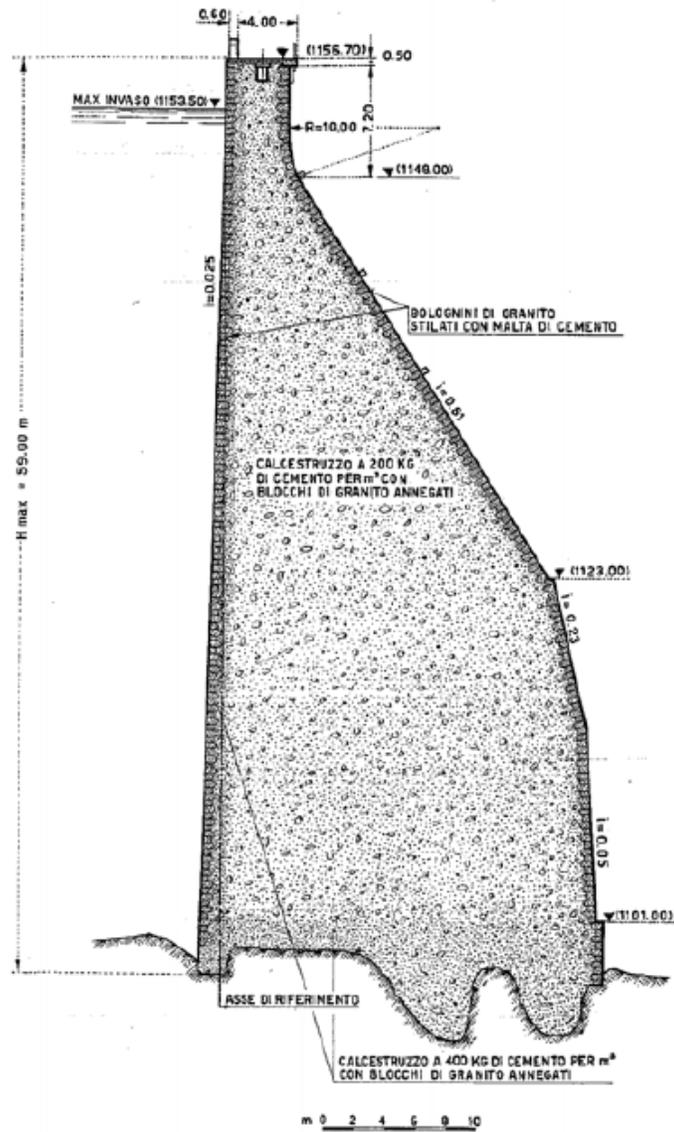


Figura 1.5: Sezione maestra

In fase di costruzione gli scavi di fondazione furono spinti fino alla nuda roccia, per garantire una buona solidarietà tra il calcestruzzo e la roccia sottostante. In particolare il ritrovamento nelle parti più profonde dell'alveo del torrente di formazioni pluviali cosiddette "marmitte dei giganti" ha costituito un'ottima base per l'ammorsamento del tampone della diga, fungendo come una sorta di incastro tra la roccia e le sezioni della diga interessate.

La roccia presente in loco venne subito considerata come di ottima qualità, tanto da ritenere che non vi fosse bisogno di notevoli lavori di impermeabilizzazione, se non in alcune parti della sponda destra dove si erano manifestate delle piccole sorgenti d'acqua.

1.2.2.1 Cenni sul comportamento statico

La diga del Fusino è una diga in calcestruzzo ad arco-gravità; con questa definizione si intende che la spinta dell'acqua (assunta come carico orizzontale primario) è sopportata sia dagli archi che si sviluppano in direzione orizzontale (effetto arco), sia dalle mensole costituite dai conci verticali (gravità). La struttura è a curvatura semplice: solamente le sezioni orizzontali sono curve.

La struttura ad arco-gravità, leggermente asimmetrica rispetto alla sezione maestra, senza giunti verticali appoggia direttamente sulla roccia di fondazione, senza l'interposizione di alcun giunto perimetrale.

La disposizione planimetrica della diga a forte curvatura, la sua breve lunghezza, e la grande resistenza delle rocce costituenti il fondo ed i fianchi della valle hanno consentito ai progettisti la possibilità di fare assegnamento sulla resistenza della diga alla spinta idrostatica, sia considerandola come arco orizzontale premuto dalla pressione idrostatica che come solido verticale reagente a gravità.

La diga venne verificata dai tecnici dell'epoca con i metodi allora vigenti, considerandola sia come resistente per sola gravità, sia resistente come arco,

determinando in ognuno dei due casi l'assenza di sollecitazioni di tensione per qualsiasi delle combinazioni di carico considerate.

I progettisti ritennero, per via dell'”esuberanza delle condizioni di stabilità” della diga, che non fosse necessaria l'installazione di speciali apparecchi per la misure delle deformazioni, nè altre indagini per le sottopressioni od altro[26].

1.2.3 Caratteristiche geologiche

Il serbatoio occupa una porzione di valle creata per erosione glaciale nella sua parte superiore, e per erosione torrentizia nella sua parte più profonda.

In corrispondenza del bacino e dello sbarramento affiorano rocce scistosocristalline costituite da gneiss-minuti alternati irregolarmente a micascisti; i gneiss prevalgono nella parte più profonda della valle, mentre sui fianchi si presentano più abbondanti i micascisti; la sezione di sbarramento in particolare è incisa in una formazione scistosocristallina, costituita in prevalenza da gneiss compatti, di buone caratteristiche meccaniche.

I banchi costituenti la roccia nella località del serbatoio pendono verso monte, a reggipoggio, e come tali sono considerati a favore di sicurezza sia da un punto di vista statico che da quello della impermeabilità del bacino.

All'epoca della costruzione, date le buone condizioni superficiali della roccia e la non grande profondità dello spessore di materiale alluvionale ricoprente il fondo dell'alveo, non si ritenne necessaria l'esecuzione di sondaggi.

Le sponde dell'invaso a diretto contatto con l'acqua sono costituite da formazioni rocciose sub-verticali, mentre a quote superiori la roccia risulta ricoperta da materiale detritico di origine glaciale, a loro volta ricoperte da terreno vegetale.

1.3 Monitoraggio

Allo stato attuale, il gestore, come consuetudine, esegue controlli e rilievi periodici in misura non inferiore a quelli previsti dal Foglio di Condizioni della diga, controlli di tipo sia automatico che manuale, la cui frequenza viene intensificata sensibilmente in caso di eventi metereologici e idrologici di particolare importanza.

Di seguito vengono elencate le misurazioni e i controlli che vengono eseguiti sulla diga e sulle sponde, con indicata la loro frequenza, al fine di delineare il quadro delle operazioni di monitoraggio che vengono effettuate.

1.3.1 Misure di spostamenti

Questa categoria di misurazioni riguarda spostamenti e deformazioni della diga.

In particolare vengono misurati:

- Spostamenti planimetrici della struttura e della formazione d'imposta: gli spostamenti monte-valle e destra-sinistra vengono rilevati attraverso un sistema di pendoli rovesci ancorati rispettivamente a 75 m e a 50 m dal coronamento, in corrispondenza della sezione maestra della diga. La lettura viene eseguita sia in automatico che manualmente. La frequenza automatica di acquisizione della misura è plurigiornaliera, la lettura automatica viene eseguita con frequenza giornaliera, mentre la lettura manuale è eseguita con frequenza mensile.
- Deformazioni della struttura e della formazione d'imposta: tali misure sono rilevate mediante due estensimetri a doppia base, ancorati a 75m e a 50 m in corrispondenza della sezione maestra della diga. La frequenza automatica di acquisizione della misura è plurigiornaliera, la lettura auto-

matica viene eseguita con frequenza giornaliera, mentre la lettura manuale è eseguita con frequenza mensile.

- Spostamenti planoaltimetrici delle sponde e della struttura: è stata predisposta una rete di triangolazione, condivisa con la diga della Valgrosina; in particolare vengono effettuati rilievi planoaltimetrici con frequenza di misura annuale, facendo affidamento su una rete costituita da ventuno capisaldi.
- Spostamenti altimetrici delle sponde e della struttura: la livellazione fa capo ad una rete di diciotto capisaldi; la frequenza delle misure è semestrale.

1.3.2 Misure di grandezze che definiscono carichi agenti sulla diga

Vengono rilevate giornalmente le seguenti grandezze:

- Temperatura massima e minima dell'aria: la misura viene effettuata con termometro a mercurio a lettura manuale e con termometro automatico.
- Spessore dello strato di ghiaccio: la stima viene effettuata a vista.
- Quota del livello di invaso: la misura viene letta alla stadia idrometrica posta sul paramento di monte, con frequenza giornaliera, e ad una apparecchiatura limnometrica del tipo a bilancia di pressine installata in diga, la cui misurazione è continua, con registrazione su supporto cartaceo ed informatico. La misura del livello, leggibile direttamente in diga, viene teletrasmessa alla casa di guardia, ed alla sede aziendale di Grosio.
- Temperatura dell'acqua in superficie: viene misurata con termometro manuale per pozzo calato in acqua al momento della misura.

- Temperatura dell'acqua a 5 m di profondità: viene misurata sia tramite termometro manuale che tramite due termosonde automatiche posizionate a quote fisse sotto la superficie dell'acqua.
- Pioggia: le precipitazioni vengono rilevate tramite un pluviometro registratore posto nei pressi della casa di guardia.

1.3.3 Altre misurazioni e verifiche di particolare interesse

Vengono misurati il livello dell'invaso del serbatoio e il grado di apertura delle paratoie dello scarico di fondo nel caso abbiano luogo eventi meteorologici ed idrologici di particolare importanza.

Vengono effettuate con frequenza mensile delle verifiche in merito al corretto funzionamento degli organi di scarico e dei relativi impianti.

Devono essere sottoposti, tra gli altri, ad osservazione diretta i seguenti luoghi di particolare interesse:

- con frequenza giornaliera: coronamento e cunicoli di accesso agli organi di intercettazione degli scarichi in corpo diga, paramento di valle emonte, manufatti di raccolta perdite, opere di scarico, terreni di spalla diga.
- con frequenza settimanale: sponde non sommerse, imposta diga a valle, infiltrazioni nella massa muraria.
- con frequenza annuale: ispezione zona di sponda e cunicolo sommitale, terreni circostanti alveo immissario per la parte iniziale.
- in occasione del raggiungimento della quota minima di regolazione e in occasione di lavori che comportino lo svuotamento del serbatoio: paramento di monte, controllo dell'eventuale interrimento e dell'assetto delle sponde soggette all'invaso

- In occasione di eventi eccezionali: controllo a vista sponde serbatoio, esecuzione dei rilievi strumentali e controllo delle opere, dell'alveo a valle, e delle sponde sia durante che dopo l'evento, nel caso che le precipitazioni superino i 100 mm in 24 ore.
- A seguito di eventi sismici avvertiti nel sito: controllo a vista completo della diga e delle sponde del serbatoio, esecuzione delle misure di controllo del livello di invaso, perdite, pensoli, estensimetri a doppia base.
- Misure delle perdite attraverso l'opera: vengono raccolte solamente le infiltrazioni nel cunicolo degli scarichi di fondo, misurate giornalmente ad uno stramazzo con recipiente tarato e contasecondi.

Tutte le osservazioni sono riportate in un apposito registro depositato presso la casa di guardia.

I dati vengono trasmessi dal gestore all'esterno della struttura secondo le procedure e disposizioni indicate sul foglio di condizione.

1.4 Indagini compiute sulla diga

Sulla diga sono state effettuate col passare degli anni diverse campagne di indagini sperimentali, commissionate dal gestore (prima A.E.M e poi A2A) al fine di caratterizzare il comportamento del calcestruzzo e delle rocce di fondazione, e determinare le grandezze fisiche, meccaniche e deformative.

In particolare abbiamo a disposizione i dati riguardanti tre indagini, commissionate tutte dal gestore, ed avvenute nel 1966 (campagna congiunta AEM-Politecnico di Milano), nel 1989 (Ismes) e nel 2010 (ASV-RSE).

Di seguito vengono elencati gli obiettivi delle ricerche e i principali risultati di interesse.

1.4.1 Indagini 1965-1966

Nel 1965 è stata effettuata dall'AEM una campagna di indagini non distruttive, secondo il metodo sonico, atto a caratterizzare il calcestruzzo della diga del Fusino. Queste prove dinamiche sono state rielaborate l'anno successivo, nel quale è stata svolta sia dall'AEM che dal Politecnico di Milano una campagna di indagini su campioni estratti dalla diga, volta ad accertare le caratteristiche del calcestruzzo impiegato nella costruzione della diga del Fusino[4, 5].

Di seguito sono elencate le prove che sono state eseguite.

1.4.1.1 Prove soniche sul corpo della diga

Nel 1965 sono state eseguite prove col metodo sonico sul corpo della diga, allo scopo di accertare le caratteristiche elastiche del calcestruzzo allo stato naturale, cioè non sollecitato.

Le prove erano atte a misurare la velocità di propagazione attraverso il calcestruzzo di onde elastiche, longitudinali e trasversali, indotte nel materiale mediante percussione, al fine di dedurre il modulo elastico dinamico.

Sono state effettuate diverse prove, eseguite sia in direzione longitudinale che in direzione circonferenziale, per due diverse altezze; elaborando i risultati delle prove è stato determinato un valor medio del modulo elastico dinamico, determinato in $E_d=341000$ kg/cmq, ottenendo un valore analogo a quello registrato con le stesse prove eseguite su altre dighe poste nelle vicinanze (Cancano e Valgrosina).

I valori del modulo elastico sono stati giudicati come buoni e soddisfacenti, tenendo conto dello scarso stato di sollecitazione a cui è sottoposta la diga.

Per quanto concerne i valori della velocità longitudinale, sono stati registrati valori compresi tra 4660 m/s e 4754 m/s.

Ricognizioni a vista sul calcestruzzo hanno portato alla conclusione che esso risultava in ottime condizioni di conservazione, tenendo conto che il calcestruzzo è visibile solo dentro i cunicoli interni della diga; il fatto che sia i paramenti di valle che di monte siano interamente rivestiti con bolognini di granito hanno fornito ulteriori garanzie sulla durabilità del calcestruzzo.

E_d	341000 kg/cmq
V_i	4660-4754 m/s

Tabella 1.2: Risultati campagna AEM 1965

1.4.1.2 Prove statiche su carote estratte dal corpo diga

E' stata eseguita, nel 1966, l'estrazione di una serie di campioni dal corpo diga mediante sonda a rotazione del diametro di 100 mm.

I campioni estratti, sono stati trasferiti al laboratorio prove materiali di Grosio, e dopo una accurata esaminazione, alcuni di essi furono mandati al Politecnico di Milano, con l'incarico di dedurre densità, modulo elastico statico e resistenza a compressione; contemporaneamente il laboratorio dell'AEM oltre a queste grandezze ha ricercato anche modulo elastico dinamico, coefficiente di poisson, carico di rottura e sono state effettuate prove complementari.

Sono stati dedotti per le grandezze oggetto di ricerca i valori riportati in Tabella 1.3.

Peso volumico	2,33 t/mc
E_d	347000 kg/mc
E	250000 kg/mc
ν	0,19
σ_s	300 kg/mc
σ_r	441 kg/mc

Tabella 1.3: Risultati campagna 1966

Va effettuata una precisazione sulle differenze tra i carichi σ_s e σ_r riportati in tabella 1.3: se il secondo rappresenta il classico valore di rottura, il primo valore indica una sorta di carico di snervamento (anche se non è lecito parlare di snervamento per il conglomerato cementizio), individuato dagli allora tecnici come quel valore del carico per il quale si registra una brusca variazione di pendenza del grafico sforzo-deformazioni.

Le prove fisiche effettuate sui campioni di materiale estratto dalla diga di Fusino indicavano che il conglomerato era da considerarsi efficiente sotto ogni punto di vista; l'esame a vista del conglomerato e i modesti scarti delle medie valutate dall'insieme di osservazioni indicano una sensibile omogeneità del materiale.

Vennero registrati risultati leggermente differenti per i provini mandati al Politecnico di Milano. Tali risultati vennero considerati inattendibili perchè troppo alti, e per via dell'inaffidabilità del campione, ritenuto poco rappresentativo.

1.4.2 Indagini 1989

L'AEM commissionò nel 1989 una nuova campagna di indagini sull'opera e sulle fondazioni al fine di controllarne lo stato di conservazione, valutando le attuali caratteristiche fisico-meccaniche del calcestruzzo e della roccia di imposta. Le indagini sono consistite nell'esecuzione a partire dal piano di coronamento di quattro perforazioni esplorative attraverso la muratura della diga ed addentrate nella roccia di imposta, un esame diretto dei campioni, ispezione mediante sonda televisiva in due dei quattro fori, misura di velocità soniche, prove di laboratorio su campioni di calcestruzzo e di roccia, con determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali. Contestualmente a questa campagna di indagini sono stati effettuati interventi migliorativi sulla struttura[6, 7, 8].

1.4.2.1 Perforazioni e carotaggi

Sono stati eseguiti 4 sondaggi a rotazione di diametro 100 mm circa con prelievo continuo di campioni, avendo cura di disporre i fori in modo da avere una buona rappresentatività di tutto il corpo diga. I campioni estratti hanno interessato sia la diga che la roccia di fondazione sottostante.

L'osservazione dei campioni di calcestruzzo ha evidenziato un materiale caratterizzato da inerti dalla distribuzione poco regolare e dall'assortimento alquanto vario, evidenziando difficoltà di cementazione dei grossi blocchi con la malta inglobante.

Per quanto concerne le carote di roccia, esse all'osservazione visiva hanno presentato caratteristiche di materiale mediamente interessato da disturbi e discontinuità. Le rotture hanno avuto luogo ove i piani di scistosità, generalmente deboli, si sono presentati più marcati.

1.4.2.2 Ispezioni con sonda televisiva

Le osservazioni dirette delle aperture non hanno posto in evidenza particolari disturbi della muratura dove si sono notate discontinuità abbastanza diradate e per la maggior parte chiuse; i passaggi calcestruzzo-roccia sono risultati molto ben saldati; nella roccia si sono osservate solamente una serie di fratturazioni, di spessore millimetrico, ed una sola venuta d'acqua di piccola entità nel calcestruzzo.

1.4.2.3 Indagini di tipo geofisico

Queste indagini hanno interessato sia il calcestruzzo che la roccia, e sono consistite nella misurazione della velocità sonica mediante due tecniche, il metodo dei carotaggi sonici e rilevamenti di tomografie soniche.

Le rappresentazioni in diagramma delle velocità soniche hanno mostrato una notevole omogeneità, sia per la muratura che per la roccia. LA velocità sonica media ottenuta nel calcestruzzo è abbastanza elevata, considerando il contributo favorevole dovuto alla presenza di inerti dalle buone caratteristiche meccaniche; tutti i contatti calcestruzzo-roccia di fondazione possono considerarsi compatti, e i diagrammi di velocità relativamente alla roccia possono essere considerati abbastanza regolari.

Anche le tomografie soniche hanno confermato il quadro di una situazione abbastanza regolare, con valori omogenei, sia per il calcestruzzo e per la roccia; in particolare i valori di velocità riscontrati nella muratura sono risultati paragonabili a conglomerati di buona qualità, così come le variazioni molto contenute dei valori di velocità sonica nella roccia possono interpretarsi come indici di buona qualità della roccia, e di assenza di disturbi significativi.

Di seguito sono riportati i valori ottenuti:

Massa volumica apparente	2,73 g/cm ³
Massa volumica reale	2,76 g/cm ³
Resistenza a compressione	99,23 MPa
Modulo elastico E	34,87 MPa
Coefficiente di Poisson ν	0,09÷0,1

Tabella 1.4: Indagini geofisiche Ismes, 1989

1.4.2.4 Prove di laboratorio

Gli esami sono stati eseguiti su campioni di calcestruzzo e roccia, scelti fra le quattro carote, al fine di conseguire una elevata rappresentatività media del materiale disponibile (53 campioni per il calcestruzzo, 19 per la roccia).

In tabella 1.5 sono riassunti i risultati delle analisi effettuate.

Massa volumica apparente	2,24 g/cm ³
Velocità sonica	3984 m/s
Resistenza a compressione monoassiale	31,48 MPa
Resistenza a trazione diretta	1,36 MPa
Modulo elastico secante	22857 MPa
Coeff. di Poisson	0,15

Tabella 1.5: Prove di laboratorio sul calcestruzzo effettuate dall'Ismes, 1989

1.4.2.5 Conclusioni

La muratura si presenta in buono stato di conservazione, tenuto conto del lungo stato di servizio dell'opera, ossia oltre 65 anni.

Le indagini hanno indicato che il calcestruzzo è abbastanza compatto, con difetti come porosità ed alveolature che possono ritenersi contenuti, anche in relazione ai risultati ottenuti analizzando strutture altrettanto vetuste. Le superfici di ripresa dei getti sono state ravvisate solo raramente, confermando la buona cura osservata in fase di esecuzione, e le notizie riportate nella documentazione fino ad allora disponibile.

I valori medi delle velocità soniche misurati con entrambe le tecniche indicano una buona qualità del materiale, sia roccioso che di muratura, la quale può essere intesa come in stato di buona conservazione.

Le prove sui campioni di calcestruzzo hanno portato a valori medi che, risultando tuttavia un po' dispersi, sono paragonabili a quelli ritenuti accettabili e riscontrati in opera dalle analoghe caratteristiche.

Il contatto calcestruzzo-roccia può considerarsi buono, ed i valori delle velocità soniche attestano il buon ammorsamento muratura-roccia, ed i valori medi delle grandezze fisico-meccaniche ottenuti per le rocce sono attestati su livelli pertinenti al litotipo esaminato.

La roccia di fondazione, pur con alcuni disturbi e discontinuità e da ritenersi di discrete condizioni e di buone caratteristiche fisico-meccaniche, a livello di ammasso roccioso.

1.4.3 Indagini 2010

Allo scopo di valutare le attuali condizioni del calcestruzzo nella diga, il gestore A2A ha incaricato la RSE di eseguire un apposita campagna di indagini sperimentali, prelevando alcune carote dalle quali sono stati ricavati i campioni per la determinazione delle grandezze fisiche, meccaniche e deformative del calcestruzzo. Come corredo alla nuova campagna di indagini è stato eseguito anche un confronto critico dei valori ottenuti in questa e nelle due precedenti campagne di indagini.

Sono state inoltre eseguite delle indagini diagnostiche sul calcestruzzo al fine di valutarne lo stato di degrado[9].

1.4.3.1 Prove di laboratorio

Sono state determinate le seguenti grandezze, in base ai risultati di prove soniche e meccaniche eseguite sui provini:

Massa Volumica	2321 kg/mc
Resistenza a compressione	39,5 MPa
Modulo elastico statico E	29,65 GPa
Velocità sonica	4285 m/s
Coefficiente di Poisson	-

Tabella 1.6: Prove di laboratorio sul calcestruzzo effettuate dallo studio RSE, 2010

1.4.3.2 Conclusioni

Le indagini sperimentali effettuate in questa campagna hanno portato alla luce valori medi delle grandezze considerate in linea con quelli ottenuti nelle campagne precedenti. Da sottolineare come tutti i valori delle prestazioni fisico-meccaniche trovati siano indice di una buona compattezza e qualità del calcestruzzo che si è conservata nel tempo.

Per quanto concerne le indagini diagnostiche, i risultati hanno portato ad escludere che sia in atto una reazione espansiva del tipo alcali-aggregato, mentre è stata accertata la formazione di prodotti dovuti a un lento attacco solfatico.

Viene registrato un leggero aumento delle prestazioni fisico-meccaniche del calcestruzzo rispetto ai dati storici, questo consente ancora al materiale di resistere agli sforzi esercitati dalle pressioni espansive in atto, e di contenere gli effetti di un fenomeno che, al momento appare modesto.

1.4.4 Riassunto indagini

In tabella 1.7 sono riassunti i valori delle grandezze meccaniche di maggiore interesse rilevate nelle diverse campagne d'indagine considerate, relativamente al calcestruzzo.

	1966, 42 anni Prove AEM	1966, 42 anni Prove POLIMI	1989, 65 anni Prove iSMES	2010, 86 anni Prove RSE
Massa volumica [kg/m^3]	2330	2500	2240	2321
Res. compressione [MPa]	43,3	49,6	32,0	39,5
Modulo E statico [MPa]	24,53	27,27	22,86	29,65
Coeff. di Poisson	0,19	-	0,15	-

Tabella 1.7: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Una rapida analisi dei valori porta a trarre la conclusione che le qualità fisico-meccaniche del calcestruzzo si siano mantenute grossomodo costanti nel corso del tempo, mostrando una buona compattezza e qualità del calcestruzzo, che si è conservata nel tempo.

Capitolo 2

Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

L'intento di questo capitolo è quello di illustrare alcuni metodi e procedure per la caratterizzazione di un ammasso roccioso, operazione di basilare importanza soprattutto nel caso di un'analisi strutturale di una diga. Queste nozioni sono state acquisite nel corso di un'attività di tirocinio, svolta presso la società Altair s.r.l. (Cinisello Balsamo), specializzata in prove di laboratorio su terre e rocce ed in prove geotecniche in situ. In questo periodo lo studio Altair sta svolgendo per A2A delle indagini volte a caratterizzare gli ammassi rocciosi di fondazione di alcune dighe della Valtellina. Durante il periodo del mio tirocinio presso Altair ho partecipato alle attività per la caratterizzazione della roccia di fondazione della diga di Cancano mentre le analoghe attività sull'ammasso roccioso della diga del Fusino verranno svolte nei prossimi mesi. Metodologicamente non vi sono però differenze significative tra i due casi.

L'attività è principalmente improntata alla ricerca del modulo elastico e del carico di rottura, relativamente all'ammasso roccioso, tramite prove meccani-

che di compressione mono/triassiali, prove per la determinazione del peso di volume e, quando si voglia effettuare un'analisi più approfondita, prove per la determinazione della velocità di propagazione delle onde elastiche.

Parallelamente l'attività di tirocinio è stata utile per permettere la comprensione di aspetti peculiari della meccanica delle rocce, una disciplina che non rientra generalmente nella formazione di un ingegnere civile strutturista, ma della quale è bene comprendere gli aspetti di base.

2.1 Introduzione alla meccanica delle rocce

Le problematiche ingegneristiche relative al comportamento meccanico di ammassi rocciosi hanno iniziato ad emergere alla fine del '700, in concomitanza con la costruzione delle prime grandi opere e dei primi grandi scavi sotterranei. Sono queste le prime occasioni in cui gli ingegneri si sono trovati ad avere a che fare con fenomeni di scarsa comprensione attinenti gli ammassi rocciosi, come ad esempio le discontinuità strutturali[11].

Gli anni '50 sono spesso considerati gli anni di riferimento per la nascita della disciplina della "Meccanica delle rocce"; tra l'altro il primo libro specificamente focalizzato sull'argomento è stato pubblicato nel 1957 ("La Mécanique des Roches", J.A. Talobre).

Nella seconda metà del secolo scorso la disciplina ha poi avuto un impulso decisivo, anche a causa delle diverse catastrofi avvenute (diga del vajont, malpasset). Questi eventi hanno dato la spinta per uno sviluppo organico della disciplina su scala mondiale.

Prima di allora, gli ammassi rocciosi venivano studiati tramite la teoria elastica, ipotizzando dunque un comportamento analogo a quello di un continuo. Non si sapeva come tener conto delle discontinuità strutturali, caratteristiche di



Figura 2.1: Diga del Vajont nel 1962

ogni ammasso roccioso, e di importanza cruciale nella definizione delle proprietà meccaniche dell'ammasso.

I diversi progressi ottenuti nel campo della meccanica delle rocce nel corso degli anni, hanno permesso di poter raggruppare i diversi principi e conoscenze, alcuni già noti da secoli, in una disciplina unitaria, detta meccanica delle rocce, che negli ultimi 25 anni si è affermata come materia a se stante.

Come esempi specifici di applicazioni ingegneristiche della meccanica delle rocce si possono citare i seguenti: stabilità di versanti rocciosi, fondazioni su roccia di grandi infrastrutture (ponti, dighe), realizzazioni di gallerie e di scavi in miniere,.

2.1.1 Aspetti operativi della meccanica delle rocce

Di seguito vengono espone in maniera sintetica le fasi salienti di uno studio geologico e geomeccanico volto alla caratterizzazione dell'ammasso roccioso[11].

Raccolta dei dati geologici I dati geologici sono la base di uno studio nell'ambito della meccanica delle rocce. I rilievi geomeccanici di dettaglio costituiscono è il primo step, con l'obiettivo di definire il tipo di roccia, il numero e la natura delle diverse discontinuità strutturali presenti nell'ammasso, e le proprie-

tà dei materiali. La raccolta di questi dati costituisce una condizione necessaria affinché le analisi successive, per quanto sofisticate ed accurate, non si rivelino inadeguate. La metodologia si è sostanzialmente consolidata nell'ultimo quarto di secolo, dove i progressi principali si sono registrati nello sviluppo di nuove apparecchiature, e nella formazione di figure professionali specializzate nel riconoscimento e nell'interpretazione dei dati raccolti. I dati frutto dell'analisi preliminare sono la base per mettere a punto le metodologie da utilizzare nelle fasi successive.

Estrazione dei campioni Occorre naturalmente prelevare dall'ammasso roccioso oggetto di studio dei campioni di roccia intatta, altrimenti definita matrice lapidea, da cui ricavare dei provini cilindrici da testare in laboratorio. Vengono utilizzate prevalentemente due tecniche, una delle quali è il carotaggio, con il quale si prelevano campioni di roccia (o terreno) a profondità variabili. Un vantaggio di questa tecnica è quella di fornire allo stesso tempo informazioni dettagliate in merito alla stratigrafia ed al grado di fratturazione dell'ammasso roccioso, e campioni di materiale che potranno essere usati per i test in laboratorio. In alternativa possono essere asportate delle porzioni di roccia direttamente dalla superficie del terreno; da questi blocchi di roccia verranno poi estratti provini delle misure necessarie per essere poi oggetto di test in laboratorio.

Il carotaggio è effettuato facendo avanzare nella roccia, per rotazione e per spinta, un tubo munito all'estremità di una corona diamantata; il cilindro di roccia che viene a trovarsi all'interno del tubo carotatore viene poi estratta, ed eventualmente elaborata, per essere poi analizzata. Spesso il carotaggio è eseguito facendo circolare un fluido che serve a rimuovere i frammenti di roccia generati durante la perforazione.

Analisi in laboratorio Le tecniche con le quali vengono analizzate e testate le rocce in laboratorio sono state prese in prestito da altre branche dell'ingegneria, come l'ingegneria civile e meccanica. Le tecniche sono rimaste sostanzialmente invariate negli ultimi 25 anni, nei quali tuttavia va registrato lo sviluppo di un sistema apposito per determinare la curva sforzi-deformazioni per le rocce, informazione di fondamentale importanza soprattutto nel caso del progetto di scavi sotterranei. I dati ottenuti da ogni singola prova in merito alle diverse grandezze oggetto di indagine durante le analisi in laboratorio, vengono elaborati singolarmente secondo appositi protocolli, successivamente trattati globalmente tramite i metodi del trattamento delle osservazioni.

Classificazione degli ammassi rocciosi Il principale limite delle analisi sulle rocce svolte in laboratorio è costituito dal fatto che i provini sui quali vengono eseguiti i test sono di dimensioni limitate rispetto all'intera massa dalla quale sono stati estratti. Bisogna quindi valutare in che misura questi risultati possano essere considerati attendibili per stimare le proprietà dell'ammasso roccioso in situ. A questo proposito nel corso degli anni sono fioriti diversi metodi di classificazione degli ammassi rocciosi, come ad esempio il RMR di Bienawski, il Q system di Barton, Lien e Lunde ed il metodo GSI (Hoek e Marinos, 2000), che verrà approfondito nei paragrafi successivi. Queste metodologie si propongono, di stimare le proprietà meccaniche di interesse del progettista a partire da informazioni sulla resistenza del materiale intatto e sul numero e proprietà delle discontinuità strutturali.

Prove in situ per la stima degli sforzi preesistenti Negli ammassi rocciosi sono presenti sforzi "in situ" conseguenti al peso delle rocce soprastanti ma anche a fenomeni di origine tettonica, Mentre gli sforzi normali verticali sono stimabili come:

$$\sigma_v = \gamma z$$

con γ peso specifico e z la profondità, gli sgorzi normali prizzontali, spesso espressi come:

$$\sigma_h = K\sigma_v$$

sono spesso variabili. Riveste una particolare importanza l'utilizzo di test "in situ" che consentano di determinare gli sforzi esistenti nella roccia.

Tali sforzi risultano difficili da stimare; il valore di K manifesta in genere forte dispersione, risultando comunque generalmente compreso tra 0,5 e 4.

2.2 Attività svolte in laboratorio

Di seguito vengono descritte le principali attività svolte in laboratorio, elencate in ordine cronologico, per mostrare la sequenza di operazioni ed accorgimenti che si celano dietro ad una campagna di caratterizzazione di un ammasso roccioso.

Le attività svolte hanno riguardato ammassi rocciosi prelevati in corrispondenza delle dighe della Valtellina di proprietà di A2A, al fine di determinare le grandezze meccaniche richieste (modulo elastico, curve di resistenza e proprietà fisiche).

2.2.1 Sovracarotaggio ed estrazione dei provini

Il primo passaggio del lavoro consiste nell'estrazione, a partire da ammassi di roccia cosiddetta informe, di provini che possano essere considerati accettabili secondo gli standard delle prove che poi dovranno essere eseguite.

Una prima fase consiste nell'analisi superficiale del masso: vanno individuate eventuali discontinuità affioranti sulla superficie, in modo da determinare le direzioni preferenziali per la formazione del provino cilindrico; affinché il provino possa fornire risultati accettabili, non deve contenere al proprio interno

discontinuità strutturali, ed il suo asse medio deve essere perpendicolare alla superficie delle stesse.



