



POLITECNICO DI TORINO
LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
A.A. 2016/2017

VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DI UNA DIGA IN CALCESTRUZZO COMPATTATO (RCC)

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

RELATORE

PROF. SEBASTIANO FOTI

CO-RELATORE

PROF. SILVIO VALENTE

RELATORE AZIENDALE

DOTT. HEIDY SANCHEZ LIZARRAGA

LAUREANDO

ROSA LUCA

DATA, 1 DICEMBRE 2017

Dedico il mio percorso di studi e questa tesi
a mio padre Guido, a mio fratello Paolo
ma soprattutto a mia madre Caterina a cui devo tutto
e a Elisa che mi ha supportato e sopportato sempre

Infine a ME.

RINGRAZIAMENTI

Questa tesi e questo percorso di studi, che si sta per concludere, rappresentano per me uno dei traguardi più importanti della mia vita, ma spero, al tempo stesso, che possa essere un punto di partenza per un nuovo ed entusiasmante viaggio, al di fuori dell'università, che mi possa condurre alla realizzazione dei miei sogni e dei miei obiettivi. Sono giunto a questo punto non sicuramente solo grazie alla mia famiglia ma anche, e soprattutto, all'aiuto delle persone che ho incontrato e conosciuto durante questo percorso, a loro devo i miei più sentiti ringraziamenti.

Ringrazio la mia famiglia Caterina, Guido e Paolo che sono sempre stati presenti in qualunque occasione e che mi hanno aiutato a raggiungere questo mio importante obiettivo. Li ringrazio infinitamente per i sacrifici fatti per potermi permettere di avere un'istruzione e avermi insegnato i valori importanti della vita di tutti i giorni, educandomi a rispettare gli altri e le loro idee.

Voglio ringraziare soprattutto la mia ragazza Elisa che rappresenta la persona più importante della mia vita, spronandomi e incoraggiandomi sempre, con cui ho vissuto momenti di gioia indescrivibile e con la quale, spero, un giorno, di poter costruire qualcosa di meraviglioso.

Un grazie va ai miei ex-coinquilini Paolo e Daniele con i quali ho vissuto i primi anni di vita universitaria e che quando c'era la Juventus non c'eravamo per nessuno, a Lorenzo che appena sveglio mi dava il "5" per darmi il buongiorno e a Chiara, con la quale non ho avuto in comune nessun tipo di contratto d'affitto, ma che ritengo una ex-coinquilina a tutti gli effetti.

Ringrazio tutte le meravigliose persone che ho conosciuto in questi anni al Politecnico, in particolare i miei colleghi Mike, Papaiani, Nick, Alessio G, Alessio R, Patrik, Mario, Leo che hanno reso le mie giornate meno lunghe e più spensierate.

Un grazie va a Felix e Giorgio che mi hanno consigliato nelle mie decisioni di tutti i giorni e sono sempre stati presenti in questi anni rappresentando per me un punto di riferimento. Spero di poter continuare a coltivare questa amicizia ancora per molto tempo.

Un grazie enorme va a quei quattro Ragazzi che hanno reso l'università tutta un'altra cosa senza i quali probabilmente non sarei qui ora, vi ringrazio per le giornate interminabili passate

insieme, per risate infinite, per gli orari impossibili di studio, per aver capito cosa significa fare lavoro di squadra aiutandoci l'un l'altro, spronandoci a vicenda ma soprattutto per il bel ricordo che avrò sempre di voi. Ringrazio in particolare Dalmassino perché ancora oggi se si parla di far la pizza da Sciro ridiamo come dei pazzi. Ringrazio Fede perché mi ha insegnato che con determinazione e convinzione è possibile fare qualsiasi cosa, cascasse il mondo. Ringrazio Sciro perché anche se è grande e grosso è un pezzo di pane come la sua super famiglia. Ringrazio Salo per il suo modo di pensare differente e sempre fuori dagli schemi. Spero, prima o poi, di poter condividere con voi altri attimi come quelli vissuti insieme e magari, chissà, un giorno aprire uno studio tutti insieme e ritrovarci a ridere e scherzare come in questi anni.

In fine voglio esprimere la mia più grande gratitudine al Prof. Sebastiano Foti, Prof. Silvio Valente e Dott. Heidy Sanchez Lizarraga per il loro importante aiuto nello sviluppo e nella redazione di questa tesi. Ringrazio inoltre la Società Geodata Spa che mi ha permesso di utilizzare i propri dati nello studio presentato. Un particolare ringraziamento va al Dott. Ravi Shah con il quale si è instaurato un ottimo rapporto fin dai primi giorni di collaborazione.

La tesi presenta uno studio approfondito per quanto riguarda le analisi da condurre nella progettazione di grandi opere idrauliche, in particolare delle dighe a gravità in calcestruzzo compattato.

Si descrivono in dettaglio le metodologie di progetto, in riferimento alle normative americane predisposte da U.S. Army Corps of Engineers e da U.S. Bureau Reclamation, da applicate alle differenti analisi. Esse sono principalmente l'analisi di stabilità, l'analisi tensionale e l'analisi dinamica. Per tener conto dei carichi indotti dal terremoto è possibile condurre lo studio secondo il metodo del coefficiente sismico, della risposta spettrale o attraverso l'introduzione di una storia di accelerazione reale e rappresentativa. Lo scopo principale della tesi è quello di mettere in evidenza come la simulazione dell'azione dinamica con una "Time-History" reale e la corretta definizione dell'interazione presente tra la costruzione idraulica e il serbatoio a monte, comporti una variazione importante dei parametri di controllo. Al variare dell'approccio adottato per descrivere l'effetto idrodinamico e al variare della storia di accelerazione considerata si valutano quindi gli spostamenti, le tensioni e la durata cumulata. Tutti questi aspetti vengono implementati e utilizzati per un progetto reale.

Il caso studio è focalizzato sulla progettazione di una diga a gravità in calcestruzzo compattato collocata in Bolivia. Essa presenta un'altezza massima di circa 170 metri e prevede uno sviluppo rettilineo del proprio asse. I dati di progetto utilizzati sono stati forniti dalla Società di Ingegneria Geodata Spa. Lo studio viene condotto per una sezione di dimensioni minori, altezza di circa 100 metri, base di 90 metri, la quale non consente il flusso d'acqua al di sopra della cresta. Si valutano quindi le combinazioni di carico agenti sulla struttura attraverso il programma CADAM e successivamente si effettuano le analisi tensionali e dinamiche, in campo lineare elastico, con il software alle differenze finite FLAC 2D. Si determinano i coefficienti di sicurezza, per quanto riguarda la stabilità della costruzione, e i livelli tensionali, ricavati dallo studio pseudo-statico preliminare, i quali risultano essere ampiamente al di sotto dei limiti dettati da normativa. In relazione invece alla risposta sismica della struttura i parametri di controllo principali sono gli spostamenti e la durata cumulata del fattore "DCR", cioè il rapporto tra la tensione agente e la resistenza a trazione dinamica del calcestruzzo.

Si osserva in conclusione che per opere di dimensioni elevate, come il caso in esame, è importante definire l'interazione tra diga e serbatoio in quanto può provocare, soprattutto sulle facce della diga, un aumento di tensione anche oltre il 40% e un incremento degli spostamenti pari a circa il 15-20% rispetto al caso in cui non si consideri la spinta idrodinamica ma solamente la forza statica dell'acqua. Inoltre si mette in evidenza come, in un'analisi dinamica completa, le frequenze fondamentali della struttura e le caratteristiche intrinseche del terremoto influenzino in modo marcato la risposta della diga. L'accelerazione di picco al suolo quindi non risulta essere l'unico parametro sismico da considerare nella valutazione della spinta idrodinamica e della comportamento strutturale ma è necessario far attenzione ai valori di durata ed intensità del terremoto, per questo motivo è importante utilizzare differenti registrazioni sismiche nello studio. A livello progettuale la sezione considerata non necessita di ulteriori analisi in quanto risulta essere stabile e con una zona di danno limitata, mentre per quella principale, dove l'area di danno è pari all' 11% della sezione, deve essere previsto un'analisi dinamica non lineare aggiuntiva.

L'analisi statica e dinamica delle grandi dighe in calcestruzzo, sia esistenti che in fase di progettazione, risulta essere un argomento delicato sotto molti punti di vista da quello economico a quello ambientale, da quello politico a quello progettuale. In questa tesi si vuole presentare un particolare percorso per la progettazione, se pur di tipo preliminare, di un grande impianto idroelettrico, focalizzandosi principalmente sulla progettazione dinamica e sulla valutazione della risposta sismica della struttura. Si descrivono inoltre le metodologie utilizzate per introdurre l'azione idrodinamica nelle analisi proposte. Si riportano di seguito una breve riassunto degli argomenti trattati in questi capitoli.

Capitolo 1. Breve introduzione su ciò che viene trattato in questo elaborato e sugli aspetti da tener in maggior considerazione.

Capitolo 2. Questo capitolo è incentrato sulla descrizione delle differenti tipologie di dighe a gravità presenti in tutto il mondo, descrivendone le caratteristiche principali e l'ampio uso multifunzionale che oggi possiedono. Si descrivono i pregi che, l'utilizzo del calcestruzzo compatto, ha portato negli ultimi decenni nella realizzazione delle grandi dighe. Si descrivono alcuni esempi delle dighe in RCC più importanti e particolari.

Capitolo 3. In Questo capitolo vengono presentati i metodi di progettazione e di analisi delle dighe in calcestruzzo compatto. In particolare si identificano i carichi da considerare nelle diverse analisi, la progettazione della miscela, le proprietà elastiche e meccaniche del calcestruzzo, le modalità costruttive e caratteristiche di resistenza dell'interfaccia tra calcestruzzo e roccia di fondazione.

Capitolo 4. Successivamente alla definizione dei parametri di progetto delle dighe in RCC si descrivono quelli che sono i metodi usuali per l'analisi sismica delle dighe che vanno dai metodi pseudo-statici, che effettuano un calcolo all'equilibrio limite, a quelli dinamici, che considerano la storia di accelerazione di un sisma reale e rappresentativo del sito in studio.

Capitolo 5. L'analisi di stabilità è il primo passo nella progettazione del disegno della diga. Il metodo utilizzato è quello dell'equilibrio limite in cui si analizzano diverse combinazioni di carichi agenti sulla struttura, schematizzata come un blocco infinitamente rigido. Le verifiche di stabilità riguardano il ribaltamento, lo scorrimento e il sollevamento,

definendo per ognuno il rispettivo coefficiente di sicurezza. Infine si presentano i limiti dettati da normativa a seconda della tipologia di carico considerato.

Capitolo 6. Una volta stabilita la geometria e verificata la stabilità dell'opera è necessario investigare in maniera più dettagliata lo stato tensionale nel calcestruzzo. In questo capitolo si presenta la metodologia per la definizione dei carichi e delle pressioni agenti sulla costruzione riportando alla fine i valori limite di tensione richiesta dalla normativa americana

Capitolo 7. In questo capitolo vengono presentati gli stadi più avanzati della modellazione e dell'analisi effettuate sulla diga considerata. Si descrive brevemente lo studio di pericolosità sismica del sito con l'obiettivo di scegliere gli accelerogrammi da utilizzare. Successivamente si descrivono le differenti tipologie di analisi che possono essere effettuate partendo da quelle elastico lineare fino ad arrivare all'utilizzo di materiali definiti da leggi costitutive complesse. Parametri fondamentali, come tensione e spostamenti, devono essere controllati adeguatamente.

Capitolo 8. Fondamentale, per ricavare la soluzione rappresentati del comportamento dinamico della diga, è la corretta modellazione della pressione dinamica che l'acqua crea a contatto con la struttura durante l'evento sismico. Si descrivono quindi differenti metodologie per la presa in conto dell'interazione struttura serbatoio.

Capitolo 9. Questo capitolo rappresenta la parte principale di questo elaborato. Si introduce il caso studio di una diga in fase di progettazione collocata in Bolivia. Si valuta quindi il sito di interesse caratterizzandolo dal punto di vista sismico e selezionando i sismi rappresentativi per le successive analisi. Si riportano i risultati ricavati dall'analisi preliminare di stabilità attraverso il software CADAM, valutando che i coefficienti di sicurezza siano adeguati. Con l'utilizzo di FLAC 2D si effettua un calcolo preliminare pseudo-statico per interrogare il livello tensionale presente nel calcestruzzo della costruzione. Infine si presenta in maniera dettagliata e completa come è stata effettuata l'analisi dinamica con storia di accelerazione reale. In particolare si descrivono i risultati ottenuti, con vari approcci per simulare la pressione idrodinamica, mettendo in risalto l'importanza di questo carico nei confronti di parametri di controllo come tensioni e spostamenti.

Capitolo 10. Nell'ultimo capitolo si riportano le conclusioni che si ottenute dall'analisi dinamica di una diga in RCC, evidenziando come la soluzione sia in funzione delle caratteristiche dell'input sismico utilizzato e dell'approccio implementato per la rappresentazione dell'interazione tra diga e serbatoio.

RIASSUNTO	VI
SOMMARIO	VIII
INDICE	X
INDICE DELLE FIGURE E TABELLE	XIV
CAPITOLO 1 - INTRODUZIONE	20
CAPITOLO 2 - DIGHE A GRAVITÀ	22
PARAGRAFO 2.1 - ASPETTI GENERALI E TIPOLOGIE DI DIGHE A GRAVITÀ	22
2.1.1 - <i>Dighe in Terra o Materiale Sciolto</i>	23
2.1.2 - <i>Dighe in murature e pietrame</i>	24
2.1.3 - <i>Dighe con cassettoni</i>	25
2.1.4 - <i>Dighe in calcestruzzo vibrato o rullato</i>	25
PARAGRAFO 2.2 - DEFINIZIONI DI BASE	26
PARAGRAFO 2.3 - PRINCIPALI FUNZIONI DELLE DIGHE	28
2.3.1 - <i>Irrigazione</i>	28
2.3.2 - <i>Energia Idroelettrica</i>	28
2.3.3 - <i>Raccolta d'acqua per Uso Domestico ed Industriale</i>	29
2.3.4 - <i>Navigazione nell'Entroterra</i>	30
2.3.5 - <i>Controllo Delle Inondazioni</i>	30
PARAGRAFO 2.4 - METODOLOGIE DI COSTRUZIONE DI DIGHE IN CALCESTRUZZO	31
2.4.1 - <i>Le dighe in calcestruzzo convenzionale (CVC)</i>	31
2.4.2 - <i>Calcestruzzo compattato (RCC)</i>	32
PARAGRAFO 2.5 - DIGHE IN RCC	33
2.5.1 - <i>Produzione e posizionamento</i>	33
2.5.2 - <i>Cenni Storici</i>	34
2.5.3 - <i>Vantaggi nella Costruire in RCC</i>	36
2.5.4 - <i>Esempi di Dighe in Roller-Compacted Concrete</i>	39
CAPITOLO 3 - PROGETTAZIONE ED ANALISI DELLE DIGHE IN RCC	41
PARAGRAFO 3.1 - MATERIALI E PROGETTAZIONE DELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO.	41
PARAGRAFO 3.2 - PROPRIETÀ MECCANICHE RCC	42
3.2.1 - <i>Resistenza a compressione</i>	42
3.2.2 - <i>Resistenza a trazione</i>	43

3.2.3 - Resistenza al taglio	44
3.2.4 - Permeabilità	45
PARAGRAFO 3.3 - PROPRIETÀ ELASTICHE	45
PARAGRAFO 3.4 - PROPRIETÀ DELLA FONDAZIONE	46
PARAGRAFO 3.5 - DEFINIZIONE DEI CARICHI	47
3.5.1 - Peso Proprio	47
3.5.2 - Spinta idrostatica a vale e a monte	47
3.5.3 - Sottopressione	48
3.5.4 - Terra e sedimenti	52
3.5.5 - Terremoto	52
CAPITOLO 4 - PROGETTAZIONE SISMICA	53
PARAGRAFO 4.1 - INTRODUZIONE	53
PARAGRAFO 4.2 - PERICOLOSITÀ SISMICA	53
4.2.1 - Metodo deterministico	54
4.2.2 - Metodo Probabilistico	54
PARAGRAFO 4.3 - DEFINIZIONE DEI SISMI E DEI MOVIMENTI DEL SUOLO	56
4.3.1 - Maximum Credible Earthquake	56
4.3.2 - Operating Basis Earthquake	56
4.3.3 - Scelta Record Sismici	56
PARAGRAFO 4.4 - TIPOLOGIE DI ANALISI DINAMICHE	57
4.4.1 - Metodo del Coefficiente Sismico	58
4.4.2 - Metodo della Risposta Spettrale	60
4.4.3 - Metodo con "Time-History"	62
CAPITOLO 5 - ANALISI DI STABILITÀ	63
PARAGRAFO 5.1 - INTRODUZIONE	63
PARAGRAFO 5.2 - CARICHI CONSIDERATI NELL' ANALISI DI STABILITÀ	63
PARAGRAFO 5.3 - COMBINAZIONI DI CARICO	66
5.3.1 - Combinazioni di Carico Usuali	66
5.3.2 - Combinazione di Carico Inusuale	67
5.3.3 - Combinazione di Carico Estrema	68
PARAGRAFO 5.4 - CONSIDERAZIONE DI STABILITÀ	69
PARAGRAFO 5.5 - STABILITÀ AL RIBALTAMENTO	70
5.5.1 - Calcolo della Posizione delle Risultanti	71
5.5.2 - Calcolo Fattore di Sicurezza al Ribaltamento.	72
PARAGRAFO 5.6 - STABILITÀ ALLO SLITTAMENTO	73
PARAGRAFO 5.7 - STABILITÀ AL SOLLEVAMENTO	74
PARAGRAFO 5.8 - ASSUNZIONI ED IPOTESI DEL METODO ALL'EQUILIBRIO LIMITE (LEM)	75
PARAGRAFO 5.9 - CONSIDERAZIONE TENSIONALE	76

CAPITOLO 6 - ANALISI TENSIONALE	79
PARAGRAFO 6.1 - INTRODUZIONE	79
PARAGRAFO 6.2 - CARICHI CONSIDERATI NELL' ANALISI TENSIONALE	79
PARAGRAFO 6.3 - VERIFICHE TENSIONALI CALCESTRUZZO	82
CAPITOLO 7 - ANALISI DINAMICA	84
PARAGRAFO 7.1 - INTRODUZIONE	84
PARAGRAFO 7.2 - SCELTA DEI SISMI RAPPRESENTATIVI	85
PARAGRAFO 7.3 - METODOLOGIA E CRITERIO DI VALUTAZIONE	86
PARAGRAFO 7.4 - PROPRIETÀ DEL MATERIALE RCC	87
7.4.1 - <i>Resistenza a compressione.</i>	87
7.4.2 - <i>Resistenza a trazione</i>	87
7.4.3 - <i>Resistenza a taglio</i>	89
7.4.4 - <i>Smorzamento del materiale.</i>	90
PARAGRAFO 7.5 - CASI DI CARICO SISMICO	90
PARAGRAFO 7.6 - VERIFICHE E LIMITI TENSIONALI	92
7.6.1 - <i>Tensioni ammissibili</i>	92
7.6.2 - <i>Valutazione del danno</i>	92
CAPITOLO 8 - PRESSIONE IDRODINAMICA – SISTEMA DIGA-INVASO	96
PARAGRAFO 8.1 - INTRODUZIONE	96
PARAGRAFO 8.2 - MODELLO DI CALCOLO WESTERGAARD	96
8.2.1 - <i>Soluzione esatta di Westergaard</i>	97
8.2.2 - <i>Soluzione approssimata di Westergaard</i>	98
8.2.3 - <i>Confronto tra formulazione esatta e approssima</i>	99
8.2.4 - <i>Masse addizionali di Westergaard</i>	100
8.2.5 - <i>Masse addizionali di Westergaard generalizzato</i>	101
PARAGRAFO 8.3 - MODELLO DI CALCOLO ZANGAR	102
8.3.1 - <i>Aspetti generali</i>	102
8.3.2 - <i>Metodo di studio – determinazione pressione idrodinamica.</i>	104
PARAGRAFO 8.4 - MODELLO ALLE DIFFERENZE FINITE	106
8.4.1 - <i>Modello numerico e ipotesi</i>	107
CAPITOLO 9 - CASO STUDIO : COSTRUZIONE DIGA IN BOLIVIA	109
PARAGRAFO 9.1 - INTRODUZIONE	109
PARAGRAFO 9.2 - GEOMETRIA DELLA DIGA IN RCC	110
9.2.1 - <i>Sezioni considerate nello studio</i>	112
9.2.2 - <i>Sistema di drenaggio e cortina impermeabile</i>	115
9.2.3 - <i>Caratteristiche materiali</i>	115
9.2.4 - <i>Caratteristiche fondazione</i>	116
PARAGRAFO 9.3 - PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO	117

PARAGRAFO 9.4 - ANALISI DI STABILITÀ	120
9.4.1 - <i>Descrizione software utilizzato CADAM</i>	121
9.4.2 - <i>Geometria CADAM – Sezione 0+200</i>	122
9.4.3 - <i>Proprietà RCC</i>	123
9.4.4 - <i>Metodo di calcolo dei carichi</i>	124
9.4.5 - <i>Carichi agenti sulla struttura</i>	126
9.4.6 - <i>Calcolo dei fattori di sicurezza – CADAM</i>	128
9.4.7 - <i>Risultati – Analisi di Stabilità – CADAM – Sezione 0+200 km</i>	130
PARAGRAFO 9.5 - CALCOLO TENSIONALE	133
PARAGRAFO 9.6 - ANALISI TENSIONALE	136
9.6.1 - <i>Descrizione software utilizzato FLAC 2D</i>	137
9.6.2 - <i>Modello FLAC 2D – Sezione 0+200</i>	137
9.6.3 - <i>Proprietà del modello FLAC 2D</i>	139
9.6.4 - <i>Carichi agenti sulla struttura</i>	140
9.6.5 - <i>Risultati – Analisi Tensionale – FLAC</i>	143
9.6.6 - <i>Verifica tensionale - FLAC</i>	144
PARAGRAFO 9.7 - ANALISI DINAMICA	145
9.7.1 - <i>Considerazioni Dinamiche del Modello</i>	146
9.7.2 - <i>Calibrazione Del modello FLAC 2D</i>	150
9.7.3 - <i>Proprietà e caratteristiche del modello</i>	158
9.7.4 - <i>Modellazione idrodinamica</i>	161
9.7.5 - <i>Confronto dei Parametri di controllo</i>	166
9.7.6 - <i>Risultati ottenuti – modello Idrodinamico – MCE-3</i>	168
9.7.7 - <i>Risultati ottenuti – Influenza dell’input sismico</i>	175
CAPITOLO 10 - CONCLUSIONI	177
CAPITOLO 11 - BIBLIOGRAFIA	179
CAPITOLO 12 - ALLEGATO	182

INDICE DELLE FIGURE E TABELLE

Figura 2.1 Diga in materiale sciolto con nucleo centrale in argilla	23
Figura 2.2 Lago Bomba - diga in terra.	23
Figura 2.3 Damghan Dam - Diga in Pietrame	24
Figura 2.4 Diga Pian del Becco (Bergamo) - diga a gravità in muratura di pietrame.	24
Figura 2.5 Diga di Roselend (Francia) - diga con contrafforti (Hollow Dam).....	25
Figura 2.6 Diga di Hickory Log Creek - Diga a gravità in calcestruzzo.	26
Figura 2.7 Definizioni di Base - Dighe a Gravità.	27
Figura 2.8 Coltivazioni di piante in campi irrigati.....	28
Figura 2.9 Turbine in una centrale idroelettrica	29
Figura 2.10 Industria la cui acqua è fornita da dighe limitrofe	29
Figura 2.11 Grandi carichi di prodotti si spostano lungo il canale nei pressi della diga e della chiusa	30
Figura 2.12 Conseguenze di una alluvione.....	31
Figura 2.13 Compattazione strato di calcestruzzo con rulli vibranti.....	33
Figura 2.14 Stratigrafia delle costruzione in RCC.	34
Figura 2.15 Willow Creek Dam	35
Figura 2.16 diga di Shimajigawa	36
Figura 2.17 Costo del RCC in funzione del Volume della Diga	37
Figura 2.18 Diga Gibe III – Etiopia – la più alta diga in RCC del mondo.....	39
Figura 2.19 Diga Las Blancas - La più lunga diga in RCC del mondo.....	40
Figura 3.1 Trend della resistenza a compressione al variare del rapporto acqua-cemento.....	42
Tabella 3.1 Confronto della resistenza a compressione del RCC: control cylinders vs cores.	43
Tabella 3.2 Resistenza di trazione diretta di provini estratti da dighe in RCC.	44
Figura 3.2 Distribuzione delle sotto-pressioni senza la presenza di dreni di fondazione.	49
Figura 3.3 Distribuzione della sotto-pressione con galleria drenante.	50
Figura 3.4 Distribuzione delle sotto-pressioni con dreni vicini alla faccia a monte della diga.....	50
Figura 3.5 Distribuzione della sottoppressione con cricca nella fondazione e presenza del dreno.	51
Figura 3.6 Distribuzione delle sotto-pressioni per cricche estese oltre il dreno di fondazione.....	51
Figura 4.1 Carichi sismici agenti sulla diga.	58
Figura 4.2 semplificazione strutturale della diga - modi fondamentali della struttra.	61
Figura 5.1 Pre-dimensionamento diga a gravità.....	70

Tabella 5.1 Fattori di Sicurezza considerati nelle successive Analisi.....	70
Tabella 5.2 Limiti richiesti per la posizione della risultante delle forze alla base.	72
Tabella 5.3 Limiti per i fattori di sicurezza al ribaltamento.....	72
Figura 5.2 involuppo di rottura di Mohr-Coulomb.....	74
Tabella 5.4 Fattori di sicurezza allo scorrimenti richiesti da USACE e USBR.....	74
Tabella 5.5 Fattori di sicurezza al sollevamento USACE.....	75
Tabella 5.6 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.....	78
Tabella 6.1 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.....	83
Figura 7.1 relazione tra resistenza a compressione e resistenza a trazione.....	88
Tabella 7.1 Valori di smorzamento diga in RCC.....	90
Tabella 7.2 Trazione ammissibile del materiale RCC utilizzato -OBE.....	92
Tabella 7.3 Trazione ammissibile del materiale RCC utilizzato -MCE.....	92
Figura 7.2 intervallo di domanda ammissibile.....	94
Figura 7.3 Esempio di valutazione della durata oltre il limite tensionale.....	94
Figura 7.4 Curva di valutazione del comportamento per una diga a gravità in calcestruzzo.....	95
Figura 8.1 distribuzione di pressione sulla diga per la soluzione esatta.....	97
Figura 8.2 distribuzione di pressione sulla diga per la soluzione approssimata.....	99
Figura 8.3 Confronto pressione idrodinamica soluzione di Westergaard esatta ed approssimata....	100
Figura 8.4 Westergaard - masse aggiuntive - rappresentazione.....	101
Figura 8.5 Rappresentazione del modello per il calcolo della pressione.....	103
Figura 8.6 confronto tra le curve di pressione sperimentale ed empiriche.....	104
Figura 8.7 Coefficienti di pressione per piani di inclinazione costante.....	105
Figura 8.8 Layout semplificato - modellazione diga-roccia-serbatoio.....	107
Tabella 8.1 Proprietà dell'acqua.....	108
Figura 9.1 Vista in prospettiva della Diga in RCC.....	111
Figura 9.2 Vista Planimetrica diga in RCC.....	111
Tabella 9.1 Dati geometrici diga in RCC.....	112
Figura 9.3 Sezione 0+333 - diga in RCC.....	113
Tabella 9.2 Dati geometrici - Sezione 0+333.....	113
Figura 9.4 Sezione 0+200 diga in RCC.....	114
Tabella 9.3 Dati geometrici -Sezione 0+222.....	114
Tabella 9.4 Proprietà meccaniche RCC.....	115
Tabella 9.5 Proprietà interfaccia RCC-RCC.....	116
Tabella 9.6 Proprietà interfaccia fondazione.....	116
Tabella 9.7 Proprietà elastiche della fondazione.....	117

Figura 9.5 Attività sismogenetica della Bolivia – eventi sismico superficiale (pallini gialli) – eventi sismico intermedio (pallini arancioni) – evento sismico profondo (pallini rossi).	117
Figura 9.6 Spettro di accelerazione per un periodo di ritorno di 475 anni e 2475 anni.	118
Figura 9.7 Spettro di accelerazione per fonti sismogenetiche profonde e superficiali.	118
Tabella 9.8 Accelerazione di picco al suolo per i due livelli sismici differenti.....	119
Figura 9.8 Spettro compatibilità - livello sismico OBE.....	119
Tabella 9.9 Fattori di scala - livello OBE.	120
Figura 9.9 Spettro compatibilità - livello sismico MCE.....	120
Tabella 9.10 Fattori di scala - livello MCE.....	120
Tabella 9.11 Dati geometrici sezione CADAM - 0+200.....	122
Figura 9.10 Geometria di Input software -interfaccia CADAM.	123
Tabella 9.12 Proprietà meccaniche RCC –input CADAM.....	124
Tabella 9.13 Parametri di resistenza interfacce - Input CADAM.....	124
Figura 9.11 Carichi statici considerati	125
Figura 9.12 Carichi dinamici considerati	125
Tabella 9.14 Dati peso proprio	126
Tabella 9.15 livello idraulico per calcolo della spinta dell'acqua.	126
Tabella 9.16 Dati di input dei sedimenti.	127
Tabella 9.17 Dati per il calcolo delle forze sismiche.....	128
Figura 9.13 Condizione di carico - combinazione 1.....	130
Figura 9.14 Combinazione 1 - fattori di sicurezza.	131
Tabella 9.18 Fattori di sicurezza richiesti.	131
Tabella 9.19 Fattore di Sicurezza - Scorrimento - CADAM.....	132
Tabella 9.20 Fattore di Sicurezza - Ribaltamento – CADAM	132
Tabella 9.21 Fattore di Sicurezza - Sollevamento – CADAM	132
Figura 9.15 Combinazione 9 - fattori di sicurezza – sezione 0+333 km.	133
Tabella 9.22 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.....	134
Figura 9.16 distribuzione tensionale interfacce - combinazione 1.	135
Tabella 9.23 Verifica valori tensionali - software CADAM.	135
Figura 9.17 Modello FLAC - Geometria costruzione finita.	138
Tabella 9.24 Proprietà meccaniche RCC –input FLAC.	139
Tabella 9.25 Proprietà meccaniche interfaccia –input FLAC.....	139
Tabella 9.26 Proprietà meccaniche roccia –input FLAC.....	140
Tabella 9.27 Parametri calcolo spinta idrodinamica.....	142
Figura 9.18 Modifica manuale del valore e della direzione della gravità.	143
Figura 9.19 Distribuzione di tensione - combinazione 1.....	144

Tabella 9.28 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.....	145
Tabella 9.29 Verifica tensioni ammissibili.....	145
Figura 9.20 Modello per analisi sismiche di strutture superficiali in campo libero.....	149
Figura 9.21 Spettro di Frequenza di Fourier.....	150
Tabella 9.30 Proprietà elastiche RCC - analisi dinamica.....	151
Figura 9.22 Modello per la calibrazione dinamica.....	152
Figura 9.23 Accelerogramma – MCE 3.....	153
Figura 9.24 controllo rotazione della base del modello.....	154
Figura 9.25 Confronto storie di velocità.....	154
Figura 9.26 Confronto storie di accelerazione.....	155
Figura 9.27 andamento Sweep Wave.....	156
Figura 9.28 Storia di velocità valutata in cresta alla diga -sweep wave.....	157
Figura 9.29 Spettro di frequenza delle velocità della diga.....	157
Tabella 9.31 Proprietà statiche RCC –input FLAC.....	158
Tabella 9.32 Proprietà dinamiche RCC –input FLAC.....	158
Tabella 9.33 Proprietà meccaniche interfaccia –input FLAC.....	159
Tabella 9.34 Valori di smorzamento diga in RCC.....	159
Figura 9.30 Accelerogramma – MCE 1.....	160
Figura 9.31 Accelerogramma – MCE 2.....	160
Figura 9.32 Accelerogramma – MCE 3.....	160
Tabella 9.35 Masse addizionali di Westergaard.....	162
Figura 9.33 introduzione nel modello delle masse di Westergaard.....	163
Tabella 9.36 Masse addizionali di Zangar.....	164
Figura 9.34 Modello con zona rappresentante l'acqua.....	165
Tabella 9.37 Proprietà dell'acqua.....	166
Figura 9.35 Esempio di valutazione della durata oltre il limite tensionale.....	167
Tabella 9.38 Valori di tensione massima e fattore DCR.....	169
Figura 9.36 Storia di tensione - modello di riferimento.....	170
Figura 9.37 Storia di tensione - metodo zona acqua.....	171
Tabella 9.39 Durata cumulata in cui la tensione è superiore a DTS.....	171
Figura 9.38 Confronto tra i diversi modelli - storia tensionale.....	172
Figura 9.39 spostamenti orizzontali misurati in cresta secondi i differenti metodi.....	173
Tabella 9.40 Spostamenti orizzontali massimi misurati.....	173
Figura 9.40 Zona di danno sezione 0+200km.....	174
Figura 9.41 Zona di danno sezione 0+333km.....	174
Tabella 9.41 Caratteristiche sismiche dei terremoti selezionati.....	175

Tabella 9.42 Confronto parametri di controllo a seconda dell'input sismico.....	176
Figura 12.1 Composizione chimica della miscela di calcestruzzo di alcune dighe in RCC.....	182
Figura 12.2 Resistenze al taglio di provini estratti da dighe in RCC.....	183
Tabella 12.1 Caratteristiche accelerogrammi selezionati - livello OBE.....	184
Figura 12.3 Accelerogramma originale OBE 1.....	184
Figura 12.4 Accelerogramma originale OBE 2.....	184
Figura 12.5 Accelerogramma originale OBE 3.....	184
Tabella 12.2 Caratteristiche accelerogrammi selezionati - livello MCE.....	184
Figura 12.6 Accelerogramma originale MCE 1.....	185
Figura 12.7 Accelerogramma originale MCE 2.....	185
Figura 12.8 Accelerogramma originale MCE 3.....	185
Figura 12.9 Condizione di carico - combinazione 1.....	186
Figura 12.10 Combinazione 1 - fattori di sicurezza.....	186
Figura 12.11 Condizione di carico - combinazione 2.....	187
Figura 12.12 Combinazione 2 - fattori di sicurezza.....	187
Figura 12.13 Condizione di carico - combinazione 5.....	188
Figura 12.14 Combinazione 5 - fattori di sicurezza.....	188
Figura 12.15 Condizione di carico - combinazione 6.....	189
Figura 12.16 Combinazione 6 - fattori di sicurezza.....	189
Figura 12.17 Condizione di carico - combinazione 7.....	190
Figura 12.18 Combinazione 7 - fattori di sicurezza.....	190
Figura 12.19 Condizione di carico - combinazione 8.....	191
Figura 12.20 Combinazione 8 - fattori di sicurezza.....	191
Figura 12.21 Condizione di carico - combinazione 9.....	192
Figura 12.22 Combinazione 9 - fattori di sicurezza.....	192
Figura 12.23 Condizione di carico - combinazione 10.....	193
Figura 12.24 Combinazione 10 - fattori di sicurezza.....	193
Figura 12.25 Condizione di carico - combinazione 11.....	194
Figura 12.26 Combinazione 11 - fattori di sicurezza.....	194
Figura 12.27 Livello tensionale - combinazione 1.....	195
Figura 12.28 Livello tensionale - combinazione 2.....	196
Figura 12.29 Livello tensionale - combinazione 5.....	196
Figura 12.30 Livello tensionale - combinazione 6.....	197
Figura 12.31 Livello tensionale - combinazione 7.....	197
Figura 12.32 Livello tensionale - combinazione 8.....	198
Figura 12.33 Livello tensionale - combinazione 9.....	198

Figura 12.34 Livello tensionale - combinazione 10.	199
Figura 12.35 Livello tensionale - combinazione 11.	199
Figura 12.36 Livello tensionale - combinazione 1.	200
Figura 12.37 Livello tensionale - combinazione 2.	201
Figura 12.38 Livello tensionale - combinazione 5.	201
Figura 12.39 Livello tensionale - combinazione 6.	202
Figura 12.40 Livello tensionale - combinazione 7.	202
Figura 12.41 Livello tensionale - combinazione 8.	203
Figura 12.42 Livello tensionale - combinazione 9.	203
Figura 12.43 Livello tensionale - combinazione 10.	204
Figura 12.44 Livello tensionale - combinazione 11.	204
Figura 12.45 Storia di tensione - metodo Westergaard.....	205
Figura 12.46 Storia di tensione - metodo Zangar.....	205
Figura 12.47 Storia di tensione - metodo zona acqua.	206
Figura 12.48 Spostamento orizzontale - metodo Westergaard vs Idrostatico.	206
Figura 12.49 Spostamento orizzontale - metodo Zangar vs Idrostatico.	207
Figura 12.50 Spostamento orizzontale - metodo Zona Acqua vs Idrostatico.	207
Figura 12.51 Storia degli spostamenti in cima alla diga - sisma MCE-1.	208
Figura 12.52 Storia degli spostamenti in cima alla diga - sisma MCE-2.	208
Figura 12.53 Storia degli spostamenti in cima alla diga - sisma MCE-3.	209
Figura 12.54 Storia delle tensioni alla base della diga - sisma MCE-1.....	209
Figura 12.55 Storia delle tensioni alla base della diga - sisma MCE-2.....	210
Figura 12.56 Storia delle tensioni alla base della diga - sisma MCE-3.....	210

CAPITOLO 1 - INTRODUZIONE

la progettazione e realizzazione delle dighe in calcestruzzo è uno degli argomenti più affascinanti nel campo dell'ingegneria civile. Molte figure professionali rientrano nelle fasi progettuali di un impianto idroelettrico di grandi dimensioni come l'ingegneri idraulici, strutturisti, geotecnici, geologi, sismologi e ingegneri energetici. La costruzione delle dighe è un progetto multidisciplinare che prevede coinvolti molti ambiti scientifici, i quali devono coesistere al fine di raggiungere l'obiettivo finale.

La diga rappresenta da decenni una risorsa importantissima per la produzione dell'energia elettrica derivante da fonti rinnovabili. Oltre a questo primo aspetto la costruzione idrauliche permettono di ottenere vantaggi di diverso tipo come ad esempio la possibilità di utilizzare l'invaso per la navigazione e il trasporto di merci, per una corretta ripartizione dell'acqua nell'irrigazione dei terreni di una regione senza eccessivi sprechi, per uso domestico e industriale ma soprattutto per il controllo delle inondazioni e la regolazione della falda acquifera.

Uno degli aspetti più complessi e fondamentali, per la corretta progettazione delle grandi dighe in calcestruzzo, sono sicuramente tutte le problematiche correlate allo studio dinamico della costruzione. Uno studio preliminare della pericolosità sismica è indispensabile per ricavare parametri dinamici e investigare con precisione il sito di interesse. Inoltre la corretta caratterizzazione sismica del terreno e lo studio della risposta dinamica sono determinati per la valutazione della stabilità.

Il seguente lavoro si propone, in particolare, di valutare il comportamento sismico di una diga in calcestruzzo realizzata con il metodo costruttivo denominato "Roller Compacted-Concrete" il quale prevede la compattazione della miscela di calcestruzzo attraverso rulli vibranti.

La progettazione della diga in RCC prevede differenti tipologie di analisi. Nelle fasi preliminari della progettazione è necessario individuare una configurazione geometrica di partenza della diga e su essa effettuare uno studio, se pur semplificato, di stabilità della costruzione considerando i carichi dinamici come forze statiche equivalenti. Questo primo

approccio permette di identificare in maniera approssima, ma in modo semplice e veloce, se vi siano delle problematiche, di ribaltamento o scivolamento, e nel caso ottimizzare la geometria di partenza. L'analisi dinamica completa invece risulta essere uno studio più preciso e dettagliato che permette la valutazione di molti parametri di controllo per la corretta interpretazione del comportamento sismico della diga. La possibilità di introdurre nell'analisi dinamica storie di accelerazioni reali permette di tener conto delle caratteristiche sismiche sia della costruzione che della fondazione e di valutazione ne temo dell'andamento delle tensioni, velocità, spostamenti. Si metteranno in evidenza i risultati che si ottengono dalle differenti analisi a seconda del livello sismico considerato e in funzione delle caratteristiche degli accelerogrammi utilizzati.

Particolare attenzione va posta nella definizione della spinta idrodinamica dell'acqua che è a contatto con la superficie della diga. L'interfaccia tra serbatoio e diga deve essere modellata nella maniera corretta al fine di ottenere valori rappresentativi del reale comportamento della costruzione idraulica. Questo aspetto è stato studiato da diversi Professori e Ricercatori ed in questo lavoro vengono presentate le differenze nel condurre le analisi sismiche secondo vari approcci, mettendo in risalto l'influenza che possiedono su parametri di controllo richiesti dalla normativa americana.

CAPITOLO 2 - DIGHE A GRAVITÀ

PARAGRAFO 2.1 - ASPETTI GENERALI E TIPOLOGIE DI DIGHE A GRAVITÀ

Una diga a gravità è tipicamente una struttura solida, costruita in calcestruzzo massiccio o muratura portante, edificata su un fiume per creare un serbatoio artificiale a monte di essa.

La diga a gravità mantiene la sua stabilità sotto i carichi di progetto grazie a:

- peso proprio;
- alla geometria, tipicamente la sezione di una diga a gravità è quasi sempre triangolare con la larghezza maggiore alla base;
- Resistenza del materiale con cui è costituita.

Esse possono essere costruite seguendo un asse ben preciso oppure presentare zone curve. Le dighe a gravità tipicamente presentano due sezioni tipo:

- Sezione di non flusso. Presenta nella parte sommitale della diga un cambio di pendenza della faccia a valle. Essa non permette il flusso di acqua e svuotamento del serbatoio a monte in questa particolare sezione.
- Sezione di flusso. Punto in cui avviene il flusso e fuoriuscita di acqua dell'invaso attraverso lo Spillway (sfioratore).

Vi sono diverse tipologie di dighe a gravità che possono essere utilizzate per la creazione di un lago artificiale. I principali sbarramenti a gravità sono:

- Dighe in terra o materiale sciolto;
- Dighe in muratura ;
- Dighe in calcestruzzo alleggerito (cellulari);
- Dighe in calcestruzzo massiccio;

2.1.1 - Dighe in Terra o Materiale Sciolto

Le dighe in terra sono le dighe più comunemente diffuse grazie all'utilizzo di materiale povero nella sua costruzione e sono tipicamente utilizzate quando il materiale di fondazione risulti essere permeabile. Esse sono costruite con materiali sciolti come ad esempio argille, sabbia e ghiaia. Per favorire la stabilità di queste dighe e controllare la filtrazione è necessario creare grandi dimensioni della base, in modo da avere pendenze minime e gradienti idraulici bassi.



Figura 2.1 Diga in materiale sciolto con nucleo centrale in argilla

Tipicamente le dighe in terra possiedono una dimensioni della base maggiore dell'altezza della diga stessa. Questa tipologia può essere costruita con un materiale unicamente impermeabile, come l'argilla, oppure costituite da un corpo centrale impermeabile e un due zone laterali con materiali permeabili, esempio sabbie, come riportato nella Figura 2.1

Un esempio di costruzione di diga in terra è la diga di Castel di Sangro, la quale ha creato il lago artificiale di Bomba raffigurato nella Figura 2.2:



Figura 2.2 Lago Bomba - diga in terra.

2.1.2 - Dighe in murature e pietrame

Con dighe in muratura di pietra e conglomerato si intende quelle realizzate con elementi lapidei di pietrame grossolano di qualunque natura legati attraverso calce o calcestruzzo. In un primo momento le dighe in muratura presentavano una sezione rettangolare la qualche veniva rafforzata attraverso l'utilizzo di rilevati a valle.

Le dighe possono essere costruite con la medesima forma delle dighe in terra ma si utilizza materiale come pietrame e materiale sciolto di grossa pezzatura senza leganti. Un' esempio di costruzione idraulica in pietrame è la diga di Damghan riportata nella Figura 2.3:



Figura 2.3 Damghan Dam - Diga in Pietrame

Dighe meno recenti venivano edificate attraverso tecniche di muratura come può essere la diga in muratura del lago Pian del Becco raffigurata nella seguente fotografia:



Figura 2.4 Diga Pian del Becco (Bergamo) - diga a gravità in muratura di pietrame.

Questa tipologia di diga è però affetta dal negativo aspetto del continuo degrado del materiale , soprattutto della malta che permette di legare tra loro i vari elementi lapidei oppure della continua erosione degli elementi sciolti dovuto al fenomeno della filtrazione nel corpo diga. Necessitano, quindi, di costante manutenzione e controlli della qualità e dello stato dell'opera idraulica.

2.1.3 - Dighe con cassettoni

Altra tipologia di diga è la Hollow Dam sono dighe in calcestruzzo alleggerite in quanto presentano una sezione costante molto snella la quale viene rafforzata da una serie di contrafforti lungo tutto l'asse della diga. Questo sistema permette di creare una struttura più leggera ma al tempo stesso capace di resistere al ribaltamento e scivolamento grazie alla presenza di supporti a valle. Alcune "Hollow Dam" presentano cavità anche all'interno del corpo diga, permettendo in questo modo un risparmio economico aggiuntivo. Tipicamente viene utilizzata nelle grandi valli e quando il terreno di fondazione non presenta buone proprietà meccaniche. Un esempio di diga di questa tipologia è la diga di Roselend, in Francia, riportata nella Figura 2.5:



Figura 2.5 Diga di Roselend (Francia) - diga con contrafforti (Hollow Dam).

2.1.4 - Dighe in calcestruzzo vibrato o rullato

Le dighe a gravità in calcestruzzo sono oggi la costruzione di ritenuta più utilizzate per grandi opere idrauliche. Esse presentano una sezione triangolare, come per le dighe in terra o pietrame sciolto, con una base di ridotte dimensioni rispetto all'altezza. Le dighe a gravità di questo genere spesso vengono edificate su una roccia di fondazione la quale risulta essere impermeabile, o al più si prevede la creazione di una membrana impermeabile per evitare moti di filtrazione al di sotto della costruzione. Questa tipologia di diga spesso presenta una sezione di flusso, detto sfioratore, all'interno del corpo diga. Questo aspetto non si presenta nelle altre tipologie di dighe descritte precedentemente.

Il calcestruzzo utilizzato è una miscela di cemento e materiale pozzolano. Esso viene posato per successivi strati non di grande spessore e successivamente compattato o vibrato per migliorarne la qualità. L'utilizzo di questa metodologia di costruzione prevede tempi

brevi e un adeguato controllo nel posizionamento della miscela di calcestruzzo. Nella seguente figura è raffigurata la Diga di Hickory Log Creek in America costruita in calcestruzzo:



Figura 2.6 Diga di Hickory Log Creek - Diga a gravità in calcestruzzo.

Il calcestruzzo oggi è comunemente utilizzato in quanto è possibile controllarne la qualità e durabilità. Il dimensionamento e la progettazione preliminare avviene fondamentalmente attraverso le verifiche di stabilità. Inoltre questa tipologia di dighe, in calcestruzzo, rispetto a dighe in terra sono più comuni e presentano un minor costo di manutenzione. Spesso le dighe a gravità, che resistono solo grazie al peso proprio, sono sviluppate su un asse rettilineo. Generalmente la faccia di monte è leggermente inclinata verso valle o verticale, mentre la faccia a valle possiede un'inclinazione compresa tra i 50 e 60 gradi.

PARAGRAFO 2.2 - DEFINIZIONI DI BASE

Asse della diga. L'asse della diga a gravità è rappresentata dalla linea di bordo della faccia a monte della parte superiore della struttura stessa. Se essa è di tipo verticale, allora l'asse della diga corrisponde alla superficie della faccia a monte. Tipicamente questo asse è dritto ma vi è la possibilità di zone con leggere curvature al fine di adattare al meglio la costruzione alla topografia e alla zona in cui è collocata.

Lunghezza della diga. La lunghezza della diga è la distanza da una sponda laterale (fondazione) e l'altra, misurata lungo l'asse della diga stessa, a livello della cima della diga.

Altezza della diga. L'altezza strutturale della diga è la differenza di quota tra la cima e il punto più a valle della diga, non tenendo conto delle opere di costruzione al di sotto della fondazione.

Tallone e punta della diga. Il piede della diga è il punto più a valle della base mentre il tallone è il bordo della base a monte.

Larghezza della diga. La larghezza massima della diga è la distanza orizzontale massima tra il tallone e la punta della sezione massima della diga in centro alla valle.

Altezza idraulica della diga. L'altezza idraulica della diga è uguale alla differenza di elevazione della superficie dell'acqua a monte della diga e il punto più basso del letto del fiume che viene bloccato.

Altezza di massima ritenuta. Dislivello tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte.

Franco. Dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.

Franco netto. Dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso, aggiunta a questa la semi-ampiezza della massima onda prevedibile nel serbatoio.

Quota di massimo invaso. Quota massima a cui può giungere il livello dell'acqua dell'invaso ove si verifichi il più gravoso evento di piena previsto.

Quota massima di regolazione. Quota del livello d'acqua al quale ha inizio lo sfioro degli appositi dispositivi.

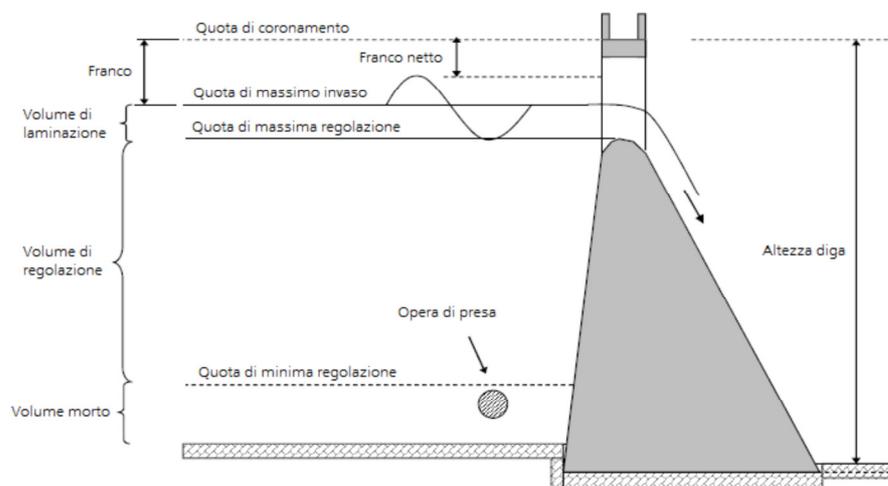


Figura 2.7 Definizioni di Base - Dighe a Gravità.

PARAGRAFO 2.3 - PRINCIPALI FUNZIONI DELLE DIGHE

In tempi passati, le dighe venivano costruite con l'obiettivo di creare un serbatoio d'acqua o per l'irrigazione. Con lo sviluppo tecnologico, ci furono bisogni aggiuntivi, dal controllo delle piene alla navigazione, dal controllo dei sedimenti e alla produzione di energia. La diga multifunzione è un progetto di grande importanza per lo sviluppo dei paesi poiché la popolazione riceve vantaggi sia di tipo economico che domestico da un unico singolo investimento.

Di seguito vengono riportate le caratteristiche di alcune tra le funzioni più diffuse nel mondo delle grandi dighe.

2.3.1 - Irrigazione

Oggi giorno i terreni irrigati coprono circa 277 milioni di ettari, che corrispondono a circa il 18% delle terre arabili nel mondo. Con l'incremento della popolazione mondiale prevista per i prossimi anni, l'irrigazione dovrà senza dubbio seguire questo andamento e crescere per soddisfare la richiesta. Infatti, è stato stimato che l'80% della produzione aggiuntiva di cibo entro l'anno 2025 dovrà arrivare da terreni irrigati.



Figura 2.8 Coltivazioni di piante in campi irrigati

2.3.2 - Energia Idroelettrica

L'elettricità generata dalle dighe rappresenta da molti anni la più importante risorsa di energia di tipo rinnovabile nel mondo. Più del 90% dell'elettricità rinnovabile del mondo proviene dai grandi impianti idroelettrici. Queste centrali idroelettriche possiedono la

capacità di produrre 2,3 trilioni kW/h di elettricità ogni anno (24% dell'elettricità prodotta nel mondo).

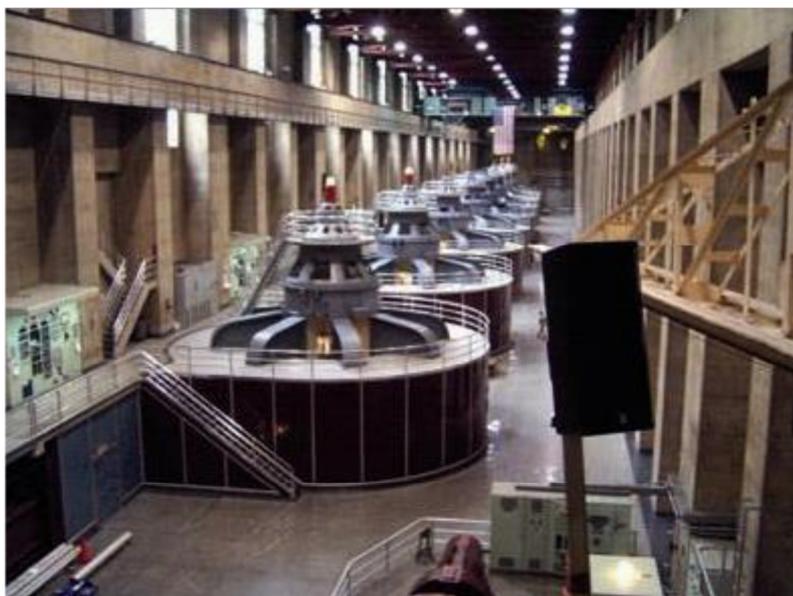


Figura 2.9 Turbine in una centrale idroelettrica

2.3.3 - Raccolta d'acqua per Uso Domestico ed Industriale

La maggior parte dell'acqua viene utilizzata per scopi civili. Gran parte delle piogge precipita sul mare, mentre la quantità rimanente che cade sulla terra si disperde nel sottosuolo. Solamente il 2% delle piogge totali viene filtrata e utilizzata per rifornire la falda acquifera. L'utilizzo di dighe e serbatoi artificiali permette di immagazzinare acqua per soddisfare i cambiamenti del ciclo idrologico e creare una risorsa idraulica nei periodi di siccità. Grandi Centrali, come quella riportata nella Figura 2.10, richiedono un numero di metri cubi d'acqua elevatissimo per l'adeguato funzionamento. L'acqua non potrebbe essere fornita senza l'aiuto delle dighe nella regolazione del flusso idraulico.



Figura 2.10 Industria la cui acqua è fornita da dighe limitrofe

2.3.4 - Navigazione nell'Entroterra

Il naturale percorso del fiume provoca in alcuni casi grosse problematiche per quanto riguarda la navigazione fluviale. La possibilità di navigare e di effettuare trasporti nell'entroterra attraverso la risalita dei fiumi comporta grandi vantaggi economici. L'utilizzo e la costruzione di dighe sul territorio ha provocato un aumento considerevole di questa pratica di navigazione soprattutto per il vantaggio di trasporti di materiale pesante e di grandi dimensioni. Il corretto regolamento del livello idrico dei serbatoio e bacini offrono vantaggi su molti fronti. Un fiume che è stato sviluppato attraverso dighe e serbatoi per la navigazione permette inoltre il controllo delle piene il mantenimento del livello di falda adeguato.



Figura 2.11 Grandi carichi di prodotti si spostano lungo il canale nei pressi della diga e della chiusa

2.3.5 - Controllo Delle Inondazioni

Uno degli utilizzi fondamentali nella costruzione di dighe e serbatoio è la possibilità di controllare e regolare i livelli del fiume sia per immagazzinare acqua e rilasciarla successivamente distribuendola in modo controllato sia per evitare alluvioni. Il metodo più utile per il controllo delle piene e delle alluvioni è quello di gestire al meglio le risorse idriche per la regolazione del deposito e dei rilasci delle dighe. Ogni diga deve essere gestita da un piano regolatore specifico attraverso gli enti dei bacini nelle quali sono presenti le gli invasi artificiali. Deve essere previsto che in caso di alluvione vi sia un determinato svuotamento del serbatoio per permettere, in caso di pericolo alluvionale, di accogliere l'acqua in eccesso. Questa strategia permette di eliminare il pericolo delle piene.



Figura 2.12 Conseguenze di una alluvione.

PARAGRAFO 2.4 - METODOLOGIE DI COSTRUZIONE DI DIGHE IN CALCESTRUZZO

I due metodi di costruzione delle dighe di grandi dimensioni in calcestruzzo sono tipicamente due:

- Diga in calcestruzzo convenzionale vibrato (CVC)
- Diga in calcestruzzo compattato (RCC)

2.4.1 - Le dighe in calcestruzzo convenzionale (CVC)

Tipicamente sono caratterizzate dall'utilizzo di calcestruzzo massiccio controllato nelle porzioni dei materiali, nella miscela e nel posizionamento.

Il processo di idratazione del calcestruzzo convenzionale limita fortemente la dimensione e la velocità di posizionamento e richiede quindi la costruzione di blocchi per soddisfare i requisiti di controllo sulla rottura del calcestruzzo. Generalmente vengono utilizzati degli aggregati di grosse dimensioni in modo da ridurre al minimo gli scarti di lavorazione mantenendo una buona lavorabilità del materiale durante il posizionamento e avere importanti proprietà per quanto riguarda la resistenza, permeabilità e durabilità.

L'installazione di condotti, condotte forzate e gallerie all'interno della costruzione in calcestruzzo convenzionale è molto semplice e non comporta complicazioni.

Il calcestruzzo è posizionato in blocchi di 1,5 -3 metri di profondità, i quali sono ottenuti con una successione di strati non eccedenti i 450-500 mm. Viene poi utilizzato un macchinario ad aria o meccanico per uniformare il getto in calcestruzzo attraverso vibrazioni.

2.4.2 - Calcestruzzo compactato (RCC)

Il calcestruzzo compactato da rulli (RCC) è molto simile al calcestruzzo convenzionale (CVC) per quanto riguarda la resistenza dei grani utilizzati nella miscela e proprietà elastiche ma altre proprietà vengono migliorate come ad esempio la permeabilità, la durabilità grazie alla differente metodologia di costruzione e alla progettazione della miscela di calcestruzzo.

Il "RCC" è un calcestruzzo relativamente secco e magro, che contiene sia aggregati grossolani che fini, i quali vengono consolidati mediante compactazione usando rulli vibranti, dozer e altre attrezzature pesanti.

Per un' efficace consolidamento, il "RCC" deve essere sufficientemente asciutto per sostenere il peso dell'apparecchiatura di costruzione, ma avere una consistenza sufficientemente umida per consentire un'adeguata distribuzione del legante inserito in tutta la massa durante il processo di miscelazione e vibrazione, raggiungendo in questo modo la compactazione necessaria e riducendo la formazione dei vuoti indesiderati.

La caratteristica principale del calcestruzzo "RCC" è che esso, venendo compactato da rulli vibranti, possiede le capacità di sostenere i carichi durante il processo di compactazione. Infatti poiché non presenta cedimenti ulteriori, gli strati successivi possono essere posizionati immediatamente dopo la compactazione dello strato precedente.

Esso presenta, fisicamente, caratteristiche molto simili alla miscela di conglomerato bituminoso, infatti può essere visto come una combinazione di materiale del terreno and il calcestruzzo convenzionale.

ACI Concrete Terminology (201!), inoltre, definisce il calcestruzzo compactato (RCC) come calcestruzzo compactato mediante costipazione del rullo; Il calcestruzzo che, nel suo stato indurito, supporterà un rullo mentre viene compactato. Il "RCC" viene generalmente amalgamato utilizzando attrezzature di miscelazione ad alta capacità, consegnato con autocarri o trasportatori e spalmato con bulldozer in strati prima della compactazione con rulli vibratorii.



Figura 2.13 Compattazione strato di calcestruzzo con rulli vibranti.

Il calcestruzzo compatto (RCC) è posto in modo diverso dalla normale pratica industriale e ha una consistenza diversa. Può disporre di materiali con una gamma di proprietà molto più ampie rispetto a quella convenzionale e può utilizzare aggregati che non soddisfano requisiti normali. Al contempo stesso permette un risparmio economico e un rapido posizionamento.

PARAGRAFO 2.5 - DIGHE IN RCC

2.5.1 - Produzione e posizionamento

Le dighe a gravità costruite utilizzando il metodo di costruzione RCC, permettono un guadagno economico sul calcestruzzo convenzionale grazie a tecniche di posizionamento rapido. Le procedure costruttive associate al RCC richiedono particolare attenzione al contenuto d'acqua, ai giunti orizzontali e trasversali e alle strutture interne.

Le tecniche di costruzione utilizzate per il posizionamento RCC spesso portano ad un costo unitario molto più basso per metro cubo rispetto ai metodi di posa convenzionale. La natura secca e non fluttuante di RCC rende possibile l'utilizzo di una vasta gamma di attrezzature per la costruzione e il posizionamento continuo. Camion e / o trasportatori di fondo possono essere utilizzati per il trasporto del calcestruzzo dal miscelatore alla diga. Spianatrici meccaniche posizionano il materiale in strati, successivamente i rulli ruote in acciaio o pneumatico insieme ai dumper eseguono la compattazione. Lo spessore degli strati di posizionamento, compreso fra 200 e 600 mm, è stabilito dalle capacità di compattazione dei mezzi utilizzati. Con la flessibilità di utilizzare l'attrezzatura al di sopra dello strato e la possibilità del posizionamento continuo, le dighe RCC possono essere

costruite a velocità significativamente più elevate di quelli realizzabili con calcestruzzo convenzionale.

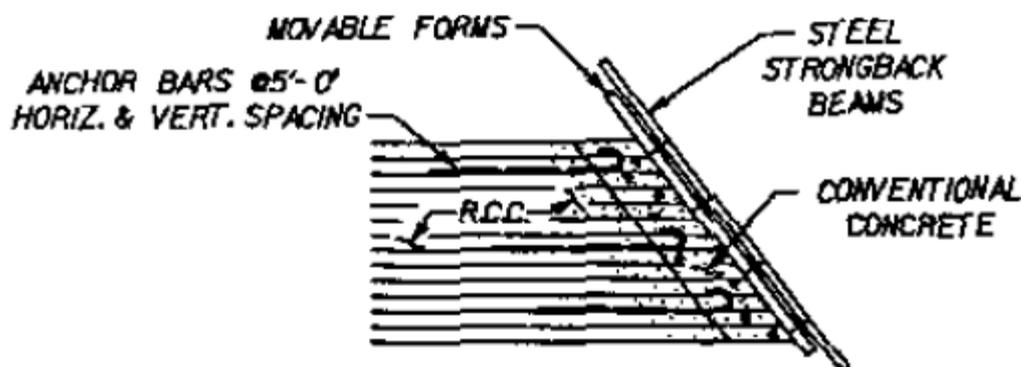


Figura 2.14 Stratigrafia delle costruzioni in RCC.

Il calcestruzzo compatto da rulli è diventato molto popolare in tutto il mondo grazie al suo basso costo e alla velocità di costruzione e demolizione. Questa tipologia di tecnica viene utilizzata in molte aree per le grandi costruzioni come le nuove dighe, la riabilitazione di sbarramenti esistenti, pavimentazioni importanti e autostrade.

2.5.2 - Cenni Storici

L'avvento delle dighe costruite con la miscela di calcestruzzo e materiale pozzolano compatto con rulli è dovuto essenzialmente alle spese economiche troppo elevate delle dighe in CVC. Quest'ultime infatti sono molto costose soprattutto nella costruzione di dighe in grandi valli. Tra gli anni 60 e 90 si evidenzia questo cambiamento della metodologia di costruzione delle grandi dighe in calcestruzzo.

Nel 1980 circa le dighe in RCC cominciano ad essere costruite. L'idea è quella di sfruttare i macchinari di terra per migliorare le prestazioni del calcestruzzo e ottimizzare il tempo e la geometria delle grandi opere in calcestruzzo.

La rapida accettazione a livello mondiale del calcestruzzo compatto è un risultato dell'economia e della performance di questo metodo di costruzione. La costruzione veloce di dighe gravitazionali con attrezzature di movimento terra, tra cui grandi rulli per la compattazione, è stata suggerita nel 1965 come un approccio vitale alla costruzione di nuove dighe. Il metodo di costruzione veloce non ha ricevuto, in un primo momento, molta attenzione fino a quando non è stato presentato il documento "Optimum Gravity Dam" nel

1971 (Raphael). Il concetto di questa nuova metodologia considerava una sezione simile, ma con meno volume rispetto alla sezione di diga in terra.

Durante gli anni '70 sono stati realizzati e valutati alcuni progetti attraverso prove di laboratorio, prove in sito per strutture di emergenza utilizzando il materiale RCC. Questi sforzi hanno costituito una base per le prime dighe in RCC, costruite negli anni '80. Il Corpo degli Ingegneri dell' Esercito Americano ha condotto studi sulla costruzione della diga in RCC " Lost Creek". La prima diga di grandi dimensioni completata in RCC degli USA è stata la diga di Willow Creek, con i lavori finiti nel 1982. Altro utilizzo del materiale RCC è stato per la riabilitazione della diga di Tarbela, una delle più grandi al mondo. In parallelo in Giappone è stata sviluppata la filosofia di progettazione e costruzione denominata diga a rullo (RCD) . Essa è stata utilizzata per la costruzione della diga di Shimajigawa (Hirose e Yanagida 1981), completata nel 1981, con circa la metà del calcestruzzo totale (216.000 m³ [165.000 m³]) che è RCC. Il metodo RCD utilizza RCC per l'interno della diga con zone di calcestruzzo convenzionale sulle facce a valle e a monte, la fondazione e la cresta della diga.

La diga di Willow Creek , riportata nell'immagine successiva,



Figura 2.15 Willow Creek Dam

e la diga di Shimajigawa sono le strutture principali che hanno avviato la rapida accettazione delle dighe RCC.

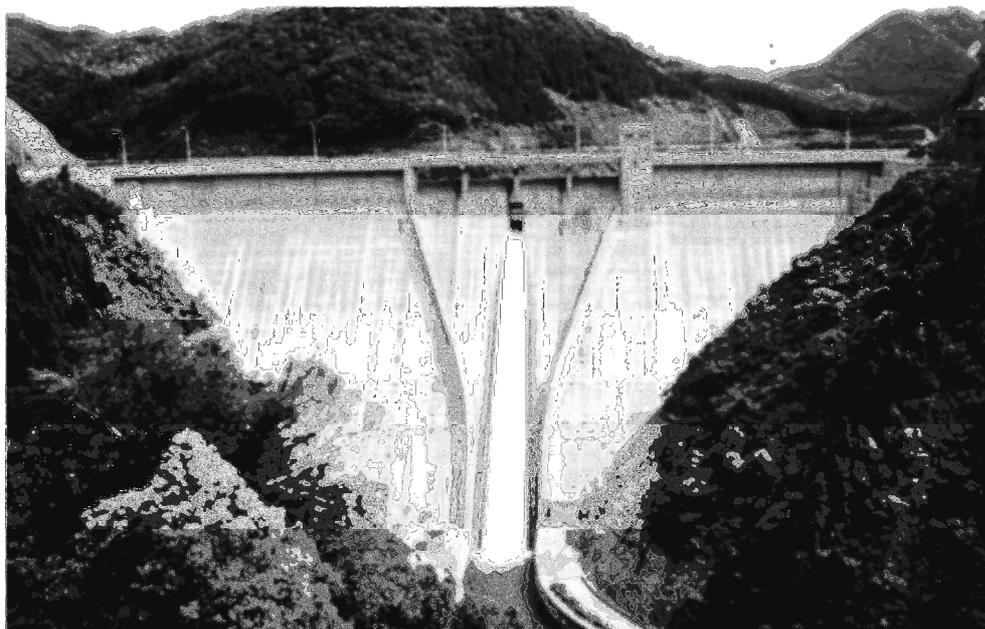


Figura 2.16 diga di Shimajigawa

2.5.3 - Vantaggi nella Costruire in RCC

2.5.3.1 Risparmio di materiali.

Le stime dei costi di costruzione delle dighe in RCC e di dighe di calcestruzzo convenzionali mostrano che il costo unitario per metro cubo di RCC è notevolmente inferiore. Mentre il volume aumenta, il costo dell'unità diminuisce. Il risparmio sui costi del calcestruzzo compattato aumenta con il decremento del volume. Quindi, più alta è la struttura, più probabile che la diga in RCC sarà meno costosa delle dighe costruite con un'altra metodologia.

