

# RIFLESSIONI CRITICHE SULL'OTTIMIZZAZIONE DELLA FORMA DI DIGHE A VOLTA

**Michele Fanelli, Alberto Fanelli**

Via L. B. Alberti 5, 20149 MILANO (Italia)  
michele31fanelli@gmail.com

**Sommario:** La 'resistenza di forma' delle dighe ad arco consente di realizzare strutture con un volume di calcestruzzo notevolmente inferiore a quello di una diga a gravità della stessa altezza. Si richiedono però contropartite in termini di più elevati standard richiesti alla qualità del calcestruzzo, alle cassature, ai trattamenti di fondazione, al tracciamento ed ai vincoli di costruzione dei conci. L'esigenza di minimizzare i costi di realizzazione induce il progettista a ricercare una forma che in prima approssimazione minimizzi il volume di calcestruzzo rispettando una serie di vincoli. Ciò richiede di definire un 'modello strutturale', un set di 'parametri di forma', i 'vincoli' da rispettare, il 'carico di progetto', una 'funzione obiettivo' ed infine una 'procedura algoritmica'. Nella pratica corrente si riscontrano le seguenti tendenze: il numero dei 'parametri di forma' può variare tra una decina e 40 od anche più, poiché si ritiene che ciò sia necessario per consentire alla forma finale di adattarsi con la massima flessibilità al carico ed ai vincoli; il carico di progetto è definito in modo univoco; il modello strutturale preferito è quello ad Elementi Finiti. Da tutto ciò conseguono procedure algoritmiche notevolmente pesanti, e il risultato è una forma univocamente definita, 'ottimale' in relazione a quell'unico 'carico di progetto'. Ci si può chiedere -poiché la diga reale sarà chiamata nel corso della sua 'vita' a reggere una grande varietà di carichi, e la forma ottenuta non può evidentemente essere 'ottimale' in tutti questi casi- se l'apparente rigore di una formulazione così complicata non sia in ultima analisi illusorio e se quindi l'impiego di modelli geometrici con tanti 'gradi di libertà' e di modelli strutturali ad Elementi Finiti sia giustificato in questa fase preliminare alla progettazione esecutiva (nella quale beninteso l'impiego dei metodi di analisi strutturale ad E. F. ed eventualmente anche di modelli non lineari è imprescindibile). Gli autori intendono presentare un modello semplificato grazie al quale appare che il numero dei parametri di forma può essere drasticamente ridotto (tre o quattro parametri sembrano in generale sufficienti); ciò si consegue incorporando implicitamente nel modello, sin dall'inizio, il rispetto dei vincoli più importanti. Ripetute esperienze hanno mostrato che le forme ottenute con modelli di questo tipo sono generalmente assai prossime a quelle che altri autori ottengono con i modelli più complicati ed onerosi adottati nella pratica corrente. Parole chiave: Dighe ad arco, resistenza di forma, ottimizzazione di forma, parametri di forma, vincoli, procedure algoritmiche, modelli semplificati.

## INTRODUZIONE

Lo "stato dell'arte" non consente la progettazione diretta delle dighe ad arco; gli strumenti attualmente a disposizione del progettista per conseguire forme strutturalmente adeguate ed al tempo stesso economicamente "ottime" consistono essenzialmente nell'esperienza/intuizione, in procedure per successivi tentativi e correzioni, od infine in metodologie 'algoritmiche' di ottimizzazione. In linea di principio la forma "ottima", quasi totalmente incognita all'inizio del progetto, potrebbe essere definita esattamente solo da un numero infinito di parametri geometrici. In pratica non è necessario proporsi una precisione così estrema, ma in una larga maggioranza dei contributi teorici

sinora pubblicati si sostiene che siano necessarie alcune decine di parametri per lasciare alla forma che scaturirà dall'algoritmo una soddisfacente flessibilità di adattamento ai vincoli ed al carico di progetto. La "funzione obiettivo" da minimizzare (sotto i vincoli prescritti) viene definita di solito come il costo totale di costruzione, le cui componenti principali sono assunte essere proporzionali a due quantità: a) il volume di calcestruzzo e b) la superficie ed il volume delle opere di scavo e di trattamento (iniezioni di bonifica e di impermeabilizzazione,...) delle fondazioni. Spesso soltanto la componente a) viene presa in considerazione. I "vincoli" sotto i quali si vuole ottimizzare la forma attengono principalmente alla geometria/geologia della valle, al program-