Figura 2.2: Sega circolare con disco diamantato

Per ricavare il provino vengono usati in sequenza diversi macchinari, il primo dei quali è la sega circolare a disco diamantato, un macchinario in grado di tagliare anche le rocce più dure, il quale necessita di operatori qualificati ed adeguatamente protetti per il suo utilizzo. Il pesante masso viene posizionato ed incastrato sotto la grossa lama, che viene continuamente irrorata di acqua per permettere la lubrificazione ed agevolare il taglio. La roccia informe viene così trasformata in modo da apparire il più possibile simile ad un parallelepipedo, e viene ridotta a dimensioni maneggiabili in previsione della successiva fase del sovracarotaggio.

Di seguito viene estratto il provino vero e proprio con l'ausilio di un ulteriore macchinario, detto sovracarotatrice; il pezzo di roccia ottenuto dopo la lavorazione con la sega circolare viene posizionato al di sotto di un foreto del diametro prestabilito. La corona diamantata, con l'ausilio di un liquido lubrificante e sot-

to la pressione di una pressa idraulica, penetra in profondità nella roccia. Viene così effettuato un sovracarotaggio, terminato il quale viene estratto il provino di forma cilindrica del diametro e della lunghezza desiderate, a seconda della prova alla quale verrà sottoposto il provino.



Figura 2.3: Macchina sovracarotatrice

Questa operazione apparentemente semplice non conduce sempre ai risultati sperati: molto spesso infatti bisogna fare i conti con discontinuità nascoste all'interno della roccia che portano alla formazione di cilindri troppo corti rispetto alla lunghezza desiderata, e quindi inutilizzabili. Per l'esecuzione corretta dell'estrazione è inoltre necessario porre molta attenzione nella fase di taglio del masso con la sega circolare, in modo da formare pezzi di roccia dalle dimensioni adatte.

Una volta che il provino estratto viene giudicato soddisfacente, bisogna procedere alle operazioni di spianatura delle superfici, per assicurarsi che entrambe

le facce non si discostino dalla perpendicolarità rispetto all'asse del campione.

Per questa operazione si ricorre alla macchina rettificatrice.



Figura 2.4: Macchina rettificatrice

Bisogna a questo punto assicurarsi che la superficie laterale del campione sia liscia e priva di brusche irregolarità. Nel caso in cui le facce del cilindro non siano perfettamente regolari, per via della perdita di alcuni frammenti superficiali in seguito alle operazioni descritte in precedenza, si ristabilisce l'integrità della superficie applicando una malta di cemento ai bordi interessati.

Una volta terminate tutte queste operazioni per il numero di provini necessari, si può procedere all'esecuzione delle prove di laboratorio.

2.2.2 Prove di laboratorio

2.2.2.1 Prova di compressione monoassiale

In questo paragrafo verranno espone le procedure e gli standard al quale l'operatore deve attenersi nel corso dell'effettuazione di una prova di compressione monoassiale. La prova è rivolta alla misura della resistenza a compressione monoassiale di un campione dalla geometria regolare; tale resistenza è uno

dei parametri di laboratorio più importanti ed è universalmente impiegato per caratterizzare una roccia[13].

Apparecchiatura Il macchinario utilizzato per l'esecuzione delle prove deve essere in grado di garantire i requisiti prescritti dalla procedura. Il macchinario utilizzato per le prove presso il laboratorio Altair è mostrato in figura 2.5.



Figura 2.5: Macchina per l'esecuzione delle prove mono/triassiali

Alle estremità del campione vanno poste delle piastre d'acciaio a forma di disco, di requisiti dimensionali e di durezza adeguati. Una o entrambe le piastre devono essere dotate di uno snodo sferico. Il campione, le piastre e lo snodo sferico devono essere accuratamente centrati tra loro e rispetto alla pressa.

Estensimetri o altre apparecchiature analoghe devono essere disposte in modo da poter determinare due misure di deformazioni circonferenziali e due radiali, con adeguata precisione. Va inoltre predisposta un apparecchiatura

per registrare i carichi e gli spostamenti, in grado preferibilmente di tracciare direttamente le curve carico-spostamento.

Procedura La procedura prevede che il provino debba essere di forma cilindrica, caratterizzato da un rapporto diametro/altezza compreso tra 2,5 e 3,0, con un diametro approssimativamente pari a 54 mm. Vengono prescritte, tra le altre, indicazioni specifiche sull'inclinazione delle facce cilindriche rispetto all'asse del provino, le quali non possono discostarsi dalla perpendicolarità per un angolo superiore a 0,001 radianti.

La misura delle dimensioni del provino prevede che vengano rilevati e successivamente mediati 6 diametri, presi a due a due perpendicolari l'uno con l'altro in corrispondenza della testa, metà altezza e base del campione. Queste misure, così come la misura dell'altezza del provino, vanno valutate con una tolleranza di 0,1 mm.

Il carico sul provino va applicato in maniera continua ad uno "stress rate" costante, in modo che la rottura del provino avvenga dopo 5-10 minuti di carico; alternativamente lo "stress rate" va mantenuto entro i 0,5-10 MPa/s.

Il numero di provini necessario affinché il risultato delle prove sia considerato attendibile deriva da considerazioni pratiche, ma è consigliabile effettuare il test su almeno cinque campioni.

I provini devono preservare, se possibile, le stesse condizioni di umidità presenti in situ, in modo che non cambi sensibilmente il contenuto d'acqua al suo interno, che può influire sui risultati delle prove.

Le deformazioni registrate dagli estensimetri devono essere registrate con costanza durante il test; se così non fosse sono necessarie almeno dieci misure perchè siano definibili le curve sforzi-deformazioni.

Elaborazioni

Calcolo della resistenza a compressione monoassiale La resistenza a compressione monoassiale σ_u del provino si calcola secondo la seguente relazione:

$$\sigma_u = \frac{P_{\max}}{A_0}$$

dove

A_0 è l'area originaria del provino

P_{\max} è il massimo carico applicato

Determinazione della deformabilità La deformazione assiale ϵ_a si determina mediante la seguente equazione:

$$\epsilon_a = \frac{\Delta l}{l_0}$$

dove

l_0 è la lunghezza iniziale del provino

Δl è la variazione di lunghezza del provino, positiva se determina un accorciamento.

La deformazione diametrale si valuta mediante la seguente equazione:

$$\epsilon_d = \frac{\Delta d}{d_0}$$

dove

d_0 è il diametro iniziale del provino indeformato

Δd è la variazione del diametro, definita negativa in caso di aumento del diametro.

Si noti che la deformazione diametrale (o radiale) coincide con quella circonferenziale ϵ_c ; spesso è questa che viene effettivamente misurata mediante uno o più strain gauges disposti lungo un parallelo del provino cilindrico. Nel caso in cui venga misurata la deformazione circonferenziale, la circonferenza è $C = \pi d$, e la variazione di circonferenza è $\Delta C = \pi \Delta d$. Risulta dunque:

$$\epsilon_c = \frac{\Delta C}{C_0} = \frac{\Delta d}{d_0} = \epsilon_d$$

Lo sforzo di compressione σ sopportato dal provino si valuta puntualmente secondo la seguente relazione:

$$\sigma = \frac{P}{A_0}$$

dove, oltre ai simboli già noti, P rappresenta il carico applicato.

Si possono dunque plottare i grafici delle deformazioni assiali e circonferenziali in funzione dello sforzo di compressione, mostrando così il comportamento della roccia fino al raggiungimento della resistenza ultima σ_u , dando così la descrizione del comportamento deformativo del materiale. In figura 2.6 è riportato il tipico andamento di un grafico sforzi-deformazioni assiali e circonferenziali.

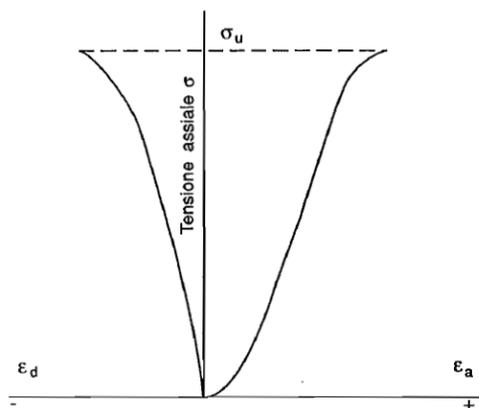


Figura 2.6: Formato per la presentazione grafica delle curve sforzo-deformazione

Il valore del modulo di Young E , definito come il rapporto tra la variazione di sforzo assiale e la deformazione prodotta dalla variazione stessa secondo la seguente relazione:

$$E_{rm} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_a}$$

Si può determinare secondo diversi procedimenti, dei quali i più comuni sono i seguenti:

Modulo elastico tangente E_t Viene misurato ad una certa percentuale del livello di sforzo, generalmente pari al 50% della resistenza a compressione ultima σ_r , come il rapporto tra la variazione di sforzo assiale $\Delta\sigma$ e la variazione di deformazione assiale $\Delta\epsilon_a$ tra due punti della curva sforzo-deformazione assiale posti a cavallo del livello di sforzo secondo il quale si vuole determinare il modulo tangente (Fig 2.7).

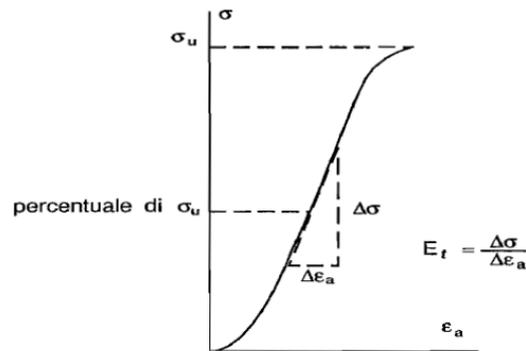


Figura 2.7: Modulo tangente misurato ad una percentuale prefissata

Modulo elastico medio E_{av} Viene misurato come il rapporto tra la variazione di sforzo assiale $\Delta\sigma$ e la variazione di deformazione assiale $\Delta\epsilon_a$ tra i due punti estremi di quello che si può identificare come il tratto lineare della curva sforzo-deformazione assiale (Fig 2.8).

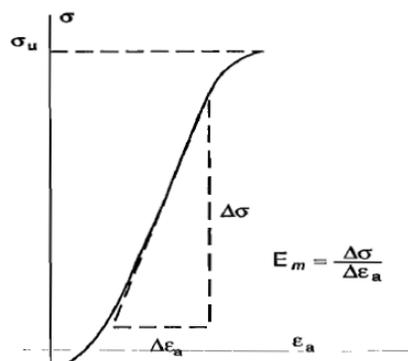


Figura 2.8: Modulo medio della parte lineare della curva tensione

Modulo elastico secante E_s Viene misurato come il rapporto tra la variazione di sforzo assiale $\Delta\sigma$ e la variazione di deformazione assiale $\Delta\epsilon_a$ misurata tra il punto a tensione nulla fino a quello ad una certa percentuale della resistenza a compressione ultima σ_u , generalmente al 50% della stessa (Fig 2.9).

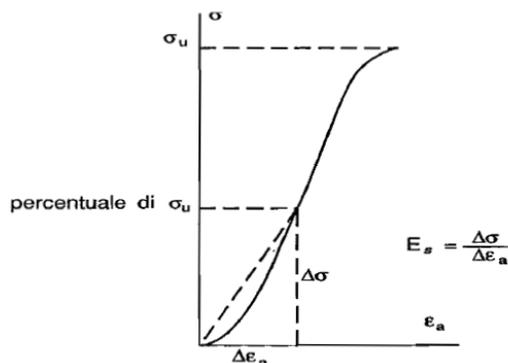


Figura 2.9: Modulo secante misurato fino a una percentuale prefissata

Il modulo di Poisson ν viene infine valutato secondo la seguente relazione:

$$\nu = - \frac{E}{\text{pendenza della curva diametrale}}$$

dove la pendenza della curva diametrale (ossia il suo modulo elastico) si valuta con un metodo analogo a quelli usati per la determinazione del modu-

lo elastico. Il modulo di Poisson è definito positivo come conseguenza delle convenzioni adottate.

Infine si valuta la deformazione volumetrica ϵ_v secondo la seguente relazione:

$$\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_d$$

Comportamento oltre il carico massimo In quanto detto fin qui si è assunto che la prova di compressione monoassiale sia condotta in controllo di carico; in questa modalità la prova si interrompe ovviamente in corrispondenza del carico massimo con una rottura per schiacciamento incontrollato del materiale.

Vi sono però altre modalità di prova che consentono di ottenere la risposta del materiale, in termini di curva $\sigma - \epsilon$, anche oltre il carico massimo[14, 15].

Si citano qui due possibilità:

1. l'uso di un controllo di spostamento che, nel caso ideale, può essere attivato (su macchina rigida) imponendo l'avvicinamento dei due piatti che vincolano il provino attraverso una rotazione a vite.
2. l'utilizzo di una macchina a servo-controllo ("closed loop control", Fig 2.10) che utilizzi come parametro di controllo lo spostamento radiale della superficie del provino (in una zona centrale); tale spostamento risulta sempre crescente (anche nella fase che segue il raggiungimento del carico massimo), e un dispositivo in grado di imporre il carico assiale controllando questo spostamento consente di seguire anche percorsi $\sigma - \epsilon$ che nel post-picco manifestano comportamenti di "snap" back".

In figura 2.11 è possibile apprezzare le due diverse tipologie di curve che possono essere prodotte per caratterizzare la risposta post-picco di una roccia soggetta a compressione monoassiale in controllo di spostamento, a seconda del parametro controllato.

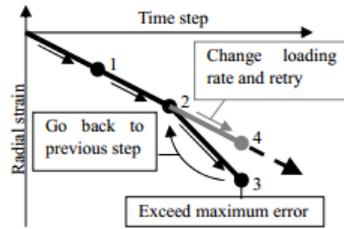


Figura 2.10: Simulazione della procedura di controllo della deformazione radiale in un test di compressione monoassiale

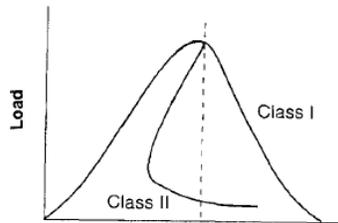


Figura 2.11: Classificazione della risposta post-picco
 La curva relativa alle rocce di Classe I indica materiali nei quali la frattura si propaga in modo stabile e controllato, denotando un comportamento duttile sotto l'azione di carichi assiali; quella relativa alla Classe II indica invece dei materiali nei quali la propagazione della frattura sotto carichi assiali è di tipo fragile e violento[16]

Relazione sui risultati Il report dei risultati deve necessariamente riportare:

- descrizione litologica della roccia
- orientamento del carico rispetto ad eventuali anisotropie del provino
- cenni sulla provenienza del provino
- numero dei provini
- dimensioni (altezza e diametro)
- contenuto d'acqua e grado di saturazione
- durata del test, stress rate
- data della prova e tipo di macchinario
- modalità di rottura del provino
- resistenza a compressione monoassiale per ciascun provino preso in considerazione
- valori dei carichi applicati, degli sforzi e delle deformazioni, opportunamente tabulati
- valore del modulo di Young e del modulo di Poisson per ciascuno dei provini preso in considerazione
- metodo di determinazione del modulo elastico, con conseguente indicazione del livello di sforzo al quale è stato determinato

2.2.2.2 Prova di compressione triassiale

In questo paragrafo verranno esposte le procedure e gli standard al quale l'operatore deve attenersi nel corso dell'effettuazione di una prova di compressione

triassiale, che differisce dalla prova monoassiale per via della presenza della pressione di confinamento[17].

La misura della resistenza di campioni cilindrici di roccia in funzione della pressione di confinamento può essere effettuata secondo tre diverse procedure di prova, descritte adeguatamente nel seguito, che differiscono tra loro per il modo in cui viene prodotto l'involuppo di resistenza.

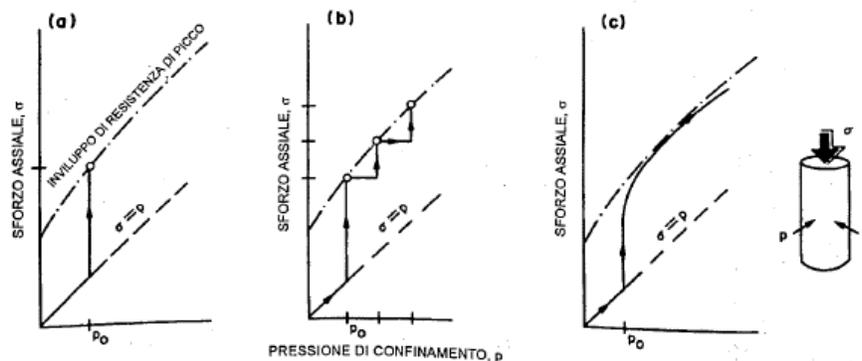


Figura 2.12: Differenti tipi di prova triassiale
 (a) Tipo I - prova individuale; (b) Tipo II - prova di rottura multipla; (c) Tipo III - prova di rottura continua.

Gli obiettivi della prova monoassiale prevedono la determinazione della resistenza a compressione monoassiale e dei parametri che ne regolano la deformabilità.

Apparecchiatura L'attrezzatura di prove è, con alcune eccezioni, la stessa per ciascun tipo di prova, e consta essenzialmente delle seguenti componenti:

- una pressa per l'applicazione ed il controllo del carico assiale, generalmente coincidente con quella utilizzata per la prova di compressione monoassiale, della quale condivide le prescrizioni elencate al paragrafo 2.2.2.1.
- una cella triassiale per l'applicazione della pressione di confinamento al campione di prova, la quale comprende due piastre di ripartizione del

carico di adeguata durezza e dimensioni, due alloggiamenti sferici (snodi), i quali devono essere perfettamente allineati con il campione di prova e le piastre di ripartizione

- una membrana flessibile di opportuno materiale necessaria ad evitare che il fluido di confinamento (olio, generalmente) entri in contatto con il campione e penetri nei suoi pori
- un dispositivo per l'applicazione della pressione di confinamento, generalmente una pompa idraulica in grado di ottenere una regolazione della pressione con tolleranza pari all'1%
- attrezzatura per la misura e la registrazione di carico, pressione e spostamento, comprendente strumenti per la misura continua del carico assiale, indicatori di pressione per la misura della pressione di confinamento, trasduttori di spostamento (estensimetri)

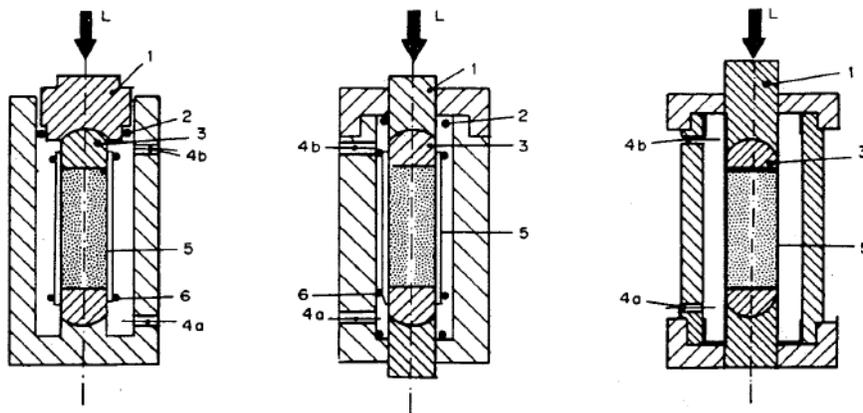


Figura 2.13: Tre diversi tipi di cella triassiale

1 = Pistone di carico, 2 = Guarnizione, 3 = Piastra di ripartizione con snodo sferico, 4a = Connessione idraulica, 4b = Valvola di scarico, 5 = Membrana flessibile, 6 = "O"-ring, L=Carico applicato alla pressa

Procedura La procedura prevede che il provino debba essere di forma cilindrica, caratterizzato da un rapporto diametro/altezza compreso tra 2,0 e 3,0, con un diametro approssimativamente pari a 54 mm. Vengono prescritte, tra le altre, indicazioni specifiche sull'inclinazione delle facce cilindriche rispetto all'asse del provino, le quali non possono discostarsi dalla perpendicolarità per un angolo superiore a 0,001 radianti.

Le prescrizioni in merito all'inclinazione delle facce cilindriche rispetto all'asse del provino, alla misura delle dimensioni del provino, allo stress rate da applicare, al numero di provini necessario, alle condizioni di umidità, e alla registrazione dei dati provenienti dagli estensimetri sono le stesse relative al caso della prova di compressione monoassiale.

A prescindere dal tipo di prova si provvede alla calibrazione dei dispositivi di registrazione, all'assemblatura del campione, della cella triassiale e dei vari strumenti di misura. In seguito va connesso il circuito idraulico e poi riempita la cella triassiale di olio (fluido di confinamento), dalla quale va fatta uscire l'aria attraverso l'opportuna valvola di scarico. Si può dunque porre la cella triassiale nella pressa di carico, e selezionare la pressione di confinamento iniziale.

Queste prescrizioni sono generali; di seguito verranno indicate le prescrizioni relative a ciascuno dei tre differenti tipi di prova contemplati.

Procedura di tipo I - prova individuale Carico assiale e pressione di confinamento vanno incrementati in modo simultaneo fino al raggiungimento del valore prefissato della pressione di confinamento. Il valore del massimo carico assiale raggiunto e la corrispondente pressione di confinamento sul campione di prova devono essere registrati, preferibilmente in modo continuo.

Prova di tipo II - prova di rottura multipla

1. Carico assiale e pressione di confinamento vanno incrementati in modo simultaneo fino al raggiungimento del valore prefissato della pressione di confinamento iniziale p_0 . Il carico assiale va dunque incrementato, in modo continuo a velocità di deformazione costante, mantenendo costante la pressione di confinamento, fino a raggiungere il picco di resistenza sulla curva sforzo-deformazione assiale (Fig 2.14a).
2. Si può a questo punto aumentare manualmente in unico passo la pressione di confinamento (da A ad A' in figura 2.14b); si prosegue poi applicando unicamente il carico assiale secondo la procedura seguita durante lo step precedente.
3. Si prosegue con la procedura a gradini secondo il raggiungimento del punto C prescelto (Fig 2.14b). Si mantiene dunque costante la pressione di confinamento, aumentando la deformazione assiale fino a produrre una ulteriore rottura; lo sforzo assiale si ridurrà al suo valore residuo (punto D, Fig 2.14b)
4. Si riduce poi in modo continuo la pressione di confinamento fino al rilascio completo del campione di prova; in modo che lo sforzo assiale e la pressione di confinamento descriveranno l'involuppo di resistenza residua.

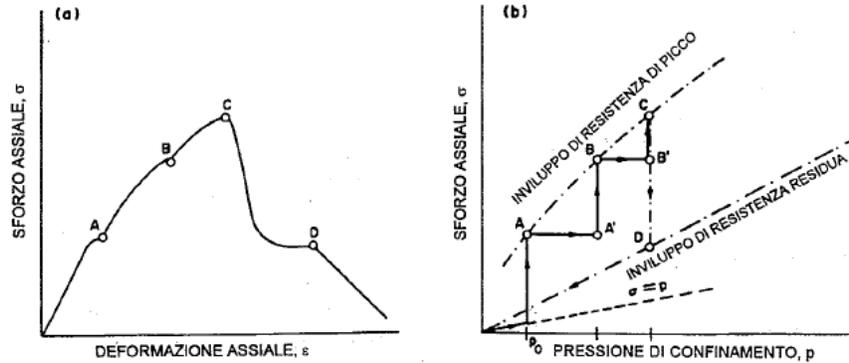


Figura 2.14: Prova triassiale di rottura multipla
 (a) curva sforzo-deformazione assiale; (b) curva sforzo assiale-pressione di confinamento

Procedura di tipo III - prova di rottura continua

1. Carico assiale e pressione di confinamento vanno incrementati in modo simultaneo fino al raggiungimento del valore prefissato della pressione di confinamento iniziale p_0 . Il carico assiale va dunque incrementato, in modo continuo a velocità di deformazione costante, mantenendo costante la pressione di confinamento, fino a raggiungere il corrispondente picco di resistenza sulla curva sforzo-deformazione assiale (Fig 2.15a).
2. Si disegni una linea retta AB (Fig 2.15a) parallela alla porzione lineare della curva carico assiale-deformazione assiale, a partire dal punto A corrispondente al punto di resistenza; la pendenza V di questa retta sia $V=E$, dove E (modulo elastico) rappresenta la pendenza della porzione lineare della curva carico assiale-deformazione assiale.
3. Si aumenti, simultaneamente all'aumento del carico assiale, la pressione di confinamento in modo da seguire la linea AB sul plotter.
4. Raggiunto un prefissato punto B, la pressione di confinamento si mantenga costante, incrementando il carico assiale; dalla linea retta AB si osserva-

rà una deviazione, fino alla rottura nel punto C. Un ulteriore incremento delle deformazione assiale provocherà la caduta dello sforzo assiale al suo valore residuo, punto D.

5. Si riduca in maniera continua la pressione di confinamento fino al rilascio completo del campione; sforzo assiale e pressione di confinamento descriveranno dunque l'involuppo di resistenza residua.

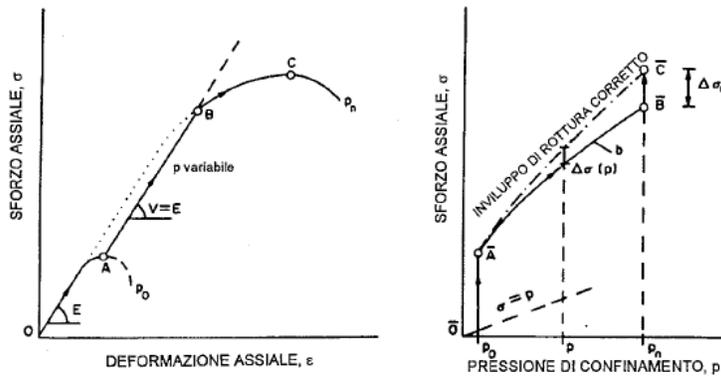


Figura 2.15: Prova triassiale di rottura continua
 (a) curva sforzo-deformazione assiale; (b) curva sforzo assiale-pressione di confinamento

Elaborazioni Lo sforzo assiale σ si determina secondo la relazione

$$\sigma = \frac{P}{A_0}$$

dove, oltre ai simboli già noti, P rappresenta il carico applicato.

Se nella prova di tipo III gli involucri di resistenza vengono ottenuti in maniera diretta, nelle prove di tipo I e II possono essere ricavati a partire dai singoli dati. Gli involucri di resistenza di picco e residua possono essere approssimati matematicamente da relazioni lineari o bilineari, secondo la legge

$$\sigma = m_i p + b_i$$

dove

p è la pressione di confinamento

b_i è l'ordinata per $p = 0$

m_i è la tangente dell'angolo di inclinazione.

A partire dai precedenti parametri possono essere calcolati l'angolo d'attrito ϕ e la coesione ipotetica o apparente c (criterio di rottura Mohr-Coulomb) secondo le seguenti relazioni:

$$\phi_i = \arcsin \frac{m_i - 1}{m_i + 1}$$

$$c_i = b_i \frac{1 - \sin \phi_i}{2 \cos \phi_i}$$

Relazione sui risultati Devono essere compresi almeno i seguenti elaborati:

- dati sul campione di prova, inclusi provenienza, profondità, data e metodo di campionamento
- descrizione litologica della roccia
- dettagli sulla preparazione, storia e conservazione del campione
- orientazione dell'asse di carico rispetto a direzioni di anisotropia e piani di stratificazione del campione
- contenuto d'acqua e grado di saturazione
- descrizione dell'attrezzatura di prova
- data di esecuzione
- diametro ed altezza del campione di prova
- durata della prova e velocità di applicazione del carico

- disegni elaborati della prova secondo le specifiche richieste per il tipo di prova
- modalità di rottura
- valori calcolati di c e ϕ

2.3 Determinazione delle proprietà meccaniche e della deformabilità dell'ammasso roccioso

In questo paragrafo verrà chiarito il processo che lega i risultati delle prove di laboratorio effettuati sulla roccia intatta a quelli che saranno le proprietà meccaniche e di deformabilità dell'intero ammasso roccioso. Per passare da una serie di parametri all'altra è necessario classificare l'ammasso roccioso secondo uno dei diversi indici di classificazione delle rocce usualmente adottati. Verrà approfondito di seguito il metodo GSI Geological Strength Index (Hoek, 1994).

2.3.1 Metodo GSI

Generalmente la resistenza di un ammasso roccioso dipende dalle proprietà meccaniche della roccia sana e dalla libertà di movimento dei diversi blocchi che compongono l'ammasso roccioso nei confronti delle più diverse condizioni di stress a cui può essere sottoposto. La libertà di movimento dei blocchi è controllata prevalentemente dall'aspetto superficiale della roccia sana e dalla condizione delle superfici che separano i blocchi[11].

L'indice GSI, introdotto da Hoek nel 1994 (successivamente revisionato fino alla versione di Hoek e Marinos, 2000) classifica l'ammasso roccioso assegnandoli un valore che classifica, in una scala da 1 a 100, l'indice di qualità dell'ammasso roccioso. Il valore numerico del parametro, combinato secondo opportune

relazioni alle proprietà della roccia sana, fornisce la stima della riduzione della resistenza per l'ammasso roccioso, a seconda della sua condizione.

La tabella mediante la quale si procede alla determinazione del valore dell'indice GSI per un ammasso roccioso è riportata in figura x.

La determinazione dell'indice GSI dipende essenzialmente dalla valutazione di due fattori.

Il primo fattore riguarda la qualità superficiale dei blocchi e la condizione delle discontinuità, ed è influenzato dal grado e tipo di riempimento tra una discontinuità e l'altra, dalle caratteristiche di rugosità superficiali, e dal grado di alterazione e degrado della superficie. La qualità della superficie viene quindi classificata, sulla base delle osservazioni, in una scala che va da Molto buona (giunti molto rugosi, non alterati) a Molto scadente (giunti levigati, superfici alterate con riempimento argilloso molle).

Il secondo fattore riguarda invece il grado di interconnessione tra i frammenti (blocchi) di roccia, ed è influenzato dal numero, dalla spaziatura e dall'apertura delle varie discontinuità. La valutazione del grado di interconnessione porta a classificare la struttura roccia secondo una scala che va da Intatta o Massiva (roccia sana con poche discontinuità ad ampia spaziatura) a Laminata/Fagliata (ammasso non suddiviso in blocchi, piani di scistosità a fitta spaziatura, piani di taglio/faglie).

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figura 2.16: Metodo GSI per ammassi rocciosi

Dalla litologia, struttura e condizioni della superficie delle discontinuità è

dunque possibile stimare il valore medio, o perlomeno il campo entro il quale è compreso, dell'indice GSI, semplicemente utilizzando la tabella riportata nella figura 2.16.

Va ribadito che la determinazione dell'indice GSI non rappresenta una misura della qualità della roccia, ma bensì solamente una stima della qualità dell'ammasso roccioso. Per determinare in maniera appropriata il valore del GSI è necessaria una buona dose di esperienza, ed essendo la determinazione dell'indice subordinata alla visione soggettiva del tecnico (geologo), è possibile che due stime effettuate da tecnici differenti possano condurre a valori differenti dell'indice GSI.

Una volta determinato il valore medio dell'indice GSI, è possibile stimare le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso a partire dalle proprietà relative alla roccia sana determinate nel corso dei test in laboratorio.

2.3.2 Determinazione della resistenza dell'ammasso roccioso

Vi sono diversi criteri che mettono in correlazione la resistenza a compressione (monoassiale) della roccia con i diversi risultati delle prove di laboratorio. In questa sezione verrà analizzato il criterio formulato da Hoek & Brown[18, 11].

Il criterio generalizzato di Hoek-Brown per la rottura degli ammassi rocciosi è definito dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

σ'_1 è il massimo sforzo principale a rottura

σ'_3 è il minimo sforzo principale a rottura

m_b è il valore della costante m di Hoek-Brown per l'ammasso roccioso

s, a sono costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso

σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale della roccia sana.

L'andamento tipico della curva che caratterizza il criterio di rottura Hoek-Brown è riportato in figura 2.17.

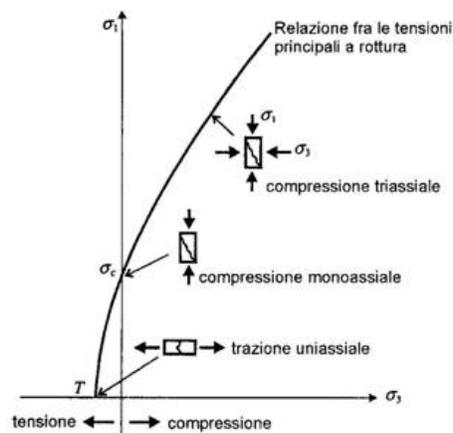


Figura 2.17: Criterio di rottura Hoek-Brown

Il criterio generalizzato si può applicare indifferentemente alla roccia sana e all'ammasso roccioso: quello che cambia è il valore assunto dai diversi parametri in gioco.

Per quanto concerne la roccia sana, i parametri a ed s assumono rispettivamente i valori 0,5 ed 1, semplificando l'equazione caratteristica del criterio generalizzato nella seguente maniera:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5}$$

La relazione tra gli sforzi principali a rottura per una determinata roccia sana è dunque definita compiutamente da due costanti, la resistenza a compressione

monoassiale σ_{ci} e la costante m_i . Questi valori vengono determinati da un'analisi statistica dei risultati ottenuti durante le prove di compressione monoassiale ($\sigma_1 = \sigma_r, \sigma_3 = 0$) e triassiale ($\sigma_1 = \sigma_r, \sigma_3 = p_c$), individuando così i valori dei parametri che consentano di ottenere il "best fit" tra i diversi punti, risultato dei diversi test effettuati, nel piano σ_1 - σ_3 .

Una volta a disposizione almeno cinque risultati frutto dei test mono/triassiali, è possibile determinare la resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} e la costante di Hoek-Brown m_i riscrivendo il criterio di rottura di Hoek-Brown per la roccia sana nella seguente maniera:

$$y = m\sigma_{ci}x + s\sigma_{ci}$$

dove $x = \sigma'_3$ e $y = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2$.