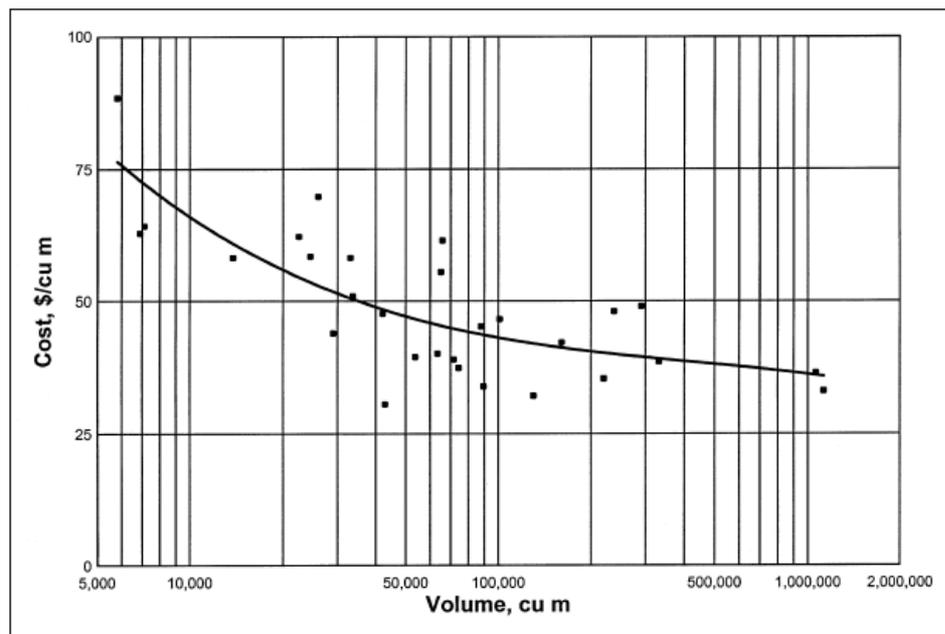


Figura 2.17 Costo del RCC in funzione del Volume della Diga

2.5.3.2 Costruzione rapida.

Le rapide tecniche di costruzione e il volume di calcestruzzo ridotto rappresentano i maggiori risparmi sui costi delle dighe in RCC. Sono stati raggiunti i massimi livelli di collocamento da 5.800 a 12.400 metri cubi al giorno, permettendo così di posizionare fino a 10 metri di struttura al mese. Questi tassi di produzione rendono la costruzione delle dighe in una stagione di lavori prontamente raggiungibile. Quando si fa il confronto con le dighe di terrapieno, il tempo di costruzione è ridotto da 1 a 2 anni. La costruzione RCC offre vantaggi economici in tutti gli aspetti della costruzione delle dighe che sono legati al tempo.

2.5.3.3 Considerazioni Generali

Le prime valutazioni sui costi unitari per alcune dighe in RCC costruite negli Stati Uniti hanno mostrato che questi risparmi rappresentavano dal 30 al 70% del costo delle dighe convenzionali.

La costruzione di dighe in calcestruzzo compatto ha le seguenti caratteristiche:

- Il corpo della diga è costruito collocando il calcestruzzo, nello stesso ciclo di posizionamento, su una vasta area che comprende diversi blocchi.
- I giunti trasversali vengono tagliati dopo il posizionamento del calcestruzzo.

- Non vengono eseguiti giunti longitudinali

Queste caratteristiche consentono un elevato tasso di produzione riducendo i tempi di costruzione. D'altra parte, per raggiungere questo obiettivo, un'attenzione particolare deve essere dedicata agli aspetti di progettazione come:

- La distanza tra i giunti di contrazione trasversale (tipicamente minori di 30 45 cm)
- Riduzione del numero di elementi speciali come gallerie, scarichi, e spillway
- Limitazione dell'utilizzo di materiale non RCC nel rivestimento o altrove

Un'altra principale differenza tra RCC e calcestruzzo convenzionale è il basso tenore di cemento e cedimenti praticamente assenti.

Il calcestruzzo compatto (RCC) è probabilmente lo sviluppo più importante della tecnologia delle dighe di calcestruzzo negli ultimi decenni. L'uso del "RCC" ha consentito a molte nuove dighe di diventare economicamente fattibili a causa dei costi ridotti realizzati dal metodo di costruzione rapido. Ha inoltre fornito ai tecnici di progettazione un'opportunità per riabilitare economicamente le dighe di calcestruzzo esistenti che hanno problemi di stabilità e hanno bisogno di un rinforzo. Dighe esistenti ed argini che non possiedono l'adeguata capacità possono essere migliorati attraverso l'utilizzo del calcestruzzo compatto.

2.5.3.4 Cedimenti del Materiale

Grazie ai cedimenti nulli del materiale RCC, gli strati successivi possono essere posizionati immediatamente dopo la compattazione dello strato precedente. RCC può utilizzare una gamma più ampia di materiali rispetto al calcestruzzo convenzionale e la sua forza e durata deriva dalla filosofia della miscela che si basa sull'utilizzo di un sufficiente volume di pasta per riempire i vuoti e nessun contenuto di acqua superiore a quello necessario per una corretta lavorabilità.

2.5.4 - Esempi di Dighe in Roller-Compacted Concrete

Le dighe in calcestruzzo compattato da rulli sono ampiamente diffuse e numerose in tutto il mondo per la loro buona versatilità e efficienza. Si riportano alcuni esempi di dighe di grandi dimensioni e con particolari caratteristiche costruite in RCC.

La prima diga in RCC, come è stato descritto precedentemente, è la diga di Willow Creek costruita nel 1982. Essa rappresenta la più antica diga in RCC edificata in America Progettata da U.S Army Corps of Engineers.

La diga di maggiore altezza è la Gibe III Dam , essa fa parte di un impianto idroelettrico di fondamentale importanza per l'energia rinnovabile dell'Etiopia e rappresenta la terza diga per produzione elettrica dell'Africa (1870 MW). Costruita sul fiume Omo presenta un'altezza di 243 metri e fa parte del complesso di una serie di dighe a cascata (assieme alle omonime Gibe-I e Gibe-II). I lavori di costruzione sono iniziati nel 2008 mentre l'inaugurazione è avvenuta a fine 2016. Si riporta di seguito una fotografia della costruzione completata:



Figura 2.18 Diga Gibe III – Etiopia – la più alta diga in RCC del mondo.

La diga in RCC che possiede la più alta capacità di immagazzinare acqua nel serbatoio è la Grand Ethiopian Renaissance Dam Project, in fase di costruzione, possiederà una lunghezza di circa 1800 metri per un'altezza di 155 per un volume complessivo di acqua pari a 74.000 milioni di metri cubi accumulabili.

Valutazione della Risposta Sismica di una Diga in Calcestruzzo Compattato (RCC)

La diga Las Blancas, costruita in calcestruzzo compatto, invece possiede un'altezza modesta (circa 32 metri) ma è lunga circa 2795 metri diventando in questo modo la diga in RCC più lunga del mondo. Si riporta la Figura 2.19 relativa a quest'ultima diga citata:



Figura 2.19 Diga Las Blancas - La più lunga diga in RCC del mondo.

CAPITOLO 3 - PROGETTAZIONE ED ANALISI DELLE DIGHE IN RCC

Nel seguente capitolo vengono messe in evidenza alcuni aspetti da tener in conto nella progettazione di grandi dighe o in generale di grandi opere in calcestruzzo. In particolare vengono illustrate i dati di progetto, come ad esempio le proprietà dei materiali e della fondazione e i carichi di progetto agenti sulla struttura. Essi sono considerati successivamente nel capitolo 5 "Analisi di Stabilità".

Il calcolo preciso delle forze e distribuzioni di pressione utilizzate nelle analisi sono riportati in maniera dettagliata nei capitoli successivi.

PARAGRAFO 3.1 - MATERIALI E PROGETTAZIONE DELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO.

La progettazione della miscela di calcestruzzo compatto presenta proprietà differenti dal calcestruzzo convenzionale. Il "RCC" deve mantenere una buona consistenza per poter sopportare la pressione dei rulli vibranti e dei veicoli pesanti. Per questo motivo risulta essere di estrema importanza la progettazione del "mix" del calcestruzzo.

La percentuale di materiale come cemento, aggregati, materiale fine ed acqua definiscono le caratteristiche meccaniche finali del calcestruzzo come permeabilità, resistenza meccanica e caratteristiche elastiche. In particolare, come riporta il documento ACI 207.5R-11 " Report on Roller-Compacted Mass Concrete" uno degli elementi essenziali è la percentuale di pasta che permette il riempimento dei vuoti e produce un calcestruzzo compatto, lavorabile e denso. Dalla qualità degli aggregati, dalla processo di miscelazione e dal grado di compattazione si determina la resistenza del materiale prodotto.

La procedura step-by-step della progettazione del mix del calcestruzzo è riportata nel capitolo 3 del documento USACE EM-1110-2-2006 e nel documento ACI 207.5R è possibile trovare tabelle che riportano le tipiche composizioni chimiche del calcestruzzo utilizzato nelle costruzioni di grandi dighe, la si riporta in Allegato A.

PARAGRAFO 3.2 - PROPRIETÀ MECCANICHE RCC

Per rappresentare al meglio la realtà e fenomenologia del problema è di fondamentale importanza definire tutte le caratteristiche di progetto dei materiali utilizzati. In modo particolare le proprietà meccaniche ed elastiche del calcestruzzo e della roccia di fondazione sono essenziali in modo da simulare adeguatamente il comportamento del sistema considerato.

3.2.1 - Resistenza a compressione

La resistenza a compressione è utilizzata per soddisfare i requisiti di carico di progetto ed essa rappresenta un' indicatore qualitativo della durabilità. Per una buona definizione di questa proprietà è importante effettuare test in laboratorio e seguire quanto riportato nella documentazione "ASTM C42/C42M". La resistenza a compressione del "RCC" è influenzata dal contenuto d'acqua, dal contenuto di cemento, dalla pezzatura degli aggregati e dal grado di compattazione. Il rapporto di acqua-cemento, come argomentato da Abrams in "Effect of Time of Mixing on the Strength and Wear of Concrete", influenza in modo determinante la resistenza a compressione del materiale. Riducendo il contenuto di acqua la resistenza alla compressione aumenta come si apprende nella Figura 3.1:

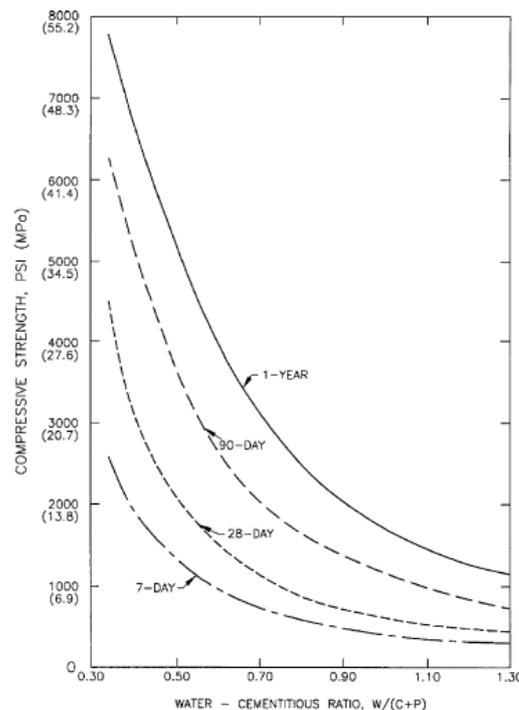


Figura 3.1 Trend della resistenza a compressione al variare del rapporto acqua-cemento.

Valutazione della Risposta Sismica di una Diga in Calcestruzzo Compattato (RCC)

La compattazione è essenziale per il calcestruzzo, la miscela infatti deve possedere meno 1,5 % di vuoti. Se questo valore è circa 5% , causa di una non adeguata compattazione, può provocare una perdita di resistenza a compressione anche del 30%.

In letteratura si possono trovare diversi valori di compressione in relazione alla tipologia di mix design. Valori tipici di resistenza del calcestruzzo compattato sono riportati nella successiva tabella:

Dam/project	Mixture type/ID	Cement, lb/yd ³ (kg/m ³)	Pozzolan, lb/yd ³ (kg/m ³)	w/cm	NMSA, in. (mm)	Cylinder fabrication method	Cylinder strength, psi (MPa)			Core strength, psi (MPa)			
							28 day	90 day	365 day	Age, days	Strength	Age, days	Strength
Elk Creek	118C56P	118 (70)	56 (33)	1.00	3 (75)	VB	410 (3)	1370 (9)	2380 (16)	90	1340 (9)	730	2450 (17)
Galesville	RCC1	89 (53)	86 (51)	1.09	3 (75)	PT	580 (4)	1020 (7)	1620 (11)	425	2080 (14)	—	—
Middle Fork	112C	112 (66)	0	1.43	3 (75)	PT	1270 (9)	1650 (11)	—	42	2016 (14)	0	0
Olivenhain Trial Placement	100/100-180	100 (59)	100 (59)	0.90	2 (50)	HH	1010 (7)	1810 (12.5)	—	182	1700 (11.7)	—	—
	100/100-195	100 (59)	100 (59)	0.98	2 (50)	HH	600 (4.1)	1410 (9.7)	—	182	1620 (11.2)	—	—
Olivenhain	11B	125 (74)	204 (121)	0.63	2 (50)	HH	690 (4.8)	1820 (12.6)	—	91	2240 (15.4)	—	—
Penn Forest	90/71-155	90 (54)	71 (42)	0.96	1.5 (37.5)	HH	760 (5.2)	1490 (10.3)	2110 (14.6)	365	2015 (13.9)	—	—
Siegrist	100/70-162	100 (59)	70 (42)	0.95	1.5 (37.5)	PT	1360 (9.4)	2120 (14.6)	2900 (20)	335	3200 (22.1)	—	—
Stacey Spillway	210C105P	210 (125)	105 (62)	0.82	1.5 (37.5)	MP	2620 (18)	3100 (21)	—	28	2090 (14)	90	2580 (18)
Stagecoach	120C130P	120 (71)	130 (77)	0.93	2 (50)	PT	350 (2)	—	1250 (9)	180	1960 (14)	365	1920 (13)
Upper Stillwater	RCCA	134 (79)	292 (173)	0.39	2 (50)	VB	1830 (13)	2600 (18)	6400 (44)	180	4890 (34)	365	5220 (36)
Victoria	113C112P	113 (67)	112 (66)	0.80	2 (50)	—	—	—	—	365	2680 (18)	—	—
Willow Creek	175C	175 (104)	0	1.06	3 (75)	PT	1850 (13)	2650 (18)	3780 (26)	365	2120 (15)	—	—
	175C80P	175 (104)	80 (47)	0.73	3 (75)	PT	2060 (14)	3960 (27)	4150 (29)	365	2800 (19)	—	—
	80C32P	80 (47)	32 (19)	1.61	3 (75)	PT	1170 (8)	1730 (12)	2620 (18)	365	2250 (16)	—	—
	315C135P	315 (187)	135 (80)	0.41	1.5 (37.5)	PT	3410 (24)	4470 (31)	5790 (40)	365	3950 (27)	—	—
Zintel Canyon	125CNA	125 (74)	0	1.50	2.5 (63)	—	—	—	—	345	1510 (10)	—	—

Note: Cylinder fabrication method: VB = Vebe (ASTM C1176/C1176M); MP = modified proctor (ASTM D1557); PT = pneumatic tamper; and HH = Hilti Hammer.

Tabella 3.1 Confronto della resistenza a compressione del RCC: control cylinders vs cores.

La resistenza a compressione di progetto può variare da un valore minimo di 7 MPa ad un massimo di 28 MPa dopo un anno di maturazione. La normativa USACE (EM 1110-2-2006) prevede che la miscela debba essere progettata per un valore minimo di compressione di circa 14 MPa per ragioni di durabilità.

3.2.2 - Resistenza a trazione

Allo stesso modo è possibile definire la resistenza a trazione attraverso l'osservazione di dati sperimentali. Essi sono ricavati da prove sperimentali in sito e in laboratorio, e possono essere utilizzati come valori di primo tentativo per la progettazione di nuove dighe nel momento in cui non siano disponibili dati più precisi. Sono presenti differenti metodologie per misurare la resistenza a trazione del materiale tra cui il metodo di trazione diretta, procedura presente nel documento CRD-C 164, e il metodo di scissione per trazione, descritto nel ASTM C 496.

La Tabella 3.2 riporta i dati di trazione diretta ricavati da provini di RCC estratti da progetti di dighe esistenti. In esso sono presenti sia provini con la presenza di giunzioni, legate o non

legate, e di provini di calcestruzzo intatto. Viene indicato anche la tipologia di test effettuato.

Dam/ project	Mixture type/ID	Cement, lb/yd ³ (kg/m ³)	Pozzolan, lb/yd ³ (kg/ m ³)	w/cm	NMSA, in. (mm)	Joint type	Age, days	Compressive strength, psi (MPa)	Tensile strength, psi (MPa)	Vebe time, s	Percent bonded joints	Joint maturity, °F-h	Test type	Comments
Mujib	143/0-6.0	143 (85)	0	—	2 (50)	P	365	1870 (12.9)	230 (1.6)	30 to 45	—	—	DT	
	11B	125 (74)	204 (121)	0.63	2 (50)	NB	90	2030 (14.0)	124 (0.9)	15	95	240	DT	
	11B	125 (74)	204 (121)	0.63	2 (50)	NB	90	2030 (14.0)	43 (0.3)	15	67	1700	DT	
	11B	125 (74)	204 (121)	0.63	2 (50)	B	90	2030 (14.0)	102 (0.7)	15	60	1740	DT	*
Olivenhain	11B	125 (74)	204 (121)	0.63	2 (50)	B	90	2030 (14.0)	169 (1.2)	15	75	7300	DT	†
	150/125-200	150 (89)	125 (74)	0.73	2 (50)	B	90	1200 (8.3)	105 (0.7)	15	70	320	DT	
	150/125-200	150 (89)	125 (74)	0.73	2 (50)	B	90	1200 (8.3)	123 (0.8)	15	90	1110	DT	
	150/125-200	150 (89)	125 (74)	0.73	2 (50)	B	90	1200 (8.3)	140 (1.0)	15	90	6270	DT	
Olivenhain Design Trial Placement	100/100-195	100 (59)	100 (59)	0.98	2 (50)	B	200	1620 (11.2)	142 (1.0)	16	79	1170	DT	
	100/100-195	100 (59)	100 (59)	0.98	2 (50)	B	200	1620 (11.2)	144 (1.0)	16	97	170	DT	
	100/100-195	100 (59)	100 (59)	0.98	2 (50)	P	200	1620 (11.2)	151 (1.0)	16	—	—	DT	
	RCC B	150 (89)	328 (195)	0.35	2 (50)	NB	5000	4630 (31.9)	250 (1.7)	15	90	—	DT	
	RCC B	150 (89)	328 (195)	0.35	2 (50)	P	5000	4630 (31.9)	230 (1.6)	15	90	—	DT	
Upper Stillwater	RCC B	150 (89)	328 (195)	0.35	2 (50)	NB	365	5130 (35.4)	190 (1.3)	15	80	—	DT	
	RCC A	134 (80)	291 (173)	0.37	2 (50)	P	730	6500 (44.8)	280 (1.9)	30	60	—	DT	
	RCC A	134 (80)	291 (173)	0.37	2 (50)	NB	730	6500 (44.8)	230 (1.6)	30	60	—	DT	
	RCC A	134 (80)	292 (174)	0.39	2 (50)	NB	365	5220 (36.0)	200 (1.4)	15	80	—	DT	

[†]Surface vacuumed before placing bedding mixture.

[‡]Surface pressure washed and vacuumed before placing bedding mixture.

Notes: Joint type: B = bedding concrete or mortar; NB = no bedding; and P = parent concrete. Test type: DT = direct tensile; ST = splitting (indirect) tensile.

Tabella 3.2 Resistenza di trazione diretta di provini estratti da dighe in RCC.

La normativa USACE 1110-2-2006, nel capitolo 4, riporta tabelle relative a queste proprietà basati su dati storici.

Tipicamente il rapporto tra la tensione diretta di trazione e la tensione di compressione è compresa tra 4 e 8 per cento, in funzione della qualità dell'aggregato, mentre la resistenza a trazione indiretta è circa il 10 per cento, tipicamente maggiore della resistenza diretta a trazione. Si osserva infatti che è possibile ottenere questo valore attraverso un fattore riduttivo pari a 0,75.

3.2.3 - Resistenza al taglio

La resistenza al taglio dei giunto del calcestruzzo sono generalmente il valore critico nella progettazione di grandi dighe in calcestruzzo compatto. La resistenza è data dalla somma della coesione e dell'angolo di attrito interno del materiale. Tipicamente si rappresenta la resistenza attraverso il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (eq.1)$$

Dove:

τ = resistenza a taglio [MPa];

c = coesione [MPa];

σ = tensione di compressione [MPa];

ϕ = angolo di attrito [gradi].

Anche in questo caso possono essere studiate le resistenze a taglio di provini intatti, provini con giunti trattati con leganti o meno. Tipici valori di questa proprietà in progetti passati, presenti nel documento ACI 207.5R, sono riportati in Allegato A.

Per quanto riguarda il valore della coesione di provini intatti le normative americane fanno riferimento a percentuali della resistenza a compressione compresi tra 8 e 12 %, allo stesso modo Mclean e Pierce (1988) riportano valori di coesione che variano da un valore minimo di 0,5 MPa e 4 MPa. La coesione risulta avere un ampio range di valori accettabili. Risulta quindi necessario effettuare delle ricerche approfondite sul materiale. Il valore di angolo di attrito interno, sempre secondo Mclean e Pierce (1988), è compreso tra 40 e 60 gradi. Un valore di 45 gradi , in prima approssimazione, risulta essere cautelativo per le analisi.

Nel caso in cui si consideri la resistenza a taglio delle discontinuità , create dall'impilaggio di strati successivi di RCC, i valori di coesione e angolo di attrito tipicamente risultano essere inferiori.

3.2.4 - Permeabilità

La permeabilità del calcestruzzo compatto da rulli è strettamente legata alla percentuali di vuoti e grado di compattazione. I valori usuali, nel caso di corretta progettazione e produzione del calcestruzzo, sono compresi tra 0.15 e 15×10^{-9} cm/s. Un miscela con alto contenuto di cemento tende ad avere una bassa permeabilità rispetto ad una prodotto con basso contenuto di cemento.

PARAGRAFO 3.3 - PROPRIETÀ ELASTICHE

Il modulo elastico e il coefficiente di Poisson sono due parametri fondamentali per le analisi numeriche in cui si ricerca, oltre allo stato tensionale, anche le deformazioni e spostamento della diga. Nell'analisi di stabilità invece questo parametri non sono richiesti. Il modulo elastico e il coefficiente di Poisson deve essere determinato secondo le indicazioni riportate nel documento ASTM C469 (CRD-C 19).

La normativa americana, in particolare nel capitolo 4.3 della EM 1110-2-2006, spiega che il modulo elastico dipende da alcuni fattori come ad esempio l'età, il tipo di aggregato e resistenza del calcestruzzo. Tipicamente il calcestruzzo convenzionale possiede un range del modulo elastico che varia tra 30 e 47 GPa dopo 1 anno di maturazione del calcestruzzo. La miscela di calcestruzzo, utilizzata per la costruzione di dighe in RCC, possiede aggregati di qualità inferiore e il modulo elastico ne risente. Il report ACI propone una formulazione cautelativa per determinare il modulo elastico in funzione della tensione di compressione massima del calcestruzzo:

$$E = 57000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (eq.2)$$

Dove

f'_c = tensione di compressione [psi];

E = modulo elastico x 10^6 [psi];

Il coefficiente di Poisson è definito come il rapporto tra la deformazione laterale e longitudinale di un provino soggetto ad uno sforzo assiale uniforme in accordo con quanto riporta nel ASTM - C469. Inoltre si evidenzia come il valore sia il medesimo per il calcestruzzo convenzionale e il calcestruzzo compattato da rulli.

Tipicamente è raccomandato assumere il valore del coefficiente di Poisson pari a circa 0,2 in quanto i valori usuali per condizioni di carico statico sono compresi tra 0.17 e 0.22. Il coefficiente è anche sensibile alla velocità di deformazione e i valori, riferiti al carico statico, possono essere ridotti fino al 30% nel momento in cui si considerino i carichi sismici.

PARAGRAFO 3.4 - PROPRIETÀ DELLA FONDAZIONE

Il modulo di deformazione della roccia di fondazione deve essere determinata per valutare gli assestamenti attesi indotti dalla costruzione della diga in calcestruzzo in strati successivi. È importante quindi avere una buona coordinazione tra geologi, geotecnici e strutturisti. Nei metodi per la valutazione del modulo sono compresi prove in sito, prove in laboratorio (prove di compressione mono-assiale, ASTM C 3148), test sismici. Il miglior metodo per valutare il modulo di deformazione è sicuramente effettuare test in sito considerando le eventuali discontinuità naturali della roccia.

Fondamentale per la valutazione della stabilità è definire i valori di resistenza a taglio dell'interfaccia di contatto tra diga e roccia di fondazione. La resistenza al taglio è determinata da due valori: la coesione e l'angolo di attrito interno. Questi dati sono di solito reperibili attraverso prove di taglio diretto di laboratorio e spesso è necessario prelevare un campione composto di roccia e fondazione in modo da simulare in maniera corretta il reale comportamento dell'interfaccia.

PARAGRAFO 3.5 - DEFINIZIONE DEI CARICHI

Determinate tutte le proprietà meccaniche ed elastiche del calcestruzzo e della roccia per effettuare le analisi è necessario solo più definire i carichi agenti sulla diga in esame, le forze seguenti devono essere considerate nel progetto della diga a gravità:

- Peso proprio
- Pressione acqua a monte e a valle
- Sottopressione
- Temperatura
- Pressione sedimenti
- Forze sismiche

3.5.1 - Peso Proprio

Il peso unitario del calcestruzzo è generalmente stimato pari a circa 2400 Kg al metro cubo, come riportato dalla normativa USACE EM 1110-2-2006 e ACI 270.5R. Il valore esatto può essere determinato da indagini specifiche sul materiale. Nel calcolo del peso proprio, i vuoti relativamente piccoli, come le gallerie, non sono normalmente tenuti in conto tranne nelle dighe basse, in cui tali vuoti potrebbero creare un effetto apprezzabile sulla stabilità della struttura.

3.5.2 - Spinta idrostatica a valle e a monte

Per la determinazione della spinta idrostatica a valle e a monte è indispensabile effettuare uno studio preliminare di tipo idrogeologico, meteorologico e di regolazione delle piene attese per identificare in modo univoco i livelli principali dell'invaso. Essi

prevedono la definizione del livello di acqua operativo , il livello massimo e il livello di flusso in cui è necessario il repentino svuotamento dell'acqua in eccesso. I livelli idrostatici così definiti verranno utilizzati nelle analisi di stabilità e dinamica della diga a gravità.

Acqua a monte: la pressione idrostatica contro la diga è in funzione della profondità del serbatoio moltiplicata per il peso specifico dell'acqua. La densità dell'acqua deve essere assunto pari a 1000 kg/m^3 , anche se il peso varia leggermente con la temperatura. In alcuni casi il getto di acqua sulla sezione di flusso esercita una pressione ulteriore sulla struttura. Normalmente tali forze sono trascurate nell'analisi della stabilità.

Acqua a valle: La pressione idraulica sulla faccia a valle della diga in una sezione non di flusso va determinata considerando il massimo livello d'acqua. Diversamente per la sezione di flusso in alcuni casi devono essere tenuti in conto i moti turbolenti dell'acqua a valle, creando retrogressione della spinta.

Pertanto, queste forze devono essere valutate conservativamente quando usate come forza stabilizzatrice in un'analisi di stabilità. Gli studi hanno dimostrato che l'influenza della retrogressione dell'acqua può ridurre la profondità efficace del livello a valle anche del 60%. Nel caso in cui sia presente uno sfioratore il livello da considerare è pari all'altezza totale dell'acqua a monte. La condizione a valle e a monte determinerà l'entità della distribuzione di pressione che si instaura alla base della diga.

3.5.3 - Sottopressione

La pressione di sollevamento, definito in relazione alla pressione del livello del serbatoio a valle e a monte, deve essere considerata nelle sezioni trasversali all'interno della diga, all'interfaccia tra la diga e la fondazione, e nelle discontinuità presenti nella roccia di fondazione. Questa pressione è presente all'interno delle crepe, dei pori, delle giunzioni e delle cuciture del materiale di calcestruzzo e fondazione. La sottopressione è una forza attiva che deve essere inclusa nell'analisi di stabilità e tensionale, garantendo al tempo stesso un'adeguata prestazione strutturale. Nell'analisi dinamiche la pressione di sollevamento non deve essere considerata.

Un gradiente idraulico, tra il serbatoio superiore e quella inferiore, viene a svilupparsi tra il tallone e il piede della diga. La distribuzione della pressione lungo la base e la fondazione dipende dall'efficacia dei dreni e dalla cortina impermeabile, dalle caratteristiche geologiche quali la permeabilità delle rocce e la presenza di discontinuità e faglie. La

sottopressione in qualsiasi punto sotto la struttura sarà pari alla pressione dell'acqua a valle più la pressione dipendente dal gradiente idraulico tra il serbatoio di monte e quello di valle come riportato nella normativa EM 1110-2-2200.

Laddove non siano state previste particolari soluzioni per ridurre la pressione di sollevamento, il gradiente idraulico sarà assunto costante e la distribuzione delle pressioni risulterà lineare su tutta la lunghezza della base. Il valori iniziale e finale ,ovviamente, dipendono dal livello d'acqua a valle e a monte. La determinazione della sottopressione, in qualsiasi punto sopra o nella roccia di fondazione è mostrata nella seguente nella seguente figura:

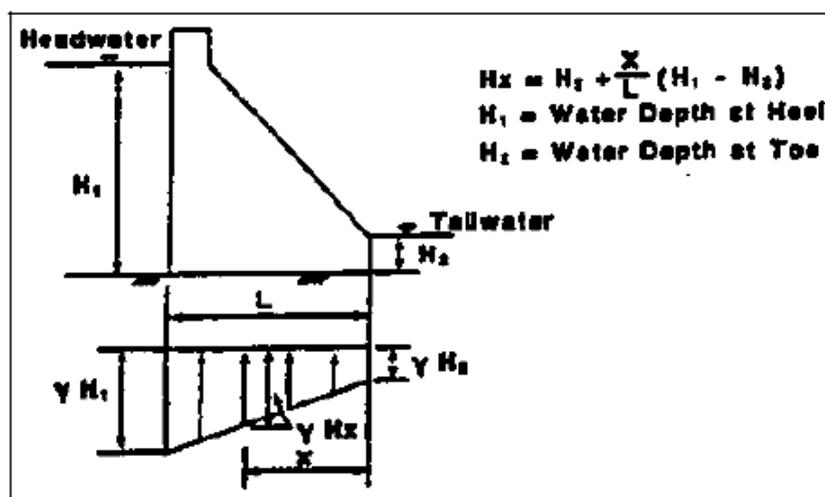


Figura 3.2 Distribuzione delle sotto-pressioni senza la presenza di dreni di fondazione.

Le pressioni di sollevamento alla base può essere ridotte installando dei dreni verticali all'interno della costruzione. L'efficacia del sistema di drenaggio dipenderà dalla profondità, dalle dimensioni, dalla spaziatura dei dreni stessi e dalla facilità con la quale i dreni possono essere mantenuti. L'efficacia tipica dei dreni è compresa tra 25 e 50 per cento. La normativa prevede di poter utilizzare nelle migliori delle ipotesi un valore di 67% nel momento in cui vengano effettuate delle indagini che ne giustificano questo valore.

Lungo la base, la pressione di sollevamento varia linearmente dalla pressione di monte non drenata nel punto del tacco della diga fino alla condizione di pressione di monte drenata nel punto di ascissa dove è presente il dreni, finendo poi al livello dell'acqua di valle, come è mostrato nella Figura 3.3:

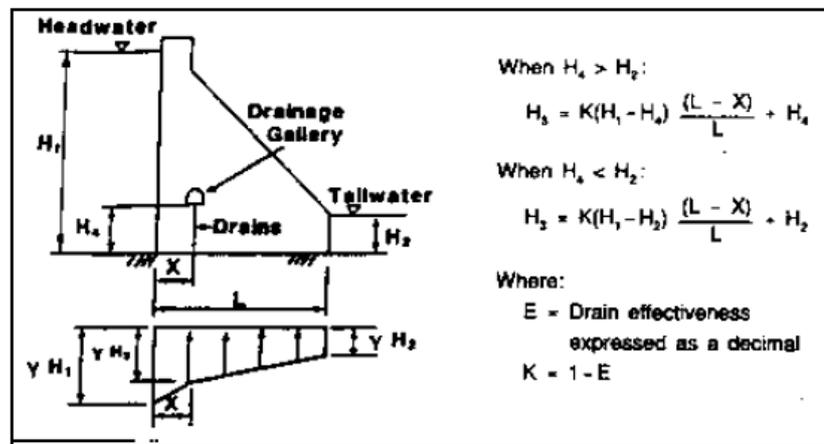


Figura 3.3 Distribuzione della sotto-pressione con galleria drenante.

Laddove la linea di scarico interseca la fondazione entro una distanza pari al 5 per cento della profondità del serbatoio dalla faccia a monte, si può supporre che la pressione possa variare come una singola linea retta, che sarebbe la condizione in cui si avesse il dreno esattamente a filo della faccia a monte della diga. La seguente immagine raffigura quanto appena detto:

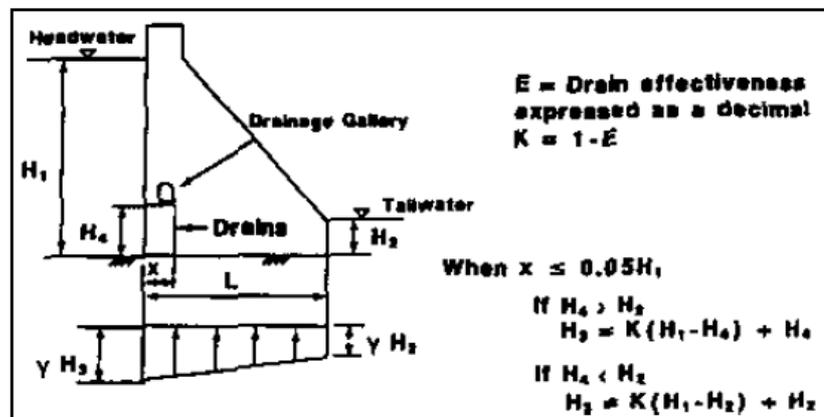


Figura 3.4 Distribuzione delle sotto-pressioni con dreni vicini alla faccia a monte della diga.

Nel caso in cui nella parte iniziale della base sono presenti delle cricche dovuta alla rottura del materiale va presa in conto il cambio di distribuzione delle pressioni. Nel caso in cui la lunghezza della cricca sia minore della distanza tra il tallone e il dreno allora fino al punto di crepa del calcestruzzo è presente la pressione di monte, successivamente diminuisce arrivando al dreno e infine al livello di acqua a valle, come mostrato nella Figura 3.5:

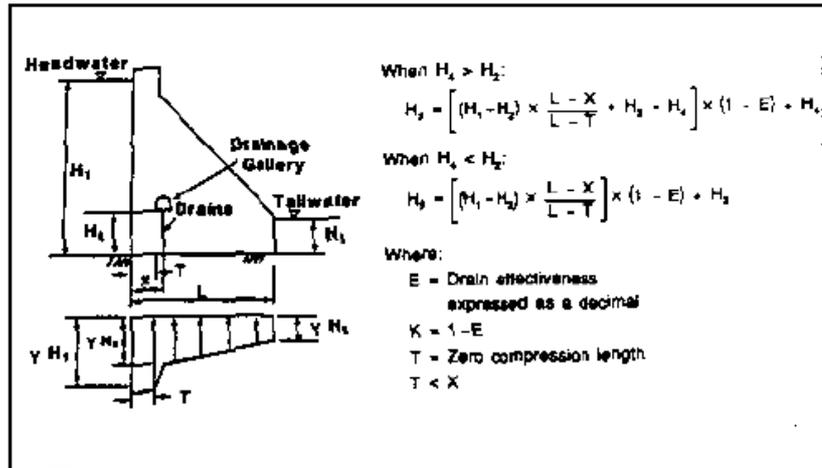


Figura 3.5 Distribuzione della sottopressione con cricca nella fondazione e presenza del dreno.

Nel caso invece in cui la lunghezza della zona aperta alla base sia superiore alla distanza tra dreno e tallone della diga allora in questo caso va considerato l'effetto del dreno e la pressione rimane costante, e pari al livello d'acqua a monte, fino in fondo alla cricca. Si riporta la seguente figura che rappresenta quanto pocanzi descritto:

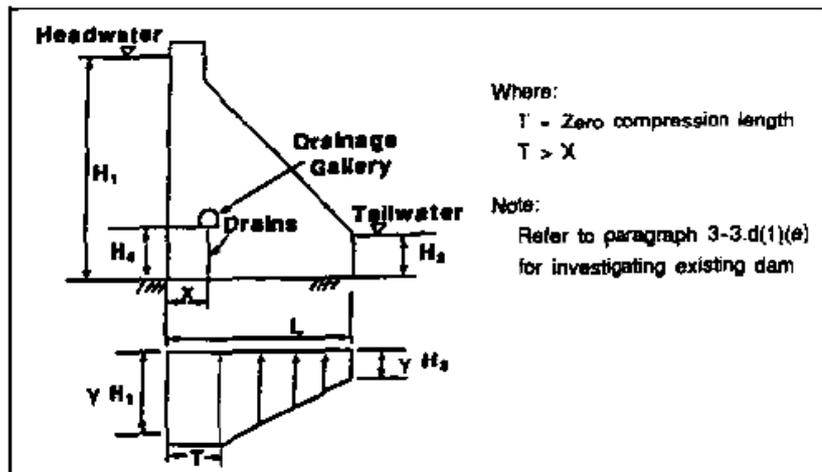


Figura 3.6 Distribuzione delle sotto-pressioni per cricche estese oltre il dreno di fondazione.

All'interno della diga si deve assumere che il sollevamento del corpo di una diga a gravità possa variare linearmente dal 50 per cento del livello massimo di acqua di monte fino al 50 per cento dell'acqua di valle o, a seconda dei casi, al valore nullo. Questa semplificazione deriva dalla permeabilità del calcestruzzo compatto con rulli che impedisce l'accumulo di pressione interna nei pori. La presenza di giunti o crepe sulla faccia a monte e all'interno della diga comporta degli effetti di variazione di questa semplificazione. In questo caso la sottopressione va determinata come nel caso della base senza dreno verticale.

3.5.4 - Terra e sedimenti

Le pressioni del terreno contro la diga possono verificarsi quando i sedimenti di riflusso sono depositati sulla faccia a monte o dove vengono effettuati dei riempimenti in terra. Il materiale di riempimento può o non essere immerso. Le pressioni dei sedimenti sono considerate nel progetto, se presenti nel studio idrogeologico del bacino.

Le pressioni del terreno che circondano la diga possono essere calcolati con un coefficiente attivo o passivo della spinta a seconda del movimento previsto della diga stessa. In questo caso è bene far riferimento alla normativa EM 1110-2-2502 relativa alla progettazione dei muri di sostegno per terreni. L'alternativa è considerare i sedimenti come un fluido con peso specifico maggiore rispetto all'acqua.

3.5.5 - Terremoto

I carichi generati dai sismi utilizzati per la progettazione delle dighe a gravità in calcestruzzo si basano sui terremoti di riferimento (di progetto) e sui movimenti del sito considerato determinati attraverso una valutazione sismologica. Nelle zone sismiche 2, 3 e 4 normalmente deve essere sempre effettuata questa tipologia di valutazione, essa deve seguire le indicazioni presenti nel documento del corpo degli ingegneri americani "ER 1110-2-1806, progetto e analisi di terremoti".

Nella verifica di stabilità, di un corpo assunto come un blocco infinitamente rigido, la presa in conto delle forze indotte dal un evento sismico è data dall'utilizzo del metodo del coefficiente sismico. In aree di particolare interesse o di costruzione di grandi opere ingegneristiche è necessario effettuare un'analisi più rigorosa considerando anche lo stato tensionale all'interno della costruzione. Per questa tipologia di studio far riferimento al capitolo 4 "Analisi Tensionale".

I carichi dovuti al terremoto devono rispecchiare l'intensità dell'accelerazione orizzontale del terremoto e, se inclusi nell'analisi tensionale, l'accelerazione verticale. Mentre l'accelerazione del terremoto potrebbe avere qualunque direzione, l'analisi deve essere eseguita nella direzione più sfavorevole.

CAPITOLO 4 - PROGETTAZIONE SISMICA

PARAGRAFO 4.1 - INTRODUZIONE

Nel precedente capitolo si sono presentati i parametri di progetto per quanto riguarda le proprietà elastiche e meccaniche del calcestruzzo utilizzato nella realizzazione dell'opera civile, le caratteristiche pertinenti al materiale della fondazione su cui si erge la diga e i carichi agenti, in particolar modo quelli relativi alla spinta idrostatica e alla pressione di sollevamento derivanti dai livelli idrici dell'invaso.

Si è accennato alla definizione dei carichi indotti dal sisma, i quali necessitano di un maggior approfondimento poiché risultato determinanti per la corretta valutazione del comportamento della diga a gravità in calcestruzzo.

In questo capitolo si effettua una breve descrizione dello studio propedeutico alla definizione dei livelli sismici ("OBE" e "MCE"). Essi vengono determinati attraverso uno studio di pericolosità sismica del sito con l'utilizzo di un approccio deterministico e probabilistico. Da questo studio preliminare è possibile anche definire i parametri che caratterizzano sismicamente la zona in esame. Essi sono utili per la scelta delle storie di accelerazione rappresentative del sito.

Infine vengono presentati le differenti tipologie di analisi che possono essere condotte e necessarie, a seconda del livello progettuale e dalla configurazione considerata.

PARAGRAFO 4.2 - PERICOLOSITÀ SISMICA

Lo studio di pericolosità sismica permette di ricavare i parametri di progetto che indentificano il livello di scuotimento atteso al sito. Esistono due diversi approcci con i quali è possibile determinare la probabilità che un terremoto con determinate caratteristiche si verifichi in un certo luogo: il metodo deterministico (DSHA) e quello probabilistico (PSHA). Al fine di determinare la pericolosità sismica di una certa area geografica devono essere identificate tutte le possibili informazioni che permettono di stimare il livello di attività sismica. Questo processo di raccolta di informazioni è una fondamentale operazione

preliminare sia per lo studio di pericolosità deterministico che per quello probabilistico. Attraverso un database storico di terremoti è possibile valutare il periodo di ritorno di un preciso evento di una ben definita magnitudo. Si descrivono brevemente i due metodi, deterministico e probabilistico, utilizzati nel calcolo della pericolosità sismica.

4.2.1 - Metodo deterministico

L'approccio deterministico per la stima della pericolosità sismica al sito (DSHA: *Deterministic Seismic Hazard Analysis*) è un processo che si basa sull'analisi statistica di dati storici e il risultato finale è quello di identificare il terremoto con maggior intensità atteso nella zona in studio. Per questo approccio Reiter (1990) definisce quattro fondamentali passaggi e fasi per individuare correttamente il sisma di massima intensità:

1. Identificare tutte le possibili sorgenti sismiche che sono in grado di produrre un significativo moto nel sito.
2. Stimare la distanza sorgente-sito per ogni zona potenzialmente sismogenetica indentificata.
3. Scegliere un sisma di progetto espresso in termini di alcuni parametri cinematici caratteristici al sito (Peak Ground Acceleration, Displacement or Velocity).
4. Utilizzare le leggi di attenuazione per tener conto della posizione del sito in esame dopo aver scelto il sisma di progetto.

Il valore di pericolosità che viene assunto con questo metodo è il peggiore effetto che si ottiene dall'analisi, senza tener conto dell'effettivo tempo di ritorno legato ad un certo evento. Il fatto che l'aleatorietà del fenomeno sismico non è preso in conto nel risultato finale dello studio risulta essere un forte limite di questo tipo di approccio.

4.2.2 - Metodo Probabilistico

L'approccio probabilistico per la stima della pericolosità sismica al sito (PSHA: *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) tiene conto delle incertezze nella determinazione della posizione, dimensione, frequenza ed effetti di un terremoto e li combina insieme per diversi livelli di scuotimento del terreno. Attraverso questo studio è possibile definire le incertezze e tenerne conto per valutare il rischio sismico del luogo studiato.

Diversamente dall'approccio precedente, in cui il risultato è solamente il peggior scenario possibile, la PSHA considera differenti scenari definiti da tutte le possibili coppie di magnitudo distanza dal sito. Anche in questo caso Reiter (1990) definisce i seguenti passaggi per descrivere l'approccio di tipo probabilistico:

1. Come nel metodo deterministico si identificano e caratterizzano tutte le possibili fonti sismo-tettoniche, definendo per ognuna una distribuzione di probabilità
2. Per ciascuna zona sismogenetica individuata si definisce la distribuzione temporale degli eventi con una certa magnitudo. In questo modo è possibile costruire delle relazioni di ricorrenza che legano la frequenza di avvenimento con la magnitudo
3. Identificazione delle relazioni di attenuazione che hanno lo scopo di stabilire una relazione tra il valore dei parametri scelti per caratterizzare l'evento sismico in corrispondenza dell'ipocentro e il valore atteso al sito per il quale viene effettuato lo studio.
4. Il calcolo della pericolosità viene eseguito considerando la probabilità di eccedenza, in un prefissato periodo di riferimento, del parametro di scuotimento selezionato.

I risultati del PSHA sono in grado di descrivere e combinare insieme le incertezze intrinseche nella valutazione dell'entità dei sismi, della loro distanza, la frequenza e i loro effetti. Tipicamente vengono rappresentate attraverso le curve di pericolosità sismica le quali sono definite come la probabilità di superamento del parametro cinematico considerato per un determinato terremoto e una ben definita sorgente moltiplicando per la probabilità che il sisma di intensità "M" si verifichi in un certo luogo. Il calcolo viene effettuato per tutte le magnitudo e distanze. Successivamente le curve sono combinate con il modello temporale di Poisson per stimare la probabilità di accadimento in una finestra temporale T.

Al fine delle analisi dinamiche, se la progettazione lo richiede, è necessario individuare quei sismi caratteristici che possano rappresentare al meglio la pericolosità sismica del sito. Per valutare il diverso contributo delle sorgenti sismiche, alla definizione della pericolosità di uno specifico sito, è necessario effettuare un processo di disaggregazione del PSHA e da esso si individuano le coppie di magnitudo distanza che maggiormente influenzano il sito. Queste caratteristiche vengono utilizzate come parametri di ricerca per i Record sismici, i quali sono implementati nelle analisi dinamiche con "Time-History".

PARAGRAFO 4.3 - DEFINIZIONE DEI SISMI E DEI MOVIMENTI DEL SUOLO

La normativa USACE ER 1110-2-1806 "Earthquake Design and Evaluation for Civil Works Projects" prevede la definizione di due livelli sismici di progetto. Essi sono di fondamentale importanza per la definizione corretta dei carichi nelle differenti analisi richieste dalla normativa. I due livelli sismici sono il "Maximum Credible Earthquake" (MCE) e il "Operating Basis Earthquake" (OBE).

4.3.1 - Maximum Credible Earthquake

Il "MCE" è definito come il maggior sisma che può ragionevolmente verificarsi, generato da una sorgente sismica ben definita sulla base dello studio sismologico e geologico del territorio in studio. Tipicamente il massimo sisma credibile è valutato attraverso un approccio di rischio sismico deterministico (DSHA), grazie però alle informazioni ricavate dall'approccio probabilistico (PSHA). Devono essere prese in considerazione tutte le possibili sorgenti e sismi di rilevante intensità e valutare quale sia la più gravosa. Ad esso non è, inoltre, associato nessun periodo di ritorno.

4.3.2 - Operating Basis Earthquake

Il "OBE", cioè Operating Basis Earthquake, è descritto, dalla regolamentazione americana, come il terremoto che produce il maggiore movimento del terreno che può verificarsi durante la vita operativa ed economica della struttura. Spesso viene definito attraverso uno studio probabilistico di pericolosità sisma del sito in studio.

4.3.3 - Scelta Record Sismici

Come si approfondirà successivamente, la normativa USACE 1110-2-6051 richiede, per particolari progetti e per particolari configurazioni geometriche della diga e del sito di costruzione, di effettuare analisi dinamiche complete e dettagliate attraverso anche l'utilizzo software ad elementi o differenze finite, nei quali è possibile implementare la storia di accelerazione per simulare l'effetto sismico e valutare la risposta dinamica della diga.

Per far ciò è importante individuare il set di records da utilizzare in queste analisi. La normativa prevede la possibilità di utilizzare solamente tre storie di accelerazione per effettuare il calcolo tensionale del corpo diga. Delle tre analisi si considererà solamente la

più gravosa, cioè quella che comporta un maggior danneggiamento della costruzione. In alternativa è possibile considerare ben sette storie di accelerazione. In questo caso però la soluzione finale di risposta sismica della diga non sarà rappresentata dallo scenario più gravoso ma bensì dalla media dei sette modelli analizzati. Gli approcci sono ritenuti entrambi adeguati all'analisi, inoltre la scelta del set di records da utilizzare deve essere effettuate sia per il livello OBE che per il livello MCE.

La scelta dei sismi da utilizzare nelle analisi dinamiche approfondite deve rispettare alcuni parametri, i quali sono ricavabili dallo studio di rischio sismico della zona considerata. I sismi infatti devono possedere caratteristiche simili ai terremoti che si sono verificati in passato nel sito in studio, in modo tale che via sia una vero-somiglianza e possano essere considerati rappresentativi. I parametri sono ad esempio la tipologia di fonte sismica (trascorrente, normale o inversa), profondità e distanza della fonte di origine sismogenetica dal luogo di costruzione, valori di accelerazione di picco al suolo, magnitudo-distanza derivanti dal diagramma di disaggregazione e durata del sisma. Inoltre deve esserci una buona compatibilità tra gli spettri dei sismi e quello di progetto, definito dall'analisi di rischio sismico. In questo modo è possibile ricercare e individuare terremoti che possano rappresentare il più possibile la realtà del fenomeno sismico locale.

PARAGRAFO 4.4 - TIPOLOGIE DI ANALISI DINAMICHE

Le tecniche usate per la valutare la risposta strutturale di una diga ad un sisma sono quelle riassunte nel capitolo 3 della normativa EM 1110-2-2200 e sono principalmente :

- Metodo del Coefficiente Sismico;
- Metodo della Risposta Spettrale;
- Metodo con Storia Temporale;

Al seconda del livello di dettaglio necessario nella progettazione della diga, alla geometria strutturale e topografica del caso studio la regolamentazione americana prevede la necessità o meno di utilizzare determinati metodi al fine di valutare in modo adeguato la stabilità della struttura idraulica nel suo complesso.

4.4.1 - Metodo del Coefficiente Sismico

Le analisi sismiche per lo studio del comportamento della costruzione idrauliche devono sempre iniziare da metodi semplificati per poi, attraverso un processo di affinamento, arrivare ad utilizzare metodi più rigorosi. I metodi semplificati che possono essere utilizzati per la determinazione della tensione e delle forze agenti sulla sezione della diga in studio sono o metodi pseudo-statici oppure analisi spettrali, considerando un solo modo di vibrare. I metodi preliminari che permettono la valutazione dei fattori di sicurezza allo scivolamento e al ribaltamento fanno fede invece al metodo del coefficiente sismico.

Questo ultimo metodo è spesso utilizzato come analisi preliminare per il disegno e la progettazione delle dighe a gravità. Esso permette di considerare, in maniera molto semplice, le forze di inerzia della diga e della pressione idrodinamica, causate dallo scuotimento alla base. Esse vengono introdotte nel modello attraverso delle forze statiche equivalenti. L'utilizzo di forze aggiuntive pseudo statiche alle quelle di origine statiche permettono di valutare rapidamente le tensioni e i fattori di sicurezza alla stabilità della sezione della diga considerata e valutare se la configurazione adottata risulti essere adeguata.

Si descrive ora come vengono definite sia le forze d'inerzia sia la pressione idrostatica col metodo del coefficiente sismico. Il carico del terremoto è trattato come una forza inerziale applicata staticamente alla struttura e si assume che le forze di inerzia agiscano attraverso il centro di gravità della sezione o dell'elemento.

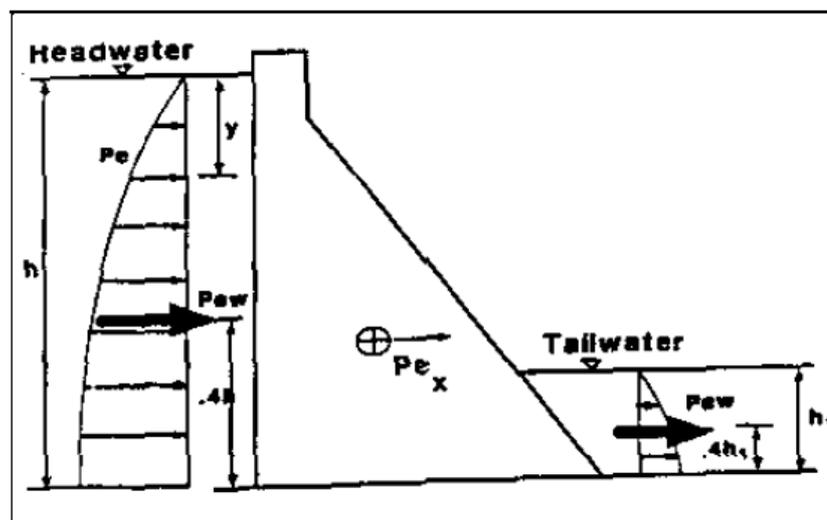


Figura 4.1 Carichi sismici agenti sulla diga.

Il coefficiente sismico è il rapporto tra l'accelerazione del terremoto e la gravità, Esso è un valore senza dimensione ed esso è assunto uniforme per tutta l'altezza della diga. La

normativa ER 1110-2-1806 definisce il coefficiente sismico come i due terzi dell'accelerazione di picco al suolo, estrapolata dallo studio di pericolosità sismica del sito, diviso per l'accelerazione di gravità. Il fattore moltiplicativo viene preso in conto per il fatto che il sistema esaminato presenta una fenomenologia di tipo duttile e non fragile, comportando piccoli spostamenti permanenti. Risulta quindi troppo gravoso considerare come coefficiente, per le analisi di stabilità, una distribuzione di pressione che faccia riferimento al singolo picco della storia di accelerazione attesa al suolo.

Facendo riferimento alla normativa USACE 1110-2-2100 si definisce ora la forza d'inerzia del corpo diga dovuta all'accelerazione provocata dal sisma. Essa può essere calcolata come segue:

$$Pe_x = Ma_x = \frac{W}{g} \alpha g = W\alpha \quad (eq.3)$$

Dove:

P_{ex} = forza orizzontale del terremoto [kN];

M = massa della diga [kg];

a_x = accelerazione orizzontale del terremoto [g];

W = peso della diga [kN];

g = accelerazione di gravità [m/s²];

α = coefficiente sismico [-];

L'inerzia dell'acqua, invece, del serbatoio può indurre un aumento o una diminuzione delle pressioni sulla faccia della diga contemporaneamente alle forze di inerzia del calcestruzzo. La Figura 4.1 mostra le pressioni e le forze dovute al terremoto con un approccio pseudo-statico. La pressione idrodinamica può essere rappresentata dalla seguente distribuzione parabolica che approssima l'esatta soluzione presentata da Westergaard (1993):

$$p_{ew} = \frac{7}{8} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \sqrt{hy} \quad (eq.4)$$

Dove:

p_{ew} = Pressione dell'acqua ad una quota "y" dalla superficie del serbatoio [kN/m²];

α = Coefficiente sismico [-];

γ_w = Peso Specifico dell'acqua [kN/m^3];

y = distanza del punto considerato dalla superficie del serbatoio [m];

h = altezza totale del serbatoio [m];

In questo modo è possibile effettuare il calcolo della forza totale come integrale della distribuzione di pressione precedentemente calcolato:

$$P_{ew} = \frac{7}{12} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (eq.5)$$

Dove:

P_{ew} = Carico statico equivalente della distribuzione di pressione idrodinamica [kN];

Si ricorda inoltre che il valore di “ α ” è pari a:

$$\alpha = \frac{2 \text{PGA}}{3 g} \quad (eq.6)$$

Come definito dalla normativa USACE nel caso in si effettua un'analisi di stabilità preliminare della diga. Nel caso di uno studio tensionale il valore del coefficiente sismico deve essere preso pari al rapporto tra la “PGA” e l'accelerazione di gravità.

4.4.2 - Metodo della Risposta Spettrale

La massima risposta elastica delle costruzione idrauliche in calcestruzzo può essere stimata utilizzando il metodo di sovrapposizione modale, attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta come riportato nella normativa di riferimento EM 1110-2-6050 “Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures”.

La diga viene semplificata attraverso una struttura a più gradi di libertà e in questo modo è possibile identificare i periodi fondamentali della diga. Entrando nello spettro di accelerazione di progetto è possibile definire, per ogni modo, l'accelerazione corrispondente.

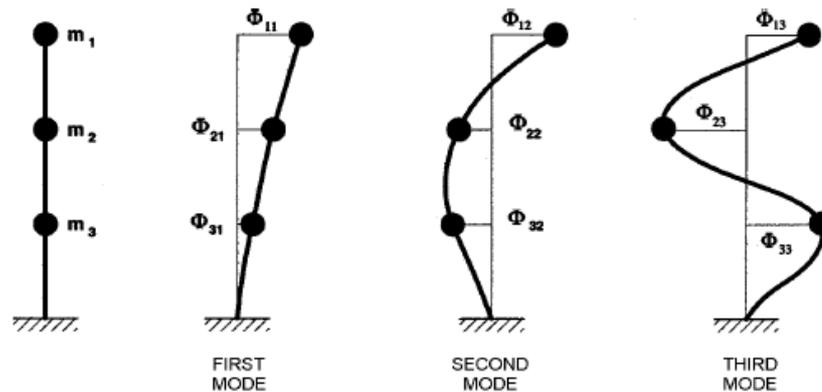


Figura 4.2 semplificazione strutturale della diga - modi fondamentali della struttura.

Successivamente si definisco gli spostamenti delle masse che identificano il sistema studiato per i differenti modi di vibrare. In questo modo si individuano le forze statiche equivalenti che producano sulla struttura il medesimo risultato, in termini di spostamenti, appena ottenuto.

I modi di vibrare e le rispettive forze vengono poi combinate tra di loro utilizzando uno dei seguenti metodi:

- metodo della radice quadrata della somma dei quadrati SRSS
- metodo combinazione completa quadratica CQC

L'aggiunta della pressione idrodinamica, in questo caso viene, simulata con l'introduzione di una massa addizionale che simula l'interazione struttura-serbatoio sotto l'effetto dello scuotimento dinamico. La massa addizionale può essere calcolata attraverso la formula semplificata di Westergaard divisa per l'accelerazione di gravità e moltiplicata per l'altezza di competenza. Essa è fortemente influenzata dalle frequenze fondamentali di vibrazione e dalle forme modali della diga.

Nel caso precedente l'unico fattore che teneva conto dello studio del rischio sismico era un coefficiente semplificativo, il quale è solamente in funzione del valore di accelerazione di picco al suolo. Esso infatti non tiene conto delle frequenze fondamentali della struttura e delle caratteristiche intrinseche dei sismici, diversamente da quanto accade nel metodo con spettro di risposta.

4.4.3 - Metodo con "Time-History"

Il passo successivo è quello di effettuare l'analisi attraverso l'introduzione di un sisma reale all'interno del sistema. Esso deve possedere caratteristiche coerenti con quanto appreso dallo studio di pericolosità sismica. Il metodo, che si basa sul dominio temporale, elimina le limitazioni che vi erano nei metodi precedenti. Esso risulta, dal punto di vista dei calcoli estremamente complesso e costoso, ma permette di ottenere informazioni come ad esempio spostamenti, tensioni, velocità e accelerazioni che variano nel tempo e rappresentano al meglio la vera natura del sisma, cioè l'aspetto dinamico del fenomeno.

Questa tipologia di analisi necessita di software agli elementi o differenze finite ed è quindi fondamentale modellare nella maniera più rappresentativa possibile il sistema formato dalla fondazione, dalla struttura della diga e dal serbatoio. Vi sono differenti approcci per valutare il contributo di spinta idrodinamica che il serbatoio crea a contatto con la superficie della faccia a monte della diga. In particolare è possibile discretizzare la spinta dinamica dell'acqua attraverso masse aggiuntive secondo le formulazioni di Westergaard oppure secondo quanto ricavato da Zangar o anche attraverso la modellazione diretta degli elementi acqua con determinate caratteristiche, tenendo conto della compressibilità del fluido. L'interazione tra serbatoio e struttura viene maggiormente approfondita nel successivo Capitolo 8, in cui si mettono in evidenza le differenti metodologie utilizzate per la definizione della spinta idrodinamica.

In particolare, l'analisi che utilizza la risposta in tempo reale seguendo una storia di accelerazione imposta, sono generalmente basate sull'integrazione numerica sotto forma di "step-by-step" al fine di verificare le equazioni cinematiche, in essi il tempo è suddiviso in intervalli o "step". La risposta, durante ognuno di questi "step", è calcolata a partire dalle condizioni al contorno (spostamenti e velocità) all'inizio dello "step" e durante la storia a seconda del carico temporale agente. Le proprietà possono essere considerate costanti in ogni intervallo temporale (analisi lineare elastica) oppure possono variare da uno "step" all'altro (comportamento non lineare). Aspetto fondamentale, che viene ampiamente trattato nel Capitolo 7 relativo all'analisi dinamica, è sicuramente la scelta delle proprietà del materiale considerando l'influenza della velocità di deformazione a cui il calcestruzzo può essere soggetto durante il sisma. Le proprietà statiche del calcestruzzo devono essere modificate in modo da tener conto dell'influenza della velocità del carico sismico e la normativa USACE EP 1110-2-12 descrive come di modificare i parametri elastici e di resistenza della miscela di calcestruzzo considerata.

CAPITOLO 5 - ANALISI DI STABILITÀ

PARAGRAFO 5.1 - INTRODUZIONE

La prima analisi che viene effettuata è quella di stabilità del corpo diga utilizzando il metodo all'equilibrio limite, in cui si considera la diga esaminata come un corpo infinitamente rigido sottoposto a forze concentrate. La diga dovrà verificare la stabilità allo Scorrimento, Ribaltamento e Sollevamento in tutte le diverse combinazioni di carico riportate nel seguito. I dati di progetto sono definiti nel capitolo 3 e nel paragrafo 4.4.6 "metodo del coefficiente sismico".

La progettazione di una nuova diga a gravità viene eseguita attraverso un processo iterativo che prevede un layout preliminare della struttura seguita da un'analisi di stabilità e tensionale. Se la struttura non soddisfa i criteri, il layout viene modificato e riesaminato. Questo processo viene ripetuto finché non viene raggiunta una sezione trasversale adeguata. Il criterio di calcolo dello stato tensionale all'interno del corpo diga e della fondazione vengono descritte nello specifico nel successivo Capitolo 6.

L'analisi della stabilità e del calcolo delle sollecitazioni sono generalmente condotte sulla base della diga e su piani orizzontali all'interno della struttura. Nello specifico, nel caso dell'analisi all'equilibrio limite, le verifiche devono essere effettuate principalmente sull'interfaccia tra calcestruzzo e roccia di fondazione.

Con l'utilizzo dell'analisi all'equilibrio limite è possibile inoltre valutare, in diversi punti, il livello tensionale in modo preliminare al fine di verificare che le tensioni agenti sul calcestruzzo siano inferiori alle resistenze a compressione e trazione del materiale.

PARAGRAFO 5.2 - CARICHI CONSIDERATI NELL' ANALISI DI STABILITÀ

Per quanto riguarda l'analisi di stabilità si effettua il calcolo col metodo dell'equilibrio limite. Per questo motivo è importante definire tutti i carichi agenti sulla struttura. La normativa di riferimento è la EM 1110-2-2100 "Stability Analysis of Concrete Structures", si riporta di seguito le forze agenti da considerare:

- **Peso Proprio.** La forza verticale, dovuta al peso della struttura stessa, è l'azione stabilizzante principale della diga. Essa infatti permette di orientare la forza risultante verso il basso e farla ricadere all'interno della base di fondazione. La forza totale è ottenuta moltiplicando il volume della diga per il peso specifico della diga.

$$P_{proprio} = \gamma_{cls} \cdot Volume_{diga} \quad (eq.7)$$

- **Spinta idrostatica.** La spinta idraulica esercitata, sia a valle che a monte, dall'acqua contenuta nel serbatoio è definita come peso specifico dell'acqua per la profondità in cui viene valutata la pressione. Essa presenta la tipica distribuzione triangolare con valore massimo alla base. Nel caso della verifica a stabilità, se si considera un corpo rigido, la forza idrostatica risultante sarà definita dalla seguente formulazione:

$$W_{acqua} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{acqua} \cdot H^2 \quad (eq.8)$$

In cui "H" rappresenta l'altezza del livello d'acqua del serbatoio. La forza "W" è da considerarsi applicata ad un terzo dell'altezza dell'invaso. La forza idrostatica di monte, risulta essere una forza instabilizzante poiché riduce il fattore di sicurezza allo scorrimento e ribaltamento.

- **Sottopressione.** La possibilità di filtrazioni o cricche presenti all'interfaccia tra il calcestruzzo e la roccia di fondazione provoca la formazione di pressioni idrauliche di sollevamento. Esse risultano di fondamentale importanza per il calcolo dei fattori di sicurezza per la stabilità della diga in quanto contrastano la forza stabilizzante del peso proprio della struttura. Nel calcolo del carico di progetto della sotto spinta è necessario considerare la presenza o meno di dreni verticali nel corpo diga, essi infatti riducono la pressione di sollevamento. La trattazione della corretta definizione della pressione di sollevamento è ampiamente descritta nel paragrafo 3.5.3 sotto la voce "Sottopressione", la quale fa riferimento alla normativa USACE 1110-2-2200.

Se la sezione considerata non presenta dreni verticali allora la distribuzione è di tipo lineare e la forza di sollevamento è di facile determinazione. Si riporta di seguito la formulazione della forza risultante di sollevamento con assenza di dreni verticali:

$$U_{uplift} = \frac{L}{2} (\gamma_w H_1 + \gamma_w H_2) \quad (eq.9)$$

Dove i valori tra parentesi rappresentano rispettivamente il valore di pressione dell'acqua alla base della diga a monte e a valle ed "L" la lunghezza della base della diga considerata. La forza così definita è rivolta verso l'alto e rappresenta una forza instabilizzante.

- **Sedimenti.** La creazione di una diga provoca l'innalzamento dell'acqua ma anche il trasporto di materiale fine, tipo fango e terra, nei pressi della diga. Nello studio idrologico viene definita la quota di sedimenti che si depositano a monte della struttura. Nell'analisi di stabilità quindi bisogna considerare la pressione esercitata da questi sedimenti, se essi vengono considerati come un fluido allora la forza risultante agente sulla diga è la seguente:

$$S_{silt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{silt} \cdot H^2_{silt} \quad (eq.10)$$

Dove però il peso specifico dei sedimenti è quello efficace, cioè il peso specifico totale ridotto del peso specifico dell'acqua. Esso deriva da una distribuzione di tipo triangolare e quindi il punto di applicazione di tale forza si trova ad una distanza pari a un terzo di "H_{silt}" a partire dalla base della diga. Nel caso in cui i sedimenti siano considerati come un terreno, con resistenza a taglio, allora la determinazione della forza risultante agente deve essere determinata attraverso i coefficienti di spinta attiva e/o passiva che sono indicati nella normativa EM 1110-2-2502.

- **Terremoto.** Nell'analisi preliminare di stabilità col metodo dell'equilibrio limite il sisma viene modellato attraverso una forza inerziale aggiuntiva, per quanto riguarda il corpo della diga, e una distribuzione parabolica addizionale, per quanto riguarda la spinta idrodinamica.

La forza d'inerzia aggiuntiva è proporzionale alla peso proprio moltiplicata per il coefficiente sismico. Esso rappresenta il valore di accelerazione applicato alla base in relazione all'entità del sisma e tipicamente viene calcolato come i due terzi dell'accelerazione di picco al suolo (ricavata dall'analisi di rischio sismico). La formula seguente permette il calcolo della forza risultante dovuta al terremoto:

$$I_{diga} = W \cdot \alpha \quad (eq.11)$$

La Forza così determinata deve essere applicata nel baricentro della sezione della diga considerata.

Nel caso invece del calcolo delle forze idrodinamiche bisogna far riferimento alla formulazione semplificata di Westergaard. Anche in questo caso la forza da applicare è in funzione del livello idrico e del coefficiente sismico.

$$P_{ew} = \frac{7}{12} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (eq.12)$$

Dove “ α ” è il coefficiente sismico e “ h ” è l’altezza idraulica. La forza così calcolata deve essere applicata ad un’altezza pari a due quinti del livello idrico in quanto la distribuzione di pressione idrodinamica possiede un andamento di tipo parabolico.