ma di costruzione<sup>1</sup> ed alla capacità portante della struttura, ossia alla sua attitudine a reggere una prescritta distribuzione di carichi senza cedimenti (per la definizione universalmente accettata di 'cedimento' ["*failure*"] si faccia riferimento al glossario ICOLD). Per caratterizzare la capacità portante si fa in genere ricorso, per semplicità, al concetto di 'tensioni limite ammissibili', nonostante questo criterio sia oggi considerato alquanto superato come base delle verifiche definitive. Poiché le tensioni soggette a tale vincolo non sono funzioni esplicite dei parametri di forma, e per il calcolo delle tensioni si ricorre a modelli ad E. F. la cui mesh va ridefinita ad ogni variazione dei parametri stessi, ne consegue che ricercare il minimo del volume in tali condizioni comporta una mole di calcoli numerici notevolmente onerosa. Inoltre la 'precisione' di una soluzione ottenuta per questa via può essere illusoria, poiché necessariamente l' 'ottimo' ottenuto si rapporta ad un definito (unico) diagramma di carico, mentre la diga 'reale' dovrà fronteggiare, nel tempo, una grande varietà di scenari di carico differenti. Queste considerazioni di buon senso possono suggerire che in fase di ottimizzazione sia accettabile sperimentare metodologie semplificate, purché queste non tradiscano gli aspetti essenziali del problema e consentano l'intervento intelligente dell'intuito e dell'esperienza del progettista. Il presente contributo intende mostrare che un modello di ottimizzazione 'ridotto all'osso' basato sulla scelta di opportune variabili può bypassare gli onerosi calcoli ad E. F. e ridurre il numero dei parametri geometrici essenziali (gradi di libertà del processo di ottimizzazione) a non più di tre o quattro.

## GENERALITÀ

Due sono le principali categorie di problemi che si presentano nell'analisi strutturale delle dighe ad arco: a) l'analisi di strutture esistenti, o comunque predefinite, e b) la progettazione di nuove strutture. Questo secondo problema può essere affrontato con un approccio che si potrebbe definire 'della forza bruta' impiegando i metodi ben collaudati della classe a) attraverso un percorso di tentativi e successive correzioni. Scegliendo tale opzione, un numero cospicuo di forme geometriche 'compatibili'<sup>2</sup> (generate o campionando sistematicamente le possibilità o grazie all'intuito ed all'esperienza del progettista) vengono analizzate coi metodi usati per

la classe a) ; i differenti risultati vengono poi scremati in base al confronto coi vincoli e tra le soluzioni accettabili così identificate si sceglie quella di minimo costo. Una simile modalità di approccio non è certamente scorretta, ma se ne possono immaginare altre di maggiore efficienza, caratterizzate sia da una minore soggettività sia da un risparmio dei costi computazionali. Non vi è un'unica metodologia soddisfacente a tali requisiti, e una guida alla scelta tra le varie possibilità potrebbe essere il suggerimento di J. H. POINCARÉ secondo cui un'abile selezione delle variabili rappresentative è un ottimo criterio per individuare un 'modello matematico' efficacemente adattato al problema da risolvere. L'approccio illustrato per sommi capi nella presente nota muove dalla classica idea del RITTER che suddivide il 'carico di progetto' in due componenti: una sostenuta dalla rigidità flessionale degli elementi verticali (mensole) e la restante parte sostenuta dalla rigidità assiale degli elementi orizzontali (archi). Lo stato tensionale dovuto al peso proprio è considerato a parte, sotto l'ipotesi che la forma dei singoli conci sia tale da consentire la loro costruzione indipendentemente l'uno dall'altro, cioè evitando il vincolo di far procedere i getti di conserva e di iniettare i giunti di costruzione via via che l'altezza dei conci cresce. Questa condizione di 'autostabilità' dei conci isolati, unita alla condizione di evitare tensioni verticali di trazione, richiede che l'eccentricità della risultante-peso agente su ogni sezione orizzontale del concio sia sempre contenuta entro  $\pm 1/6$  dello spessore monte-valle della sezione stessa. Per sfruttare convenientemente la 'precompressione' delle sezioni causata da un'eccentricità 'pilotata' si farà in modo che essa sia diretta a valle del baricentro nella parte superiore della mensola ed a monte del baricentro nella parte inferiore; i valori estremi conviene che tocchino rispettivamente i valori  $+1/6$  e  $-1/6$ . Il diagramma delle eccentricità che si realizza sotto il carico di progetto è qualitativamente invertito rispetto alla situazione di peso proprio, cioè diretto a monte del baricentro nella parte superiore ed a valle nella parte inferiore. Volendo anche in questo caso evitare tensioni verticali di trazione, i valori estremi (nella situazione 'peso proprio + carico di progetto') conviene che tocchino rispettivamente i valori  $-1/6$  e  $+1/6$ . Nella formulazione matematica del modello qui proposto questo doppio vincolo

<sup>1</sup>p. es. la scelta di costruire i singoli conci indipendentemente l'uno dall'altro, evitando la necessità di farli crescere simultaneamente in altezza e di iniettare progressivamente i giunti di costruzione.