Dati n provini, la resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} , la costante m_i ed il coefficiente di determinazione r^2 (parametro statistico che indica la proporzione tra la variabilità dei dati e la correttezza del modello statistico utilizzato) si calcolano tramite le seguenti equazioni:

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y}{n} - \left[\frac{\sum xy - (\sum x \sum y/n)}{\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)} \right] \frac{\sum x}{n}$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left[\frac{\sum xy - (\sum x \sum y/n)}{\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)} \right]$$

$$r^2 = \frac{[\sum xy - (\sum x \sum y/n)]^2}{[\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)] [\sum y^2 - ((\sum xy)^2/n)]}$$

La bontà dei risultati ottenuti dalla campagna di test è indicata dal valore del coefficiente di determinazione r^2 , che assume valori maggiori di 0,9 nel caso i test triassiali siano effettivamente di ottima qualità.

A questo punto l'involuppo di rottura secondo il criterio di Hoek-Brown per la matrice roccia risulta definitivamente compiuto.

Una volta determinato l'indice GSI caratteristico dell'ammasso roccioso è possibile determinare l'involuppo di rottura di Hoek-Brown per l'ammasso roccioso.

Riprendendo l'equazione del criterio generalizzato di rottura:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

i valori dei parametri che caratterizzano l'equazione si determinano, a partire dai valori assunti per la roccia sana, mediante le seguenti relazioni di validità generale:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

dove D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso a causa dell'uso di esplosivo e del detensionamento provocato dagli scavi; assume valore compreso tra 0 per ammassi indisturbati e 1 per le condizioni di massimo disturbo, come ad esempio nel caso di scavi esplosivi. Nel caso in esame, ed in ogni caso nel quale non siano implicati scavi, il parametro D assume valore pari a 0.

Una volta definito il valore dei parametri di cui sopra, il valore della resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso σ_c si ottiene dal criterio di rottura semplicemente ponendo $\sigma'_3 = 0$, ottenendo la seguente relazione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

2.3.2.1 Limiti del criterio di rottura di Hoek-Brown

Il criterio di rottura di Hoek-Brown assume che il comportamento sia della roccia che dell'ammasso roccioso possa essere considerato isotropo, e quindi può essere applicato solo se nell'ammasso roccioso ci sia un numero sufficiente di discontinuità ravvicinate, con identiche caratteristiche, e che la dimensione dei blocchi isolati dalle discontinuità sia sufficientemente piccola relativamente alla dimensione del problema da analizzare[11].

Se il volume dei blocchi è dello stesso ordine di grandezza della struttura in esame o una delle discontinuità ha caratteristiche molto scadenti rispetto alle altre presenti, o se l'ammasso si presenta isolato da una o due discontinuità, allora il criterio perde di validità. In questi casi la stabilità della struttura appoggiata sull'ammasso roccioso in esame va valutata considerando meccanismi di rottura che tengano in considerazione lo scivolamento e lo spostamento di blocchi e cunei isolati dalle caratteristiche strutturali. In figura 2.18 vengono illustrati i concetti esposti per cui, con la variazione di scala del problema, si può avere la transizione da una porzione di roccia intatta isotropa ad un ammasso fortemente anisotropo nel quale la rottura è controllata da una o due discontinuità ad un ammasso molto fratturato riconducibile a isotropo.

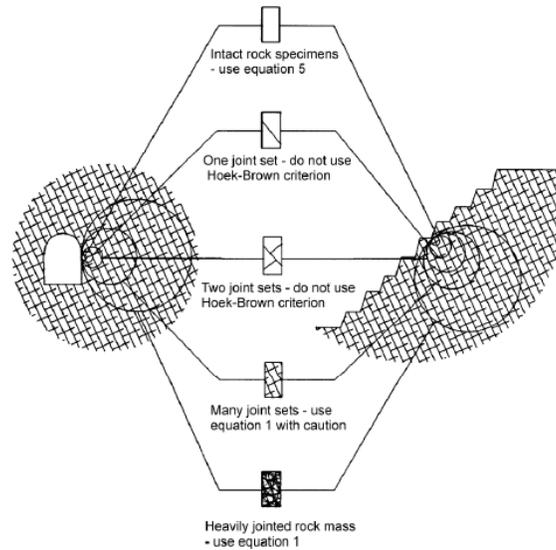


Figura 2.18: Applicabilità del criterio di rottura di Hoek-Brown
 Con “equation 1” ci si riferisce al criterio generalizzato di Hoek-Brown, mentre
 con “equation 5” ci si riferisce al criterio di Hoek-Brown per la roccia sana.

2.3.3 Stima della deformabilità dell’ammasso roccioso

In maniera analoga alla resistenza dell’ammasso roccioso, la deformabilità della roccia in situ dipende dalle proprietà della roccia sana e dalle discontinuità presenti all’interno dell’ammasso. Numerosi studi hanno mostrato come la deformabilità sia molto variabile anche all’interno dello stesso ammasso, e la sua previsione non è affatto immediata, a dispetto dei numerosi approcci attraverso i quali si è cercato di interpretare il fenomeno. Negli ultimi 30 anni sono stati messi a punto numerosi criteri di correlazione tra la deformabilità dell’ammasso roccioso e i diversi metodi di classificazione degli ammassi[11, 12].

Di seguito verranno enunciati alcuni dei criteri a disposizione per stimare il modulo elastico a partire dai dati ottenuti al termine delle prove di laboratorio (test mono/triassiali) e in seguito alla classificazione dell’ammasso roccioso secondo il metodo GSI.

La stima del modulo elastico E_{rm} per l'ammasso roccioso a partire dalla resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} e dall'indice GSI è possibile mediante la seguente relazione:

$$E_{rm} (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100} \cdot 10^{(GSI-10)/40}}$$

la quale offre i migliori risultati per bassi valori dell'indice GSI. La relazione è valida per qualsiasi valore di σ_{ci} , ma per $\sigma_{ci} > 100 MPa$ è possibile stimare il modulo elastico mediante la seguente relazione, più conservativa:

$$E_{rm} (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{(GSI-10)/40}$$

che non tiene conto del valore assunto dalla resistenza a compressione monoassiale, ma bensì è funzione del solo valore assunto dall'indice GSI.

Più recentemente è stata formulata da Hoek & Diederichs nel 2006 una stima del modulo elastico per l'ammasso roccioso E_{rm} a partire dal modulo elastico della roccia intatta E_i secondo la seguente relazione:

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

2.4 Esempio dei risultati ottenuti nel corso delle prove effettuate

In questa sezione verranno esposti (grazie alla gentile concessione dello studio geologico Altair S.R.L.) e commentati i risultati di due delle diverse prove effettuate durante l'attività di tirocinio.

Le prove in questione sono una prova monoassiale ed una prova triassiale relative a due campioni prelevati in corrispondenza dell'ammasso roccioso di fondazione della diga di Cancano.

2.4.1 Prova monoassiale

La prova ha interessato un campione di roccia estratto in corrispondenza della spalla destra di monte del bacino di Cancano.

L'esame e descrizione litologica del campione indica che il materiale con il quale il campione è prevalentemente costituito è calcare, roccia sedimentaria di colore grigio scuro, con vene di calcite.

Il provino è stato estratto da un ammasso superficiale prelevato in corrispondenza della spalla destra della diga.

La prova è stata effettuata in controllo di spostamento con acquisizione diretta delle deformazioni, con scansione di acquisizione dati effettuata una volta al secondo, e velocità della pressa pari a $2,5 \mu m/s$.

Il provino è caratterizzato da un diametro medio pari a $5,360$ cm, ed un'altezza media di $11,07$ cm.

La misura degli spostamenti è eseguita tra i piatti della pressa da tre trasduttori LVDT disposti a 120° , mentre la misura delle deformazioni è eseguita mediante 2 coppie di strain gauges disposti in direzione circonferenziale ed assiale, applicati nella parte centrale del provino. Ci si riferirà ai due canali relativi ai dati provenienti dagli estensimetri assiali con i numeri 6 e 7, mentre quelli circonferenziali verranno identificati con i numeri 9 e 10.

I risultati del test sono riportati in tabella 2.1.

Sforzo a rottura	39,23 MPa	
Modulo tangente [50%]	30,19 GPa	canale 6
Modulo secante [50%]	23,73 GPa	canale 6
Modulo tangente [50%]	116,92 GPa	canale 7
Modulo secante [50%]	110,77 GPa	canale 7
Coefficiente di Poisson [50%]	0,1	canali 9-6
Coefficiente di Poisson [50%]	n.d	canali 10-7

Tabella 2.1: Risultati del test di compressione monoassiale

Sul provino è stata rilevata una superficie di stratificazione verticale. Duran-

te l'esecuzione della prova si sono rivelati dei problemi in corrispondenza dello strain gauges 9, il quale ha fornito come risposta un andamento anomalo; per questa agione non è stato determinato il coefficiente di Poisson proveniente dall'analisi incrociata delle deformazioni registrate dal canale 9 con quelle registrate del canale 6.

Sono riportati i grafici sforzo-spostamenti (Fig 2.19) e sforzo-deformazione assiale e radiale (Fig 2.20) relativi alla prova.

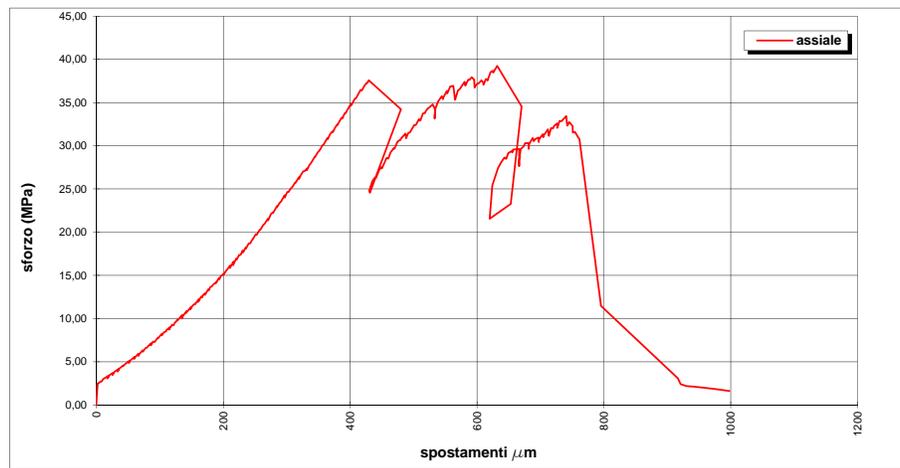


Figura 2.19: Grafico sforzo-spostamenti

Come si nota dai risultati ottenuti, in merito alla stessa grandezza obiettivo sono stati determinati valori sensibilmente diversi a seconda del canale considerato. Questa circostanza è dovuta alla natura del provino e alla sua modalità di rottura: la superficie di stratificazione può infatti falsare la risposta degli estensimetri a seconda della loro disposizione nei confronti della stratificazione stessa.

In figura 2.21 è possibile visionare la modalità di rottura del campione.

Il campione si è rotto lungo la superficie della stratificazione presente all'interno dello stesso: i risultati della prova sono in questo caso influenzati dalla

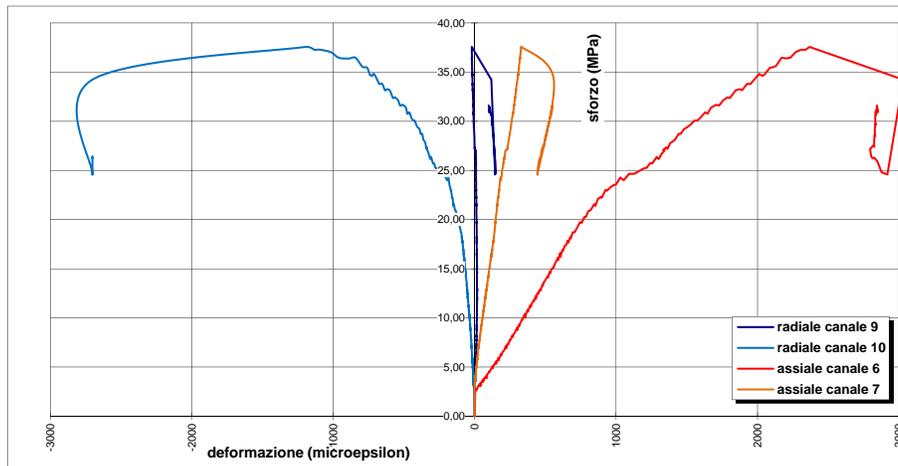


Figura 2.20: Diagramma sforzo-deformazioni assiale e radiale
 Si nota l'anomalia registrata sul canale 10: secondo le convenzioni assunte, segni positivi della deformazione radiale indicano delle contrazioni (accorciamento di diametro); si nota inoltre la marcata differenza tra i dati registrati dai due strain gauges posti in direzione assiale.

presenza della discontinuità, che non ha consentito al campione di deformarsi e rompersi in modo ideale.

2.4.2 Prova di compressione triassiale

La prova ha interessato un campione di roccia estratto in corrispondenza della spalla sinistra di valle del bacino di Cancano.

L'esame e descrizione litologica del campione indica che il materiale con il quale il campione è prevalentemente costituito è calcare, roccia sedimentaria di colore grigio scuro, con vene di calcite.

Il provino è stato estratto da un ammasso superficiale prelevato in corrispondenza della spalla sinistra della diga.

La prova è stata effettuata in controllo di spostamento con acquisizione diretta delle deformazioni, con scansione di acquisizione dati effettuata una volta al secondo, e velocità della pressa pari a $2,5 \mu\text{m}/\text{s}$.



Figura 2.21: Rottura del campione a seguito della prova di compressione monoassiale

La pressione di confinamento è pari a 0,5 MPa.

Il provino è caratterizzato da un diametro medio pari a 5,368 m, ed un altezza media di 11,06 m.

La misura degli spostamenti è eseguita tra i piatti della pressa da tre trasduttori LVDT disposti a 120°, mentre la misura delle deformazioni è eseguita mediante 2 coppie di strain gauges radiali e assiali applicati nella parte centrale del provino. Ci si riferirà ai due canali relativi ai dati provenienti dagli estensimetri assiali con i numeri 6 e 7, mentre quelli radiali verranno identificati con i numeri 9 e 10.

I risultati del test sono riportati in tabella 2.2.

Sforzo a rottura	43.11 MPa	
Modulo tangente [50%]	31.59 GPa	canale 6
Modulo secante [50%]	39.52 GPa	canale 6
Modulo tangente [50%]	61.64 GPa	canale 7
Modulo secante [50%]	85,69 GPa	canale 7
Coefficiente di Poisson [50%]	n.d	canali 9-6
Coefficiente di Poisson [50%]	0,24	canali 10-7

Tabella 2.2: Risultati del test di compressione triassiale

Non sono state riportate note di interesse in merito a particolarità del campione o anomalie dei risultati ottenuti

Sono riportati i grafici sforzo-spostamenti (Fig 2.22) e sforzo-deformazione assiale e radiale (Fig. 2.23) relativi alla prova.

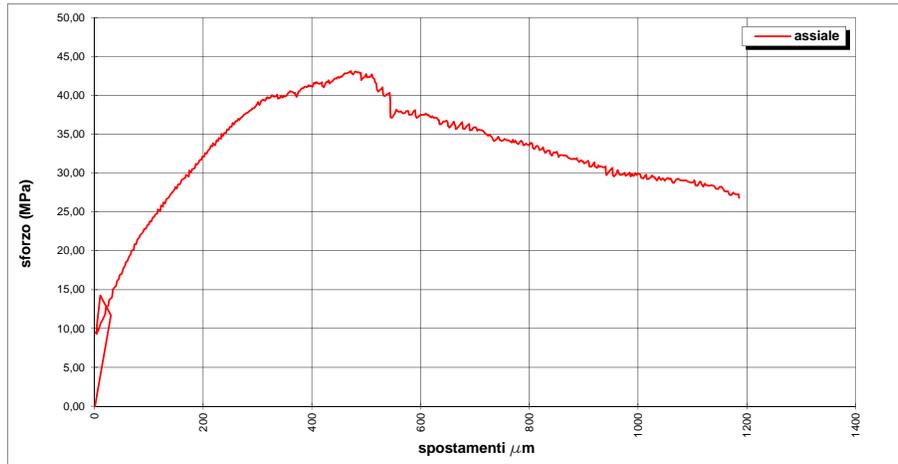


Figura 2.22: Grafico sforzo-spostamenti

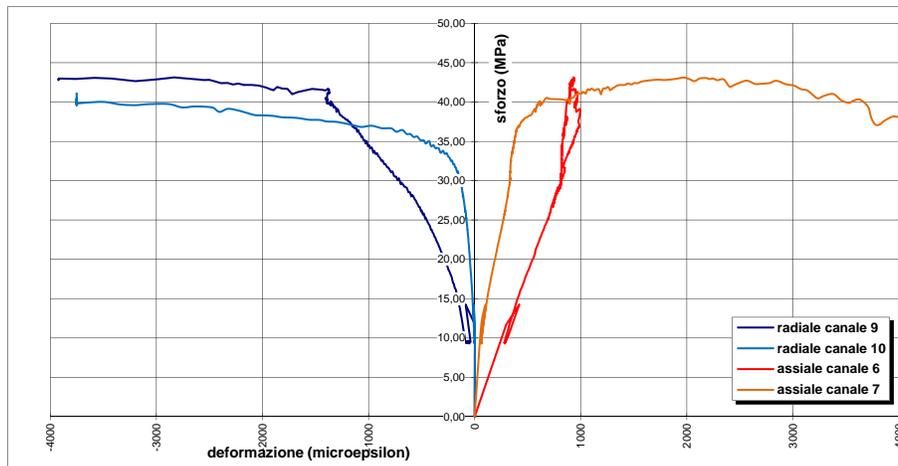


Figura 2.23: Diagramma sforzo-deformazioni assiale e radiale

Come si nota dai risultati ottenuti, la differenza tra i risultati ottenuti per i diversi canali in merito alla stessa grandezza obiettivo è minore rispetto a quella riscontrata nel caso del provino soggetto a compressione monoassiale i cui risul-

tati sono stati esposti precedentemente. Ciò è dovuto all'assenza di discontinuità all'interno del provino stesso, il che porta ad una maggiore omogeneità-

In figura 2.24 è possibile visionare la modalità di rottura del campione.



Figura 2.24: Rottura del campione a seguito della prova di compressione monoassiale

Il campione si è frantumato in maniera tale da rendere irriconoscibile la modalità di rottura dello stesso.

Capitolo 3

Modellazione solida del sistema diga-fondazione

Nel presente capitolo verranno illustrati nel dettaglio i diversi passaggi che hanno portato alla modellazione solida della diga del Fusino, del suo bacino e del terreno circostante.

Nel generare il modello solido del sistema sono stati considerati solamente il corpo diga e l'annesso canale sfioratore, trascurando le opere accessorie (casa di guardia, pozzo di manovra e strade di collegamento), i cunicoli interni e le varie tubazioni.

Il processo di modellazione solida è stato condotto in funzione del corretto riconoscimento da parte di abaqus, il software ad elementi finiti designato per compiere l'analisi strutturale, della geometria della diga e del terreno circostante.

Come riferimento sono state utilizzate le diverse tavole messe a disposizione dal gestore, ed è stato utilizzato il programma di grafica 2D/3D Autocad 2012.



Figura 3.1: Planimetria Generale

3.1 Dati a disposizione

Di seguito sono elencate le tavole a disposizione, fornite direttamente dal gestore A2A:

- Planimetria Generale del serbatoio di Fusino, scala 1:1000 (Fig 3.1)
- Planimetria dettagliata delle opere di sbarramento, scala 1:250 (Fig 3.2)
- Vista da valle e vista da monte, scala 1:250 (Fig 3.3)
- Sezioni trasversali e longitudinali, scala 1:250 (Fig 3.4 e 3.5)
- Scarico di superficie (canale sfioratore), scala 1:200 (Fig 3.6)

Tutte queste tavole sono datate 30 Marzo 1934, e non forniscono informazioni sufficienti per una affidabile ricostruzione del modello solido del sistema diga-fondazione. Ciò ha comportato non poche difficoltà in sede di modellazione, come verrà sottolineato in seguito.

Come ausilio alla modellazione sono state utilizzate inoltre alcune foto scattate di recente alla diga (Fig 3.7).

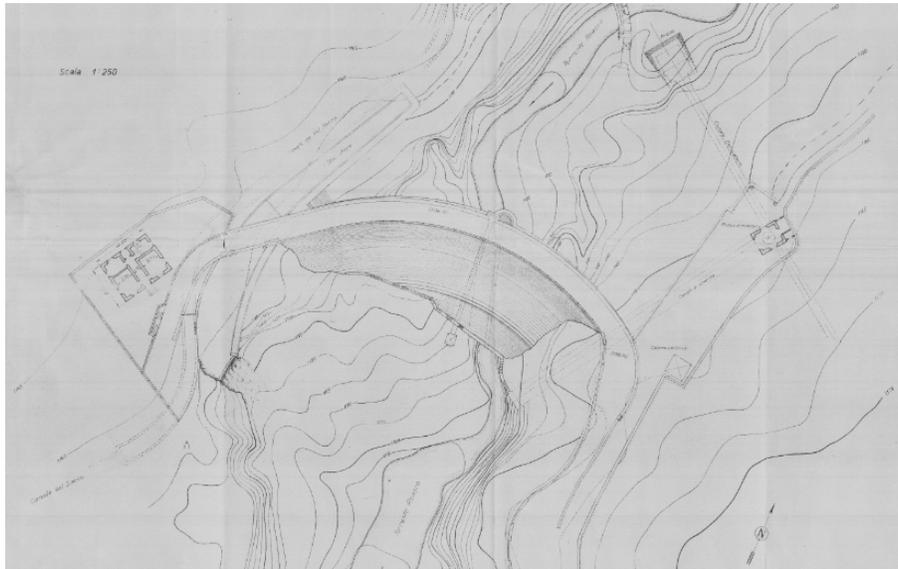


Figura 3.2: Planimetria dettagliata

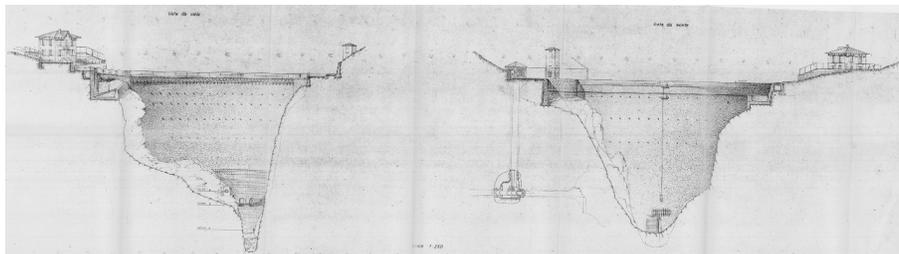


Figura 3.3: Vista da valle e vista da monte

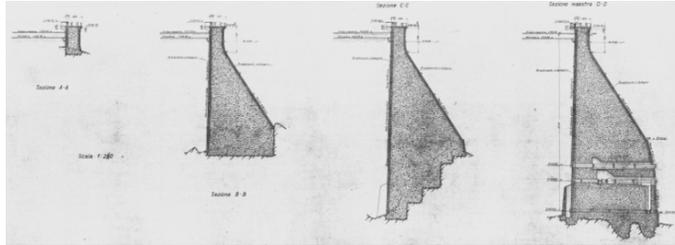


Figura 3.4: Sezioni trasversali

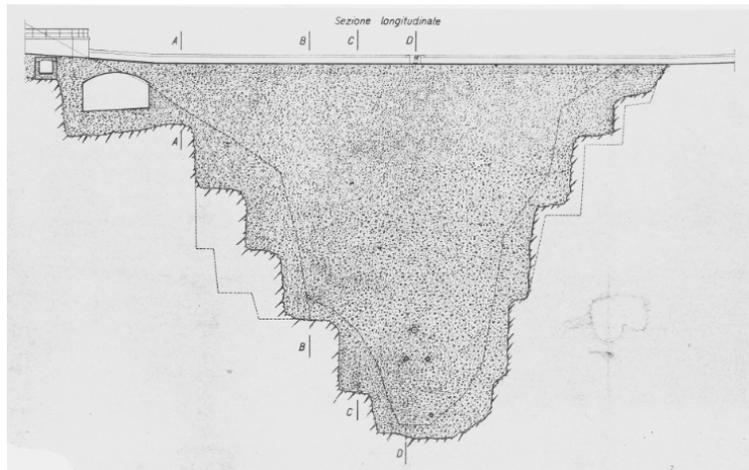


Figura 3.5: Sezione longitudinale

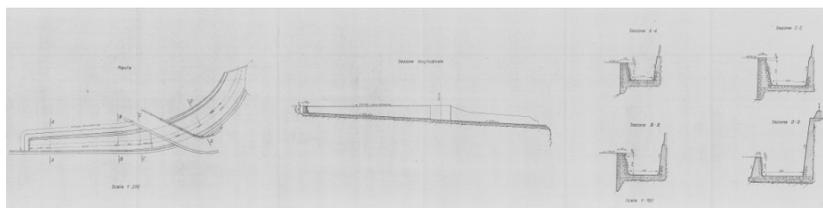


Figura 3.6: Sfioratore



Figura 3.7: Foto della diga del Fusino scattata nel luglio 2012

3.2 Modellazione solida della diga

Si è deciso di disegnare il modello solido della diga sulla base della planimetria dettagliata dell'opera, dal momento che, insieme alla diga, rappresenta una porzione sufficiente (ai fini del calcolo strutturale) di terreno circostante alla diga in entrambe le direzioni principali.

Lo scopo della modellazione è quello di generare un modello solido di ciascuna delle tre parti fondamentali che costituiscono l'insieme oggetto di analisi, ossia il corpo diga, il canale sfioratore ed il terreno circostante.

La particolare conformazione della diga ad arco-gravità in esame ha portato a scegliere una ben determinata strategia durante il processo di modellazione: in primo luogo sono state generate, a partire dai documenti a disposizione, una serie di sezioni trasversali (ossia estratte lungo piani verticali radiali) caratteristiche della diga, le quali sono state poi disposte lungo lo sviluppo longitudinale (direzione circonferenziale), con particolare attenzione alla linea di contatto

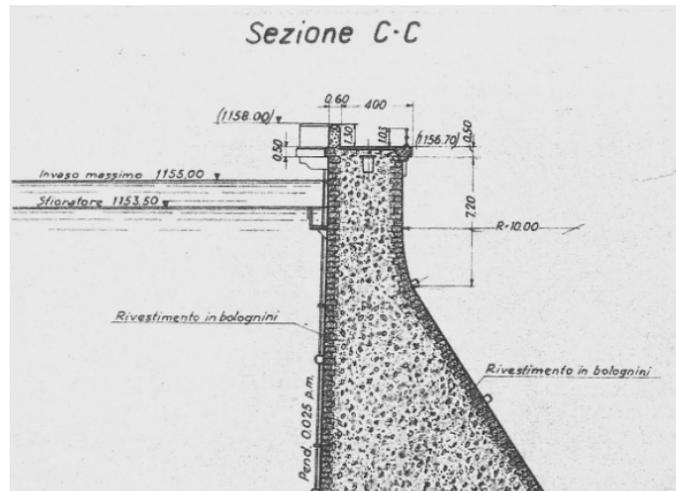


Figura 3.8: Particolare di una delle sezioni trasversali

diga-terreno, e usando come riferimento i pochi dati che si possono desumere dai documenti disponibili, e da alcune fotografie scattate di recente.

3.2.1 Sezioni trasversali

La tavola di riferimento per il disegno delle diverse sezioni trasversali che compongono il corpo diga è la carta relativa alle sezioni trasversali e longitudinali in scala 1:250, della quale viene mostrato un particolare, in riferimento ad una delle sezioni trasversali raffigurate.

Sono state dapprima modellate le 4 sezioni descritte sulla tavola a disposizione, ossia le sezioni A-A, B-B, C-C e D-D, di cui l'ultima fa riferimento alla sezione maestra. Da una prima analisi del documento ci si è subito resi conto del fatto che le quattro sezioni di cui sopra non forniscono una rappresentazione completa di come la sezione trasversale dell'opera vari lungo il suo sviluppo longitudinale. Sono state dunque modellate, a partire dalle quattro sezioni trasversali principali, delle altre sezioni trasversali, compatibilmente con i dati a disposizione.

Il criterio con il quale si è proceduto prima a modellare le sezioni trasversali supplementari, e poi a disporre le diverse sezioni a disposizione lungo il profilo longitudinale, è stato quello di garantire, sulla base delle informazioni desumibili dalla planimetria dettagliata e dalle viste da valle e da monte, che, per l'intero sviluppo longitudinale la diga si trovasse, per almeno una certa misura, al di sotto della linea di contatto diga-terreno, sia a monte che a valle. In sostanza si è assunto, in mancanza di indicazioni più precise, che la diga fosse, in misura variabile in funzione del profilo del terreno, ammorsata all'interno dello stesso, come si può dedurre da alcuni dei pochi particolari presenti nelle tavole a nostra disposizione.

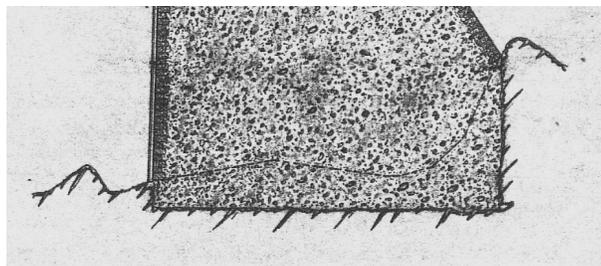


Figura 3.9: Dettaglio ammorsamento diga

Questo costituisce a tutti gli effetti il principale fattore di incertezza in merito al processo di modellazione solida della diga. Se da una parte, come si può dedurre da uno sguardo alle poche tavole a disposizione, è chiaro che la diga presenti puntualmente un certo affondamento rispetto al terreno, e che allo stesso tempo siano stati effettuati degli scavi lungo le sponde al fine di garantire un minimo di copertura all'appoggio delle sezioni, dall'altra parte non sono disponibili dati dettagliati e comprensibili in merito all'andamento del profilo longitudinale della diga.

Sulla base di considerazioni derivanti dall'osservazione del profilo longitudinale riportato sulle tavole, si è assunto che la base della diga si possa ap-

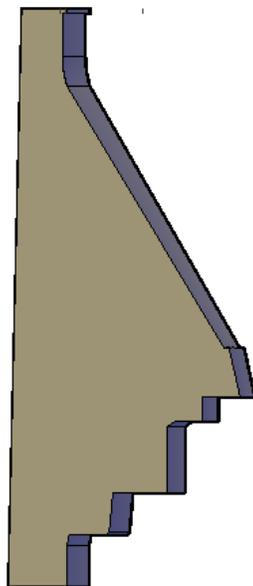


Figura 3.10: Esempio di concio

prossimare con un profilo orizzontale a tratti. Per ognuna delle diverse sezioni trasversali sono stati generati dei solidi come quello rappresentato in figura, i quali possono essere visti ognuno come una sorta di “concio”, ciascuno di sviluppo circolare e altezza variabile in base ai dati dedotti dall’analisi e dall’osservazione delle tavole a disposizione.

Nella prima fase della modellazione, la disposizione delle sezioni trasversali è stata tale da rispettare, per quanto più possibile, l’andamento del profilo longitudinale riportato nella carta a disposizione, cercando di porre le diverse sezioni, “principali” e “supplementari” nelle posizioni deducibili dalla carta stessa. Dato per buono il risultato finale di questa prima fase di costruzione del modello solido del corpo diga, si è poi in seguito proceduto a modellare il terreno (il cui processo di modellazione viene descritto dettagliatamente nella prossima sezione), sempre sulla base delle cartografie a nostra disposizione. In seguito alla modellazione del terreno si sono rilevate alcune incongruenze: il modello

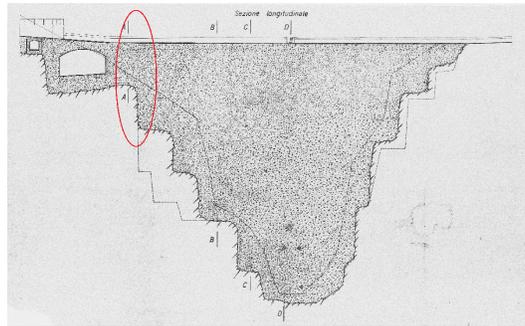


Figura 3.11: Incongruenza relativa all'altezza della sezione A

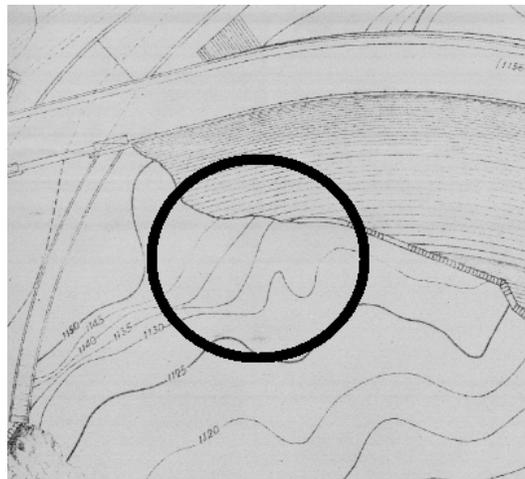


Figura 3.12: Incongruenza relativa alla porzione di diga che affiora dal terreno in corrispondenza del canale sfioratore

solido della diga generato in questa prima fase della modellazione si è rivelato incompatibile con la linea di contatto tra il terreno e la diga (Fig 3.11 e 3.12), la quale in alcuni tratti non affondava nel terreno, il quale è stato modellato nel rispetto della planimetria a disposizione.

Per ottenere un risultato quanto più possibile soddisfacente, e che rispecchiasse nella maggior misura possibile la realtà, è stata condotta un'analisi incrociata delle tavole a disposizione e di alcune fotografie scattate di recente alla diga.