PARAGRAFO 5.3 - COMBINAZIONI DI CARICO

La normativa America U.S. Bureau of Reclamation prevede la definizione di tre principali condizioni di carico:

- ◆ Condizione di carico usuale. I carichi che tipicamente agiscono sulla struttura sono relativi al livello idrostatico a valle e a monte, alla sottopressione, alla presenza dei sedimenti e al peso proprio della struttura.
- ◆ Condizioni di carico inusuali. Le forze considerati sono le medesime dalla combinazione usale ma si introducono i carichi causati dal livello sismo “OBE”.
- ◆ Condizione di carico estremo. Si introduce il carico derivante dal livello di flusso dell’invaso e dal sisma di massima entità credibile “MCE”.

Inoltre la normativa USACE EM 1110-2-2200 descrive con precisione le combinazioni da considerare nelle diverse analisi andando ad evidenziare quali forze considerare o meno, in questo modo si creano situazioni di carico possibili alle quali la diga deve sottostare. Si riporta di seguito quanto appena descritto.

5.3.1 - Combinazioni di Carico Usuali

5.3.1.1 Combinazione 1

- Livello normale di funzionamento del serbatoio
- Livello minimo a valle della diga
- Sottopressione.

5.3.1.2 Combinazione 2

- Livello normale di funzionamento del serbatoio.
- Livello minimo a valle della diga .
- Sottopressione.
- Pressione di sedimento al livello a monte normale.

5.3.2 - Combinazione di Carico Inusuale

5.3.2.1 Combinazione 3

- Livello di alluvione standard del serbatoio.
- Livello corrispondente a valle della diga.
- Sottopressione.

5.3.2.2 Combinazione 4

- Livello di alluvione standard del serbatoio .
- Livello corrispondente a valle della diga .
- Sottopressione.
- Pressione del sedimento al suo livello più elevato .

5.3.2.3 Combinazione 5

- terremoto OBE in direzione del flusso d'acqua.
- Livello normale di funzionamento del serbatoio .
- Livello corrispondente a valle della diga.
- Sottopressione.

- Pressione idrodinamica dal terremoto (Westergaard).

5.3.2.4 Combinazione 6

- terremoto OBE in direzione del flusso d'acqua.
- Livello normale di funzionamento del serbatoio.
- Livello corrispondente a valle della diga .
- Sottopressione.
- Pressione di sedimento al livello più elevato a monte.
- Pressione idrodinamica dal terremoto (Westergaard).

5.3.3 - Combinazione di Carico Estrema

5.3.3.1 Combinazione 7

- terremoto OBE nella direzione opposta al flusso d'acqua.
- Serbatoio vuoto.

5.3.3.2 Combinazione 8

- MCE in direzione del flusso d'acqua.
- Livello normale di funzionamento del serbatoio.
- Livello corrispondente a valle della diga.
- Sottopressione.
- Pressione idrodinamica dal terremoto (Westergaard).

5.3.3.3 Combinazione 9

- MCE in direzione del flusso d'acqua.
- Livello normale di funzionamento del serbatoio.
- Livello corrispondente a valle della diga.
- Sottopressione.

- Pressione di sedimento al livello più elevato a monte .
- Pressione idrodinamica dal terremoto (Westergaard).

5.3.3.4 Combinazione 10

- Massimo livello di alluvione del serbatoio.
- Livello corrispondente a valle della diga .
- Sottopressione.

5.3.3.5 Combinazione 11

- Massimo livello di inondazione del serbatoio .
- Livello corrispondente a valle della diga .
- Sottopressione.
- Pressione di sedimento al livello più elevato a monte .

PARAGRAFO 5.4 - CONSIDERAZIONE DI STABILITÀ

I requisiti fondamentali di stabilità, per una diga di gravità e per tutte le condizioni di carico considerate precedentemente, sono:

1. Che sia sicuro contro il ribaltamento valutato in qualunque piano orizzontale all'interno della struttura, alla base o nella roccia di fondazione.
2. Che sia sicuro contro lo scorrimento su qualsiasi piano orizzontale o quasi orizzontale all'interno della struttura, alla base o su qualsiasi discontinuità della roccia di fondazione.
3. Che sia a favore di sicurezza nel riguardo del sollevamento nel piano di fondazione.

Le zone particolari all'interno della diga in cui deve essere considerato i criteri di stabilità sono nei punti in cui si verificano modifiche della sezione della diga e nei punti di applicazione di elevati carichi concentrati. Tipicamente la sezione della diga presenta una geometria come riportato nella Figura 5.1 e la progettazione delle dimensioni della sezione è fortemente influenzata dai risultati ottenuti dall'analisi di stabilità.

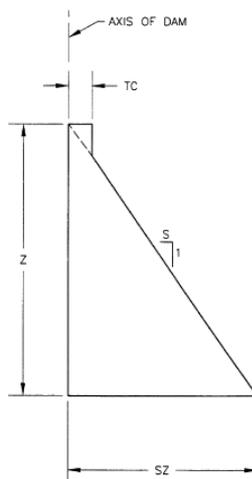


Figura 5.1 Pre-dimensionamento diga a gravità.

Nelle combinazioni di carichi, in cui devono essere considerate le forze indotte dal sisma, il metodo del coefficiente sismico risulta appropriato per la definizione dell'intensità sia della forza d'inerzia della diga sia della forza idrodinamica risultante. Il coefficiente sismico utilizzato nell'analisi non deve essere inoltre inferiore a quello indicato nella ER 1110-2-1806, Progettazione e analisi di terremoti (USACE).

Per le analisi effettuate devono essere rispettati valori di sicurezza limiti. I valori sono definiti dalle normative americane quali USACE EM 1110-2-2200, EM 1110-2-2100 e USBR (1976). Nei capitoli seguenti vengono ripresi e descritti nello specifico. Si riporta la tabella riassuntiva di tutti i fattori di sicurezza richiesti:

Fattori di sicurezza richiesti alla base della diga			
combinazione di carico	Usuale	Inusuale	Estrema
Scorrimento	2	1.7	1.3
Ribaltamento	1.2	1.1	1.1
Sollevamento	1.3	1.2	1.1

Tabella 5.1 Fattori di Sicurezza considerati nelle successive Analisi.

PARAGRAFO 5.5 - STABILITÀ AL RIBALTAMENTO

Per la definizione del fattore di sicurezza al ribaltamento delle dighe a gravità vi sono due diversi approcci. Il primo, riportata nella normativa EM 1110-2-2200, effettua il calcolo dell'eccentricità della risultante delle forze, la quale deve ricadere all'interno di una certa zona della base considerata. La seconda, riferendosi al U.S Bureau of Reclamation, determina il fattore di sicurezza al ribaltamento come il rapporto tra momento stabilizzante

e momento instabilizzante. Il fattore di sicurezza così ottenuto deve rispettare valori minimi dettati dalla medesima normativa.

5.5.1 - Calcolo della Posizione delle Risultanti

La stabilità al ribaltamento viene calcolata applicando tutte le forze verticali (ΣV) e le forze laterali (ΣH) per ogni condizione di carico, inoltre vengono definiti i momenti risultanti (ΣM) ottenuti da queste forze valutato nel punto più a valle. La posizione della forza risultante lungo la base risulta essere:

$$\text{Posizione Risultante} = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \quad (\text{eq.13})$$

Maggiore è il valore della sommatoria dei momenti e, in ugual modo, minore è la sommatoria delle forze verticali, maggiore sarà l'eccentricità della forza risultate, rendendo la diga instabile. In particolare il peso proprio della diga, definito precedentemente, diminuisce il momento instabilizzante "M" e aumenta il valore delle forze verticali agenti "V". La forza idrostatica a monte, i sedimenti, la sottopressione e tutte le forze inerziali creano momento instabilizzante e diminuiscono la risultante verticale V creando una maggiore eccentricità della forza. La formula può essere riscritta come segue:

$$e = \frac{[\Sigma(W \cdot b_w) + S \cdot b_s + U \cdot b_u + \Sigma(I \cdot b_I) - P \cdot b_p]}{(P - \Sigma W - S - U - \Sigma I)} \quad (\text{eq.14})$$

Dove:

- ◆ W e b_w sono le forze idrostatiche a valle e a monte e relativi bracci, [kN] e [m] ;
- ◆ S e b_s sono la forza del sedimento a monte e relativo braccio, [kN] e [m] ;
- ◆ U e b_u sono la forza della sottopressione alla base e relativo braccio, [kN] e [m] ;
- ◆ I e b_s sono le forze d'inerzia della diga e dell'acqua causata dal sisma e relativi bracci, [kN] e [m] ;

Si noti inoltre che quando la risultante di tutte le forze che agiscono si trova al di fuori del terzo medio della base, si verificherà una zona di non compressione, ovvero trazione. Per le condizioni di carico usuali, è generalmente richiesto che la risultante lungo il piano di studio rimanga entro il terzo mezzo per mantenere le sollecitazioni di compressione nel

calcestruzzo. Per condizioni di carico inusuali, la risultante deve rimanere nella metà della base. Per le condizioni di carico estreme invece, la risultante deve rimanere sufficientemente all'interno della base per assicurare che le tensioni di trazione siano entro i limiti prestabiliti.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei limiti imposti da normativa :

Posizione della Risultante alla base	
combinazione di carico	limite imposto
Usuale	nel terzo medio della base
Inusuale	nella metà della base
Estrema	all'interno della base

Tabella 5.2 Limiti richiesti per la posizione della risultante delle forze alla base.

5.5.2 - Calcolo Fattore di Sicurezza al Ribaltamento.

Per la determinazione del fattore di sicurezza al ribaltamento, facendo riferimento alla USBR, in particolare al capitolo 4, si effettua il rapporto tra momento stabilizzante e momento instabilizzante. Come riportato nella seguente formulazione:

$$FS_{ribaltamento} = \frac{\sum M_{stabilizzante}}{\sum M_{instabilizzante}} \quad (eq.15)$$

In particolare nel calcolo del momento stabilizzante rientrano le forze del peso proprio e dell'eventuale presenza della forza dell'acqua a valle della diga, mentre nel calcolo della sommatoria dei momenti instabilizzanti ricadono la forza idrostatica, la forza dei sedimenti a monte della diga e le forze d'inerzia indotte dalla terremoto. In particolare la precedente formulazione può essere riscritta nella seguente:

$$FS_{ribaltamento} = \frac{[P \cdot b_p + W_{valle} \cdot b_w]}{[W_{monte} \cdot b_w + S \cdot b_s + U \cdot b_u + \sum(I \cdot b_I)]} \quad (eq.16)$$

Anche in questo caso devono essere rispettati i limiti del fattore di sicurezza in base alla condizione di carico considerato, già descritti precedentemente. Si riporta per completezza la tabella riassuntiva:

Fattori di sicurezza richiesti alla base della diga			
combinazione di carico	Usuale	Inusuale	Estrema
Rbaltamento	1.2	1.1	1.1

Tabella 5.3 Limiti per i fattori di sicurezza al ribaltamento.

PARAGRAFO 5.6 - STABILITÀ ALLO SLITTAMENTO

La verifica alla stabilità allo scorrimento è definita attraverso il fattore di sicurezza. Esso rappresenta il valore di resistenza che si oppone al movimento del corpo rigido considerato. Lo scorrimento può essere valutato per tutti i piani sub-orizzontali e in particolar modo al piano di contatto tra calcestruzzo e fondazione della diga. Il fattore di sicurezza allo scorrimento è concettualmente connesso all'insuccesso, infatti se esso presenta un valore inferiore di 1 allora si verifica il cinematismo e il blocco rigido inizia a scivolare. Nel caso in cui il fattore sia uguale ad uno, il blocco si trova in condizione di incipiente collasso. Con questo metodo non è però possibile definire gli spostamenti e deformazioni della struttura.

Il Fattore di Sicurezza allo scorrimento è definito come il rapporto tra la forza di taglio resistente massimo (T_F) e la forza di taglio applicato (T) lungo il piano di slittamento:

$$FS_{scivolamento} = \frac{T_F}{T} = \frac{(N \tan \phi + cL)}{T} \quad (eq.17)$$

Dove:

- ◆ N = risultante di forze normali al piano considerato [kN];
- ◆ ϕ = angolo di attrito interno [°];
- ◆ c = coesione [MPa]
- ◆ L = lunghezza della base in compressione per una striscia di profondità unitaria [m].

In particolare in "N" è presente la somma della forza del peso proprio e della forza di sottopressione, mentre nel calcolo delle forze orizzontali di Taglio agenti sono comprese le forze idrostatiche a monte e valle, le forze di spinta dei sedimenti e le forze di inerzia indotte dal sisma considerato. La formula precedente può essere riscritta in questo modo:

$$FS_{scivolamento} = \frac{[(P - U) \tan \phi + cL]}{(\sum W + S + \sum I)} \quad (eq.18)$$

Dove:

- ◆ W sono le forze idrostatiche a valle e a monte [kN];
- ◆ S è la forza del sedimento a monte [kN];

- ◆ U è la forza della sottopressione alla base [kN];
- ◆ I sono le forze d'inerzia della diga e dell'acqua causata dal sisma [kN];

Il criterio di rottura adottato per valutare la resistenza a taglio del materiale è quello di Mohr-Coulomb. Si riporta di seguito la Figura 5.2, rappresentativa dell'involuppo di rottura:

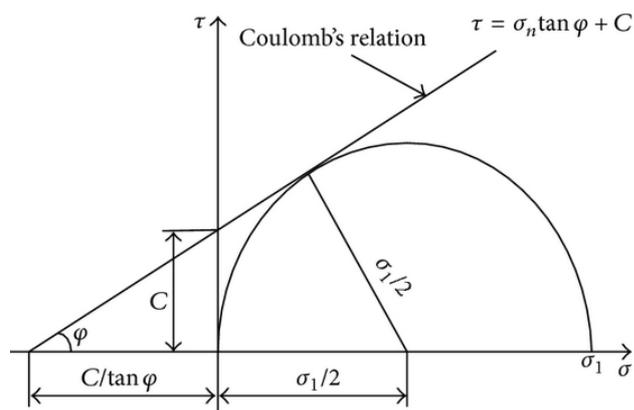


Figura 5.2 involuppo di rottura di Mohr-Coulomb.

Il criterio di rottura viene quindi descritto e definito attraverso due parametri:

ϕ = angolo di attrito interno [°];

c = coesione [MPa].

La normativa USACE e USBR richiedono valori di sicurezza differenti per quanto riguarda la verifica allo scorrimento. Si è deciso di seguire quanto descritto nella normativa U.S.A.C.E. Si riporta per completezza i fattori di sicurezza allo scorrimento richiesti per entrambe le normative americane.

Fattori di sicurezza richiesti alla base della diga			
combinazione di carico	Usuale	Inusuale	Estrema
Scorrimento (USACE)	2	1.7	1.3
Scorrimento (USBR)	3	2	1

Tabella 5.4 Fattori di sicurezza allo scorrimenti richiesti da USACE e USBR.

PARAGRAFO 5.7 - STABILITÀ AL SOLLEVAMENTO

Allo stesso modo deve essere valutare la differenza di intensità tra i carichi verticali stabilizzanti e i carichi verticali instabilizzanti, tra di essi vi deve essere un sufficiente margine di sicurezza. Il fattore di sicurezza al sollevamento quindi è definito dalla seguente equazione, come riportato dalla normativa USACE EM 1110-2-2100:

$$FS_{sollevamento} = \frac{\sum V}{U} \quad (eq.19)$$

Dove:

- ◆ $\sum V$ è la somma di tutte le forze verticali, rivolte verso il basso, che agiscono sulla diga considerata.
- ◆ U è la sottopressione alla base della diga

Come per le altre verifiche, anche in questo caso, è necessario rispettare limiti imposti dalla normativa. Si fa riferimento alla normativa americana USACE EM 1110-2-2100 che riporta quanto segue:

Fattori di sicurezza richiesti alla base della diga			
combinazione di carico	Usuale	Inusuale	Estrema
Sollevamento	1.3	1.2	1.1

Tabella 5.5 Fattori di sicurezza al sollevamento USACE.

PARAGRAFO 5.8 - ASSUNZIONI ED IPOTESI DEL METODO ALL'EQUILIBRIO LIMITE (LEM)

Si evidenziano di seguito alcune ipotesi e semplificazioni fisiche del problema nell'utilizzare il metodo dell'equilibrio limite.

La stabilità allo scorrimento è basata sul metodo dell'equilibrio limite. In esso si suppone a priori la superficie sulla quale andare a valutare il coefficiente di sicurezza. L'effettivo movimento e rottura della superficie considerata si verifica nel momento in cui il taglio applicato supera il taglio resistente.

$$T_{resistente} < T_{agente} \quad (eq.20)$$

Le superficie analizzate, per semplicità, sono tutte considerate piane e l'analisi va effettuata esclusivamente su superfici dove il cinematismo è possibile. Nella roccia di fondazione i piani di debolezza possono essere individuati dalle discontinuità. Tutte le potenziali superfici di rottura devono essere definite e analizzate per determinare quale tra queste possiede il Fattore di Sicurezza minore.

Le considerazioni presentate fino a questo punto per analizzare la stabilità del corpo diga sono basate su un'analisi bidimensionale. Se le caratteristiche geometriche e i carichi

influenzano criticamente la stabilità allo scorrimento, allora è necessario estendere il ragionamento ad un'analisi tridimensionale più specifica.

Nella seguente stabilità allo slittamento bisogna considerare le forze d'inerzia indotte dal movimento creato alla base dal sisma di riferimento, e nel caso di geometrie più complesse e particolari progetti va considerata anche la componente verticale del sisma nella direzione più sfavorevole. Le forze provocate dal sisma agenti sulla struttura e sulla fondazione possono essere determinate col metodo del coefficiente sismico, o anche detto metodo pseudo-statico, come descritto nel Capitolo 4.

Le considerazioni relative agli spostamenti sono escluse dall'approccio all'equilibrio limite, in quanto questo approccio prevede soltanto la possibilità o meno di cinematismo e non permette la quantificazione né delle deformazioni né degli spostamenti.

Nel caso si analizzasse la stabilità attraverso un'analisi tensionale, e quindi con software agli elementi fini, sarebbe possibile quantificare spostamenti e deformazioni. Va però tenuto conto della differenti rigidità del materiale di fondazione e della struttura di calcestruzzo, essi infatti possono influenzare i risultati ottenuti dalla stabilità allo scorrimento. Tali complessi sistemi di strutture-fondazione (interfaccia) possono richiedere un'investigazione più approfondita e metodi più accurati rispetto al metodo dell'equilibrio limite. In quest'ultimo la scelta dei parametri della resistenza al taglio ricavati da prove in sito o in laboratorio (in funzione del materiale utilizzato) tengono conto degli effetti della deformazione lungo la superficie considerata.

PARAGRAFO 5.9 - CONSIDERAZIONE TENSIONALE

La normativa prevede inoltre di effettuare delle verifiche, oltre a quelle appena presentate, alla tensioni ammissibili per il corpo diga. In questo caso è possibile valutare la distribuzione di tensioni presente nelle interfacce all'interno della diga (calcestruzzo-calcestruzzo) e nelle interfacce tra calcestruzzo e roccia di fondazione.

Con l'utilizzo delle forze qui sopra descritte e calcolate è possibile definire su ogni piano i valori di sforzo normale "N" e momento flettente "M" agenti. Noti questi due elementi è possibile calcolare il livello tensionale presenti nelle diverse interfacce.

Considerando le forze in gioco e non le pressione agenti si ipotizza una distribuzione di tensione lineare lungo i piani orizzontali. In particolare l'andamento delle tensioni viene descritto dalla seguente formulazione di presso flessione retta:

$$\sigma_v = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{I} \quad (eq.21)$$

Dove:

- "N" rappresenta lo sforzo normale totale agente sul piano orizzontale considerato;
- "M" è il momento agente dovuto alle forze che agiscono sul blocco rigido della diga al di sopra del giunto considerato;
- "A" rappresenta l'area di contatto su cui agiscono le forze risultanti. Essi viene calcolato come la lunghezza del giunto per profondità unitaria (se si considera l'analisi bidimensionale)
- "I" rappresenta l'inerzia dell'area sopra citata.

Il valore di Sforzo Normale "N" è definito come la somma di tutte le forze verticali agenti compresa la sotto-spinta dell'acqua (uplift). Allo stesso modo il Momento Flettente "M" è la somma dei momenti di tutte le forze agenti rispetto al punto centrale della base considerata.

In questo modo è possibile definire le tensioni agenti sull'interfaccia considerata e confrontarla con i valori massimi di compressione e trazione ammissibile del materiale utilizzato per la realizzazione del corpo diga. Si ricorda inoltre che i carichi che definiscono i valori di Sforzo Normale e Momento Flettente sono quelli considerati nelle precedenti combinazione descritte.

La normativa USACE infine prevede che le tensioni sia di compressione che di trazione debbano essere comparate con i limiti imposti in funzione del materiale utilizzato nella costruzione della diga. All'interno del "Engineer Manual" 1110 -2-2200 fornito dal U.S. Army Corps of Engineers nel Capitolo 5 relative all'analisi di stabilità e criteri tensionali è riportata la tabella relativa alle tensioni ammissibili del calcestruzzo. Si riporta la tabella appena descritta:

Calcestruzzo - limiti tensionali		
Combinazione [-]	Compressione [MPa]	Trazione [MPa]
Usuale	$0.3 f'_c$	0
Inusuale	$0.5 f'_c$	$0.9 f'_t$
Estrema	$0.9 f'_c$	$1.3 f'_t$

Tabella 5.6 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.

CAPITOLO 6 - ANALISI TENSIONALE

PARAGRAFO 6.1 - INTRODUZIONE

Nella prima analisi si è effettuato uno studio preliminare della stabilità del corpo diga. Esso viene rappresentato in modo semplificato come un corpo infinitamente rigido soggetto a forze esterne e successivamente si effettuano le verifiche di stabilità relative al ribaltamento, scivolamento e sollevamento. È possibile inoltre, in prima approssimazione, effettuare il calcolo delle tensioni su piani orizzontali all'interno del corpo diga. La distribuzione che si ottiene possiede un andamento lineare e fa riferimento alla formulazione di presso flessione.

La normativa come detto prevede l'analisi tensionale attraverso metodi semplificati o agli elementi/differenze finite al fine di migliorare lo studio. In base ai requisiti richiesti per il particolare livello di progettazione e dal tipo e dalla configurazione della diga in esame bisogna incrementare il dettaglio introducendo metodologie più sofisticate e complete. Come viene descritto nella normativa di riferimento USACE 1100-2-2200 è di fondamentale importanza utilizzare il metodo agli elementi o differenze finite per caratterizzare il progetto finale al fine di migliorare l'investigazione tensionale e permette di modellare l'interfaccia fondazione – diga e di riprodurre geometrie molto complesse.

Con l'utilizzo di modelli numerici è possibile valutare il livello tensionale in particolari zone della struttura analizzata. L'analisi agli elementi finiti bi-dimensionale è generalmente appropriata per lo studio delle dighe a gravità in calcestruzzo. Deve comunque essere preso in conto che il problema è tridimensionale e che uno studio bidimensionale deve essere rappresentativo e realistico, simulando l'effettivo comportamento della struttura.

PARAGRAFO 6.2 - CARICHI CONSIDERATI NELL' ANALISI TENSIONALE

La normativa USACE, come per le analisi di stabilità, presenta delle limitazioni riferite alle tensioni ammissibili nel corpo diga per le diverse condizioni di carico. Le combinazioni

sono quelle presentate precedentemente le quali comportano la presa in conto dei seguenti carichi:

- Peso proprio della diga
- Livello d'acqua operativo a monte della diga
- Livello d'acqua di flusso a monte della diga
- Livello d'acqua operativo a valle della diga
- Livello d'acqua di flusso a valle della diga
- Livello dei sedimenti a monte della diga
- Sisma – coefficiente sismico livello OBE
- Sisma – coefficiente sismico livello MCE

In questo caso la considerazione di questi carichi non porta al calcolo della forza totali agente sul corpo diga ma alla distribuzione di pressione agenti esternamente ed internamente alla diga. In particolare i precedenti carichi possono essere calcolati nel seguente modo:

- **Peso Proprio.** Essa permette di ottenere una distribuzione di compressione all'interno del corpo diga rendendo la costruzione stabile sotto il peso proprio. Esso viene calcolato come la densità del materiale per l'accelerazione di gravità. In particolare è preferibile che la simulazione della costruzione della diga avvenga per steps differenti al fine di essere rappresentativo della reale metodologia di costruzione. Così facendo è possibile evidenziare passo a passo nella costruzione il livello tensionale
- **Spinta idrostatica.** La spinta idraulica esercitata, sia a valle che a monte, dall'acqua contenuta nel serbatoio è definita come peso specifico dell'acqua per la profondità in cui si valuta la pressione. Essa presenta la tipica distribuzione triangolare con valore massimo alla base. Il calcolo della pressione è definito come segue:

$$p_{acqua} = \gamma_{acqua} \cdot z \quad (eq.22)$$

Dove "z" rappresenta il valore di profondità considerato a partire dalla superficie dell'acqua.

- **Sottopressione.** La possibilità di filtrazioni o cricche presenti all'interfaccia tra il calcestruzzo e la roccia di fondazione provoca la formazione di pressioni idrauliche. Esse risultano determinanti per il calcolo della stabilità sia a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in quanto contrastano la forza peso della diga. Nel

calcolo del carico di progetto della sotto spinta è necessario considerare la presenza o meno di dreni verticali nel corpo diga i quali riducono i valori di pressione. Se la sezione considera non presenta dreni verticali allora la distribuzione è di tipo lineare e la forza è di facile determinazione. La distribuzione di pressione è calcolata secondo la seguente formulazione:

$$p_{uplift} = \gamma_w H_2 + \frac{x}{L} \gamma_w (H_1 - H_2) \quad (eq.23)$$

Dove i valori di altezza corrispondono a quelli del livello idrico a valle e a monte rispettivamente, "x" rappresenta l'ascissa avente origine nel punto a valle della base e il valore di "L" rappresenta la lunghezza della base totale della diga.

- **Sedimenti.** La creazione di una diga provoca l'innalzamento dell'acqua ma anche il trasporto di materiale fine tipo fango e terra. Nell'analisi tensionale quindi bisogna considerare la pressione esercitata da questi sedimenti sulla faccia a monte della diga. Se i sedimenti vengono considerati come un fluido allora la formulazione è la seguente:

$$p_{silt} = \gamma'_{silt} \cdot z \quad (eq.24)$$

Dove però il peso specifico dei sedimenti è quello efficace, cioè il peso specifico totale ridotto del peso specifico dell'acqua e "z" rappresenta l'ordinata dal punto massimo del livello dei sedimenti. In alternativa è possibile definirlo attraverso il coefficiente di spinta attivo..

- **Terremoto.** Nell'analisi preliminare attraverso l'utilizzo di software alle differenze finite col metodo pseudo statico non è possibile applicare la forza concentrata sul modello, per questo motivo è necessario trovare un metodo alternativo per introdurre le forze inerziali dovute al sisma nel corpo diga. Per far questo si è deciso di modificare l'inclinazione dell'accelerazione di gravità andando ad aggiungere una componente orizzontale pari proprio all'accelerazione di picco al suolo.

Nel caso invece del calcolo delle forze idrodinamiche bisogna far riferimento alla formulazione semplificata di Westergaard, in cui considera una distribuzione di pressione parabolica che agisce sulla faccia a monte della diga. Per il calcolo della pressione al variare della profondità si faccia riferimento alla seguente formulazione.

$$p_{idrodinamica} = \frac{7}{8} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{Hz} \quad (eq.25)$$

Dove il valore di “ γ ” è il peso specifico dell’acqua mentre i valori di “H” e “z” sono rispettivamente il livello idrico totale e la profondità del punto considerato partendo dalla superficie dell’acqua.

Le combinazioni di carico sono le medesime riportate nel Capitolo 5 “analisi di stabilità” presentato precedentemente. La differenza è che in questo caso si fa utilizzo di software agli elementi finiti e quindi necessario applicare distribuzioni di pressioni e non forze concentrate.

Il valore del coefficiente sismico viene assunto pari al rapporto tra la “PGA” e la gravità , senza introdurre un coefficiente riduttivo, per evidenziare il massimo valore di tensione che occorre nella diga durante l’evento sismico.

PARAGRAFO 6.3 - VERIFICHE TENSIONALI CALCESTRUZZO

La normativa prevede in fine di valutare la distribuzione delle tensioni all’interno della diga e verificare che esse non siano superiori ai limiti imposti. Le tensioni ottenute attraverso l’ausilio di software più complessi permette un’identificazione migliore dello stato tensionale che non risulta più essere di tipo lineare inoltre il modello può essere interrogato in qualunque punto della diga non soltanto nei punti di discontinuità del calcestruzzo.

La normativa USACE infine prevede che le tensioni sia di compressione che di trazione debbano essere comparate con i limiti imposti in funzione della miscela di calcestruzzo utilizzata nella costruzione della diga. All’ interno del “Engineer Manual” 1110 -2-2200 fornito dal U.S. Army Corps of Engineers nel Capitolo 5 relative all’analisi di stabilità e criteri tensionali è riportata la tabella relativa alla tensioni ammissibili del calcestruzzo. Si riporta la Tabella 6.1 appena descritta:

Calcestruzzo - limiti tensionali		
Combinazione	Compressione	Trazione
[-]	[MPa]	[MPa]
Usuale	$0.3 f'_c$	0
Inusuale	$0.5 f'_c$	$0.9 f'_t$
Estrema	$0.9 f'_c$	$1.3 f'_t$

Tabella 6.1 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.

È possibile osservare come anche in questo caso, come nel caso dei fattori di sicurezza, i valori variano in funzione della combinazione analizzata (Usuale, Inusuale ed Estrema).

CAPITOLO 7 - ANALISI DINAMICA

PARAGRAFO 7.1 - INTRODUZIONE

In questo capitolo viene presentato quanto necessario per una adeguata progettazione sismica delle dighe in calcestruzzo compatto e in particolare si riassume ciò che richiede la normativa americana in termini di progettazione e di verifica di grandi opere idrauliche. I documenti di riferimento sono relativi alle normative predisposte da "U.S. Army Corps of Engineers" e da "U.S. Bureau Reclamation".

Nel capitolo 4 "Progettazione Sismica" vengono riassunte le principali metodologie utilizzate per la valutazione della risposta dinamica della struttura. Esse fanno riferimento al metodo del coefficiente sismico, dello spettro di risposta e dell'analisi temporale ("Time-History"). La scelta del metodo più adeguato è relativa al livello di progettazione e alla configurazione considerata. La normativa prevede in qualsiasi caso che un'analisi di stabilità venga effettuata e la simulazione dei carichi dinamica sia descritta attraverso il metodo dei coefficiente sismico. Nel caso in cui la diga presenta un'altezza maggiore di circa 30 metri e un'accelerazione di picco al suolo (PGA), per il massimo sisma credibile (MCE), maggiore di 0.2g oppure se la diga è inferiore a 30 metri ma con una PGA maggiore di 0.4g allora è necessario effettuare un'analisi dinamica completa e dettagliata utilizzando una storia di accelerazione reale che tiene conto della natura cinematica dell'evento sismico.

La procedura per la realizzazione delle analisi dinamiche prevedono, secondo la normativa USACE "EM 1110-2-2200" e "EM 1110-2-6051", i seguenti passaggi:

1. Conoscenza della stratigrafia, della geologia e della sismologia della zona di studio;
2. Determinazione delle fonti sismogenetiche;
3. Identificazione delle caratteristiche di magnitudo e collocazione per la scelta dei sismi operativo di base e di massimo credibile;
4. Scelta della legge di attenuazione per la determinazione del parametro sismico;

5. Dai sismi ricavati selezionare gli accelerogrammi relativi al livello operativo e di massimo che producano la massima risposta in sito;
6. Scelta dello spettro di risposta per controllare i terremoti selezionati (spettro-compatibilità);
7. Selezionare le storie temporali di accelerazione adeguate che siano compatibili con lo spettro se l'analisi di "time-history" è necessario o richiesta;
8. Definire le proprietà dinamiche della miscela di calcestruzzo e della fondazione;
9. Scelta del metodo di analisi dinamica da utilizzare;
10. Effettuare l'analisi dinamica col metodo selezionato;
11. Valutare lo stato tensionale nella diga e il danno causato dal sisma ricavato dall'analisi.

Nel presente capitolo quindi si descrivono i dati di progetto delle proprietà meccaniche ed elastiche del calcestruzzo e la valutazione della risposta sismica della diga che la normativa americana richiede nel momento in cui si effettuano le analisi dinamiche con l'utilizzo di "Time-History".

PARAGRAFO 7.2 - SCELTA DEI SISMI RAPPRESENTATIVI

La normativa definisce due differenti livelli sismici, essi fanno riferimento a:

"OBE", cioè Operating Basis Earthquake, è descritto dalla regolamentazione americana come il terremoto che produce il maggiore movimento del terreno che può verificarsi durante la vita operativa ed economica della struttura. Spesso viene definito attraverso uno studio probabilistico di pericolosità sisma del sito in esame.

"MCE", ovvero il Maximum Credible Earthquake, è definito come il terremoto di più elevata intensità del moto sismico del terreno associato al sisma di magnitudo più elevata che possa ragionevolmente svilupparsi lungo le zone di rottura o fonti sismiche presenti nelle vicinanze del sito considerato. Esso infatti fa riferimento allo studio delle pericolosità sismica attraverso un approccio di tipo deterministico.

Dallo studio probabilistico di pericolosità sismica è possibile definire il diagramma di disaggregazione della pericolosità e quindi identificare quelli che sono i sismi che maggiormente influenzano l'area in studio in modo da poter definire i parametri di ricerca degli accelerogrammi utilizzabili nelle successive analisi dinamiche. Si faccia riferimento al Capitolo 4 "Progettazione Sismica" precedentemente analizzato per un maggior dettaglio sullo studio di pericolosità sismica.

PARAGRAFO 7.3 - METODOLOGIA E CRITERIO DI VALUTAZIONE

Dopo aver specificato la posizione e la magnitudo dei terremoti candidati e aver individuato la legge di attenuazione da utilizzare, la previsione delle caratteristiche di movimento del terreno possono essere determinate. La vibrazione del movimento del sottosuolo può essere espressa in differenti modi, come ad esempio valori di picco di parametri di scuotimento, storie di accelerazione o anche attraverso gli spettri di risposta. Se si utilizza come dato di input per l'analisi dinamica una storia di accelerazione essa deve presentare una buona compatibilità con i parametri fondamentali delle fonti sismogenetiche della zona (distanza, durata, magnitudo, PGA).

In generale un'analisi tensionale dinamica deve essere sempre proposta, e i risultati devono essere valutati per determinare se la risposta della diga in RCC al sisma di progetto è accettabile. Se ciò non accade è necessario progettare nuovamente la geometria della diga e effettuare nuovamente le medesime procedure oppure affinare il metodo di analisi utilizzato.

Vi sono essenzialmente tre caratteristiche che definiscono un particolare metodo di analisi:

1. Comportamento del materiale. Il materiale può essere definito con un comportamento elastico lineare o non lineare.
2. Definizione del sisma di progetto. Può essere rappresentato dallo spettro di risposta oppure dalla storia temporale di scuotimento reale del terreno.
3. Dimensione dell'analisi. I modelli possono essere bidimensionali o tridimensionali.

La scelta dell'ultimo punto è strettamente correlata alla geometria complessiva della costruzione idraulica. Infatti se la diga presenta un'asse privo di curvature allora l'analisi bidimensionale può essere sufficiente per ottenere una rappresentazione realistica del

comportamento della diga. Nel caso in cui sia presente una curvatura che si sviluppa su tutta la lunghezza della diga allora è preferibile adoperare modelli di calcolo tridimensionali.

PARAGRAFO 7.4 - PROPRIETÀ DEL MATERIALE RCC

Le resistenza e le proprietà elastiche del calcestruzzo compatto (RCC) è strettamente correlato alla progettazione della miscela e alla sua composizione chimica. La qualità degli aggregati e il rapporto acqua cemento sono i principali fattori che influenzano la resistenza e le proprietà elastiche del "RCC". Le proprietà fondamentali per la corretta valutazione del comportamento sismico della diga sono resistenza a compressione, resistenza a trazione, resistenza a taglio, modulo elastico, coefficiente di Poisson e peso degli elementi considerati. Nei successivi paragrafi si presentano le proprietà appena richiamate.

7.4.1 - Resistenza a compressione.

La relazione tra rapporto acqua-cemento e resistenza di compressione è il medesimo sia per il calcestruzzo convenzionale che per il calcestruzzo compatto da rulli. Il valore di compressione minimo deve essere circa 12 MPa e spesso per ragioni sismiche il valore di compressione deve essere sufficiente da poter definire valori adeguati di resistenza a trazione e taglio. La normativa USACE riporta che nel caso di simulazione sismica, tenendo conto del livello di deformazione, il valore di resistenza a compressione deve essere aumentato di circa il 15-20% rispetto a quello determinato dalla prove quasi statiche in laboratorio. Tuttavia il valore di compressione massima non è il fattore predominante della progettazione sismica delle dighe in "RCC".

7.4.2 - Resistenza a trazione

La resistenza a trazione del calcestruzzo compatto da rullo dovrebbe essere determinato in base alla resistenza a trazione diretta dei provini testati. Nelle costruzioni delle dighe in RCC uno degli aspetti fondamentali è la presenza di zone di contatto tra strati successivi di calcestruzzo. Queste zone risultano essere determinanti nella valutazione della risposta sismica. Vanno infatti previsti adeguati trattamenti per poter collegare in modo coerente i vari strati che si susseguono. È però evidente che questi piani risultino essere piani di debolezza per la struttura. Per grandi sezioni, che possiedono altezze

rilevanti, l'analisi sismica riporta particolari problemi di trazione nelle zone superficiali della diga, in questi punti vanno previsti rinforzamenti del materiale per evitare la propagazione della fessura all'interno della diga. Risulta necessario quindi andare a valutare lo stato tensionale e confrontarlo con quello ammissibile fornito da normativa.

Il valore di resistenza a trazione può essere valutato preliminarmente attraverso il grafico fornito dal manuale dell'ingegnere dell' USACE. Si riporta di seguito la Figura 7.1 che mette in relazione la resistenza a compressione e trazione del materiale utilizzato:

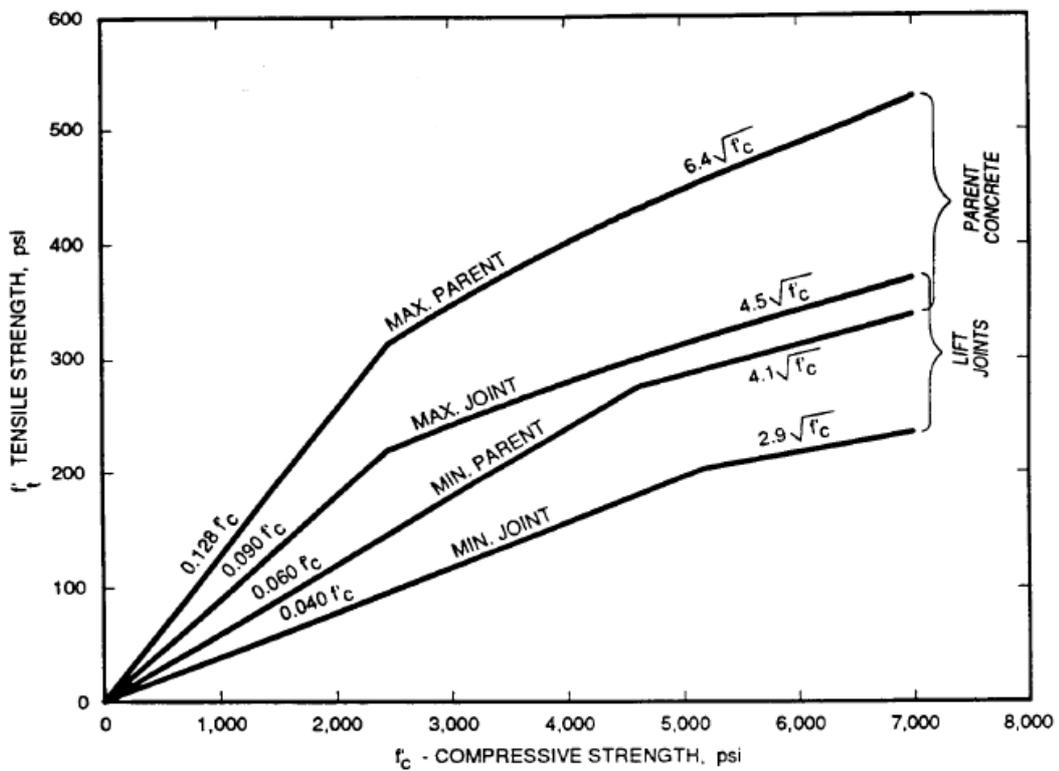


Figura 7.1 relazione tra resistenza a compressione e resistenza a trazione.

Per un maggiore livello di approfondimento della risposta della diga soggetta ad uno scuotimento orizzontale è necessario effettuare delle prove in laboratorio su campioni integri della miscela di calcestruzzo utilizzate e eventualmente anche su provino che presentino al loro interno il giunto dovuto al posizionamento successivo degli strati.

Per migliorare le prestazioni e la resistenza a trazione delle superfici di discontinuità del materiale la normativa suggerisce di adoperare uno strato di malta ad elevata adesione al fine di migliorarne le caratteristiche. Il valore di resistenza a trazione del giunto resta però è sempre inferiore al valore relativo al materiale integro.

Uno dei parametri fondamentali per effettuare le corrette verifiche relative alla progettazione sisma delle dighe è la definizione della resistenza a trazione dinamica “DTS” (Dynamic Tensile Strength). La resistenza a trazione del calcestruzzo è sensibile al livello deformativo ed è in funzione del periodo fondamentale di vibrazione della diga. L’alto grado di deformazione associato alla risposta della diga all’evento sismico produce un’ incremento del 50-80% rispetto al valore di tensione ricavato da provini esaminati in laboratorio, nei quali la velocità di deformazione è decisamente inferiore. Per questa ragione il valore di “DTS” per il calcestruzzo compatto dovrebbe essere definito con il valore della resistenza a trazione statica moltiplicato per un fattore pari a 1.5 (Cannon 1991, Raphael 1984). Questo fattore moltiplicativo può essere utilizzato sia per la resistenza a trazione dei provini intatti che per quelli che presentano un’interfaccia di discontinuità interna.

7.4.3 - Resistenza a taglio

La resistenza a taglio lungo i giunti presenti all’interno del materiale spesso e volentieri risulta essere inferiore a quella del provino intatto. I valori di resistenza al taglio delle interfacce tra calcestruzzo e calcestruzzo o tra calcestruzzo e roccia di fondazione devono essere definiti attraverso prove in sito o in laboratorio in maniera accurata. I valori di coesione “c” e coefficiente di attrito “tanφ” possono essere incrementati del 10% per poter tener in conto della velocità di deformazione durante l’evento sismico.

7.4.3.1 Modulo elastico e coefficiente di Poisson

È dimostrato che il modulo elastico del “RCC” risulta essere uguale o superiore al materiale convenzionale avente il medesimo valore di resistenza a compressione. Il modulo elastico utilizzato nei modelli statici o pseudo-statici, in relazione ai molteplici test effettuati, può essere assunto pari alla seguente equazione definita dall’ American Concrete Institute (ACI):

$$E = 57.000\sqrt{f'_c} \quad (eq.26)$$

Dove “E” è il modulo statico elastico mentre f'_c è la resistenza a compressione statica della miscela di calcestruzzo considerata. La normativa di riferimento, in particolare la numero 1100-2-12 del 30 settembre del 1995, afferma che per tener in conto della velocità di deformazione dovuto al sisma il valore di modulo elastico deve essere aumentato di circa il 15%.

Allo stesso modo si definisce il valore di coefficiente di Poisson. Esso, dalla letteratura, è compreso tra 0.17 e 0.22, la normativa raccomanda un valore di 0.2 nel momento in cui non siano stati effettuati test di laboratorio che ne confermino il valore esatto. Anche il coefficiente di Poisson è dipendente dalla velocità di deformazione causata dal sisma sul calcestruzzo e il valore statico dovrebbe essere ridotto del 30% quando si valutano i carichi prodotti dal sisma.

7.4.4 - Smorzamento del materiale.

Nelle valutazioni della risposta sismica della diga vanno definiti i valori di smorzamento del terreno e della costruzione idraulica. Questo valore tiene conto di una percentuale dell'energia introdotta nel sistema che viene smorzata dal materiale stesso. La normativa prende in conto questo aspetto caratteristico del materiale definendo a seconda del livello sismico considerato ("OBE" o "MCE") il valore da assegnare alla miscela di calcestruzzo. I valori di "damping" definiti dall' USACE nel documento EP 1110-2-12 sono presentati nella successiva tabella riassuntiva:

Valori di smorzamento - RCC		
ξ - OBE	5	[%]
ξ - MCE	7	[%]

Tabella 7.1 Valori di smorzamento diga in RCC.

PARAGRAFO 7.5 - CASI DI CARICO SISMICO

La natura ciclica e oscillatoria delle vibrazioni naturali spesso causa zone critiche sulla faccia a valle e a monte della diga, nelle quali si oltrepassa il valore di trazione ammissibile. Nelle analisi dinamiche vanno considerate i carichi statici e in aggiunta i casi di carichi dinamici creando le rispettive combinazioni possibili agenti sulla struttura. Tipicamente la diga deve essere sottoposta da due o più sismi di livello OBE e da due o più sismi di livello MCE.

I carichi dinamici da tener in conto nelle analisi sismiche sono:

- la forza di inerzia aggiuntiva della diga che si viene a creare a causa del terremoto.
- la pressione idrodinamica esercitata dall'invaso sulla superficie di contatto a monte della diga

- gli eventuali depositi di limo e terreno che vengono ad accumularsi a monte con l'innalzamento del livello idrico.

I carichi statici invece da considerare sono i seguenti:

- Invaso a monte e carico idraulico a valle. Il carico idraulico a valle e a monte deve essere considerato nelle analisi dinamiche finali sia per il livello operativo massimo e minimo del serbatoio.
- Terreno. Terra e roccia di riempimento posizionate a contatto con la faccia della diga devono essere prese in conto sia nei carichi statici che nei carichi dinamici. Il carico dinamico del terreno può essere approssimato con il metodo di Mononobe-Okabe.
- Sedimenti. Durante la vita operativa della diga, possono formarsi e depositarsi sedimenti sulla faccia a monte della diga i quali possono provocare un aumento dello stato tensionale critico della diga. Nel caso in cui sia considerato il sedimento nell'analisi devono essere calcolati sia il contributo statico che quello dinamico, come nel caso di terreni o rocce.
- Carichi di gravità. I carichi gravitazionali devono essere inclusi nell'analisi come il peso della miscela di calcestruzzo di cui è composta la diga, il peso del terreno o dei sedimenti a monte.

I carichi statici che invece non devono essere presi in conto sono:

- Pressione di poro. Quando si effettua lo studio preliminare di analisi di stabilità della diga usando il metodo dei coefficiente sismici (come riportano nel Capitolo 5 "Analisi di stabilità") la sottopressione agente alla base della diga rivolta verso l'alto è considerata per la sua intera lunghezza. Ipotizzando invece la possibilità che nel caso di sisma vi siano delle aperture all'interno del materiale è evidente che non si possa creare sovrappressione idrauliche.

PARAGRAFO 7.6 - VERIFICHE E LIMITI TENSIONALI

7.6.1 - Tensioni ammissibili

La normativa americana USACE EP 1110-2-12 nel quarto capitolo predispone dei valori limiti alle tensioni che possono agire all'interno del calcestruzzo secondo le proprietà e caratteristiche della miscela utilizzata. Deve essere quindi confrontato la resistenza del materiale con la domanda tensionale della diga. Si definisce quindi il valore delle tensioni di trazione ammissibile in funzione della miscela utilizzata e del livello sismico considerato.

Per il "Operating Basis Earthquake", il quale tipicamente deve essere determinato attraverso un approccio probabilistico, la normativa riporta i valori di tensioni ammissibile a seconda se la diga sia già stata realizzata o se invece è una diga in fase di progettazione. Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei valori ammissibili di trazione a seconda del caso considerato:

Tensione di trazione ammissibile - OBE		
Caso considerato	$f_{t(\text{ammissibile})}$	Unità
Dighe esistenti	1.25·DTS	[MPa]
Diga nuova - zona 0,1,2A	0.6·DTS	[MPa]
Diga nuova - zona 3,4	0.9·DTS	[MPa]

Tabella 7.2 Trazione ammissibile del materiale RCC utilizzato -OBE.

Allo stesso modo per il livello sismico MCE ("Maximum Credible Earthquake"), definito da normativa tramite un approccio di tipo deterministico identificando il più grande sisma che possa verificarsi lungo le fonti conosciute nelle vicinanze del sito studiato, si riportano di seguito i valori di trazione ammissibile a cui può essere sottoposto la miscela di calcestruzzo:

Tensione di trazione ammissibile - MCE		
$f_{t(\text{ammissibile})}$	1.33·DTS	[MPa]

Tabella 7.3 Trazione ammissibile del materiale RCC utilizzato -MCE.

Essa risulta indipendente dal fatto che la diga sia in costruzione o esistente.

7.6.2 - Valutazione del danno

Nel momento in cui le analisi vengano proposte secondo il metodo che utilizzata una storia di accelerazione come sollecitazione dinamica e il materiale possiede un comportamento lineare elastico la normativa americana richiede di valutare il livello di

danno della struttura. L'analisi così definita permette di valutare differenti parametri come velocità, spostamenti, accelerazione e tensioni di punti fondamentali della diga e la loro evoluzione nel tempo sotto l'azione della storia di accelerazione de sisma considerato.

Effettuata l'analisi, nel dominio del tempo, è possibile valutare i risultati in termini di:

- Rapporto tra domanda e capacità tensionali (DCR);
- Durata in termini cumulativi della tensione;
- Estensione spaziale della zona che oltrepassa i limiti tensionali.

Nel momento in cui il livello di danno stimato sia inferiore alle curve di domanda allora l'analisi elastica lineare può essere considerata adeguata al caso in studio, viceversa nel momento in cui fosse maggiore sarebbe necessario approfondire l'analisi introducendo un comportamento di tipo non lineare come richiesto da normativa.

Il capitolo 4, presentato dalla normativa americana nel documento "Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures", propone l'approccio da utilizzare per valutare la risposta sismica e il livello di danneggiamento per un'analisi elastico lineare nel dominio del tempo.

7.6.2.1 Rapporto Domanda-Capacità

Il rapporto di domanda e capacità "DCR" è ottenuto dal rapporto tra il valore di trazione ricavato dall'analisi e il valore di resistenza a trazione del calcestruzzo. Per le dighe a gravità il calcolo del "DCR" si basa sulla valutazione delle tensioni principali. In prima approssimazione il valore di resistenza a trazione del materiale, utile per il calcolo del "DCR", è ricavabile dal valore di compressione del materiale come proposto da Raphael nel 1984 :

$$f_t = 1.7f_c'^{2/3} \quad (eq.27)$$

Dove f_c' è il valore di resistenza a compressione del calcestruzzo in libbre per pollice quadro. Il massimo valore permesso da normativa di "DCR" per una diga a gravità è 2 che significa accettare come valore ammissibile il doppio del valore di resistenza a trazione del materiale, come rappresentato nella Figura 7.2. Esso viene denominato resistenza a trazione dinamica "apparente" del calcestruzzo utilizzato per la valutazione dinamica lineare.

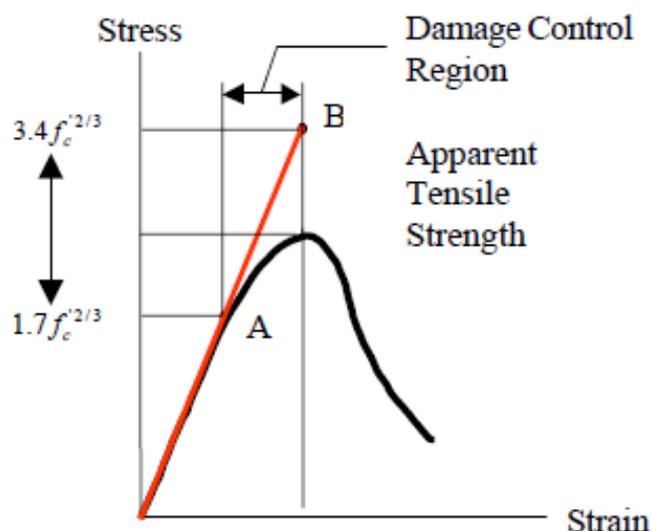


Figura 7.2 intervallo di domanda ammissibile.

7.6.2.2 Durata cumulata

Uno dei problemi nel criterio tradizionale della valutazione delle tensioni è che il numero di cicli da solo non è molto spesso adeguato per identificare il livello di danneggiamento della struttura. Per questa ragione il criterio di danno utilizza la durata cumulativa inelastica in unione con il valore di "DCR" al fine di valutare correttamente il livello di rottura raggiunto dalla struttura dopo l'evento sismico. Esso prevede di calcolare il tempo nel quale il materiale permane in una situazione tensionale maggiore della propria resistenza (DCR=1) come raffigurato nel seguente esempio illustrativo:

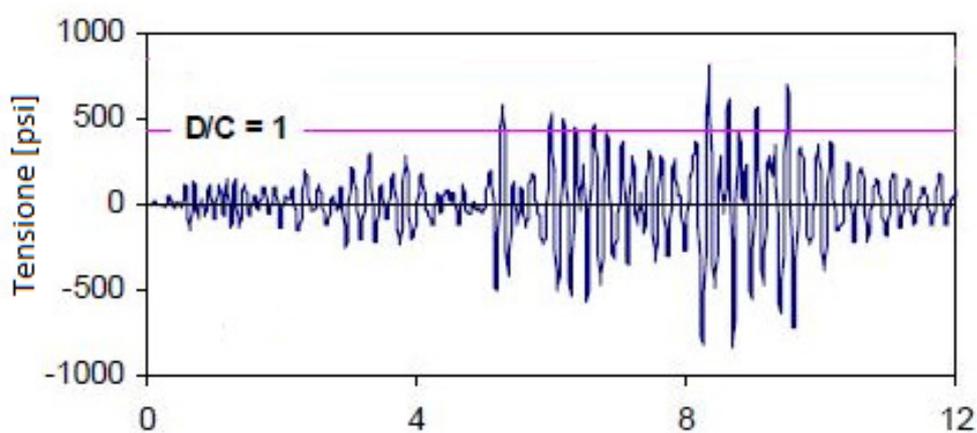


Figura 7.3 Esempio di valutazione della durata oltre il limite tensionale.

La normativa indica come tempo totale, in cui la tensione oltrepassa la capacità di calcestruzzo (DCR=1), per una diga a gravità in calcestruzzo un valore di 0.3 secondi. L'approccio prevede di effettuare il calcolo temporale per diversi valori di "DCR" e

collegando i punti si definisce la curva di domanda. I valori così stimati vengono confrontati con una curva limite o di capacità del calcestruzzo utilizzato. Se la curva di capacità è superiore alla curva di domanda allora la normativa ritiene il danno accettabile per un'analisi lineare elastica, al contrario se ciò non si verifica allora è necessario introdurre un comportamento non lineare del materiale. La Figura 7.4 riporta quanto appena descritto.

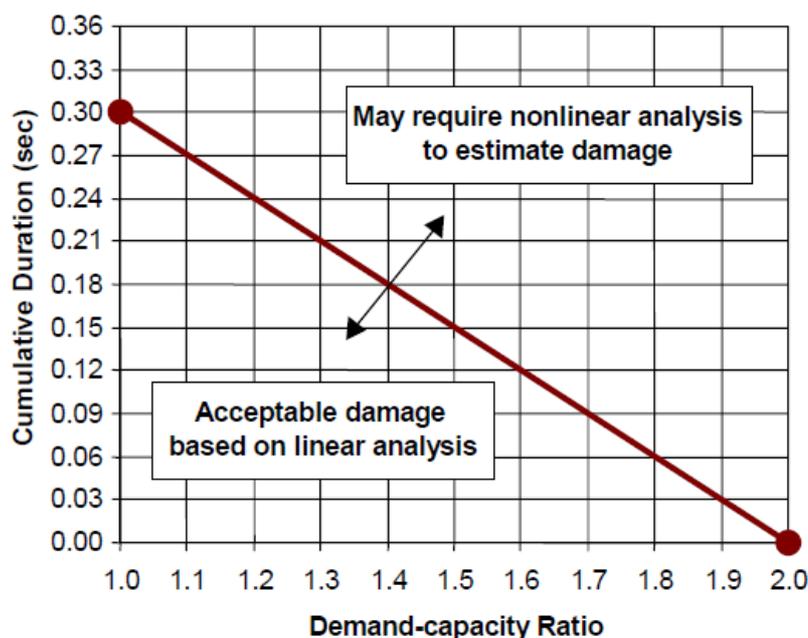


Figura 7.4 Curva di valutazione del comportamento per una diga a gravità in calcestruzzo.

Risulta così evidente che per considerare l'analisi lineare elastica accettabile la miscela di calcestruzzo, sottoposta ad un terremoto per il livello sismico MCE, deve presentare una tensione inferiore alla rispettiva resistenza (DCR=1) per un tempo minore di 0.3 secondi e non presentare alcun picco tensionale superiore a due volte la resistenza del calcestruzzo (DCR=2). Il valore di tempo in cui la tensione è superiore ad un prefissato valore può essere calcolata in modo semplificato moltiplicando il "time-step" utilizzato per l'analisi dinamica per il numero di "step" in cui il livello tensionale è superiore al limite imposto.

7.6.2.3 Storia degli Spostamenti.

La magnitudo e la variazione temporale degli spostamenti in punti fondamentali della costruzione idraulica, come ad esempio la valutazione dello spostamento dei nodi in cresta della diga, devono essere ricercati e interpretati. Essi devono risultare di piccola entità. La determinazione dei massimi spostamenti che avvengono durante l'evento sismico è fondamentale anche per la valutazione della stabilità complessiva della costruzione idraulica.

CAPITOLO 8 - PRESSIONE IDRODINAMICA – SISTEMA DIGA-INVASO

PARAGRAFO 8.1 - INTRODUZIONE

In questo capitolo vengono presentati le diverse metodologie di analisi che sono state utilizzate per la modellazione della spinta dinamica dell'acqua su una diga in calcestruzzo dovuta allo scuotimento orizzontale provocato dal terremoto. Esse fanno riferimento a tre differenti approcci.

Il primo approccio consiste nel definire la distribuzione di pressione dinamica esercitata dall'acqua a contatto con la diga attraverso le relazioni presentate da Westergaard. Esso determina inoltre sia in modo analitico che con una formulazione semplificata l'interazione tra serbatoio e struttura idraulica.

Il secondo metodo, suggerito da Zangar, prevede la determinazione della pressione idrodinamica sperimentalmente, attraverso l'utilizzo del potenziale elettrico. Egli descrive la distribuzione di pressione in funzione dell'inclinazione e forma della faccia a monte della diga.

L'ultimo approccio è quello di modellare direttamente l'elemento "acqua". Esso deve presentare le caratteristiche elastiche rappresentative, in particolare il valore molto basso del modulo di taglio. Inoltre è importante definire un modello di grandi dimensioni.

Confrontando i diversi approcci utilizzati per la modellazione della spinta idrodinamica è possibile valutare che tipo di influenza possono avere su parametri fondamentali di controllo della risposta sismica della diga

PARAGRAFO 8.2 - MODELLO DI CALCOLO WESTERGAARD

Lo studio sul carico idrodinamico delle dighe fu trattato dal professor Westergaard in Denver, Colorado, at the Bureau of Reclamation, in collegamento con il progetto della diga di Hoover e il risultato di questo studio fu pubblicato in "ASCE Transactions by Westergaard 1933".

8.2.1 - Soluzione esatta di Westergaard

Il movimento sismico di una diga a gravità in calcestruzzo rigida di altezza “h”, con un invaso ipotizzato di lunghezza infinita, è espresso matematicamente in relazione alla teoria dei corpi elastici basata sulle formulazioni fornite da Lamb (1924). La soluzione del problema presentata da Westergaard tiene in conto del movimento orizzontale e verticale dell’acqua e ne definisce il valore di pressione agente ad una profondità “y” in funzione del tempo. Esso è esprimibile attraverso la seguente equazione:

$$\sigma = -\frac{8awh}{\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 c_n} e^{-q_n} \sin \frac{n\pi y}{2h} \quad (eq.28)$$

Dove i valori di q_n e c_n sono :

$$q_n = \frac{n\pi c_n x}{2h} \quad (eq.29)$$

$$c_n = \sqrt{1 - \frac{16wh^2}{n^2 gkT^2}} \quad (eq.30)$$

Si noti che la pressione è in funzione di parametri di rigidità e periodi di vibrazione della struttura. inoltre la distribuzione di pressione così definita varia nel tempo secondo un moto sinusoidale.

In accordo con questa equazione, il massimo valore di pressione avviene quando la diga è nella posizione estrema (per $t=0, T, 2T,\dots$) durante il moto, quindi il massimo valore della distribuzione dell’acqua sulla faccia a monte della diga (dove $x=0$ e di conseguenza $q_n=0$) è una funzione parabolica rappresentata nella seguente immagine:

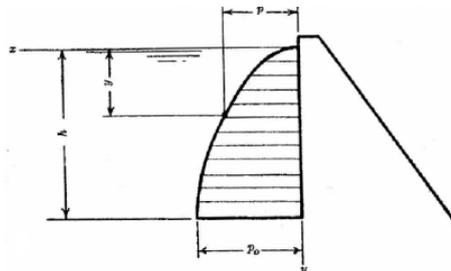


Figura 8.1 distribuzione di pressione sulla diga per la soluzione esatta.

Essa può quindi essere semplificata nella seguente equazione:

$$\sigma = -\frac{8\alpha wh}{\pi^2} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 c_n} \sin \frac{n\pi y}{2h} \quad (eq.31)$$

Dove

$$c_n = \sqrt{1 - \frac{16wh^2}{n^2 g k T^2}} = \sqrt{1 - \frac{7.75}{n^2} \left(\frac{h}{1000 \cdot T}\right)^2} \quad (eq.32)$$

In cui

- “x, y” = l’asse delle x è sulla superficie dell’acqua diretta verso monte e l’asse delle y è verticale verso il basso,
- “w” è il peso dell’acqua per unità di volume,
- “g” è l’accelerazione di gravità,
- “α” massima accelerazione orizzontale divisa per “g”,
- “T” è il periodo di vibrazione orizzontale della fondazione,
- “t” è il tempo,
- “k” è il modulo elastico dell’acqua.

La soluzione espressa nella precedente equazione è stata ricavata dalle seguenti assunzioni di base:

- La faccia superiore della diga è considerata rigida e verticale,
- la diga è considerata rigida e con proprietà elastiche,
- il problema è definito in uno spazio bidimensionale
- non vi sono frequenze di risonanza all’interno dell’input sismico
- l’effetto della compressibilità dell’acqua risulta essere di piccola entità nei range di frequenza del segnale sismico.

8.2.2 - Soluzione approssimata di Westergaard

Westergaard propone infine una soluzione semplificata ma facile da definire e semplice da implementare in molti software. La distribuzione di pressione idrostatica che agisce sulla faccia della diga è rappresentabile attraverso la semplificazione della precedente equazione ed è esprimibile come segue:

$$p = \frac{7}{8} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \sqrt{h \cdot y} \quad (eq.33)$$

In cui “γ_w” rappresenta il peso proprio dell’acqua per un volume unitario, “α” è il valore di accelerazione massima (divisa per l’accelerazione di gravità), “h” è il livello idrico massimo mentre “y” è la profondità dalla superficie dell’acqua del serbatoio.

Per completezza si riporta una rappresentazione della distribuzione di pressione nella seguente figura:

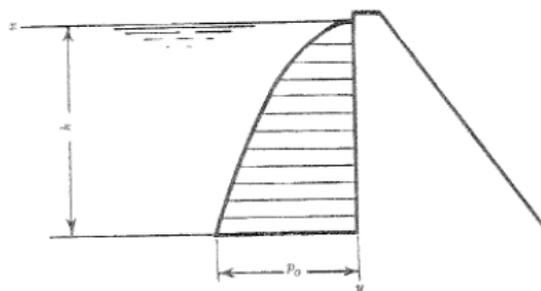


Figura 8.2 distribuzione di pressione sulla diga per la soluzione approssimata.

Questa formulazione è spesso utilizzata dalle società di progettazione nel calcolo preliminare della pressione idrodinamica agente sulla diga in esame in quanto risulta essere di semplice utilizzo.

8.2.3 - Confronto tra formulazione esatta e approssima

In questo paragrafo viene presentata la differente valutazione della pressione idrodinamica definita con la soluzione esatta e con la soluzione approssima di Westergaard messa in evidenza nello studio riportato nel documento DSO-11-06 "Seismic Induced Loads on Spillway Gates". In esso si effettua un'analisi parametri per valutare quali siano i fattori che influenzano maggiormente la differenza tra le due soluzioni. Viene presentato quindi il confronto tra i due metodi al variare dell'altezza della diga, del numero di iterazioni da effettuare (ricordiamo la presenza della sommatorio nella soluzione esatta di Westergaard), nel periodo di vibrazione della fondazione e negli incrementi di profondità.

Si riporta la Figura 8.3, come esempio rappresentativo, relativa alla differenza tra i due approcci.

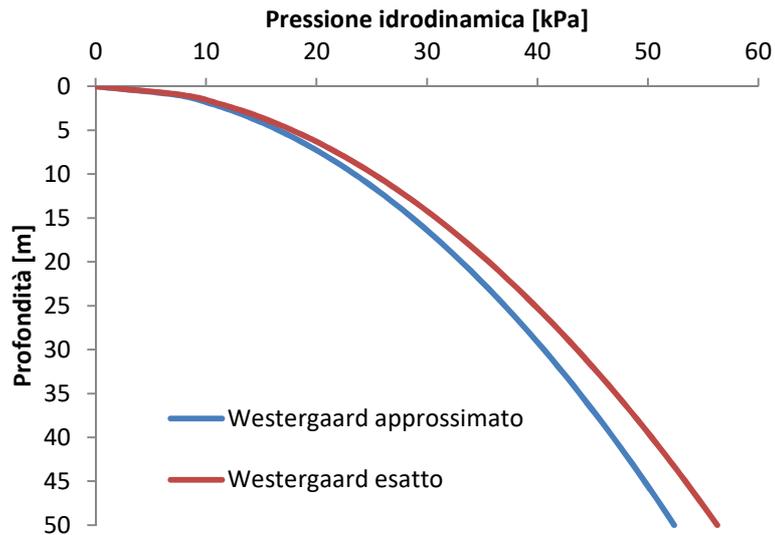


Figura 8.3 Confronto pressione idrodinamica soluzione di Westergaard esatta ed approssimata.

È possibile notare che la formula approssimata di Westergaard in generale sovrastimi la pressione idrodinamica sia nella parte alta che nella parte bassa della diga risultando un metodo conservativo per la stima della spinta.

8.2.4 - Masse addizionali di Westergaard

In accordo con quanto appena descritto (Westergaard 1933) la forza idrodinamica agente sulla diga a gravità causata dal movimento sismico del terreno è equivalente alla forza di inerzia di un volume d'acqua attaccato alla struttura ,la quale si muove in modo simultaneo con la diga verso valle e verso monte mentre il resto dell'acqua risulta essere inattiva. La massa aggiuntiva dell'acqua localizzata alla quota "y_i" per il punto i-esimo è ottenuta dalla seguente equazione:

$$m_i = \frac{7}{8} \cdot w \sqrt{h \cdot (h - z_i)} \cdot A_i \quad (eq.34)$$

Dove:

- h = profondità dell'acqua
- z_i = profondità del punto considerato a partire dalla base della diga
- A_i = area tributaria del punto "i"

Si riporta di seguito una rappresentazione al fine di una maggiore compressione di quanto appena descritto:

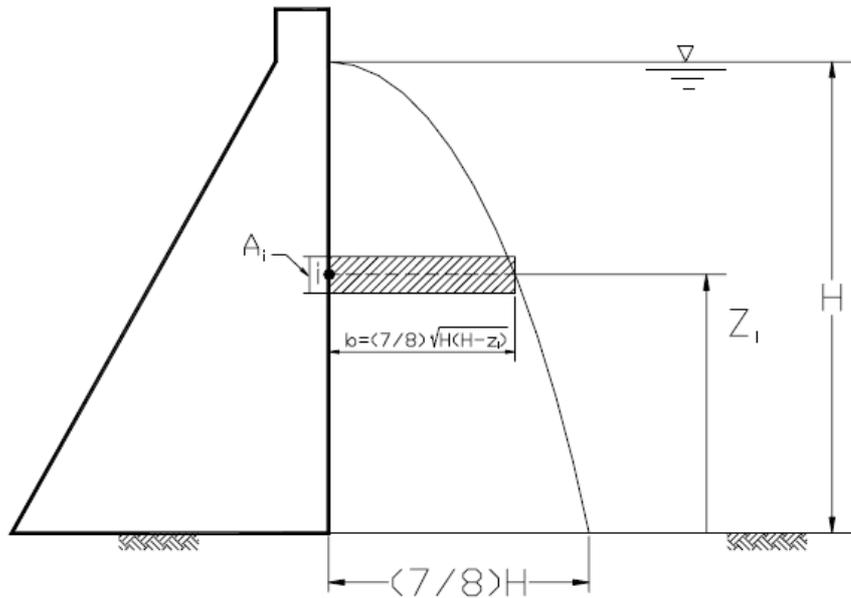


Figura 8.4 Westergaard - masse aggiuntive - rappresentazione

In questo maniera è possibile implementarla facilmente in software agli elementi o differenze finite, anche per analisi di tipo dinamico in cui si introduce una storia di accelerazione reale alla base del modello.