<sup>2</sup>cioè forme compatibili con la geometria (e geologia) della valle.

viene rispettato implicitamente, cosicché la necessità di controllare 'a posteriori' che esso non sia violato viene a cadere, semplificando tutto il resto come si vedrà nei §§ successivi. L'elemento 'pilota' della suddivisione del carico tra elementi verticali ed orizzontali diventa qui la mensola<sup>3</sup>, alla quale si impone di sostenere precisamente il carico che evita di stretta misura le tensioni verticali di trazione; la componente restante, che deve essere sostenuta dagli archi, si determina per differenza rispetto al carico di progetto, e ciò consente di calcolare il raggio di curvatura in chiave. Restano da controllare 'a posteriori' solo le tensioni max. e min. negli archi. Nella succinta presentazione del nostro approccio, che si basa appunto su di un modello lineare alla RITTER (v. § 3), si fanno le seguenti ipotesi semplificative:

- si ipotizza una situazione geometricamente e fisicamente simmetrica, e si analizza esplicitamente solo l'equilibrio della mensola di chiave soggetta a: peso proprio + carico di progetto + azioni trasmesse alla mensola dagli archi;
- il carico di progetto consiste di sole azioni orizzontali (pressioni esterne sull'estradosso); si trascura l'effetto delle sottopressioni;
- le azioni mutue che gli archi si scambiano con la mensola centrale possono essere ridotte a forze orizzontali; la rigidità torsionale può essere ignorata,
- la flessibilità delle fondazioni viene modellata tramite i coefficienti del VOGT,
- i carichi termici non vengono considerati durante la procedura di ottimizzazione (se ne terrà conto in fase di verifica tensionale conclusiva); le azioni dinamiche si considerano -ai fini della ricerca dell'ottimo- sostituibili da azioni pseudo-statiche tipo WESTERGAARD.

Numerose esperienze precedenti degli autori nella progettazione di nuove grandi dighe a volta o nella 'back-analysis' del comportamento in servizio di dighe esistenti hanno fatto maturare il convincimento che le approssimazioni di cui sopra non distorcono che in misura del tutto accettabile la fedeltà del modello rispetto alla realtà. Inoltre le incertezze da cui sono inevitabil-

mente affetti i dati di input, ed il carattere necessariamente schematico del carico di progetto, non sembrano agli autori giustificare l'adozione di modelli particolarmente raffinati nella fase progettuale di ottimizzazione della forma.

### EQUAZIONI DI BASE, INTERVALLI DI VARIAZIONE DEI PARAMETRI, STRATEGIA DI OTTIMIZZAZIONE

In quanto segue si fa implicito riferimento ad un 'modello in scala' della diga; in tale modello l'altezza reale,  $H$ , viene ridotta ad  $1m$  ed i pesi unitari del calcestruzzo e dell'acqua vengono aumentati nel rapporto  $H/1$  così da conservare inalterate le pressioni e le tensioni interne. Il simbolo  $\zeta$  sta per  $z/H$ , dove la coordinate verticale effettiva  $z$  è misurata verso il basso a partire dal livello del coronamento. La geometria della volta è definita da tre funzioni di  $\zeta$ :  $\eta(\zeta)$  caratterizza il profilo dell'asse della mensola di chiave,  $R(\zeta)$  dà la legge di variazione dei raggi di curvatura in chiave con l'altezza, e  $\lambda(\zeta)$  specifica la dipendenza dal livello degli spessori orizzontali della mensola (per semplicità si assume la costanza degli spessori dalla chiave alle imposte). Gli integrali sono da intendersi integrali definiti tra i limiti  $0$  e  $\zeta$ ; i simboli  $E_c$ ,  $E_r$  indicano i moduli elastici rispettivamente del calcestruzzo e della roccia di fondazione.

**3.1-** Una acconcia funzione  $e(b, \zeta)$  fornisce un'equazione (parametrica in  $b$ ) per l'eccentricità relativa  $f(\zeta)$  lungo l'asse della mensola centrale soggetta al solo peso proprio:

$$f(\zeta) = e(b, \zeta); \text{ vincoli: } e(\zeta = 0) = 0, \\ e(\zeta = 0) = 0, \quad 0 \leq e(b, \zeta) \leq 1/6 \text{ per } 0 \leq \zeta \leq b, \\ -1/6 \leq e(b, \zeta) \leq 1 \quad (1)$$

( $b$  è dunque il primo dei parametri qui proposti (Figura 1).

Sotto il carico di progetto l'eccentricità relativa  $f_L(\zeta)$  lungo l'asse della mensola centrale è fornita da un'altra acconcia funzione  $e_L(b_L, \zeta)$ , dove  $b_L$  può essere uguale a  $b$  o distinta da essa:  $f_L(\zeta) = -e_L(b_L, \zeta)$ , coi vincoli seguenti:

$$e_L(\zeta = 0) = 0, \quad e_L(\zeta = b_L) = 0, \\ 0 \leq e_L(b_L, \zeta) \leq 1/6 \text{ per } 0 \leq \zeta \leq b_L, \\ -1/6 \leq e_L(b_L, \zeta) \leq 1 \quad (2)$$

<sup>3</sup>Nell'approccio originale di RITTER gli elementi 'pilota' sono gli archi, il cui raggio è predefinito, e la componente di carico non sostenuta dagli archi viene addossata alle mensole. Non vi è quindi garanzia 'a priori' che vengano evitate tensioni verticali di trazione, ma il rispetto di tale vincolo deve essere verificato 'a posteriori', accettando o modificando la forma di tentativo in base al risultato del controllo.