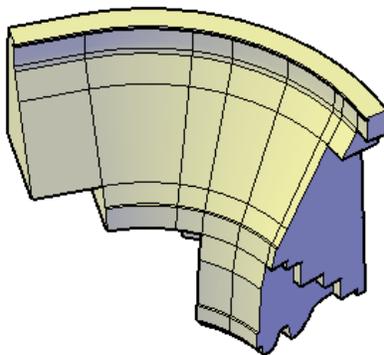


Figura 3.13: Modellazione finale del corpo diga

Si è giunti alla conclusione che le planimetrie a disposizione non siano corrette, o che perlomeno non corrispondano allo stato attuale del sito; allo stesso tempo si è concluso che l'unica carta che avrebbe potuto condurre ad una modellazione precisa del corpo diga, ossia quella relativa alla sezione longitudinale, è quantomeno di dubbia e difficile interpretazione.

Il più grande ostacolo nella generazione del modello del corpo diga è stata la mancanza di informazioni relative al processo di costruzione, e la mancanza di disegni originali più dettagliati e di rilievi geometrici più recenti.

Il modello del corpo diga è stato dunque corretto, risistemando le sezioni trasversali della diga in modo che la loro distribuzione rispettasse a grandi linee l'andamento suggerito dalla sezione longitudinale a disposizione, avendo cura che venisse rispettato il profilo della linea di contatto diga-terreno, e che venissero allo stesso tempo rispettate le evidenze rilevate dall'analisi delle fotografie a disposizione.

3.3 Modellazione del terreno

La modellazione solida del terreno circostante è stata effettuata, in prima istanza, partendo come nel caso del corpo diga, dalla planimetria dettagliata del bacino, la quale riporta le isoipse (o curve di livello) poste a una distanza di 5 m l'una dall'altra.

La conformazione piuttosto complessa del terreno, che si presenta sufficientemente regolare in alcune porzioni, e frastagliato e scosceso in altre parti, ha portato alla scelta di modellare il terreno usando un procedimento diverso rispetto a quello utilizzato nella modellazione del corpo diga. La strategia seguita è stata quella di generare la superficie del terreno e poi estruderla fino ad ottenere un solido di dimensioni opportune.

Il primo passo è stato quello di tracciare all'interno del modello cad le diverse isoipse, tratte direttamente dalla tavola relativa alla planimetria. Le curve di livello sono state riprodotte utilizzando il comando SPLINE, il quale, a differenza della polilinea genera una linea interpolante tra più punti, rappresentabile tramite una cubica piuttosto che con una spezzata. Questa scelta è funzionale all'obiettivo di conseguire la migliore rappresentazione possibile, soprattutto in previsione dell'importazione del solido generato nel programma ad elementi finiti abaqus.

Varie difficoltà sono emerse nel corso di questa procedura, prima nella fase di generazione delle superfici di raccordo tra un isoipsa e l'altra, e poi nella fase di generazione del solido che rappresentasse il volume del terreno. Particolarmente laboriosa è stata la modellazione delle porzioni di terreno caratterizzate da isoipse a grande curvatura, o da isoipse che, seppur adiacenti differiscono sensibilmente come andamento.

Se le difficoltà incontrate nella fase di generazione delle superfici di raccordo tra due isoipse (formazione della superficie del terreno) si sono rilevate più o

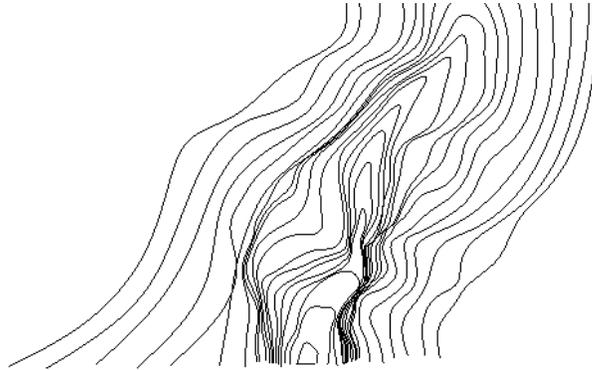


Figura 3.14: Nuove curve di livello

meno superabili, suddividendo le isoipse in maniera opportuna, così non è stato nel caso della generazione del modello solido.

Per superare le difficoltà dovute alla generazione di un solido che potesse essere riconosciuto in maniera adeguata da abaqus, è stato rimodellato completamente il terreno. Le nuove isoipse sono state modellate con l'obiettivo di approssimare la superficie con adeguata precisione nell'intorno del contatto diga-terreno, e di smussare le curve di livello in quelle zone sufficientemente lontane dal corpo diga dove sono presenti porzioni di terreno caratterizzate da ampie curvature. Particolare attenzione è stata posta in questa fase, avendo cura di disegnare le nuove isoipse in modo che fossero il quanto più possibile simili tra loro.

Questa strategia ha portato alla generazione di un solido sufficientemente rappresentativo della porzione di terreno circostante alla diga del Fusino.

3.4 Modellazione del canale sfioratore

Come ultimo step della modellazione è stato generato il modello solido dello sfioratore, a partire dalla cartografia dello scarico di superficie.

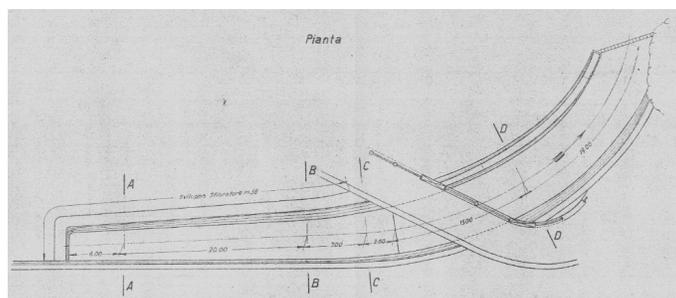


Figura 3.15: Pianta canale sfioratore

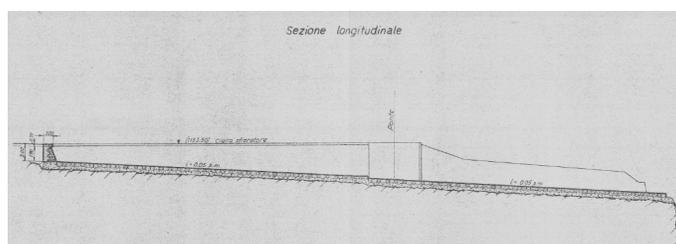


Figura 3.16: Sezione longitudinale canale sfioratore

Il canale sfioratore è stato disegnato per ultimo, per via della sua relativa semplicità nei confronti degli altri due elementi costituenti il modello (corpo diga e terreno).

La carta dello scarico di superficie (Fig 3.15) mostra nel dettaglio la pianta ed il suo profilo, la sua inclinazione (Fig 3.16), l'altezza alla quale è posto, e quattro sezioni trasversali principali (Fig 3.17).

La strategia seguita nella fase di modellazione dello sfioratore è analoga a quella seguita nel caso del corpo diga. Le diverse sezioni trasversali note sono state poste nella loro corretta posizione in direzione longitudinale, e successivamente sono state raccordate secondo una linea guida che ricalcasse il profilo longitudinale del canale sfioratore.

Dopo aver raccordato le porzioni terminali del canale sfioratore, il solido successivamente ottenuto è stato posto nella sua posizione affianco alla diga;

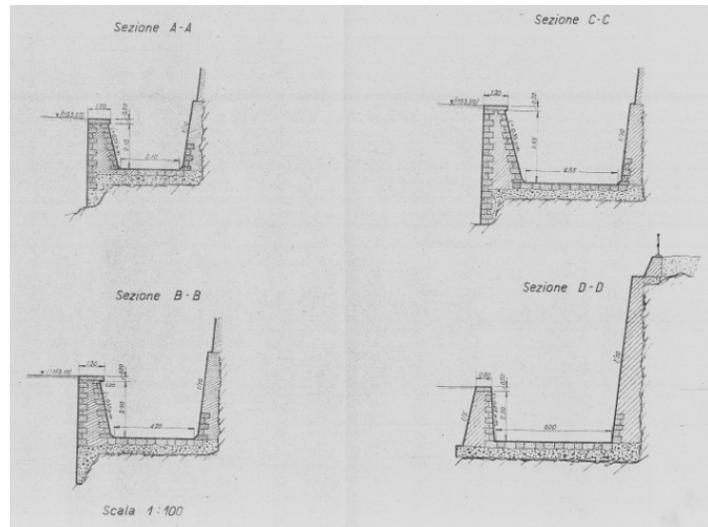


Figura 3.17: Sezioni trasversali canale sfioratore

in ultima istanza è stato modellato il ponticello sovrastante, che costituisce il naturale proseguimento del coronamento.

Dopo aver effettuato le prime verifiche sulla bontà del modello dello sfioratore generato importando il solido nel programma ad elementi finiti abaqus, ci si è immediatamente resi conto delle difficoltà del software nel creare una mesh adeguata utilizzando elementi esaedrici.

Si è quindi scelto, considerando la scarsa importanza dello sfioratore all'interno del sistema strutturale e la sostanziale inutilità di tutti i vari dettagli che lo caratterizzano, di modellare lo sfioratore in maniera semplificata, schematizzandolo con una serie di 4 tronchi rettilinei che rispettassero a grandi linee l'andamento longitudinale e la pendenza del canale stesso.

3.5 Il modello finale per l'analisi ad elementi finiti

I tre modelli ottenuti, relativi a corpo diga, canale sfioratore e porzione del terreno circostante la diga sono stati poi combinati opportunamente per permettere l'analisi ad elementi finiti dell'intero sistema.

Dal solido rappresentante la diga è stato sottratto il volume pertinente allo sfioratore; analoga operazione è stata effettuata sul terreno, al quale è stato sottratto il volume pertinente alla diga ed allo sfioratore, in modo da avere il terreno con l'impronta della diga.

I solidi del terreno e del corpo diga sono così complementari l'uno con l'altro, e risultano ben definite le superfici di contatto tra le varie parti che compongono il modello.

La modellazione del corpo diga, del canale sfioratore e del terreno circostante è stata effettuata sulla base dei pochi dati a disposizione, ossia un insieme di 5 tavole raffiguranti, ad un livello di dettaglio più o meno accurato, alcuni particolari costruttivi e le dimensioni principali dell'opera.

Per altre dighe (sempre collocate in Valtellina) costruite negli anni '50 si è potuto constatare (attraverso il gestore) che le tavole di progetto di cui si dispone danno informazioni molto più dettagliate sulle opere realizzate, ed includono ad esempio informazioni precise sugli scavi in roccia effettuati, cioè sulla geometria dell'interfaccia tra corpo diga e roccia di fondazione.

Va sottolineato come, durante il corso del lavoro di tesi, non sia stato possibile ricevere dal gestore ulteriori informazioni dettagliate che avrebbero portato ad una modellazione più realistica.

Capitolo 4

Modello ad elementi finiti

Come accennato nel capitolo precedente, in prima istanza si è scelto di modellare il corpo diga e lo sfioratore con degli elementi esaedrici ad 8 nodi, mentre per il terreno sono stati scelti elementi tetraedrici a 4 nodi, in grado di interpretare senza problemi la complessa conformazione del terreno. In seguito ad alcuni problemi sorti in seguito alle prime scelte effettuate durante le fasi iniziali della modellazione, si è scelto di operare un confronto critico tra le possibilità offerte dalla modellazione del corpo diga con elementi tetraedrici a 10 nodi piuttosto che con esaedri, confronto che si è poi risolto con la definitiva scelta degli elementi esaedrici.

Le diverse fasi di discretizzazione ad elementi finiti sono descritte nei paragrafi successivi.

4.1 Caratteristiche degli elementi impiegati per la discretizzazione

Gli elementi solidi che verranno introdotti ed utilizzati per la discretizzazione del modello solido del corpo diga sono tre: elementi esaedrici del prim'ordine a 8 nodi, ed elementi tetraedrici di primo (4 nodi) e secondo ordine (10 nodi).

Gli elementi esaedrici e tetraedrici presenti nella libreria di abaqus sono di tipo isoparametrico, i quali consentono di superare le difficoltà connesse con la discretizzazione di domini di geometria non regolare[20, 19]. Le funzioni di forma con cui si descrive sia la geometria reale dell'elemento sia il campo di spostamenti nell'elemento sono espresse in coordinate intrinseche (indicate da abaqus con la notazione g, h, r) dell'elemento genitore (master).

Per quanto riguarda la geometria, le posizioni di un generico punto \mathbf{x} dell'elemento può esprimersi in funzione delle coordinate dei suoi nodi secondo la seguente relazione, espressa in forma compatta:

$$\begin{Bmatrix} x(g, h, r) \\ y(g, h, r) \\ z(g, h, r) \end{Bmatrix} = \mathbf{N}(g, h, r) [\mathbf{X}_n \ \mathbf{Y}_n \ \mathbf{Z}_n]$$

dove \mathbf{N} rappresenta la matrice delle funzioni di forma e $\mathbf{X}_n, \mathbf{Y}_n$ e \mathbf{Z}_n indicano le coordinate nodali.

Il termine isoparametrico indica che la trasformazione geometrica e il modello di spostamento sono controllati con lo stesso numero di parametri e con le stesse funzioni di forma.

Gli elementi isoparametrici esaedrici del prim'ordine (interpolazione lineare) sono i cosiddetti elementi "constant strain", ossia elementi in grado, grazie alla loro forma isoparametrica di fornire una risposta non necessariamente del tipo "constant strain", ma sicuramente meno accurata rispetto a quella fornita

ta dagli elementi del secondo ordine (interpolazione quadratica). Tali elementi infatti sono in grado di rappresentare adeguatamente tutti i possibili campi di sforzo lineare. La scelta del tipo di elemento va compiuta dal progettista una volta determinato l'approccio più opportuno secondo il quale affrontare il problema[19].

L'interpolazione degli elementi "brick" è definita in funzione del valore assunto dalle coordinate isoparametriche g, h, r mostrate in figura x. Il valore assunto da questi parametri può variare da -1 a +1 all'interno dell'elemento stesso. La funzione approssimante per l'elemento esaedrico del prim'ordine è la seguente (u può indicare ad esempio una delle tre componenti di spostamento):

$$\begin{aligned}
 u &= \frac{1}{8}(1-g)(1-h)(1-r)u_1 + \frac{1}{8}(1+g)(1-h)(1-r)u_2 \\
 &+ \frac{1}{8}(1+g)(1+h)(1-r)u_3 + \frac{1}{8}(1-g)(1+h)(1-r)u_4 \\
 &+ \frac{1}{8}(1-g)(1-h)(1+r)u_5 + \frac{1}{8}(1+g)(1-h)(1+r)u_6 \\
 &+ \frac{1}{8}(1+g)(1+h)(1+r)u_7 + \frac{1}{8}(1-g)(1+h)(1+r)u_8
 \end{aligned}$$

Il software abaqus prevede due modalità di integrazione per gli elementi isoparametrici, ossia "full" e "reduced" integration.

La funzione di interpolazione per gli elementi esaedrici ad 8 nodi può essere riscritta nella seguente maniera:

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}^I(g, h, r) \mathbf{u}^I$$

con le funzioni di forma che possono essere espresse così:

$$N^I(g, h, r) = \frac{1}{8}\Sigma^I + \frac{1}{4}g\Lambda_1^I + \frac{1}{4}gh\Lambda_2^I + \frac{1}{4}r\Lambda_3^I + \frac{1}{2}hr\Gamma_1^I + \frac{1}{2}gr\Gamma_2^I + \frac{1}{2}gh\Gamma_3^I + \frac{1}{2}ghr\Gamma_4^I$$

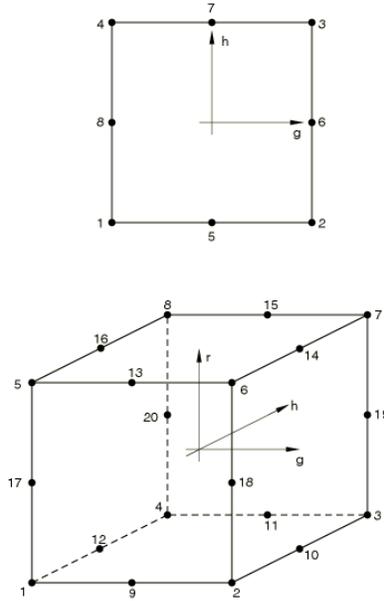


Figura 4.1: Elementi isoparametrici “master”

dove

$$\Sigma^I = [+1, +1, +1, +1, +1, +1, +1, +1,]$$

$$\Lambda_1^I = [-1, +1, +1, -1, -1, +1, +1, -1]$$

$$\Lambda_2^I = [-1, -1, +1, +1, -1, -1, +1, +1]$$

$$\Lambda_3^I = [-1, -1, -1, -1, +1, +1, +1, +1]$$

$$\Gamma_1^I = [+1, +1, -1, -1, -1, -1, +1, +1]$$

$$\Gamma_2^I = [+1, -1, -1, +1, -1, +1, +1, -1]$$

$$\Gamma_3^I = [+1, -1, +1, -1, +1, -1, +1, -1]$$

$$\Gamma_4^I = [-1, +1, -1, +1, +1, -1, +1, -1]$$

e l'indice I indica il nodo dell'elemento.

Per quanto riguarda invece gli elementi tetraedrici, l'interpolazione è definita in funzione del valore assunto dalle coordinate isoparametriche g, h, r mostrate in figura x. Il valore assunto da questi parametri può variare da 0 ad 1 all'interno dell'elemento stesso, purchè sia rispettata la limitazione $g + h + r \leq 1$. La funzione interpolante per l'elemento tetraedrico del prim'ordine è la seguente:

$$u = (1 - g - h - r) u_1 + g \cdot u_2 + h \cdot u_3 + r \cdot u_4$$

mentre per l'elemento tetraedrico del secondo ordine è valida la seguente relazione:

$$u = (2(1 - g - h - r) - 1)(1 - g - h - r) u_1 + (2g - 1)g \cdot u_2 + (2h - 1)h \cdot u_3 + (2r - 1)r \cdot u_4 + 4(1 - g - h - r)g \cdot u_5 + 4gh \cdot u_6 + 4(1 - g - h - r)h \cdot u_7 + 4(1 - g - h - r)r \cdot u_8 + 4gr \cdot u_9 + 4hr \cdot u_{10}$$

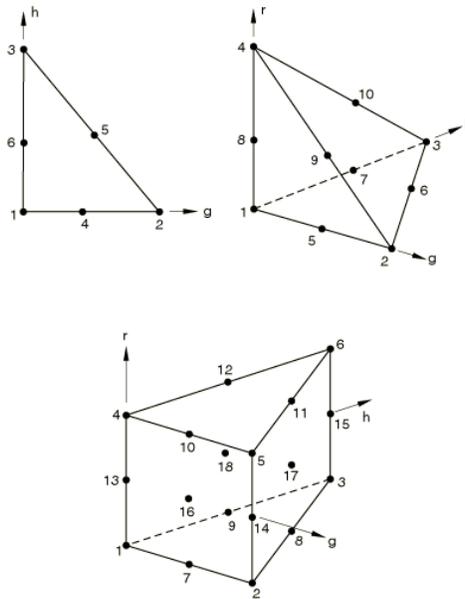


Figura 4.2: Elementi isoparametrici "master"

Gli elementi tetraedrici del prim'ordine sono elementi "constant strain", e sfruttano un solo punto d'integrazione per il calcolo di sforzi e spostamenti. L'elemento del secondo ordine invece, per definire la propria matrice di rigidezza sfrutta 4 punti di integrazione, offrendo in questa maniera una approssimazione più efficace.

Anche per questo tipo di elementi il software abaqus prevede due modalità di integrazione per gli elementi isoparametrici, ossia "full" e "reduced" integration.

4.2 Discretizzazione con elementi esaedrici

4.2.1 Corpo diga

Per la discretizzazione del corpo diga con elementi esaedrici si è dovuto ricorrere in via preliminare ad una scomposizione del volume in più sottovolumi, propedeutici ad una adeguata discretizzazione del volume e agli aspetti relativi alla staged construction, aspetto peculiare che verrà esposto in maniera più approfondita in seguito.

Nella figura 4.3 viene mostrata una visione d'insieme della diga, nella quale le varie parti (cells) che la compongono sono colorate in maniera diversa a seconda del proprio grado di "meshabilità". Le parti colorate in giallo indicano partizioni che possono essere discretizzate mediante la "sweep technique", avendo il software riconosciuto negli elementi stessi un solido frutto di estrusione. Per meshare questo tipo di elementi, abaqus crea in primo luogo una mesh bidimensionale su un lato dell'elemento, detto "source side"; in seguito i nodi e gli elementi vengono copiati lungo l'elemento fino al lato opposto, detto "target side", seguendo un percorso detto "sweep path", tipicamente costituito dai lati e dagli spigoli che compongono l'elemento.

Le parti colorate in verde rappresentano invece elementi che possono essere

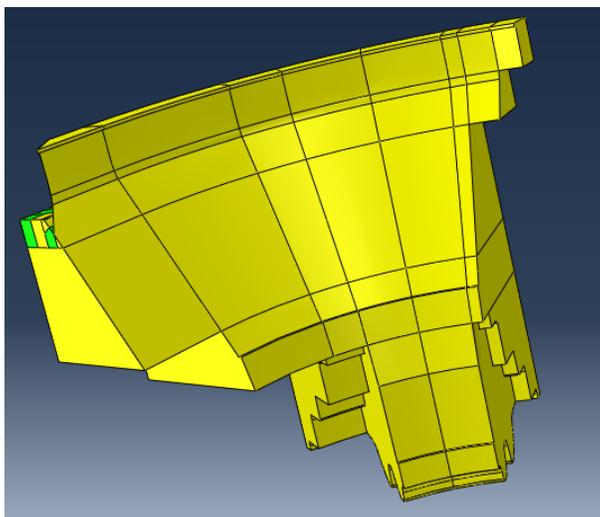


Figura 4.3: Insieme delle diverse parti nelle quali è stato suddiviso il corpo diga

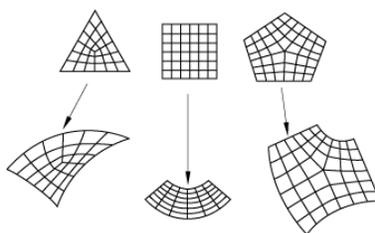


Figura 4.4: Principio della “structured meshing”

meshati con la tecnica “structured” (Fig. 4.4), che consente di meshare elementi dalla forma generalmente regolare adattando ad essi delle semplici mesh predefinite, ad esempio per facce dalla forma triangolare o quadrata.

Nella figura 4.5 viene mostrato un dettaglio della ripartizione effettuata in prossimità della parte della diga confinante con lo sfioratore;

Si nota in questa porzione del corpo diga la coesistenza di partizioni alle quali sono state assegnate automaticamente dal programma diverse tecniche di meshatura, dovute alla particolare geometria irregolare che caratterizza l'interfaccia tra la diga e lo sfioratore. Effettuando la meshatura di questi sottovolumi

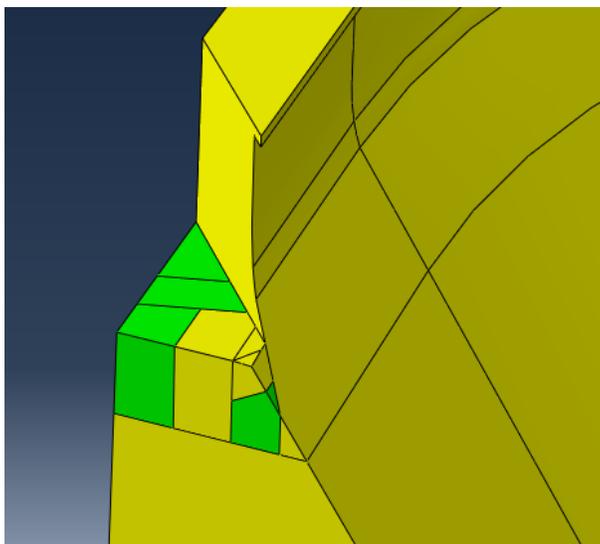


Figura 4.5: Dettaglio interfaccia diga-sfiatore

in modo indipendente, può accadere (come è avvenuto nel caso in esame) di creare discretizzazioni incompatibili sulle superfici di interfaccia tra i suddetti sottovolumi, ossia facce che, sebbene abbiano la stessa forma, sono caratterizzate da mesh differenti. Le due discretizzazioni si possono legare tra di loro imponendo opportuni vincoli interni (“tie constraints”) tra i nodi contigui appartenenti a due superfici affacciate (operazione svolta automaticamente dal software). Il problema si può arginare e possibilmente risolvere partizionando in maniera opportuna la parte coinvolta; nel caso in esame, dopo diversi tentativi, si è riuscito a circoscrivere il problema in una zona limitata della diga, nella sezione di interfaccia tra il “concio” dal quale è stato sottratto il volume pertinente allo sfiatore, ed il resto della diga.

Per la generazione della mesh, dopo una serie di considerazioni dovute alle dimensioni del corpo diga, la presenza di dettagli dalle dimensioni relativamente piccole, ed infine l’evidente irregolarità della superficie della diga in corrispondenza delle sezioni centrali, si è scelto di disporre un “seed” sui lati caratterizzato

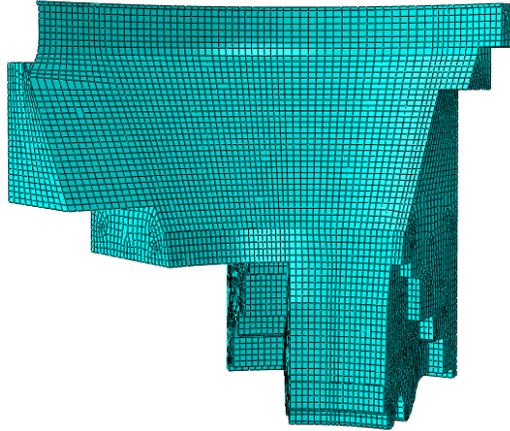


Figura 4.6: Mesh del corpo diga, vista da valle

dalla distanza media tra un nodo e l'altro pari ad 1 m.

Questo ha portato infine alla creazione di una mesh composta da 48738 elementi esaedrici C3D8R e 54715 nodi; si può ritenere che tale mesh realizzi un buon compromesso tra l'esigenza di una modellazione sufficientemente accurata e quella di contenere l'onere computazionale dell'analisi.

4.2.2 Discretizzazione dello sfioratore

Lo sfioratore è stato diviso preventivamente in due differenti parti, meshate separatamente, ossia il ponticello (raccordo) ed il canale sfioratore stesso.

La meshatura di queste due parti con elementi esaedrici è stata eseguita senza difficoltà di sorta.

Per quanto concerne il ponticello, non c'è stato bisogno di effettuare alcuna partizione ulteriore, e l'elemento è stato marchiato dal software con il colore giallo, ossia meshabile con la sweep technique.

Per discretizzare lo sfioratore, è stato necessario partizionarlo secondo ognuno dei tratti nel quale cambia direzione; come si vede dalla figura () la maggior parte dell'elemento è stato individuato come meshabile attraverso la sweep

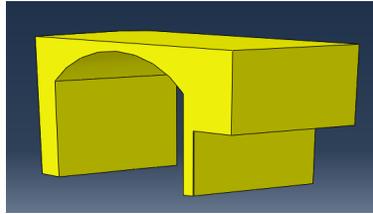


Figura 4.7: Ponticello di raccordo

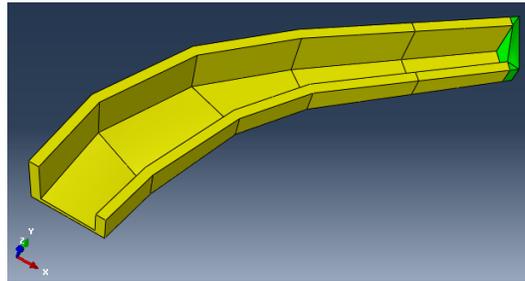


Figura 4.8: Sfiatore

technique, mentre la parte iniziale dello sfioratore, è stata riconosciuta come meshabile tramite la “structured technique”. La presenza di elementi di diversa natura non ha tuttavia portato alla formazione di interfacce irregolari come nel caso della diga.

In figura 4.9 è viene riportata l’immagine della discretizzazione compiuta sul canale sfioratore, il quale è composto da 3935 elementi C3D8R e 2268 nodi.

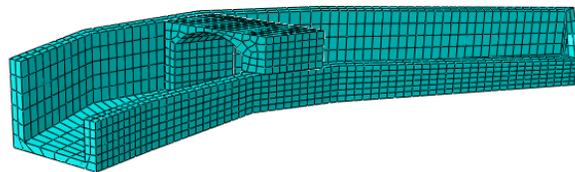


Figura 4.9: Mesh dello sfioratore

4.2.3 Discretizzazione del terreno

Per la discretizzazione del terreno, si è scelto di utilizzare gli elementi tetraedrici a 4 nodi, funzionali dal momento che riescono a discretizzare adeguatamente una superficie irregolare e frastagliata come quella in oggetto, soprattutto nella porzione di interfaccia tra diga e terreno.

Nel caso del terreno, questo è stato riconosciuto dal software come una parte nella quale si poteva applicare la meshatura secondo la tecnica del free meshing, ossia una mesh formata senza l'utilizzo di pattern prestabiliti, a differenza della structured mesh; questa tecnica offre più flessibilità, consentendo di discretizzare regioni la cui topologia può essere molto complessa.

Data la grande dimensione del terreno, si è proceduto con la creazione di una mesh che non fosse eccessivamente pesante, e che garantisse un'adeguata discretizzazione nell'intorno dell'interfaccia tra diga e terreno. Si è scelto un "seed" di base per il quale la distanza media tra un nodo e l'altro fosse di 1 m, e poi si è diradato manualmente il seed nelle parti estreme della superficie, giungendo ad una mesh finale costituita da 156093 elementi tetraedrici C3D4 e 297950 nodi, valori che rappresentano un buon compromesso.

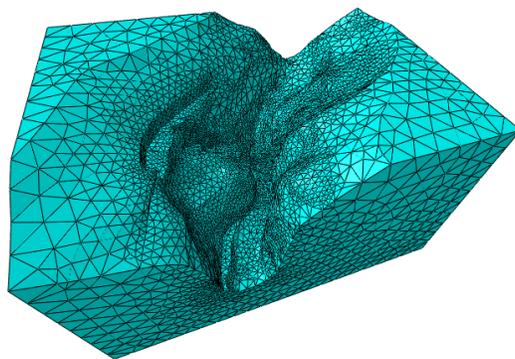


Figura 4.10: Mesh del terreno

4.2.4 Assemblaggio

Le quattro diverse parti che compongono il modello sono state importate separatamente; si è dunque proceduto al corretto posizionamento reciproco degli elementi, i quali sono stati vincolati tra di loro utilizzando dei “tie constraint”, i quali realizzano una “saldatura” tra le superfici coinvolte. Con un vincolo del genere è come se fossero incollate: anche se i nodi e gli elementi delle due superfici non coincidono gli spostamenti relativi tra queste due superfici sono, in media, nulli (media pesata) in modo da non permettere compenetrazioni o lacerazioni.

Sono state dunque individuate per il modello 5 interfacce ossia diga-sfioratore, diga-raccordo, diga-terreno, terreno-diga e terreno-sfioratore; per ognuna di queste interfacce sono state create due superfici, una per ognuno degli elementi coinvolti. Le superfici sono state generate unendo diverse facce dove possibile, altrimenti sono state generate unendo le facce dei singoli elementi coinvolti nel contatto.

Rimane solo da vincolare l'insieme costituito da terreno, diga e sfioratore allo spazio; si è creato quindi un incastro alla base del terreno, costituendo un set di nodi, i quali sono strettamente vincolati in termini di spostamenti e direzioni nelle tre direzioni dello spazio.

Una volta effettuata questa operazione, il modello si può dire concluso; infatti di seguito bisognerà soltanto impostare i carichi e le varie combinazioni per poi procedere all'analisi strutturale.

Nelle figure 4.11 e 4.12 sono mostrate delle viste da valle e da monte dell'assemblaggio complessivo del sistema.

Il modello complessivo conta 88442 nodi e 207099 elementi, di cui 156093 tetraedrici di tipo C3D4 e 51006 esaedrici di tipo C3D8R.

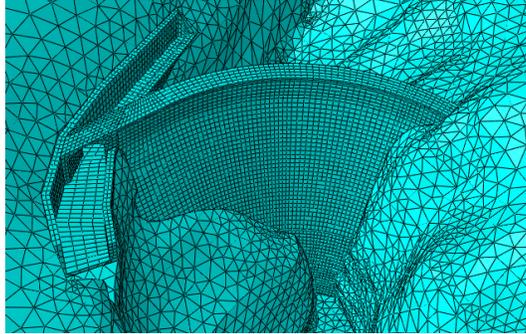


Figura 4.11: Assemblaggio del sistema, vista da valle

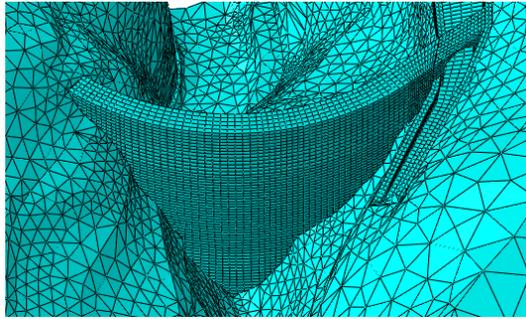


Figura 4.12: Assemblaggio del sistema, vista da monte

4.3 Discretizzazione con elementi tetraedrici

Dopo aver discretizzato la diga con elementi esaedrici ed il terreno con elementi tetraedrici a 4 nodi, si è proceduto ad effettuare una nuova discretizzazione, diversa dalla precedente, e caratterizzata nella sua totalità da elementi tetraedrici. In particolare si è scelto di discretizzare l'intero corpo diga, considerando dunque un unico solido costituito da diga e sfioratore, con elementi tetraedrici a 10 nodi.

Analogamente al terreno nel caso precedente, l'insieme del corpo diga è stato individuato come un unico elemento, nel quale non era necessario effettuare alcuna partizione, sul quale poteva essere applicata la free meshing technique.