8.2.5 - Masse aggiuntive di Westergaard generalizzato

Il concetto di massa aggiunto di Westergaard, descritto precedentemente, è direttamente applicabile all'analisi dinamiche delle dighe di gravità e di altre strutture idrauliche che possiedono una faccia a monte verticale. Per le strutture con superfici di contatto inclinate o curve, occorre utilizzare una formulazione generalizzata della massa aggiunta. La formulazione generalizzata presuppone che la pressione sia ancora espressa dalla forma parabolica originale di Westergaard, ma è riconosciuto il fatto che l'orientamento della pressione è normale al volto della struttura. La formulazione viene espressa nella seguente maniera tenendo conto dei coseni direttori dovuti all'inclinazione della faccia a monte della diga:

$$m_i = \frac{7}{8} \cdot w \sqrt{h \cdot (h - z_i)} \cdot A_i \cdot \cos^2 \theta \quad (eq.35)$$

Dove "θ" rappresenta l'inclinazione della faccia della diga rispetto alla direzione verticale. È evidente che se il valore d'angolo è di 0 gradi (superficie verticale) allora la formulazione corrisponde a quella semplificata di Westergaard. All'aumentare dell'angolo di inclinazione la massa, introdotta all'interno del modello per simulare la spinta idrodinamica, diminuisce

PARAGRAFO 8.3 - MODELLO DI CALCOLO ZANGAR

8.3.1 - Aspetti generali

In questo paragrafo viene presentato un metodo accurato e poco dispendioso per la determinazione dell'aumento della pressione esercitata dall'acqua sul corpo diga dovuto ad un sisma orizzontale e definisce l'intensità di questa pressione al variare dell'inclinazione della faccia a monte della diga. È riconosciuto che la pressione dell'acqua dovuta ad un sisma diminuisce all'aumentare dell'inclinazione della faccia a monte della diga ma non vi sono delle relazioni tra la distribuzione di pressione e l'inclinazione della parete della diga.

Zangar afferma che se il fluido è assunto incompressibile può essere utilizzato un segnale analogico elettrico per determinare l'intensità e la distribuzione della pressione idrodinamiche sulla diga per qualsiasi tipologia di profilo studiato. Tuttavia questo metodo non risulta di tipo conservativo come invece accade per la soluzione analitica di Westergaard.

Il metodo analogico elettrico consiste nel costruire un modello reale che rappresenti geometricamente la diga e il volume del serbatoio. Si posiziona quindi lungo il bordo rappresentante la faccia a monte della diga un potenziale elettrico lineare. Il box è poi riempito di una soluzione elettrolitica che permette di controllare la variazione del potenziale elettrico. Si riporta la Figura 8.5 che rappresenta il layout dell'esperimento svolto da Zangar per la determinazione dell'aumento della pressione dovuta ad uno scuotimento orizzontale.

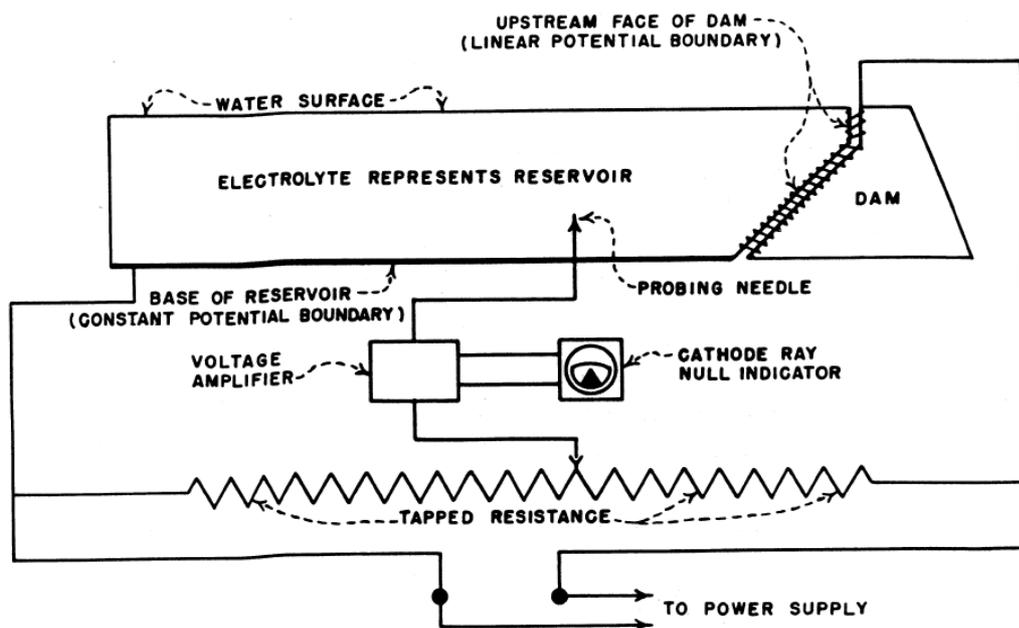


Figura 8.5 Rappresentazione del modello per il calcolo della pressione.

Per il modello si è utilizzato un contenitore che presentasse una condizione di bordo che fosse ad una distanza maggiore di 8 volte l'altezza della diga, in modo che non vi fosse un disturbo del segnale.

La distribuzione e l'intensità della pressione dell'acqua, a contatto con la faccia a monte della costruzione, sono ottenute dalle linee equipotenziali derivanti dalle curve di flusso elettrico. L' esperimento è presentato in modo approfondito nell'articolo "Hydrodynamic Pressure on Dams due to Horizontal Earthquake Effect" scritto da C.N. Zangar.

L'aumento della pressione, causato dal sisma, è definita dalla seguente formulazione:

$$p_e = C \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \quad (eq.36)$$

Dove:

- " γ_w " è il peso proprio dell'acqua pari a $9,81 \text{ [kN/m}^3\text{]}$
- " h " è la profondità del serbatoio della sezione studiata [m]
- " α " è l'accelerazione orizzontale del sisma [g]

La variabile " C ", una quantità non conosciuta, definisce l'intensità e la distribuzione della pressione che viene determinata dalle linee equipotenziale della rete di flusso. " C " è in funzione della sola geometria della diga e del serbatoio a monte, inoltre risulta essere del tutto indipendente dall'intensità di accelerazione dello scuotimento.

In questo modo il progettista deve soltanto definire il valore di “C” in funzione della forma della diga per poter valutare la distribuzione di pressione idrodinamica.

8.3.2 - Metodo di studio – determinazione pressione idrodinamica.

Al fine di rendere questo approccio, per la determinazione della spinta idrodinamica agente sulla diga, adatto alla pratica progettuale si sono analizzate differenti forme della struttura. Le dighe studiate presentano un’inclinazione della faccia monte costante su tutta l’altezza della diga, in particolari i seguenti angoli “θ” sono stati considerati nell’esperimento: 0, 15, 30, 45, 60 e 75 gradi.

I risultati dell’esperimento mettono in evidenza il reale andamento della pressione idrodinamica. In particolare nella Figura 8.6 si evidenzia, per ogni valore di inclinazione della superficie della diga, come varia la pressione dell’acqua con la profondità.

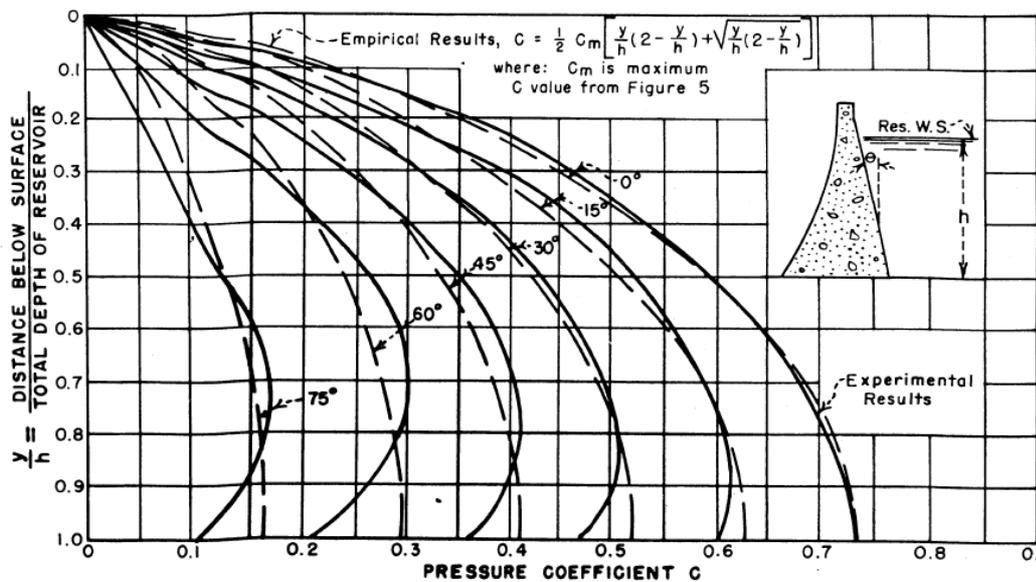


Figura 8.6 confronto tra le curve di pressione sperimentale ed empiriche.

Per permettere il rapido utilizzo di queste informazioni da parte dei progettisti, le curve ricavate in modo sperimentali presenti nella Figura 8.6 sono state approssimate attraverso una funzione parabolica. Esse risultano avere una buona corrispondenza per diversi valori di inclinazione della diga. La distribuzione parabolica è fornita dalla successiva equazione:

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (eq.37)$$

Dove la coordinata “y” rappresenta la profondità in cui è valutato il coefficiente a partire dalla superficie del serbatoio, il valore di “h” rappresenta l’altezza idraulica dell’invaso mentre “C_m” è il massimo valore di “C” ricavabile dalla Figura 8.7

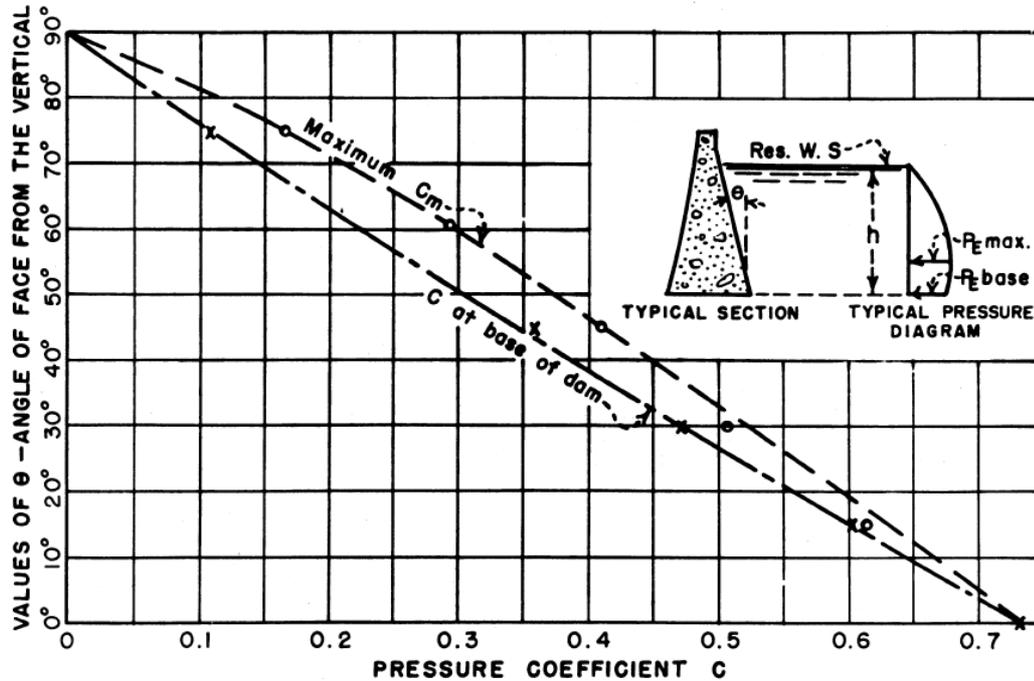


Figura 8.7 Coefficienti di pressione per piani di inclinazione costante.

Il coefficiente di pressione , “C”, varia in modo quasi lineare da un valore di 0.735 per una diga con una faccia verticale, $\theta=0$ gradi, ad un valore di circa 0.165 per un’inclinazione di 75 gradi .

Risulta quindi che per le dighe, avente una inclinazione costante della faccia a valle, il valore della pressione dell’acqua aumentata a causa del sisma è pari a:

$$p_e = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \cdot C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (eq.38)$$

Nel caso si effettui un’analisi preliminare all’equilibrio limite è possibile calcolare la forza orizzontale totale definita dalla seguente formulazione che tiene in conto della distribuzione di pressione sopra determinata.

$$V_e = 0.726 \cdot p_e \cdot y \quad (eq.39)$$

E allo stesso modo è possibile determinare il valore totale del momento di ribaltamento M_e come segue:

$$M_e = 0.299 \cdot p_e \cdot y^2 \quad (eq.40)$$

Dove “y” rappresenta la profondità alla quale considerare la forza totale e il momento flettente.

La pressione calcolata in questo modo può essere applicata ad un’eventuale modello agli elementi o differenze finite attraverso il medesimo approccio utilizzato nel caso della pressione definita da Westergaard nel quale si applica sulla faccia a monte della diga una massa concentrata che possa rappresentare la pressione idrodinamica aggiuntive dovuta al sisma orizzontale. Essa è determinabile dalla seguente formulazione che tiene conto di tutto ciò che è stato descritto precedentemente nell’esperienza di Zangar.

$$m_i = \frac{1}{2} w \cdot h \cdot C_m \left[\frac{y_i}{h} \left(2 - \frac{y_i}{h} \right) + \sqrt{\frac{y_i}{h} \left(2 - \frac{y_i}{h} \right)} \right] \cdot A_i \quad (eq.41)$$

Dove il valore di A_i è l’area , nel caso tridimensionale, o l’altezza, nel caso del modello bidimensionale, di competenza relativa al nodo dove viene applicata la massa aggiuntiva. Il calcolo così definito viene sviluppato discretizzando la superficie della della diga in “n” zone e per ognuno di esse si introduce la massa concentrata rappresentativa della spinta idrodinamica.

PARAGRAFO 8.4 - MODELLO ALLE DIFFERENZE FINITE

L’utilizzo di un geometria completa ed irregolare e le reali condizioni di bordo di un vaso rendono impossibile la descrizione della pressione idrodinamica attraverso una soluzione analitica. L’alternativa può essere quella di, attraverso software agli elementi o differenze finite, modellare in modo diretto la presenza dell’acqua.

Nella letteratura vi sono molti articoli che mettono in evidenza l’importanza di considerare nelle analisi dinamiche la presenza di interazione tra diga e acqua tenendo conto del fatto che quest’ultima possa essere considerata comprimibile.

Lo studio della pressione idrodinamica, spesso e volentieri, fa riferimento ad una discretizzazione del contatto diga-serbatoio attraverso l’aggiunta di masse secondo l’approccio descritto da Westergaard, mentre i modelli che rappresentano l’acqua come un mezzo continuo e comprimibile sono relativamente rari e poco diffusi.

Come riportato in alcuni articoli , in particolare in “The use of FLAC for the seismic evaluation of concrete gravity dam including dam-water-sediments-foundation rock interaction”, la definizione della geometria complessiva del modello e delle caratteristiche degli “elementi” acqua risulta di fondamentale importanza per una corretta modellazioni. Nell’articolo si mette infatti in evidenza come il risultato della distribuzione di pressione idrodinamica attraverso la modellazione dell’acqua come un mezzo continuo abbiamo un andamento prossimo a quello presentato da Westergaard. Ciò implica che questo approccio può rappresentare adeguatamente l’interazione che avviene nel punto di contatto tra invaso e diga anche per profili non regolari e con superfici inclinate della diga.

8.4.1 - Modello numerico e ipotesi

Per una corretta simulazione della pressione idrodinamica causata da un sisma orizzontale è necessario che il modello abbia determinate caratteristiche. Si riporta di seguito un’ immagine rappresentativa di come modellare la diga, la roccia di fondazione e soprattutto il serbatoio a monte della struttura.

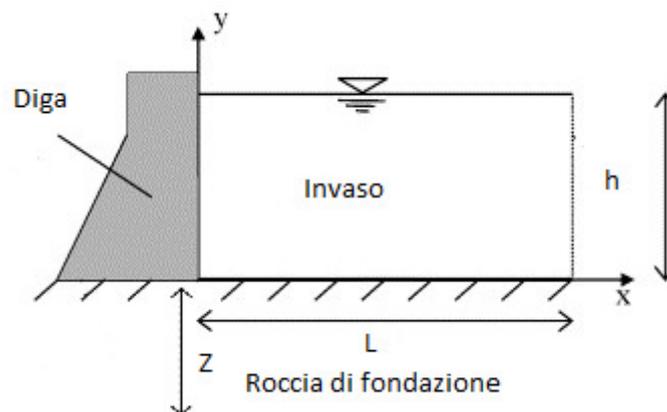


Figura 8.8 Layout semplificato - modellazione diga-roccia-serbatoio.

Nella Figura 8.8 “h” rappresenta l’altezza del livello idrico a partire dalla base della diga, “L” rappresenta la lunghezza dell’invaso ed è la distanza tra la superficie della faccia a monte della diga e le condizioni di bordo del modello, infine “Z” è la profondità dello strato di roccia di fondazione.

Per una corretta modellazione è necessario che siano rispettate le seguenti disequazioni. Per quanto riguarda la profondità della roccia di fondazione:

$$\frac{Z}{h} > 2 \quad (eq.42)$$

Mentre la lunghezza del serbatoio deve rispettare:

$$\frac{L}{h} > 3 \quad (eq.43)$$

Questo concetto è anche riportato nell'articolo scientifico precedentemente richiamato.

La seconda disequazione è di fondamentale importanza, in quanto è necessario che non vi sia alcuna influenza da parte dei vincoli imposti all'estremità del modello ai movimenti degli elementi rappresentati l'acqua. Per questo è necessario riprodurre un modello di grandi dimensioni soprattutto nella parte a monte della diga. Questo permette di ottenere una distribuzione di pressione agente sull'interfaccia tra calcestruzzo e acqua coerente alle formulazioni analitiche ricavate da Westergaard.

Oltre a definire le corrette proporzioni geometriche tra diga, serbatoio e fondazione è necessario caratterizzare gli "elementi acqua" in modo accurato. Si assume quindi che il fluido sia comprimibile e che non possieda alcuna resistenza agli sforzi di taglio. Si riporta di seguito le caratteristiche elastiche necessarie ad una corretta analisi del comportamento dell'acqua soggetto ad uno scuotimento orizzontale:

Proprietà elemento "acqua"		
Densità	1000	kg/m ³
K _w	2.10	GPa
G _w	1000	Pa

Tabella 8.1 Proprietà dell'acqua.

Per ragioni di instabilità numerica e convergenza non è possibile impostare un valore di modulo di taglio pari a 0, per questa ragione esso è ipotizzato pari a circa 1000 Pa che risulta essere un valore estremamente inferiore rispetto al modulo di comprimibilità.

Nelle analisi dinamiche da effettuare è necessario inoltre introdurre valori di damping a seconda delle frequenze principali della roccia di fondazione e della diga e in funzione del livello tensionale e sismico considerato. Questi aspetti vengono ripresi successivamente nella descrizione del modello del caso studio utilizzato per le simulazione sismiche.

CAPITOLO 9 - CASO STUDIO : COSTRUZIONE DIGA IN BOLIVIA

PARAGRAFO 9.1 - INTRODUZIONE

La metodologia presentata nei precedenti capitolo viene utilizzata per lo studio di un caso reale, in particolare nella progettazione di una costruzione idraulica collocata in Sud America. La diga verrà costruita col metodo della miscela di calcestruzzo compatto che prevede un risparmio economico e temporale. Il progetto prevede la costruzione dell'impianto idroelettrico su un fiume che attraversa la Bolivia. La collocazione della diga è fondamentale sia per definire la geometria completa della struttura e sia per effettuare lo studio di pericolosità.

Nella prima parte del capitolo presente si raccolgono tutti i dati di progetto utili ad effettuare la corretta analisi statica e dinamica della diga in calcestruzzo compatto. In particolare si descrivono le caratteristiche geometriche della costruzione, le proprietà meccaniche della miscela di calcestruzzo, i livelli idrici e dei sedimenti derivanti dallo studio idrogeologico antecedente, i parametri dinamici e gli accelerogrammi ottenuti dallo studio di pericolosità e di rischio sismico.

Successivamente quindi, noti tutti i dati di progetto, si sviluppano i calcoli dei carichi gravanti sulla diga in RCC a seconda della tipologia di analisi. Il primo approccio prevede di valutare i fattori di sicurezza che si ottengono dallo studio di stabilità della diga. Essi devono rispettare, a seconda dello scenario analizzato, i valori limite definiti dalla normativa americana, in particolare si fa riferimento alla regolamentazione fornite da U.S.A.C.E. e da U.S.B.R. Successivamente si calcola lo stato tensionale al fine di valutare che non vi siano valori di stress eccessivi nel calcestruzzo.

Nell'ultima parte, che rappresenta il lavoro principale di questa tesi, viene riassunto lo studio dinamico effettuato sulla costruzione idraulica. L'analisi prevede l'utilizzo del programma alle differenze finite FLAC nel quale è possibile anche implementare le storie temporali di accelerazione. In primis si effettua una calibrazione accurata del modello al fine di valutare le caratteristiche dinamiche sia della fondazione sia della costruzione

idraulica. Questa operazione risulta fondamentale per ottenere risultati rappresentativa del problema analizzato. Successivamente si presenta, come riportato anche nel capitolo 7, la variazione delle proprietà meccaniche e elastiche del modello in quanto il calcestruzzo è sensibile alla velocità di deformazione repentina a cui è soggetto nel momento in cui avviene il terremoto.

In conclusione si analizzano i parametri di controllo quali ad esempio il livello tensionale, lo spostamento e il danneggiamento della diga in funzione dell'approccio utilizzato per la modellazione della spinta idrodinamica. Si vuole constatare che tipo di influenza possa avere la differente modellazione della pressione idrodinamica, seguendo i metodi di Westergaard, di Zangar e della diretta modellazione dell' "elemento acqua". inoltre si mette in evidenza come anche l'utilizzo di sismi, prelevati da database internazionali, aventi proprietà differenti creino variazione nei parametri di controllo sia per il livello "OBE" sia per "MCE"

PARAGRAFO 9.2 - GEOMETRIA DELLA DIGA IN RCC

La Diga considerata fa parte di un impianto idroelettrico di grandi dimensioni. Esso prevede la creazione di una diga costruita in calcestruzzo non convenzionale ma compatto attraverso macchinari pesanti come dozer o rulli vibranti.

La forma della diga prevede uno sviluppo in asse rettilineo, senza la presenza di curve nella struttura, fondata su roccia in una estesa valle. La sezione presenta la classica forma a triangolo con la faccia a monte leggermente inclinata verso valle. Lo Spillway, o anche detto sfioratore, che consente lo smaltimento dell'acqua del bacino quando vi è un livello idraulico eccessivo, è inserito nel corpo diga diversamente da ciò che accade nelle dighe in terra. In queste ultime infatti lo sfioratore è una struttura indipendente, separata dal corpo principale della diga.

Si riporta Figura 9.1 relativa ad immagine tridimensionale creata attraverso il software di disegno e di modellazione Rhino-3D la quale rappresenta il primo layout della costruzione. Le sezioni principali sono essenzialmente due:

- la sezione con possibilità di flusso delle acque nella parte centrale.
- la sezione di non flusso nella parte marginale della struttura.

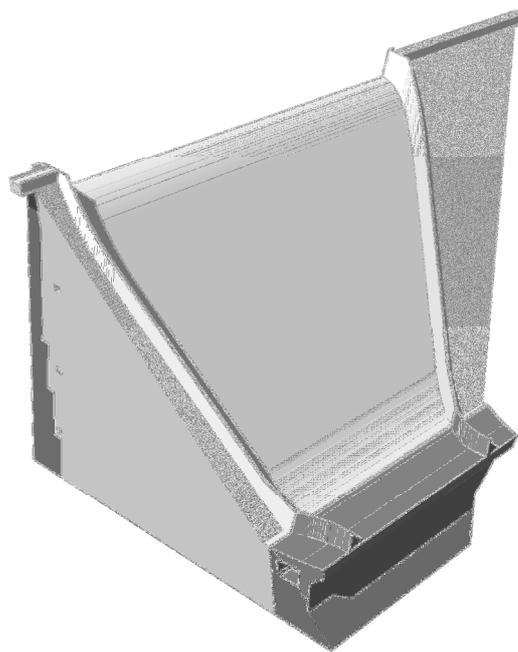


Figura 9.1 Vista in prospettiva della Diga in RCC.

Nella Figura 9.2 è rappresentata la planimetria della costruzione e il contesto ambientale nella quale è inserita. Da essa è possibile vedere l'asse rettilineo e la presenza, per gran parte della sua lunghezza, dello sfioratore il quale è inglobato nella struttura.

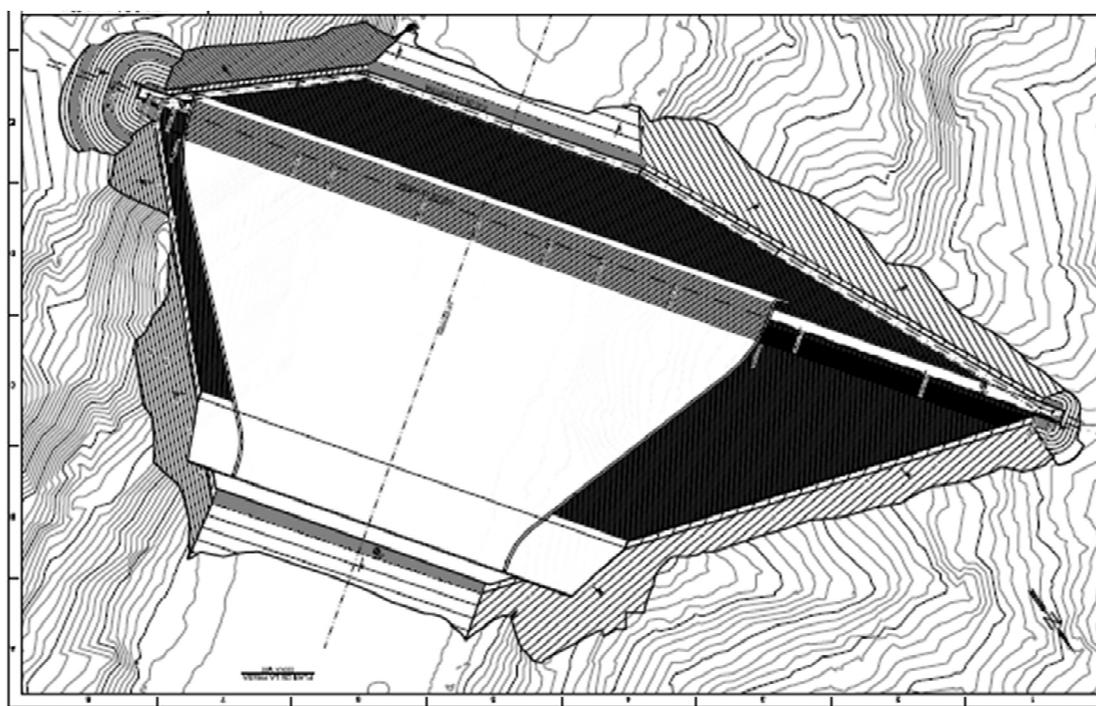


Figura 9.2 Vista Planimetrica diga in RCC

La diga presenta una dimensione di lunghezza massima pari a quasi 380 metri nel punto più alto e una minima alla base di circa 115 metri, l'altezza varia da qualche metro ad un massimo di circa 170 metri, mentre la larghezza è di circa 165 metri. Si riportano nella seguente tabella i principali dati geometrici:

Caratteristiche geometriche Diga in RCC		
Lunghezza massima	380	m
Lunghezza minima	115	m
Altezza massima	170	m
Larghezza massima	165	m

Tabella 9.1 Dati geometrici diga in RCC

9.2.1 - Sezioni considerate nello studio

Per descrivere il comportamento della diga in RCC sono state considerate sezioni bidimensionali della diga e non un modello complessivo tridimensionali. Essendo la diga sviluppata su un asse rettilineo il metodo risulta essere adeguato. In particolare si è deciso di definire geometricamente due sezioni tipo da analizzare e verificare con il medesimo approccio.

La prima sezione considerata è quella di altezza maggiore della diga la quale prevede al suo interno la modellazione anche dello sfioratore. Essa rappresenta la sezione principale con un'altezza di 165 metri e una base di 168 metri, considerando la struttura dello spillway. La diga realizzata in RCC prevede il posizionamento successivo di strati di calcestruzzo, per questo nella modellazione vengono identificati strati di circa 9,9 metri per simularne il processo di costruzione. La sezione considerata è la 0+333 km, la si riporta nella Figura 9.3:

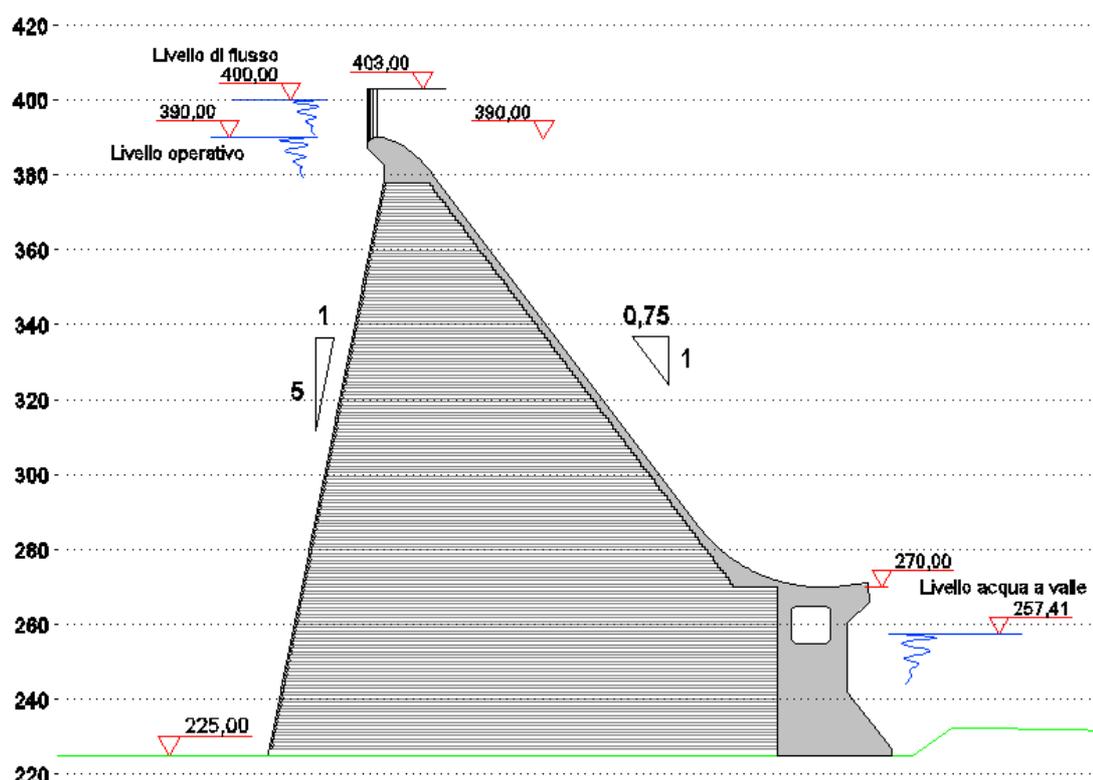


Figura 9.3 Sezione 0+333 - diga in RCC.

Nella Figura 9.3, sopra riportata, è possibile identificare i diversi livelli dell'acqua e dei sedimenti. Essi sono stati stimati da uno studio idrogeologico e ambientale preliminare al presente lavoro. Si riporta di seguito la Tabella 9.2 riassuntiva dei dati geometrici della sezione 0+333 km della diga:

Dati geometrici - Sezione 0+333		
Larghezza base sezione	168	m
Quota fondazione	225	m
Quota altezza diga	390	m
Quota sedimenti	314	m
Quota livello acqua operativo	390	m
Quota livello acqua flusso	400	m

Tabella 9.2 Dati geometrici - Sezione 0+333.

La sezione considerata prevede un'inclinazione della superficie a valle di circa 53 gradi e una pendenza della faccia di monte pari a 11 gradi.

La seconda sezione analizzata presenta dimensioni geometriche inferiori alla precedente, in quanto risulta prossima alla fondazione laterale della diga. Essa è caratterizzata da una base di larghezza pari di circa 91 metri con un'altezza massima di circa 98 metri. La costruzione viene suddivisa in circa 10 strati di spessore pari a circa 9,9 metri per simulare la

costruzione in strati in tempo diversi della diga. Anche quest'ultima possiede la faccia a monte inclinata di circa 11 gradi fino ad un'altezza di circa 72 metri successivamente invece proseguire in modo verticale. Si riporta per completezza la Figura 9.4 e la Tabella 9.3 riassuntiva della sezione 0+200 km precedentemente descritta:

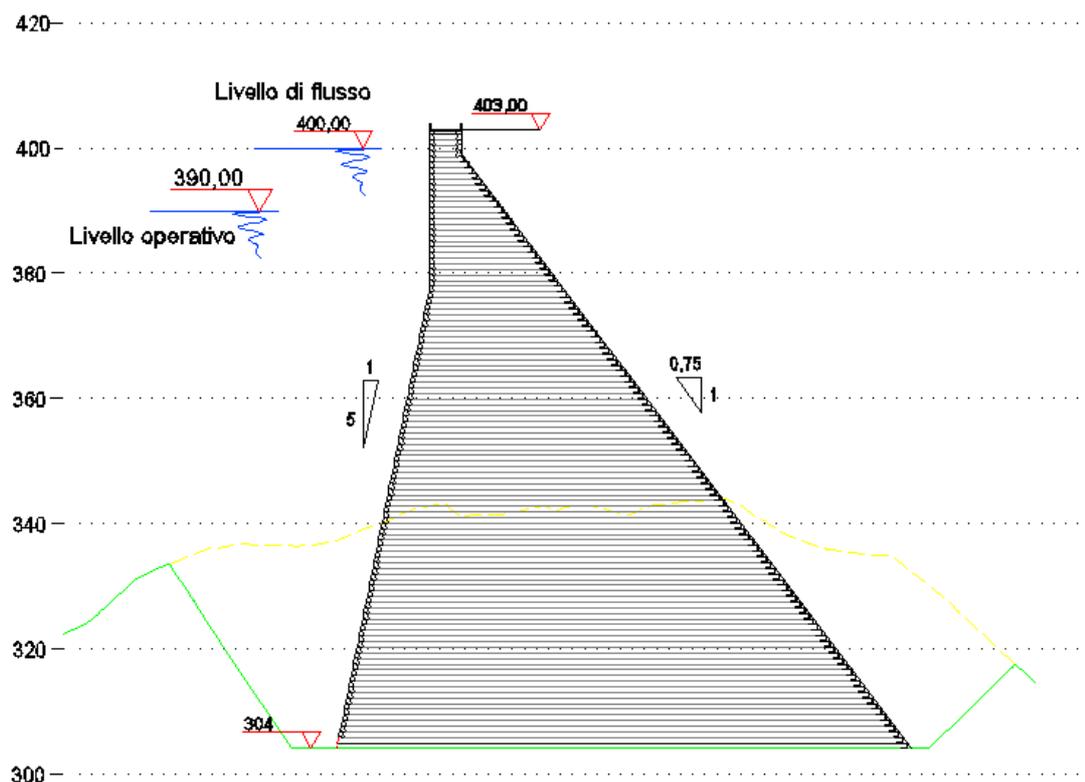


Figura 9.4 Sezione 0+200 diga in RCC.

Dati geometrici - Sezione 0+200		
Larghezza base sezione	91	m
Quota fondazione	304	m
Quota altezza diga	403	m
Quota sedimenti	314	m
Quota livello acqua operativo	390	m
Quota livello acqua flusso	400	m

Tabella 9.3 Dati geometrici -Sezione 0+222

La geometria presentata in questo paragrafo viene importata nei programmi utilizzati per le differenti analisi richieste da normativa e riportate nel seguito.

In particolare nella modellazione effettuata con CADAM, software che valuta la stabilità di un corpo rigido, richiede geometrie semplificate ma coerenti il più possibile con le dimensioni reali della diga. Esse verranno presentate nel paragrafo 9.6 "Analisi di Stabilità".

Nel caso dello studio della tensioni e della risposta sismica della diga si è effettuata l'analisi con l'ausilio del software FLAC2D nel quale, essendo più flessibile da molti punti di vista, è stato possibile modellare con precisione la geometria reale facendo direttamente riferimento ai files AutoCAD. Le sezioni vengono descritte nello specifico nel momento in cui si fa uso dei software citati .

9.2.2 - Sistema di drenaggio e cortina impermeabile

La costruzione considerata prevede l'installazione all'interno del corpo diga di gallerie e dreni verticali a diverse quote. Essi vengono portati fino in fondazione e permettono la riduzione della sottopressione idrostatica presente nell'interfaccia tra calcestruzzo e roccia di fondazione.

Il progetto inoltre prevede l'impermeabilizzazione della faccia a monte della diga e della costruzione di una cortina al di sotto della fondazione. Essi evitano in questo modo fenomeni di filtrazione nel corpo nella fondazione della diga.

9.2.3 - Caratteristiche materiali

Nella costruzione della diga in RCC si utilizza una miscela di acqua, cemento, materiale pozzolanico e aggregati fini e grossolani. Nella fase di progettazione è stato selezionato come miscela adeguata il " mix 65+32". Per questa tipologia di materiale scelto si sono stimati valori di progetto relativi alle proprietà meccaniche ed elastiche. Si riassume quanto ipotizzato nella Tabella 9.4:

Proprietà RCC		
Peso specifico	2400	Kg/m ³
Modulo elastico	20	GPa
Coefficiente di Poisson	0.2	[-]
Resistenza a compressione	14000	KPa
Resistenza a trazione	1200	KPa

Tabella 9.4 Proprietà meccaniche RCC

Nella progettazione delle dighe in calcestruzzo è inoltre di fondamentale importanza definire la resistenza al taglio dei giunti che si vengono a creare a causa del successivo posizionamento degli strati di calcestruzzo. Attraverso il criterio di Mohr-Coulomb si definisce l'involuppo di rottura per superficie di discontinuità presente all'interno della costruzione. Va messo in evidenza inoltre che se sulla superficie viene effettuato un trattamento con legante o malte particolari allora le caratteristiche di resistenza

dell'interfaccia tra calcestruzzo e calcestruzzo presenta dei valori sicuramente maggiori. Si riporta nella Tabella 9.5 i valori di coesione e angolo di attrito interno che caratterizzano la resistenza a taglio della superficie:

Proprietà interfaccia RCC-RCC		
coesione	1200	KPa
angolo di attrito	50	°

Tabella 9.5 Proprietà interfaccia RCC-RCC.

I dati sono stati ricavati da valori presenti in letteratura e nel documento ACI 207.

9.2.4 - Caratteristiche fondazione

La roccia di fondazione sulla quale poggia l'intera costruzione della diga in RCC deve essere investigata. La funzione principale è quella di impedire lo scivolamento e creare una adeguata capacità portante per sostenere l'intera struttura.

Per quanto riguarda la resistenza allo scorrimento, come si è detto per i giunti presenti all'interno del corpo diga, è necessario valutare la resistenza massima che può offrire l'interfaccia fondazione-calcestruzzo. Esso viene descritto attraverso il modello di Mohr-Coulomb che prevede due parametri: coesione e angolo di attrito interno. Attraverso lo studio di dettaglio del luogo in cui verrà edificata la costruzione i geologi hanno fornito i valori di picco e la resistenza a trazione di questa interfaccia. Si riportano di seguito i valori utilizzati nella successive analisi:

Proprietà interfaccia RCC-fondazione		
Coesione	1000	KPa
Angolo di attrito	60	°
Resistenza a trazione	500	KPa

Tabella 9.6 Proprietà interfaccia fondazione.

I valori meccanici dell'interfaccia, sopra indicati, sono stati utilizzati successivamente per il confronto tra le tensioni agenti sul calcestruzzo e quella ammissibili richieste dalla normativa. Per valutare invece gli spostamenti e i cedimenti della fondazione nel momento in cui si simula la costruzione della diga è necessario fornire i dati elastici della roccia. Essi sono riportati nella Tabella 9.7:

Proprietà elastiche fondazione		
Modulo Elastico	20	GPa
Coefficiente di Poisson	0.2	[-]

Tabella 9.7 Proprietà elastiche della fondazione.

PARAGRAFO 9.3 - PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

La diga in calcestruzzo compatto è collocata in una zona dove i terremoti sono piuttosto frequenti e di intensità medio alta, risulta quindi indispensabile uno studio per valutare la pericolosità sismica del sito. La normativa USACE 1110-2-1806 prevede che siano definiti due livelli sismici, il terremoto operativo di base “OBE” e il terremoto massimo credibile “MCE”. Due approcci differenti, metodo probabilistico e metodo deterministico, possono essere utilizzati al fine di determinare il rischio sismico della zona in studio, essi sono descritti in dettaglio nel Capitolo 4 “Progettazione Sismica”.

Al fine di rendere l’idea dell’attività sismica della Bolivia si riporta la Figura 9.5 che mette in evidenza le differenti fonti sismogenetiche superficiali, interplacca e intraplacca.

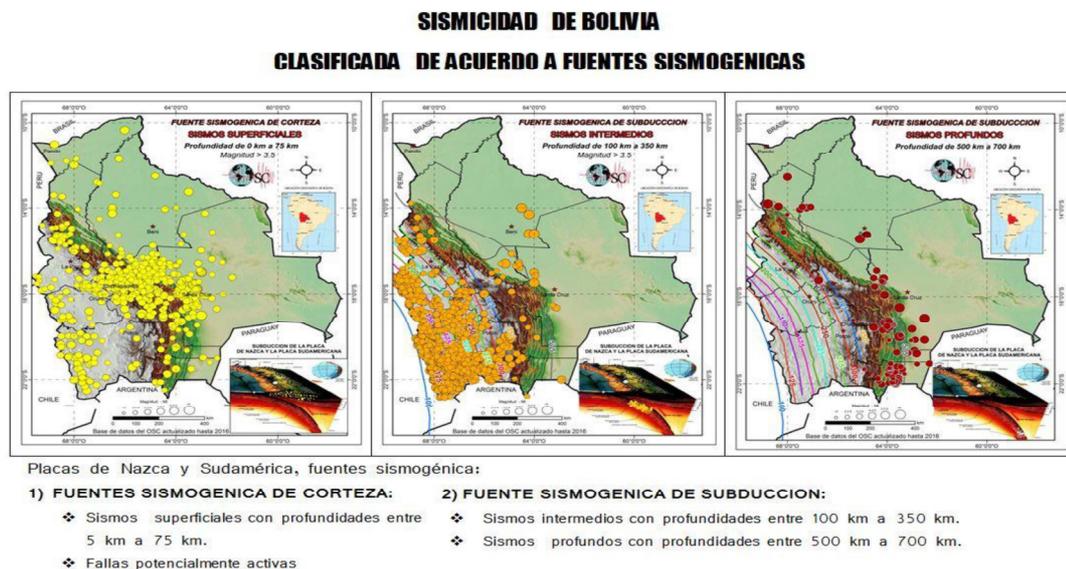


Figura 9.5 Attività sismogenetica della Bolivia – eventi sismico superficiale (pallini gialli) – eventi sismico intermedio (pallini arancioni) – evento sismico profondo (pallini rossi).

Dall’analisi PSHA, la quale definisce la probabilità di superamento, in un certo periodo di tempo, di un determinato parametro scelto, considerando tutti gli scenari attendibili è possibile ricavare lo spettro di accelerazione con probabilità uniforme. Esso viene riportato nel successivo grafico:

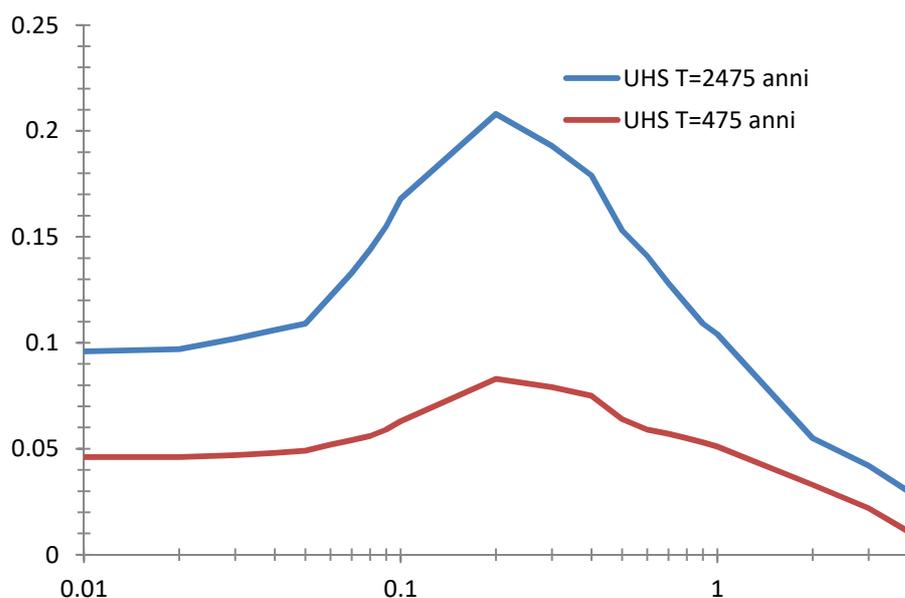


Figura 9.6 Spettro di accelerazione per un periodo di ritorno di 475 anni e 2475 anni.

Il livello sismico “OBE” fa quindi riferimento allo spettro calcolato con un tempo di ritorno di circa 2475 anni. Viceversa, come consiglia la normativa di riferimento americana, per definire le caratteristiche dinamiche del livello “MCE” si è preferito utilizzare un approccio di tipo deterministico. Esso ha portato al confronto le fonti profonde e le fonti superficiali della regione studiata, si presenta di seguito lo spettro di accelerazione ottenuti:

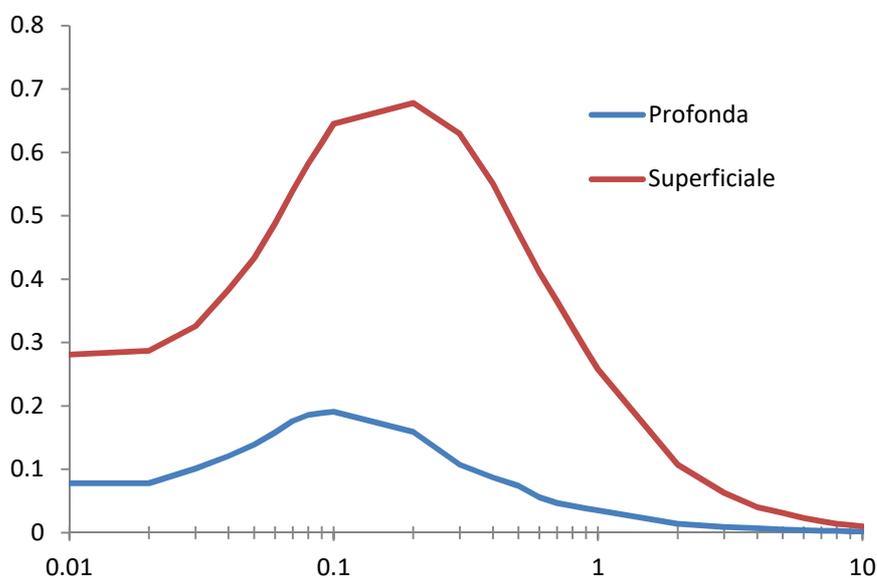


Figura 9.7 Spettro di accelerazione per fonti sismogenetiche profonde e superficiali.

Dai due grafici sovrastanti si intuisce che i valori di accelerazione di picco al suolo stimati sono quelli riportati nella Tabella 9.8 riassuntiva per i due differenti livelli sismici.

Valori di PGA		
OBE	0.1	[g]
MCE	0.3	[g]

Tabella 9.8 Accelerazione di picco al suolo per i due livelli sismici differenti.

Essi rappresentano uno dei parametri fondamentali per la ricerca dei terremoti che possano rappresentare adeguatamente la sismicità della zona studiata. Oltre al valore di picco al suolo è fondamentale, per la scelta degli accelerogrammi, la definizione delle coppie magnitudo-distanza derivanti dalla disaggregazione della pericolosità sismica.

In Allegato B si riportano gli accelerogrammi selezionati durante lo studio sismico sviluppato precedentemente all'inizio dello svolgimento della tesi. Essi vengono utilizzati nei modelli delle analisi dinamiche complesse e più accurate, nei quali si introduce direttamente la storia di accelerazione. Gli accelerogrammi devono essere scalati al fine di ottenere l'accelerazione di picco al suolo riassunta nella Tabella 9.8 sia il livello OBE sia MCE. La normativa USACE prevede che lo spettro di accelerazione dei sismi selezionati sia spettro compatibile con quello di progetto. Si riportano nelle seguenti figure il confronto per quanto riguarda il terremoto operativo di base:

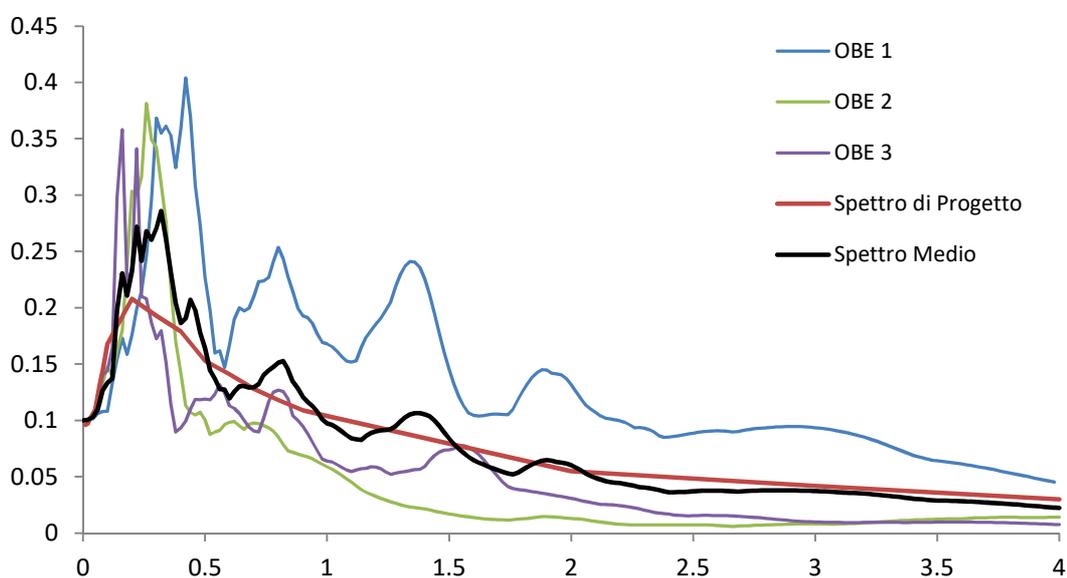


Figura 9.8 Spettro compatibilità - livello sismico OBE.

I sismi sono stati scalati con i seguenti coefficienti per ottenere la PGA pari a 0.1g:

a/a [-]	Fattore di scala [-]
OBE-1	3.70
OBE-2	2.11
OBE-3	2.63

Tabella 9.9 Fattori di scala - livello OBE.

Allo stesso modo si riporta la spettro-compatibilità per il livello sismico "MCE" che raffigura il massimo terremoto credibile della zona di studio:

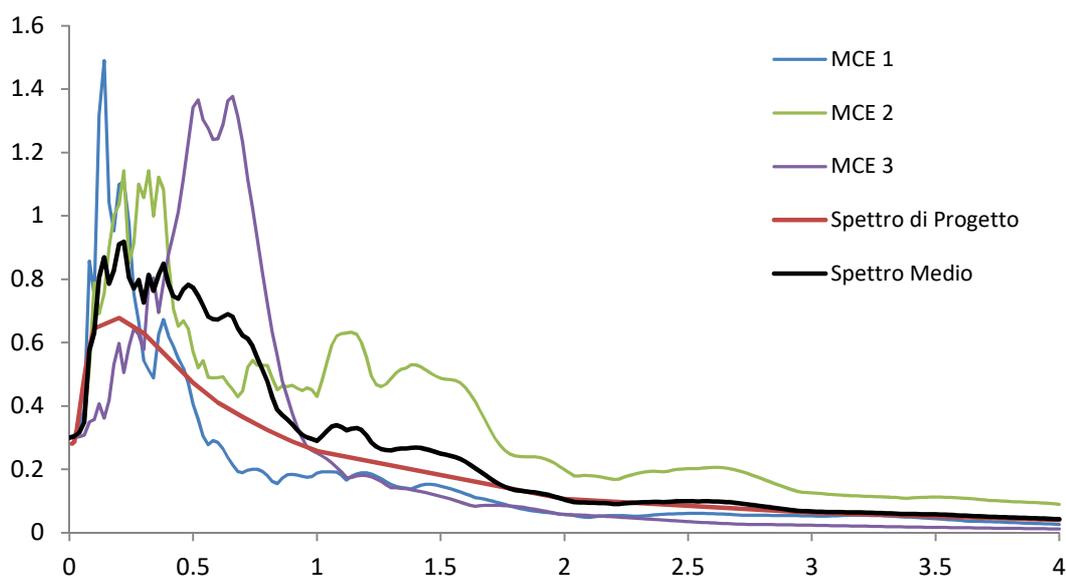


Figura 9.9 Spettro compatibilità - livello sismico MCE.

E i fattori di scala utilizzati per portare il valore di accelerazione di picco al suolo al valore di 0.3g sono riassunti nella seguente tabella:

a/a [-]	Fattore di scala [-]
MCE-1	1.46
MCE-2	3.14
MCE-3	2.69

Tabella 9.10 Fattori di scala - livello MCE.

PARAGRAFO 9.4 - ANALISI DI STABILITÀ

Nel presente capitolo viene descritto la modalità con cui si effettuano le verifiche di stabilità della diga in esame. La metodologia dell'analisi è descritta nel Capitolo 5. Vengono quindi presentati i calcoli delle sollecitazioni agenti sulla struttura derivanti dalla spinta

idrostatica , dal peso proprio della diga, dalla sottopressione e dalle forze d'inerzia e spinta idrodinamica.

Le combinazioni analizzate sono le 11 presentate nei capitoli precedenti. Esse sono composte da tre principali gruppi: Condizione di carico Usuale, Condizione di carico Inusuale e Condizione di carico estrema. Va osservato però che, per la sezione di dimensioni ridotte, le combinazioni 3 e 4 non sono state considerate in quanto il livello di acqua a valle è stato assunto costante e non presenta una variazione tra il livello massimo e il livello operativo.

Vengono illustrate quindi le principali caratteristiche e metodi di calcoli del software utilizzato per lo studio del corpo diga. Successivamente si introducono i parametri di progetto richiamando i dati di input delle combinazioni di carico richieste dal programma. Infine si valutano i risultati ottenuti mettendo a confronto i fattori di sicurezza ricavati con i limiti imposti dalla normativa americana.

9.4.1 - Descrizione software utilizzato CADAM

Il programma CADAM (Computer Analysis of DAMs), sviluppato dal Politecnico di Montreal, è utilizzato per il processo di calcolo. Esso è stato creato principalmente per fornire un supporto all'apprendimento dei principi base del calcolo della stabilità delle dighe. Questo strumento permette di calcolare l'equilibrio limite e le tensioni agenti sulle superfici di discontinuità. Il software definisce il fattore di sicurezza e lo stato tensionale non solo per la superficie di contatto tra fondazione e struttura ma anche per ogni singolo piano creato all'interno della diga. Il risultato più importante e di maggior interesse risulta essere però quello relativo all'interfaccia tra roccia e diga. Il software CADAM esegue anche il calcolo dei carichi idraulici per i vari livelli considerati, della spinta dei sedimenti, della sotto spinta (uplift) e carichi sismici seguendo gli approcci di varie normative tra le quali quelle presentate da USBR (US Bureau of Reclamation) e da USACE (United States Army Corps of Engineers).

I materiali vengono definiti attraverso alcuni parametri fondamentali sia per il calcestruzzo sia per la roccia di fondazione, inoltre è necessario inserire le caratteristiche di resistenza delle discontinuità o delle interfacce ,esprimibili attraverso il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il programma ha le seguenti capacità di calcolo:

- Analisi statica: in cui è possibile effettuare il calcolo della spinta a valle e a monte dell'acqua, della sotto spinta idraulica e della pressione dei sedimenti
- Analisi sismica: utilizza il metodo pseudo-statico per determinare l'intensità delle forze d'inerzia e della spinta dinamica dell'acqua a contatto con la superficie della diga.

Il programma restituisce come output i fattori di sicurezza relativi allo scorrimento, ribaltamento e sollevamento. Essi sono confrontati direttamente con i limiti imposti dalla Normativa.

9.4.2 - Geometria CADAM – Sezione 0+200

La geometria considerata nella seguente analisi è la sezione 0+200 km della diga. Essa è illustrata nel dettaglio nel Paragrafo 9.2 “Geometria della Diga in RCC”. Si riporta la Tabella 9.11 riassuntiva dei dati geometrici che caratterizzano la sezione in esame:

Dati geometria CADAM - Sezione 0+200		
Larghezza base sezione	91	m
Quota fondazione	304	m
Quota altezza diga	404	m
Quota cambio pendenza U/S	376	m
Quota cambio pendenza D/S	400	m
Inclinazione faccia a monte	11	°
Inclinazione faccia a valle	37	°

Tabella 9.11 Dati geometrici sezione CADAM - 0+200.

Il software non permette una rappresentazione dettagliata della geometria reale della costruzione, esso crea un modello semplificato con particolari restrizioni. In particolare l'interfaccia grafica richiede che siano impostati alcune distanze e quote fondamentali. Si riporta la Figura 9.10 per una maggiore comprensione:

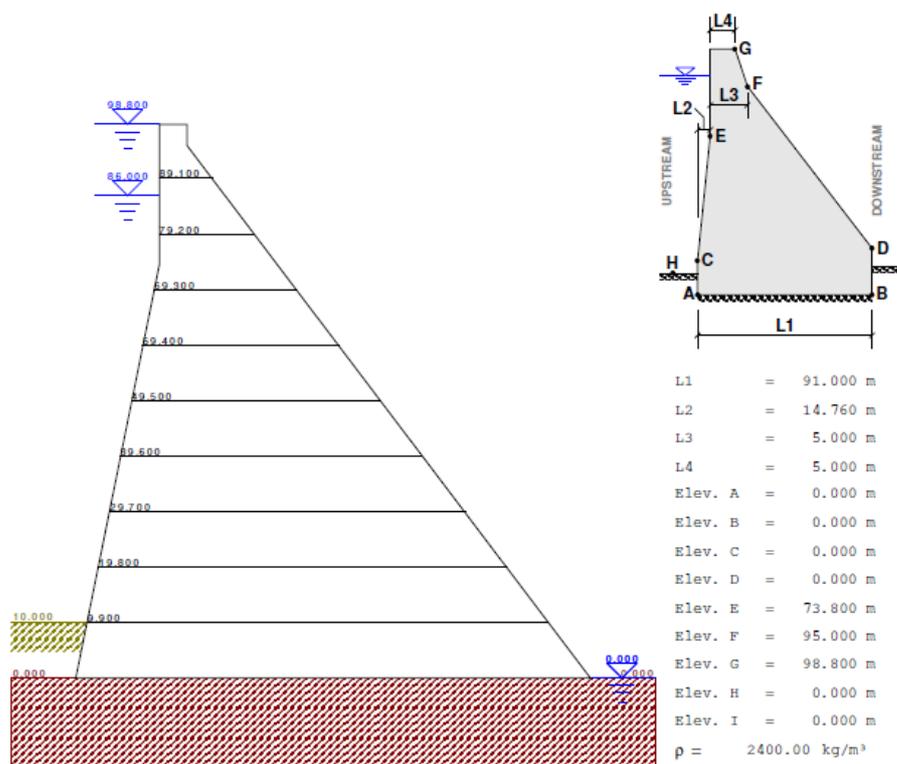


Figura 9.10 Geometria di Input software -interfaccia CADAM.

Il peso proprio del calcestruzzo è stato stimato ad un valore di circa 2400 Kg al metro cubo. In caso di presenza di sfioratori o parti aggiuntive della diga il software permette di inserire masse concentrate che simulano il peso aggiuntivo di queste parti strutturali non direttamente modellabili.

9.4.3 - Proprietà RCC

La miscela di calcestruzzo è costituita da acqua , cemento e materiale inerte in porzioni ben definite dal “mix design”. Attraverso prove in laboratorio è possibile stimare le caratteristiche fondamentali di resistenza sia di provino intatti sia di provini che presentano al loro interno il giunto dovuto al posizionamento in fasi successive del calcestruzzo.

Come annunciato precedentemente Il software richiede, per effettuare le corrette analisi di stabilità, di ipotizzare le proprietà del materiale, come ad esempio la massima tensione di compressione e di trazione del miscela e il criterio di rottura che descrive la resistenza al taglio delle interfacce presenti tra calcestruzzo e calcestruzzo oppure tra calcestruzzo e fondazione. Il calcestruzzo utilizzato nella futura costruzione della diga presenta una resistenza a compressione pari a circa 14 MPa mentre quella a trazione è di circa 1.2 MPa. Si riassumono i dati utilizzati nella tabella successiva:

Proprietà RCC		
peso specifico	2400	Kg/m ³
tensione di compressione	14000	KPa
tensione di trazione	1200	KPa

Tabella 9.12 Proprietà meccaniche RCC –input CADAM.

Per quanto riguarda i parametri di angolo di attrito interno e di coesione, che descrivono il criterio di rottura delle interfacce o discontinuità presenti nel corpo della diga, si è fatto riferimento a diversi casi presenti in letteratura riportati anche nei precedenti capitoli. Si definiscono quindi due differenti involuppi di resistenza, che si rifanno al criterio di Mohr-Coulomb. L'interfaccia tra materiale RCC - RCC è caratterizzata da valori di coesione e angolo di attrito superiori rispetto all'interfaccia presente alla base inferiore della diga. I dati di progetto sono riporta di seguito nella Tabella 9.13:

Proprietà interfaccia RCC-RCC		
Coesione	1200	KPa
Angolo di attrito	50	°
Proprietà interfaccia RCC-fondazione		
Coesione	1000	KPa
Angolo di attrito	60	°
Resistenza a trazione	500	KPa

Tabella 9.13 Parametri di resistenza interfacce - Input CADAM

Il software CADAM permette inoltre di definire la diga a gravità come una successione di blocchi , in questo modo vengono a crearsi le interfacce descritte precedentemente. I giunti sono quindi ad una distanza reciproca di circa 9.9 metri.

9.4.4 - Metodo di calcolo dei carichi

Di seguito sono riportati gli schemi di calcolo dei carichi, sia statici che dinamici, agenti sulla struttura analizzata

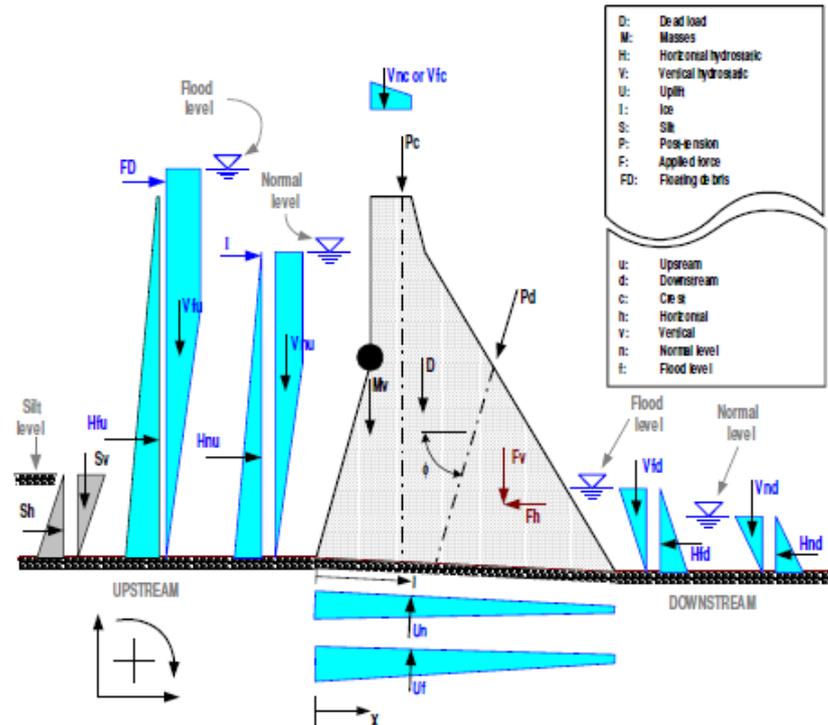
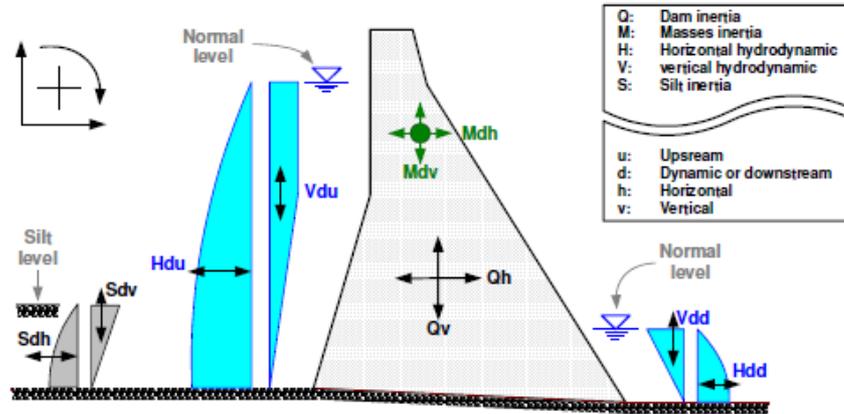


Figura 9.11 Carichi statici considerati

Stress Analysis (Peak accelerations)



Stability Analysis (Sustained accelerations)

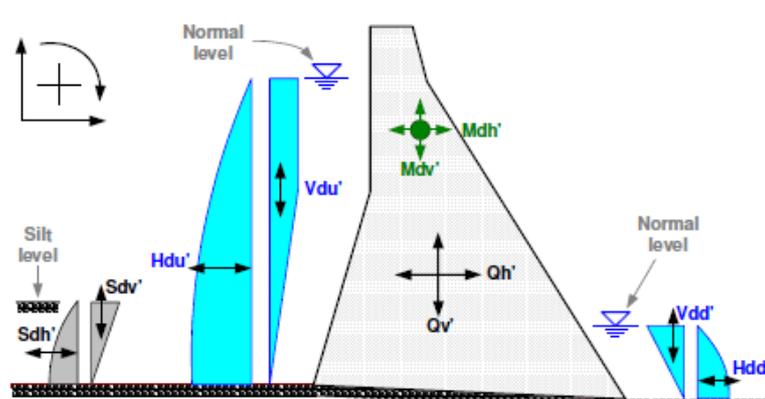


Figura 9.12 Carichi dinamici considerati

Queste immagini permettono di capire facilmente quali sono le forze agenti sulla struttura. Per il caso statico sono riportate le forze del peso della diga, le risultanti delle pressioni idrostatiche a valle e a monte, la pressione dei sedimenti e la sottopressione per quanto riguarda sia il livello operativo che il livello di flusso. È possibile notare, in aggiunta, che la presenza di facce inclinate determinano oltre alle normali pressioni idrostatiche anche una forza verticale che risulta fondamentale per l'analisi di stabilità. Nel caso della presenza del sisma vengono calcolate in aggiunta la forza d'inerzia della corpo diga e delle eventuali masse concentrate e la pressione idrodinamica secondo la teoria di Westergaard.

9.4.5 - Carichi agenti sulla struttura

A questo punto è possibile definire i carichi che gravano sulla diga in calcestruzzo. La prima forza da considerare è il peso proprio della diga. Per determinare la risultate si effettua il seguente calcolo:

$$P_{proprio} = \gamma_{cls} \cdot Volume_{diga} \quad (eq.44)$$

I dati necessari per il calcolo della forza peso sono il peso specifico del calcestruzzo e il volume della diga. I dati sono i seguenti:

Dati di progetto - Peso - Sezione 0+200 km		
peso specifico	2400	Kg/m ³
Volume diga	4422.6	m ³

Tabella 9.14 Dati peso proprio.