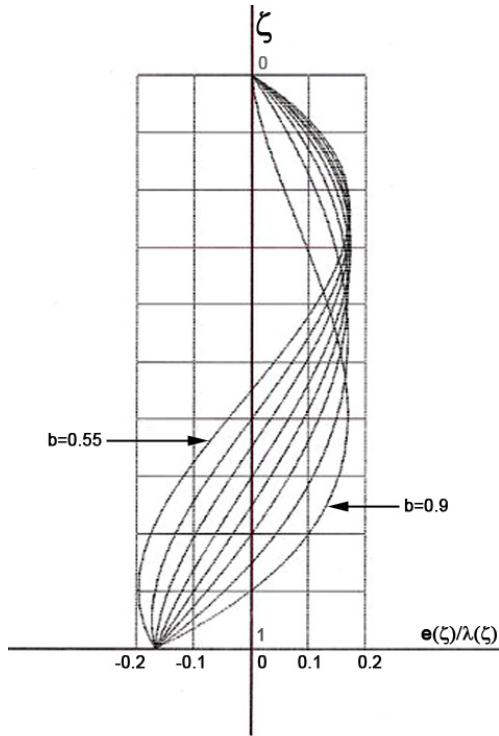


Figura 1. Eccentricità relative

( $b_L$  é il secondo dei parametri qui proposti).

Una terza funzione parametrica  $T(\Lambda_0, \alpha, \zeta)$  fornisce l'equazione dello spessore monte-valle della sezione  $\lambda(\zeta)$  lungo l'asse della mensola centrale:

$$\lambda(\zeta) = T(\Lambda_0, \alpha, \zeta) \quad \text{dove } T(\zeta > 0) > T(\zeta = 0) \quad (3)$$

( $\Lambda_0$  ed  $\alpha$  sono il terzo ed il quarto parametro).

La forma della fibra media della mensola di chiave (la coordinata  $y$  è presa positiva verso monte, ed  $y = 0$  per  $\zeta = 0$ ) è definita dall'equazione:  $y = \eta(\zeta)$ . La funzione  $\eta(\zeta)$  viene determinate dalla condizione (1): si costruisca la funzione integrale di  $\zeta$

$$\lambda(\zeta) = \int \lambda(\xi) d\xi \quad (4)$$

si dimostra che la condizione (1) fornisce per  $\eta(\zeta)$  l'equazione seguente:

$$\eta(\zeta) = \int f(\xi) \lambda^2(\xi) d\xi / \wedge(\xi) + f(\zeta) \lambda(\zeta) \quad (5)$$

E' evidente che  $\eta(\zeta)$  risulta essere una funzione parametrica di  $b, \wedge, \lambda$ . Il momento flettente  $M_b(\zeta)$  sulla generica sezione orizzontale della mensola in condizioni di peso proprio è la seguente funzione di  $\eta, \lambda, b$  (indicando con  $\gamma_c$  il peso dell'unità di volume del calcestruzzo):

$$M_b(\zeta) = \gamma_c [\eta(\zeta) \wedge(\zeta) - W(\zeta)] b, \quad \text{dove } W(\zeta) = \int \lambda(\xi) \eta(\xi) d\xi \quad (6)$$

Sotto il carico di progetto questo momento flettente viene annullato e si genera un diagramma di eccentricità di segno opposto, cambiando il parametro  $b$  in  $b_L$  (ecs.(1),(2)); quindi il momento  $M_L(\zeta)$  sotto il carico di progetto sarà:

$$M_L(\zeta) = -M_b(\zeta) - M_{bL}(\zeta), \quad \text{funzione parametrica di } b, b_L, \eta, \wedge, W(7)$$

Da questa distribuzione di momenti flettenti si può ricavare per doppia derivazione il diagramma delle pressioni,  $p_m(\zeta)$ , sostenute dalla mensola centrale sotto il carico di progetto:

$$p_m(\zeta) = d^2 M_L(\zeta) / d\zeta^2 \quad (8)$$

La linea elastica  $\delta(\zeta)$  della mensola di chiave sotto il carico di progetto si può a sua volta ricavare da (7) con due successive integrazioni:

$$\varphi(\zeta) = -12 \int M_L(\xi) d\xi [E_c \lambda^3(\xi)] + \varphi(\zeta = 0) \quad (9)$$