Un punto a sfavore della mesh a tetraedri rispetto a quella con elementi

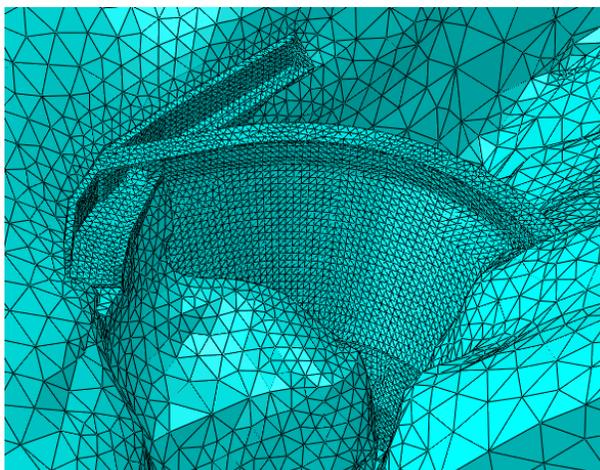


Figura 4.13: Mesh a tetraedri dell'intero sistema

esaedrici è il numero di elementi necessario per discretizzare lo stesso volume a parità di seed; considerando che in un esaedro sono contenuti 8 tetraedri, si ha dunque un notevole aumento di elementi e nodi rispetto alla soluzione esaedrica, con un notevole svantaggio in termini di costo computazionale; si è giunti infine ad una soluzione di compromesso, utilizzando lo stesso seed e concedendo alla mesh di generare elementi più grossi nelle zone interne di ogni singola partizione, ottenendo una mesh costituita da 102100 elementi e 153379 nodi.

Per ovviare all'aumento del costo computazionale relativo alla scelta di elementi tetraedrici, è stato scelto di adottare una mesh ancora più rada per il terreno, utilizzando un seed di base pari a 2 m, edaggiustando manualmente il seed in corrispondenza dei lati e degli estremi del terreno in maniera più rada rispetto alla precedente discretizzazione. Si ottiene infine una mesh del terreno costituita da 41149 elementi tetraedrici a 4 nodi e 10023 nodi, con una notevole diminuzione nei confronti della mesh adottata per il terreno nel caso della diga discretizzata con esaedri.

La combinazione dei due elementi costituisce un modello, per costo compu-

tazionale previsto, confrontabile con quello della diga ad esaedri

4.4 Il confronto tra i due modelli

Per confrontare i due modelli, e determinare quale dei due sarà il modello definitivo che verrà sfruttato per le analisi strutturali, entrambi sono stati sottoposti ad un'analisi semplificata, nella quale il solo carico presente è il peso proprio della diga. Sono stati settati per ognuno dei due materiali costituenti il modello, ossia calcestruzzo per la diga, e terreno per l'ammasso roccioso, dei valori indicativi, uguali per tutti e due i modelli, ai quali è stato applicato il solo carico gravitazionale nei confronti del corpo diga.

Lo scopo del confronto è quello di valutare le risposte dei due modelli, per mettere in evidenza le eventuali criticità dovute alla scelta di un elemento piuttosto che dell'altro.

I due modelli sono stati valutati sulla base della loro risposta nei confronti di diversi aspetti come la presenza di concentrazioni di sforzo, il comportamento all'interfaccia tra un "concio" e l'altro, e la risposta del terreno.

In generale la risposta della mesh a esaedri si è rivelata più soddisfacente rispetto a quella della mesh a tetraedri.

Di seguito vengono elencati gli aspetti salienti del confronto:

- nel caso della discretizzazione a tetraedri le concentrazioni di sforzo (presenti in tutte e due le discretizzazioni, e situate più o meno negli stessi punti) siano più grosse, e raggiungono valori più elevati (in valore assoluto)
- la mesh a tetraedri, a differenza di quella ad esaedri, presenta delle concentrazioni di sforzo situate in prossimità della zona di contatto tra le diverse parti della staged construction, in prossimità del contatto roccia-terreno

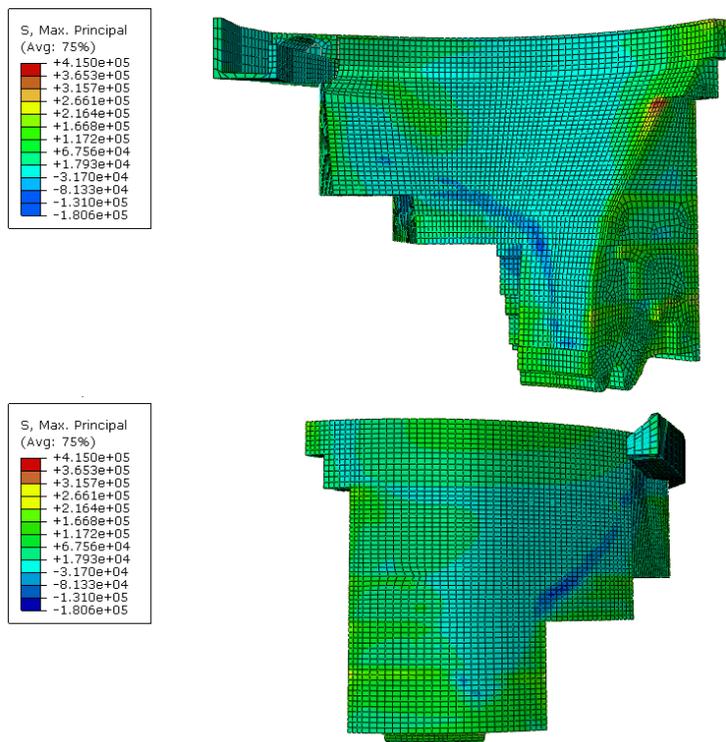


Figura 4.14: Sforzi massimi principali, mesh ad esaedri

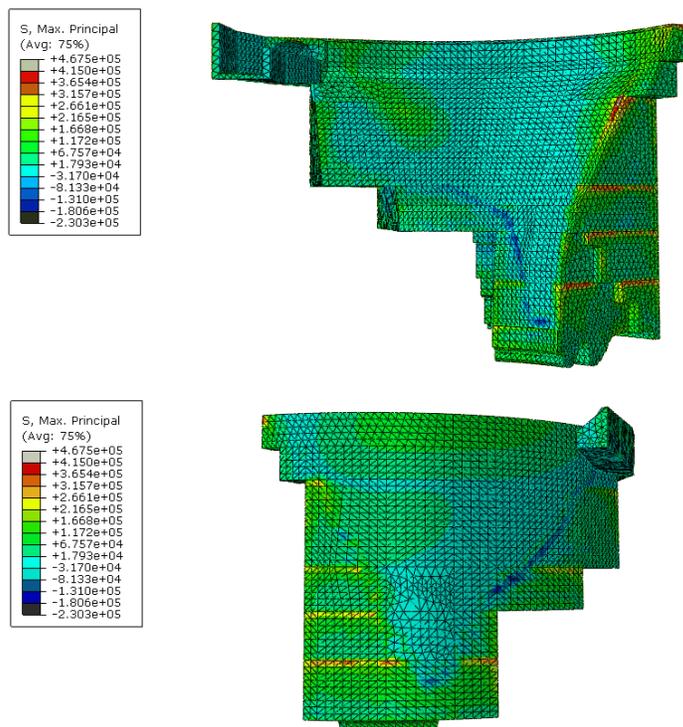


Figura 4.15: Sforzi massimi principali, mesh a tetraedri

- la mesh a tetraedri non ha presentato particolari vantaggi relativamente alla risposta del modello in prossimità della zona relativa allo sfioratore; si presumeva che la presenza di diverse parti collegate tra loro mediante superfici di contatto del tipo “tie” nella mesh ad esaedri avesse portato alla presenza di qualche imprecisione o concentrazione di sforzo rispetto alla mesh a tetraedri, che si presentava con il vantaggio di avere il corpo diga costituito da un unica parte.
- la risposta del terreno si è rivelata più o meno la stessa per entrambe le discretizzazioni, a meno di poche concentrazioni di sforzo localizzate nel terreno relativo alla mesh ad esaedri; va ricordato che per entrambe le discretizzazioni il terreno è stato modellato con degli elementi tetraedrici a 4 nodi, con l’unica differenza di una mesh generalmente più rada nel caso della diga modellata con elementi tetraedrici a 10 nodi, accorgimento reso necessario per diminuire il costo computazionale (che dipende dal numero dei nodi).

Sulla base di queste considerazioni è stato scelto di proseguire le analisi con la discretizzazione ad esaedri, che è stata giudicata nel complesso più affidabile.

4.5 Il modello definitivo

Una volta scelto il modello secondo il quale il corpo diga viene discretizzato con elementi esaedrici, sono state svolte una serie di analisi (staged construction semplificati, carico idrostatico, sisma), con valori indicativi delle caratteristiche meccaniche, per valutare la risposta del modello, determinare se le ipotesi alla base del modello siano più o meno restrittive, valutare quanto il modello si avvicini alla realtà, e per determinare se, soprattutto in vista dell’analisi sismica, sia possibile rimanere in campo lineare.

Queste analisi hanno mostrato che il modello è più rigido di quanto si sia potuto immaginare, dal momento che gli spostamenti rilevati al coronamento sono dell'ordine dei millimetri invece che dell'ordine dei centimetri come avviene in altre dighe ad arco-gravità aventi però un maggiore sviluppo longitudinale.

Si è deciso pertanto di alleggerire il vincolo alla base della diga, eliminando il contatto tie tra terreno e diga per quanto riguarda le superfici pertinenti ai due paramenti (monte e valle).

Così facendo si è deliberatamente scelto di ammettere compenetrazioni tra la superficie della diga e il volume del terreno in corrispondenza dei paramenti; le compenetrazioni sono risultate di entità piccolissima, e gli spostamenti sono generalmente aumentati, anche se rimangono minori rispetto, ad esempio, agli spostamenti registrati.

Si è inoltre scelto di considerare il carico idrostatico agente su tutta la superficie del paramento di monte piuttosto che soltanto in quella porzione del paramento di monte che affiora dalla superficie del terreno; questa ipotesi è ulteriormente avvalorata dal fatto che non si ha la perfetta conoscenza dell'andamento preciso della linea di contatto diga-terreno relativamente al paramento di monte.

Capitolo 5

Analisi statiche

Lo scopo delle analisi strutturali statiche svolte in questo capitolo è quello di simulare il comportamento della diga nella situazione di invaso vuoto, ed in quella più gravosa di massimo invaso, in accordo con i casi di carico previsti dalla normativa vigente, il Decreto Ministeriale 24 Marzo 1982, d'ora in poi DM82.

Le analisi sono state condotte sotto l'ipotesi di piccoli spostamenti e di comportamento elastico lineare isotropo sia del calcestruzzo che della roccia di fondazione.

5.1 Proprietà meccaniche dei materiali

Il legame elastico lineare prevede che il comportamento del materiale sia descritto da due parametri: il modulo di elasticità E ed il coefficiente di Poisson ν .

Le informazioni relative al valore assunto dai due parametri relativamente ai materiali costituenti il modello della diga del Fusino provengono dalle campagne di prove di laboratorio eseguite su campioni dei materiali negli anni passati.

Modulo elastico E	15,00 GPa
Coeff. di Poisson ν	0,2

Tabella 5.1: Caratteristiche meccaniche del terreno impiegate nell’analisi

Modulo elastico E	29,65 GPa
Coeff. di Poisson ν	0,15
Peso volumico ρ	2321 kg/mc

Tabella 5.2: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegate nell’analisi

Relativamente al terreno sono stati assunti i valori delle caratteristiche meccaniche determinati in seguito ai test eseguiti dall’ISMES nel 1989.

Il terreno è stato considerato senza massa, dal momento che si ritiene trascurabile il cedimento del terreno sotto l’applicazione del suo stesso peso proprio; inoltre non è stato considerato lo stato geostatico preesistente.

Per quanto concerne invece le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, nonostante siano a disposizione diversi dati provenienti da diverse campagne d’indagine, sono stati assunti quelli provenienti dalla campagna d’indagine più recenti, ossia quelli ottenuti da RSE nell’anno 2010.

5.2 Peso proprio e modalità di applicazione

In questa sezione verrà esposto il procedimento di analisi passo-passo di processi costruttivi a stadi (“stage construction analysis”) mediante il quale è stato applicato il peso proprio al corpo diga. La “staged construction” costituisce infatti un aspetto peculiare dell’analisi strutturale compiuta sul modello ad elementi finiti della diga del Fusino.

5.2.1 Staged Construction

Questa metodologia di analisi consente di modellare passo-passo le varie fasi di realizzazione di una struttura tenendo conto dei cambiamenti fisico-geometrici

del sistema in studio che intervengono durante il processo costruttivo, della sequenza di applicazione dei carichi ed eventualmente anche della evoluzione nel tempo del comportamento meccanico dei materiali.

Molti degli odierni programmi di calcolo per elementi finiti dispongono dell'opzione "staged construction analysis" che consente di descrivere in un unico file di input la sequenza delle varie fasi che si vogliono considerare e di ottenere in output l'evoluzione della risposta della struttura.

Esempi di situazioni in cui è importante effettuare analisi di questo tipo sono ad esempio i ponti costruiti con la tecnica dei conci in avanzamento, la costruzione di rilevati in terra e la realizzazione di gallerie.

Anche le grandi dighe ad arco, in calcestruzzo, rappresentano una categoria di strutture per la quale è importante tener conto del processo costruttivo e gli effetti da esso indotti nell'opera utilizzando la "stage construction analysis". La modalità e la sequenza temporale con cui vengono realizzate le varie porzioni dei monoliti verticali che compongono l'opera e con cui vengono sigillati i giunti incidono sul regime di sforzi e deformazioni che nascono nella diga durante la costruzione.

5.2.2 Formulazione della "staged construction analysis"

Per illustrare la problematica si faccia riferimento ad una struttura costruita in soli due stadi (Fig. 5.1), in cui il vincolo è costituito da una condizione di incastro lungo il bordo evidenziato.

Si ipotizzi di analizzare, ad esempio con il metodo degli elementi finiti, l'intera struttura sotto l'azione del solo peso proprio applicato all'intero modello (metodo (a)). La forza di gravità agisce nel solido (dando luogo a un certo regime di sforzi) in relazione alla rigidità dell'intera struttura.

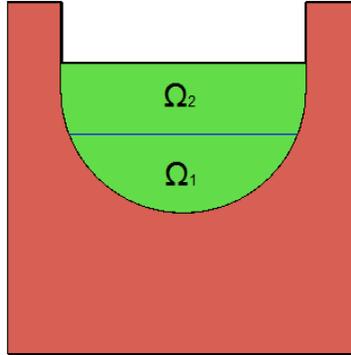


Figura 5.1: Struttura costruita in due stadi

Si confronti la procedura appena descritta con quella alternativa della “staged construction”, detto metodo (b), descritto qui di seguito.

Si consideri dapprima la presenza della sola zona Ω_1 , con le sue caratteristiche di rigidezza e la sua condizione di vincolo, e si faccia agire il peso proprio relativo a questa zona.

Si indichi con “fase 1” questa fase di calcolo. Verranno a generarsi sforzi σ^1 in Ω_1 (indicati come $\sigma_{\Omega_1}^1$, con l’apice che indica il numero progressivo della fase di calcolo considerata).

Successivamente si consideri l’intero solido, facendo riferimento al volume $\Omega_1 + \Omega_2$, con le sue caratteristiche di rigidezza e le sue condizioni di vincolo; si applichi il peso proprio alla sola zona Ω_2 . Si indichi questa fase di analisi come “fase 2”; essa genererà σ^2 in Ω_2 ($\sigma_{\Omega_2}^2$) e sforzi σ^2 in Ω_1 ($\sigma_{\Omega_1}^2$).

Quindi, sovrapponendo gli effetti in termini degli sforzi associati alle suddette due fasi, si ottengono come risultati:

- sforzi $\sigma_{\Omega_1}^1 + \sigma_{\Omega_1}^2$ nella zona Ω_1
- sforzi $\sigma_{\Omega_2}^2$ nella zona Ω_2

Tali sforzi corrispondono all’applicazione del peso proprio di tutta la struttura. Essi rappresentano una distribuzione di sforzo, diversa da quella ricavata

mediante il metodo (a), che tiene conto della sequenza delle fasi costruttive che in questo esempio semplificato sono solo 2. Gli effetti indotti dal peso proprio risentono delle diverse rigidzze strutturali presenti nelle due fasi, ed è questo che differenzia quest'ultima modalità di analisi dal metodo (a).

Si noti che questo procedimento di “staged construction analysis” così come descritto non richiede di operare per la fase 2 facendo riferimento alla configurazione deformata ottenuta in fase 1: essa può essere condotta facendo riferimento alla configurazione indeformata in entrambe le fasi. Se si sovrapponevano gli effetti delle due fasi in termini di spostamenti, si avrebbe un campo di spostamento discontinuo in corrispondenza della superficie di separazione tra Ω_1 ed Ω_2 . Ma nel contesto in esame (diga in costruzione) la valutazione degli spostamenti nell'opera non riveste particolare interesse. Quindi il metodo (b) ha come unico scopo la valutazione di un campo di sforzi più realistico di quello fornito dal metodo (a), pur sfruttando analisi sempre svolte in campo elastico.

Un esempio di diga ad arco in calcestruzzo per la quale è stato particolarmente importante applicare i metodi della “staged construction analysis” è la Tezeke Dam (Fig 5.2), in Etiopia, costruita negli anni dal 2005 al 2009. Questa diga, finalizzata alla produzione di energia, con i suoi 188 m di altezza è attualmente la diga più alta del continente africano (la seconda è la Katse Arch Dam in Lesotho, alta 185 m). già in fase di progetto era stato previsto di procedere al parziale riempimento del bacino prima che la costruzione della diga fosse ultimata in altezza. In effetti nel maggio del 2007, cioè quasi due anni prima del completamento dell'opera, la centrale idroelettrica della diga ha iniziato a produrre energia, con un evidente cospicuo vantaggio economico. Le analisi e le verifiche strutturali hanno naturalmente tenuto conto, mediante il metodo della “staged construction analysis” della particolare modalità con cui l'opera è stata costruita e assoggettata ai carichi.



Figura 5.2: Tezeke Arch Dam in costruzione

Operativamente esistono diverse modalità con le quali può essere schematizzata la “staged construction” all’interno dei diversi codici di calcolo ad elementi finiti disponibili. La scelta della metodologia dipende dalle ipotesi assunte riguardo al comportamento del materiale, dalla geometria e da particolari condizioni di vincolo (es. giunti interni ad attrito) che possono essere presenti all’interno della struttura stessa.

5.2.3 Il caso della diga del Fusino

Nell’analisi strutturale effettuata sul modello tridimensionale della diga del Fusino il peso proprio è stato applicato mediante la simulazione della costruzione della diga a strati orizzontali. Il quadro di sforzi che nasce all’interno della diga secondo questa modalità di analisi è notevolmente diverso da quello erroneo che si otterrebbe da un’analisi condotta ipotizzando che la costruzione della diga avvenga in assenza di gravità e che il peso del calcestruzzo si attivi solo a costruzione ultimata. Questa differenza si nota soprattutto in corrispondenza dell’interfaccia diga-terreno, dove, applicando il carico secondo la modalità staged construction, non si riscontrano le eccessive trazioni che hanno luogo in

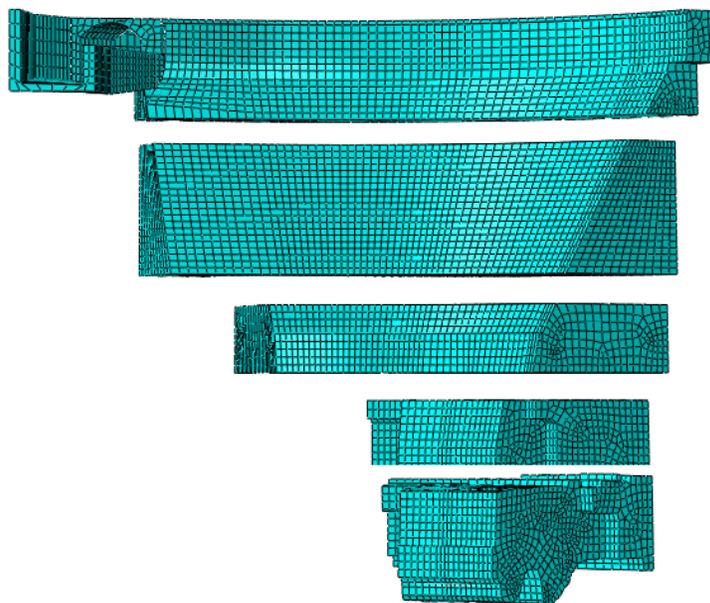


Figura 5.3: Strati orizzontali nei quali è stato suddiviso il corpo diga

corrispondenza del contatto diga-terreno in prossimità del coronamento; queste trazioni sorgono perchè, imponendo in un unico passo il carico gravitazionale, il corpo diga tende ad “appendersi” al terreno.

Nel caso della diga del Fusino si è proceduto preliminarmente definendo in abaqus un set di elementi per ciascuno dei 5 strati orizzontali nei quali è stato idealmente suddiviso il corpo diga (Fig 5.4).

Il codice consente la realizzazione della simulazione per fasi costruttive nella seguente maniera. Una volta costituito il modello ad elementi finiti dell'intero sistema diga-fondazione, si disattivano gli elementi appartenenti al corpo diga. Successivamente si procede con la prima fase di carico, definendo uno step nel quale vengono attivati gli elementi finiti appartenenti al primo strato orizzontale, così da costituire la fascia più bassa del corpo diga per la quale applicare il peso proprio. Al termine dello step il codice calcola gli sforzi presenti nel solo

primo strato della diga finora considerato. Si definisce poi lo step successivo, nel quale vengono attivati gli elementi che costituiscono il secondo strato orizzontale della diga. L'analisi relativa al secondo step calcola sia gli sforzi che nascono nel secondo strato sia quelli che vengono indotti nello strato sottostante e nel terreno. Questi ultimi sforzi si sommano a quelli preesistenti calcolati nello step precedente. Operando in questa maniera per step successivi si arriva al quinto e ultimo strato, completando così la simulazione del processo costruttivo dell'intera diga. Come già sottolineato in precedenza, l'analisi svolta secondo questa modalità non consente di valutare in maniera appropriata i campi di spostamento e di deformazione all'interno del corpo diga.

Il campo di sforzi dovuto al peso proprio che emerge da questa analisi viene poi utilizzato come stato di sforzo iniziale per le analisi successive (idrostatiche, termiche e sismiche).

L'operazione di importazione di un campo di sforzi risultante da un'analisi già svolta come stato di sforzo iniziale è una procedura che non viene svolta in automatico dal codice ABAQUS. Operativamente si procede estraendo i valori degli sforzi finali nei punti di integrazione dall'ODB contenente i risultati dell'analisi da imporre come stato di sforzo precedente. Questi valori vengono poi salvati in un file *.dat grazie ad una subroutine che si interfaccia con ABAQUS\make. In seguito si utilizza una subroutine interfacciata con abaqus, denominata SIGINI. Il codice Fortran contenuto nella subroutine, richiamata da abaqus per ogni punto di integrazione consente di definire lo sforzo iniziale per ognuno dei punti di integrazione in esame; questa informazione viene letta dal file *.dat scritto in precedenza.

5.3 Carico idrostatico

Il peso dell'acqua per unità di volume utilizzato nel corso dell'analisi è pari a:

$$\gamma_w = 9,8066 \text{ kN/mc}$$

La quotà di massimo invaso è stata considerata pari a 1155,0 m s.l.m., così come indicato nel Foglio di Condizione.

Il carico è stato considerato agente su tutta la superficie del paramento di monte

5.4 Carichi non considerati

5.4.1 Spinta del ghiaccio

Non viene considerata la possibilità di un'azione spingente del ghiaccio poichè non si sono osservati durante l'esercizio spessori in grado di dare origini a spinte apprezzabili.

5.4.2 Ritiro

Le norme Tecniche vigenti prevedono di tenere conto dell'effetto del ritiro proprio e dell'esaurimento del calore di presa del calcestruzzo, equiparandolo ad un abbassamento uniforme di temperatura compreso tra i 5 e i 10 °C.

All'epoca del progetto non fu preso in considerazione l'effetto del ritiro, in quanto a giudizio del progettista i lunghi tempi di esecuzione, la presenza di grossi blocchi di granito ed il modesto sviluppo dell'opera ne avrebbero consentito lo sviluppo graduale, minimizzandone le conseguenze sulla struttura[23].

5.5 Risultati delle analisi statiche

La risposta statica del modello tridimensionale della diga del Fusino si può giudicare essenzialmente buona. Nelle figure dalla 5.4 alla 5.7 è possibile avere una panoramica dello stato di sforzo presente sul corpo diga in termini di sforzi

principali massimi. La normativa DM82 prevede che, sotto l'azione del peso proprio e del carico idrostatico, le tensioni massime principali a trazione non superino gli 800 kPa per il paramento di valle e per il paramento di monte a serbatoio vuoto; nel caso che il paramento di monte sia a contatto con l'acqua, quindi a serbatoio pieno la limitazione scende a 500 kPa[26].

Per quanto concerne il caso del serbatoio vuoto, si nota come, a meno di concentrazioni di sforzo localizzate dovute alla discretizzazione, le punte massime degli sforzi di trazione si hanno a monte, lungo il contatto diga terreno, ed in corrispondenza delle sezioni terminali del coronamento. In tutte e due le situazioni la presenza di queste punte di sforzi di trazione si può addebitare alla geometria ed alla particolare modellazione del contatto, schematizzato con un vincolo tie. La presenza delle trazioni corticali a monte non costituisce motivo di preoccupazione, dal momento che si tratta di un fenomeno localizzato.

Nel caso del serbatoio pieno, si hanno zone più o meno ampie in entrambi i paramenti dove si registra il superamento del limite tensionale imposto dalla normativa; lo stato tensionale della sezione maestra mostra l'estensione in senso trasversale di questi picchi di sforzi, che si può ritenere di piccola entità se paragonata alla dimensione della sezione. Nella figura il limite sulle trazioni è stato fissato a 500 kPa, in rispetto alla limitazione prevista per il paramenti di monte: ne consegue che l'estensione delle zone nel paramento di valle in cui le trazioni superano il limite di normativa di 800 kPa siano decisamente più limitate di quanto appaia dalla zona grigia in figura 5.7, nella quale è stato settato il limite di sforzo più restrittivo (500 kPa relativi al paramento di monte).

Gli sforzi di compressione raggiungono nella situazione più gravosa (serbatoio pieno) valori attorno agli 800 kPa, rimanendo dunque ben lontani dai limiti di resistenza a compressione del materiale calcestruzzo.

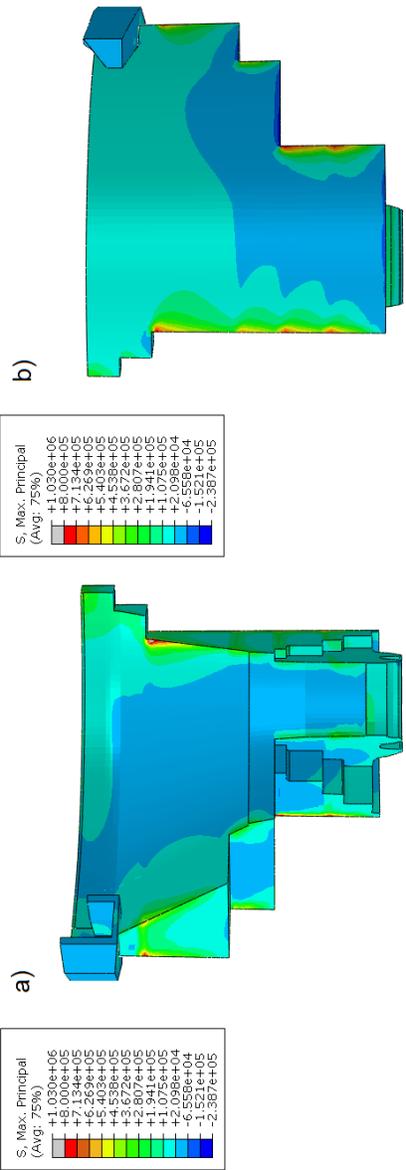


Figura 5.4: Stato di sforzo per la diga a serbatoio vuoto
 a) paramento di valle, b) paramento di monte

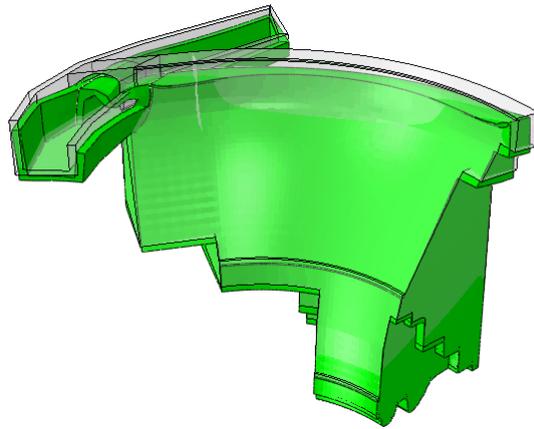


Figura 5.5: Deformata della diga sotto l'applicazione del solo peso proprio

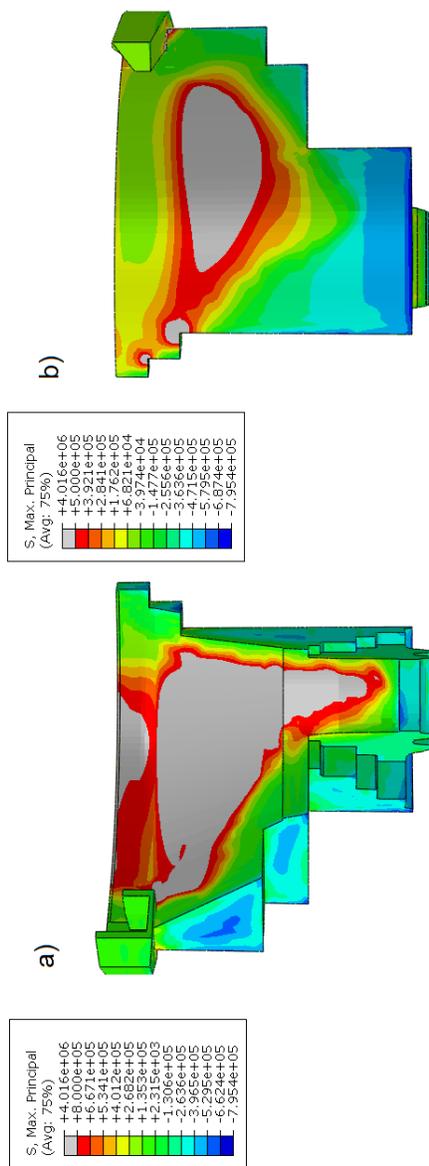


Figura 5.6: Stato di sforzo per la diga a serbatoio pieno
 a) paramento di valle, b) paramento di monte

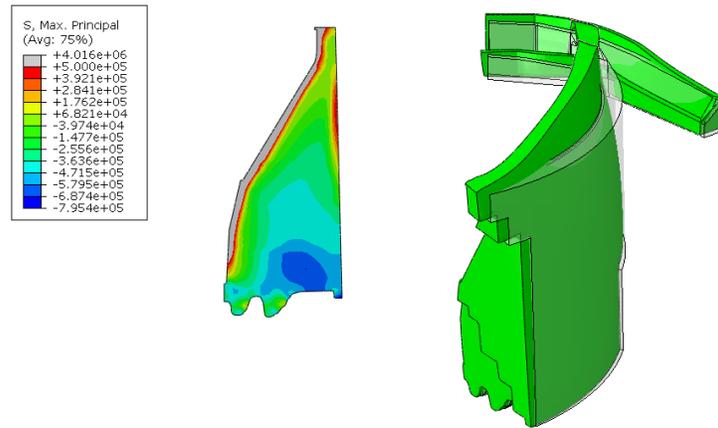


Figura 5.7: Stato di sforzo della sezione maestra e deformata a serbatoio pieno

Capitolo 6

Analisi termiche

In questo capitolo vengono esposti i risultati delle analisi termiche effettuate sul modello ad elementi finiti della diga del Fusino.

In primo luogo è stato compiuto un esame critico delle serie di dati disponibili relativamente alla diga del Fusino forniti da A2A. L'attenzione è stata posta principalmente sulla serie storica riguardante la temperatura, dal momento che l'altezza dell'invaso rimane pressochè costante per tutta la durata dell'anno. Si è scelto inoltre di compiere le verifiche ai sensi del DM82, valutando quindi l'influenza della temperatura esterna nei soli casi di serbatoio pieno e vuoto, senza l'intento di compiere un'analisi approfondita.

Sono state compiute dapprima delle analisi su un modello bi-dimensionale, con il duplice scopo di comprendere il fenomeno della diffusione di calore all'interno di una diga massiccia in calcestruzzo, e di cogliere indicazioni sulla strategia da adottare al momento dell'analisi sul modello tri-dimensionale.

L'obiettivo dell'analisi sul modello tridimensionale del sistema diga-fondazione è quello di valutare l'entità degli sforzi e delle deformazioni indotte dalla temperatura, ottenendo una risposta da mettere a confronto con i dati di monitoraggio.

6.1 Dati di temperatura e definizione del ciclo annuale tipico

I dati che verranno utilizzati per definire il problema termico in merito alla diga del Fusino sono il frutto del risultato dell'elaborazione dello storico di temperature della diga della Valgrosina effettuato dai tecnici dell'ISMES, che nel 1990 eseguirono la verifica strutturale della diga in rispetto della normativa allora vigente, il D.M. 1982.

I dati di partenza consistono in una semplice elaborazione dello storico di dati riguardante la temperatura dell'aria e la temperatura dell'acqua a 5 metri di profondità in un arco temporale pari a 6 anni, precisamente dal 1983 al 1989. In quegli anni non era installato alcun termometro sulla diga del Fusino; i dati su cui si sono basati i tecnici dell'ISMES sono quelli relativi alla diga della Valgrosina, la quale è situata solo qualche centinaio di metri a monte. Per questa ragione tali dati possono essere ritenuti sufficientemente rappresentativi anche per quanto riguarda la diga del Fusino[23].