Il programma richiede di definire il peso specifico dell'acqua e le quote, sia a valle che a monte, del livello idrico nelle situazioni di serbatoio a regime operativo e di flusso, essi vengono riportati nella seguente tabella:

Dati Spinta Idraulica -Sezione 0+200 km		
peso specifico	9.81	kN/m ³
altezza operativa a monte	86	m
altezza di flusso a monte	96	m
altezza operativa a valle	0	m
altezza di flusso a valle	0	m

Tabella 9.15 livello idraulico per calcolo della spinta dell'acqua.

Con questi dati il software calcola la distribuzione di pressione che si crea sulla faccia a monte e definisce la forza risultate come segue:

$$W_{acqua} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{acqua} \cdot H^2 \quad (eq.45)$$

Dove “H” rappresenta il livello idrico del serbatoio.

Inoltre, come nel caso corrente, calcola il peso verticale dell’acqua quando la faccia a monte è inclinata leggermente verso valle. Questa forza risulta essere stabilizzante in quanto concorde in verso alla forza peso della diga.

Nello stesso modo sono definiti i dati di ingresso relativi al carico indotto dai sedimenti a monte della diga. Il materiale considerato viene modellato all’interno dell’analisi come un fluido ma con peso specifico più elevato, in questo caso pari a 1400 Kg al metro cubo, definito come la differenza tra il peso totale dei sedimenti meno il peso dell’acqua. La seguente formula definisce la forza esercitata dai sedimenti sulla diga:

$$S_{silt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{silt} \cdot H^2_{silt} \quad (eq.46)$$

Dove “H_{silt}” è la quota del livello dei sedimenti, esso viene estrapolato dallo studio idrogeologico e ambientale effettuato dall’azienda. Si riporta di seguito la Tabella 9.16 del “set” di parametri impostato:

Dati Spinta dei Sedimenti - Sezione 0+200 km		
peso specifico	14	kN/m ³
altezza dei sedimenti	10	m

Tabella 9.16 Dati di input dei sedimenti.

Ultimo carico da considerare è il sisma. Nel software il terremoto viene considerato attraverso il calcolo pseudo-statico delle forze dinamiche, esso prevede l’utilizzo di un coefficiente semplificato in funzione dell’accelerazione di picco al suolo agente alla base della diga. L’evento sismico produce quindi una forza d’inerzia e una distribuzione idrodinamica. In particolare la prima di queste forze viene determinata attraverso la seguente equazione:

$$I_{diga} = W \cdot \alpha \quad (eq.47)$$

La forza così determinata viene applicata dal software nel baricentro geometrico della sezione, in quanto tutta la costruzione possiede caratteristiche omogenee

Mentre per il calcolo della distribuzione parabolica delle pressioni idrodinamiche si fa riferimento alla teoria di Westergaar. L'integrazione della pressione lungo l'altezza permette di stimare la forza totale della spinta idrodinamica che risulta pari a:

$$P_{ew} = \frac{7}{12} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (eq.48)$$

Essendo una distribuzione di tipo parabolico la risultante è posizionata ad una altezza pari a due quinti della quota idraulica considerata.

I livelli sismici considerati sono due:

- OBE - operating basic earthquake
- MCE - maximum credible earthquake

Il valore del coefficiente utilizzato per i due livelli sono rispettivamente 0.067 e 0.2 i quali sono stati ricavati come i due terzi del valore dell' accelerazione di picco al suolo dedotti dallo studio di pericolosità sismica del sito. Vengono riportati nella Tabella 9.17 i parametri di input per il calcolo delle forze sismiche:

Dati Carico Sismico - Sezione 0+200 km		
peso specifico	2400	Kg/m ³
Volume diga	4422.6	m ³
Coefficiente sismico OBE	0.067	-
Coefficiente sismico MCE	0.2	-
Altezza idraulica operativa	86	m

Tabella 9.17 Dati per il calcolo delle forze sismiche.

Con questi dati è possibile effettuare lo studio di stabilità preliminare della diga seguendo le combinazioni richiamate precedentemente.

9.4.6 - Calcolo dei fattori di sicurezza – CADAM

I fattori di sicurezza ricavati dal software CADAM devono essere maggiori dei limiti imposti da normativa americana, in particolare ai documenti redatti da USRB e da USACE. Le verifiche da effettuare nell'analisi all'equilibrio limite sono: verifica a scivolamento, ribaltamento e sollevamento. Nel Capitolo 5 "Analisi di stabilità" presentato nella metodologia viene descritto come determinare i coefficienti di sicurezza. Fare riferimento inoltre al manuale dell'ingegnere "EM 1110-2-2200".

9.4.6.1 Fattori di sicurezza allo scivolamento

Il fattore di sicurezza allo scorrimento è definito come il rapporto tra la forza di taglio resistente e la forza di taglio agente valutati lungo una superficie. La prima viene determinata attraverso il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, la quale pone in relazione il taglio resistente con la forza normale agente sul piano considerato, una volta definiti i parametri di coesione e angolo di attrito. Nel termine a denominator, cioè la forza di taglio agente, rientrano tutte le forze agenti in direzione parallela alla discontinuità. Quanto appena descritto può essere rappresentato dalla seguente formulazione:

$$FS_{scivolamento} = \frac{T_F}{T} = \frac{(N \tan \varphi + cL)}{T} \quad (eq.49)$$

Risulta evidente quindi che il peso della struttura e la larghezza della base se elevati creano un aumento del fattore di sicurezza. Al contrario tutte le forze agenti (spinta idrostatica e idrodinamica a monte, pressione dei sedimenti e forze d'inerzia) diminuiscono il fattore di sicurezza così calcolato.

9.4.6.2 Fattore di sicurezza al ribaltamento

Il software CADAM determina il fattore di sicurezza per quanto riguarda il ribaltamento come rapporto tra il momento stabilizzante e il momento destabilizzante. Il report pubblicato nel 1976 da USBR infatti sostiene che il fattore di sicurezza possa essere stimato con la seguente equazione:

$$FS_{ribaltamento} = \frac{\sum M_{stabilizzante}}{\sum M_{instabilizzante}} \quad (eq.50)$$

Anche in questo caso l'unica forza che permette l'aumento del fattore di sicurezza è la risultante del peso proprio, tutte le altre forze risultano essere instabilizzanti.

9.4.6.3 Fattore di sicurezza al sollevamento

L'ultimo controllo da effettuare è la verifica a sollevamento. Essa risulta di facile definizione in quanto è rappresentata dal rapporto tra le forze verticali e la forza risultante della distribuzione di pressione della sotto spinta idraulica, che si viene a creare alla base della diga. L'equazione che definisce il fattore di sicurezza è la seguente:

$$FS_{sollevamento} = \frac{\sum V}{U} \quad (eq.51)$$

Si noti che nel caso presente, poiché la sezione possiede una leggera inclinazione della faccia a monte, viene a crearsi un cuneo d'acqua. Esso deve essere preso in conto nel calcolo di tutti i fattori di sicurezza appena descritti come una forza stabilizzante della diga.

9.4.7 - Risultati – Analisi di Stabilità – CADAM – Sezione 0+200 km

Una volta impostati tutti i dati geometrici, le proprietà dei materiali, gli involucri di resistenza e i carichi di progetto il software CADAM in automatico effettua il calcolo dei fattori di sicurezza per ogni strato di RCC definito. Dall'output del software è possibile estrapolare due fondamentali immagini:

- L'immagine che raffigura la combinazione considerata e quindi i carichi di progetto utilizzati.
- L'immagine del punto di applicazione delle forze risultanti e dei fattori di sicurezza per ogni superficie di contatto definita.

Considerando, ad esempio, la combinazione numero 1 i risultati ottenuti sono i seguenti:

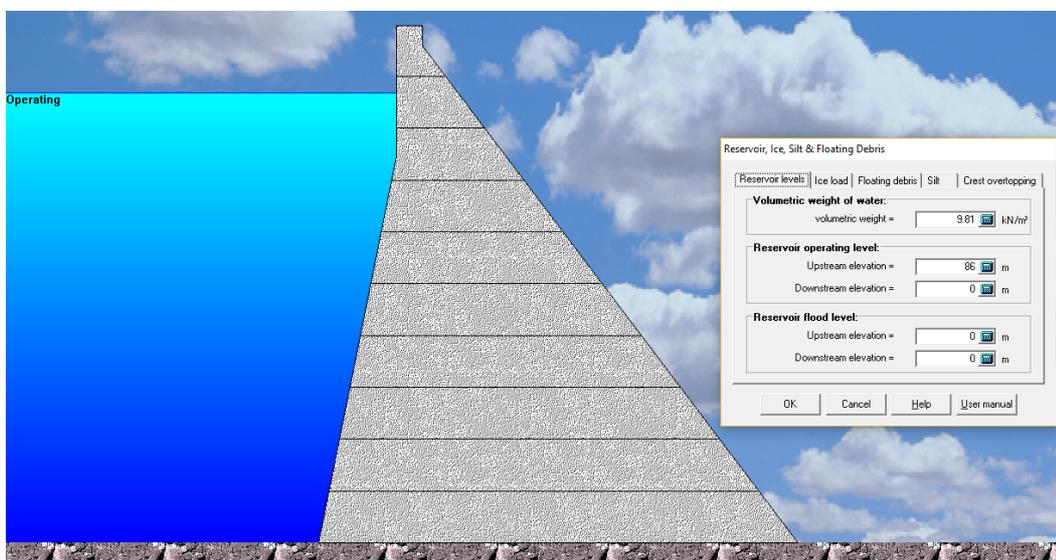


Figura 9.13 Condizione di carico - combinazione 1.

La Figura 9.13 propone un livello idrico pari a circa 86 metri agente sulla diga in esame. Il software CADAM effettua le valutazioni di stabilità per tutte le superfici e calcola il fattore di sicurezza. Nella Figura 9.14 particolare attenzione deve essere posta per i valori di

SSF(peak), OSF(d/s) e USF a livello della fondazione. Essi sono rispettivamente i coefficienti di sicurezza allo scorrimento, ribaltamento e sollevamento.

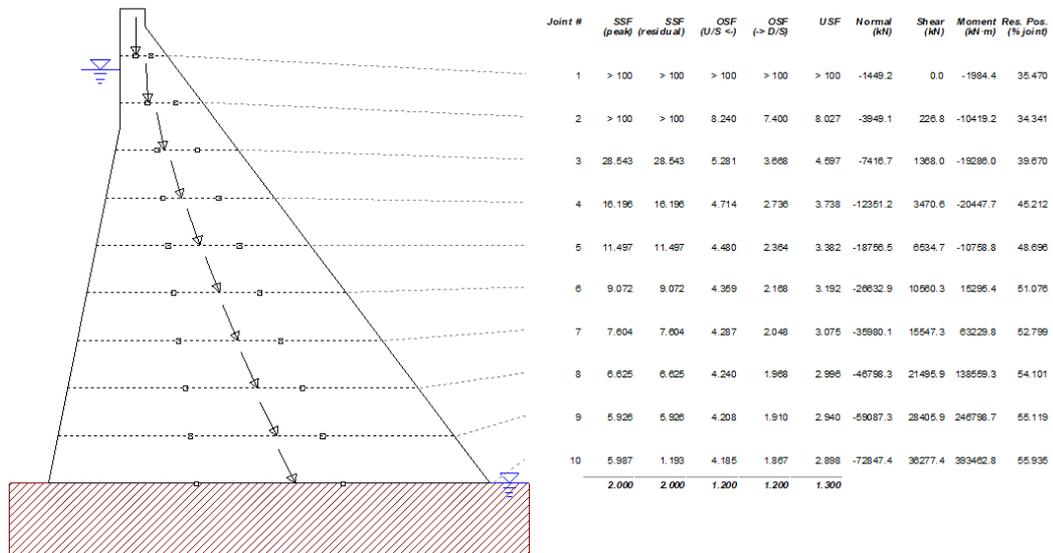


Figura 9.14 Combinazione 1 - fattori di sicurezza.

Le rimanenti combinazioni sono riportate in Allegato C. La normativa americana prevede che i fattori di sicurezza, per le diverse verifiche, siano maggiori di determinati valori prestabili. In particolare si è deciso di far riferimento a quanto riportato dalla normativa USBR che prevede i seguenti fattori di sicurezza minimi:

Fattori di sicurezza richiesti alla base della diga			
combinazione di carico	Usuale	Inusuale	Estrema
Scorrimento	2	1.7	1.3
Rbaltamento	1.2	1.1	1.1
Sollevamento	1.3	1.2	1.1

Tabella 9.18 Fattori di sicurezza richiesti.

Avendo effettuato tutte le analisi richieste per le diverse combinazioni è ora possibile riportare il confronto diretto tra il fattore di sicurezza calcolato e quello richiesto dalla regolamentazione vigente. Per una semplice interpretazione si riportano i dati ricavati nelle seguenti tabelle riassuntive:

Condizione di Carico	Combinazione di Carico	Fs Scorrimento (normativa)	Fs Scorrimento (analisi)	
Usuale	COMB 1	2.0	5.98	OK
	COMB 2	2.0	5.88	OK
Inusuale	COMB 3	1.7	-	OK
	COMB 4	1.7	-	OK
	COMB 5	1.7	4.75	OK
	COMB 6	1.7	4.68	OK
Estrema	COMB 7	1.3	39.07	OK
	COMB 8	1.3	3.23	OK
	COMB 9	1.3	3.2	OK
	COMB 10	1.3	4.69	OK
	COMB 11	1.3	4.62	OK

Tabella 9.19 Fattore di Sicurezza - Scorrimento - CADAM

Condizione di Carico	Combinazione di Carico	Fs Ribaltamento (normativa)	Fs Ribaltamento (analisi)	
Usuale	COMB 1	1.2	1.87	OK
	COMB 2	1.2	1.87	OK
Inusuale	COMB 3	1.1	-	OK
	COMB 4	1.1	-	OK
	COMB 5	1.1	1.71	OK
	COMB 6	1.1	1.71	OK
Estrema	COMB 7	1.1	>100	OK
	COMB 8	1.1	1.46	OK
	COMB 9	1.1	1.46	OK
	COMB 10	1.1	1.58	OK
	COMB 11	1.1	1.59	OK

Tabella 9.20 Fattore di Sicurezza - Ribaltamento – CADAM

Condizione di Carico	Combinazione di Carico	Fs Sollevamento (normativa)	Fs Sollevamento (analisi)	
Usuale	COMB 1	1.3	2.9	OK
	COMB 2	1.3	2.9	OK
Inusuale	COMB 3	1.2	-	OK
	COMB 4	1.2	-	OK
	COMB 5	1.2	2.9	OK
	COMB 6	1.2	2.9	OK
Estrema	COMB 7	1.1	>100	OK
	COMB 8	1.1	2.9	OK
	COMB 9	1.1	2.9	OK
	COMB 10	1.1	2.63	OK
	COMB 11	1.1	2.63	OK

Tabella 9.21 Fattore di Sicurezza - Sollevamento – CADAM

Come si può dedurre, dalle tabelle qui sopra riportate, tutti i fattori di sicurezza per ogni singola combinazione sono ampiamente superiori ai limiti, indicando in questo modo che la geometria utilizzata per la costruzione della diga possiede caratteristiche adeguate nei riguardi della stabilità. Lo studio qui proposto è stato effettuato in contemporanea anche per la sezione di dimensioni maggiori. Si riporta per completezza Figura 9.15 relativa alla combinazione numero 9 (soggetta al sisma di intensità maggiore e sono presenti i sedimenti a monte) nella quale si evidenzia il rispetto dei limiti imposti da normativa:

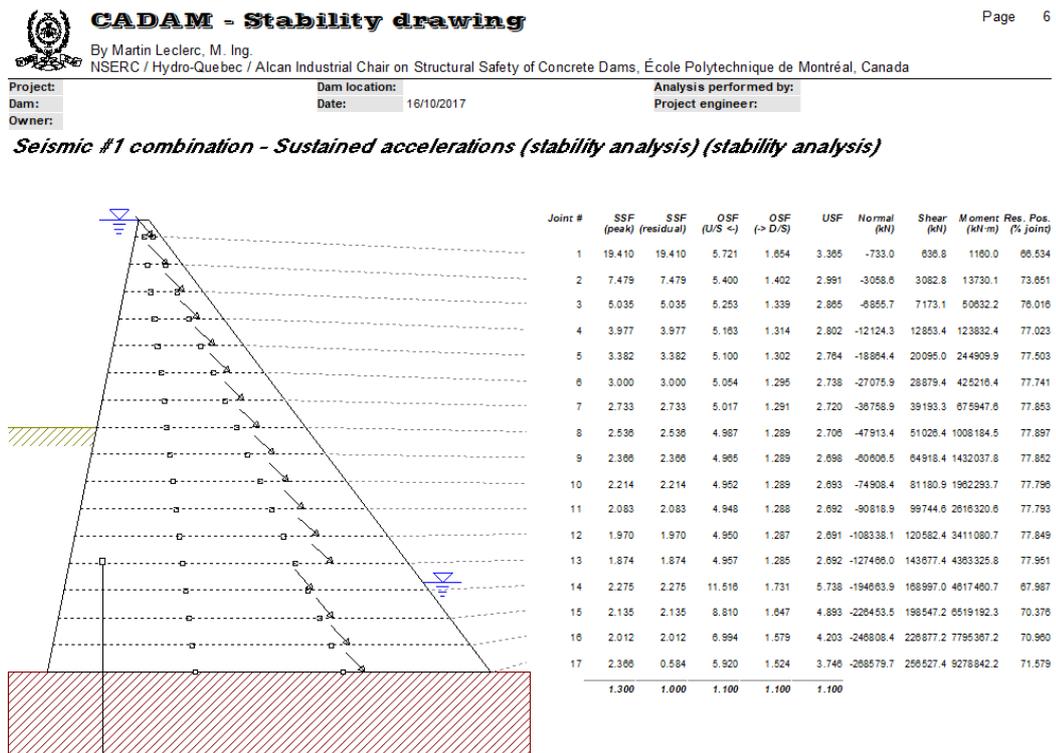


Figura 9.15 Combinazione 9 - fattori di sicurezza – sezione 0+333 km.

PARAGRAFO 9.5 - CALCOLO TENSIONALE

Con il software a disposizione (CADAM) è inoltre possibile avere una prima idea del livello tensionale presente nei piani orizzontali che descrivono gli strati di costruzione della diga in RCC. In questi punti di discontinuità è possibile definire il valore dello sforzo normale e del momento flettente. Si utilizza la seguente formulazione di presso flessione per identificare la distribuzione lineare di tensione sull'interfaccia considerata

$$\sigma_v = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{I} \quad (eq.52)$$

Dove "A" in questo caso è rappresentata dalla lunghezza del piano per una profondità unitaria e "I" è l'inerzia geometrica del piano. Il valore di Sforzo Normale "N" è definito come la somma di tutte le forze verticali agenti compresa la sotto-spinta dell'acqua (uplift), mentre il Momento Flettente "M" è la somma dei momenti di tutte le forze agenti rispetto al punto centrale della base considerata.

In particolare, nello studio effettuato, si considera come interfaccia principale quella presente alla base della costruzione. In questo modo si valuta il valore massimo di tensione per le differenti combinazioni.

La normativa USACE EM 1110-2-2200 riporta una tabella riassuntiva dei limiti di compressione e trazione massimi accettabili nel calcestruzzo. I valori sono in funzione della tipologia di mix del calcestruzzo utilizzato e in particolare fanno riferimento alla resistenza a compressione e trazione di progetto pari rispettivamente a 14 MPa e 1.2 MPa. La Tabella 9.22, riportata di seguito, è quella che riassume i valori di tensione accettabili:

Calcestruzzo - limiti tensionali		
Combinazione [-]	Compressione [MPa]	Trazione [MPa]
Usuale	$0.3 f'_c$	0
Inusuale	$0.5 f'_c$	$0.9 f'_t$
Estrema	$0.9 f'_c$	$1.3 f'_t$

Tabella 9.22 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.

Qui di seguito si riporta la Figura 9.16 che restituisce il software all'equilibrio limite (CADAM). È possibile individuare le distribuzioni lineari presenti tra le interfacce di contatto calcestruzzo- calcestruzzo o calcestruzzo-fondazione:



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project:	Dam location:	Analysis performed by:
Dam:	Date: 23/08/2017	Project engineer:
Owner:		

Usual combination (effective stress analysis)

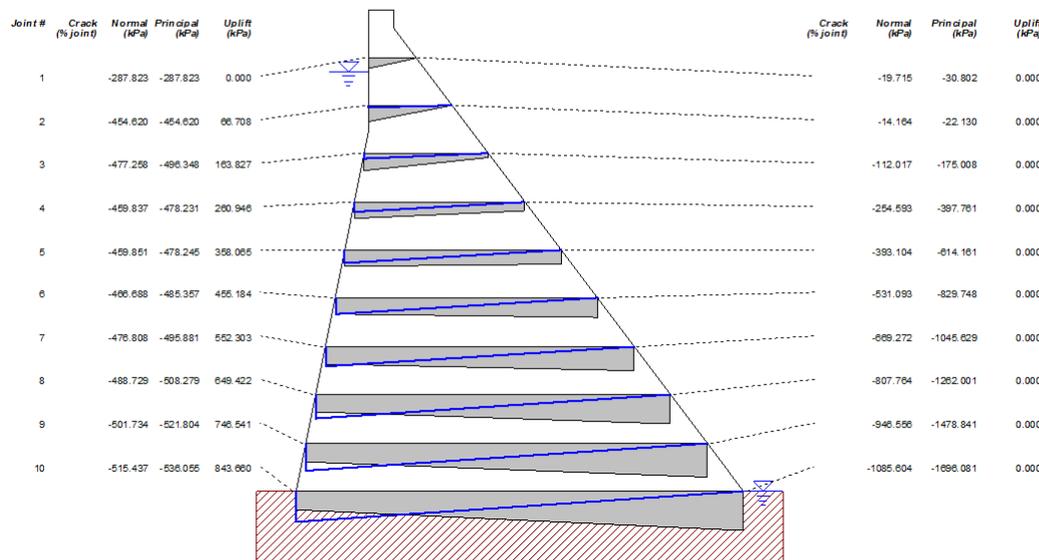


Figura 9.16 distribuzione tensionale interfacce - combinazione 1.

Si riportano in Allegato D le rappresentazioni grafiche relative alle rimanenti combinazioni considerati nell'analisi scelta.

Per completezza si riporta la Tabella 9.23 riassuntiva dei valori tensionali di compressione o di trazione agenti sulla fondazione della costruzione mettendoli a confronto diretto con i valori limiti dettati dalla normativa americana.

Condizione di Carico	Combinazione di Carico	Tensione di trazione ammissibile USACE (kPa)	Tensione di compressione ammissibile USACE (kPa)	Tensione a monte della diga (fondazione kPa)	Tensione a valle della diga (fondazione kPa)
USUAL	COMB 1		$0.3 \times f'c = -4200$	-515.44	OK
	COMB 2			-519.83	OK
	COMB 3			-	OK
INUSUAL	COMB 4	$0.9 \times ft = 1080$	$0.5 \times f'c = -7000$	-	OK
	COMB 5			-287.2	OK
	COMB 6			-291.5	OK
	COMB 7			-1993.5	OK
EXTREMA	COMB 8			168.89	OK
	COMB 9	$1.3 \times ft = 1560$	$0.9 \times f'c = -12600$	164.92	OK
	COMB 10			-178.65	OK
	COMB 11			-183.04	OK

Tabella 9.23 Verifica valori tensionali - software CADAM.

Come è possibile notare facilmente i valori di compressione agenti sulla l'interfaccia tra calcestruzzo e roccia di fondazione sono ben al di sotto dei valori limiti imposti dalla

normativa per tutte le combinazioni analizzate. Il medesimo ragionamento è stato applicato alla sezione con coordinate 0+333 km. Questo preliminare studio è adatto a valutare in via approssimativa se vi siano dei problemi di trazione e/o compressione eccessiva nel calcestruzzo. È però necessario effettuare un'analisi più approfondita utilizzando software agli elementi o differenze finite per valutare correttamente l'andamento tensionale all'interno della costruzione idraulica.

PARAGRAFO 9.6 - ANALISI TENSIONALE

Nel precedente Capitolo 6 si è introdotto il discorso relativo alla valutazione dello stato tensionale presente all'interno del corpo diga. In questo capitolo si vuole approfondire questo particolare aspetto valutandolo in modo più accurato e preciso possibile. Si faccia riferimento, per quanto riguarda la metodologia dei calcoli qui di seguito presentati, al Capitolo 6 "Analisi tensionale".

Per effettuare tale studio si è usufruito del software di calcolo alle differenze finite FLAC 2D che permette di analizzare in dettaglio alcuni aspetti trattati in maniera preliminare col software CADAM. In esso viene implementata la geometria complessiva della costruzione la quale risulta essere più rappresentativa della realtà.

Nel presente paragrafo si descrive brevemente il software utilizzato e la geometria impostata nel modello numerico per valutare correttamente la risposta della costruzione idraulica. Si mostrano le proprietà dei materiali e i dati di progetto per la definizione dei carichi agenti. Per considerare tutti i possibili scenari di carico si fa riferimento alle combinazioni descritte nel Capitolo 5 "Analisi di Stabilità" presente nella prima parte della tesi.

Si effettua in primi una piccola descrizione del software utilizzato per lo studio di stabilità (FLAC 2D), successivamente si presentano i dati di progetto utilizzati come ad esempio caratteristiche meccaniche, carichi di progetto e in fine si riportano i dati ricavati, confrontandoli con quanto stabilito dalla normativa Americana.

Per questa tipologia di analisi si fa utilizzo ancora del metodo del coefficiente sismico al fine di considerare le sollecitazioni indotte dal terremoto sulla diga. Nella parte finale del paragrafo è presentata la Tabella 9.29 riassuntiva che mette a confronto diretto le tensioni ricavate nelle diverse condizioni di carico con le tensioni ammissibili del calcestruzzo.

9.6.1 - Descrizione software utilizzato FLAC 2D

Il programma di calcolo alla differenze finite FLAC è stato utilizzato per la determinazione delle tensioni all'interno della diga. Esso risulta essere uno dei principali software di progettazione in ambito geotecnico e permette di ricreare, in modo dettagliato, il modello rappresentativo del problema reale. Con esso è possibile effettuare analisi di tipo statico, di flusso d'acqua, sismico e termico. Il programma presenta un'interfaccia per facilitare la modellazione ma si basa principalmente su un codice di programmazione molto complesso ed articolato. In questa prima analisi della diga in RCC non si è ancora utilizzato la capacità del programma di introdurre all'interno del modello una sollecitazione variabile nel tempo che simuli l'evento sismico.

Il programma permette di simulare la costruzione della diga in fasi concatenate riproducendo il posizionamento successivo di strati di calcestruzzo. Allo stesso modo è possibile simulare l'innalzamento del livello idrico. Nel programma di calcolo numerico sono implementate moltissime leggi costitutive e criteri di rotture adatte a descrivere il comportamento di molti tipi di terreno e rocce. È possibile investigare parametri e variabili come spostamenti, tensioni, velocità, deformazioni e accelerazioni in ogni fase dell'analisi. Il potere di calcolo e la quantità di informazioni ricavabili da questo tipo di programma rendono FLAC uno dei software di progettazione più utilizzati.

9.6.2 - Modello FLAC 2D – Sezione 0+200

La geometria considerata in questa analisi è la sezione 0+200 della diga in esame. Col software FLAC 2D è possibile definire una geometria più realistica e precisa rispetto a quella semplificata di CADAM permettendo un dettaglio maggiore nell'analisi tensionale. Oltre alla modellazione della diga in calcestruzzo si è definito, attraverso elementi quadrilateri, la roccia di fondazione. Per questo motivo il modello finale della diga si presenta come riporta nella seguente immagine:

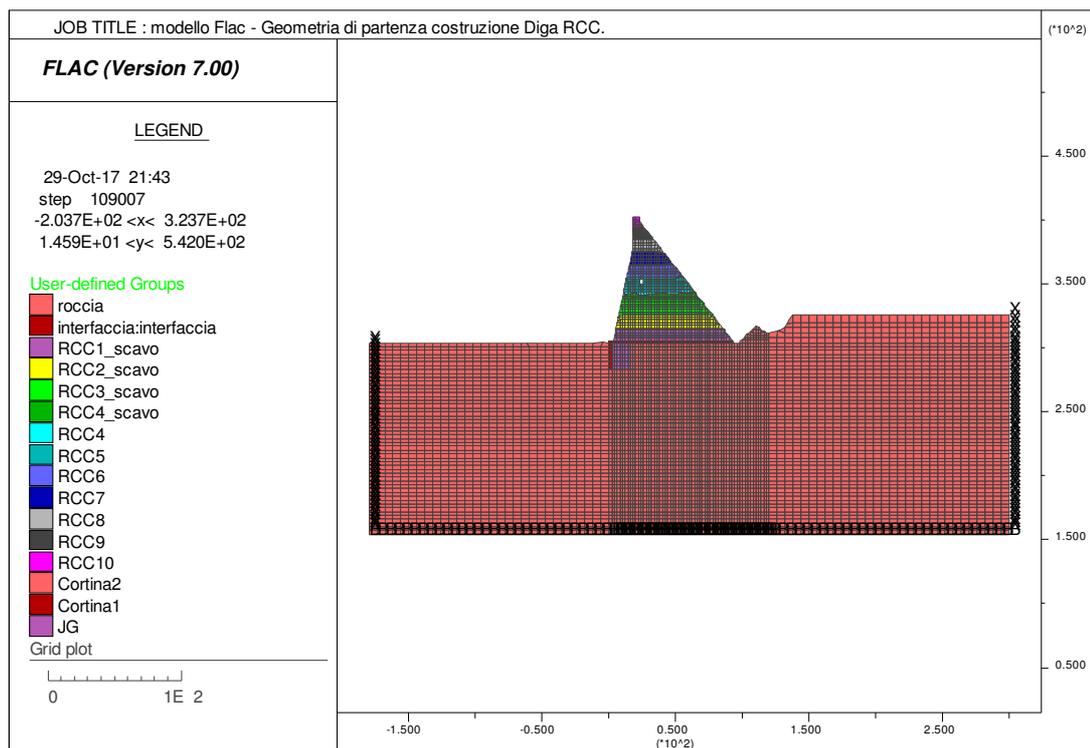


Figura 9.17 Modello FLAC - Geometria costruzione finita.

Come è possibile notare il modello risulta di grandi dimensioni, infatti presenta una spessore della roccia di fondazione pari a circa 150 m , l’altezza della diga è circa 90 metri e i bordi laterali del modello si estendono per oltre 150 metri su ambo i lati. Questo ha permesso di ottenere zone limitrofe le quali non presentano sostanziali influenze della costruzione idraulica. Prima di ottenere il modello, rappresentato della Figura 9.17, è stato effettuato una prima analisi statica in cui vi era il reale andamento della superficie terrestre, successivamente si sono effettuati degli scavi nella roccia per il posizionamento futuro della fondazione della diga. A questo punto si sono annullati gli spostamenti e le velocità mantenendo però lo stato tensionale geostatico della roccia. Infine si è simulata la costruzione della diga in RCC attraverso l’introduzione di strati di calcestruzzo di circa 10 metri ottenendo la costruzione della diga completa. Il risultato è quello di un terreno che presenta uno stato tensionale geostatico nelle parti laterali e un’ incremento di tensione nella parte centrale causata dalla presenza della diga stessa.

Il modello possiede dei vincoli orizzontali alle estremità di destra e di sinistra (dalla Figura 9.17 è possibile individuare la lettere “x”) mentre alla base del modello ad una profondità di circa 150 metri dal piano di posa della diga sono presenti delle cerniere le quali impediscono il movimento sia orizzontale che verticale.

9.6.3 - Proprietà del modello FLAC 2D

In FLAC 2D sono implementati differenti modelli che possono descrivere al meglio le proprietà dei materiali. Il modello più semplice è quello lineare elastico il quale richiede la definizione del Modulo di Young “E” e il Coefficiente di Poisson “ν”. Un altro modello comportamentale può essere descritto dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb il quale viene definito attraverso due parametri la coesione “C” e l’angolo di attrito interno “φ”.

Si sono definite nel seguente modello 3 differenti zone con proprietà elastiche e criteri di rottura differenti:

- Roccia di fondazione descritta attraverso il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- L’interfaccia di fondazione che descrive l’interazione presente tra la roccia di fondazione e il calcestruzzo della diga (criterio di rottura Mohr-Coulomb).
- Calcestruzzo della diga definito come un materiale elastico lineare.

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive per quanto riguarda le proprietà della miscela di calcestruzzo e dell’interfaccia tra calcestruzzo e roccia di fondazione:

Caratteristiche della miscela di calcestruzzo		
Densità	2400	Kg/m ³
Modulo E	20.00	GPa
Coeff Poisson	0.20	[-]

Tabella 9.24 Proprietà meccaniche RCC –input FLAC.

Caratteristiche meccaniche interfaccia		
Densità	2400	Kg/m ³
Modulo E	18.00	GPa
Coeff Poisson	0.2	[-]
Coesione	1	MPa
Trazione	0.5	MPa
Angolo φ	60.00	[°]

Tabella 9.25 Proprietà meccaniche interfaccia –input FLAC.

Mentre le proprietà della roccia sono riassumibili nei seguenti parametri riportati in Tabella 9.26:

Caratteristiche meccaniche roccia		
Densità	2400	Kg/m ³
Modulo E	18.00	GPa
Coeff Poisson	0.2	[-]
Coesione	2.8	MPa
Angolo ϕ	52.00	[°]

Tabella 9.26 Proprietà meccaniche roccia –input FLAC.

È possibile notare come l'interfaccia presenti le medesime caratteristiche elastiche della roccia ma possieda dei parametri inferiori per quanto riguarda il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Questo simboleggia una maggiore fragilità nel punto di contatto tra calcestruzzo e roccia di fondazione dovuto essenzialmente alla non omogeneità del collegamento.

Nello svolgimento dei calcoli non vengono introdotti nel modello elementi rappresentanti l'acqua e i sedimenti, ma per descrivere i carichi agenti sulla struttura si applicano direttamente sulla struttura le distribuzioni di tensioni che siano rappresentative dei livelli dell'acqua, dei sedimenti e della spinta idrodinamica nel caso in cui sia presente il sisma.

9.6.4 - Carichi agenti sulla struttura

Vengono ora analizzati i carichi e le distribuzioni di pressioni agenti sulla struttura in esame. Si ricorda che in questa tipologia di analisi preliminare, in cui il sisma viene definito attraverso il metodo del coefficiente sismico, i carichi sono tutti di tipo statico o statico equivalente. Vengono descritti di seguito tutti i pesi gravanti sulla struttura per tutte le combinazioni riportate nel capitolo 5 di "Analisi di Stabilità".

Peso proprio. All'interno della modellazione il peso proprio della diga è preso in considerazione nel momento in cui si imposta la densità agli elementi che fanno parte della costruzione. Il peso per metro cubo di calcestruzzo è pari a circa 2400 kg.

Pressione statica di valle e di monte. La pressione esercitata dall'acqua sulla faccia a monte e a valle può essere modellato in due modi: il primo consiste nel introdurre nel modello sopra descritto un nuovo "gruppo" avente densità dell'acqua (1000 kg/m³) oppure attraverso l'applicazione della pressione corrispondente sul bordo della diga. Esso deve presentare una distribuzione che varia linearmente con la profondità ed è calcolata come segue:

$$p_{acqua} = \gamma_{acqua} \cdot z \quad (eq.53)$$

Il livello considerato per l'analisi è di 86 metri dal piano campagna.

Pressione statica di flusso. Allo stesso modo la distribuzione di pressione, per i casi di carico numero 10 e 11, in cui il livello considerato è quello di flusso e svuotamento del serbatoio, la pressione è calcolata secondo l'equazione precedente ma l'altezza idraulica è pari a circa 96 metri.

Pressione dei sedimenti a monte. Per quanto riguardano le combinazioni nelle quali deve essere considerato la presenza dei sedimenti a monte della diga si utilizza la seguente formulazione per il calcolo della distribuzione di pressione agente:

$$p_{silt} = \gamma'_{silt} \cdot z \quad (eq.54)$$

L'equazione presentata assume che i sedimenti abbiano il medesimo comportamento dell'acqua, la quale non possiede resistenza al taglio. Il peso specifico efficace nella formulazione è ottenuto dalla differenza tra il peso totale dei sedimenti e il peso dell'acqua. La pressione così definita deve essere sommata alla distribuzione dell'acqua, precedentemente calcolata, per un'altezza di 10 metri dalla base della diga. Il valore addizionale in fondazione dovuto alla pressione dei sedimenti è circa pari a 0.14 MPa.

Essendo stato ipotizzato il comportamento del terreno come quella di un fluido esso, nel momento in cui si simula la presenza del terremoto, è soggetto all'interazione con la struttura con la creazione della distribuzione parabolica di pressione definita da Westergaard.

Sotto pressione idraulica. La sezione della diga considerata non presenta alcun dreno verticale all'interno della costruzione. Per questo motivo l'andamento della pressione di sollevamento agente alla base della costruzione è definita dalla seguente equazione:

$$p_{uplift} = \gamma_w H_2 + \frac{x}{L} \gamma_w (H_1 - H_2) \quad (eq.55)$$

Dove "H₁" e "H₂" sono rispettivamente il livello dell'acqua a monte e a valle, "L" è la lunghezza totale della base e "x" rappresenta la coordinata del punto in cui viene valutata la pressione di sotto-spinta. Essa viene applicata manualmente alla base della diga nel modello presentato precedentemente. La pressione di "Uplift" varia da un valore di 0.86

MPa a 0 MPa dal tacco alla punta della base della diga, per il livello idraulico massimo. Nel caso invece di livello idraulico di flusso il valore di pressione è di 0.96 MPa.

Pressione idrostatica dell'acqua e dei sedimenti. Nelle combinazioni considerate si prevede di tener in conto anche dell'effetto del terremoto sull'acqua e sui sedimenti. Essendo un modello preliminare in cui non si applica una vera storia di accelerazione al corpo diga è necessario rappresentare l'interazione tra diga e serbatoio attraverso una distribuzione di pressione parabolica come quella definita da Westergaard. Per tener in conto dell'intensità del terremoto si utilizza il metodo dei coefficienti sismici i quali sono direttamente proporzionali all'accelerazione di picco al suolo.

Grazie a questo stratagemma si semplifica la pressione esercitata dall'acqua, la quale è variabile nel tempo, con una distribuzione statico equivalente. In particolare essa viene calcolata con la formula di Westergaard generalizzato, il quale metodo permette di tener in conto che la faccia a monte presenta una leggera inclinazione verso valle riducendo in questo modo parzialmente la spinta idrodinamica. L'equazione di riferimento adottata per il calcolo è la seguente:

$$p_{idrodinamica} = \frac{7}{8} \alpha \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{Hz} \cdot \cos^2(\theta) \quad (eq.56)$$

Dove il "α" è il coefficiente sismico che è in funzione dell'accelerazione di picco al suolo, "H" è l'altezza totale del livello idrico, "z" è la profondità dalla superficie dell'acqua e "θ" è l'angolo di inclinazione della diga a monte. In questo modo è possibile calcolare la distribuzione di pressione idraulica da aggiungere a quella idrostatica. Si riportano di seguito i dati di input per il calcolo appena descritto.

Parametri calcolo spinta idrodinamica		
Densità	1000	Kg/m ³
α - OBE	0.1	[-]
α - MCE	0.3	[-]
Angolo θ	11	[°]
Altezza H	86.00	[m]

Tabella 9.27 Parametri calcolo spinta idrodinamica.

Il calcolo così effettuato può essere applicato col medesimo procedimento anche per i sedimenti depositati a monte della diga, gli unici parametri che variano sono il valore di densità pari a circa 1400 kg/m³ e l'altezza totale pari a 10 metri. Questa ulteriore distribuzione deve essere aggiunta a quella statica sia dell'acqua che dei sedimenti.

Forza di inerzia indotte dal sisma. Essendo il modello definito attraverso nodi ed elementi applicare una forza concentrata, rappresentativa delle forze d'inerzia della diga, nel baricentro della struttura comporterebbe una distribuzione degli sforzi non realistica. Per evitare questo inconveniente si è deciso di modificare il valore e la direzione della gravità che non risulta più essere completamente verticale ma possedere una determinata inclinazione verso valle. Con questo escamotage si ipotizza la presenza di una componente di accelerazione orizzontale pari proprio alla "PGA che provoca nella diga una forza agente aggiuntiva. Si riporta la seguente figura per maggior chiarezza:

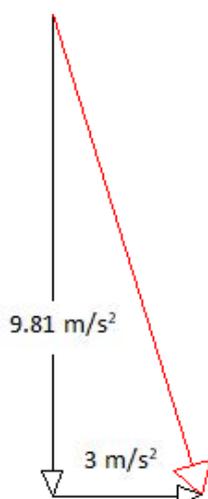


Figura 9.18 Modifica manuale del valore e della direzione della gravità.

9.6.5 - Risultati – Analisi Tensionale – FLAC

Una volta definiti tutti i carichi da applicare si sono ricreati i nove modelli differenti rappresentativi delle combinazioni richieste dalla normativa USACE. Con questo metodo preliminare è possibile aumentare il grado di dettaglio nella determinazione delle tensioni.

Lo stato tensionale verticale e orizzontale presente nel corpo diga è il risultato finale di questa analisi. Il valore di tensione valutato in particolari punti della diga sono messi a confronto con i limiti imposti da normativa. Si riporta come esempio illustrativo la distribuzione di stress per la combinazione numero 1:

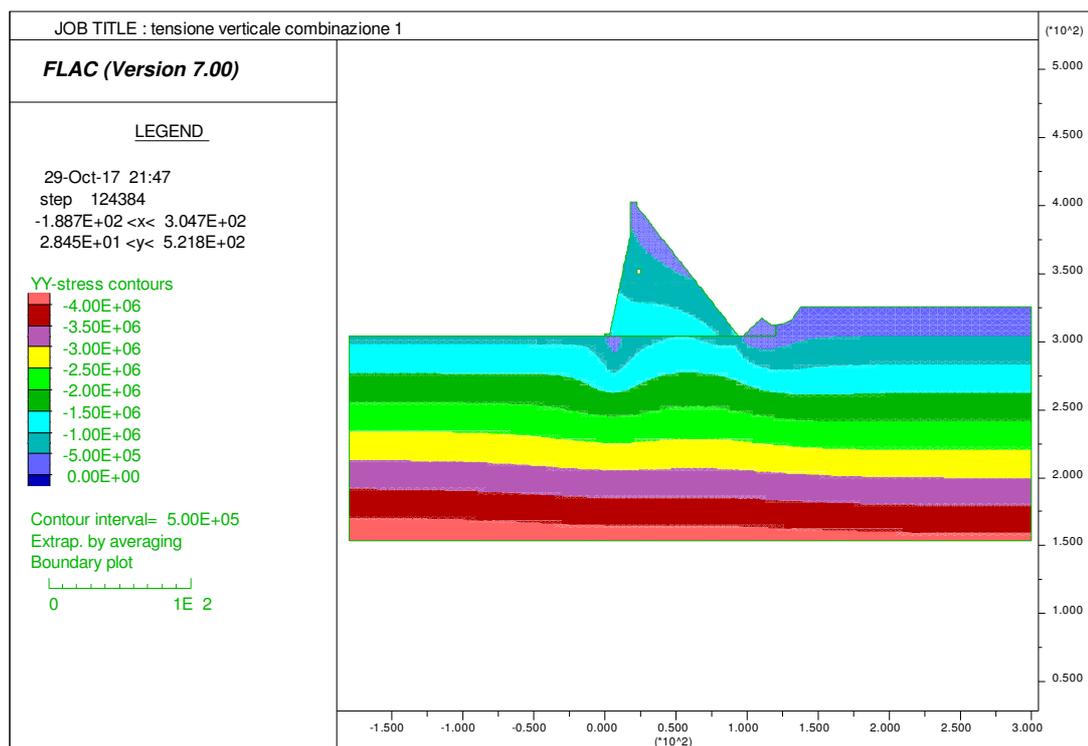


Figura 9.19 Distribuzione di tensione - combinazione 1.

In Allegato E vengono riportate le immagini relative all'andamento di tensione presente all'interno del corpo diga per tutte le nove combinazioni studiate.

Si ricorda inoltre che le medesime valutazioni sono state apportate per la sezione di dimensioni maggiori, nella quale però i valori di livello idrico, dei sedimenti e la distribuzione di pressione idrodinamica sono differenti.

9.6.6 - Verifica tensionale - FLAC

La normativa prevede di andare ad individuare all'interno del corpo diga le tensioni relative al calcestruzzo al fine di valutare se esse siano superiori o inferiori a quelle ammissibili. Questi ultimi valori sono in funzione della resistenza a compressione e trazione della miscela di calcestruzzo utilizzato. Essi sono rispettivamente 14 MPa e 1.2 MPa. Si riporta la Tabella 9.28 con i valori limite da rispettare secondo la normativa EM 1110-2-2200:

Calcestruzzo - limiti tensionali		
Combinazione [-]	Compressione [MPa]	Trazione [MPa]
Usuale	$0.3 f'_c$	0
Inusuale	$0.5 f'_c$	$0.9 f'_t$
Estrema	$0.9 f'_c$	$1.3 f'_t$

Tabella 9.28 Limiti tensionali ammissibili - calcestruzzo.

Si sono quindi investigati i valori di tensioni presente alla base della fondazione a monte e a valle. Questi valori sono riportati nella tabella successiva e messi in confronto con i valori limiti appena presentati.

Condizione di Carico	Combinazione di Carico	Tensione di trazione ammissibile USACE (kPa)	Tensione di compressione ammissibile USACE (kPa)	Tensione a monte della diga (fondazione kPa)		Tensione a valle/monte della diga (fondazione kPa)	
Usuale	COMB 1			-988	OK	-1161	OK
	COMB 2		$0.3 \times f'_c = -4200$	-1004	OK	-1148	OK
	COMB 3			-	OK	-	OK
Inusuale	COMB 4	$0.9 \times f'_t = 1080$	$0.5 \times f'_c = -7000$	-	OK	-	OK
	COMB 5			-908	OK	-1545	OK
	COMB 6			-927	OK	-1536	OK
	COMB 7			-3304	OK	-355	OK
Estrema	COMB 8			-624	OK	-3135	OK
	COMB 9	$1.3 \times f'_t = 1560$	$0.9 \times f'_c = -12600$	-598	OK	-3121	OK
	COMB 10			-917	OK	-1636	OK
	COMB 11			-931	OK	-1640	OK

Tabella 9.29 Verifica tensioni ammissibili.

Dalla Tabella 9.29 appena riporta è possibile evidenziare come la tensione all'interno della diga sia ampiamente entro i limite tensioni accettabili. La verifica tensionale risulta quindi essere soddisfatta.

PARAGRAFO 9.7 - ANALISI DINAMICA

Il principale obiettivo della presente tesi è quello di valutare la risposta dinamica, secondo procedure sofisticate e complesse, della costruzione idraulica in calcestruzzo compatto. Questo paragrafo descrive in dettaglio tutto lo studio particolare che si è condotto nella definizione del modello e nella valutazioni delle informazioni ricavati dall'analisi sismica sviluppata con il programma FLAC 2D.

La normativa richiede di effettuare diversi studi preliminari come ad esempio l'analisi di stabilità oppure l'analisi tensionale pseudo statica equivalente i quali permettono di ottenere informazioni sull'equilibrio della costruzione e sullo sforzo agente nel calcestruzzo

in prima approssimazione. Per piccole dighe e sbarramento queste analisi risultano sufficienti per la progettazione e verifica dell'opera. La normativa di riferimento, in particolare quella predisposta dal U.S.A.C.E, richiede che per dighe di grandi dimensioni o per elevata sismicità del sito di collocamento della costruzione debba essere effettuata un'analisi dinamica completa, come riportato nell'introduzione del capitolo 7. Lo studio precedente permette di ricavare ordini di grandezza delle sollecitazioni agenti, ma per entrare nel merito del reale comportamento della diga è necessario introdurre nello studio storie di accelerazioni o velocità variabili nel tempo per simulare veramente l'evento dinamico.

Nel presente paragrafo come prima cosa viene descritta la capacità del software di introdurre nel modello una sollecitazione di tipo dinamico. Questo permette di effettuare l'analisi sismica in modo adeguato ma al tempo stesso è importante controllare meticolosamente il modello per assicurarsi che esso sia calibrato adeguatamente e non riporti soluzioni incoerenti. La seconda parte riguarda proprio la validazione del modello, in cui si analizza il comportamento dinamico della diga valutando se parametri come accelerazione, spostamenti, velocità e deformazioni siano coerenti con quanto si è ipotizzato in partenza.

Solo successivamente, dopo che si è accertato che il modello è impostato correttamente per supportare analisi sismiche, è possibile definire le proprietà dinamiche dei materiali e i dati di progetto che rientrano nello studio. Attraverso varie analisi, nelle quali la modellazione dell'interazione tra diga e serbatoio è definita con metodi differenti, si valuta la variazione dei parametri di controllo definiti dalla normativa EM 1110-2-6051. L'utilizzo nelle simulazioni finali di tre differenti eventi sismici causa una variazione nel comportamento della struttura, si valuta quindi anche in questo caso l'influenza delle caratteristiche intrinseche dei terremoti sul modello.

9.7.1 - Considerazioni Dinamiche del Modello

Nel programma FLAC 2D è possibile simulare la presenza del sisma attraverso l'applicazione di:

- una storia di accelerazione;
- una storia di velocità;

- una storia di tensione o pressione;
- una storia di forze;

Essi possono essere introdotti nel modello modificando le condizioni al contorno o impostando la storia ad ogni nodo del modello. Le onde possono propagarsi nei materiali ed essere riflesse. Nonostante il modello sia limitato nelle dimensioni per evitare una riflessione continua dell'onda al suo interno devono essere applicate condizioni di bordo ben precise.

Nel presente caso il terremoto, determinato grazie allo studio di pericolosità sismica del sito, viene implementato attraverso una storia tensionale applicata alla base del modello. Questa tensione che viene applicata alla base del modello è in funzione delle caratteristiche intrinseche del terremoto, in particolare è direttamente proporzionale alla storia di velocità e il valore di stress da applicare è il seguente:

$$\sigma_s = 2 \cdot (\rho \cdot C_s) \cdot v_s \quad (eq.57)$$

Dove: " σ_s " rappresenta la tensione di taglio da applicare alla base del modello; " ρ " e " C_s " sono rispettivamente la densità e la velocità di propagazione delle onde di taglio nel materiale della fondazione e infine " v_s " è proprio la storia di velocità variabile nel tempo. Il valore della densità della fondazione è pari a 2400 kg/m³.

La velocità di propagazione delle onde di taglio del materiale roccioso è determinata dalla seguente equazione:

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (eq.58)$$

In cui " G " rappresenta il modulo di taglio della roccia e nel caso studiato esso è pari a circa 1700 m/s, trattandosi di una buona roccia di fondazione (Granito).

Il fattore "2" presente nell'equazione precedente tiene conto del fatto che lo stress applicato deve essere doppio di quello osservato in un mezzo infinito poiché metà dell'energia di ingresso è assorbita dalla condizione di bordo le quali possiedono caratteristiche viscosi adatte a minimizzare la riflessione delle onde che si propagano nel modello.

Risulta quindi necessaria la determinazione dell'andamento della velocità misurata durante l'evento sismico. Per far ciò si è usufruito del software SeismoSignal che permette di ottenere tutti i parametri e le caratteristiche fondamentali dei terremoti utilizzati. La storia di velocità è ottenuta attraverso l'integrazione nel tempo dell'accelerogramma di partenza. La velocità così calcolata è quella che si misura nella condizione di superficie libera. L'onda di propagazione che incontra una superficie libera viene riflessa e vede raddoppiata la sua risposta in termini di velocità mentre le tensioni al bordo deve essere uguali a zero come riportato nella teoria elasto-dinamica di Graff (1991). Per questo motivo il parametro " v_s " dell'equazione 57 è pari alla metà della storia di accelerazione che si ricavata dall'integrazione temporale dell'accelerazione.

Nella definizione del modello devono essere introdotte le condizioni di bordo adeguate per poter ottenere la corretta risposta sismica dell'intero sistema. Nelle analisi statiche venivano introdotti vincoli elastici, in questo caso invece essi devono essere rimossi e al loro posto inseriti le condizioni di "Free Field" per le condizioni laterali mentre per la base deve essere previsto un vincolo assorbente o viscoso.

Condizioni di bordo assorbente. Nelle analisi dinamiche possedere una condizione di bordo relativamente vicino alla zone di interesse provoca una distorsione del risultato a causa della riflessione dell'onde. Per questo motivo si introducono i vincoli viscosi, i quali permettono di assorbire le onde incidenti. Questo metodo funziona piuttosto bene se l'angolo di incidenza dell'onda risulta essere inferiore di 30 gradi. Il manuale FLAC riporta un'ampia discussione su quanto appena descritto nel paragrafo 1.4.1.3 "Quiet Boundary". Il bordo inferiore non deve presentare alcun vincolo elastico altrimenti non sarebbe possibile far avvenire la propagazione dell'onda di taglio. Nel momento in cui si introducono questa tipologia di condizione al contorno FLAC calcola in automatico le forze di reazione equivalenti all'equilibrio statico e le mantiene per tutta la durata dell'analisi dinamica.

Condizione di "Free-Field". Situazione di analisi dinamica, come quelle dello studio strutturale delle dighe, necessitano di una zona che rappresenti la fondazione. Tipicamente l'input sismico è rappresentato da una propagazione delle onde in un piano bidimensionale. Le condizioni al contorno dovrebbero essere sufficientemente lontane da poter simulare una condizione di campo libero in modo che non vi siano riflessioni laterali dell'onde che si propagano nel modello. Con FLAC 2D è possibile forzare questo aspetto garantendo in questo modo la possibilità di ridurre le dimensioni del modello e al tempo stesso di avere

una risposta rappresentativa e coerente con il problema reale. Si riporta di seguito l'immagine rappresentative delle condizioni di bordo da applicare al modello:

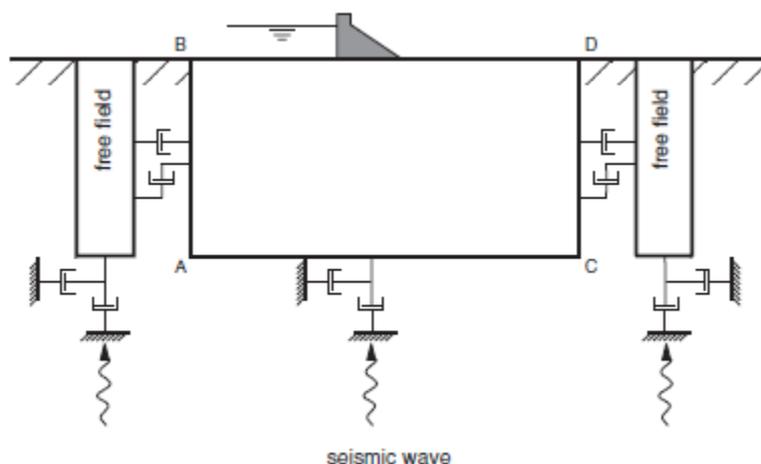


Figura 9.20 Modello per analisi sismiche di strutture superficiali in campo libero.

Quando si applica nei modelli una condizione di questo tipo devono essere rispettate alcune fondamentali fasi come ad esempio: i bordi laterali devono essere verticali e dritti, il modello deve essere in equilibrio statico prima che venga applicata la condizione di "FF", è possibile utilizzarla solo su analisi planari e non assial-simmetriche e le condizioni di smorzamento intrinseco del materiale deve essere introdotto precedentemente. Nel paragrafo 1.4.1.4 "Free-Field Boundaries", del manuale di FLAC 2D, è riportata la descrizione dettagliata.

La frequenza contenuta nell'input sismico e la velocità di propagazione delle onde del sistema sono due fattori importanti per quanto riguarda l'accuratezza numerica di trasmissione dell'onda. Kuhlemeyer e Lysmer (1973) dimostrano, che per ottenere un'adeguata trasmissione delle sollecitazioni dinamiche nel modello, gli elementi non devono eccedere di dimensione. In particolare deve essere rispettata la successiva equazione:

$$f < \frac{C_s}{10 \cdot \Delta l} \quad (eq.59)$$

Essa esprime la possibilità di un elemento di dimensioni " Δl " di propagare e trasmettere adeguatamente un'onda sismica con frequenza massima pari a " f ". La dimensione maggiore presente nel modello è di circa 6 metri mentre il valore di velocità di propagazione delle onde di taglio C_s è pari a 1700 m/s, trattandosi di una roccia di buonissime qualità. Con questi valori il modello è capace di leggere il segnale impostogli fino ad una frequenza di

circa 25 Hz. Tipicamente i terremoti presentano valori di frequenze compresa tra 0.1 e 10 Hz, per cui non è necessario apportare un filtraggio alle storie di accelerazione. Si riporta come esempio lo spettro di Fourier che mette in mostra le frequenze principali del segna del terremoto MCE-1 riportato in Allegato B.

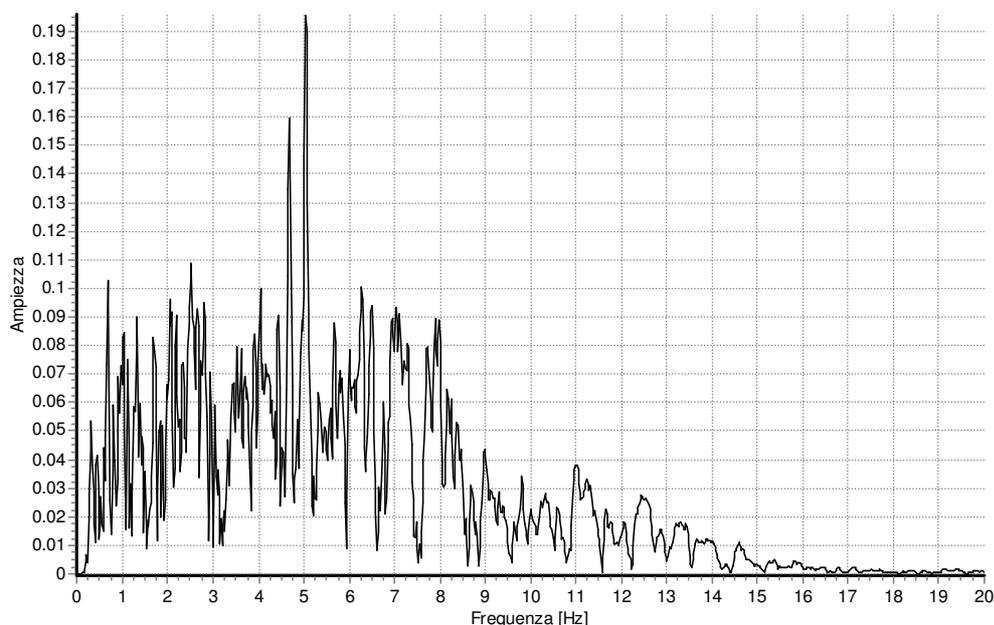


Figura 9.21 Spettro di Frequenza di Fourier.

9.7.2 - Calibrazione Del modello FLAC 2D

Uno degli aspetti fondamentali nell'analisi sismica è quella di ottenere valori di spostamenti, tensioni velocità e accelerazioni rappresentativi del reale comportamento della diga. Per fa ciò è necessario che sia l'intero sistema modellato in modo adeguato, sia dal punto di vista statico che dinamico, e che non presenti anomalie che possano in quale maniera alterare i risultati.

Tipicamente le analisi dinamiche con il software FLAC 2D risultano essere lunghe e laboriose, in alcuni casi sono necessarie ore di simulazione per ottenere i risultati. Il costo computazione dell'analisi col software utilizzato è proporzionale alle informazioni introdotte nel modello. Per questo motivo la calibrazione preliminare alle analisi finali è stata effettuata considerando sia la fondazione che la costruzione idraulica come un mezzo elastico lineare non smorzato. Per ridurre ulteriormente i tempo si è utilizzato il modello che presenta solamente la costruzione idraulica e la roccia di fondazione. Il sisma si progetto impiegato nella validazione del modello è il sisma MCE-3 il quale è la registrazione dinamica di minor lunghezza, precisamente 28,5 secondi, tra i tre selezionati

precedentemente. Lo studio che viene descritto di seguito viene applicato successivamente anche ai modelli completi che simulano, con differenti approcci, la spinta statica e dinamica dell'acqua.

9.7.2.1 Caratteristiche elastiche del modello

I parametri elastici e meccanici del calcestruzzo sono stati determinati attraverso prove in laboratorio di tipo statico o quasi statico. Nel momento in cui viene introdotto uno stato tensionale variabile nel tempo, simulando l'effetto sismico, bisogna tener conto della sensibilità dei parametri del calcestruzzo alla velocità di deformazione. Per questo motivo prima di simulare il terremoto è indispensabile variare le proprietà del calcestruzzo in quanto il Modulo Elastico e il Coefficiente di Poisson sono sensibili alle variazioni repentine di deformazioni e tensioni causate dall'azione sismica. Come presente nel Capitolo 7 "Analisi Dinamica" il valore di "E" deve essere incrementato di circa il 15% mentre il Coefficiente di Poisson deve essere ridotto del 30%. I valori sono riportati nella Tabella 9.30.

Proprietà dinamiche calcestruzzo		
Modulo Elastico	23.00	GPa
Coefficiente di Poisson	0.14	[-]

Tabella 9.30 Proprietà elastiche RCC - analisi dinamica.

Per quanto riguarda il valore dello smorzamento, caratteristica sismica essenziale del materiale, in questa prima fase è stato assunto pari a zero per ottimizzare i tempi di analisi. Esso non risulta essere di particolare influenza nella calibrazione del modello.

Definite le proprietà dei materiali si sono introdotte le condizioni al contorno adeguate e inerenti alle simulazioni dinamiche. In particolare, dopo che si è ottenuto l'equilibrio statico nel modello, si sono applicate la condizione di campo libero sui due lati esterni e alla base sono stato inseriti i vincoli assorbenti. A questo punto si impone la storia di accelerazione alla base del modello proporzionale alla storia di velocità del terremoto scelto (MCE-3). Il modello si presenta in questo modo:

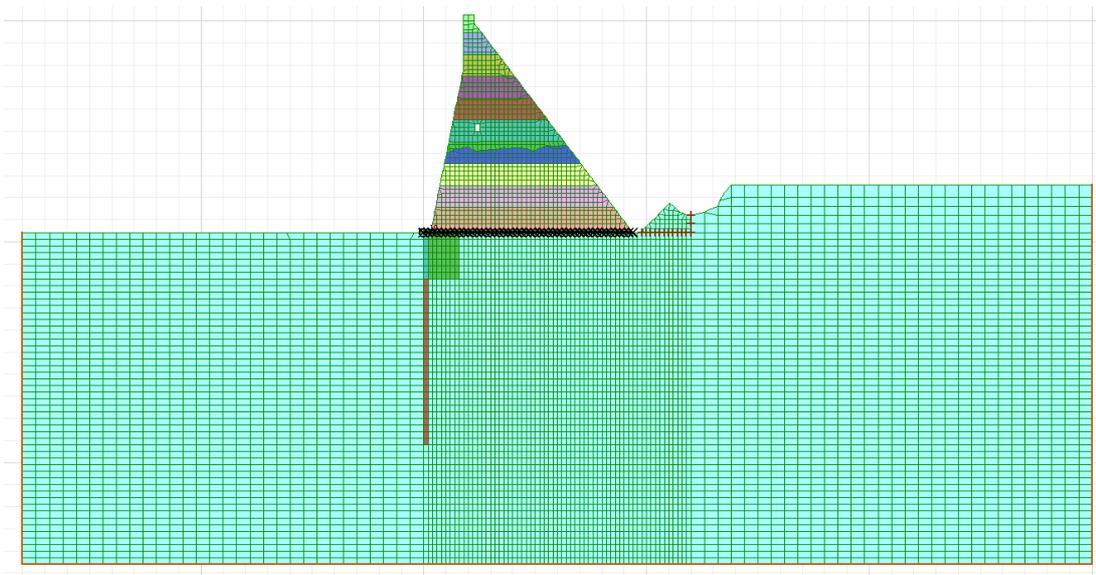


Figura 9.22 Modello per la calibrazione dinamica.

9.7.2.2 Post-elaborazione degli accelerogrammi

Gli accelerogrammi che sono stati selezionati e scelti in funzione dei parametri sismici che caratterizzano il sito di interesse e che sono emersi dallo studio di pericolosità sismica devono essere controllati e puliti da eventuali errori sistematici causati dalla non corretta calibrazione dello strumento di misura o da vibrazioni indesiderate. Questi errori se presenti comportano una variazione piuttosto significativa della velocità e soprattutto degli spostamenti poiché l'errore si amplifica quando si effettua l'integrazione temporale dell'accelerogramma provocando la deriva del segnale.

In particolare si nota che gli spostamenti finali non sono nulli ma presentano un valore residuo. Per eliminare questo problema devono essere applicati delle "baseline corrections" che minimizzano lo spostamento permanente finale. Deve essere controllato però che la storia di accelerazione non subisca grosse variazioni sia nel dominio del tempo sia nel dominio delle frequenze in modo da poter conservare le caratteristiche intrinseche del segnale dinamico.

Successivamente deve essere applicato anche il fattore di scala che avere l'accelerazione di picco al suolo del segnale pari al valore di riferimento (0.3g per il livello "MCE" e 0.1g per il livello "OBE"). L'accelerogramma, scalato ed elaborato, utilizzato per la calibrazione è rappresentato in Figura 9.23

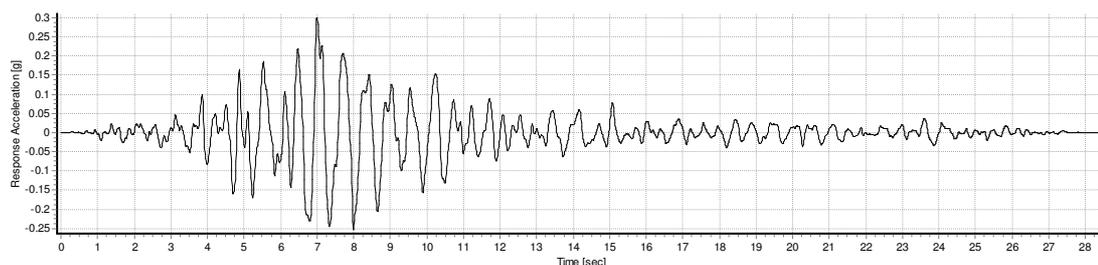


Figura 9.23 Accelerogramma – MCE 3.

Apportate tutte le modifiche qui sopra descritte è possibile introdurre la storia di tensionale alla base del modello per valutare l’affidabilità dei risultati.

9.7.2.3 Controllo della validità del modello

Per valutare che il modello sia adeguato e coerente con quanto ipotizzato devono essere effettuati alcuni controlli di base. Questi passaggi fondamentali della calibrazione del sistema dinamico vengono effettuati anche per i modelli dove la pressione idrodinamica viene valutata attraverso i metodi di Zangar, Westergaard e attraverso degli elementi “acqua” nel modello.

Il primo parametri da controlla è sicuramente la rotazione del modello. Se si introduce nel sistema la tensione, che riproduce il sisma, il modello non deve presentare alla base nessun tipo di vincolo elastico, come carelli o cerniere, altrimenti non è possibile propagare l’onda dinamica. Al loro posto si inseriscono le condizioni di campo libero lateralmente e vincoli assorbente alla base descritti in precedenza. Il sistema risulta, prima dell’analisi dinamica, in equilibrio statico ma nella fase successiva è possibile incorrere nella traslazione e/o rotazione non voluta del modello. Per controllare che non vi sia rotazione alla base si è deciso, come anche indicato nel manuale di FLAC dinamico, di monitorare nel tempo gli spostamenti verticali di tre punti prossimi alla bordo inferiore. Si riporta nella Figura 9.24 quanto appena descritto:

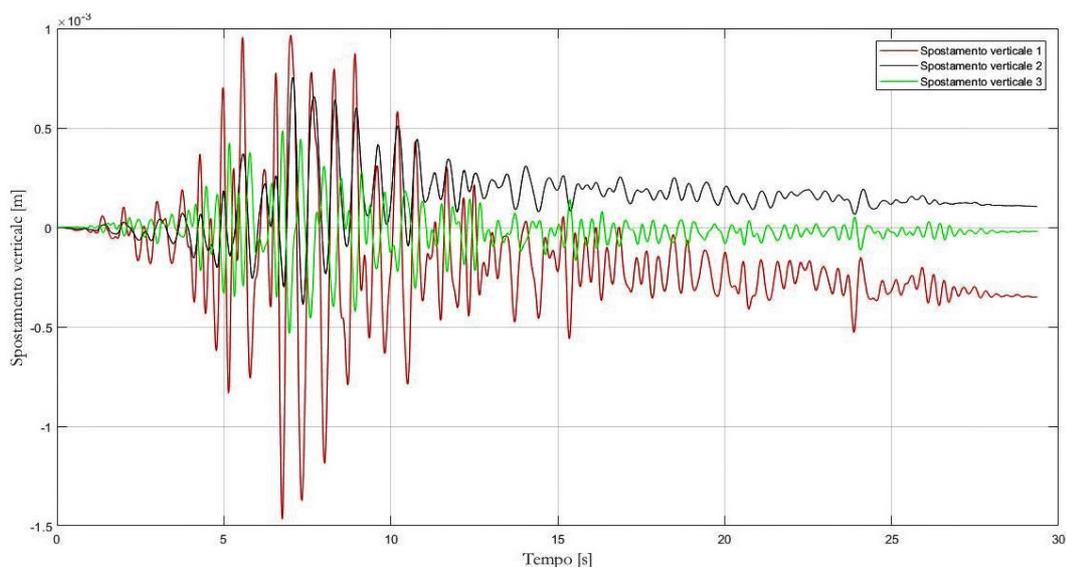


Figura 9.24 controllo rotazione della base del modello

Si nota chiaramente che ci sono spostamenti verticali ma che essi non rappresentano una rotazione importante della base. Gli spostamenti sono inferiori ai millimetri indicando che il modello è stabile.