$$\delta(\zeta) = - \int \varphi(\xi) d\xi + \delta(\zeta = 0) \quad (10)$$

dove le due costanti di integrazione  $\varphi(\zeta = 0)$  e  $\delta(\zeta = 0)$  vengono determinate, rispettivamente, dalle condizioni di congruenza delle rotazioni e degli spostamenti radiali orizzontali all'interfaccia tra la mensola di chiave e la fondazione (ossia per  $\zeta = 1$ ). Poiché l'arco generico, di raggio in chiave  $R(\zeta)$  e di spessore  $\lambda(\zeta)$ , soggetto in chiave allo stesso spostamento radiale  $\delta(\zeta)$  della mensola centrale, sostiene una pressione esterna  $p_a(\zeta)$  data approssimativamente da:

$$p_a(\zeta) = p_{ext}(\zeta) - p_m(\zeta) \approx (8/15) E_c \delta(\zeta) \lambda(\zeta) / R^2 \quad (11)$$

dove si é indicate con  $p_{ext}(\zeta)$  la pressione esterna del carico di progetto, dalle (8), (10) ed (11) si ricava l'ultima funzione incognita,  $R(\zeta)$ . Seguono le opportune verifiche sulle tensioni orizzontali.

**3.2- Intervalli di variazione dei parametri :** Gli intervalli numerici entro cui vengono fatti variare i quattro parametri di cui al punto precedente conviene che siano scelti dal progettista sulla base dell'esperienza. Come valori di primo tentativo, o di default, si possono indicare i seguenti:  $0.55 < b$ ,  $b_L < 0.8$ ;  $0.05 < \Lambda_0 < 0.15$ ;  $0.8 < \alpha < 1.2$ .

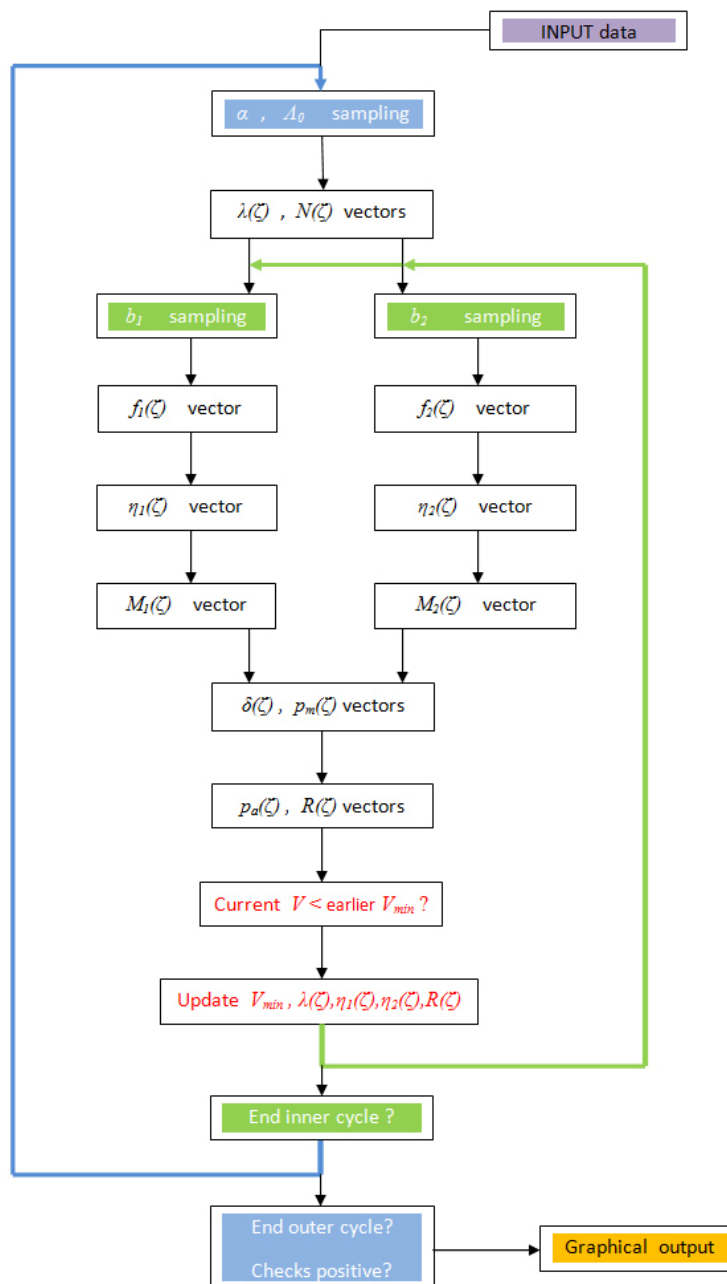


Figura 2. Diagramma a blocchi della procedura di ottimizzazione proposta

3.3- Strategia di ricerca del minimo volume (o costo): Si definisce un campionamento discreto (con passo costante) degli intervalli di variazione di cui al punto precedente, ad esempio indicando il numero di suddivisioni dell'intervallo scelto per ognuno dei parametri. Si eseguono poi i calcoli indicati dalle formule (1)...(11) del § 3.1 per ognuna delle possibili combinazioni dei valori. Scartati i risultati palesemente inaccettabili, si calcola il volume (o più generalmente il costo di real-

izzazione) di ognuna delle soluzioni rimanenti; si memorizza e si mostra in output, sia numericamente che graficamente, la soluzione che realizza il minimo volume (o costo), insieme ad una lista delle quantità che definiscono la geometria di questa soluzione 'ottima'.