L'andamento reale delle temperature medie giornaliere per l'aria e per l'acqua è stato approssimato dai tecnici dell'ISMES attraverso delle funzioni interpolanti sinusoidali, dalla seguente forma analitica:

$$T_e = A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t) + C \sin(2\omega t) + D \cos(2\omega t) + E$$

dove:

T_e è la temperatura

A, B, C, D, E rappresentano delle costanti di integrazione

$\omega = \frac{2\pi}{P}$ è la pulsazione, con P che rappresenta il periodo

t è il tempo, espresso nella stessa unità di misura del periodo P .

	$T_{max}[^{\circ}\text{C}]$	$T_{min}[^{\circ}\text{C}]$
Aria	+16	-2
Acqua	+9	+1,5

Tabella 6.1: Minimi e massimi delle funzioni interpolanti ISMES

Sono state formulate due funzioni, una per la temperatura dell'aria e uno per la temperatura dell'acqua, le quali sono rappresentate in figura 6.1. Da queste funzioni sono stati poi ricavati i minimi ed i massimi, corrispondenti rispettivamente al periodo invernale ed estivo, i quali si verificano pressochè nello stesso momento; tali dati sono riportati in tabella 6.1.

6.1.1 Dati termici assunti per le analisi

L'analisi termica richiede la definizione di un ciclo termico annuale tipico, al quale corrisponda un ciclo di deformazioni termiche che costituisca uno dei carichi che concorrono all'analisi elastica della diga.

Il ciclo termico è relativo al corpo diga, sul quale va eseguita un'analisi termica, in regime transitorio, sul dominio Ω del corpo diga, assumendo nota la storia di temperatura annuale lungo la frontiera Γ del dominio.

Come funzione interpolante è stata scelta una funzione di tipo sinusoidale, secondo la seguente relazione:

$$T(t) = T_{med} + A \sin(\omega(t + t_0))$$

dove:

T_{med} è la temperatura media del ciclo in esame

A rappresenta l'ampiezza

$\omega = \frac{2\pi}{P}$ è la pulsazione, con P che rappresenta il periodo

t è il tempo, espresso nella stessa unità di misura del periodo P (giorni).

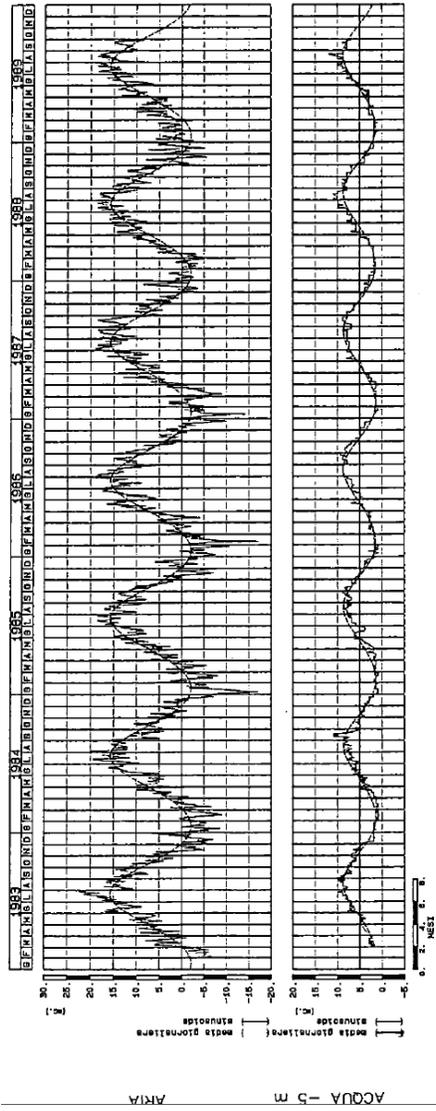


Figura 6.1: Temperature rilevate da ISMES

	Aria	Acqua
$T_{med} [^{\circ}\text{C}]$	7	5,25
$A [^{\circ}\text{C}]$	-9	-3,75
$\omega [1/\text{giorni}]$	$2\pi/365 = 0,01721$	
$t_0 [\text{giorni}]$	-70	

Tabella 6.2: Parametri per la definizione della curva $T(t)$

Per determinare i valori dei parametri che caratterizzano le funzioni sinusoidali che definiscono i cicli termici rispettivamente dell'aria e dell'acqua sono stati elaborati i dati provenienti dall'ISMES, definendo i seguenti parametri:

Le funzioni interpolanti assumono dunque le seguenti espressioni:

Per definire il ciclo di temperatura dell'aria si ha:

$$T_{aria}(t) = 7 - 9 \sin(2\pi(t - 70)/365)$$

mentre per definire il ciclo di temperatura annuale dell'acqua ad una profondità di 5 m si ha:

$$T_{acqua}(t) = 5,25 - 3,75 \sin(2\pi(t - 70)/365)$$

Si ricorda che l'unità di misura temporale è il giorno, mentre le temperature sono espresse in gradi centigradi.

Queste funzioni sono relative dunque alle porzioni dei paramenti esposte all'aria e a contatto con l'acqua, nel caso di serbatoio pieno, e sono definite per un periodo che va dal 1/1 al 31/12 di un anno tipico. I grafici degli andamenti di temperatura per l'aria e per l'acqua adottati come condizione al contorno sono mostrati in figura 6.2. Per quanto riguarda le porzioni del contorno Γ che si trovano a contatto con il terreno, in assenza di dati precisi riguardanti la temperatura del terreno in località della diga del Fusino (o adiacente), si è assunto che tali superfici siano esposte ad una temperatura $T_{terreno}$ costante per tutto il periodo dell'anno, e considerata pari a 4°C . Tale valore, così come l'ipotesi di

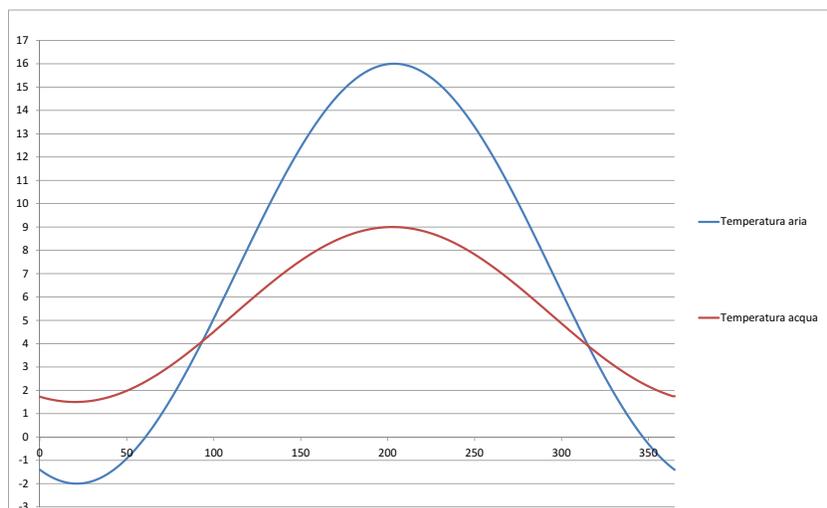


Figura 6.2: Andamento temperature assunto per l'analisi termica

temperatura del terreno costante lungo tutto l'arco dell'anno è stato determinato e giudicato come coerente sulla base di analisi svolte precedentemente su altre dighe situate in Valtellina[22].

Vista l'età della diga del Fusino, è lecito assumere che il processo di idratazione del calcestruzzo, nel quale si ha una generazione di calore sia abbondantemente terminato. Come infatti si può osservare dall'analisi di dati relativi ad altre dighe, come ad esempio quella di Cancano, è possibile considerare il fenomeno di smaltimento del calore di presa praticamente esaurito dopo un periodo di circa tre anni.

Sono dunque definite compiutamente le condizioni al contorno per il problema termico.

6.1.2 Il problema termico

Si ricorda di seguito l'equazione di trasmissione del calore (Fourier), assumendo che venga trasmesso per conduzione:

$$\nabla(k\nabla T) + Q = \rho c \dot{T}$$

dove:

k è la conduttività termica [J/ms°C]

c è il calore specifico [J/kg°C]

ρ è il peso specifico [kg/mc]

$T = T(x, y, z)$ è la temperatura [°C]

t è il tempo [s]

Q è il flusso di calore all'interno del dominio Ω [J/mc-s]

Questa equazione, sotto opportune ipotesi e condizioni al contorno, può essere risolta numericamente utilizzando un modello ad elementi finiti.

I parametri che verranno utilizzati nel corso delle analisi sono riportati in tabella 6.3.

Densità ρ	2321 kg/mc
Conduttività termica k	3 J/m s K
Calore specifico c	950 J/kg K

Tabella 6.3: Parametri termici assunti dal materiale calcestruzzo

Per quanto concerne la densità è stato assunto lo stesso valore utilizzato nelle analisi strutturali, mentre per quanto riguarda calore specifico e conduttività sono stati utilizzati, in mancanza di dati precisi riguardanti il calcestruzzo costituente la diga del Fusino, i valori usualmente adottati in letteratura per il materiale calcestruzzo.

6.2 Analisi 2D

Prima di effettuare l'analisi sul modello tridimensionale della diga è stato effettuato uno studio su un modello bidimensionale costituito dalla sezione maestra

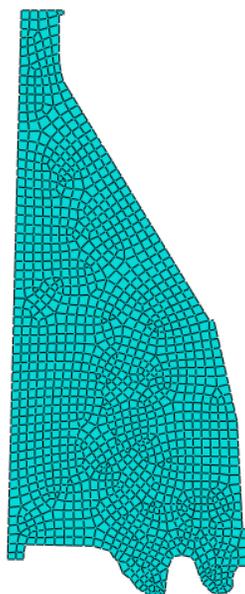


Figura 6.3: Sezione maestra

della diga, al fine avere precise indicazioni sul numero di cicli annuali di temperatura da imporre prima che all'interno della diga si raggiungano le condizioni stazionarie, e valutare la correttezza delle ipotesi formulate in precedenza.

Le analisi verranno svolte nei casi di serbatoio pieno e vuoto, in accordo a quanto previsto dalla normativa DM82.

Sul modello bidimensionale della sezione maestra (Fig. 6.3) sono state effettuate delle analisi durante le quali la frontiera Γ del dominio Ω è stata sottoposta per una durata di 10 anni alle condizioni al contorno rappresentate dai vari cicli termici $T(t)$. Si è scelto di procedere sul modello 2D con una durata di 10 anni per comprendere meglio quale sia l'influenza delle condizioni iniziali, e per avere la sicurezza che si raggiunga lo stato stazionario all'interno della sezione.

Per valutare gli andamenti della temperatura sono stati selezionati 5 nodi; quattro di questi sono posti in prossimità rispettivamente del coronamento, del paramento di valle, del paramento di monte e del terreno, mentre l'ultimo è

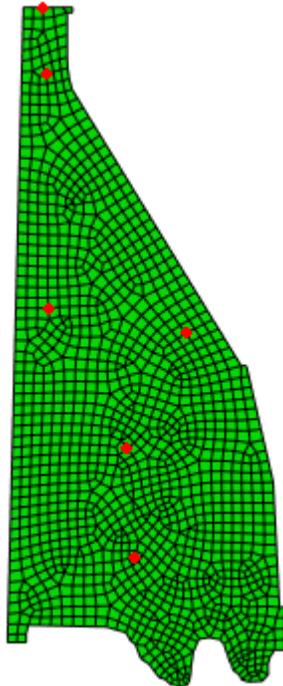


Figura 6.4: Nodi presi in considerazione per valutare l'andamento delle temperature nel modello 2D

I nodi presi in considerazione sono il nodo 93-riferimento temperatura esterna (a), 609-coronamento (b), 743-paramento di monte (c), 693-paramento di valle (d), 1350-nucleo sezione (e), 1287-terreno (f)

posto in corrispondenza del nucleo centrale della sezione (Fig. 6.4).

Nelle figure 6.5 e 6.6 sono riportati i grafici dell'andamento della temperatura nodale lungo l'arco temporale considerato nell'analisi.

Da entrambi i grafici si nota come l'influenza delle condizioni iniziali svanisca dopo approssimativamente 3-4 cicli.

Analizzando i diversi andamenti delle temperature in entrambi i grafici si osservano, come da previsione, oscillazioni di ampiezza maggiore per i punti più vicini al bordo (b, c e d), ed oscillazioni minori per i punti più interni (e ed f). Questa circostanza è dovuta al fatto che i punti interni alla sezione risentono del ciclo termico in ritardo ed in maniera meno marcata rispetto a

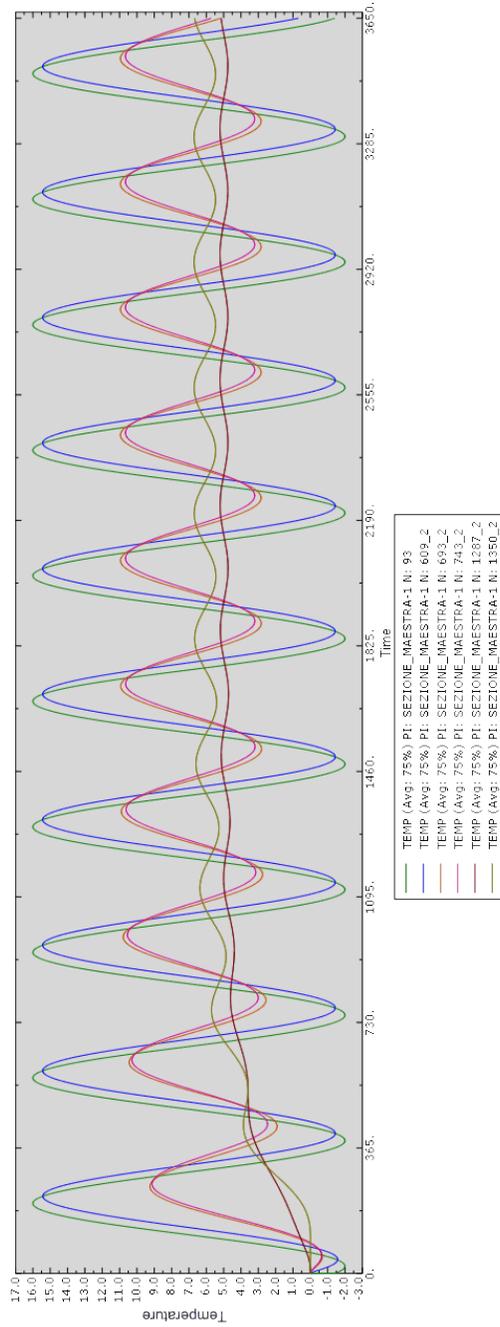


Figura 6.5: Andamento temperatura caso serbatoio vuoto, modello 2D

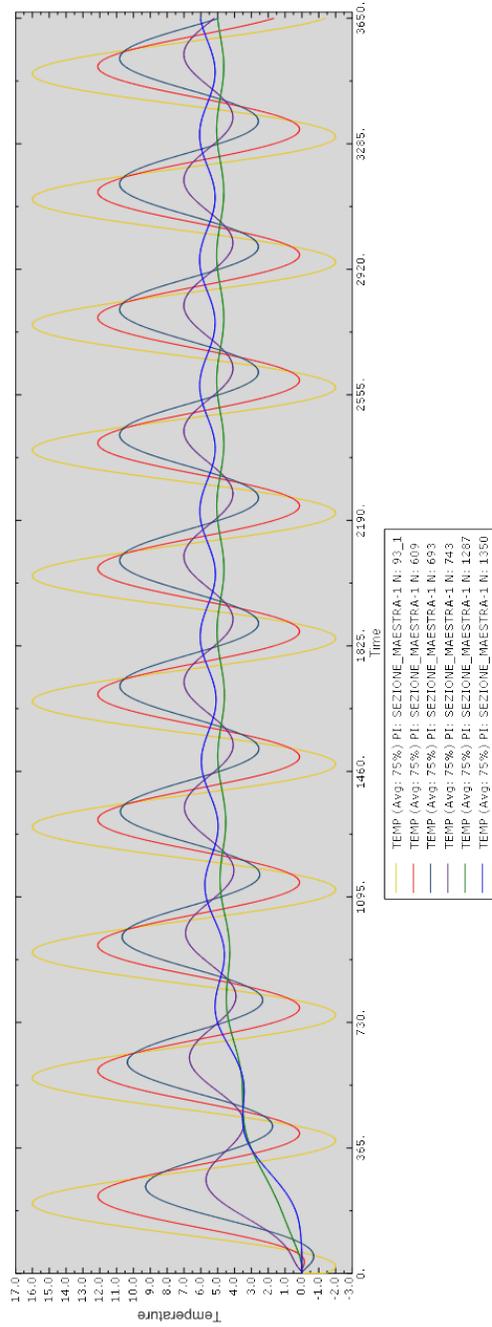


Figura 6.6: Andamento temperatura caso serbatoio pieno, modello 2D

quanto avvenga per i punti più esterni; questo aspetto è fortemente influenzato dal basso valore di conducibilità termica del calcestruzzo. Per lo stesso motivo è possibile spiegare come l'andamento periodico delle temperature per i nodi interni sia tanto più sfasato rispetto all'andamento della temperatura esterna quanto più i punti stessi si trovano lontani dal bordo della sezione.

La condizione al contorno imposta sul bordo della sezione che risulta a contatto col terreno influenza in maniera molto marcata il comportamento dei punti che si trovano in prossimità dello stesso (f): l'andamento delle temperature per questi nodi infatti risulta di ampiezza minore, attorno ad un valore medio molto prossimo alla temperatura del terreno.

Nel caso particolare del serbatoio pieno si possono trarre in generale le stesse conclusioni; per quanto concerne il nodo (b) situato in corrispondenza del coronamento, ed il nodo (c) situato in prossimità del paramento di monte, si nota come l'ampiezza di oscillazione sia influenzata da quella dell'acqua. Il nodo (f), situato in corrispondenza del terreno, oscilla sempre con una bassa ampiezza attorno al valor medio determinato dal valore imposto al contorno.

6.3 Analisi 3D

Le analisi termiche sul modello tridimensionale del corpo diga ricalcano lo schema di quelle che sono state compiute sul modello bidimensionale della sezione maestra. Grazie alle indicazioni fornite dallo studio preliminare sul modello bidimensionale, si è scelto di eseguire le analisi con una discretizzazione temporale di 5 giorni per un tempo di 6 anni.

Una volta determinato il ciclo termico di temperature all'interno della diga durante l'arco temporale esaminato, è possibile valutare lo stato di sforzo indotto dalle variazioni di temperatura all'interno della diga.

Si procede operativamente sottoponendo la diga, nei due casi di serbatoio pieno e vuoto, alle medesime condizioni al contorno $T_e(t)$ definite nel caso dell'analisi bidimensionale. Lo studio permette di determinare l'andamento delle temperature $T(\underline{\mathbf{x}}, t)$ nei punti interni della diga.

Successivamente per compiere l'analisi termoelastica è necessario definire la variazione di temperatura puntuale $\Delta T(\underline{\mathbf{x}}, t)$ rispetto al valore medio locale, la quale definisce il gradiente termico che combinato al coefficiente di dilatazione termica fornisce gli sforzi termici.

Sono state sfruttate allo scopo alcune subroutine collegate al software ad elementi finiti Abaqus, che hanno permesso di registrare la variazione della temperatura $\Delta T(\underline{\mathbf{x}}, t)$ relativamente ad ogni nodo, valutandola secondo la seguente relazione:

$$\Delta T(\underline{\mathbf{x}}, t) = T(\underline{\mathbf{x}}, t) - T_{media}(\underline{\mathbf{x}})$$

dove $T_{media}(\underline{\mathbf{x}})$ è la temperatura media valutata durante l'ultimo anno dell'analisi, per non tenere in conto gli effetti di disturbo dovuti al passaggio dalle condizioni iniziali al ciclo stazionario.

Questi incrementi di temperatura vengono poi immagazzinati in un database che conserva il dato relativamente ad ogni nodo e ad ogni incremento temporale. Si estraggono poi le "istantanee" dei $\Delta T(\underline{\mathbf{x}}, t)$ relativi alle situazioni di carico termico che interessa esaminare. Nel caso in esame per valutare gli sforzi termici indotti dai massimi e dai minimi sono state scelte le distribuzioni di $\Delta T(\underline{\mathbf{x}}, t)$ relative a quei giorni dove si registrano i massimi e i minimi assoluti della temperatura (sia dell'aria che dell'acqua, dal momento che tali istanti coincidono). In quelle circostanze infatti si registrano, come si evince dalla figura w, le massime escursioni tra le temperature registrate lungo la frontiera Γ ed i punti più interni appartenenti al nucleo della diga. Questo si spiega con lo sfasamento del ciclo temporale delle temperature relative ai punti interni, nei

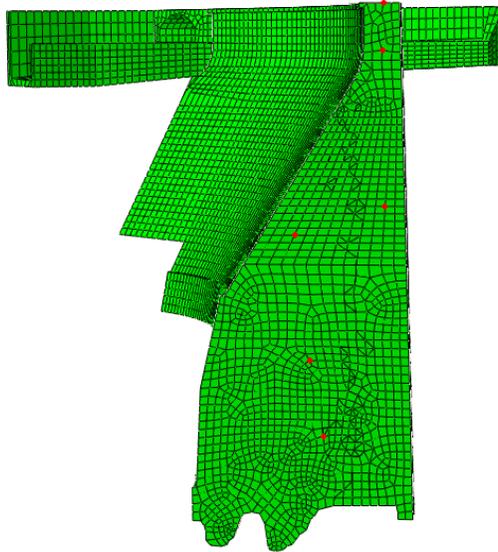


Figura 6.7: Nodi presi in considerazione per valutare l'andamento delle temperature nel modello 3D

I nodi presi in considerazione sono il nodo 2371-riferimento temperatura esterna (a), 11092-coronamento (b), 15665-paramento di monte (c), 52394-paramento di valle (d), 9369-nucleo corpo diga (e), 424-terreno (f)

quali il calore si trasmette con un certo ritardo rispetto a quanto accade per i punti più superficiali.

Il valore del coefficiente di espansione termica α utilizzato nelle analisi è quello previsto dalle norme italiane attualmente in vigore qualora non sia disponibile una determinazione sperimentale diretta, ossia $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Peraltro questo parametro non presenta generalmente grosse variazioni tra i diversi tipi di calcestruzzo, attestandosi mediamente attorno al valore precedentemente indicato[22].

Di seguito sono mostrati i risultati delle analisi termiche effettuate sul modello tridimensionale della diga.

Nelle figure 6.8 e 6.9 sono riportati i grafici relativi all'andamento delle temperature in quei nodi in prossimità della sezione maestra, scelti con lo stesso

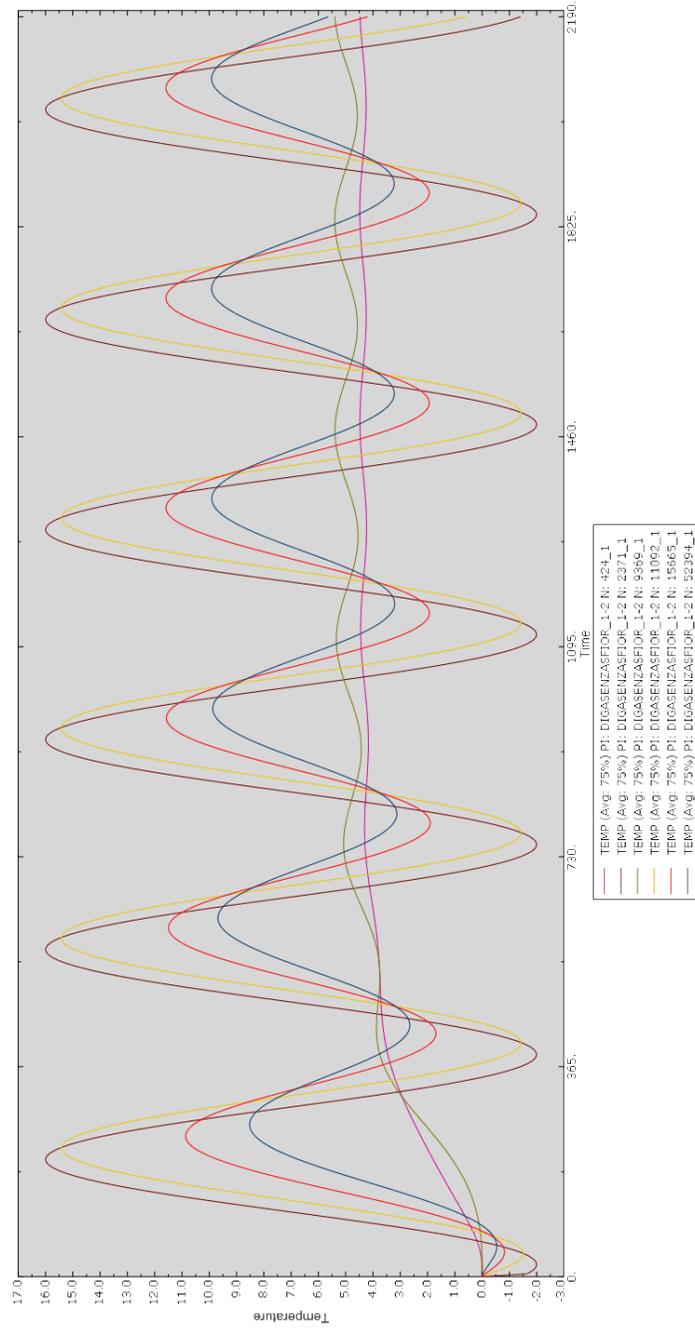


Figura 6.8: Andamento temperatura caso serbatoio vuoto, modello 3D

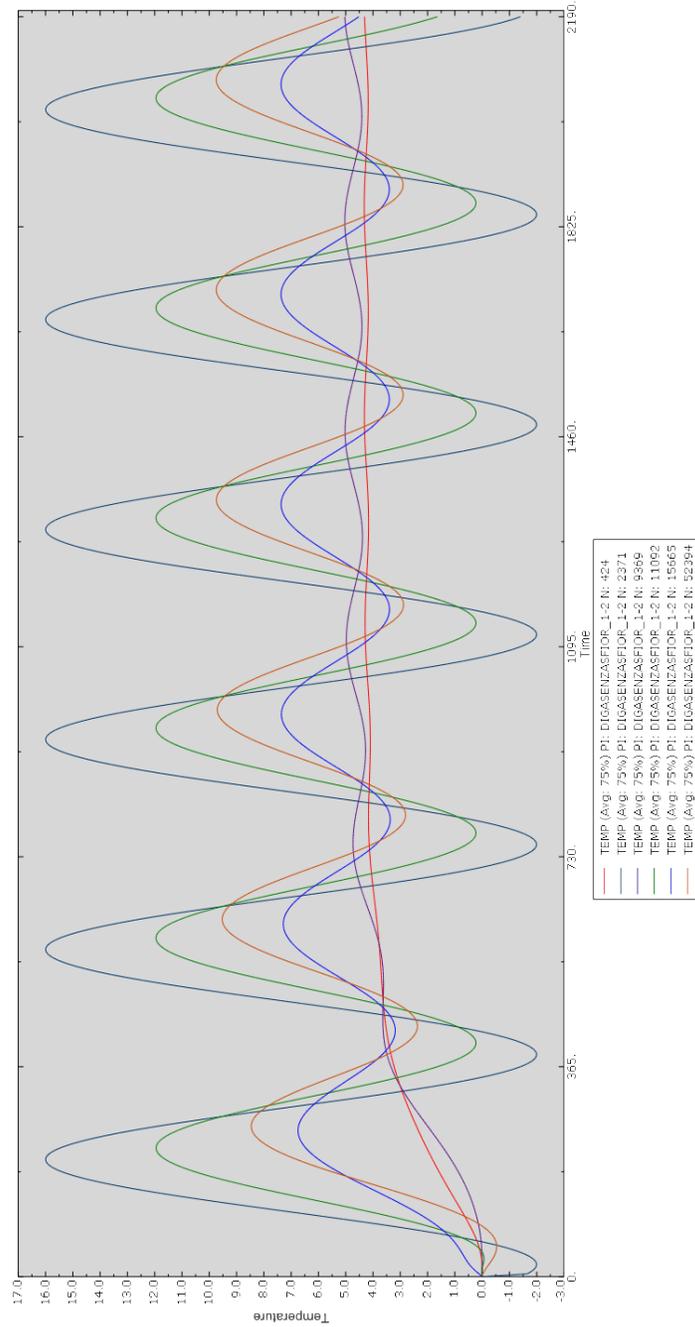


Figura 6.9: Andamento temperatura caso serbatoio pieno, modello 3D

criterio dell'analisi 2D (Fig. 6.6).

Si nota come l'andamento delle temperature rispecchi quello riscontrato nel caso dell'analisi bidimensionale. Alle stesse considerazioni effettuate in precedenza va aggiunto che si riscontra in generale una leggera diminuzione delle ampiezze delle oscillazioni periodiche, dovuta al passaggio dal modello 2D a quello 3D.

Nelle figure 6.10 e 6.11 sono mostrate le distribuzioni di temperatura tipiche rilevate nella sezione maestra col variare delle stagioni.

6.3.1 Sforzi termici

Di seguito sono riportate i risultati delle analisi termoelastiche svolte sul modello tridimensionale della diga del Fusino.

Sono riportati nell'ordine i seguenti casi:

1. Serbatoio vuoto, temperature invernali
2. Serbatoio vuoto, temperature estive
3. Serbatoio pieno, temperature invernali
4. Serbatoio pieno, temperature estive

Per rendere meglio l'idea dell'effettivo stato tensionale indotto dalla somma del carico termico, del peso proprio e del carico idrostatico, nei contour plot delle figure dalla 6.11 alla 6.14 è stato fissato il limite di sforzo principale massimo a trazione pari a 960 kPa per il paramento di valle e di monte nel caso di invaso vuoto, e di 960 kPa e 640 kPa rispettivamente per i paramenti di valle e di monte nel caso di serbatoio pieno. I valori limite traggono origine dalla normativa DM82, che impone nel caso di dighe ad arco-gravità la limitazione sugli sforzi principali di 800 kPa per il paramento di valle, e di 500 kPa per il paramento di monte nel caso sia a contatto con l'acqua. Questi valori vengono

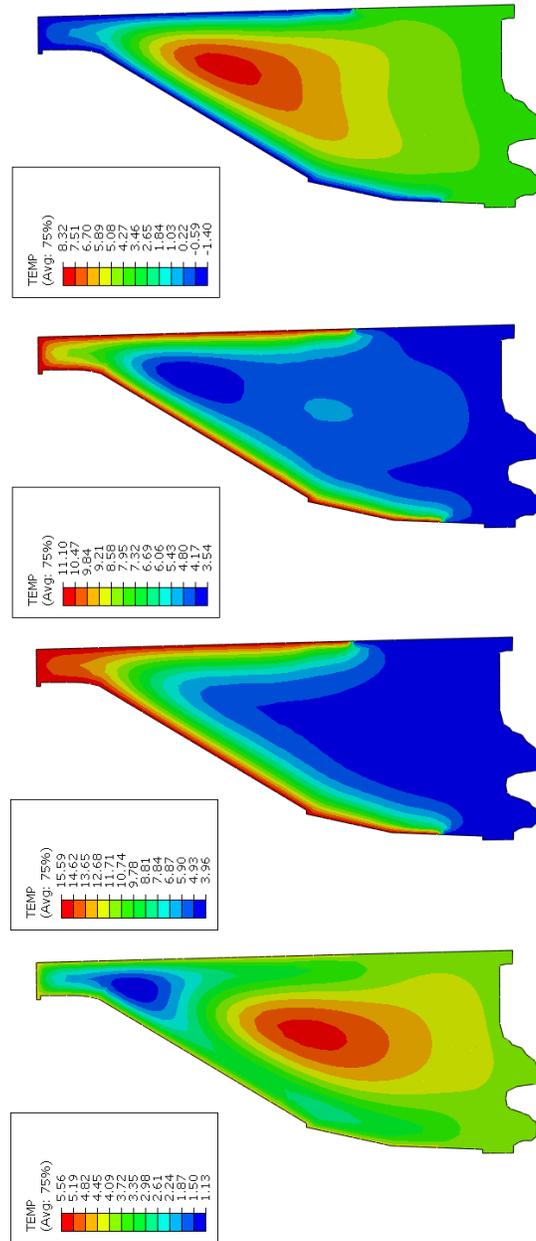


Figura 6.10: Distribuzioni tipiche stagionali a serbatoio vuoto, modello 3D
 a) 31-3, b)30/6, c)30/9, d)31/12

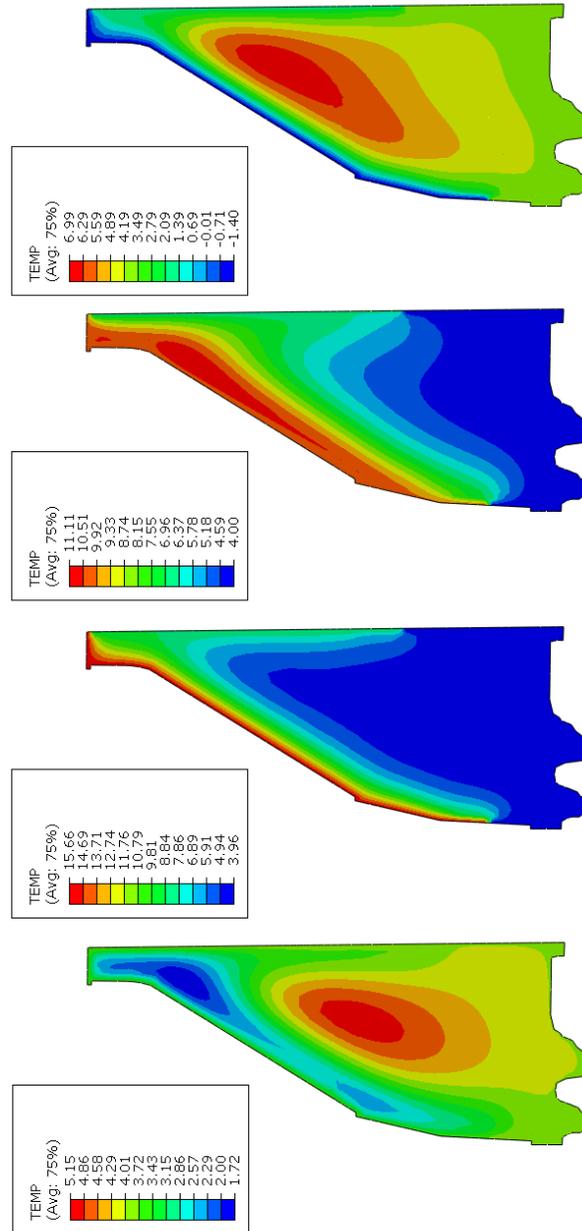


Figura 6.11: Distribuzioni tipiche stagionali a serbatoio pieno, modello 3D
a) 31-3, b)30/6, c)30/9, d)31/12

aumentati del 20% nel caso che oltre al peso proprio e al carico idrostatico si considerino gli sforzi termici.