Il secondo controllo che viene effettuato è quello di valutare se la storia di velocità di input sia simile a quella che si misura in superficie, lontano dalla zona dove è presente la costruzione idraulica. Si ricorda che la storia di velocità di input è stata ricavata dall'integrazione nel tempo dell'accelerogramma riportato in Figura 9.23. La storia di tensione applicata alla base però risulta essere uguale, a meno di una costante, a metà della storia di velocità appena descritta. Si riporta quindi il confronto tra la storia target e la storia ricavata dai risultati dell'analisi nella Figura 9.25:

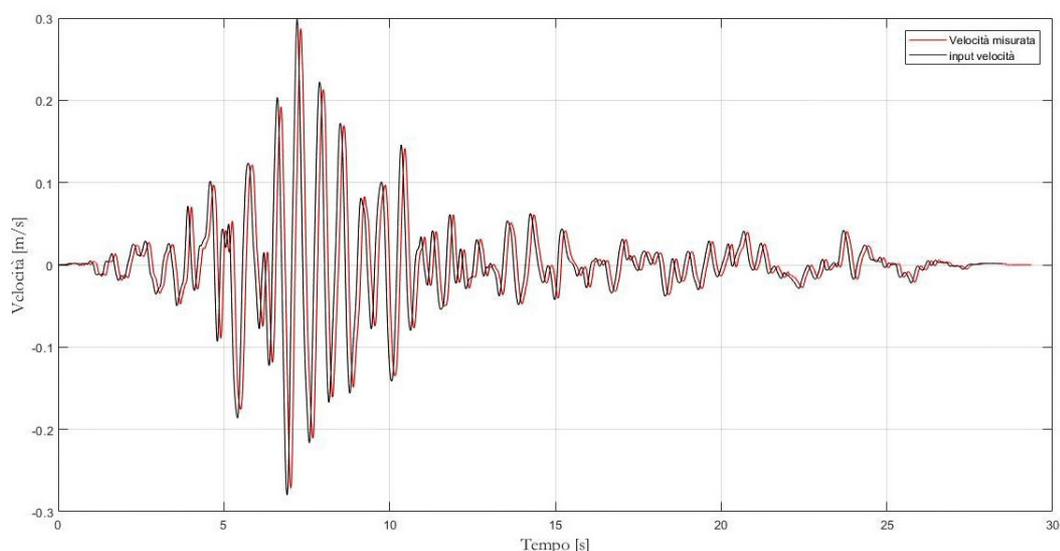


Figura 9.25 Confronto storie di velocità

L'immagine appena presentata mette in evidenza una perfetta corrispondenza tra la velocità misurata in superficie, in campo libero, con quella di input, utilizzata per la definizione della storia di tensione applicata alla base del modello. Questo significa che gli elementi possiedono una dimensione adeguata per poter leggere le frequenze proprie del segnale.

Ultimo controllo da effettuare è la valutazione in superficie dell'accelerazione di picco al suolo, la quale deve essere pari a circa 0.3g poiché il terremoto, utilizzato per la calibrazione dinamica del modello, è riferito al livello sismico "MCE". Inoltre l'andamento della storia di accelerazione deve essere compatibile con l'accelerogramma di progetto MCE-3. Si riporta quanto ricavato dall'analisi nella Figura 9.26:

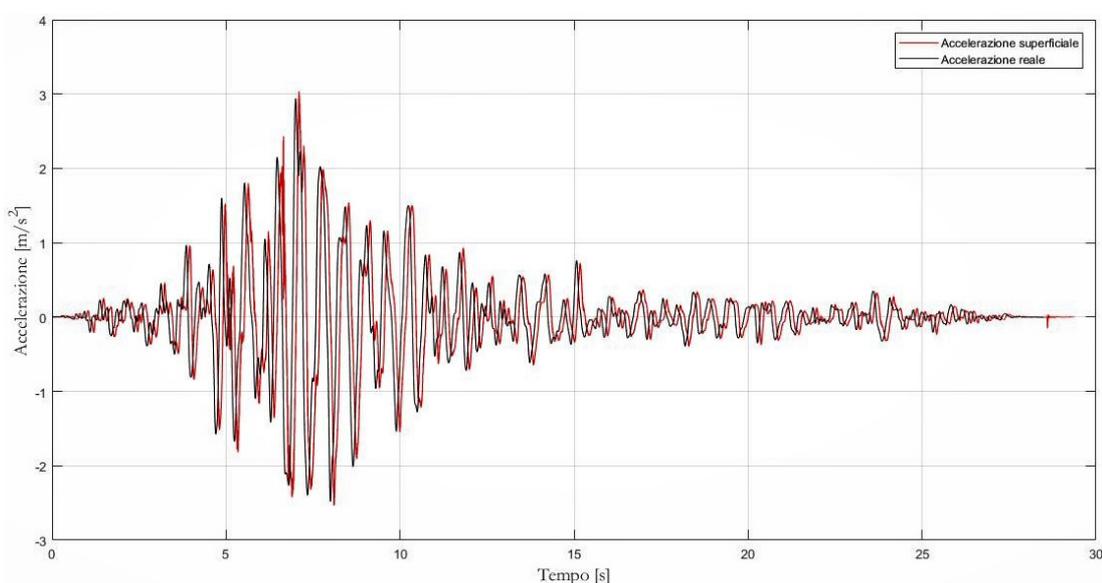


Figura 9.26 Confronto storie di accelerazione.

Anche in questo caso il valore, che il modello creato riporta, è adeguato alle ipotesi fatte in partenza, infatti si evidenzia che l'accelerazione di picco è pari a circa 3 m/s². Inoltre i due trend risultano essere praticamente coincidenti a meno di un valore di sfasamento temporale di qualche decimi di secondo dovuto al fatto che l'onda deve aver il tempo propagarsi dalla base del modello e arrivare in superficie percorrendo circa 150 metri di roccia.

Il sistema modellato in questo modo presenta tutte le caratteristiche e le proprietà adeguate per poter condurre le analisi dinamica. La calibrazione risulta essere una fase importantissima per una corretta valutazione di tutti i parametri di controllo come ad esempio le tensioni, gli spostamenti e le accelerazione di particolari zone del modello.

9.7.2.4 Frequenza propria della diga

Nel momento in cui si introduce il Damping, cioè la capacità del materiale di dissipare parte dell'energia indotta dal sisma, è importante stabilire le frequenze di vibrazione principale della struttura analizzata. Per valutare le frequenze dominanti della diga deve essere utilizzato un'onda fittizia che presenti al suo interno tutte le frequenze, comprese tra 0.1 e 10 Hz, in ugual modo. Non è possibile quindi effettuare questo studio con la storia di accelerazione vista in precedenza poiché il sistema verrebbe influenzato dalle frequenze proprie del sisma considerato. Il segnale artificiale, detto anche "Sweep Wave" è riportato nella Figura 9.27:

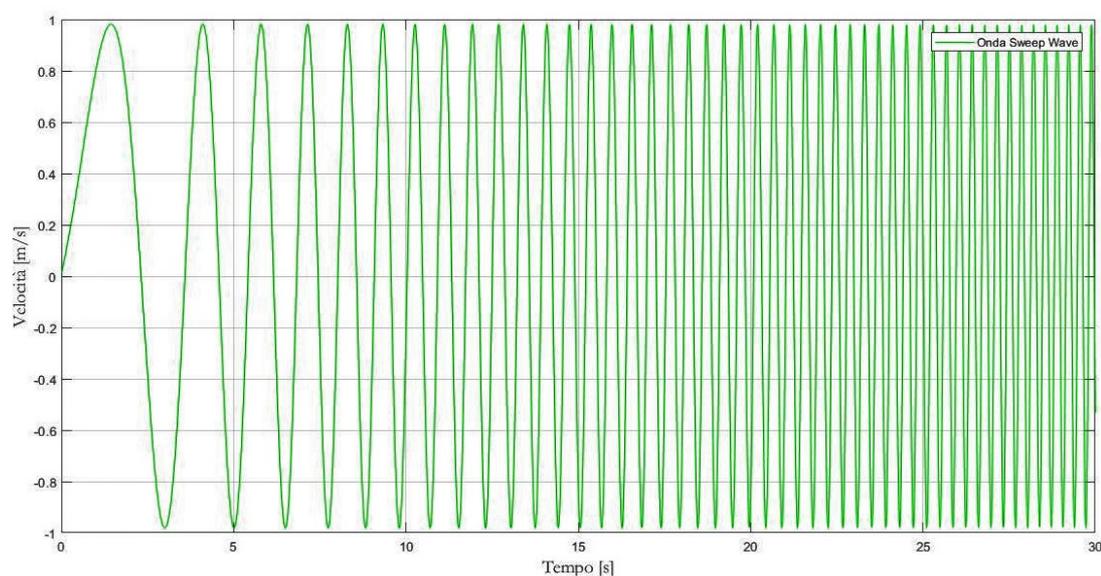


Figura 9.27 andamento Sweep Wave

Con questa tipologia di dato di input è possibile identificare la frequenza fondamentale, o di risonanza, della costruzione idraulica. Per determinare il primo modo di vibrare è essenziale, durante l'analisi dinamica con "Sweep Wave", monitorare le velocità in cresta alla diga. L'andamento della velocità è riportato nella seguente immagine:

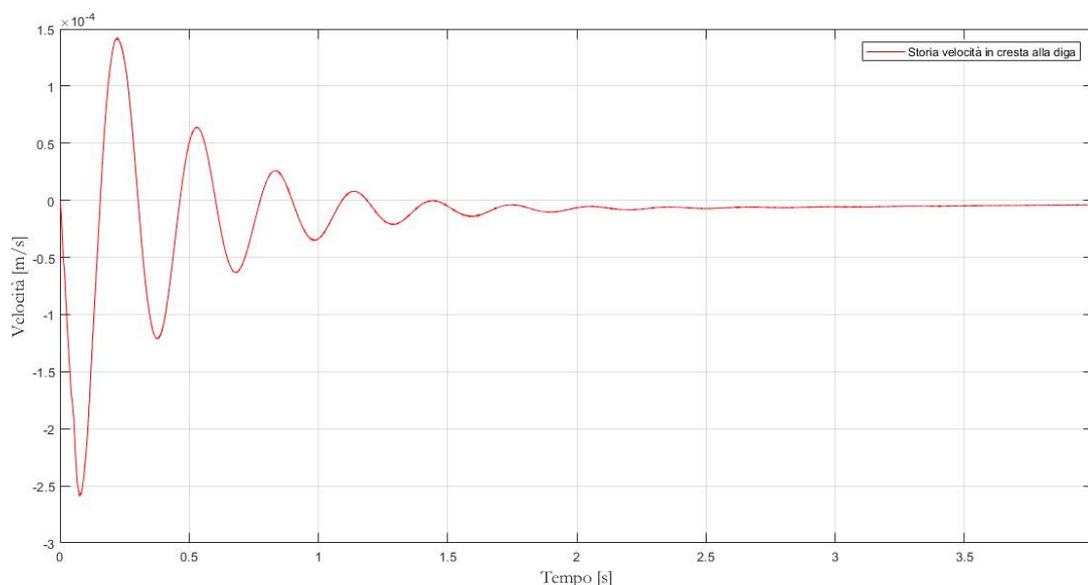


Figura 9.28 Storia di velocità valutata in cresta alla diga -sweep wave.

Attraverso la Trasformata di Fourier, che discretizza la storia di velocità mediante la somma di infinite armoniche, è possibile identificare quelle che sono le frequenze predominanti del segnale ed evidenziare la frequenza di risonanza della struttura. La soluzione di quanto descritto è riportata nella Figura 9.29:

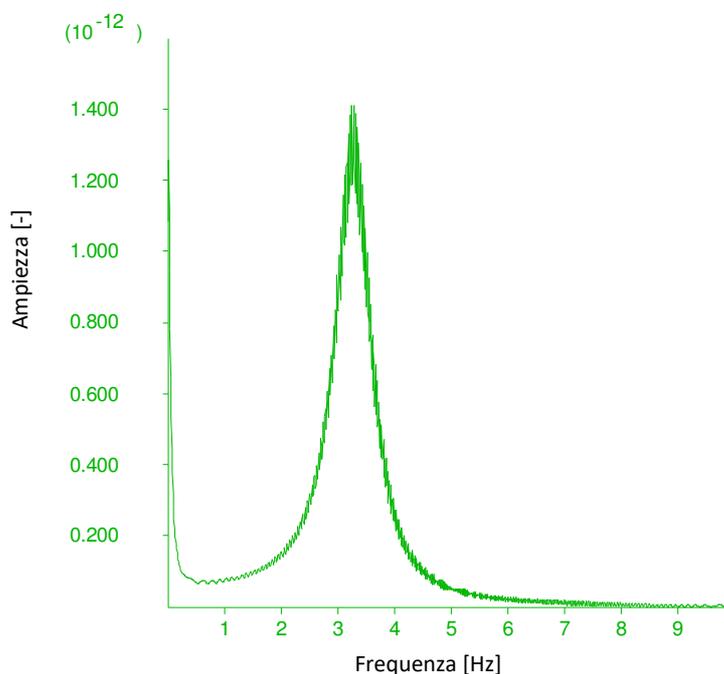


Figura 9.29 Spettro di frequenza delle velocità della diga.

Questo diagramma permette di evidenziare una frequenza predominante della diga pari a circa 3.3 Hz. Questo valore ottenuto è importante nel momento in cui si introduce nel materiale lo smorzamento, proprietà sismica fondamentale.

9.7.3 - Proprietà e caratteristiche del modello

La geometria analizzata per lo studio del comportamento sismico della diga è quella che fa riferimento alla sezione 0+200 km riportata nei capitoli precedenti sia nell'analisi di stabilità sia nell'analisi tensionale pseudo statica. Essa presenta un'altezza di circa 90 metri, metà dell'altezza massima della costruzione idraulica. Viene simulata la costruzione della diga attraverso fasi successive di posizionamento del calcestruzzo, in particolare ogni strato è di circa 9,9 metri e volta per volta viene effettuato il calcolo tensionale. Prima dell'analisi dinamica il sistema deve essere in equilibrio statico in modo tale che possano essere applicate le condizioni di campo libero e di vincoli viscosi. I parametri statici del calcestruzzo utilizzati nella prima fase dell'analisi sono riportati nella Tabella 9.31:

Caratteristiche della miscela di calcestruzzo		
Densità	2400	Kg/m ³
Modulo E	20.00	GPa
Coeff Poisson	0.20	[-]

Tabella 9.31 Proprietà statiche RCC –input FLAC.

Come riportato nel Capitolo 7 "Analisi Dinamica", presente nella parte di metodologia, si mette in evidenza la necessità di modificare i parametri elastici del calcestruzzo. La normativa EP 1110-2-12 definisce il calcestruzzo sensibile alla velocità di deformazione e per questo motivo il valore del Modulo Elastico deve essere incrementato del circa 15% mentre il valore del Coefficiente di Poisson deve essere ridotto del 30%. Questo cambiamento permette di ottenere il reale comportamento della struttura sia in termini di spostamenti che in termini tensionali. I nuovi parametri del calcestruzzo, utilizzati esclusivamente per le analisi di tipo dinamico, sono:

Caratteristiche della miscela di calcestruzzo		
Densità	2400	Kg/m ³
Modulo E	23.00	GPa
Coeff Poisson	0.14	[-]

Tabella 9.32 Proprietà dinamiche RCC –input FLAC.

Nel modello è presente la zona di contatto tra costruzione idraulica e roccia di fondazione, essa deve essere caratterizzata e modellata in maniera adeguata. FLAC 2D permette di creare un'interfaccia che mette in collegamento, secondo relazioni bene precise, i nodi di elementi differenti. I collegamenti nodali vengono simulati attraverso una molla elastica, con rigidità normali e tangenziale. È possibile inoltre introdurre un criterio di rottura dell'elemento interfaccia secondo l'involuppo di resistenza di Mohr-Coulomb grazie alla

quale è possibile riscontrare eventuali spostamenti relativi. I parametri utilizzati per la definizione della resistenza al taglio, che può sviluppare l'interfaccia, sono riassunti nella successiva Tabella 9.33:

Caratteristiche meccaniche interfaccia		
Ks	1.00E+10	Pa
Kn	1.00E+10	Pa
Coesione	1	MPa
Trazione	0.5	MPa
Angolo ϕ	60.00	[°]

Tabella 9.33 Proprietà meccaniche interfaccia –input FLAC.

La rigidità normale e tangenziale, riportati nella precedente Tabella 9.33, vengono stimati secondo le caratteristiche elastiche dei due elementi che identificano la zona d'interfaccia.

Nelle valutazioni della risposta sismica della diga vanno definiti i valori di smorzamento del terreno e della costruzione idraulica. Lo smorzamento permette di definire la percentuale di energia che viene dissipata a causa della deformazione del materiale. La normativa americana definisce, a seconda del livello sismico considerato ("OBE" o "MCE"), lo smorzamento da assegnare alla miscela di calcestruzzo. I valori di "damping" definiti dall'USACE nel documento EP 1110-2-12 sono riportati nella successiva tabella riassuntiva:

Valori di smorzamento - RCC		
ξ - OBE	5	[%]
ξ - MCE	7	[%]

Tabella 9.34 Valori di smorzamento diga in RCC.

Per motivi di convergenza numerica è importante introdurre anche nella roccia di fondazione un valore di smorzamento. Il Damping è stato impostato pari al 2%, esso è stato determinato in funzione del livello deformazione del terreno che risulta essere relativamente basso. FLAC 2D richiede inoltre di individuare la frequenza principale a cui applicare lo smorzamento appena definito. Dalla calibrazione del modello è possibile ricavare la frequenza fondamentale di vibrazione della diga pari a circa 3.3 Hz mentre per definire il valore relativo alla fondazione è necessario applicare la seguente formula:

$$f = \frac{C_s}{4H} \quad (eq.60)$$

Dove la velocità di propagazione dell'onde di taglio nella roccia è pari a 1700 m/s e "H" rappresenta l'altezza dello strato considerato pari in questo caso a 150 metri circa. È

possibile così determinare la frequenza propria della roccia di fondazione pari a circa 2.8 Hz. Queste caratteristiche sono implementati nel Software FLAC 2D per tener in conto della dissipazione parziale dell'energia, indotta dal sisma, a causa della deformazione del materiale.

Nelle successive analisi si riportano i risultati ottenuti considerando solamente il livello "MCE" che rappresenta il terremoto massimo credibile e facendo riferimento in particolare ai tre sismi selezionati sulla base di quanto appreso dallo studio di pericolosità sismica. il motivo è semplicemente perché se la sollecitazione utilizzata nell'analisi è maggiore risulta più evidenze la differenza dell'influenza della modellazione idrodinamica e delle caratteristiche dei sismi utilizzati. I tre terremoti utilizzati sono stati scalati adeguatamente e controllati per non avere una deriva del segnale sismico. Si riportano di seguito le storie di accelerazione appena descritte:

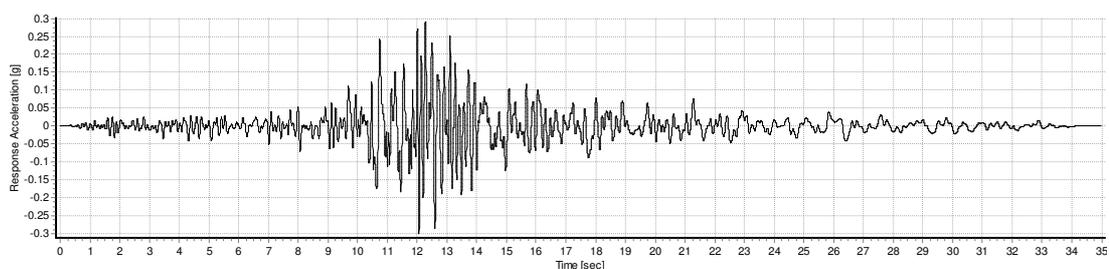


Figura 9.30 Accelerogramma – MCE 1.

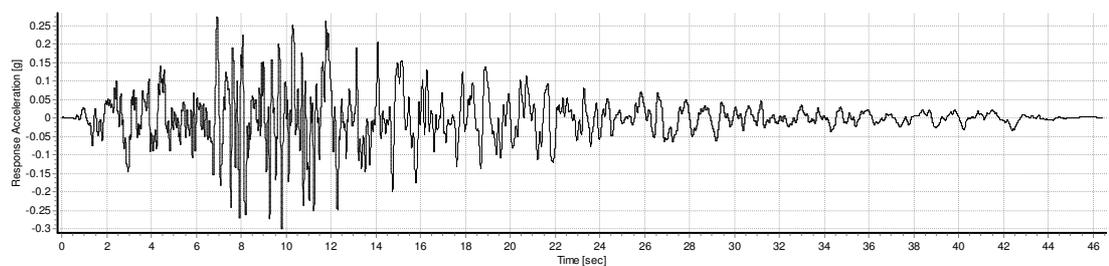


Figura 9.31 Accelerogramma – MCE 2.

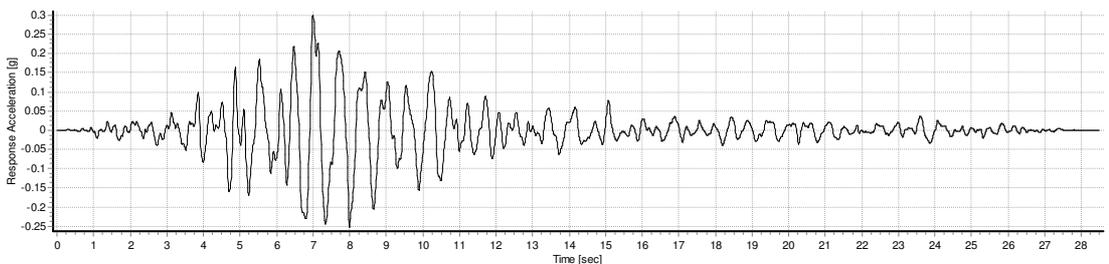


Figura 9.32 Accelerogramma – MCE 3.

Le soluzioni sono ottenute considerando come carichi agenti sulla struttura la pressione a monte dell'acqua, sia statica che dinamica, come viene presentato nel successivo paragrafo.

9.7.4 - Modellazione idrodinamica

Uno degli aspetti più interessanti e particolari nella valutazione dinamica della costruzione idrauliche è la modellazione della spinta sismica dell'acqua in particolare l'interazione che avviene tra diga e serbatoio a monte. Nel presente paragrafo si descrivono i vari metodi utilizzati per tener conto della spinta esercitata dall'acqua nel momento in cui avviene il sisma. Sono stati analizzati essenzialmente tre approcci. I primi due fanno riferimento alla soluzione approssimata di Westergaard e all'esperimento effettuato da Zangar. L'ultimo metodo è quello di introdurre direttamente nel modello una zona che rappresenti l'acqua a monte della diga. Si presentano nello specifico i calcoli effettuati e le modifiche aggiuntive apportate al modello precedentemente descritto.

9.7.4.1 Modello di Westergaard

Secondo quanto riportato dalla teoria di Westergaard la pressione idrodinamica può essere espressa dalla seguente equazione semplificata:

$$p = \frac{7}{8} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \sqrt{h \cdot y} \quad (eq.61)$$

Dove " γ_w " è pari a 9,81 kN/m³, "h" rappresenta l'altezza del serbatoio e "y" la quota in cui viene valutata la pressione, a partire dal pelo libero. La distribuzione che si ottiene è di tipo parabolico con valore nullo in superficie e valore massimo alla base dell'invaso. Essa però tiene conto del sisma attraverso un coefficiente semplificato " α " proporzionale all'accelerazione di picco al suolo. Nel Capitolo 8 viene presentato in dettaglio la teoria adottata dal professor Westergaard per definire con precisione la distribuzione di pressione idrodinamica e si mette a confronto quest'ultima con la soluzione approssimata.

Per considerare le proprietà del sisma, che si introduce nel modello, non è sufficiente utilizzare come unico parametro sismico il valore di "PGA" ma è importante considerare le frequenze intrinseche del segnale e del sistema stesso. Con l'utilizzo di software alle differenze finite è necessario introdurre nel sistema una massa addizionale che, nel momento in cui viene sollecitata dallo scuotimento indotto dal sisma, riproduce in maniera quanto la pressione idrodinamica. Per far ciò si utilizzano le masse addizionali di

Westergaard generalizzato che permette di definire quantitativamente la massa da aggiungere nella parte a monte della diga per simulare la pressione idrodinamica nel momento in cui si introduce una “Time-History” nel modello. Si riporta la formulazione adottata di seguito:

$$m_i = \frac{7}{8} \cdot w \sqrt{h \cdot (h - z_i)} \cdot A_i \cdot \cos^2 \theta \quad (eq.62)$$

Come è possibile notare il termine del coefficiente sismico non è presente in quanto l’accelerazione che agisce su questa massa è in funzione del livello tensionale applicato alla base del modello. Il coseno elevato alla seconda è introdotto per tener conto dell’inclinazione della faccia a monte della diga verso valle, il valore dell’angolo è pari a circa 11 gradi. La discretizzazione della pressione nel sistema considerato viene suddivisa in nove parti. Per ognuna di esse viene calcolato il valore della pressione a metà dello strato stesso e successivamente viene moltiplicata per la lunghezza di competenza, rappresentata nella formula precedente dal termine di “ A_i ”. Essendo il modello bidimensionale l’area di competenza del punto discretizzato è pari all’altezza, di circa 10 metri, dello strato per una profondità di lunghezza unitaria.

I valori delle masse addizionali, secondo la teoria di Westergaard generalizzato, sono riportate nella Tabella 9.35 riassuntiva:

Quota (h-z_i)	A_i	Massa m_i
[m]	[m ²]	[kg]
2.55	5.1	66084
10.05	9.9	254669
19.95	9.9	358809
29.85	9.9	438899
39.75	9.9	506479
49.65	9.9	566046
59.55	9.9	619917
69.45	9.9	669466
80.2	11.6	842951

Tabella 9.35 Masse addizionali di Westergaard.

Per introdurre questi valori all’interno del modello FLAC 2D si è utilizzato l’elemento “Beam”. Attraverso l’elemento strutturale, il quale è connesso rigidamente alla superficie della diga a monte, si è simulato l’inserimento di un peso aggiuntivo sulla costruzione. La “beam” presenta una sezione e lunghezza comportando quindi non un’aggiunta di massa

ma un aggiunta di peso. Per eliminare la componente peso ma mantenere la massa si è applicata all'elemento strutturale una forza uguale ed opposta. In questo maniera si sono introdotte le masse di Westergaard che discretizzano la pressione idrodinamica. Il modello così riprodotto presenta nove elementi strutturali collegati alla costruzione idraulica come è possibile notare nella successiva immagine:

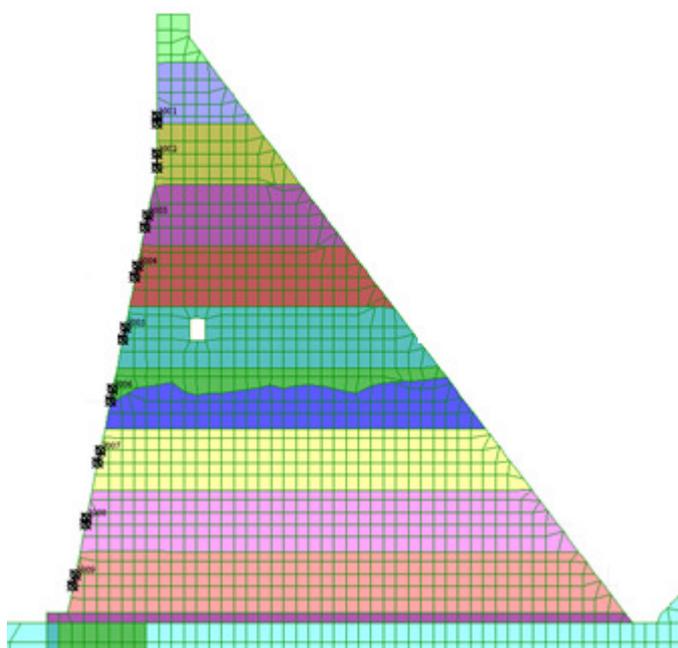


Figura 9.33 introduzione nel modello delle masse di Westergaard.

Si evidenzia nel modello la presenza di una pressione applicata sulla faccia della diga e sulla superficie del terreno di fondazione a monte, essa rappresenta la pressione idrostatica indotta dalla presenza dell'acqua per un'altezza di circa 86 metri.

A questo punto è possibile introdurre il sisma nel modello e valutare che tipo di influenza possiedono le masse aggiunte sulla risposta della diga in termini di tensione e spostamenti, parametri di controllo richiesti dalla normativa americana.

9.7.4.2 Modello di Zangar

Zangar propose intorno agli anni 50 un esperimento per valutare la pressione addizionale dinamica dell'acqua che si viene a creare nel momento in cui si verifica un sisma e la struttura è soggetta ad un'azione di scuotimento repentino. Lo studio prevede l'analisi di differenti configurazioni e inclinazioni della superficie di contatto serbatoio – diga. Attraverso l'osservazione della variazione del potenziale elettrico, posto sulla superficie a contatto con l'acqua, si sono stimate le curve di pressione idrodinamica. Zangar ha

approssimato la curva attraverso una equazione empirica che fosse indipendente dai parametri di scuotimento. La formulazione completa che definisce la pressione idrodinamica secondo quanto descritto da Zangar è la seguente:

$$p_e = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \cdot C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (eq.63)$$

Dove il valore di “ α ” rappresenta il valore massimo di accelerazione di picco al suolo diviso per l’accelerazione di gravità, “ γ_w ” è pari a circa 9,81 kN/m³, “h” rappresenta l’altezza massima dell’invaso mentre “y” è la profondità in cui viene valutata la pressione idrodinamica agente sulla costruzione. Il Coefficiente “ C_m ” deriva dal grafico riportato in Figura 8.7 ed è stato assunto pari a 0,67. Nel caso in cui si debba simulare il reale comportamento dinamica della diga sotto la spinta idrodinamica è necessario, come nel metodo di Westergaard, introdurre le masse addizionali che rispondono all’accelerazione variabile nel tempo. La seguente formula permette di stimare la massa equivalente da introdurre nel sistema:

$$m_i = \frac{1}{2} w \cdot h \cdot C_m \left[\frac{y_i}{h} \left(2 - \frac{y_i}{h} \right) + \sqrt{\frac{y_i}{h} \left(2 - \frac{y_i}{h} \right)} \right] \cdot A_i \quad (eq.64)$$

In questo caso al posto del peso proprio dell’acqua ma è presente la densità ed è aggiunto anche in questo caso il termine “ A_i ” relativo all’area di competenza della massa discretizzata. Si riporta la Tabella 9.36 riassuntiva delle nove masse applicate nel modello:

Quota (h-zi)	Ai	Massa mi
[m]	[m ²]	[kg]
2.55	5.1	44099
10.05	9.9	196566
19.95	9.9	299640
29.85	9.9	379669
39.75	9.9	443190
49.65	9.9	492752
59.55	9.9	529634
69.45	9.9	554544
80.2	11.6	666111

Tabella 9.36 Masse addizionali di Zangar.

Attraverso gli elementi “beam” i valori riportati nella Tabella 9.36 vengono inseriti all’interno del modello e su essi viene applicata una forza uguale ed opposta alla forza peso.

La pressione ricavata secondo la teoria di Westergaard è leggermente superiore al valore calcolato con l'approccio di Zangar risultando un metodo più conservativo. La stessa normativa americana riporta come riferimento principale, per il calcolo della spinta dinamica dell'acqua, la formula semplificata presentata da Westergaard.

9.7.4.3 Modello alle differenze finite

Altro metodo per tener in conto della spinta idrodinamica esercitata sulla costruzione è inserire nel modello studiato una zona che simuli l'effettiva presenza dell'acqua. È necessario utilizzare un modello differente rispetto a quello riportato nella Figura 9.22 in quanto la zona dell'acqua deve presentare minimo influenza delle condizioni di bordo per poter simulare l'interazione reale che si viene a creare tra il serbatoio e la diga. Come riportato nel Paragrafo 8.4, la roccia di fondazione deve possedere una profondità maggiore di due volte l'altezza della diga e il serbatoio si deve estendere per almeno tre volte l'altezza della struttura analizzata. In questo modo si assume che l'acqua a contatto con la diga non risenti dei vincoli del modello. Il modello viene quindi ridefinito completamente, si riporta un'immagine illustrativa delle nuove dimensioni del sistema:

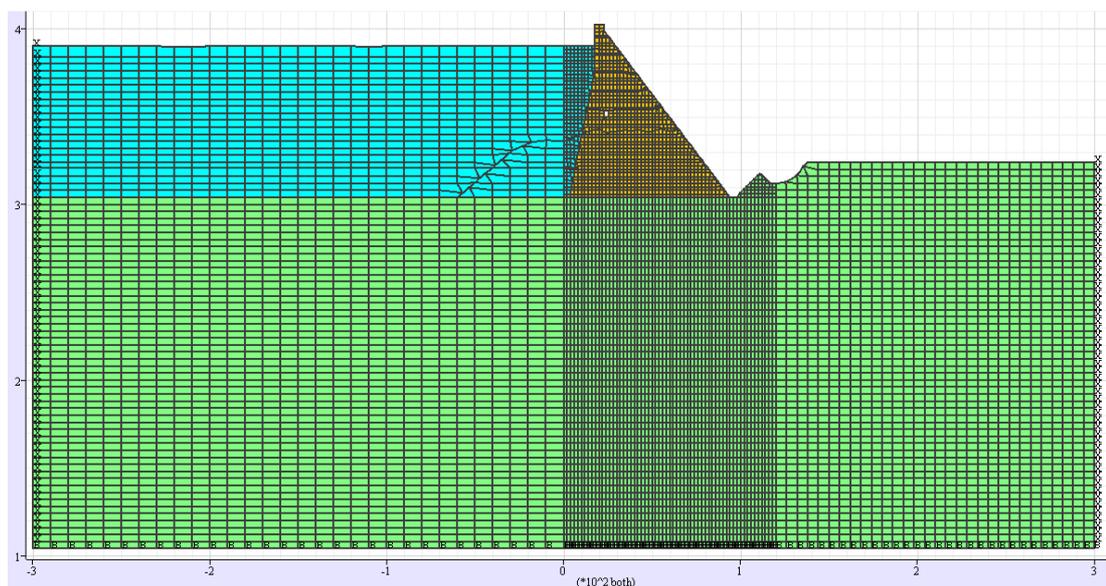


Figura 9.34 Modello con zona rappresentante l'acqua.

Come è possibile notare facilmente le dimensioni sono molto più grandi rispetto al modello presentato nella Figura 9.22. Le proprietà sia della roccia che della struttura sono quelle riportate precedentemente e anche l'interfaccia presenta le stesse caratteristiche.

Devono essere definite le proprietà degli elementi “acqua” che in questo modello rappresentano il serbatoio. L’elemento deve presentare un basso valore di modulo di taglio in quanto i fluidi non riescono a sostenere nessun tipo di sforzo tangenziale. Si riportano i valori che caratterizzano questi elementi:

Proprietà elemento "acqua"		
Densità	1000	kg/m ³
K _w	2.10	GPa
G _w	1000	Pa

Tabella 9.37 Proprietà dell'acqua.

Per ragioni di instabilità numerica e convergenza non è possibile impostare un valore di modulo di taglio pari a 0 Pa, per questa ragione esso è ipotizzato pari a circa 1000 Pa che risulta essere comunque un valore estremamente inferiore rispetto al modulo di comprimibilità. A differenza dei modelli precedenti la pressione idrostatica è ottenuta direttamente dal peso proprio dell’acqua, viceversa nei modelli dove sono state introdotte le masse addizionali la spinta statica dell’acqua è stata simulata applicando una pressione normale alla superficie della diga.

9.7.5 - Confronto dei Parametri di controllo

La normativa prevede di effettuare differenti tipologie di controllo per stabilire sia la stabilità globale della struttura sia per rotture di tipo locali che provocano l’innesco e la propagazione della fessura nel corpo diga. Vi sono differenti metodo per valutare il danno atteso dalla costruzione. Il primo è rappresentato dal parametro di controllo “DCR”, cioè rapporto tra domanda e capacità, in cui si mette a diretto confronto il valore limite di trazione accettabile da normativa e la sollecitazione massima agente sulla struttura. Tipicamente questo fattore viene utilizzato nel momento in cui le simulazioni sono effettuate in campo elastico lineare, come nel caso corrente.

La normativa definisce la resistenza a trazione dinamica (DTS) attraverso la seguente formulazione:

$$DTS = 1.5 \cdot f'_t \quad (eq.65)$$

Dove “f_t’” è la resistenza a trazione statica ricavabile dalle prove in laboratorio. Essendo, come visto nel Paragrafo 9.6 “analisi tensionale”, il valore massimo di trazione pari a 1.2

MPa risulta che DTS sia uguale a 1.8 MPa. Questo è il valore di riferimento per la massima capacità a trazione del calcestruzzo utilizzato per realizzare la diga.

Il valore di DCR invece viene definito dal seguente rapporto:

$$DCR = \frac{\sigma_{2\text{-principale}}}{DTS} \quad (eq.66)$$

Dove il numeratore della frazione presente nella precedente equazione è la tensione principale minore. Nel software FLAC 2D il valore della tensione principale minore risulta essere quella meno negativa. È evidente che le tensioni massime che agiscono sul calcestruzzo sono direttamente correlabili ai picchi di accelerazione presenti nel segnale sismico e risulta che i valori di DCR siano maggiori di 1 solo per brevi periodi di tempo.

La normativa per tener in conto di questo aspetto definisce una durata cumulata inelastica di questo valore. In particolare si valuta per quanto tempo il valore di tensione sia superiore alla resistenza a trazione dinamica "DTS" come riportato nella Figura 9.35:

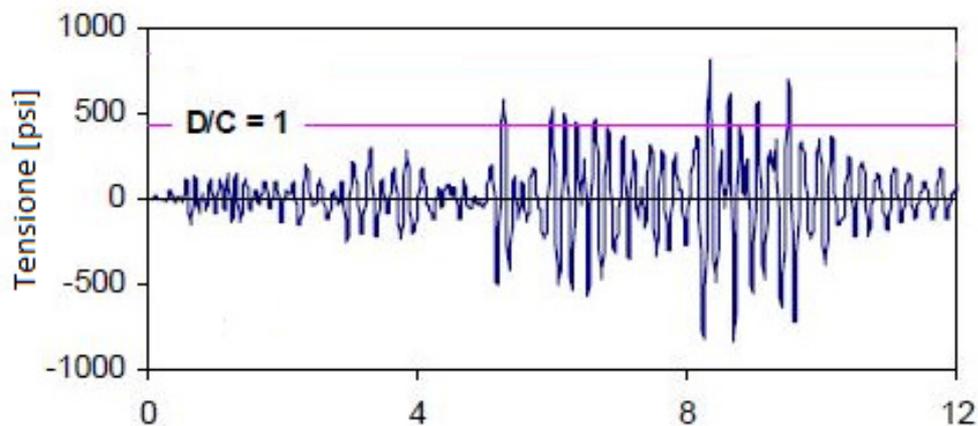


Figura 9.35 Esempio di valutazione della durata oltre il limite tensionale.

Trattandosi di una diga a gravità in calcestruzzo di grandi dimensioni questo valore deve essere minore di 0.3 secondi come riportato nel documento EM 1110-2-6051. Se il tempo è maggiore del valore prestabilito è necessario effettuare delle analisi di tipo non lineare.

Altro parametro da valutare è sicuramente lo spostamento a cui è sottoposto la diga. In particolare la normativa richiede di controllare gli spostamenti in cima alla costruzione idraulica per vedere se vi siano problemi di stabilità globale. Lo spostamento non deve presentare valori eccessivi. Infine l'estensione della zona di rottura, la quale oltrepassa la

resistenza a trazione dinamica, deve essere minore del 15% dell'area totale della sezione considerata.

Questi sono essenzialmente i fattori che permettono di valutare il danno e la stabilità della costruzione. Attraverso la differente modellazione dell'interazione tra serbatoio e diga si vogliono valutare le variazioni delle tensioni agenti e degli spostamenti della costruzione idraulica.

9.7.6 - Risultati ottenuti – modello Idrodinamico – MCE-3

In questo paragrafo si descrive quanto appreso dalle molteplici analisi effettuate e si confrontano i risultati della risposta sismica della costruzione idraulica secondo vari modelli, i quali presentano metodologie differenti nella descrizione della pressione idrostatica o dei dati di input.

I parametri di controllo principali a cui si è fatto riferimento sono principalmente tre:

- Il rapporto tra capacità e domanda di resistenza del calcestruzzo, "DCR";
- La durata cumulata del valore DCR espressa in secondi;
- Gli spostamenti orizzontali in cresta alla diga.

I tre modelli tengono conto della spinta idrodinamica sulla faccia a monte della diga secondo gli approcci di Westergaard, Zangar e attraverso la descrizione del serbatoio con elementi "acqua". Questi tre metodi vengono comparati con un modello di riferimento che presenta come unico carico agente la pressione idrostatica non considerando invece l'interazione dinamica che esiste tra serbatoio e diga. Il confronto permette di individuare e valutare esclusivamente l'effetto che l'azione dinamica dell'acqua possiede nei confronti dei parametri di controllo.

9.7.6.1 Parametro di controllo "DCR"

Il parametro "DCR" è definito come il rapporto tra la massima tensione di trazione agente durante l'evento sismico e il valore di resistenza a trazione del calcestruzzo (DTS). Il valore di DTS, cioè il valore di resistenza a trazione dinamica nel presente caso studio, è pari a 1.8 MPa. La tensione, derivante dalle differenti analisi, è valutata in un "elemento" del modello che è collocato alla base della diga a contatto con il serbatoio a monte.

La tensione massima valutata nel modello di riferimento (denominato caso “idrostatico”), in cui non è presente la spinta dell’acqua sulla diga causata dal terremoto, presente un valore massimo di circa 1,25 MPa il quale è inferiore alla massima resistenza a trazione del calcestruzzo “DTS”, definendo in questo modo un valore minore dell’unità del rapporto tra domanda e capacità.

Nei casi invece in cui si simula l’interazione tra diga e serbatoio le tensioni risultano essere superiori. Con il metodo di Westergaard, in cui vengono introdotte delle masse addizionali, il valore di tensione principale minima è pari a 1,85 MPa mentre con l’approccio di Zangar, essendo meno conservativo del precedente, la pressione nel calcestruzzo è di 1,83 MPa. I risultati ottenuti con i due metodi appena citati fanno sì che la tensione in questo particolare punto venga ad essere amplificata oltre il 40%. I valori di “DCR” sono pari rispettivamente a 1.03 e 1.015 che comportano il raggiungimento della resistenza a trazione dinamica del calcestruzzo. I rapporto tra domanda e capacità del calcestruzzo non tiene conto però che i picchi di tensione si presentano in un arco temporale relativamente breve. Deve quindi essere valutato per quanto la tensione presente nel corpo diga sia superiore della resistenza a trazione dinamica del calcestruzzo, come presentato successivamente.

Nel caso in cui si analizza la soluzione dell’ultimo metodo utilizzato si nota un incremento decisamente elevato delle tensioni di trazione agenti. Il picco tensionale di maggior entità risulta essere superiore a 3 MPa e il relativo valore di “DCR” pari a circa 1.9. Si riporta nella Tabella 9.38 i dati ottenuti secondo le diverse analisi effettuate, in particolare si associa per ogni approccio la relativa tensione massima agente e il fattore “DCR” :

Metodo	Tensione massima	DCR
	[MPa]	[-]
Idrostatico	1.25	0.693
Westerggard	1.85	1.030
Zangar	1.83	1.015
Elemento "acqua"	3.44	1.912

Tabella 9.38 Valori di tensione massima e fattore DCR.

9.7.6.2 Durata cumulata

Le tensioni massime ricavate da un’analisi dinamica di questo tipo risultano essere di brevissima durata e spesso non creano aperture e fessurazione nel calcestruzzo. Per questo la normativa americana prevede di calcolare per quanto tempo il fattore “DCR” risulti

superiore all'unità. Se La durata cumulata è maggiore di 0.3 secondi allora l'elemento è ritenuto danneggiato e deve essere studiata una soluzione adatta a rinforzare questa zona. Nel presente caso studio per stimare il tempo cumulato della tensione di trazione si è moltiplicato il time-steps dell'analisi effettuata per il numero di volte che la tensione nell'elemento risulta maggiore di 1,8 MPa. Per il caso della costruzione idraulica, soggetta solo al carico idrostatico, il valore è pari a zero secondi in quanto la tensione principale agente è già inferiore alla "DTS", come si evidenzia nella Figura 9.36:

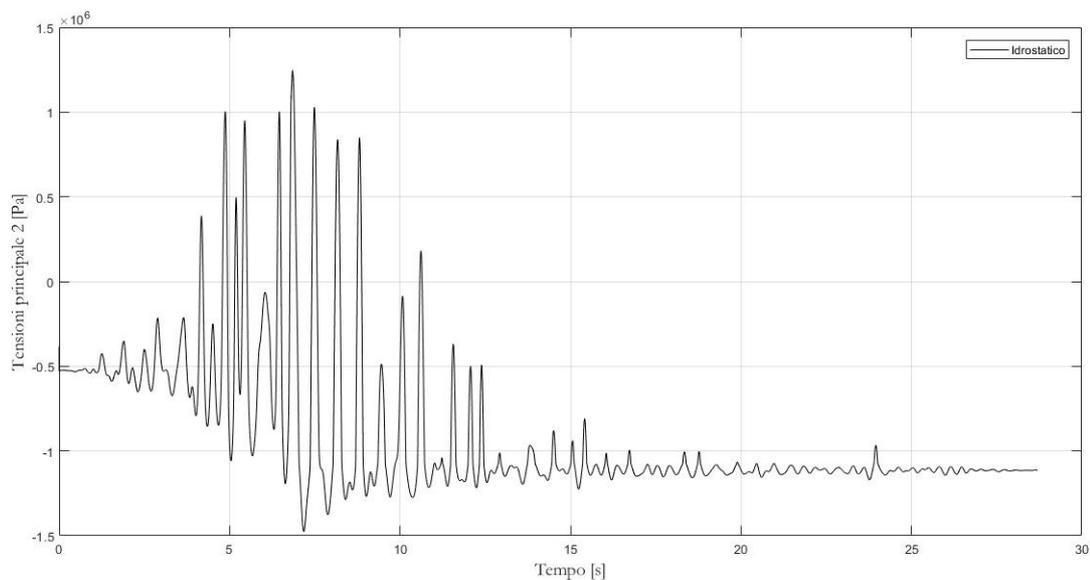


Figura 9.36 Storia di tensione - modello di riferimento.

Le storie di tensione principale relative ai modelli in cui si introducono le masse addizionali o la zona dell'invaso i valori sono maggiori come visto in precedenza. E in particolare per tutti i picchi si individua un aumento importante. In Allegato F sono presenti i tre grafici in cui si mette in evidenza i picchi di tensioni che oltrepassano il limite di trazione del calcestruzzo. Solamente con l'ultimo metodo, presentato precedentemente, si sono osservati più picchi che oltrepassano il limite di trazione. Si riporta la storia tensionale del modello in cui la spinta idrodinamica è simulata attraverso la modellazione della zona dell'invaso:

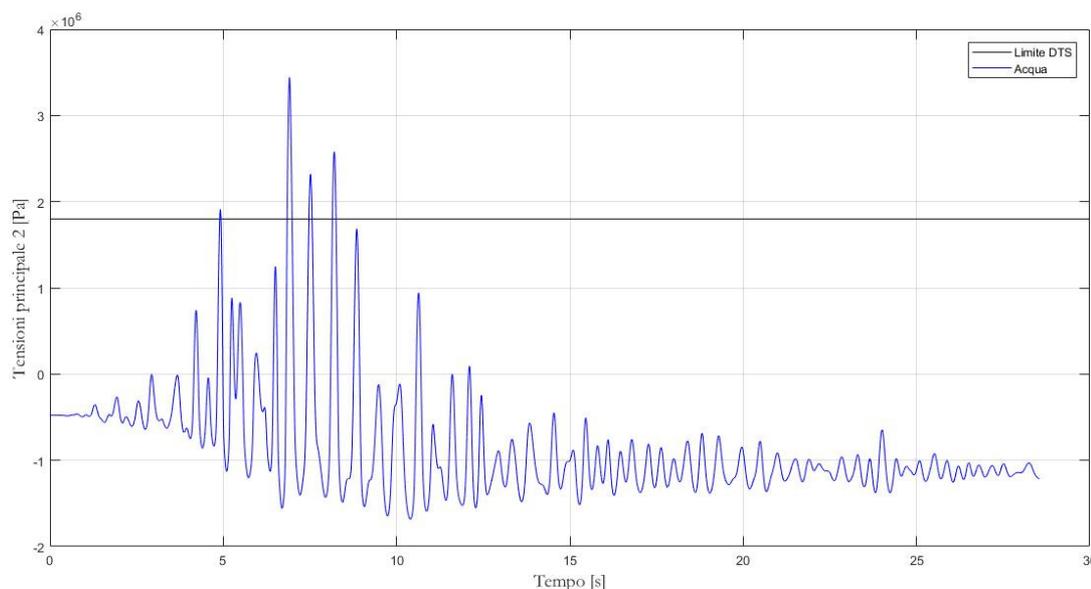


Figura 9.37 Storia di tensione - metodo zona acqua.

Attraverso una semplice operazione è possibile determinare il tempo cumulato in cui la tensione è oltre il limite predisposto da normativa. È evidente che per i modelli in cui si utilizzat l' approccio di Zangar o Westegard il valore risulti essere molto piccolo, in quanto il valore di "DCR" è prssimo all'unità. Si riporta la Tabella 9.39 riassuntiva con le durate cumulate calcolate:

Metodo	Durata cumulata	
Westerggard	0.06	[s]
Zangar	0.03	[s]
Elemento "acqua"	0.27	[s]

Tabella 9.39 Durata cumulata in cui la tensione è superiore a DTS.

Le durate ottenute risulta essere tutte inferiore al limite richiesto dalla normativa, pari a 0,3 secondi per le dighe a gravità, ma risultano essere sicuramente superiori al valore del modello di riferimento in cui non è stata valutata la pressione idrodinamica.

È possibile inoltre mettere a diretto confronto la storia di tesione ricavata per i tre metodi utilizzati per definire l'interazione diga-serbatoio. Il modello con l'elemento "acqua" possiede, per tutto il sisma, picchi tensionali decisamente più elevati rispetto agli altri modelli come riportato nella Figura 9.38:

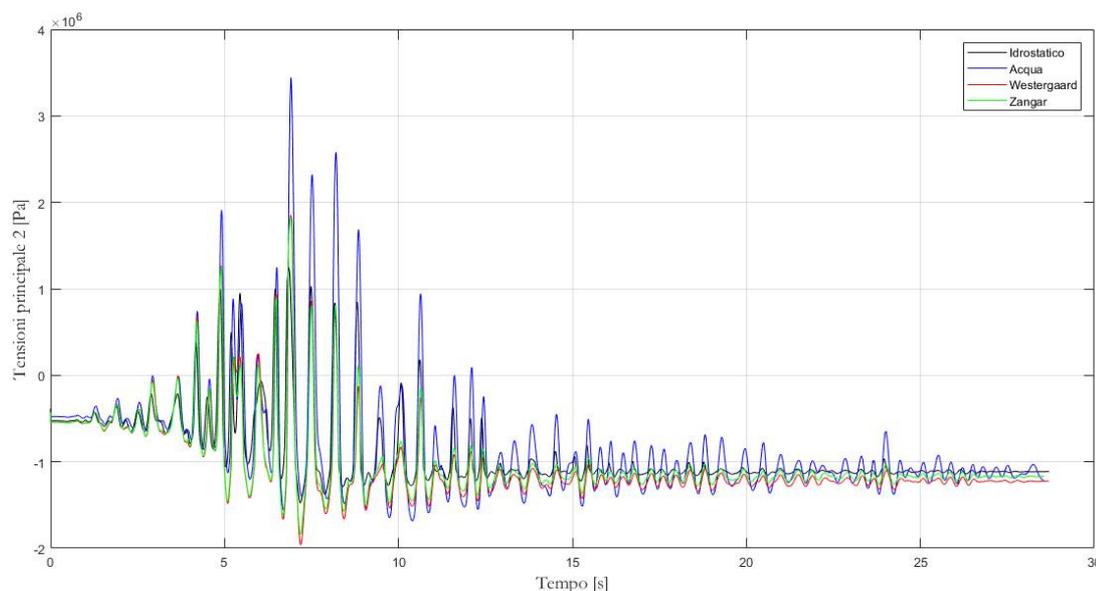


Figura 9.38 Confronto tra i diversi modelli - storia tensionale.

Essendo l'elemento analizzato a contatto diretto con gli elementi "acqua" presenta questo tipo di amplificazione. Questo è dovuto anche al fatto che le masse addizionali sono state discretizzate per ogni strato di 10 metri della costruzione idraulica e inoltre esse non sono a diretto contatto con gli elementi analizzati.

Si nota inoltre che tutte le storie tensionali analizzate presentano un incremento dello stress dell'elemento considerato, il grafico si abbassa leggermente. Questo aumento è dovuto al fatto che l'interfaccia alla base della diga è stata descritta attraverso il criterio di Mohr-Coulomb, il quale permette di ottenere piccoli spostamenti residui provocando un incremento della tensione principale. Inoltre la presenza dell'interfaccia, così definita, smorza una percentuale dell'energia del sisma e solo in parte influenza la struttura analizzata.

9.7.6.3 Spostamenti e Area di danno

L'ultimo parametro considerato è lo spostamento orizzontale misurato in cresta alla diga. Esso risulta essere una caratteristica importante, anche nelle analisi lineari, per valutare se vi siano problemi di stabilità globale della diga. Si riportano in Allegato F gli spostamenti ottenuti con i tre metodi differenti confrontati direttamente con i risultati del modello di riferimento idrostatico. Si illustra l'andamento nel tempo degli spostamenti nella seguente figura:

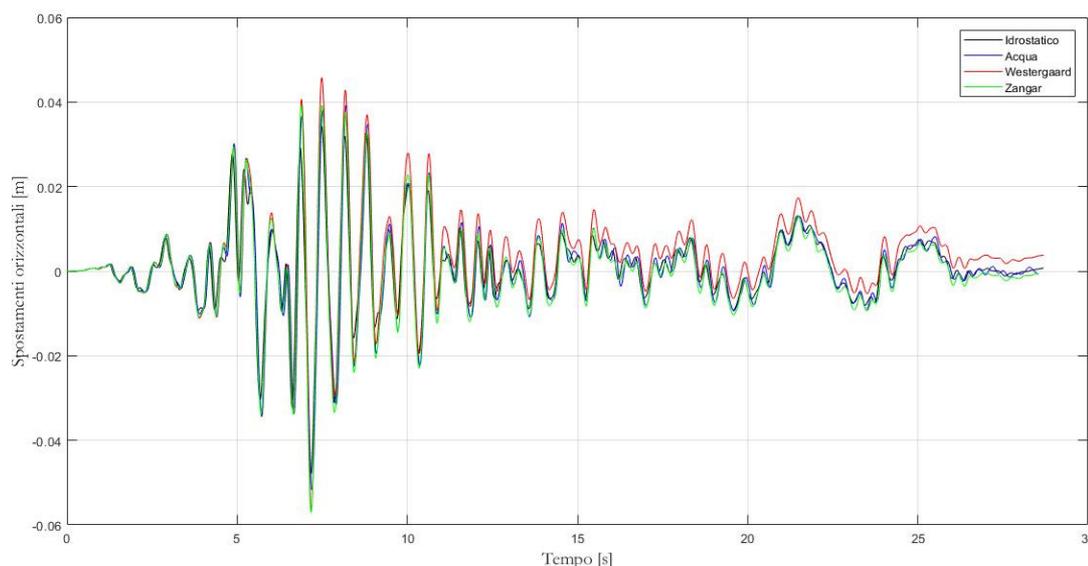


Figura 9.39 spostamenti orizzontali misurati in cresta secondi i differenti metodi.

La risposta globale della struttura a seconda dei diversi metodi risulta essere molto simile sia nel caso in cui l'interazione struttura serbatoio venga simulata con le masse di Westergaard o di Zangar sia nel caso in cui sia presente la zona "acqua" nel modello. In particolare lo spostamento massimo durante l'evento sismico è superiore in tutti i tre casi a 35 mm, valore ricavato dal modello di riferimento. Si riporta la Tabella 9.40 successiva con i dati ricavati:

Metodo	Massimo spostamento
Idrostatico	34 [mm]
Westergaard	46 [mm]
Zangar	43 [mm]
Elemento "acqua"	39 [mm]

Tabella 9.40 Spostamenti orizzontali massimi misurati.

Si stima quindi che il valore dello spostamento massimo che si misura in cresta alla costruzione idraulica, nel momento in cui si consideri l'effetto idrodinamico, è maggiorato di una percentuale compresa tra 20 e 30%.

Per la sezione considerata il danno è relativamente ridotto e solo pochi "elementi" della diga in RCC oltrepassano il limite tensionale di trazione dettato da normativa. La sezione 0+200 km, presentata fino a questo punto, è piuttosto ampia e ben stabile come individuato nell'analisi di stabilità. Si riporta la zona di rottura della sezione considerata:

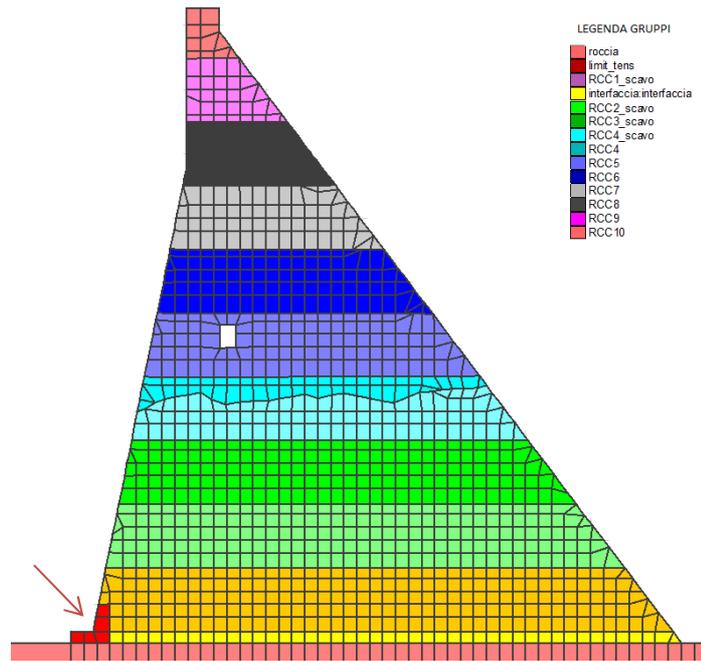


Figura 9.40 Zona di danno sezione 0+200km.

Nel momento in cui si effettuano le medesime analisi ma per la sezione di maggior dimensioni si ottiene un'area decisamente più estesa e consistente come riportato nella seguente immagine:

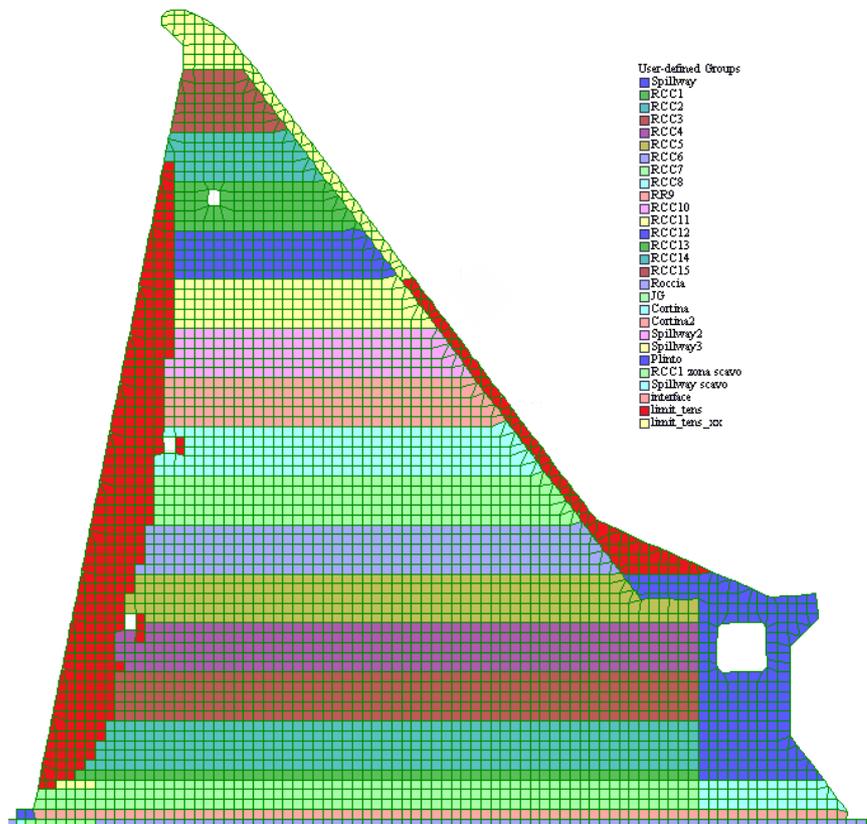


Figura 9.41 Zona di danno sezione 0+333km.

Questa sezione possiede un'area di danno, evidenziata con elementi in rosso, pari a circa l'11% di quella totale, rientrando nei limiti. Si deve prevedere una zona di rinforzo, con una miscela con maggior contenuto di cemento al metro cubo, in queste zone esterne per un'estensione di circa 4-5 metri dalla superficie della struttura.

9.7.7 - Risultati ottenuti – Influenza dell'input sismico

In continuità con quanto definito precedentemente, la normativa richiede di effettuare le verifiche dinamiche con l'utilizzo di tre differenti accelerogrammi che siano rappresentativi e coerenti con quanto determinato dallo studio di pericolosità sismica. Gli accelerogrammi di progetto selezionati sono riportati in Allegato B. La normativa definita dal USACE prevede che in generale la pressione idrodinamica venga descritta secondo quanto riportato dal Westergaard, in particolare introducendo le masse addizionali corrispondenti sulla faccia a monte della costruzione idraulica, il quale risulta essere un approccio di tipo conservativo.

I risultati ottenuti, in termini di danneggiamento della costruzione, livello tensionale e spostamenti, devono essere analizzati e confrontati in modo da determinare la situazione più gravosa in generale. Si mette in evidenza che a seconda del sisma utilizzato i valori sono molto differenti e l'influenza delle frequenze della struttura e del sisma giocano un ruolo fondamentale nella risposta dinamica della diga.

Si riportano nella seguente Tabella 9.41 le caratteristiche intrinseche dei terremoti selezionati:

Caratteristica sismica	MCE1	MCE2	MCE3
Accelerazione massimo [g]	0.30	0.30	0.30
Velocità massima [m/s]	0.17	0.40	0.30
Spostamento massimo [cm]	4.09	15.52	3.54
Intensità di Arias [m/s]	1.04	2.54	1.58
Intensità caratteristica [Ic]	0.05	0.10	0.08
Energia specifica [m ² /s]	0.04	0.36	0.09
Durata significativa [s]	10.8	21.7	7.7

Tabella 9.41 Caratteristiche sismiche dei terremoti selezionati.

Fattori importanti, messi in evidenza dalla precedente Tabella 9.41, sono sicuramente i valori degli spostamenti massimi, l'intensità di Arias e la Durata significativa. Il terremoto numero due possiede dei valori molto elevati rispetto agli altri due sismi selezionati, questo

implica che la risposta della struttura all'evento sismico deve essere, in termini di tensioni e spostamento, superiore rispetto ai rimanenti casi.

In Allegato G si riportano la storia di tensione ricavata alla base della costruzione idraulica e gli andamenti degli spostamenti orizzontali nel tempo della cresta della diga.

Si raccolgono i dati principali ricavati dall'analisi dinamica con simulazione della pressione idrodinamica secondo l'approccio delle masse addizionali di Westergaard. In particolare si riportano, nella Tabella 9.42, i dati di spostamenti e tensioni nei punti indicati del modello precedentemente.

Parametri di Controllo		MCE1	MCE2	MCE3
Spostamento massimo	[cm]	4.13	16.42	4.58
Tensione massima	[MPa]	1.42	1.91	1.85
Valore di DCR	[-]	0.79	1.06	1.03

Tabella 9.42 Confronto parametri di controllo a seconda dell'input sismico.

Risulta quindi evidente e in accordo con le caratteristiche sismiche presenti nella Tabella 9.41 che la risposta della struttura al sisma MCE-2 risulta essere la più gravosa. Le verifiche richieste da normativa quindi devono essere effettuate considerando questa soluzione. In particolare si nota che l'area di danneggiamento della struttura presenta sicuramente, almeno per questa sezione, un'area inferiore al 15%. Si valuta infine il valore della durata cumulata della tensione al di sopra del limite imposto da normativa, pari a 0,3 secondi per le costruzioni idrauliche. Il valore risulta essere pari a 0.1 e risulta essere all'interno dei limiti imposti da normativa.

Risulta quindi di importanza essenziale caratterizzare sismicamente al meglio la zona in esame, approfondendo lo studio di pericolosità sismica, e scegliere adeguatamente gli accelerogrammi utilizzati nelle differenti simulazioni.

CAPITOLO 10 - CONCLUSIONI

La corretta progettazione di grandi dighe a gravità in calcestruzzo deve presentare un percorso di analisi statico e dinamica adeguato e approfondito. La normativa americana, divulgata da U.S.A.C.E. e da U.S.B.R, prevede, a seconda delle caratteristiche della diga considerata, di effettuare differenti tipologie di analisi, partendo dallo studio di stabilità, nella quale la struttura viene considerata come un corpo infinitamente rigido soggetto solamente a forze concentrate, passando attraverso analisi di tipo tensionale per valutare la distribuzione di stress all'interno della struttura e arrivando, in fine, a valutare nel tempo l'andamento di tensioni, spostamenti e danno mediante analisi dinamica complete

Con il caso studio analizzato si vuole presentare sia la metodologia di calcolo da condurre, per definire i fattori di sicurezza e il livello tensionale, ma anche l'influenza che la modellazione della spinta idrodinamica e le caratteristiche intrinseche dei terremoti possiedono sui parametri di controllo richiesti da normativa.

Nello studio di grandi opere idrauliche, come quella presentata in questo elaborato, non risulta sufficiente effettuare analisi di stabilità e tensionali. In esse le sollecitazioni, indotte dall'evento sismico, vengono riprodotte attraverso forze e/o pressioni statiche equivalenti che non tengono conto della reale natura del terremoto. Questo aspetto è evidente se si valuta la tensione alla base della diga che, per queste tipologie di analisi, risulta essere di compressione, mentre nelle analisi dinamiche, presentate nel Paragrafo 9.7, si evidenzia come la storia di accelerazione di un sisma reale possa provocare picchi di amplificazione tensionale, producendo uno stato di trazione nel calcestruzzo.

Inoltre la definizione dell'interazione sismica che avviene tra struttura e invaso deve essere prese in conto nelle analisi dinamica agli elementi o differenze finite. Essa provoca, rispetto a considerare solamente l'azione statica dell'acqua, un aumento rilevante delle tensioni pari a circa il 40% e un incremento degli spostamenti di circa 20-30% a seconda dell'approccio utilizzato per descrivere la spinta idrodinamica. Risulta quindi non rappresentativo e non idoneo descrivere un sistema complesso, come quello dell'interazione diga-serbatoio, solamente attraverso l'applicazione, sulla faccia a monte

della diga, di una pressione parabolica statico equivalente, ma è necessario simulare l'effetto attraverso masse addizionali, secondo la teoria di Westergaard o di Zangar, oppure tramite la definizione di una zona rappresentante l'acqua all'interno del modello creato.