**STRUTTURA DEL CODICE. UN ESEMPIO DI APPLICAZIONE**

Le Figure da 1 a 5 mostrano schematicamente alcune caratteristiche del codice di calcolo ed i

risultati ottenuti per una diga alta 100 m in una valle la cui sezione trasversale è rappresentata in Figure 5. Alle didascalie delle figure, di per sé esplicative, si aggiungono qui alcuni commenti:

- Nella Figura 1 sono raffigurati i diagrammi delle eccentricità relative in funzione del parametro  $b$  (o  $b_L$ ); il diagramma a blocchi di Figura 2 illustra la concatenazione dei passi del calcolo, da cui si evince che l'ottimo può essere talvolta conseguito con due diverse forme aventi lo stesso volume, poichè le leggi eccentricità/livello per il caso di peso proprio e per il carico di progetto sono intercambiabili (a parte il segno). La Figura 3 mostra il diagramma delle pressioni che definiscono il carico di progetto adottato per l'esempio di Figure 5 (carico idrostatico con livello d'invaso al coronamento più una distribuzione addizionale di pressioni atta a coprire carichi eccezionali, come ad esempio forze pseudostatiche equivalenti ad azioni sismiche 'medie'). La Figura 4 mostra la scheda di input dell'esempio di Figura 5, ed infine quest'ultima dà un'idea della presentazione grafica dell'output.
- Le forme 'ottime' ottenute dall'appli-

cazione del codice sono risultate sensibili ai limiti imposti alle tensioni negli archi; le esplorazioni numeriche di tale dipendenza possono consentire al progettista di individuare il più conveniente equilibrio tecnico/economico tra il volume di calcestruzzo ed il dosaggio di cemento.

- Infine, il codice generalmente fornisce forme 'ottime' accettabili come punto di partenza per elaborare la forma finale di progetto.

## CONCLUSIONI

1 - Secondo l'opinione degli autori la trattazione svolta nei §§ precedenti suggerisce che il numero dei gradi di libertà da adottare nelle procedure algoritmiche di ottimizzazione di forma delle dighe a volta potrebbe essere ridotto in pratica -con una scelta opportuna del modello strutturale e delle variabili di riferimento- a poche unità, sino ad esempio a tre o quattro. Ricerche condotte in passato lungo linee analoghe, pur se con percorsi meno consequenziali di quello adottato nella presente nota, hanno mostrato che acconce procedure di ottimizzazione basate su modelli tipo RITTER e su due,

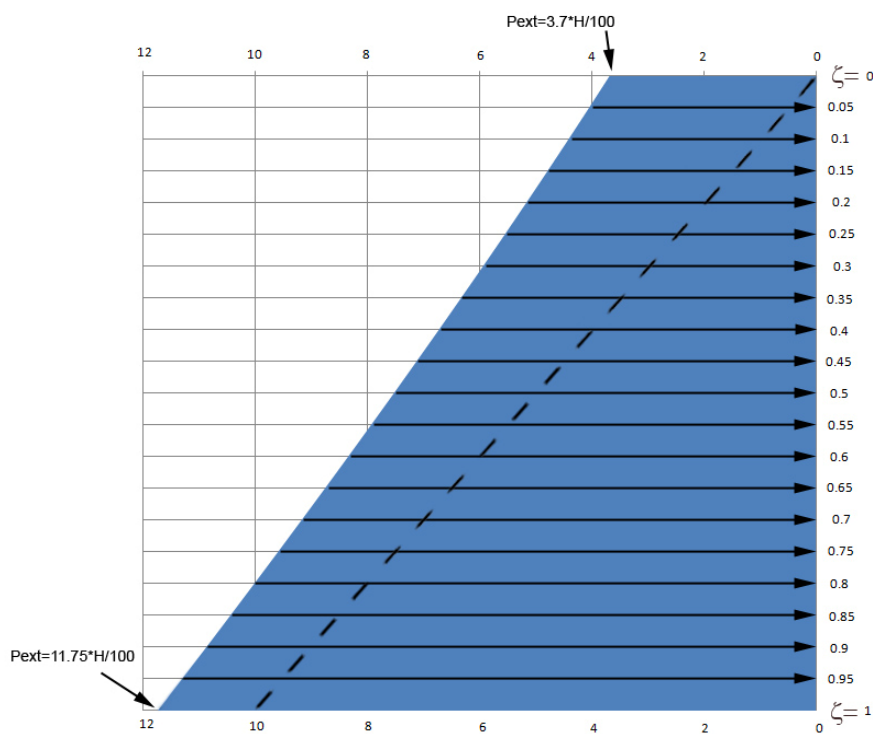


Figura 3. Carico di progetto ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ); linea tratteggiata = carico idrostatico