La situazione più gravosa in termini di sforzi principali massimi a trazione si registra, come prevedibile per il caso relativo al carico termico invernale a serbatoio vuoto. A meno delle solite concentrazioni di sforzo localizzate dovute alla discretizzazione, entrambi i paramenti soffrono trazioni che superano il limite imposto dalla normativa per buona parte della superficie affiorante dal terreno. Gli sforzi di trazione che superano il limite imposto dalla normativa penetrano all'interno della sezione in una misura che varia dai pochi cm al metro e mezzo circa, e risultano addirittura passanti dal paramento di monte a quello di valle nelle sezioni trasversali più estreme del corpo diga; il motivo può essere individuato nella ridotta altezza delle sezioni interessate, le quali nell'arco di pochi metri passano dalla condizione di temperatura imposta al terreno a quella relativa alla temperatura dell'aria, senza la possibilità di assorbire adeguatamente il ΔT presente. Va sottolineato come non vi siano problemi di tenuta statica della struttura, dal momento che gli sforzi superano il limite di resistenza a trazione effettivo del materiale (secondo la prova di trazione diretta effettuata dall'ISMES risulta pari a 1,4 MPa) solo in poche e circoscritte zone, tendenzialmente per causa delle concentrazioni di sforzo localizzate imputabili alla discretizzazione, soprattutto in corrispondenza delle superfici di contatto tra corpo diga e sfioratore. Inoltre nel caso reale la presenza dei blocchi di granito a copertura di entrambi i paramenti contribuisce a mitigare all'interno del corpo diga l'effetto degli sbalzi di temperatura stagionali. Analoghe considerazioni possono essere effettuate per il caso di serbatoio pieno con temperature invernali, dove si registra una leggera mitigazione degli sforzi di trazione per via della presenza dell'acqua, che abbassa le escursioni termiche in prossimità del paramento di monte. Sensibilmente diverso è lo stato di sforzo che si rileva

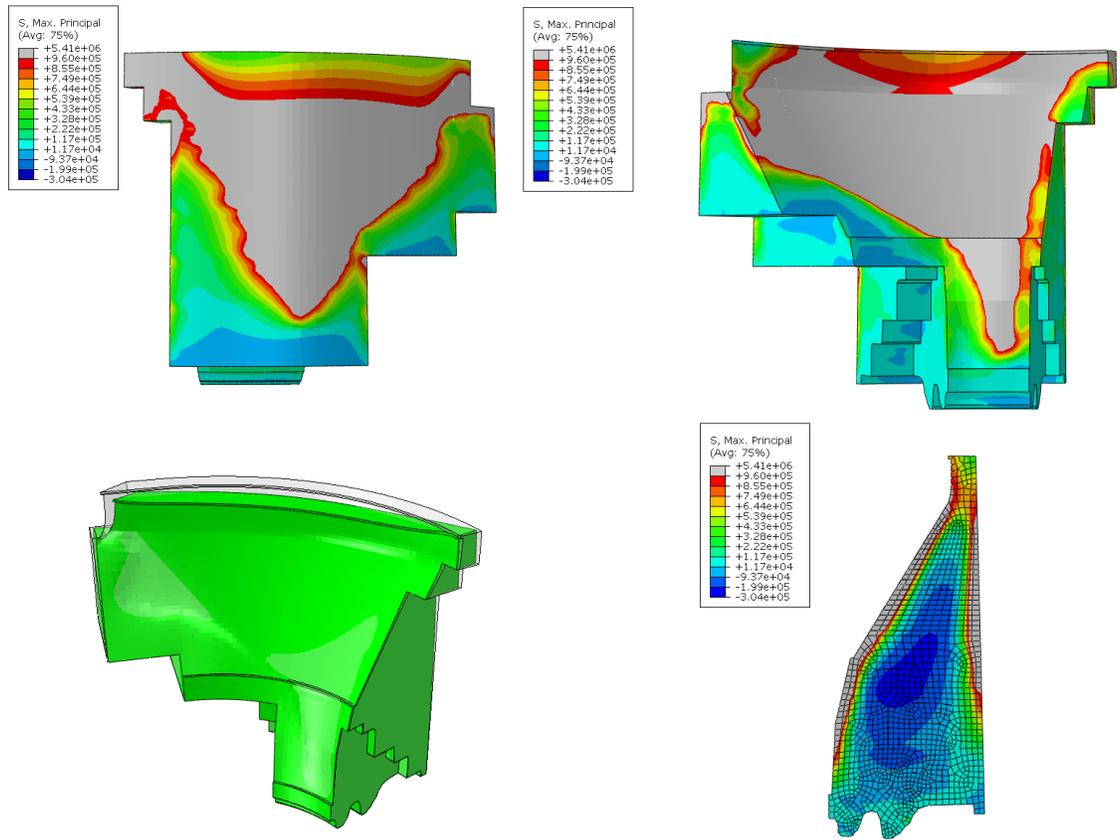


Figura 6.12: Caso carico termico invernale, serbatoio vuoto
 A partire da in alto a sinistra, in senso orario: stato tensionale paramento di monte, stato tensionale paramento di valle, stato tensionale sezione maestra, configurazione deformata

nel caso estivo: il limite imposto dalla normativa viene superato solo in poche e circoscritte zone in corrispondenza delle sezioni trasversali più estreme, per gli stessi motivi illustrati in precedenza relativamente al caso invernale. Si nota come, in maniera duale al caso invernale, lo stato di sforzo sia più gravoso nel caso di serbatoio pieno: la temperatura dell'acqua, che nel caso estivo è più bassa di quella dell'aria, porta ad escursioni termiche locali più elevate.

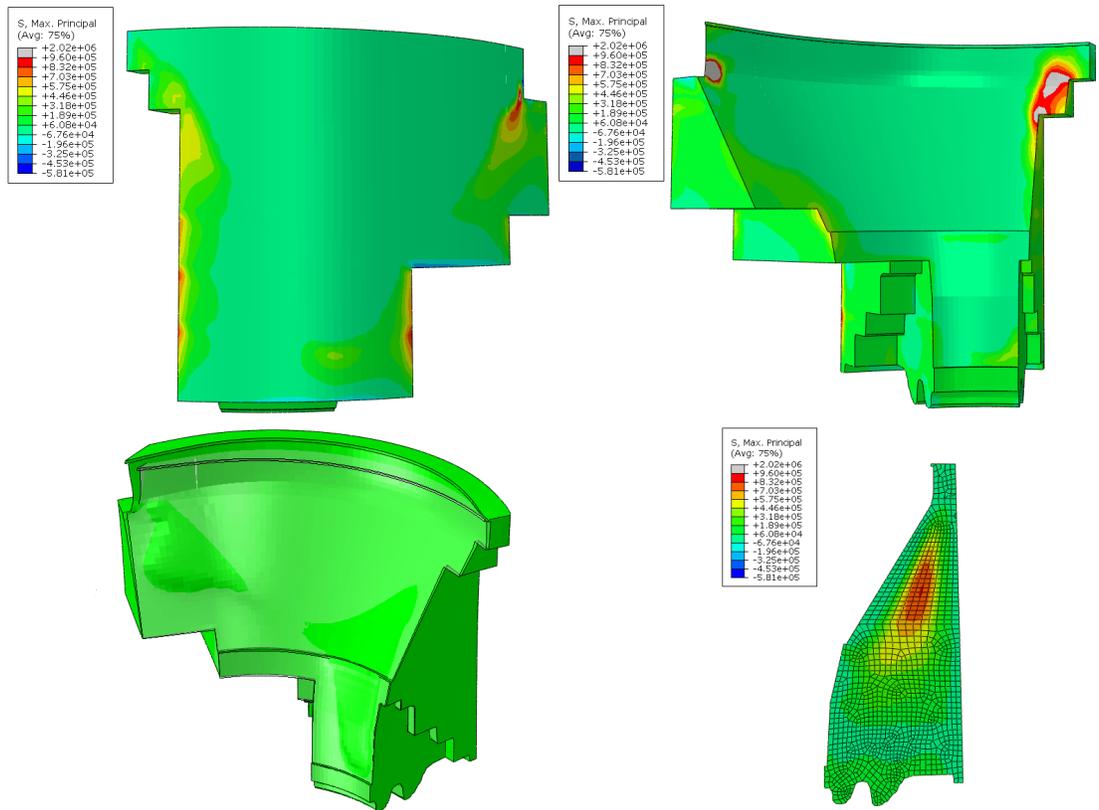


Figura 6.13: Caso carico termico estivo, serbatoio vuoto
 A partire da in alto a sinistra, in senso orario: stato tensionale paramento di monte, stato tensionale paramento di valle, stato tensionale sezione maestra, configurazione deformata

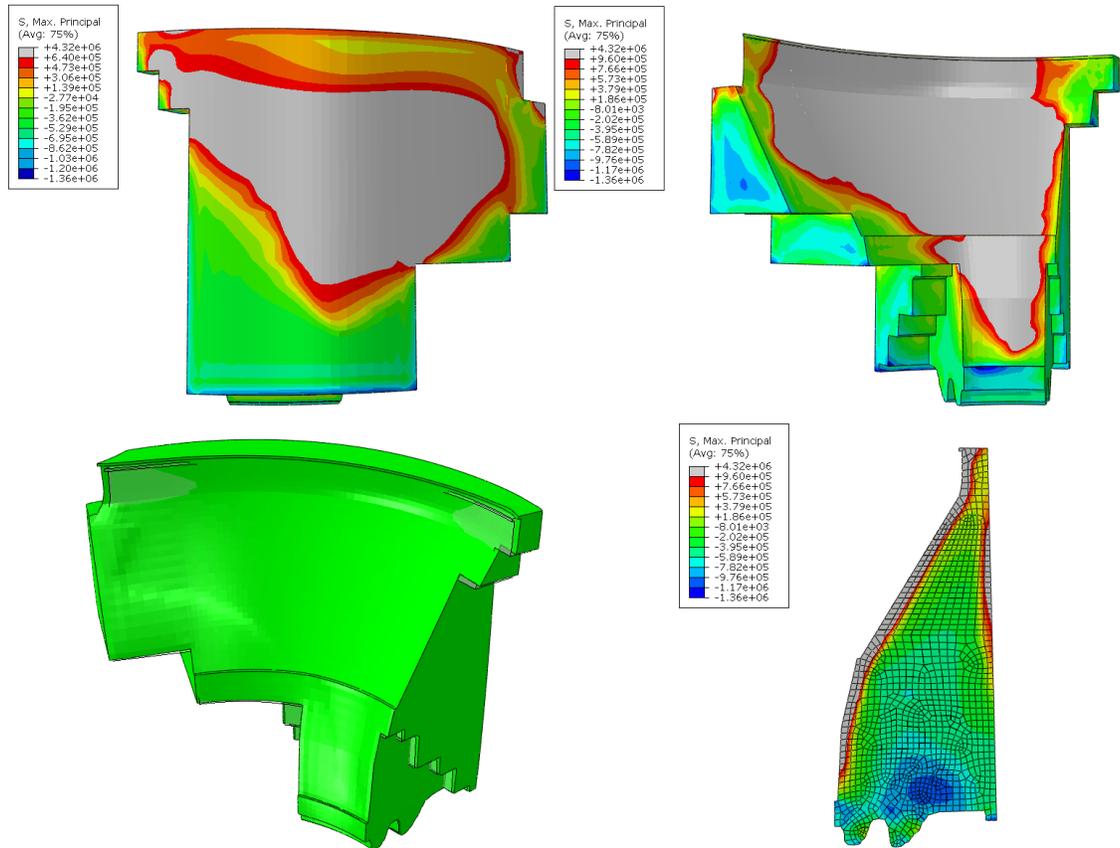


Figura 6.14: Caso carico termico invernale, serbatoio pieno
 A partire da in alto a sinistra, in senso orario: stato tensionale paramento di monte, stato tensionale paramento di valle, stato tensionale sezione maestra, configurazione deformata

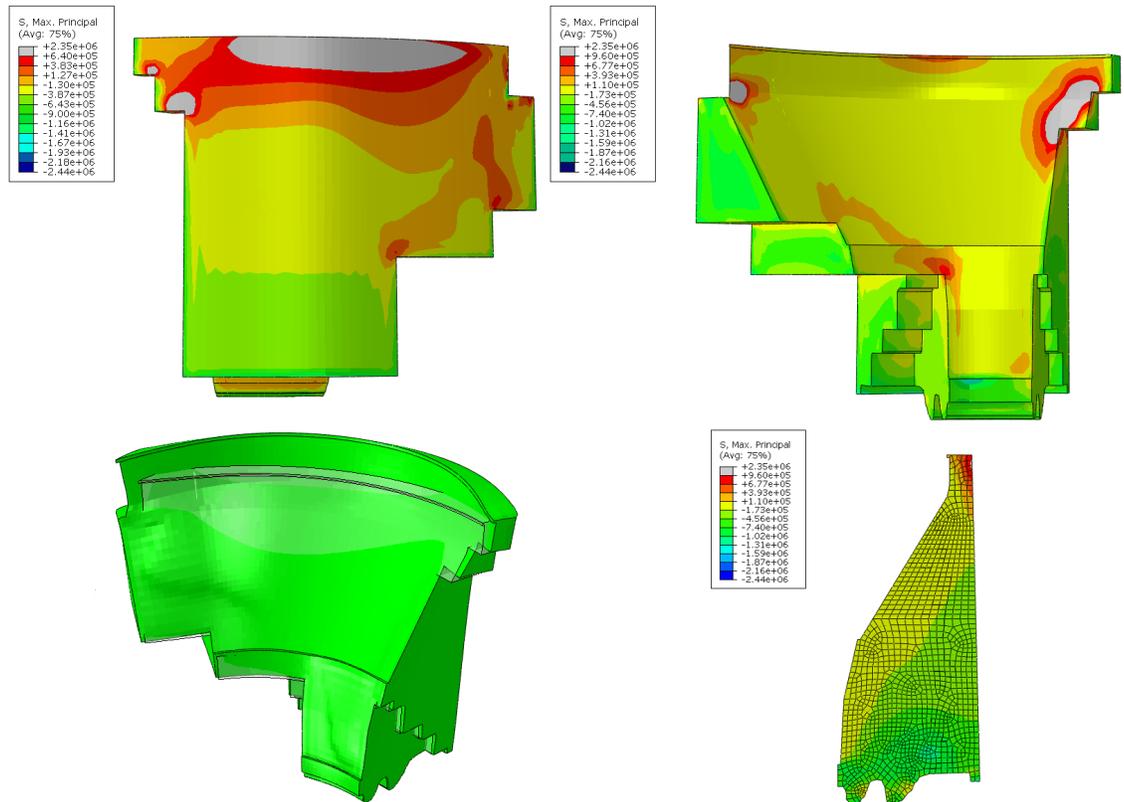


Figura 6.15: Caso carico termico estivo, serbatoio pieno
 A partire da in alto a sinistra, in senso orario: stato tensionale paramento di monte, stato tensionale paramento di valle, stato tensionale sezione maestra, configurazione deformata

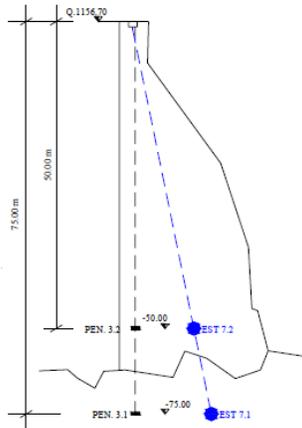


Figura 6.16: Schema della strumentazione installata alla diga di Fusino

6.4 Confronto dati con il monitoraggio

Il monitoraggio della diga per quanto concerne il controllo di spostamenti e deformazioni consta di due sistemi, uno costituito da due pendoli rovesci (3.1 e 3.2, fig. 6.16) ancorati rispettivamente a 75 m e 50 m di distanza dal coronamento, e l'altro da un estensimetro a doppia base (EST 7.1 e 7.2, fig 6.16) ancorato rispettivamente a 75 m e 50 m dal coronamento.

Per valutare la bontà dell'analisi termica effettuata sul modello 3D è necessario effettuare un confronto tra i risultati in termini di spostamenti dell'analisi ad EF effettuata ed i dati provenienti dal sistema di monitoraggio.

Il confronto è stato effettuato analizzando i dati provenienti dal sistema di pendoli rovesci, che fornisce direttamente le componenti di spostamento orizzontale, mentre le misure dell'estensimetro a doppia base andrebbero invece rielaborate ed opportunamente interpretate.

Il pendolo rovescio è uno strumento di misura ad alta precisione, utilizzato prevalentemente per il controllo di movimenti orizzontali (e rotazioni) di grandi strutture come dighe, ponti ed edifici snelli.

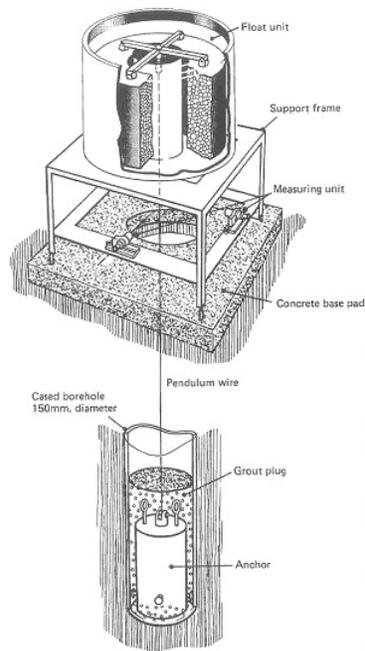


Figura 6.17: Schema di un pendolo rovescio

Lo strumento sfrutta il principio del filo a piombo, ed è costituito da un cavo di acciaio ancorato generalmente nel terreno di fondazione, tensionato mediante un galleggiante posizionato in un serbatoio riempito di fluido che serve anche a smorzare le vibrazioni del filo stesso.

Lo strumento restituisce come misura lo spostamento orizzontale relativo tra il punto dove è ancorato e quello dove giace il galleggiante. La misura può essere rilevata manualmente da un operatore o, più frequentemente, da un sistema automatico con tele coordinometri.

Il dato attualmente restituito dai pendoli rovesci del Fusino è la misura di uno spostamento orizzontale costituito essenzialmente da tre contributi: uno dovuto al moto rigido roto-traslazionale della struttura, uno dovuto ai carichi che insistono sulla stessa, ed uno dovuto all'influenza della variazione di temperatura nel corso della stagione. La convenzione assunta per definire il segno

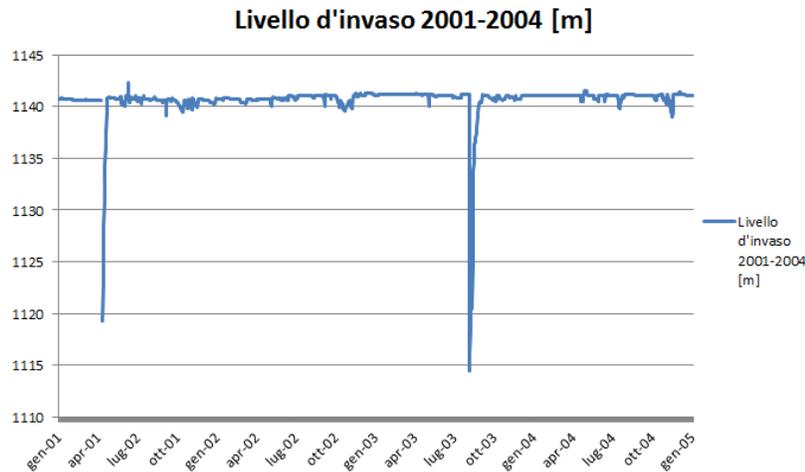


Figura 6.18: Livello d'invaso dal gennaio 2002 al dicembre 2004

degli spostamenti monte-valle rilevati dal sistema di pendoli stabilisce che lo spostamento è positivo verso monte.

Un'analisi del livello d'invaso, del quale i dati sono disponibili a partire dal 1992, mostra come il livello dell'invaso sia praticamente costante, attestandosi attorno alla quota di 1141 m s.l.m., ad una distanza di 15 m dal coronamento; il serbatoio viene periodicamente svuotato, ma ad intervalli di tempo non regolari. Non è possibile dunque definire un ciclo d'invaso annuale tipico come nel caso di altre dighe che continuano a svolgere una funzione idroelettrica.

Sulla base di queste considerazioni, per procedere al confronto dei dati derivanti dalle analisi termiche con quelli provenienti dal monitoraggio è stato preso in considerazione l'arco temporale che va dal gennaio 2002 al dicembre 2004 (Fig. 6.18). La particolarità di questo periodo temporale è che lungo quest'arco di tempo sono stati effettuati solamente due svuotamenti del serbatoio, uno nell'aprile 2001 e l'altro nell'agosto del 2003. Questo consente di poter considerare le escursioni temporali dei valori rilevati dagli strumenti di controllo dovute alla sola influenza del carico termico.

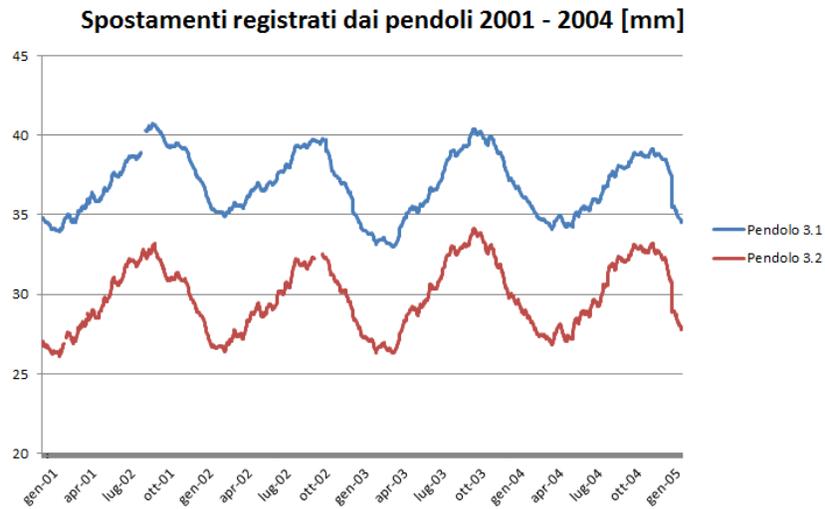


Figura 6.19: Misure registrate dai pendoli rovesci da gennaio 2002 a dicembre 2004

Un'analisi temporale delle misure degli spostamenti registrati dai pendoli rovesci indica che tali misure seguono un andamento periodico annuale, con valori massimi in corrispondenza dei mesi estivi e minimi nei mesi invernali. La differenza media tra i valori estremi registrati dagli strumenti di monitoraggio si attesta attorno ai 7-8 mm per entrambi i pendoli.

Sulla scorta delle considerazioni effettuate in precedenza sui diversi contributi agli spostamenti rilevati dai due pendoli, si può affermare che tali escursioni siano dovute essenzialmente alle variazioni di temperatura alla quale è soggetta la diga nel corso dell'anno.

Secondo queste ipotesi è dunque lecito confrontare la differenza tra gli spostamenti del corpo diga in corrispondenza del coronamento sulla sezione maestra (sezione nella quale sono installati i pendoli rovesci) nei casi invernale ed estivo con la differenza dei valori estremi di spostamento registrati dai due pendoli, sempre in corrispondenza può dunque essere confrontata con i valori degli spostamenti del massimo invernale e del minimo estivo.

Situazione di carico	Spostamento u_x [mm]	Δu_x	$\Delta u_x - PENDOLI$	
Invernale, vuoto	2,2284	4,42	3.1	5,95
Estivo, vuoto	-2,18842			
Invernale, pieno	1,05248	5,63	3.2	6,68
Estivo, pieno	-4,5769			

Tabella 6.4: Spostamenti del coronamento in corrispondenza della sezione maestra dopo l'applicazione del carico termico e valori di Δu_x provenienti dall'analisi numerica e dal monitoraggio

Si ricorda che i dati provenienti dai pendoli sono relativi ad un livello di invaso costante, pari a 1141 m s.l.m., circa 15 metri sotto il piano del coronamento.

In tabella 6.4 sono riportati i valori degli spostamenti in direzione monte valle ottenuti dalle diverse analisi termiche effettuate sul modello tridimensionale (caso estivo ed invernale, a serbatoio pieno ed a serbatoio vuoto), ed i valori rilevati dai pendoli in corrispondenza degli estremi estivo ed invernale (u_x positivo verso valle). Il Δu_x rappresenta la differenza tra lo spostamento registrato in corrispondenza delle minime temperature invernali e quello in corrispondenza alla massime temperature estive. I valori $\Delta u_x - PENDOLI$ sono stati valutati effettuando la media tra i $\Delta u_x - PENDOLI$ (definito analogamente ad Δu_x) del periodo temporale preso in considerazione (2001-2004).

Dal confronto dei due Δu_x si evince come la differenza tra lo spostamento estivo ed invernale risultante dai dati del monitoraggio sia dello stesso ordine di grandezza rispetto a quella desumibile dalle analisi effettuate, confermando la bontà della modellazione effettuata.

Per valutare invece l'influenza del carico idrostatico sullo spostamento registrato dal corpo diga si è analizzato un ristretto arco temporale (un periodo di tre settimane) nel quale si è registrato un repentino abbassamento del livello d'invaso. Si assume che nel periodo esaminato, eventuali variazioni dei valori registrati dai pendoli non siano imputabili a variazioni termiche, ma bensì eventualmente all'influenza del carico idrostatico.

Nel periodo esaminato, che va dal 20/7/2003 al 31/8/2003, si sono registrati

Capitolo 7

Analisi sismiche

Sono state eseguite sul modello tridimensionale della diga del fusino delle analisi sismiche secondo due approcci differenti, ossia il metodo delle forze statiche equivalenti e l'analisi modale con spettro di risposta.

Le analisi sono state compiute nel rispetto della normativa vigente (DM82)

I risultati ottenuti dalle due differenti modalità di analisi sismica verranno commentati e confrontati nel corso del capitolo.

7.1 Classificazione del sito

7.1.1 Cenni storici sulla sismicità in Valtellina

Un'analisi del Database Macrosismico Italiano, redatto nel 2011, è utile ad offrire una panoramica dei terremoti e delle scosse che hanno interessato i comuni dell'area dell'alta valtellina, in un periodo che va dal 1700 circa ad oggi[24].

In particolare viene evidenziato che nel capoluogo di provincia (Sondrio) sono stati registrati dal 1785 al 2001 18 eventi sismici, uno dei quali, il 22/12/1891 ha avuto come epicentro la città stessa, e per il quale è stata registrata una ma-

gnitudo di 4,63. Da segnalare anche il terremoto del 18/11/1785, con magnitudo 5,11 ed epicentro in Bassa Engadina. Il terremoto dalla magnitudo più alta finora registrato in zona è stato rilevato a Morbegno (SO), il 7/9/1920, con zona epicentrica nella Garfagnana (Toscana).

Una ricerca compiuta dal CNR nel 2000, in seguito ad una serie di eventi sismici avvertiti in Valtellina a cavallo tra il 1999 e il 2000, si è occupata di fare il punto sulla sismicità dell'alta valtellina e delle zone adiacenti, inserite nel contesto delle alpi centrali. Gli eventi sismici avvenuti in quel periodo, nonostante fossero caratterizzati da poca energia sprigionata (per nessuno di quei eventi è stato superato il valore 4 di magnitudo), hanno provocato lievi danni nei centri abitati, e destato paura e preoccupazione nella popolazione.

La ricerca evidenzia ancora una volta come i terremoti più forti che si siano registrati nel secolo scorso non abbiano mai superato la quota 6 di magnitudo, e allo stesso tempo non si sono mai rilevati eventi di sorta dove invece hanno avuto luogo gli eventi del 1999/2000.

Negli ultimi 25 anni, l'installazione di numerose stazioni sismiche in territorio italiano e svizzero, ha consentito di registrare e localizzare un discreto numero di terremoti dalla bassa energia rilasciata, che sono stati utili per segnalare le zone in cui la crosta è sottoposta a tensioni.

Viene in particolare evidenziata una fascia di sismicità disposta in direzione NO-SE, che interseca la fascia attiva dell'Engadina, una valle svizzera densamente abitata nel cantone dei Grigioni. Le cause di questa sismicità non sono note, dal momento che la debolezza di questi eventi non ha permesso di lasciare impronte nelle formazioni geologiche di superficie, impronte che sarebbero comunque difficili da riconoscere e individuare per via del contesto geomorfologico di alta montagna.

Secondo il modello sismogenetico del Gruppo Nazionale per la Difesa dai

terremoti del CNR, la zona di origine dei terremoti in questione è da collocarsi ai margini di una zona sismogenetica disegnata attorno all'Engadina; viene inoltre sottolineato come la Linea Insubrica, una linea di discontinuità molto lunga che coincide grossomodo con l'asse della valtellina non possa essere identificata come responsabile degli eventi in questione e di quelli che potrebbero avvenire, dal momento che non è più attiva.

La ricerca si conclude assumendo che allo stato attuale delle conoscenze, le cause di sismicità possano identificarsi nella fascia precedentemente identificata, disposta in direzione NO-SE, parallela all'asse Gran Zebrù-Ortles, e ad un'altra linea di discontinuità, la linea dello Zebrù, ad importanza regionale, della quale tuttavia non sono evidenti espressioni superficiali dell'attività nel corso degli ultimi 50000 anni.

Dall'analisi dei dati e delle ricerche precedentemente effettuate si può concludere che la Valtellina in generale non è una zona ad alta pericolosità sismica, e che i pericoli maggiori per le costruzioni e per i cittadini siano da individuare in terremoti aventi epicentro in altre zone della penisola italiana, nella quale possono avere luogo eventi più o meno intensi a seconda della pericolosità sismica del territorio.

7.1.2 Cenni sull'evoluzione del quadro normativo

L'esigenza di una normativa antisismica in Italia, che passasse attraverso l'individuazione delle zone sismiche e del loro grado di pericolosità è nata solamente agli inizi del secolo scorso, a seguito dell'evento catastrofico che ha colpito le città di Reggio Calabria e Messina il 28/12/1908. Nel 1927 è stata formulata una mappa sismica del territorio nazionale, che comprendeva soltanto i comuni colpiti dai vari eventi sismici accaduti dal 1908 in poi, classificati in misura dei danni subiti. In questa lista non erano compresi i vari comuni colpiti dai terremoti av-

venuti prima del 1908, trascurando la maggior parte delle zone sismiche italiane. La lista originaria comprendeva soltanto i comuni gravemente danneggiati dal terremoto del 1908 in Sicilia e in Calabria, e veniva aggiornata dopo ogni evento sismico, semplicemente aggiungendovi i nuovi comuni danneggiati[25].

Si procedette con questa classificazione fino al 1974, anno nel quale venne emanata la legge n.64 del 2/2/1974, che andò a costituire a tutti gli effetti la nuova normativa sismica nazionale. In questa legge venne stabilito il quadro di riferimento per le modalità di classificazione sismica del territorio nazionale, e per la redazione delle norme tecniche. In particolare la legislazione antisismica vigente è essenzialmente basata sull'apparato normativo costituito da questa legge. Il carattere distintivo di questa legge è stata, tra le altre novità introdotte, la possibilità di aggiornare le norme sismiche nel caso di evoluzione della conoscenza del fenomeno sismico. Per quanto concerne invece la zonazione sismica si è sempre operato come in passato, aggiungendo di volta in volta i nuovi comuni colpiti da nuovi terremoti.

Gli eventi sismici catastrofici avvenuti in Friuli nel 1976 e in Irpinia nel 1980 hanno portato a intraprendere numerose ricerche e studi di carattere sismologico, le quali hanno portato ad un notevole aumento delle conoscenze del fenomeno sismico e della sismicità del territorio nazionale. Venne formulata una proposta di classificazione sismica del territorio italiano di tipo probabilistico, presentata dal CNR al governo, la quale è stata tradotta in una serie di decreti del Ministero dei lavori pubblici approvati tra il 1980 e il 1984. Questi decreti hanno di fatto costituito la classificazione sismica italiana fino al 2003 (Fig. 7.1). Tale classificazione era tuttavia ancora lontana dal potersi definire esauriente: erano prese in considerazione soltanto tre categorie sismiche, di cui la terza, la meno pericolosa, comprendeva soltanto alcuni comuni interessati dal terremoto di Irpinia e Basilicata, e non fu estesa ad altre zone d'Italia con lo stesso livello di

pericolosità.