Infine il valore dell'accelerazione di picco al suolo non può indentificare in maniera univoca e assoluta il livello tensionale, il danno, gli spostamenti e in generale la risposta sismica delle dighe in RCC. I terremoti selezionati possiedono infatti la medesima "PGA", pari a circa 3 m/s^2 , ma presentano caratteristiche sismiche differenti, le quali influenzano in maniera significativa la risposta della struttura. In particolare si nota come, nel momento in cui si considera l'azione sismica del record MCE-2, la tensione alla base della costruzione e lo spostamento in cresta siano rispettivamente pari a 1.91 MPa e 16.42 cm, i quali risultano essere decisamente più elevati rispetto ai terremoti MCE-1 e MCE-3. Questo è dovuto essenzialmente ai valori elevati delle caratteristiche dinamiche del secondo sisma, che possiede un'intensità di Arias pari a circa 2.54 m/s e un valore di 21.7 secondi relativo alla durata significativa. I rispettivi parametri, per gli altri sismi considerati nelle analisi, sono invece dell'ordine di 1-1.5 m/s di Intensità e 8-11 secondi di durata, producendo una risposta sismica della struttura inferiore. Per questo motivo è fondamentale selezionare correttamente un "set" di accelerogrammi differenti ed infine effettuare le verifiche per il caso più gravoso ottenuto.

A livello progettuale le conclusioni sono che la sezione 0+200 km della diga analizzata riporta una zona minima di danno alla base della diga mentre la sezione 0+333 km presenta una percentuale pari al 11% dell'area totale. In queste zone deve essere previsto un rinforzo del calcestruzzo, aumentando la percentuale di cemento al metro cubo della miscela utilizzata. Per la sezione di dimensioni ridotte non è necessario effettuare alcuna analisi aggiuntiva, viceversa per la sezione principale sarebbe opportuno condurre un'ulteriore studio, implementando un comportamento del materiale non lineare e valutando più accuratamente l'estensione della zona di danno.

CAPITOLO 11 - BIBLIOGRAFIA

1. **Abrams, D** (1918), *"Effect of Time of Mixing on the Strength and Wear of Concrete,"* ACI JOURNAL, Proceedings V. 14
2. **A.C.I.** (2011), *"Roller Compacted Mass Concrete"*, American Concrete Institute, Report 207.5 R, Detroit, MI.
3. **CADAM** – Software Manual – University of Montreal.
4. **C42/C42M**, Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete.
5. **C469/C469M**, Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.
6. **C494/C494M**, Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete.
7. **Cannon, R. W.** (1993), *"An Entrained Roller-Compacted Concrete"*. Concrete International V.15.
8. **C. Anderson, C. Mohorovic, L. Mogck, B. Cohen, G. Scott** (1998), *"Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with BackCalculations"*, DSO-98-05, U.S.B.R. Dam Safety Office.
9. **C.N. Zangar, R.J. Haefeli** (1952), *"Electric analogic indicates effect of horizontal earthquake shock on dams"*, Civil Engineering.
10. **C.N. Zangar** (1952), *"Hydrodynamic Pressure on Dams Due to Horizontal Earthquake Effects"*, U.S.B.R, Denver, Colorado.
11. **Ghosh, A.K.** (2010), *"Shear Strength of Dam-Foundations Rock Interface - A Case Study"*, Indian Geotechnical Conference – 2010.
12. **G. Lanzo, L. Verrucci, A. Pagliaroli, G. Scasserra** (2015), *"Seismic safety assessment of a concrete gravity dam in Southeastern Sicily"*, SECED 2015 Conference World Cambridge UK.

13. **M.E. Mohamad , I.S. Ibrahim, R. Abdullah, A.B. Abd. Rahman, A.B.H. Kueh, J. Usman** (2014), *"Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond"*, Faculty of Civil Engineering, Universiti Teknologi Malaysia, 81310 Johor Bahru, Johor, Malaysia.
14. **McLean, F. G., and Pierce, J. S.** (1988), *"Comparison of Joint Strengths for Conventional and Roller-Compacted Concrete"*, Roller-Compacted Concrete II, ASCE, New York.
15. **M. Pasbani-Khiavi, A.R.M. Gharabaghi , K.Abedi** (2008), *"Dam-Reservoir Interaction Analysis Using Finite Element Model"*, XIV World Conference on Earthquake Engineering. Beijin China.
16. **I.C.O.L.D.** (1991), *"Getto Continuo e Calcestruzzo Rullato nella Costruzione delle Dighe"*, Comitato Internazionale delle Grandi Dighe, Roma, Italia.
17. **I.C.O.L.D.** (1998), *"La Verifica Sismica Delle Dighe – Criteri Generali e Confronto Con le Normative"*, Comitato Internazionale delle Grandi Dighe, Roma, Italia.
18. **I.C.O.L.D.** website - www.icold-cigb.net.
19. **Itasca Consulting Group** –FLAC 2D manual.
20. **Kramer S.L.** (1996), *"Geotechnical Earthquake Engineering"*, University of Washington.
21. **Raphael, J. M.** (1971), *"The Optimum Gravity Dam"*, *Rapid Construction of Concrete Dams"*, ASCE, New York
22. **R.V. Dawson, D.D. Curtis, C.R. Donnelly** (1996), *"Sliding Stability of Concrete Gravity Dams"*, Canadian Electricity Association, Montreal.
23. **Software CADAM** - www.polymtl.ca/structures/en/downloads/cadam.
24. **U.S.A.C.E.** (1980), *"Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works"*, EM 1110-2-1602, Washington, DC.
25. **U.S.A.C.E.** (1989), *"Retaining and Flood Walls"*, EM 1110-2-2502, Washington, DC.
26. **U.S.A.C.E.** (1994), *"Standard Practice for Concrete for Civil Works Structures"*, EM 1110-2-2000, Washington, DC.
27. **U.S.A.C.E.** (1994), *"Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete Dams"*, EP 1110-2-12, Washington, DC.

28. **U.S.A.C.E.** (1995), "*Gravity Dam Design*", EM 1110-2-2200, Washington, DC.
29. **U.S.A.C.E.** (1999), "*Response Spectra and Seismic Analysis For Concrete Hydraulic structures*", EM 1110-2-6050, Washington, DC.
30. **U.S.A.C.E.** (2000), "*Roller Compacted Concrete*", EM 1110-2-2006, Washington, DC.
31. **U.S.A.C.E.** (2003), "*Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures*", EM 1110-2-6051, Washington, DC.
32. **U.S.A.C.E.** (2005), "*Stability Analysis of Concrete Structures*", EM 1100-2-2100, Washington, DC.
33. **U.S.A.C.E.** (2007), "*Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures*", EM 1110-2-6053, Washington, DC.
34. **U.S.A.C.E.** (2016), "*Earthquake Design and Analysis for Corps of Engineers Projects*", ER 1110-2-1806, Washington, DC.
35. **U.S.B.R** (1976), "*Design of Gravity Dams*", Design Manual For Concrete Gravity Dams, Denver, Colorado.
36. **U.S.B.R** (2005), "*Roller-Compacted Concrete –Design and Construction Consideration for Hydraulic Structures*", Design Manual For Concrete Gravity Dams, Denver, Colorado.
37. **U.S.B.R** (1987) "*Design of Small Dams*", Water Resources Technical Publication, Denver, Colorado.
38. **U.S.B.R** (2011) "*Seismic Induced Loads on Spillway Gates- Phase I*", Dam Safety Technology Development Program, Denver, Colorado.
39. **V.B. Ashtankar, H.S.Chore** (2014), "*Development of design mix roller compacted concrete dam at Middle Vaitarana*", Advances in Concrete Construction.
40. **Westergaard, H.M.** (1933), "*Water pressures on darns during earthquakes*", Transactions American Society of Civil Engineering.

CAPITOLO 12 - ALLEGATO
Allegato A - Composizione Chimica Miscela di Calcestruzzo

Dam/ project	Mixture type/ID	Year	NMSA, in. (mm)	Air, %	Water	Cement	Pozzolan	Fine aggregate	Coarse aggregate	Density, lb/ yd ³ (kg/ m ³)	Air-entrained admixture, oz/yd ³ (cc/m ³)	Water-reducing admixture, oz/yd ³ (cc/m ³)
					Quantities, lb/yd ³ (kg/m ³)							
Al Wehdah	70C60F	2006	2.0 (50)	2.0	211 (25)	118 (70)	101 (60)	1530 (910)	2300 (1365)	4260 (2530)	22 (13)	—
Al Wehdah	60C60F	2006	2.0 (50)	2.0	211 (25)	101 (60)	101 (60)	1530 (910)	2310 (1370)	4255 (2525)	22 (13)	—
Camp Dyer	RCC1	1994	1.5 (37.5)	3.6	151 (90)	139 (82)	137 (81)	1264 (750)	2265 (1344)	3956 (2347)	7 (4)	4 (2)
Concepcion	152C	1990	3 (75)	0.5	157 (93)	152 (90)	0	1371 (813)	2057 (1220)	3737 (2217)	—	—
Cuchillo Negro	130C100P	1991	3 (75)	—	228 (135)	130 (77)	100 (59)	1591 (944)	2045 (1213)	4094 (2429)	—	—
Galesville	RCC1	1985	3 (75)	—	190 (113)	89 (53)	86 (51)	1310 (777)	2560 (1519)	4235 (2513)	—	—
	RCC2	1985	3 (75)	—	190 (113)	110 (65)	115 (68)	1290 (765)	2520 (1495)	4225 (2513)	—	—
Middle Fork	112C	1984	3 (75)	—	160 (95)	112 (66)	0	1152 (683)	2138 (1268)	3562 (2113)	—	—
Santa Cruz	RCCA EA	1989	2 (50)	2.3	170 (101)	128 (76)	127 (75)	1227 (728)	2301 (1365)	3953 (2345)	7 (4)	3 (2)
Siegrist	80C80P	1992	1.5 (37.5)	1	162 (96)	80 (47)	80 (47)	1922 (1140)	2050 (1216)	4294 (2548)	—	—
	90C70P	1992	1.5 (37.5)	1	162 (96)	90 (53)	70 (42)	1923 (1141)	2052 (1217)	4297 (2549)	—	—
	100C70P	1992	1.5 (37.5)	1	162 (96)	100 (59)	70 (42)	1920 (1139)	2048 (1215)	4300 (2551)	—	—
Stacey Spillway	210C105P	1989	1.5 (37.5)	—	259 (154)	210 (125)	105 (62)	3500 (2076)	—	—	—	—
Stagecoach	120C130P	1988	2 (50)	—	233 (138)	120 (71)	130 (77)	156 (86)	2459 (1459)	4098 (2431)	—	—
Upper Stillwater	RCCA85	1985	2 (50)	1.5	159 (94)	134 (79)	291 (173)	1228 (729)	2177 (1292)	3989 (2367)	—	12 (7)
	RCCB85	1985	2 (50)	1.5	150 (89)	159 (94)	349 (207)	1171 (695)	2178 (1292)	4007 (2377)	—	20 (12)
	RCCA	1986	2 (50)	1.5	167 (99)	134 (79)	292 (173)	1149 (682)	2218 (1316)	3960 (2349)	—	16 (9)
	RCCB	1986	2 (50)	1.5	168 (100)	157 (93)	347 (206)	1148 (682)	2131 (1264)	3952 (2345)	—	21 (12)
Urugua-I	101C	1988	3 (75)	—	169 (100)	101 (60)	0	2102 (1247)	2187 (1297)	4559 (2705)	—	—
Victoria	113C112P	1991	2 (50)	—	180 (107)	113 (67)	112 (66)	1365 (810)	2537 (1505)	4307 (2555)	—	—
Willow Creek	175C	1982	3 (75)	1.2	185 (110)	175 (104)	0	1108 (657)	2794 (1958)	4262 (2529)	—	—
	175C80P	1982	3 (75)	1.2	185 (110)	175 (104)	80 (47)	1097 (645)	2739 (1625)	4266 (2531)	—	—
	80C32P	1982	3 (75)	1.2	180 (107)	80 (47)	32 (19)	1123 (666)	2833 (1681)	4248 (2520)	—	—
	315C135P	1982	1.5 (37.5)	1.2	184 (109)	315 (187)	135 (80)	1390 (825)	2086 (1238)	4110 (2438)	—	—
Zintel Canyon	125CA	1992	2.5 (63)	4.5	170 (101)	125 (74)	0	1519 (901)	2288 (1357)	4102 (2434)	18 (11)	18 (11)
	125CNA	1992	2.5 (63)	1.4	188 (112)	125 (74)	0	1586 (941)	2371 (1407)	4270 (2533)	—	18 (11)
	300CA	1992	2.5 (63)	—	171 (101)	300 (178)	0	1348 (800)	2388 (1417)	4207 (2496)	36 (21)	42 (25)

Figura 12.1 Composizione chimica della miscela di calcestruzzo di alcune dighe in RCC.

Valutazione della Risposta Sismica di una Diga in Calcestruzzo Compattato (RCC)

Dam/ project	Mixture type/ID	Cement, lb/yd ³ (kg/m ³)	Pozzolan, lb/yd ³ (kg/m ³)	w/cm	NMSA, in. (mm)	Joint type	Age, days	Core compressive strength, psi (MPa)	Peak cohesion, psi (kPa)	Shear φ, deg	Residual shear cohesion, psi (kPa)	Residual shear φ, deg	Vebe consistency, s	Bonded joints, %	Joint maturity, "F-h"	Comments
Cuchillo Negro	130C100P	130 (77)	100 (59)	0.99	3 (75)	B	750	2530 (17)	225 (1551)	58	—	—	—	—	—	
	130C100P	130 (77)	100 (59)	0.99	3 (75)	P	750	2530 (17)	360 (2482)	52	—	—	—	—	—	
	130C100P	130 (77)	100 (59)	0.99	3 (75)	NB	750	2530 (17)	100 (689)	62	—	—	—	—	—	
Elk Creek	118C56P	118 (70)	56 (33)	1.00	3 (75)	P	90	1340 (9)	125 (862)	49	—	49	—	21	—	
	RCC1	89 (51)	86 (51)	1.09	3 (75)	NB	415	2080 (14)	110 (758)	67	80 (552)	40	—	24	500	
Galesville	RCC1	89 (51)	86 (51)	1.09	3 (75)	B	415	2080 (14)	330 (2275)	52	70 (483)	43	—	76	—	
	RCC1	89 (51)	86 (51)	1.09	3 (75)	P	415	2080 (14)	380 (2620)	33	95 (655)	45	—	—	—	
Mujib	143/0-6.0	143 (85)	0 (0)	—	2 (50)	P	365	1870 (12.9)	250 (1700)	—	—	—	30 to 45	—	—	Conveyor delivery
	143/0-6.0	143 (85)	0 (0)	—	2 (50)	P	365	1870 (12.9)	220 (1500)	—	—	—	30 to 45	—	—	Truck delivery
	143/0-6.0	143 (85)	0 (0)	—	2 (50)	B	365	1870 (12.9)	170 (1200)	—	—	—	30 to 45	—	—	Conveyor delivery
	143/0-6.0	143 (85)	0 (0)	—	2 (50)	B	365	1870 (12.9)	160 (1100)	—	—	—	30 to 45	—	—	Truck delivery
Olivehain Trial Placement	100/100-195	100 (59)	100 (59)	0.98	2 (50)	B	205	1620 (11.2)	350 (2410)	63	109 (751)	39	16	79	1130	
	100/100-195	100 (59)	100 (59)	0.98	2 (50)	B	207	1620 (11.2)	305 (2100)	62	79 (540)	50	16	97	170	
	100/100-195	100 (59)	100 (59)	0.98	2 (50)	P	206	1620 (11.2)	337 (2320)	62	78 (540)	50	16	—	—	
Saluda Trial Placement	104/89-6.0	175 (104)	150 (89)	0.89	1.5 (37.5)	NB	365	2760 (19.0)	82 (570)	56	0	47	15 to 20	†	375	Lightly washed
	104/89-6.0	175 (104)	150 (89)	0.89	1.5 (37.5)	B	365	2760 (19.0)	210 (1480)	67	0	49	15 to 20	†	375	Lightly washed
	104/89-6.0	175 (104)	150 (89)	0.89	1.5 (37.5)	B	365	2760 (19.0)	10 (70)	66	0	45	15 to 20	†	750	Lightly washed
	74/89-6.3	125 (74)	150 (89)	0.91	1.5 (37.5)	NB	365	2610 (18.0)	12 (80)	49	0	42	38	†	375	Lightly washed
	89/89-6.8	150 (89)	150 (89)	0.86	1.5 (37.5)	NB	365	3190 (22.0)	46 (320)	45	0	43	25 to 35	†	750	Air blown
	89/89-6.8	150 (89)	150 (89)	0.86	1.5 (37.5)	B	365	3190 (22.0)	65 (450)	61	0	52	25 to 35	†	750	Air blown
	89/89-6.8	150 (89)	150 (89)	0.86	1.5 (37.5)	NB	365	3190 (22.0)	65 (450)	47	0	43	25 to 35	†	375	Air blown
	89/89-6.8	150 (89)	150 (89)	0.86	1.5 (37.5)	NB	365	3190 (22.0)	81 (560)	49	0	43	25 to 35	†	125	Air blown
	89/89-6.8	150 (89)	150 (89)	0.86	1.5 (37.5)	B	365	3190 (22.0)	38 (260)	67	0	42	25 to 35	†	125	Air blown
	104/89-	175 (104)	150 (89)	—	1.5 (37.5)	B	365	2760 (19.0)	0 (0)	64	0	45	35	†	375	Air blown
Upper Stillwater	104/89-	175 (104)	150 (89)	—	1.5 (37.5)	NB	365	2760 (19.0)	8 (55)	36	0	44	35	†	375	Air blown
	RCCA	134 (79)	292 (173)	0.39	2 (50)	NB	365	5220 (36)	450 (3103)	53	30 (207)	49	17	80	—	
	RCCA	134 (79)	292 (173)	0.39	2 (50)	NB	545	5590 (39)	560 (3821)	76	20 (138)	53	17	—	—	
	RCCA85	134 (79)	291 (173)	0.37	2 (50)	P	120	3870 (27)	300 (2068)	55	30 (207)	42	29	60	—	
	RCCB	150 (89)	328 (195)	0.35	2 (50)	NB	730	6510 (45)	440 (3034)	48	20 (138)	46	29	60	—	
	RCCB	150 (89)	328 (195)	0.35	2 (50)	P	5000	4630 (31.9)	570 (3900)	49	—	—	15	—	—	
	RCCB	150 (89)	328 (195)	0.35	2 (50)	NB	5000	4630 (31.9)	380 (2600)	52	—	—	15	90	24-h	
Victoria	RCCB	150 (89)	328 (195)	0.35	2 (50)	NB	5000	4630 (31.9)	650 (4500)	34	—	—	15	90	12-h	
	113C112P	113 (67)	112 (66)	0.80	2 (50)	P	365	2680 (18)	280 (1931)	64	40 (276)	47	730	—	—	
	113C112P	113 (67)	112 (66)	0.80	2 (50)	NB	365	2680 (18)	230 (1586)	69	10 (69)	44	—	—	—	
Willow Creek	113C112P	113 (67)	112 (66)	0.80	2 (50)	NB	365	2680 (18)	170 (1172)	62	200 (1379)	48	—	—	—	
	175C	175 (104)	0	1.06	3 (75)	NB	200	—	185 (1278)	65	—	—	—	57	500	
	175C80P	175 (104)	80 (47)	0.73	3 (75)	NB	200	—	186 (1279)	63	—	—	—	54	500	
Zintel Canyon	80C32P	80 (47)	32 (19)	1.61	3 (75)	NB	200	—	115 (793)	62	—	—	—	58	500	
	125CNA	125 (74)	0	1.50	2.5 (63)	NB	345	1510 (10)	85 (586)	56	10 (69)	40	14	—	—	
	125CNA	125 (74)	0	1.50	2.5 (63)	B	345	1510 (10)	200 (1379)	54	10 (69)	40	14	65	—	
125CNA	125 (74)	0	1.50	2.5 (63)	P	345	1510 (10)	290 (1999)	56	0	55	14	—	—		

*Majority of Saluda test samples were purposely precracked at lift joint before testing.

†Except as noted.

Note: Joint type: B = bedding concrete or mortar; NB = no bedding; and P = parent concrete.

Figura 12.2 Resistenze al taglio di provini estratti da dighe in RCC.

Allegato B - Accelerogrammi OBE e MCE Selezionati

Si riportano di seguito gli accelerogrammi di partenza, cioè non scalati e non filtrati, selezionati e ricavati dallo studio di pericolosità sismica. Per primi si riportano le storie di accelerazione per il livello "OBE" e la Tabella 12.1 riassuntiva dei parametri dei sismi selezionati:

Valutazione della Risposta Sismica di una Diga in Calcestruzzo Compattato (RCC)

a/a	Nome - evento sismico - data	M _s	Durata	Tipo di faglia	Distanza
[-]	[-]	[-]	[s]	[-]	[km]
OBE-1	Chi-Chi 06 Taiwan 1999-comp- N	6.3	80	Reverse	110
OBE-2	Iwate_FKSH17 2008-comp- NS	6.9	200	Reverse	132
OBE-3	Cchurch_PEEC 2011 comp NW	6.2	24	Reverse/Oblique	122

Tabella 12.1 Caratteristiche accelerogrammi selezionati - livello OBE.

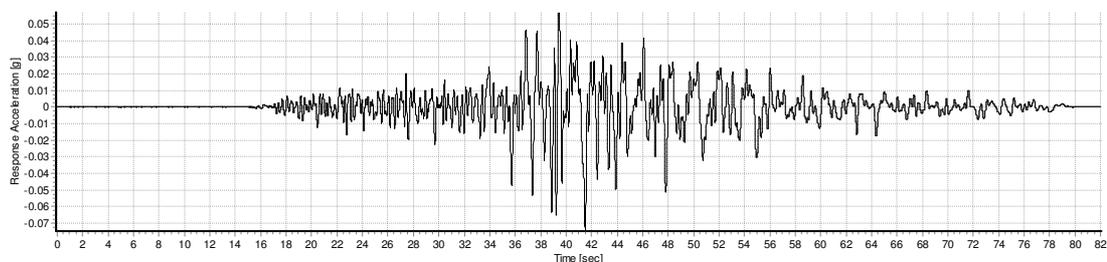


Figura 12.3 Accelerogramma originale OBE 1.

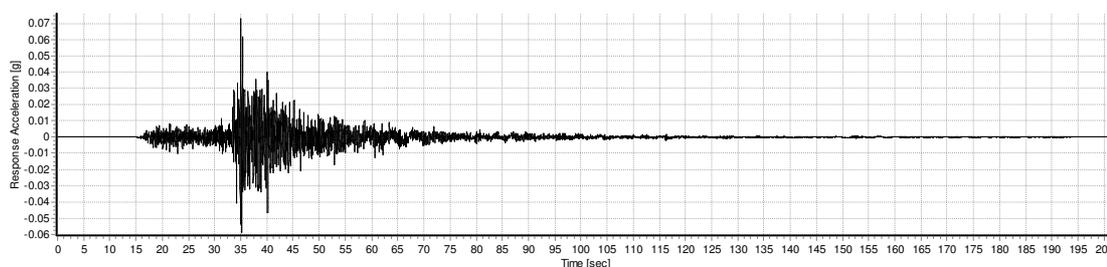


Figura 12.4 Accelerogramma originale OBE 2.

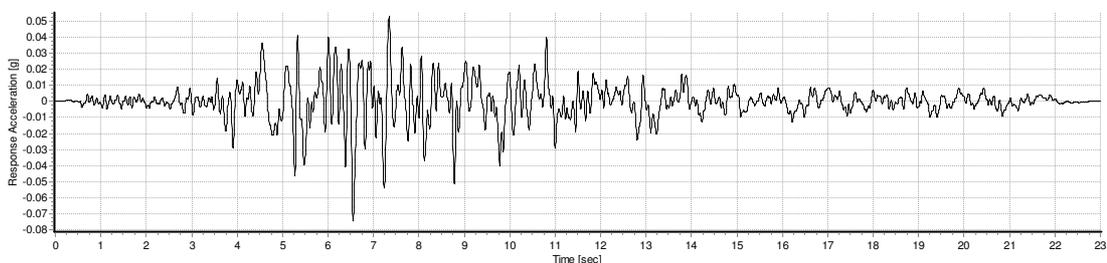


Figura 12.5 Accelerogramma originale OBE 3.

Si riportano di seguito i terremoti selezionati e la rispettiva storia di accelerazione per il livello sismico MCE:

a/a	Nome - evento sismico - data	M _s	Durata	Tipo di faglia	Distanza
[-]	[-]	[-]	[s]	[-]	[km]
MCE-1	Italia Irpinia-Brienza 1980-comp- 000	6.9	35	Normal	22.5
MCE-2	Italia Irpinia-Vulture 1980-comp- 000	6.2	46	Normal	22.7
MCE-3	Grecia Griva 1990 comp- NS	6.1	28.5	Normal	32.8

Tabella 12.2 Caratteristiche accelerogrammi selezionati - livello MCE.

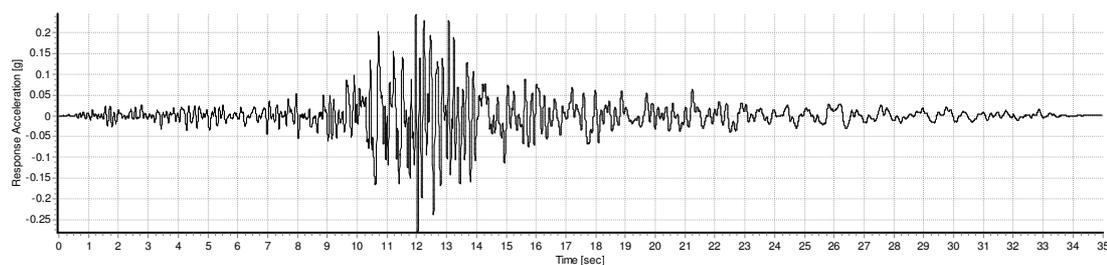


Figura 12.6 Accelerogramma originale MCE 1.

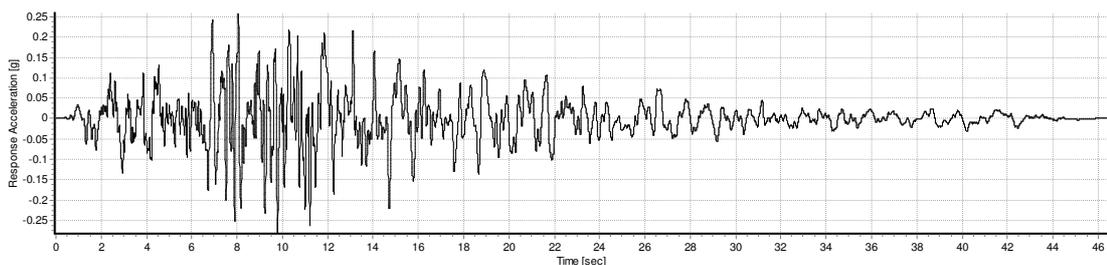


Figura 12.7 Accelerogramma originale MCE 2.

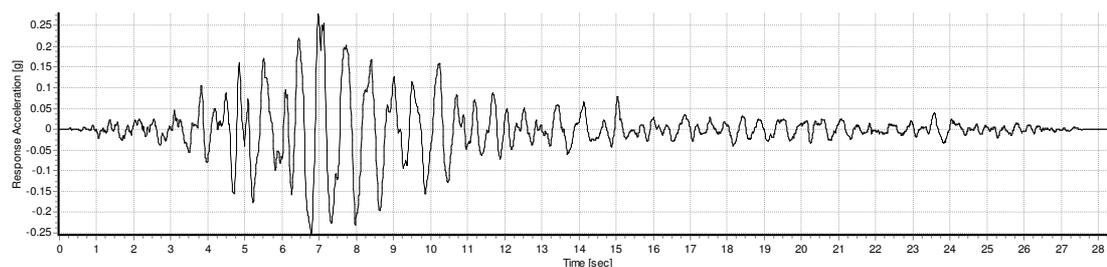


Figura 12.8 Accelerogramma originale MCE 3.

Allegato C - Risultati Analisi di Stabilità - CADAM

Nell'allegato vengono presentate le schermate ottenute dall'analisi di stabilità effettuata sulla sezione considerata. Per ogni combinazione viene riportato:

- un'immagine relativa alla condizione di carico
- un'immagine con i relativi fattori di sicurezza allo scorrimento, ribaltamento e sollevamento.

Per la definizione dei carichi utilizzati far riferimento al capitolo 3 "Analisi di Stabilità".

Combinazione di carico usuale – numero 1

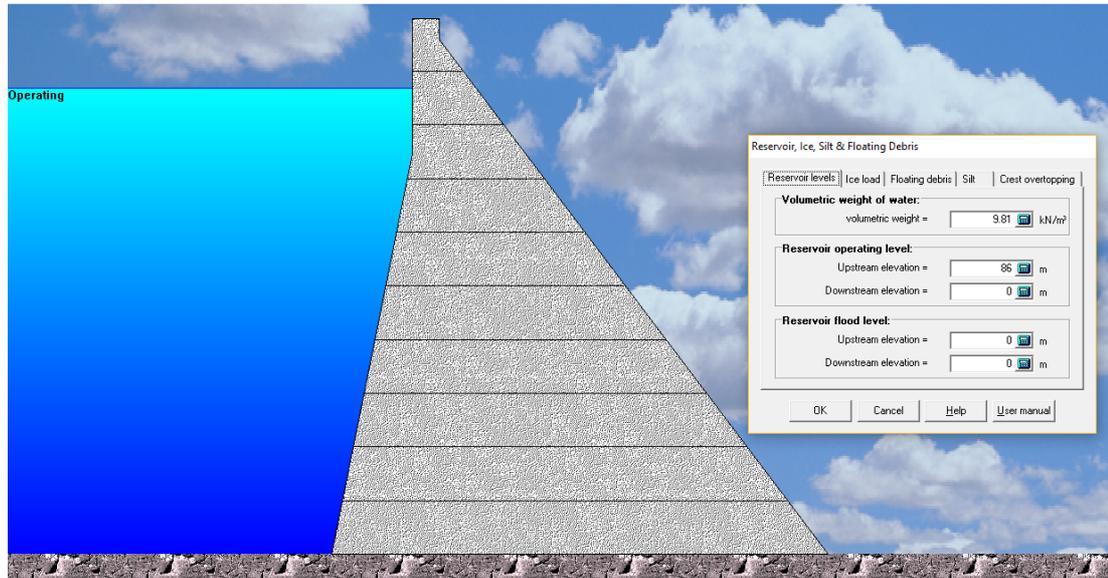


Figura 12.9 Condizione di carico - combinazione 1.

CADAM - Stability drawing Page 2
 By Martin Leclerc, M. Ing.
 NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: _____ Dam location: _____ Analysis performed by: _____
 Dam: _____ Date: 23/08/2017 Project engineer: _____
 Owner: _____

Usual combination (stability analysis)

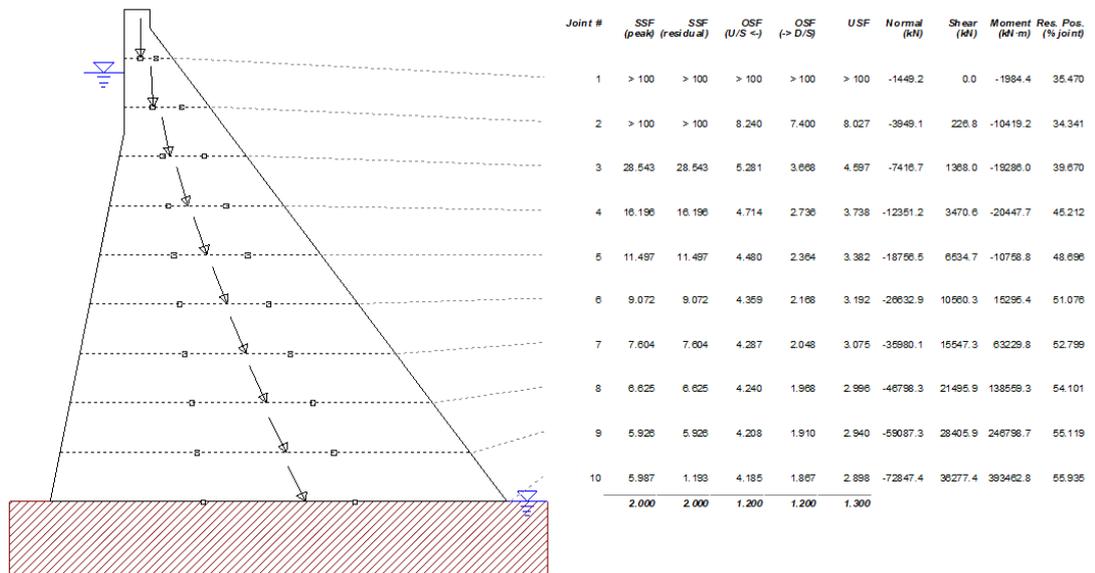


Figura 12.10 Combinazione 1 - fattori di sicurezza

Combinazione di carico usuale – numero 2

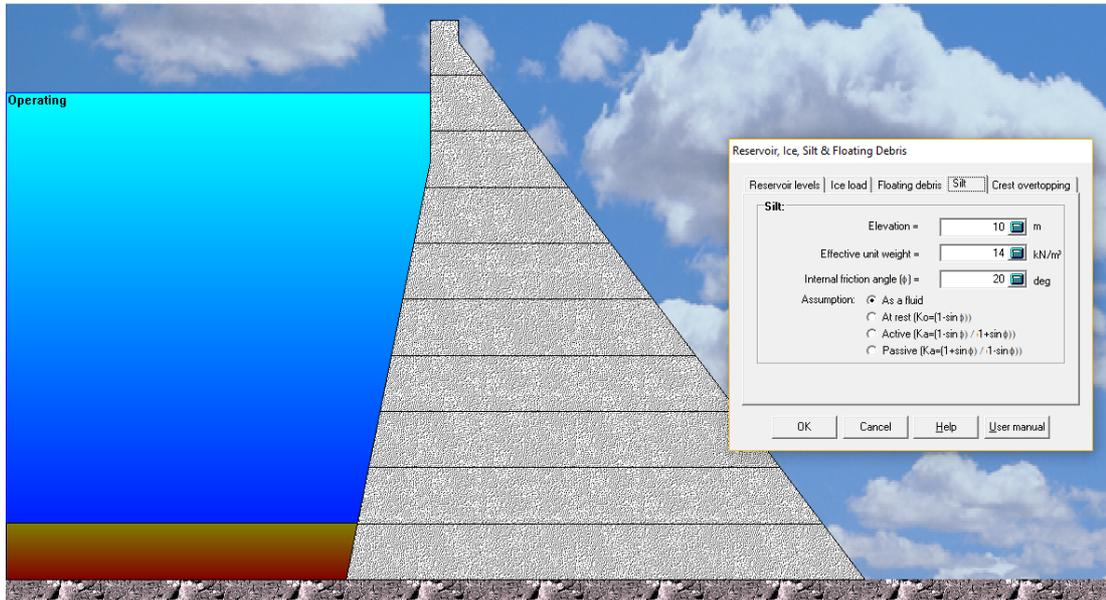


Figura 12.11 Condizione di carico - combinazione 2.



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.

NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project:
Dam:
Owner:

Dam location:
Date: 23/08/2017

Analysis performed by:
Project engineer:

Usual combination (stability analysis)

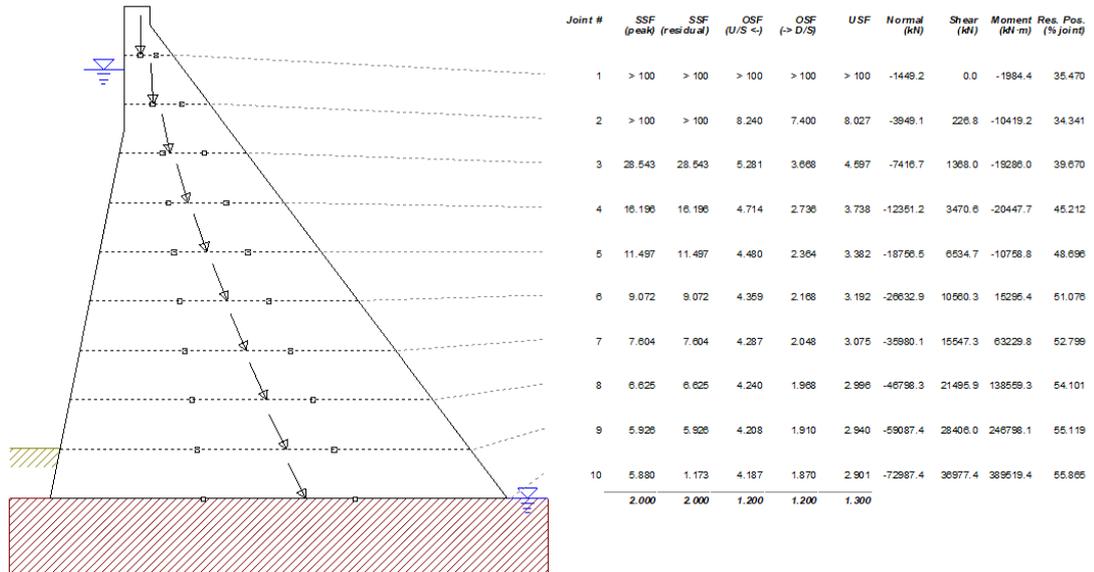


Figura 12.12 Combinazione 2 - fattori di sicurezza.

Combinazione di carico inusuale – numero 5

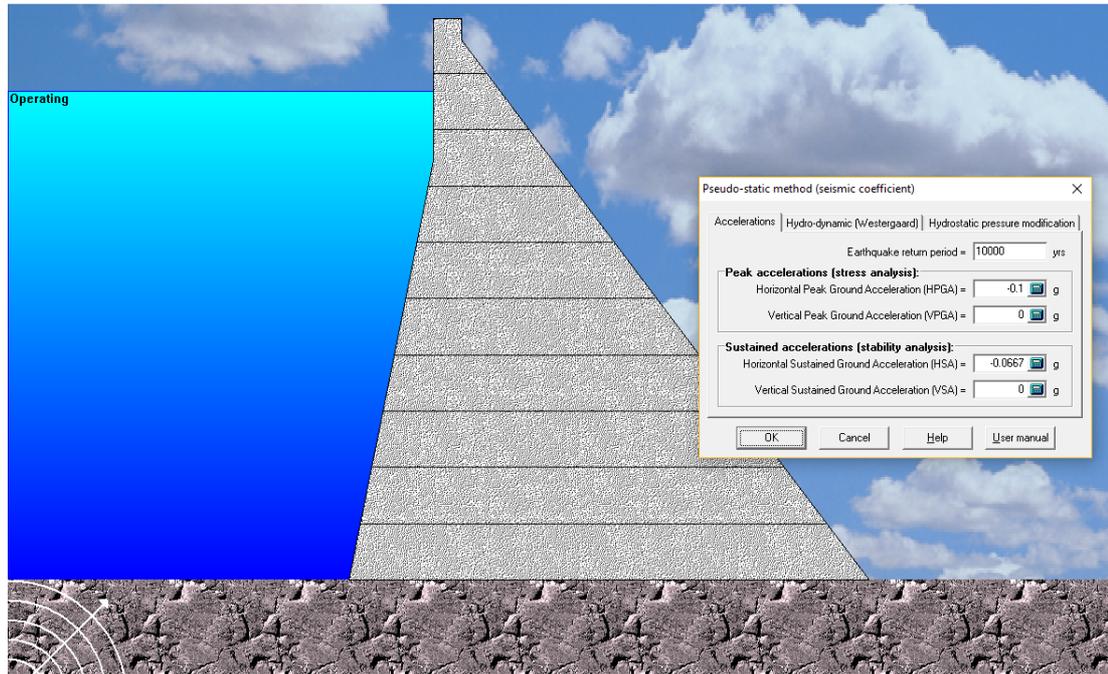


Figura 12.13 Condizione di carico - combinazione 5.



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project:
Dam:
Owner:

Dam location:
Date: 23/08/2017

Analysis performed by:
Project engineer:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (stability analysis)

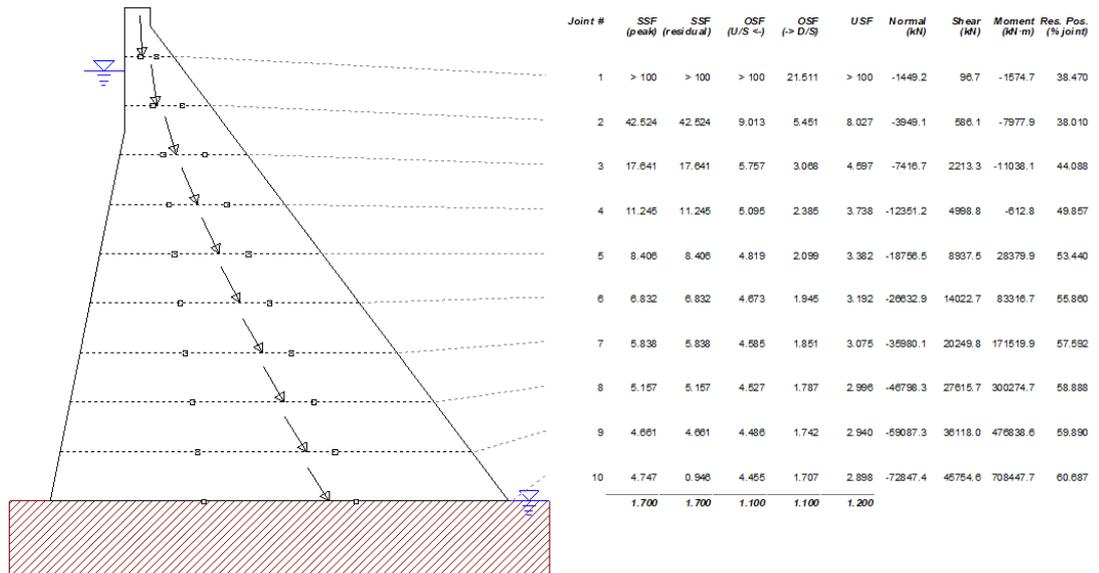


Figura 12.14 Combinazione 5 - fattori di sicurezza

Combinazione di carico inusuale – numero 6

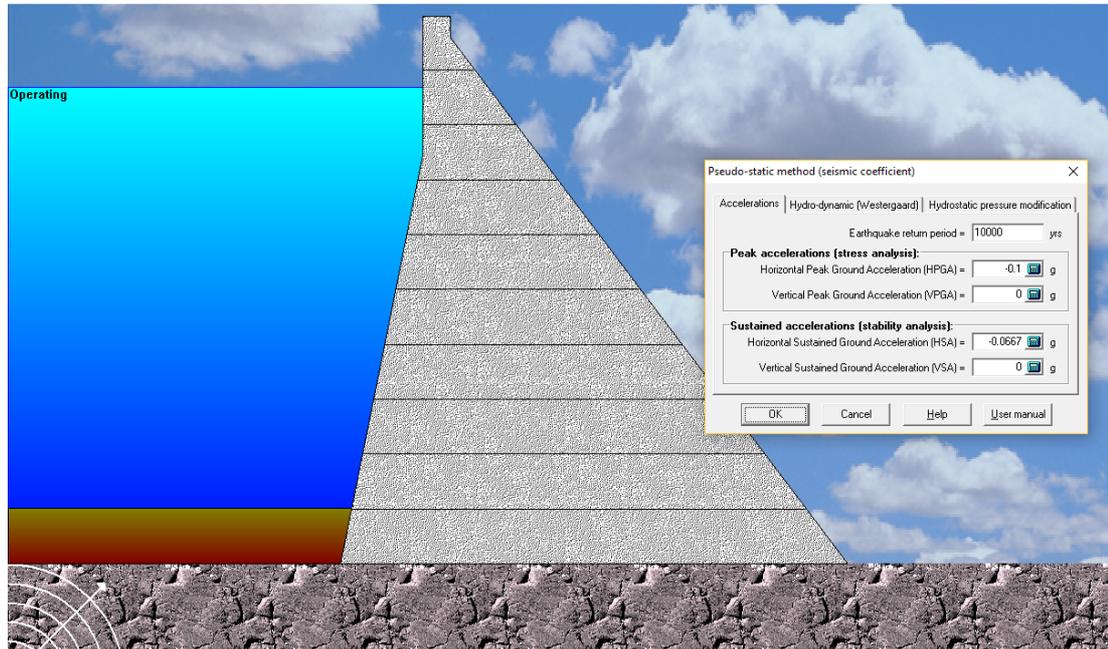


Figura 12.15 Condizione di carico - combinazione 6.



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
 Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
 Owner:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (stability analysis)

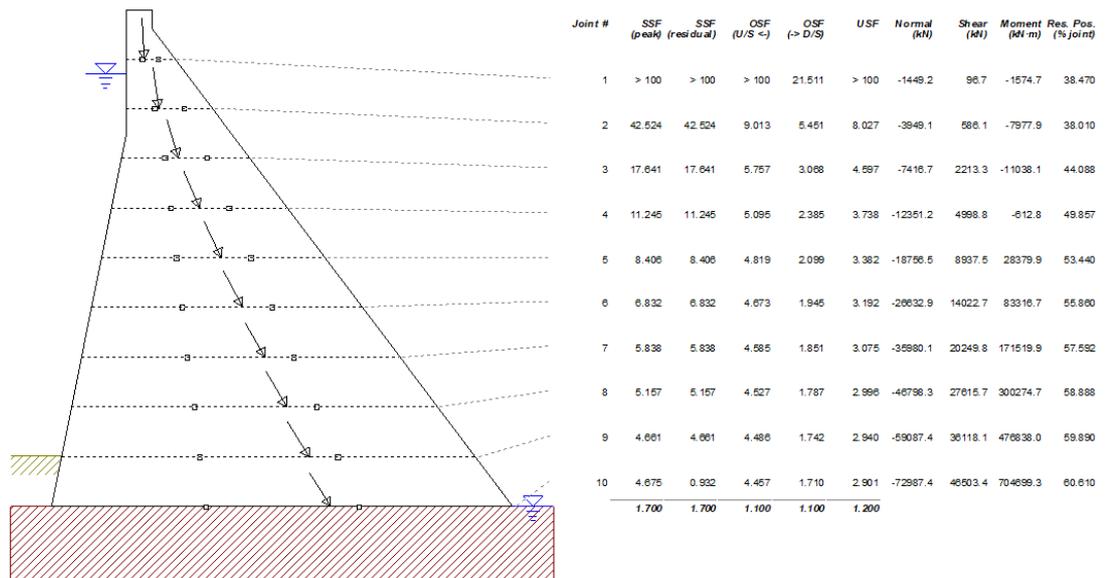


Figura 12.16 Combinazione 6 - fattori di sicurezza

Combinazione di carico Estremo – numero7

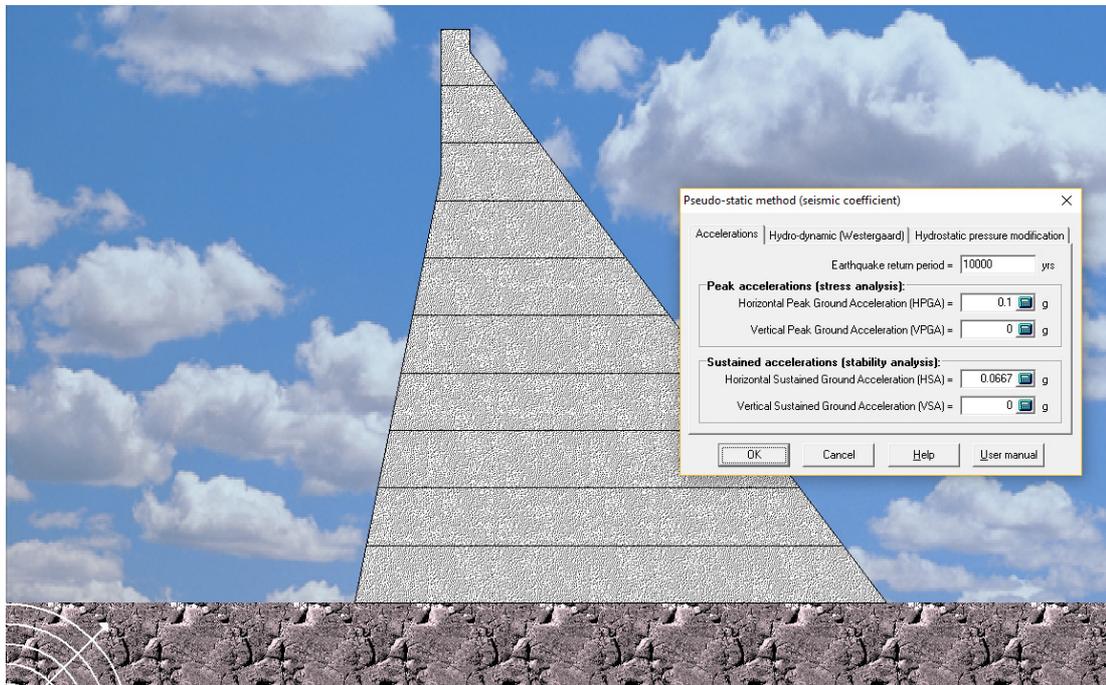


Figura 12.17 Condizione di carico - combinazione 7.



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project:
Dam:
Owner:

Dam location:
Date: 23/08/2017

Analysis performed by:
Project engineer:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (stability analysis)

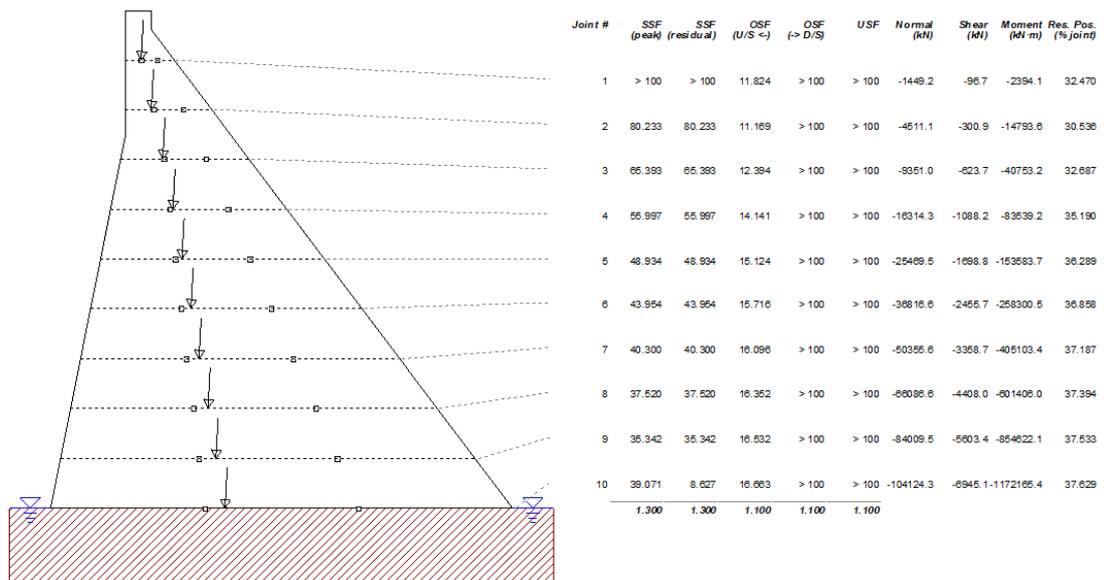


Figura 12.18 Combinazione 7 - fattori di sicurezza

Combinazione di carico Estremo – numero 8

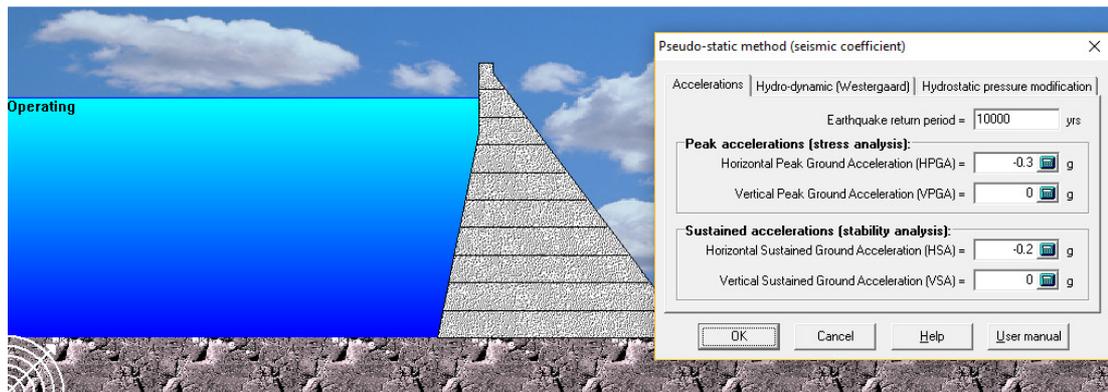


Figura 12.19 Condizione di carico - combinazione 8.

CADAM - Stability drawing Page 6
 By Martin Leclerc, M. Ing.
 NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Analysis performed by:
 Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
 Owner:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (stability analysis)

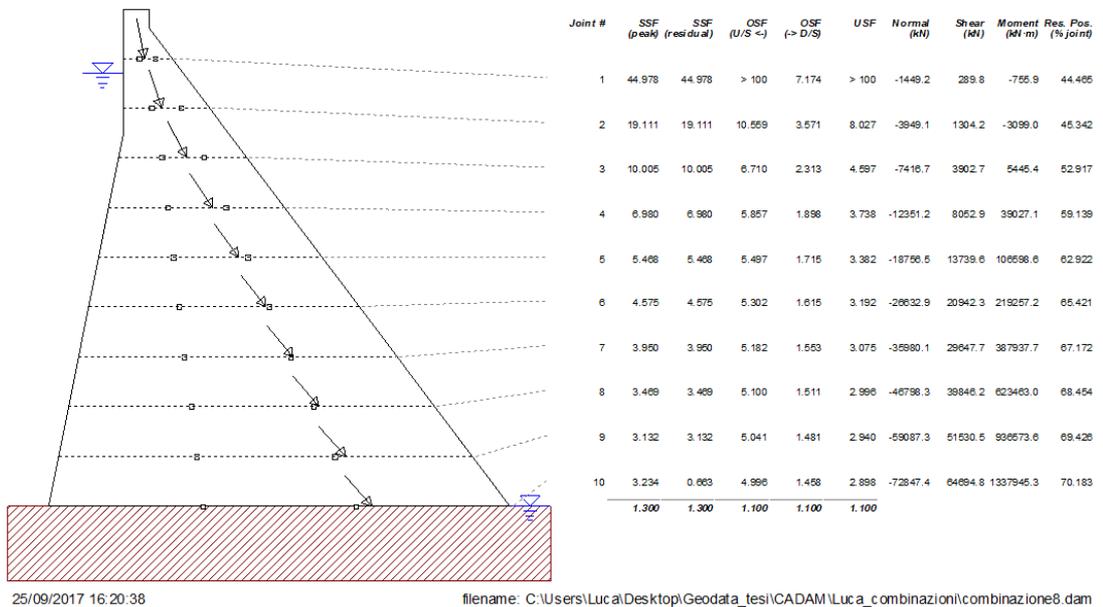


Figura 12.20 Combinazione 8 - fattori di sicurezza

Combinazione di carico Estremo – numero 9

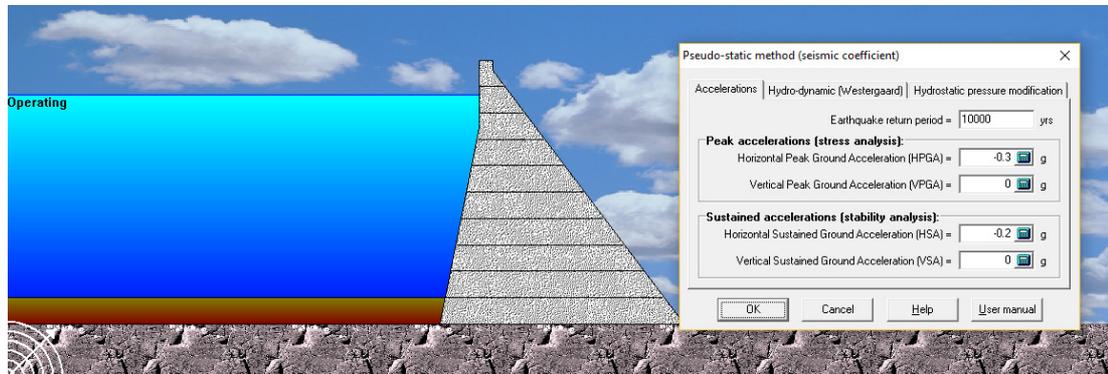
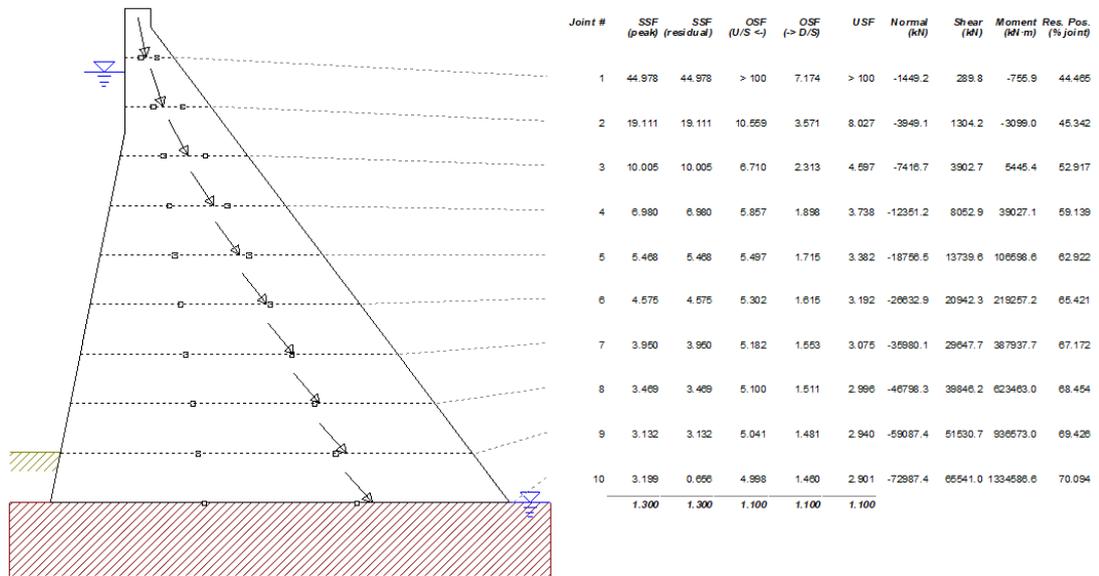


Figura 12.21 Condizione di carico - combinazione 9.

Project: Dam location:
 Dam: Date: 23/08/2017 Analysis performed by:
 Owner: Project engineer:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (stability analysis)



25/09/2017 16:22:50

filename: C:\Users\Lucal\Desktop\Geodata_tesi\CADAM\Luc_a_combinazioni\combinazione9.dam

Figura 12.22 Combinazione 9 - fattori di sicurezza

Combinazione di carico Estremo – numero 10

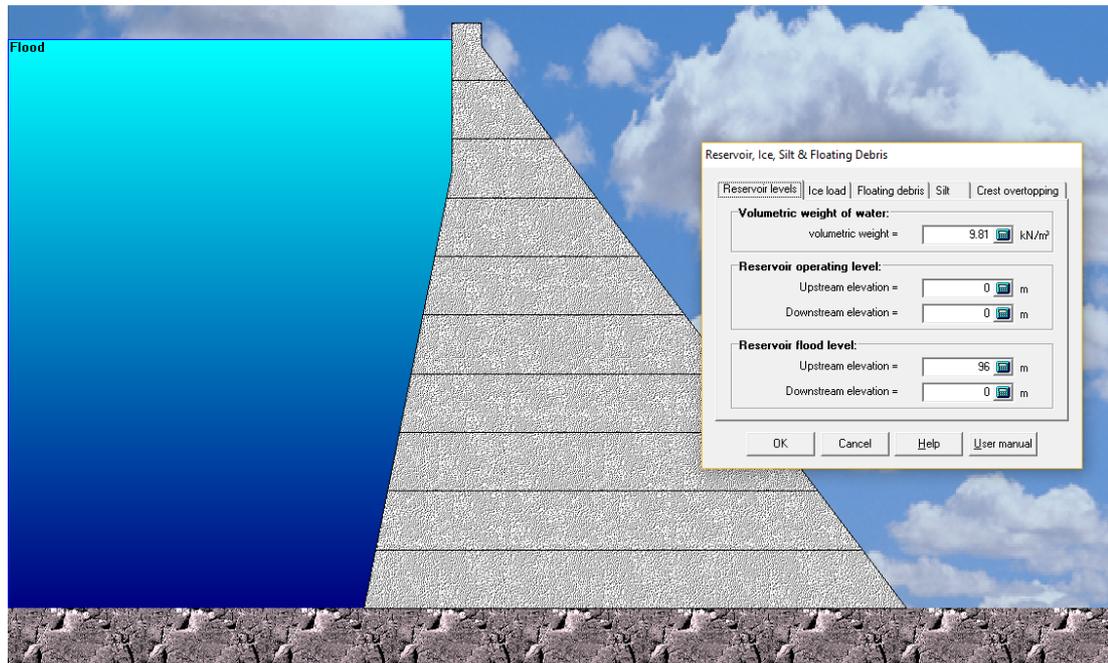


Figura 12.23 Condizione di carico - combinazione 10



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project:
Dam:
Owner:

Dam location:
Date: 23/08/2017

Analysis performed by:
Project engineer:

Flood combination (stability analysis)

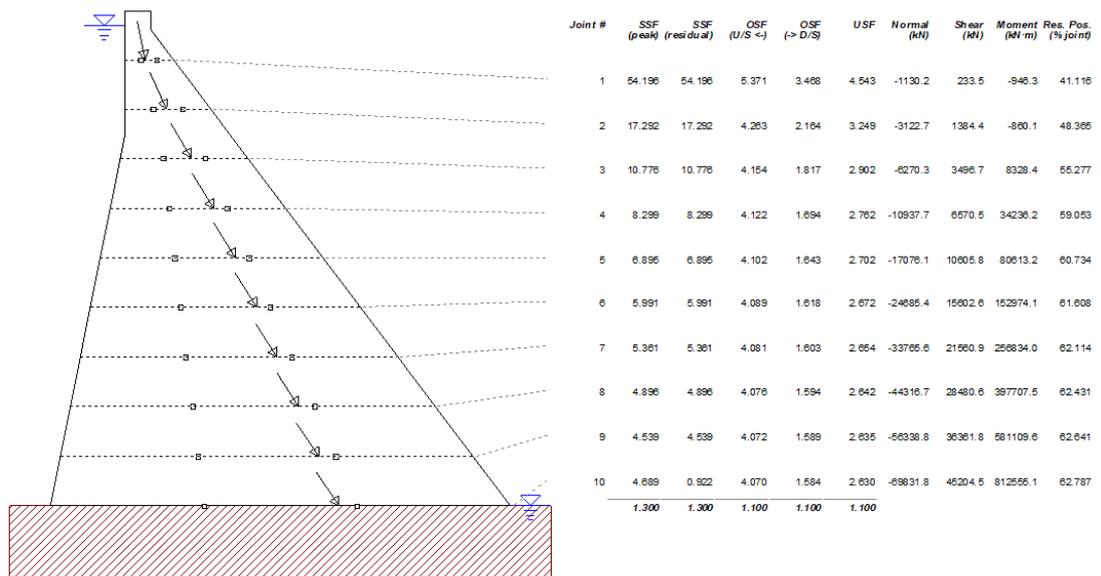


Figura 12.24 Combinazione 10 - fattori di sicurezza

Combinazione di carico Estremo – numero 11

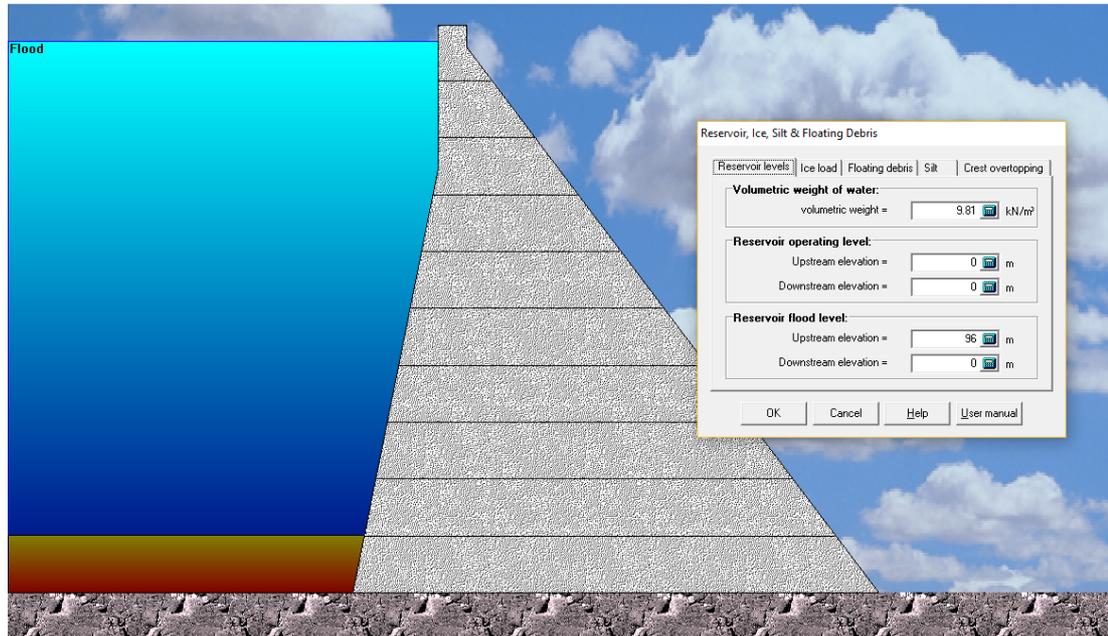


Figura 12.25 Condizione di carico - combinazione 11.

CADAM - Stability drawing Page 4
 By Martin Leclerc, M. Ing.
 NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Analysis performed by:
 Dam: Date: 23/08/2017
 Owner: Project engineer:

Flood combination (stability analysis)

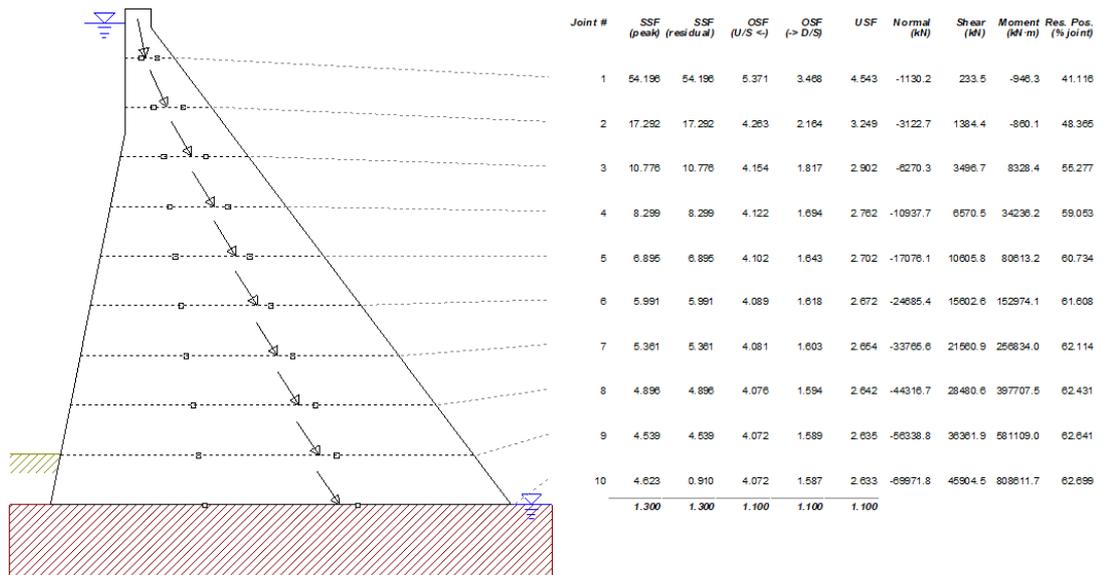


Figura 12.26 Combinazione 11 - fattori di sicurezza

Allegato D - Risultati Analisi Tensionale - CADAM

Nell'allegato vengono riportate per ogni combinazione analizzata un'immagine rappresentativa dei valori tensionali calcolabili su differenti piani orizzontali. I valori ripresi nella Tabella 9.23 di verifica sono quelli relativi all'interfaccia inferiore che rappresenta il contatto tra calcestruzzo e roccia di fondazione.