Parameter	Value
H	100
Dam project name	Dam 01
Gamma c	0.240
Sigma c	62
Sigma t	-13
c 0	2
erec	2
Pext	3.700
c 1	1.85
erec	2.1
Pext	4.433
c 2	1.7
erec	2.2
Pext	5.185
c 3	1.55
erec	2.3
Pext	5.956
c 4	1.4
erec	2.4
Pext	6.742
c 5	1.25
erec	2.5
Pext	7.545
c 6	1.1
erec	2.6
Pext	8.361
c 7	.95
erec	2.7
Pext	9.191
c 8	.8
erec	2.8
Pext	10.033
c 9	.65
erec	2.9
Pext	10.886
c 10	.5
erec	3
Pext	11.750

**OPTIMIZE**

Figura 4. Tabella semplificata dell'input;  $c(i) = C(\zeta)/H$ ,  $C$  essendo la corda della valle a  $\zeta H$  metri sotto il coronamento; "erec" =  $E_c/E_r$

tre o quattro parametri fornivano forme 'ottime' (e volumi corrispondenti) molto simili a quelle ottenute con l'impiego di formulazioni analitiche assai più complicate, basate su un numero elevato di parametri di forma e su modelli strutturali ad Elementi Finiti. Nella trattazione esemplificativa svolta sopra i parametri sono essenzialmente tre (quattro se si considera che  $b$  può variare tra le condizioni di 'peso proprio agente su conci autostabili' e 'carico di progetto'):

$$a, b, \wedge_0$$

Il modello di base richiede solo semplici calcoli concatenati ed evita la soluzione di grandi sistemi di equazioni, e ciò influisce in maniera determinante nel ridurre a valori trascurabili i tempi di preparazione dell'input e di calcolo.

2 - Da un punto di vista critico più generale, gli autori ritengono che per tener conto della vasta varietà dei carichi che la diga dovrà sostenere nel corso della sua esistenza in servizio occorrerebbe definire in modo più razionale la 'funzione obiettivo' della procedura di ottimizzazione. In modo estremamente schematico, ecco come si potrebbe ipoteticamente impostare un approccio

meno grossolano della semplice minimizzazione del volume (o dei costi di costruzione  $C_c$ ): Gli 'scenari' di carico dovrebbero essere definiti dettagliatamente, assegnando ad ognuno di essi una stima della probabilità di occorrenza,  $P_L$ , durante la 'vita utile' dell'opera. Poi per ognuno di questi scenari si dovrebbe valutare, in funzione dei parametri di forma, la 'vulnerabilità', o probabilità di cedimento  $V_P$  della diga. Da ultimo, il costo  $C_F$  delle conseguenze di ognuno dei casi di cedimento dovrebbe essere quantificato. Indicando con  $C_m$  i costi di manutenzione (inclusi i costi di decommissioning al termine della vita utile) e con  $C_e$  i costi di esercizio, il costo totale da minimizzare,  $TC$ , potrebbe essere espresso sinteticamente come segue:

$$TC = \sum (C_c + C_e + C_m) + \sum_L P_L \cdot V_P C_F$$

[Va da sé che tutti costi che si sviluppano nel tempo dovrebbero essere attualizzati ad una singola data]. Una tale 'funzione obiettivo' sarebbe preferibile a quella, eccessivamente semplicistica, adottata sin qui (§ 1), e la sua introduzione renderebbe giustificati sia l'impiego di modelli strutturali sofisticati, sia il ricorso ad un numero elevato di gradi di libertà; ma purtroppo le enor-

mi difficoltà che ostano alla traduzione in pratica di questa concezione 'razionale' sono del tutto evidenti...

3 - Per finire, va da sé che qualunque procedura di ottimizzazione algoritmica non può costituire altro che una delle basi iniziali di un processo in cui il progettista esperto elaborerà la forma ottenuta dalla procedura per migliorarla ed adattarla alle circostanze effettive secondo i dettami

della pratica più aggiornata e coi metodi di analisi strutturale più raffinati (quali quelli ad E. F. o ai 'boundary elements'). Un progetto affidabile e 'sicuro' non può comunque, in nessuna fase della sua complessa evoluzione, affidarsi esclusivamente a procedimenti di calcolo numerico, per sofisticati che siano, a prescindere dall'intuito e dall'esperienza del progettista, che restano ingredienti vitali ed indispensabili di un corretto operare.