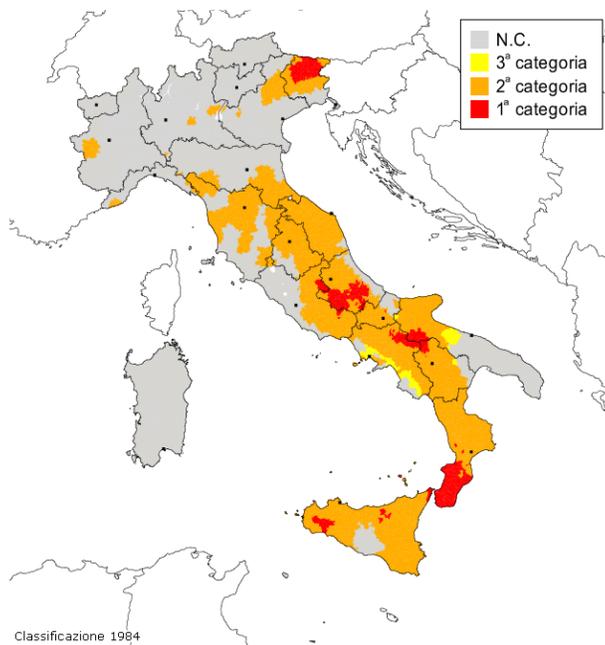


Figura 7.1: Classificazione sismica italiana nel 1984

Nel contempo c'è stata un'evoluzione delle norme tecniche sulle costruzioni in zona sismica, partendo dal DM 3/3/1975, integrato dal DM 12/2/1982, e sostituito poi dal DM 16/1/1996. Nell'ambito di un riordino della normativa edilizia italiana venne infine promulgato il DPR 6/6/2001, n.380, Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia, il cui capo IV reca "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Solamente dopo l'ennesimo evento catastrofico, il terremoto del 31/10/2002 che colpì i territori al confine tra il Molise e la Puglia, venne recepita l'esigenza di fornire una risposta immediata alla necessità di aggiornamento della classificazione sismica e delle norme antisismiche.

Venne dunque adottata dalla protezione civile l'ordinanza 20 marzo 2003,

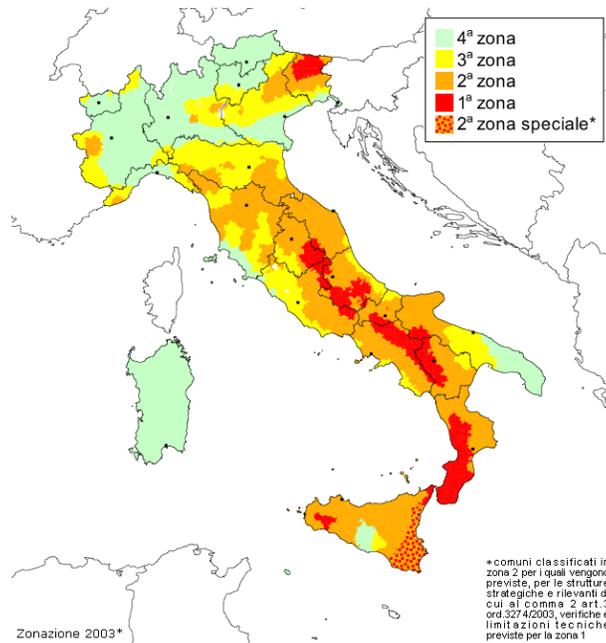


Figura 7.2: Classificazione sismica italiana nel 2004

n.3274, che classificò tutto il territorio nazionale come sismico (Fig. 7.2), suddividendolo in 4 zone di pericolosità sismica decrescente, caratterizzate ognuna da 4 classi di accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni (Fig. 7.3). Le zone così determinate corrispondono a livelli di sismicità alto, medio e basso, mentre per la quarta zona, di nuova introduzione, viene data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica, la quale è prevista obbligatoriamente in ogni altra zona, con livelli differenziati di severità.

7.1.3 Accorgimenti in caso di terremoto per le dighe

Il servizio nazionale dighe prevede una procedura da seguire in merito ai controlli da effettuare sulle dighe di propria competenza a seguito di un sisma.

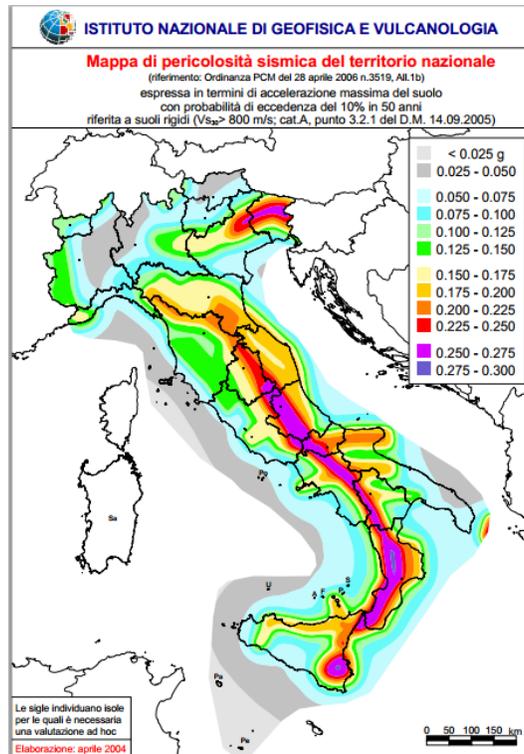


Figura 7.3: Mapa di pericolosità sismica del territorio italiano

Una ricerca dell'ICOLD (International Commission on Large Dams) ha redatto una relazione empirica, esprimibile in forma grafica tra i valori di magnitudo M del terremoto e la distanza dall'epicentro R . La relazione si traduce in un diagramma M - R , in base al quale è possibile dedurre, a seconda della posizione del punto sulla curva, se ai valori di accelerazione indotti dal sisma sugli sbarramenti corrispondano o meno sollecitazioni di rilievo per l'integrità delle strutture e delle sponde[1].

Viene assegnato al Concessionario dell'opera il compito di stabilire a seguito dell'evento sismico la magnitudo e la posizione dell'epicentro, sfruttando le diverse fonti di informazione in tempo reale e di procedere in seguito ai controlli, differenziati in base al campo di accelerazione al quale la diga è risultata

assoggettata. Si distinguono i seguenti due campi:

1. Primo campo (NESSUN CONTROLLO): non si ritiene necessario effettuare alcun controllo, a meno che, per effetti locali, il sisma sia stato avvertito nel sito. In tal caso si effettueranno i controlli relativi al campo seguente;
2. Secondo campo (CONTROLLO TIPO 1): questo campo è contraddistinto da magnitudo relativamente forti e distanze dall'epicentro relativamente basse. Il concessionario è tenuto ad effettuare con immediatezza un sopralluogo su tutte le opere e sponde dell'invaso, comunicando l'esito con urgenza all'Ufficio Periferico competente per territorio, il quale evidenzierà gli eventuali provvedimenti resisi necessari per tutelare la pubblica incolumità. Dovranno essere effettuate tutte le misure essenziali per la sicurezza, e va redatta una Asseverazione Straordinaria da inviare appena possibile all'Ufficio Periferico competente per territorio.

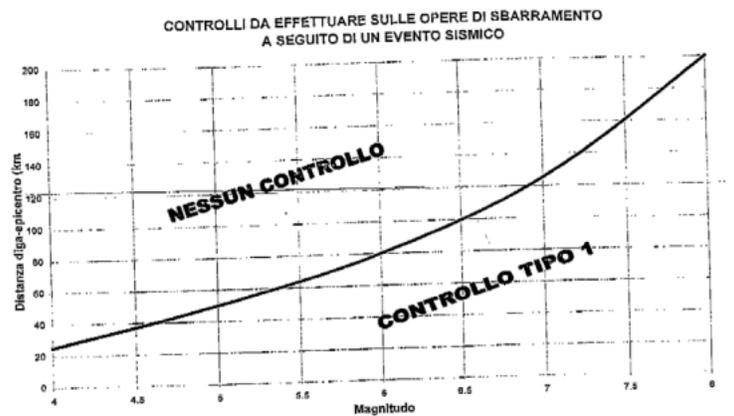


Figura 7.4: Curva M-R

7.1.4 La sismicità del sito

Alla luce delle considerazioni compiute nei precedenti paragrafi, il sito dove sorge la diga del Fusino era classificato come zona non sismica fino al 2003, anno entro il quale non risultano siano state effettuate analisi sismiche sulla diga.

Nella nuova classificazione sismica la diga del Fusino ricade in zona sismica 4, dunque in un territorio caratterizzato da basse accelerazioni sismiche; l'accelerazione di picco su suolo rigido per la zona in questione è assunta pari a $0,05g$.

La normativa prevede che per le dighe esistenti si assuma una vita nominale V_N pari a 50 anni. Per ottenere il periodo di riferimento V_R è necessario moltiplicare tale valore per il coefficiente d'uso C_U , il quale assume valore pari a 2 per dighe di importanza strategica, e 1,5 per dighe di importanza rilevante. A favore di sicurezza è stato adottato un coefficiente d'uso pari a 2. Risulta infine:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 100 \text{ (anni)}$$

Le analisi verranno condotte allo stato limite di salvaguardia per la vita, SLV, definendo quindi una probabilità di superamento dell'evento pari al 10%. La normativa prescrive in questo caso un tempo di ritorno pari a 950 anni. Questi parametri saranno utili in seguito per la definizione dello spettro elastico di risposta.

STATO LIMITE	T_r (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	60	0,038	2,535	0,206
SLD	101	0,047	2,526	0,231
SLV	949	0,104	2,590	0,2681
SLU	1950	0,129	2,619	0,289

Tabella 7.1: Parametri sismici del sito della diga

7.2 Analisi con forze statiche equivalenti

Il Dm 24 marzo 1982 prevede la possibilità di effettuare analisi nelle quali gli effetti inerziali della massa strutturale e dell'acqua in occasione di un sisma siano rappresentati rispettivamente da forze di volume e di superficie.

Le azioni inerziali della massa strutturale vengono schematizzate convenzionalmente da una terna di forze di volume distribuite nell'intero corpo diga.

La componente orizzontale delle forze di volume si determina secondo la seguente relazione:

$$F_h = C \cdot W$$

dove

$C = \frac{S - 2}{100}$ è il coefficiente d'intensità sismica, funzione del grado di sismicità S come definito dalle norme vigenti prima dell'emanazione del DM 82; essendo il comune di Grosio in zona 4 si dovrebbe porre S pari a 4, ma in via cautelativa si è utilizzato il valore 6

Le forze orizzontali statiche vanno applicate lungo due direzioni ortogonali, una delle quali deve essere parallela al piano della sezione maestra della diga

La componente verticale delle forze di volume si determina secondo la seguente relazione:

$$F_v = m \cdot C \cdot W$$

dove il coefficiente m non deve essere minore di 0,5.

Nel caso di dighe a volta le forze F_h e F_v devono essere moltiplicate per 2.

Le azioni inerziali dell'acqua (sovrapressioni) vengono invece schematizzate come una forza di superficie (pressione) sul paramento di monte avente l'intensità:

$$p = C \cdot g \cdot c \cdot y_0$$

dove C è il coefficiente di intensità sismica, g il peso specifico dell'acqua, y_0 la differenza tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte, mentre c è invece una funzione valutata secondo la seguente relazione:

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

dove y è la differenza tra la quota di massimo invaso e quella del punto al quale è associata la pressione p , mentre c_m è un coefficiente che dipende dall'inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale.

Vengono di seguito descritte le analisi svolte sulla diga oggetto di studio per la valutazione degli effetti indotti dal sisma mediante il metodo delle forze statiche equivalenti.

Le direzioni delle azioni inerziali orizzontali prese in considerazione sono quella parallela al piano della sezione maestra (direzione monte-valle) e quella ortogonale (direzione spalla destra-spalla sinistra).

In figura 7.5 sono mostrate le configurazioni deformate assunte dal corpo diga sotto l'applicazione delle forze statiche equivalenti nei quattro versi considerati.

7.3 Analisi modale con spettro di risposta

L'analisi modale consiste nel valutare la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione, ed in seguito combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovate per i singoli modi.

La combinazione viene effettuata con il criterio radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS), previsto dalla normativa Dm 82

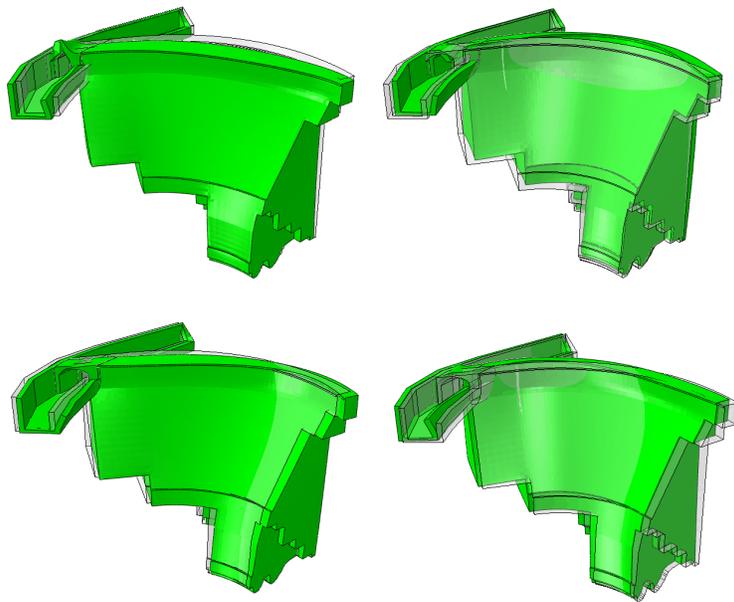


Figura 7.5: Configurazioni deformate della diga sotto l'applicazione delle Forze Statiche equivalenti
A partire dalla figura in alto a destra, in senso orario: verso valle, verso monte, verso spalla destra, verso spalla sinistra

Modo	Periodo [s]	Frequenza [Hz]
1	0,097513	10,255
2	0,07436	13,448
3	0,06111	16,364
4	0,059488	16,81
5	0,055063	18,161
6	0,049065	20,381
7	0,04613	21,678
8	0,044012	22,721
9	0,039093	25,58

Tabella 7.2: Periodi e frequenze relativi alle prime 9 forme modali

7.3.1 Modi di vibrazione

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

$$(-\omega^2 M + K) \Phi = 0$$

dove M è la matrice di massa, K quella di rigidezza, Φ l'autovettore corrispondente alla pulsazione propria ω .

L'analisi modale è stata svolta dal software Abaqus, imponendo di trovare i primi 30 modi.

In figura 7.6 sono riportati i primi 9 modi di vibrazione del corpo diga, ed in tabella 7.2 sono riportati i valori delle frequenze e dei periodi relativi ai primi 9 modi di vibrazione.

7.3.2 Definizione dello spettro di risposta

La normativa vigente (dm82) prevede che nel caso di analisi dinamiche, si utilizzi per le componenti orizzontali uno spettro di accelerazione minore o uguale a quello definito al punto B.6 del DM 3/3/1975 (sostituito poi dal DM 16/1/1996). Lo spettro di risposta elastico è stato definito secondo l'attuale normativa vigente, le Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate nel 2008.

Lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è definito secondo le seguenti equazioni:

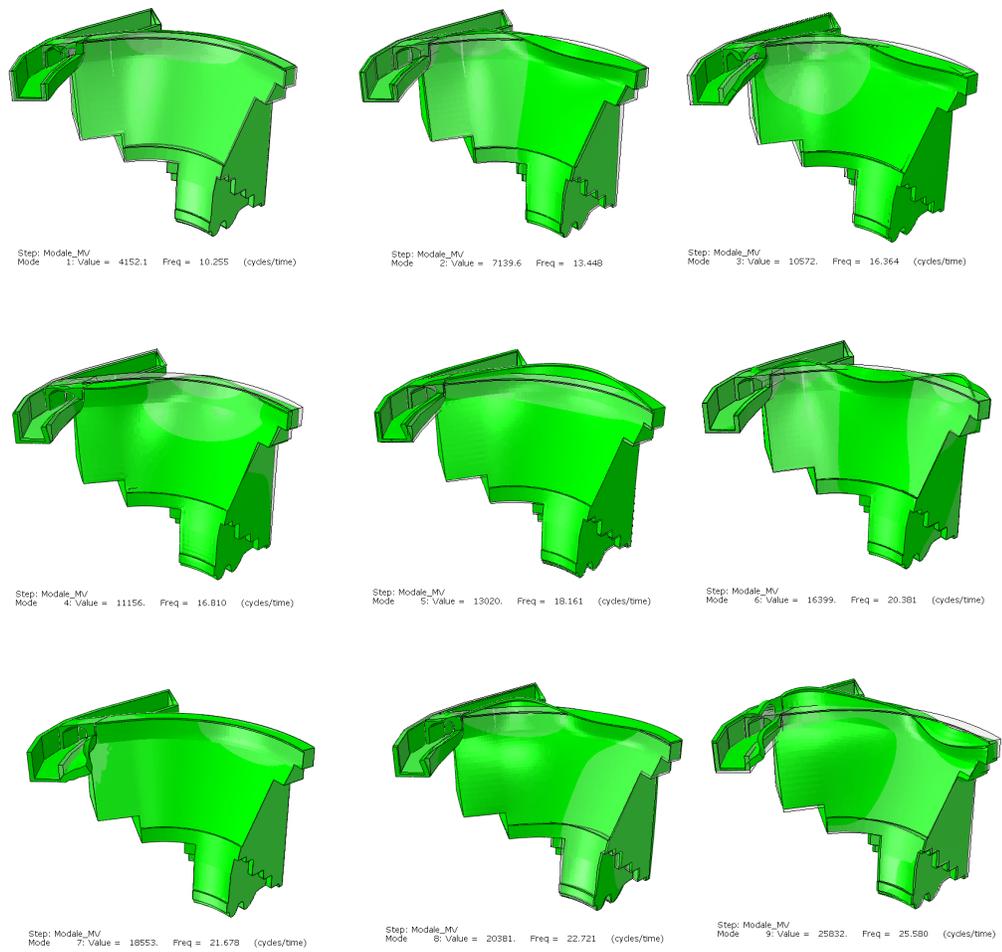


Figura 7.6: Deformate corrispondenti ai primi 9 modi di vibrazione propria del sistema

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right], \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0, \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right), \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right), \quad T_C \leq T \leq T_D$$

dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione
- a_g è l'accelerazione del terreno di progetto
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro ad accelerazione costante $T_B = T_C/3$
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante sullo spettro, indicato al paragrafo 7.1.4, funzione della categoria del sottosuolo $T_C = C_c \cdot T_C^*$
- T_D è il valore che definisce l'intervallo di risposta a spostamento costante dello spettro, $T_D = 4a_g/g + 1,6$
- S è un fattore che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche
- η è il fattore di abbattimento dello spettro, funzione del coefficiente di smorzamento viscoso ξ , secondo la seguente relazione $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$



Figura 7.7: Spettro di risposta elastico orizzontale allo SLV per la diga del Fusino

Non è stata considerato in questa analisi lo spettro di risposta elastico verticale.

La risposta massima del sistema sotto l'azione del sisma è ottenuta a partire dalla risposta dei singoli modi di vibrare. Tra le diverse formule che consentono di combinare le singole risposte, si è adottata la regola SRSS (Square Root Sum of Square), prevista dal DM82. Sia Z_i^k il contributo del modo i , per la componente k ad un effetto Z del sisma (che può essere una qualsiasi componente di tensione, di deformazione o spostamento). Il contributo complessivo Z^k per la componente k è dato da:

$$Z^k = \sqrt{\sum_i (Z_i^k)^2}$$

mentre il valore totale Z dell'effetto considerato è dato da:

$$Z = \sqrt{\sum_{k=1}^3 (Z^k)^2}$$

I valori ottenuti così per l'effetto Z sono da attribuire solamente al carico sismico.

In virtù della regola SRSS le grandezze calcolate da un'analisi con spettro di risposta risultano sempre positive, dal momento che la regola SRSS deriva da considerazioni di tipo statistico, e dà informazioni solamente sull'entità massima della componente calcolata. Il confronto con l'analisi del sisma condotta mediante forze statiche equivalenti va quindi eseguito sul valore assoluto degli sforzi. Inoltre gli sforzi principali risultanti da un'analisi con spettro di risposta sono calcolati a partire dalle singole componenti del tensore di sforzo calcolate con la regola SRSS (tutte positive). Per questi motivi il confronto con le analisi con forze statiche equivalenti va eseguito sulle singole componenti del tensore di sforzo e non sulle componenti principali.

7.4 Confronto tra i risultati delle due analisi

Il confronto tra i risultati ottenuti verrà effettuato confrontando gli spostamenti del coronamento in corrispondenza della sezione maestra in termini di valore assoluto, e le distribuzioni degli sforzi lungo le tre direzioni principali nei due paramenti e nella sezione maestra, relativamente all'applicazione del solo sisma in direzione monte valle. Si ricorda che gli sforzi principali massimi che si ottengono in seguito all'analisi modale con spettro di risposta non possono essere considerati attendibili, per cui il confronto va eseguito sulle componenti di sforzo nelle tre direzioni principali. In questo caso va considerato che nelle analisi con le forze statiche equivalenti il segno delle tensioni (trazioni o compressioni) è determinato dal verso: per effettuare un confronto con i risultati provenienti dall'analisi modale con spettro di risposta, i risultati dell'analisi effettuata con le forze statiche equivalenti vanno presi con il loro valore assoluto. Relativamente ai risultati delle forze statiche equivalenti, i contour plot riportati nelle figure 7.8 e 7.9 sono relativi al sisma applicato nel verso da monte a valle; quelle che appaiono come trazioni possono dunque essere interpretate come compressioni

nel caso di sisma applicato nel verso da valle a monte.

Si nota come nel caso analizzato lo spettro di risposta porti in generale a sforzi di entità maggiore di quelli calcolati con le forze statiche equivalenti.

Analizzando lo stato di sforzo presente sul paramento di valle, si nota come per tutte le componenti di sforzo le concentrazioni si trovino praticamente negli stessi punti per entrambi i metodi analizzati. In particolare queste concentrazioni si registrano in corrispondenza del contatto diga-fondazione. A meno dei picchi di sforzo localizzati, il valore delle tensioni per ognuna delle tre componenti di sforzo si aggira in media attorno ai 200-400 kPa. Analoghe considerazioni possono essere fatte per il caso del paramento di monte.

Per quanto riguarda gli spostamenti del coronamento in corrispondenza della sezione maestra, si ha nel caso dell'analisi modale uno spostamento u_x pari a 1,73 mm, mentre nel caso dell'analisi condotta con il metodo delle forze statiche equivalenti si ha $u_x = 1,44$ mm.

Nonostante la diga del Fusino ricada in un territorio caratterizzato da basse accelerazioni sismiche, si può comunque affermare che la risposta della diga alle sollecitazioni sismiche sia da considerarsi soddisfacente.

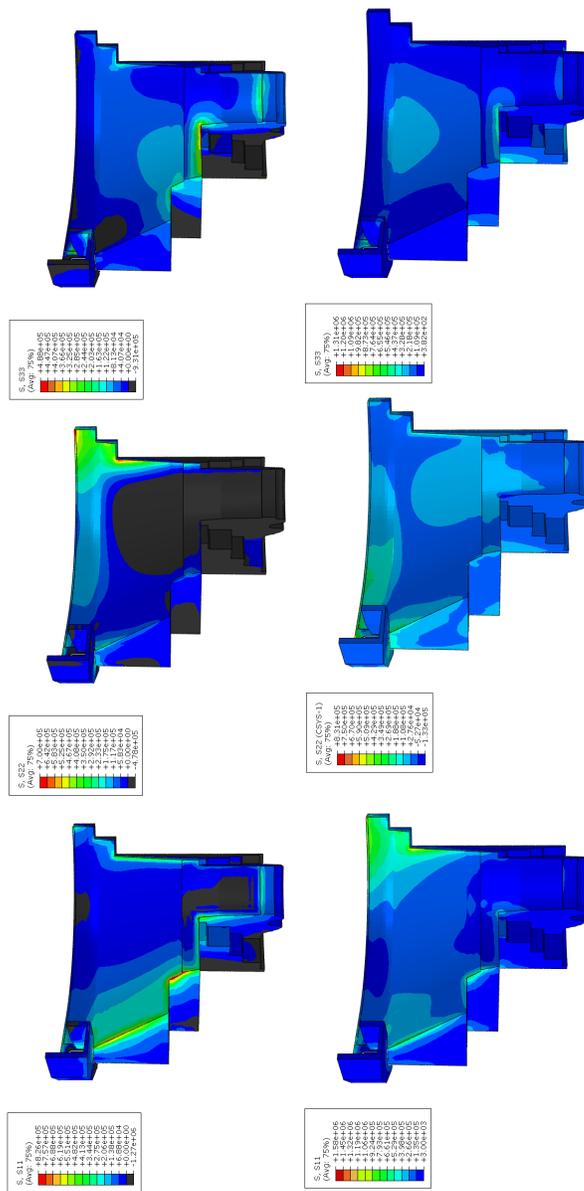


Figura 7.8: Sforzi indotti dal sisma sul paramento di valle
 In alto gli sforzi calcolati con il metodo delle forze statiche equivalenti, in basso quelli calcolati mediante l'analisi modale con spettro di risposta.

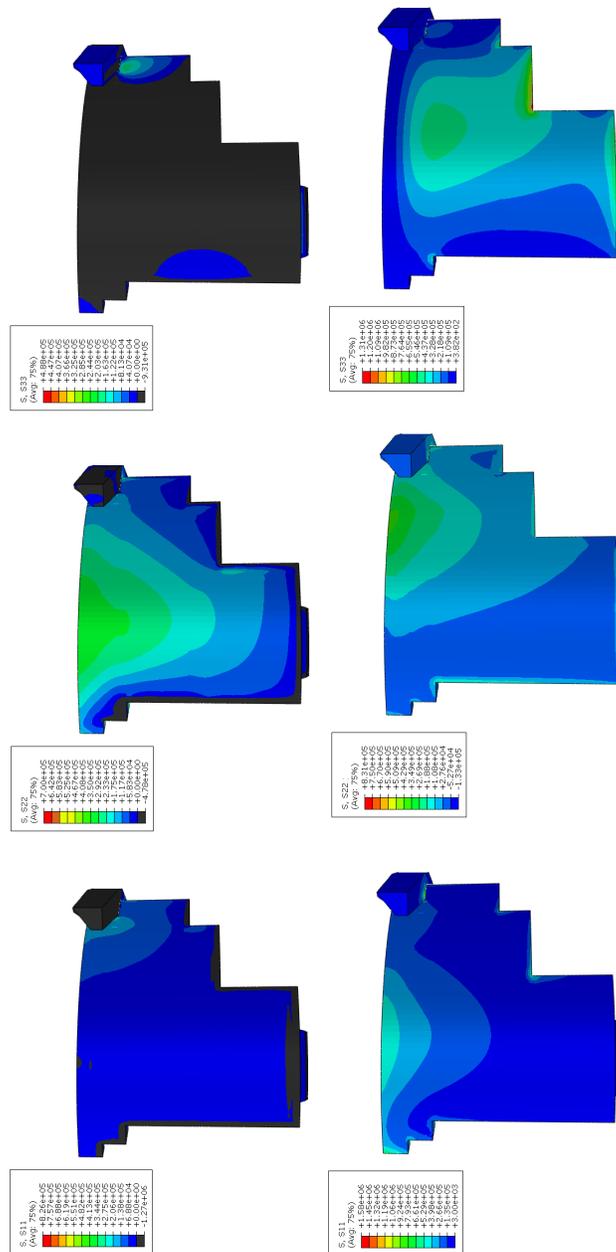


Figura 7.9: Sforzi indotti dal sisma sul paramento di monte
 In alto gli sforzi calcolati con il metodo delle forze statiche equivalenti, in basso quelli calcolati mediante l'analisi modale con spettro di risposta.

Conclusioni

Questo lavoro di tesi si è focalizzato sullo studio statico della diga arco gravità del Fusino. Dapprima sono state descritte le caratteristiche generali che hanno riguardato la geometria dell'opera, sulla base dei dati disponibili, risalenti all'epoca della costruzione, i materiali costituenti ed il sistema di monitoraggio attivo sulla diga, in termini di variazione di livello di invaso, temperature ambientali e deformazioni. Sulla base di queste premesse, è stato realizzato un modello tridimensionale della diga ad arco-gravità del Fusino e di una parte significativa del suo terreno circostante. Il modello geometrico della struttura e della valle è stato realizzato sulla base dei limitati dati disponibili; tuttavia si ritiene che il risultato finale, costituisca una rappresentazione appropriata dell'esistente.

Una parte fondamentale del lavoro ha riguardato la preparazione di un raffinato reticolo tridimensionale di elementi finiti e la validazione dello stesso in base ai risultati del sistema di monitoraggio. Questo è stato possibile svolgendo una serie di analisi numeriche in campo elastico lineare, atte a valutare la risposta della struttura sotto l'effetto delle azioni statiche e termiche che sollecitano la struttura in condizioni di esercizio. La risposta del modello alle azioni sismiche è stata valutata mediante un confronto dei risultati ottenuti con due dei diversi metodi contemplati dalla normativa attualmente vigente, ossia il metodo delle

forze statiche equivalenti e l'analisi modale con spettro di risposta.

I risultati hanno evidenziato in linea generale un comportamento soddisfacente della struttura sotto le condizioni di carico a cui più frequentemente è soggetta. Per una verifica strutturale dello stato tensionale dell'opera si è effettuato un confronto dei valori ottenuti dalle analisi ad elementi finiti con quelli limite prescritti dalla normativa attualmente vigente. Per alcune condizioni di carico non sono rispettate localmente le prescrizioni dettate dalla norma, valide anche per dighe esistenti. Va considerato tuttavia che la costruzione della diga del Fusino è antecedente all'emanazione del suddetto decreto; inoltre, l'assunzione di un legame costitutivo elastico lineare per tutti gli elementi strutturali ha costituito un aspetto che ha fortemente influenzato l'esito di queste verifiche strutturali, ignorando il reale comportamento anelastico dei materiali.

Il presente lavoro costituisce una base per successive analisi e verifiche più approfondite e particolareggiate che potranno essere svolte in futuro per indagare il comportamento statico e sismico del sistema diga-roccia di fondazione.

Bibliografia

- [1] Servizio Nazionale Dighe - Ufficio periferico di Milano, *Foglio di condizioni per l'esercizio e la manutenzione, Diga di Fusino in comune di Grosio (SO)*
- [2] Rapporto A.E.M., *Relazione sulla Diga di Fusino, Azienda Elettrica Municipale di Milano*
- [3] ANIDEL, *Barrage de FUSINO - Barrage-poids-voute en betòn*
- [4] Rapporto A.E.M., *Relazione sui controlli effettuati nel Dicembre 1965 - Diga di Fusino, 1965*
- [5] Rapporto A.E.M., *Prove fisiche su carote - Diga di Fusino, 1966*
- [6] Rapporto ISMES, *Indagini geofisiche con metodi sonici - Diga di Fusino vecchia, 1990*
- [7] Rapporto ISMES, *Indagini sul calcestruzzo della diga e sulla roccia di fondazione - Diga di Fusino vecchia, 1990*
- [8] ISMES, *Prove di laboratorio su campioni di calcestruzzo e roccia ed ispezioni con sonda televisiva - Diga di Fusino vecchia, 1990*
- [9] Rapporto RSE, *Diga di Fusino: caratterizzazione fisico - meccanica del calcestruzzo, 2011*

- [10] Rapporto RSE, *Diga di Fusino: indagini diagnostiche sul calcestruzzo*, 2011
- [11] Hoek E., *Practical Rock Engineering*
- [12] Brown E.T. , *Estimating the Mechanical Properties of Rock Masses, Proc. 1st Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium (SHRIMS 2008) potvin,y et. al editors*
- [13] International Society for Rock Mechanics, *Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials*
- [14] International Society for Rock Mechanics, *Draft ISRM Suggested Method for the Complete Stress-Strain Curve for Intact Rock in Uniaxial Compression*
- [15] Gettu R., Mobasher B., Carmona S., Jansen D. C., *Testing of Concrete Under Closed-Loop Control*, Advanced cement Based Materials, Vol.3, 1996, pp. 54-71
- [16] Shimizu H. et al., , *Distinct element modelling for Class II behavior of rock and hydraulic fracturing*, International journal of the JCRM, Vol. 7, N°1, 2011, pp. 33-36
- [17] International Society for Rock Mechanics, *Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression: Revised Version*
- [18] Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., *Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition*
- [19] *Abaqus Documentation*

- [20] Corradi dell'Acqua L., *Meccanica delle strutture - Le teorie strutturali e il metodo degli elementi finiti*, McGraw-Hill, 1994
- [21] Corigliano A., Taliercio A., *Meccanica Computazionale - Soluzione del problema elastico lineare*, Progetto Leonardo, Bologna, 2005
- [22] Cattaneo F., Novati G., Perego U., settembre 2008, *Analisi strutturali e sismiche dello sbarramento di Cancano - Rapporto Finale*
- [23] Rapporto ISMES, *Verifiche di sicurezza (D.M. 24.03.1982) - Diga di Fusino vecchia*, 1991
- [24] M. Stucchi - CNR, Milano, aprile 2000, *Sismicità dell'Alta Valtellina e delle zone adiacenti*
- [25] Rapporto attività commissioni Camera dei deputati, *Norme antisismiche, l'evoluzione normativa*, 2008
- [26] *Decreto Ministeriale 24 Marzo 1982 - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*, Gazzetta ufficiale n°212, 4 Agosto 1982

Ringraziamenti

Vorrei ringraziare in primo luogo il professor Umberto Perego per avermi offerto la possibilità di svolgere un lavoro di tesi stimolante e di mio gradimento, e per avermi offerto l'opportunità di svolgere il tirocinio curricolare presso lo studio geologico Altair. Ringrazio le persone con cui ho avuto a che fare nel mio periodo di tirocinio, in particolare Diego Italiano e Stefano Griffini, i quali mi hanno trasmesso i principali rudimenti sulla meccanica delle rocce.

Un sentito ringraziamento va al professor Giorgio Novati per avermi seguito con pazienza e disponibilità durante questi mesi, ed ad Aldo Ghisi e Marco Domaneschi per le tante indicazioni e i preziosi consigli che mi hanno elargito durante lo svolgimento della tesi, in particolare in merito all'utilizzo di Abaqus.

Ultima ma non ultima, desidero ringraziare la mia famiglia, nelle persone di mia madre Giannina, mio padre Andrea e mia sorella Priscilla, per avermi sostenuto economicamente e moralmente, e per avere atteso tanto a lungo e con pazienza l'agognata laurea magistrale.