Combinazione di carico usuale – numero 1



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams. École Polytechnique de Montréal, Canada

Project:	Dam location:	Analysis performed by:
Dam:	Date: 23/08/2017	Project engineer:
Owner:		

Usual combination (effective stress analysis)

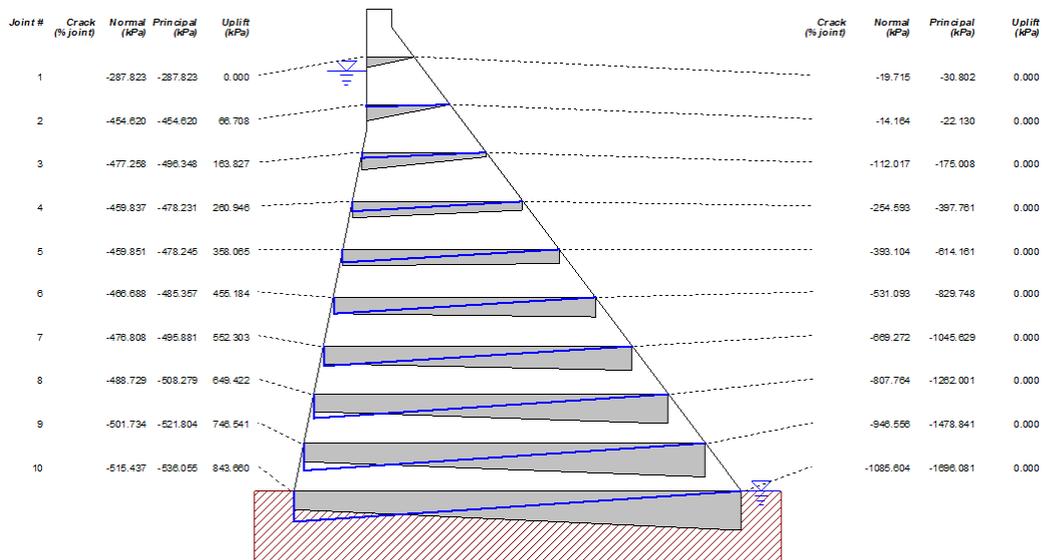


Figura 12.27 Livello tensionale - combinazione 1.

Combinazione di carico usuale – numero 2



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
 Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
 Owner:

Usual combination (effective stress analysis)

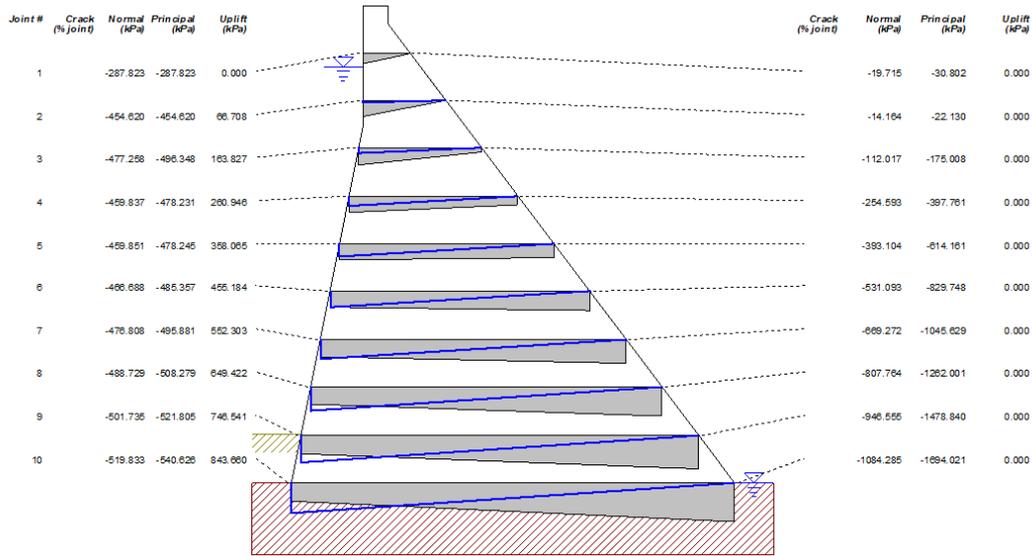


Figura 12.28 Livello tensionale - combinazione 2.

Combinazione di carico usuale – numero 5



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
 Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
 Owner:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (effective stress analysis)

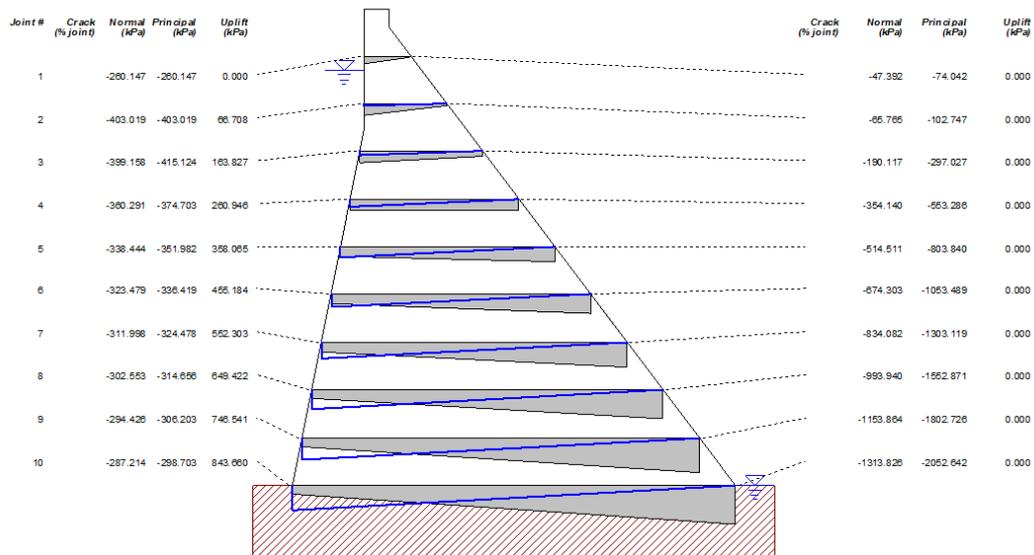


Figura 12.29 Livello tensionale - combinazione 5.

Combinazione di carico usuale – numero 6



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
Owner:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (effective stress analysis)

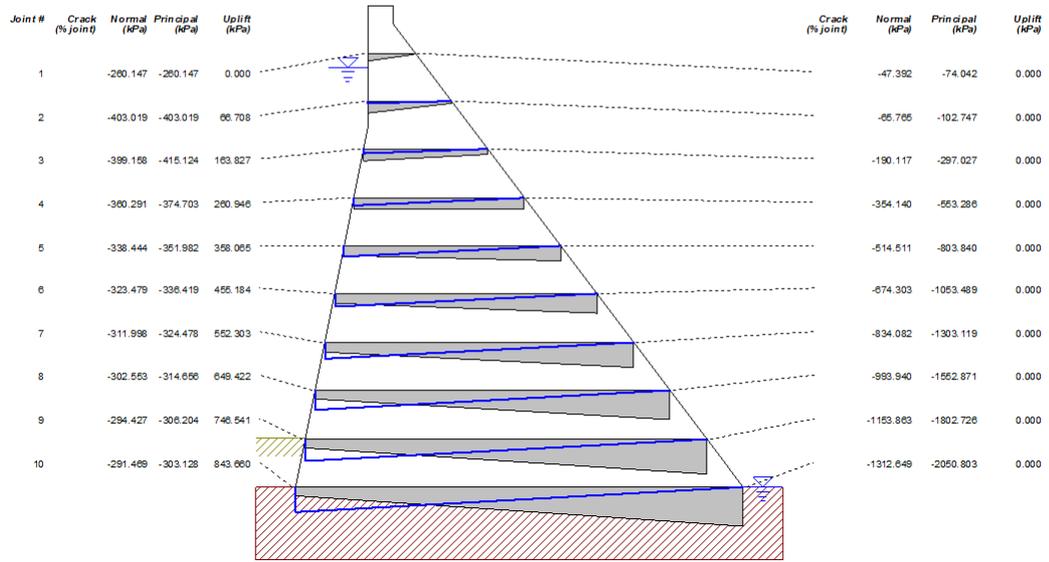


Figura 12.30 Livello tensionale - combinazione 6.

Combinazione di carico usuale – numero 7



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
Owner:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (effective stress analysis)

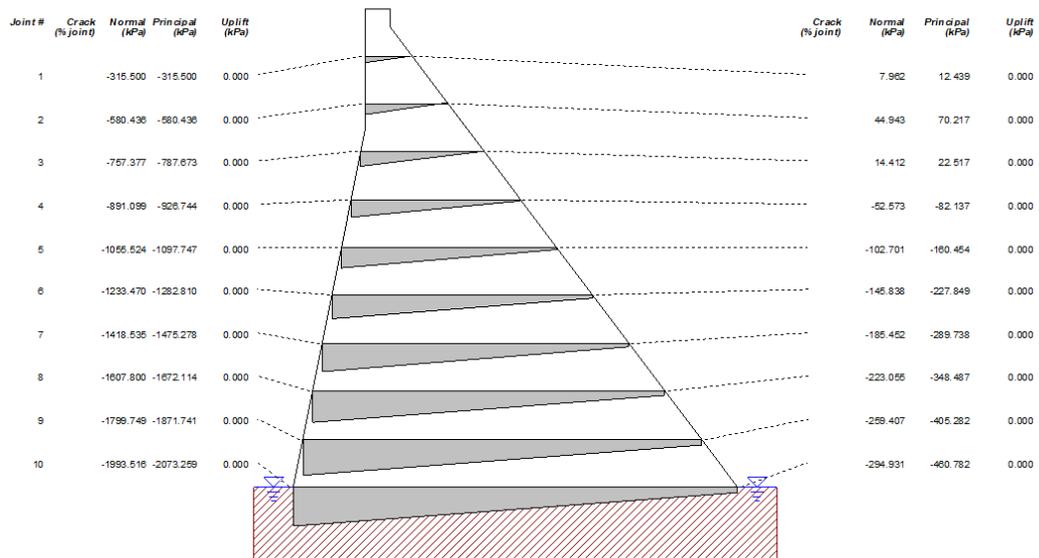


Figura 12.31 Livello tensionale - combinazione 7.

Combinazione di carico usuale – numero 8



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
Owner:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (effective stress analysis)

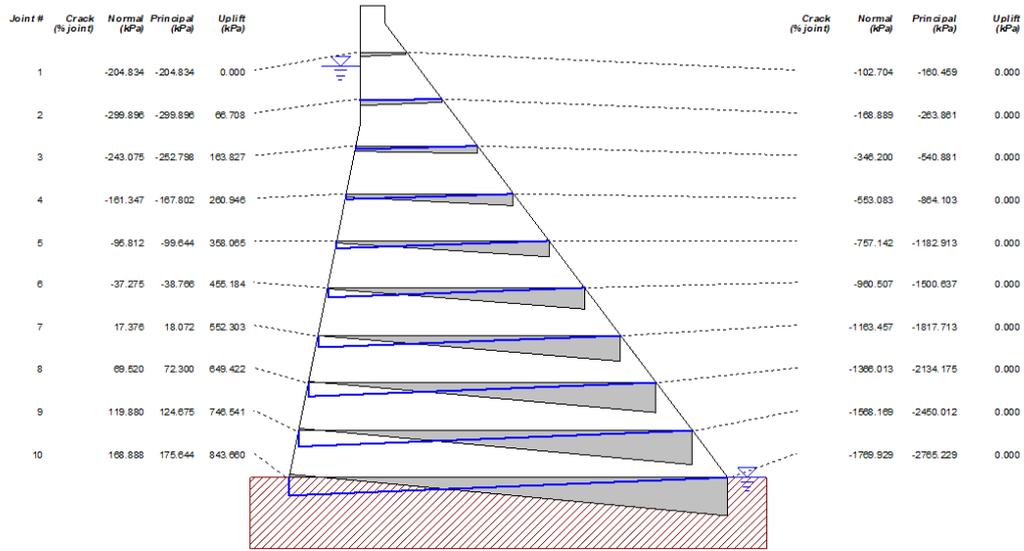


Figura 12.32 Livello tensionale - combinazione 8.

Combinazione di carico usuale – numero 9



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
Owner:

Seismic #1 combination - Sustained accelerations (stability analysis) (effective stress analysis)

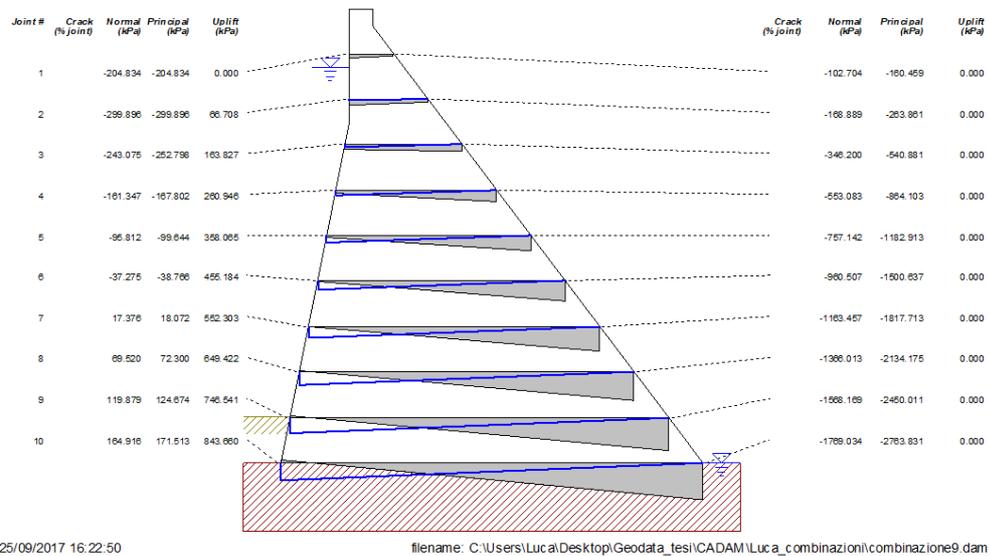


Figura 12.33 Livello tensionale - combinazione 9.

Combinazione di carico usuale – numero 10



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
 Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
 Owner:

Flood combination (effective stress analysis)

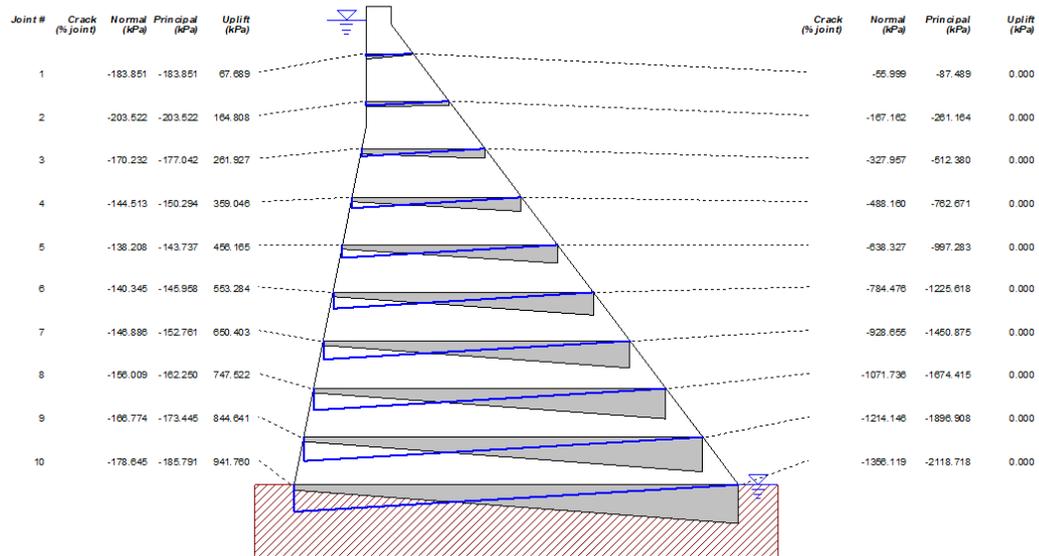


Figura 12.34 Livello tensionale - combinazione 10.

Combinazione di carico usuale – numero 11



CADAM - Stability drawing

By Martin Leclerc, M. Ing.
NSERC / Hydro-Quebec / Alcan Industrial Chair on Structural Safety of Concrete Dams, École Polytechnique de Montréal, Canada

Project: Dam location: Analysis performed by:
 Dam: Date: 23/08/2017 Project engineer:
 Owner:

Flood combination (effective stress analysis)

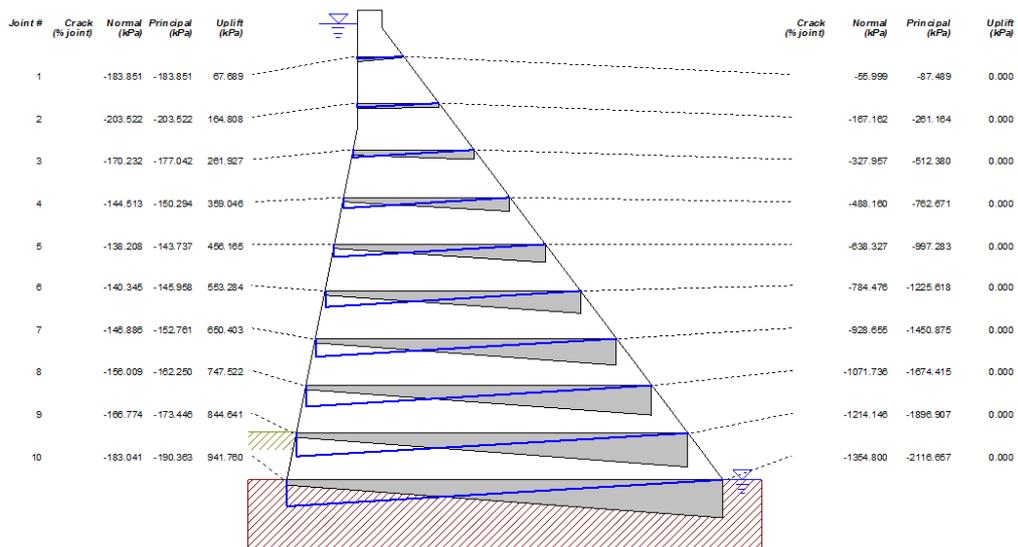


Figura 12.35 Livello tensionale - combinazione 11.

Allegato E - Risultati Analisi Tensionale - FLAC

Nell'allegato vengono riportate per ogni combinazione analizzata un'immagine rappresentativa dei valori tensionali calcolabili su differenti piani orizzontali. I valori ripresi nella Tabella 9.29 della verifica sono ricavati dai punti alla base della diga a monte e a valle

Combinazione di carico usuale – numero 1

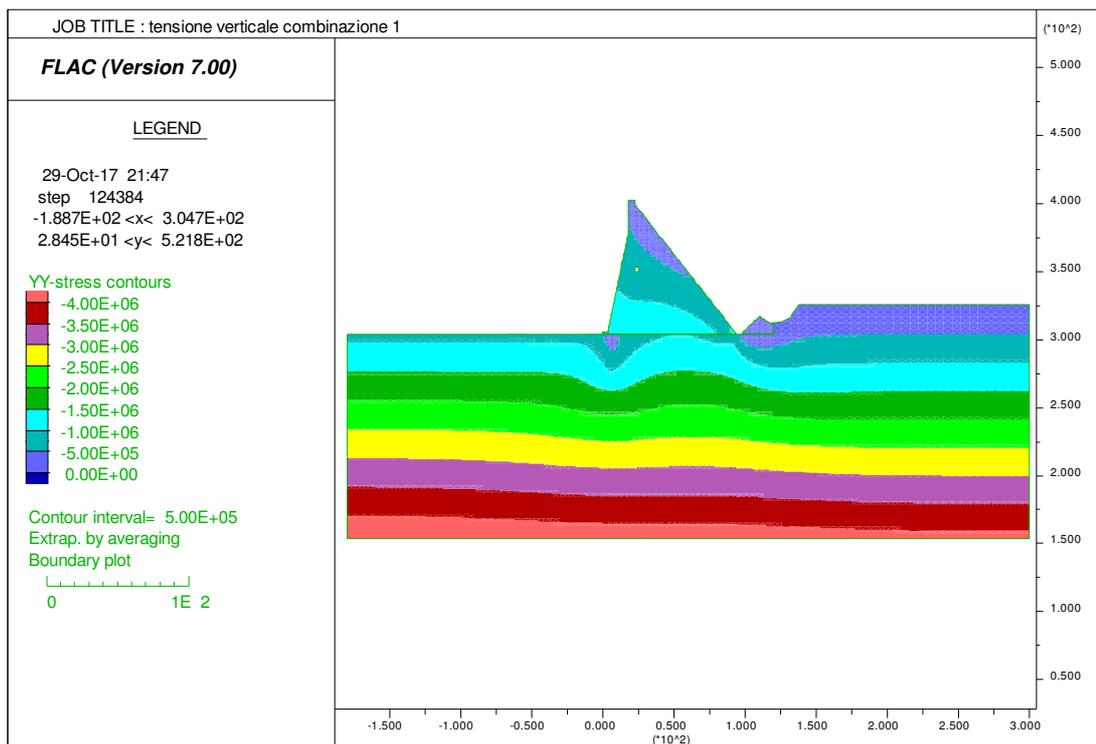


Figura 12.36 Livello tensionale - combinazione 1.

Combinazione di carico usuale – numero 2

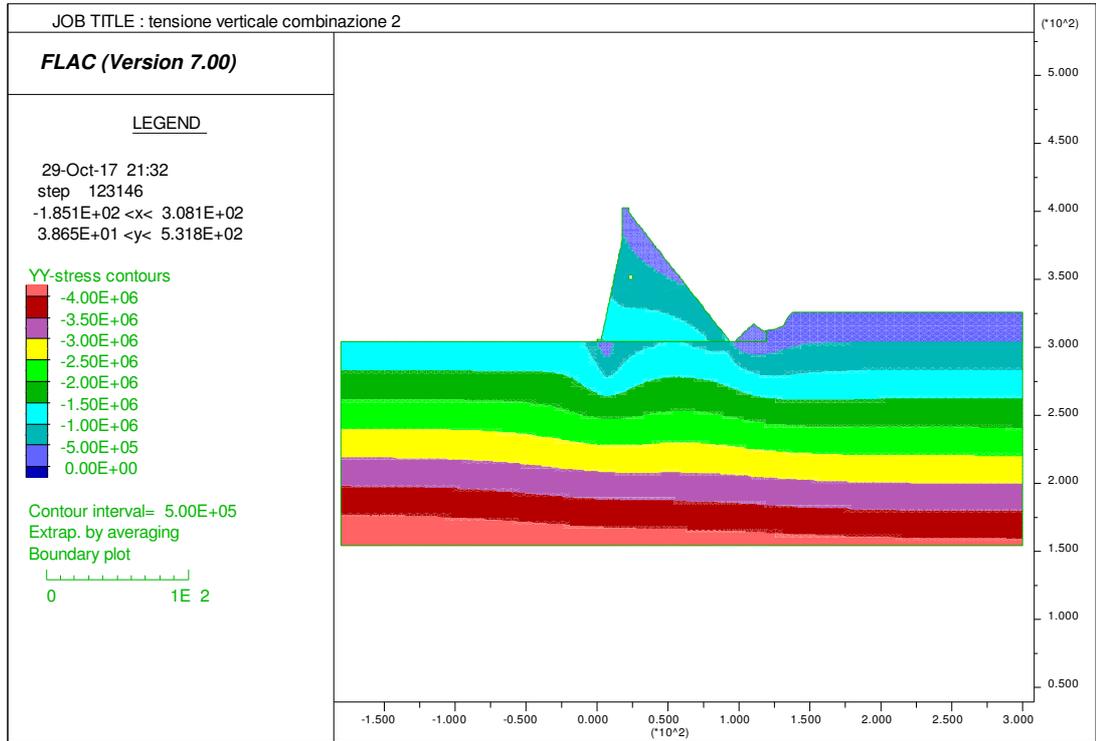


Figura 12.37 Livello tensionale - combinazione 2.

Combinazione di carico usuale – numero 5

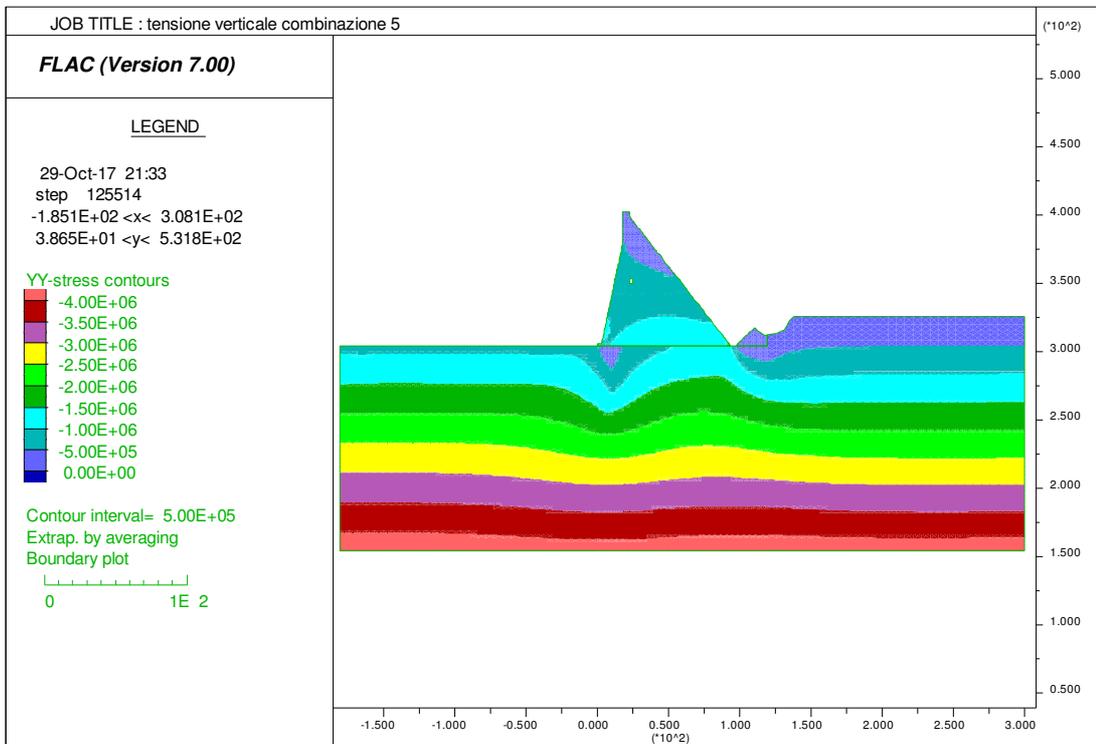


Figura 12.38 Livello tensionale - combinazione 5.

Combinazione di carico usuale – numero 6

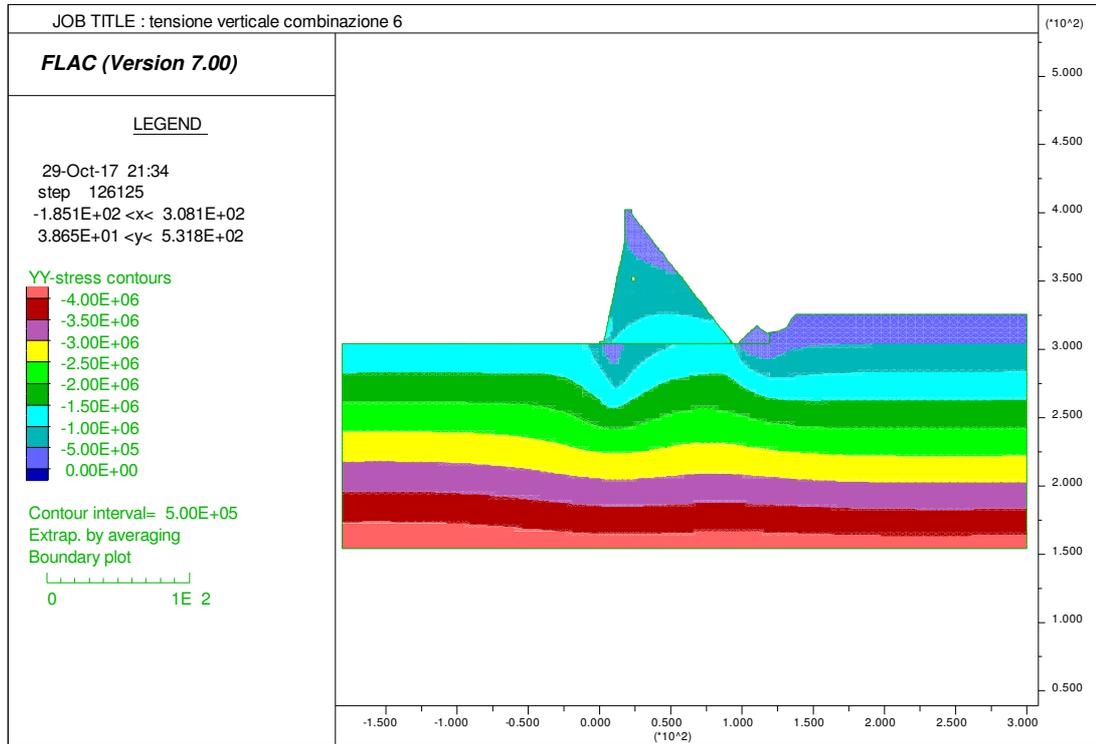


Figura 12.39 Livello tensionale - combinazione 6.

Combinazione di carico usuale – numero 7

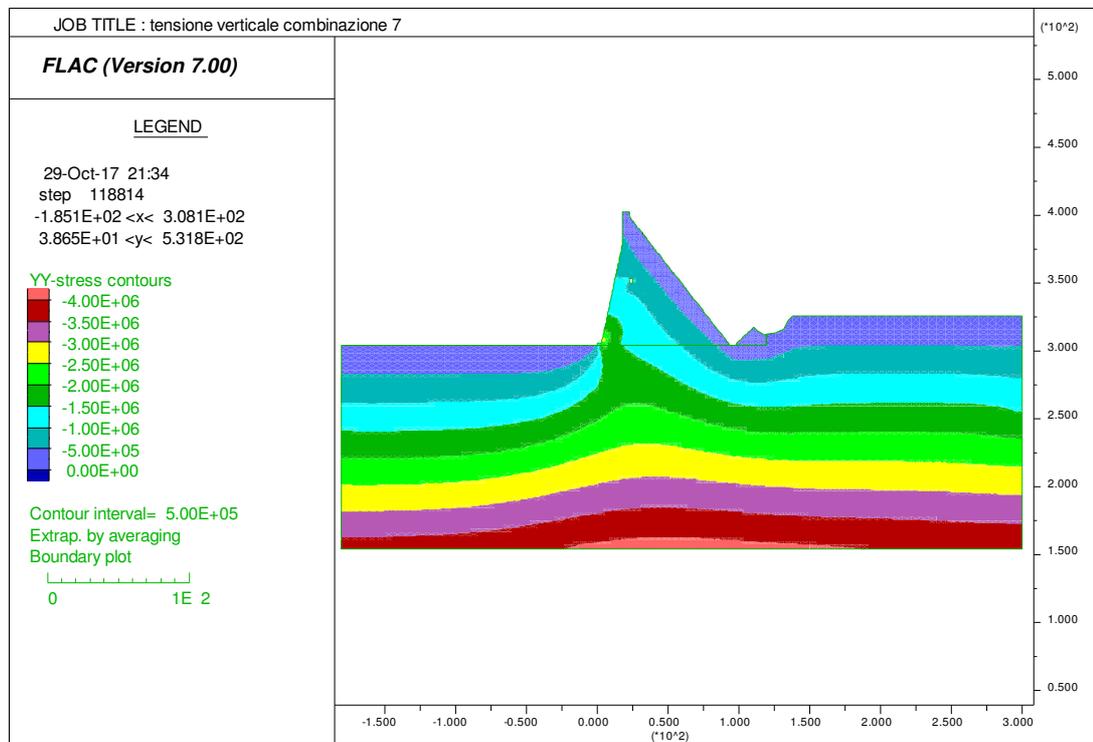


Figura 12.40 Livello tensionale - combinazione 7.

Combinazione di carico usuale – numero 8

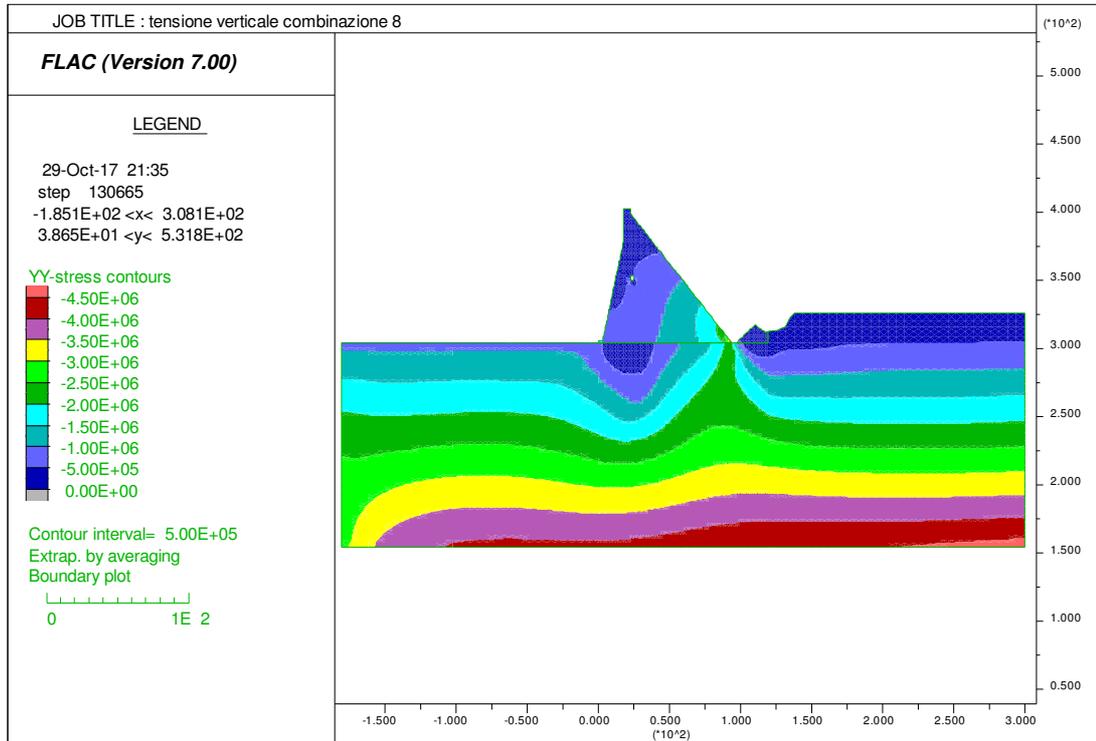


Figura 12.41 Livello tensionale - combinazione 8.

Combinazione di carico usuale – numero 9

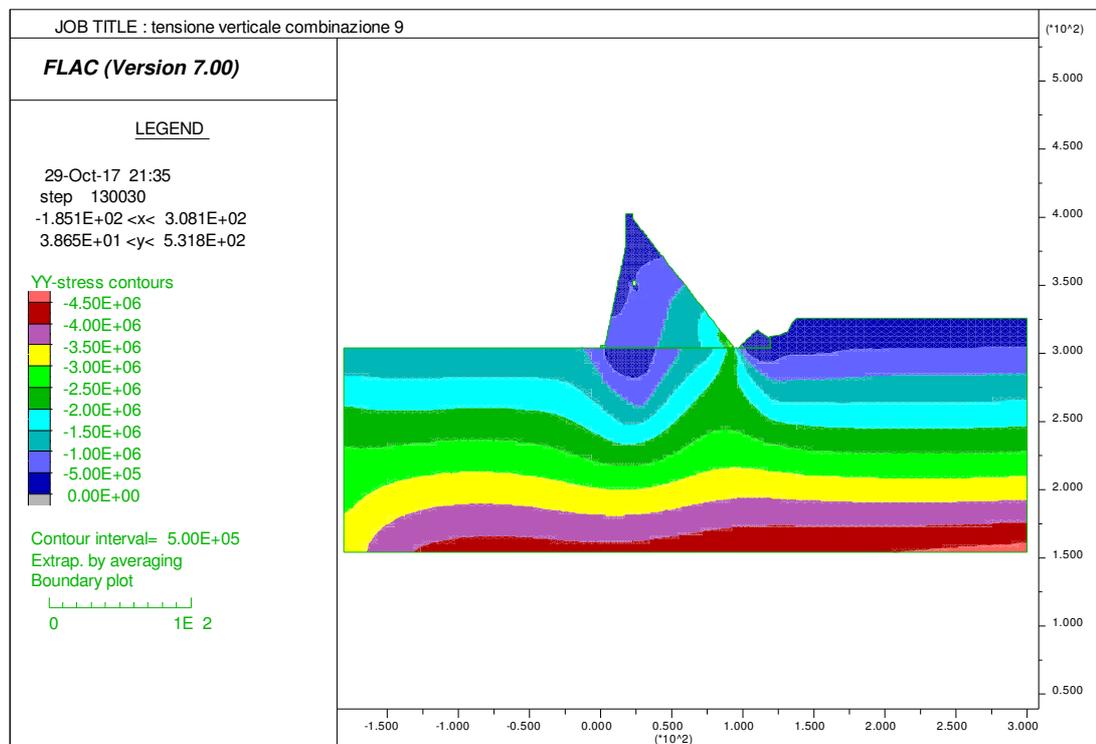


Figura 12.42 Livello tensionale - combinazione 9.

Combinazione di carico usuale – numero 10

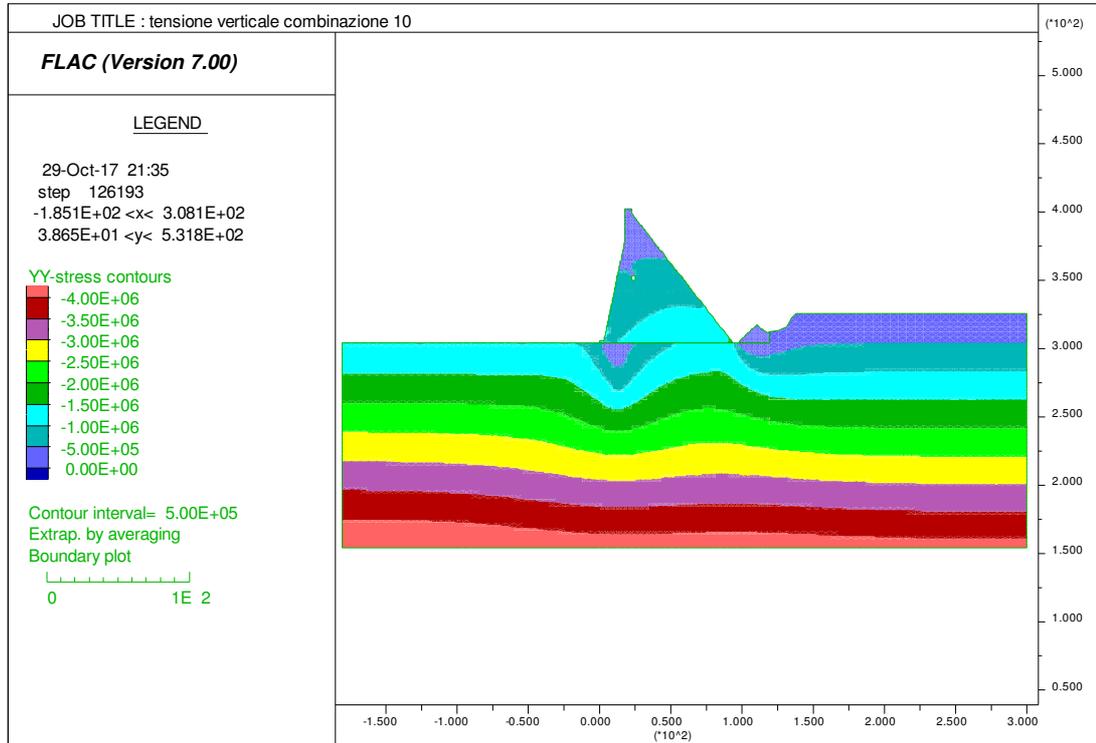


Figura 12.43 Livello tensionale - combinazione 10.

Combinazione di carico usuale – numero 11

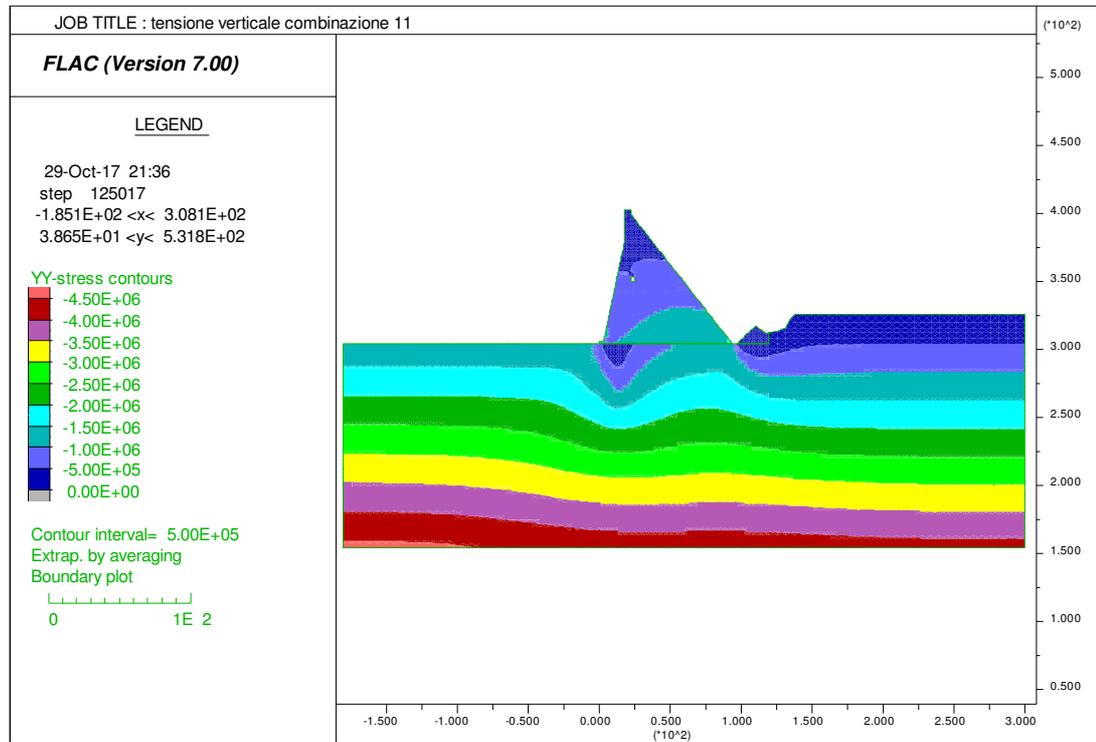


Figura 12.44 Livello tensionale - combinazione 11.

Allegato F - Analisi Dinamica – Risultati FLAC

Si riportano le storie tensionali dell'elemento alla base della diga per i differenti metodi utilizzati nell'analisi dinamica.

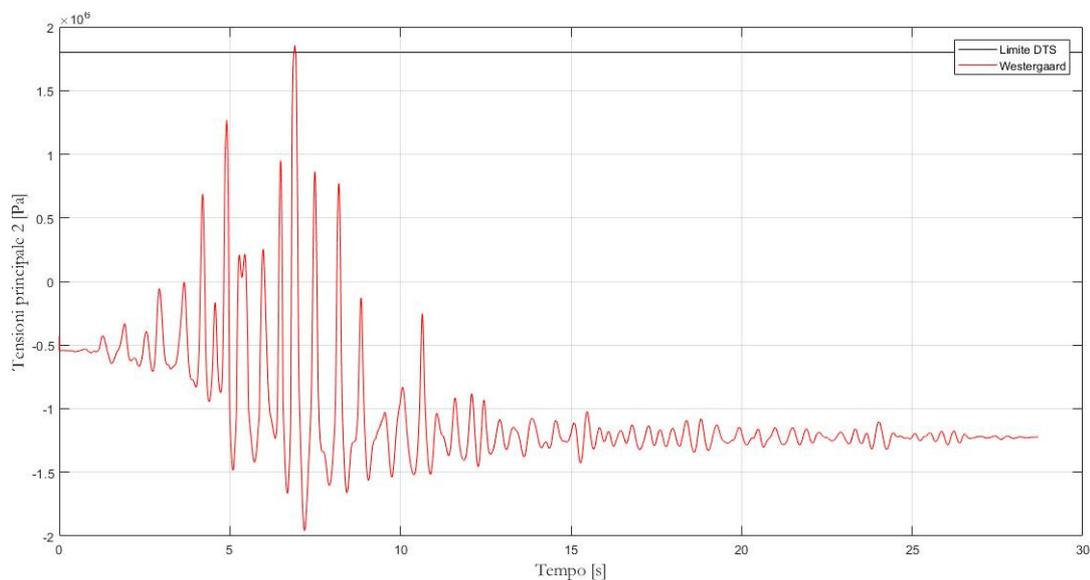


Figura 12.45 Storia di tensione - metodo Westergaard.

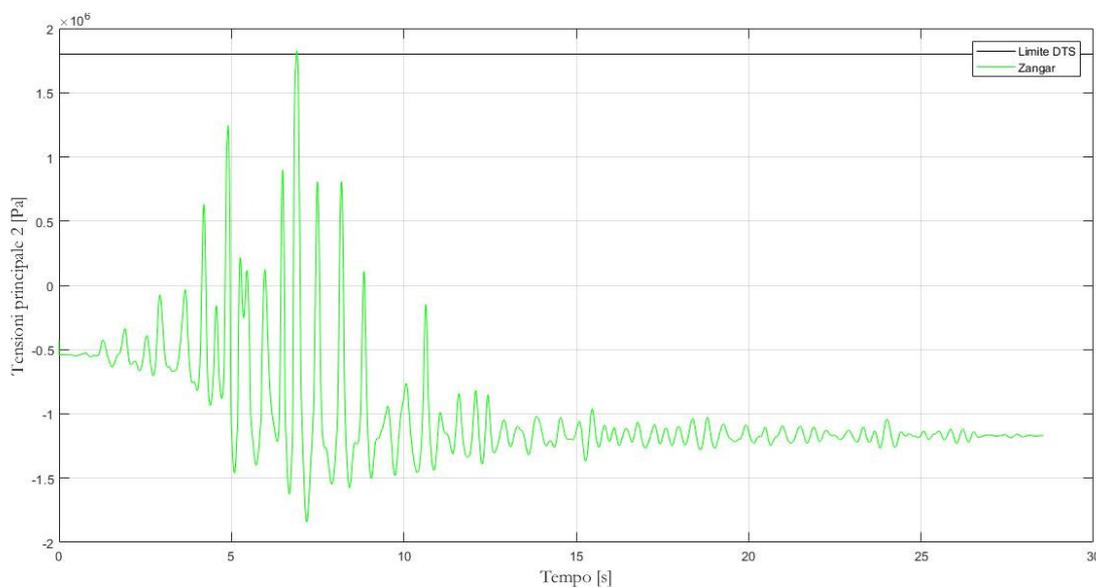


Figura 12.46 Storia di tensione - metodo Zangar.

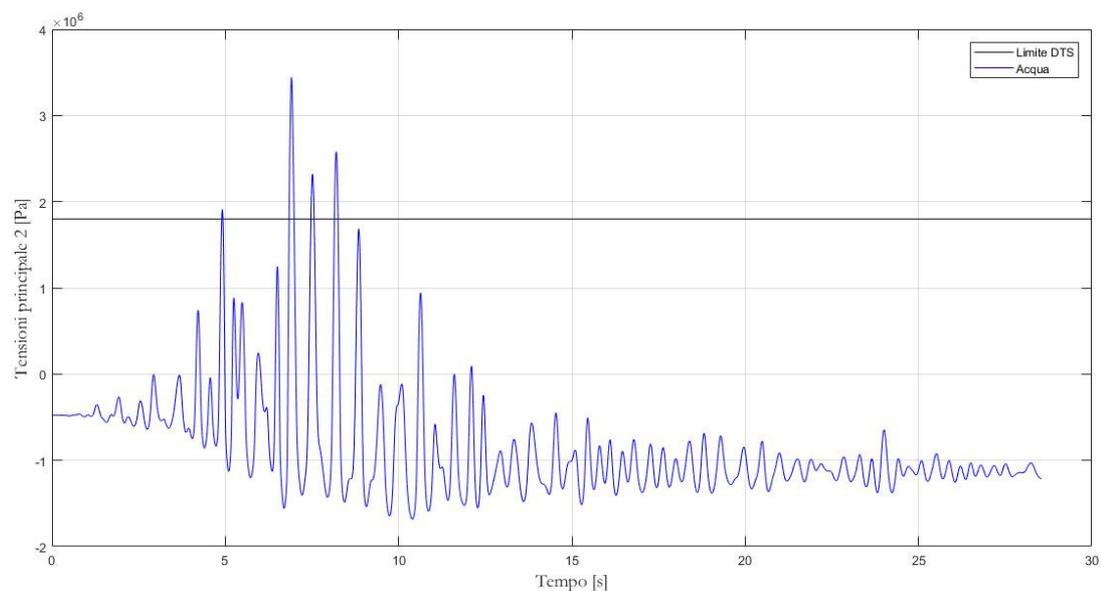


Figura 12.47 Storia di tensione - metodo zona acqua.

Si riportano gli spostamenti orizzontali dei modelli secondo la teoria idrodinamica di Westergaard, Zangar e della zona acqua definita direttamente nel sistema.

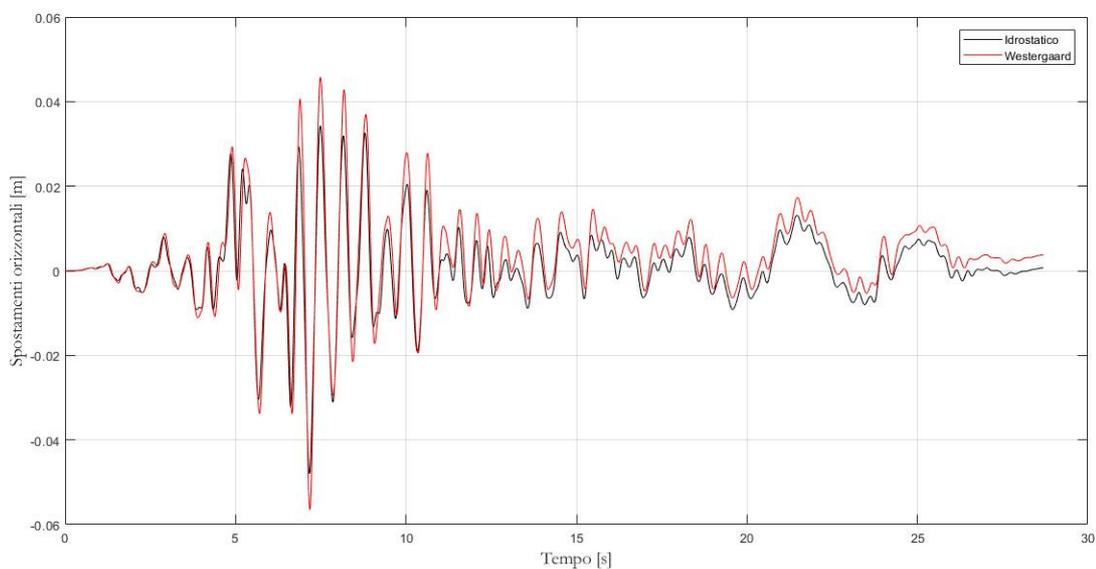


Figura 12.48 Spostamento orizzontale - metodo Westergaard vs Idrostatico.

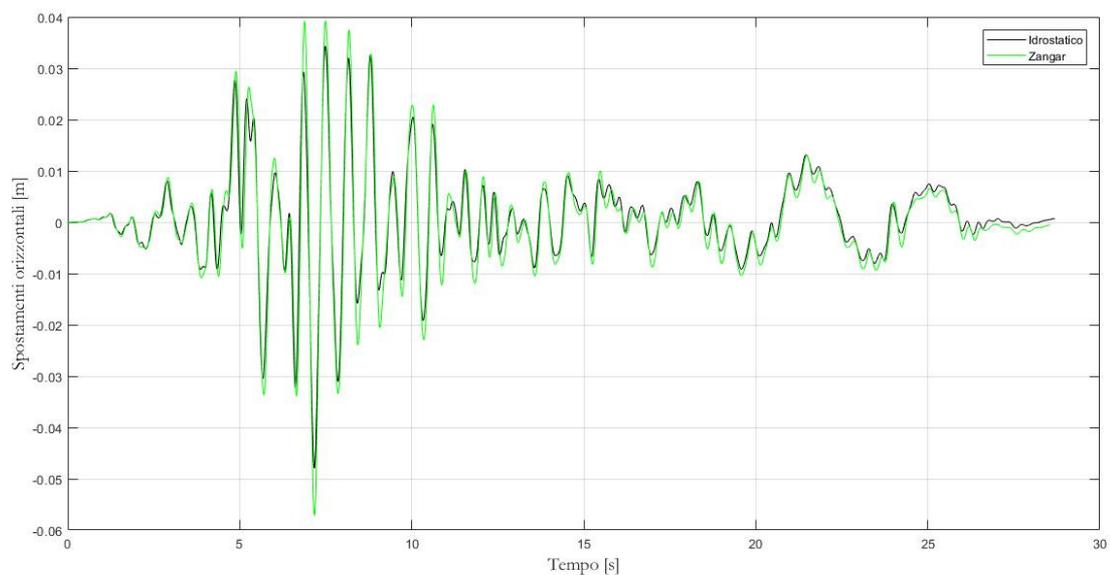


Figura 12.49 Spostamento orizzontale - metodo Zangar vs Idrostatico.

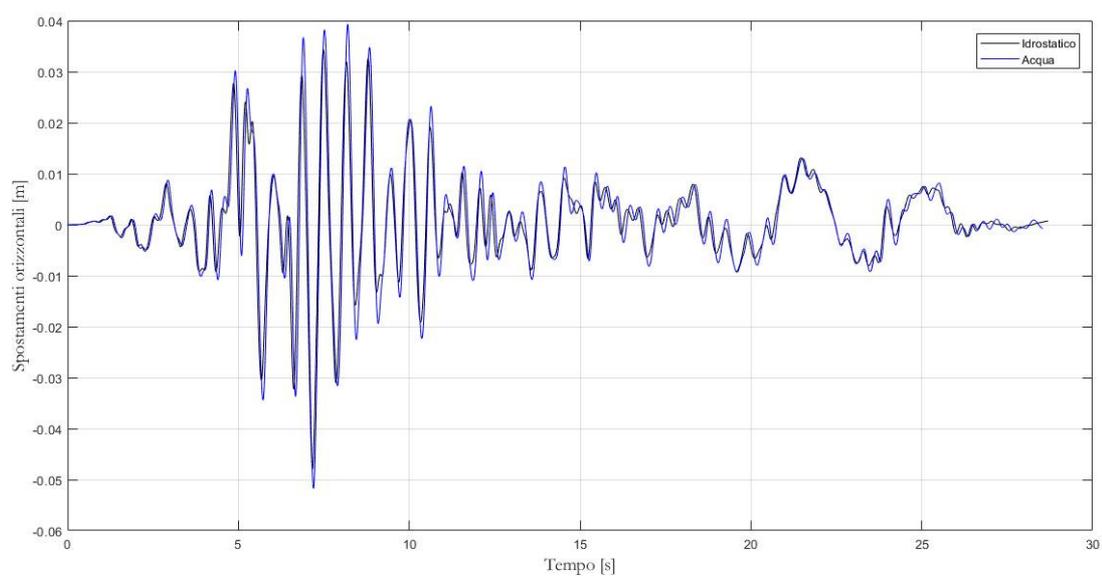


Figura 12.50 Spostamento orizzontale - metodo Zona Acqua vs Idrostatico.

Allegato G - Storia di tensione e spostamenti per differenti input sismici.

Si riportano le storie degli spostamenti e delle tensioni per differenti di input sismic MCE-1 MCE-2 e MCE-3.

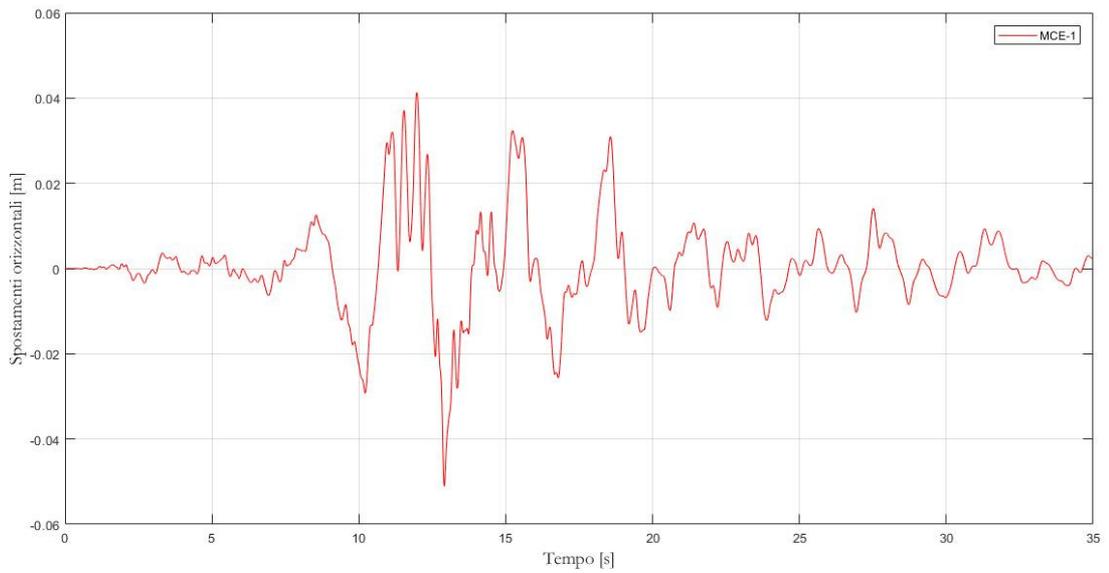


Figura 12.51 Storia degli spostamenti in cima alla diga - sisma MCE-1.

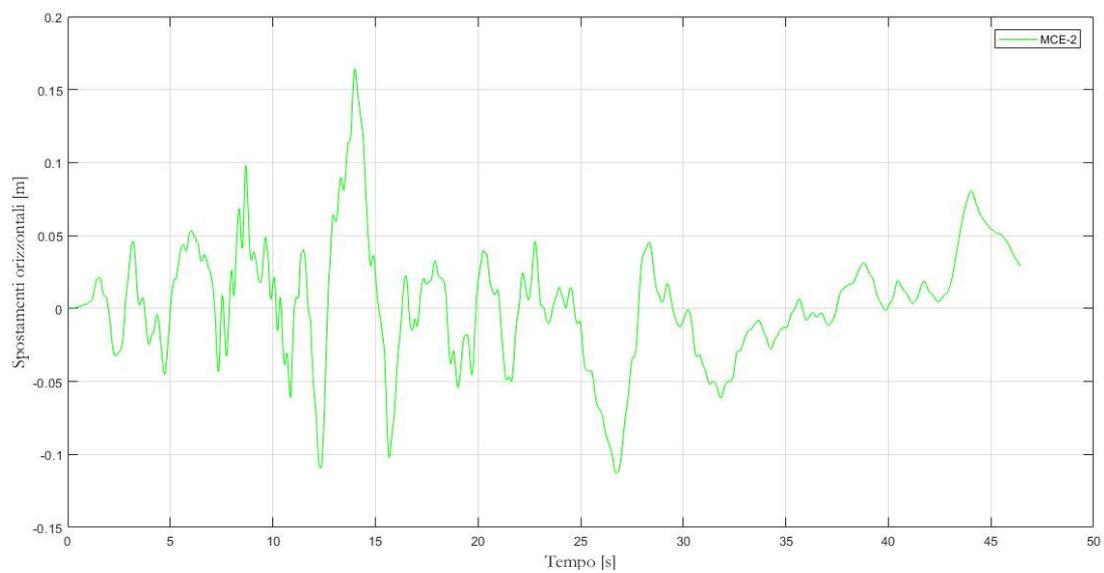


Figura 12.52 Storia degli spostamenti in cima alla diga - sisma MCE-2.

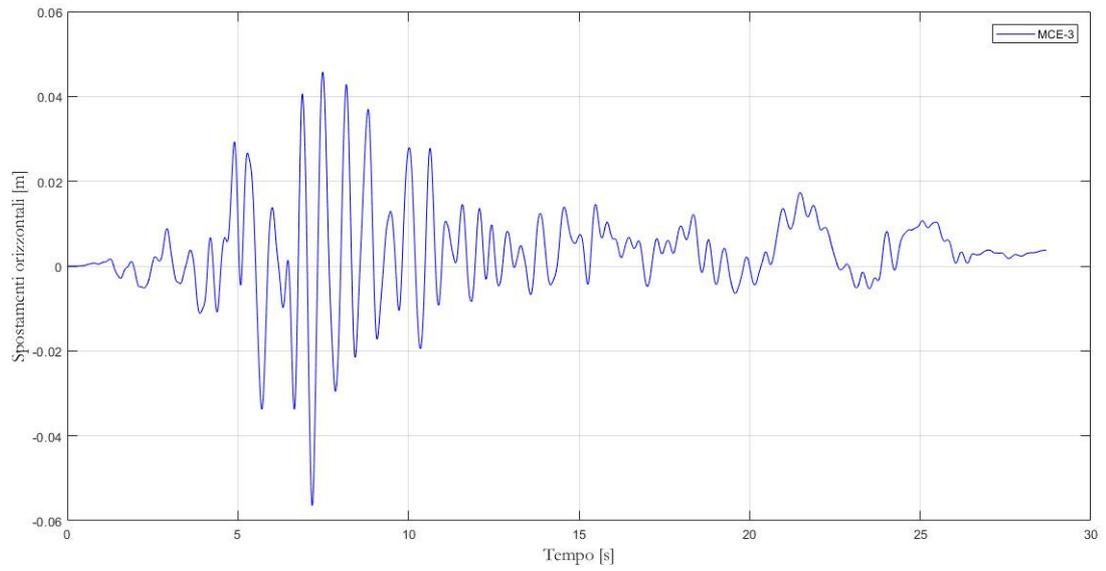


Figura 12.53 Storia degli spostamenti in cima alla diga - sisma MCE-3.

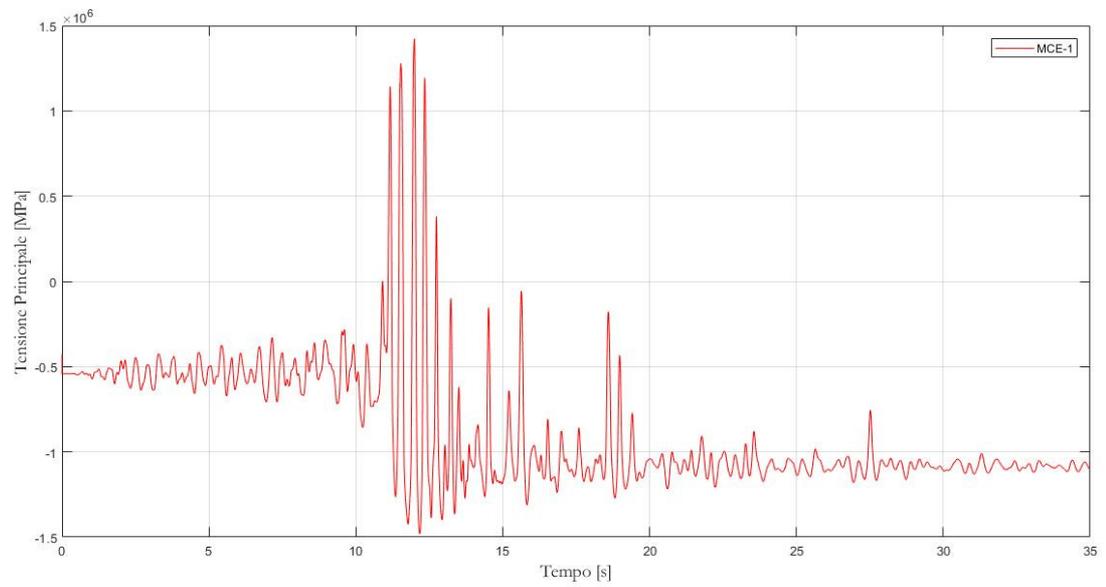


Figura 12.54 Storia delle tensioni alla base della diga - sisma MCE-1.

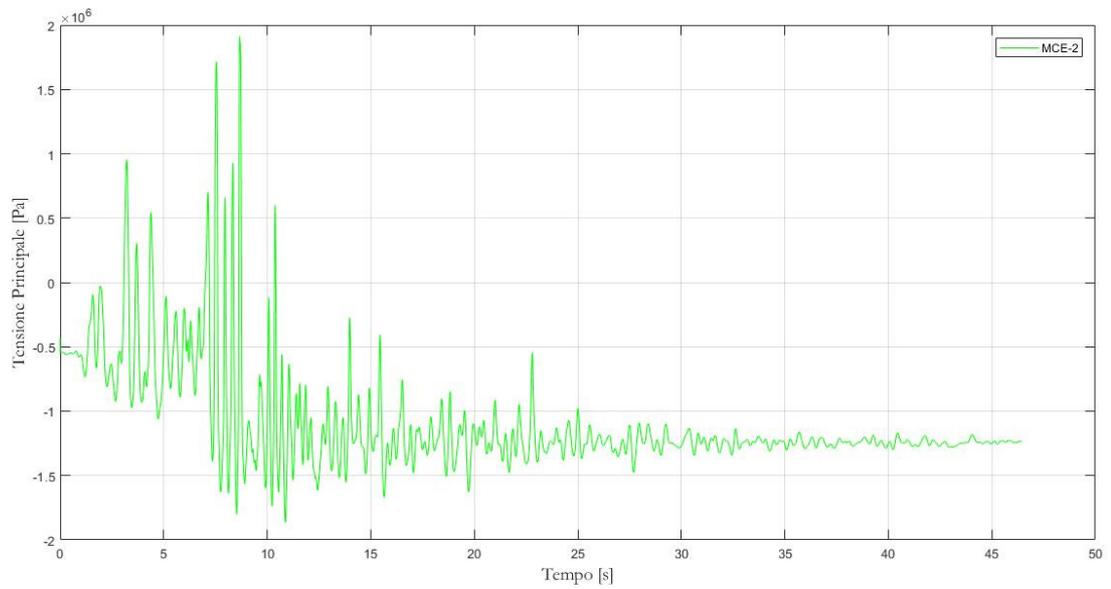


Figura 12.55 Storia delle tensioni alla base della diga - sisma MCE-2.

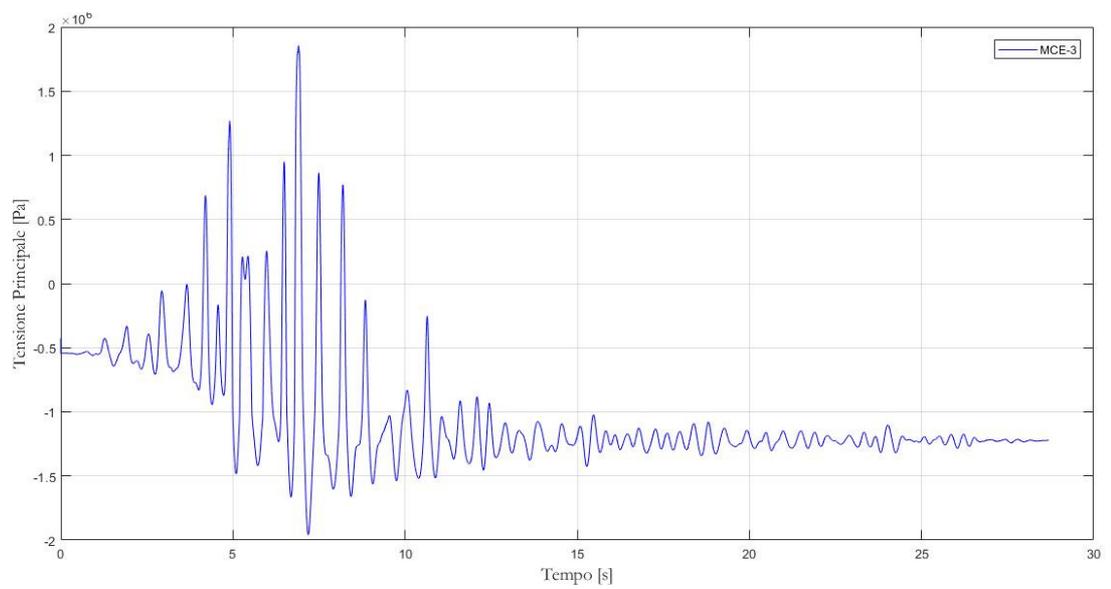


Figura 12.56 Storia delle tensioni alla base della diga - sisma MCE-3.