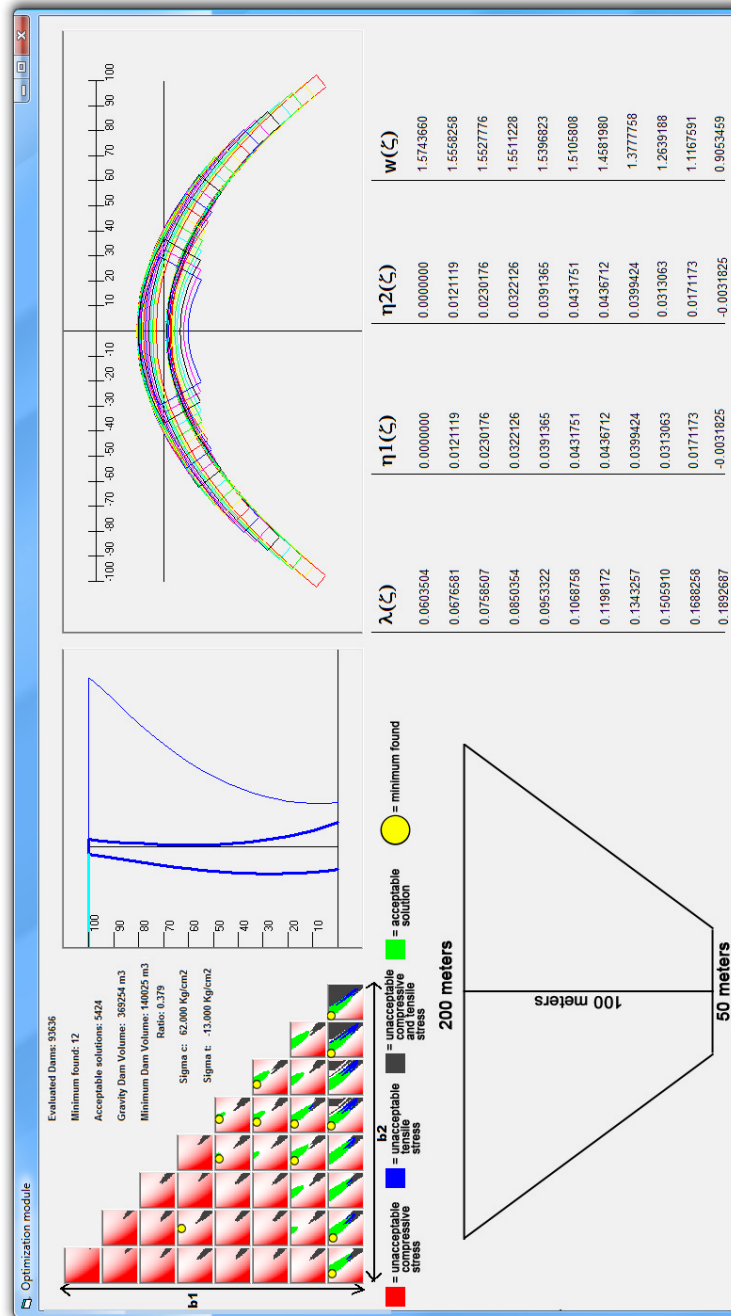


Figura 5. Esempio di output grafico per una diga alta 100 metri in una valle la cui sezione trasversale è illustrata in figura; archi parabolici; compressione max. negli archi 62 kg/cm<sup>2</sup>, trazione max. -13 kg/cm<sup>2</sup>



---

**RIFERIMENTI**

---

- Zhu Bofang, (1990). Optimum design of arch dams. *Dam Engineering*, Vol. I, Issue 2.
- Zhu Bofang, Rao Bin, Jia Jinsheng e Li Yisheng, (1992). Shape optimisation of arch dams for static and dynamic loads. *Proceedings of the International Symposium on Practice and Theory of Arch Dams*. Hohai University Press, Nanjing (China), Oct. 17–20.
- M. Fanelli, (1992). Optimal proportioning of arch-gravity dams: the automatic generation of a simplified starting geometry. *Dam Engineering*, Vol. III, Issue 2.
- M. Fanelli, A. Fanelli e P. Salvaneschi, (1992). A neural network approach to the definition of near optimal arch dam shape. *Dam Engineering*, Vol. I, Issue 2.
- Metodo approssimato per l'ottimizzazione di forma delle dighe ad arco-gravità. (An approximated Method for the Shape Optimisation of Arch-Gravity Dams). Tesi di laurea di Orsola Brasi, sostenuta al Politecnico di Milano, anno accademico 1999-2000 (relatori M. & A. Fanelli).
- Stoyan Grigorov, Stefan Tasev e Anton Tzenkov, (2005). Extended optimisation of arch dams. *Tenth Bulgarian Conference on Theoretical Mechanics*, Varna (Bulgaria).
- Jiazheng Pan e Jing He, (2000). Chapt. 7: Shape optimisation of arch dams. *Large dams in China*, China Water Power Press, pp. 443–482.