



La demolizione con esplosivo della diga di Beaugregard (Aosta)

TECNOMINE

Piacenza- Genova



**BOLZANO, 26 GIUGNO 2015
CONVEGNO 'EXPLO BOZEN'**

1. *Introduzione*

La diga di Beaugregard, situata nel comune di Valgrisenche - frazione di Bonne (Aosta) (fig.1.1 e 1.2), è una diga ad arco di gravità a doppia curvatura ed a struttura simmetrica (fig.1.3), costruita in calcestruzzo di cemento pozzolanico ed inerti alluvionali (ne furono utilizzati 430.000 m³) estratti a monte della diga stessa.

Essa appartiene al bacino idrografico della Dora Baltea: il corso d'acqua intercettato è la Dora di Valgrisenche. Questa diga, che fu progettata e costruita a cura della Società Idroelettrica Piemontese (S.I.P.) negli anni '50 del secolo scorso, è stata prima gestita dall'ENEL per poi essere acquisita nel luglio 2001 (nell'ambito della riforma della gestione dell'energia elettrica) dall'attuale gestore-concessionario C.V.A. - Compagnia Valdostana delle Acque S.p.A.

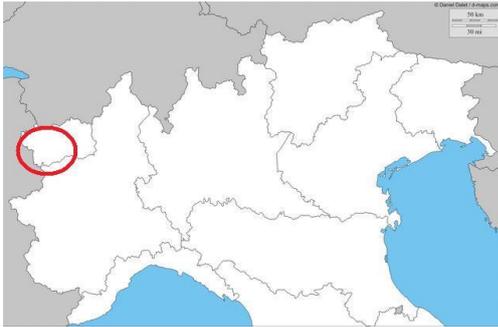


Fig.1.1: Collocazione della diga rispetto al Nord Italia

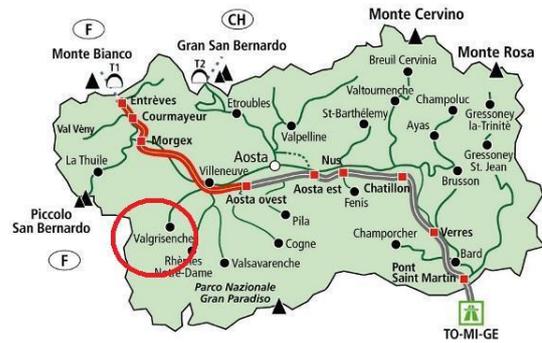


Fig.1.2: Posizionamento preciso della diga rispetto alla Regione Valle d'Aosta



Fig.1.3: Vista aerea della diga, guardando verso Sud

La scopo della diga è quello di alimentare l'impianto a serbatoio della centrale idroelettrica di Avise che utilizza le acque dell'alta Dora di Valgrisenche con una producibilità media annua di 285,3 GWh.

L'altezza massima dell'opera è di 132 metri (da piano campagna 72 metri), essendo il punto più depresso della fondazione a quota 1640 m s.l.m. ed il piano di calpestio del coronamento a quota 1772 m s.l.m.(fig.1.4).

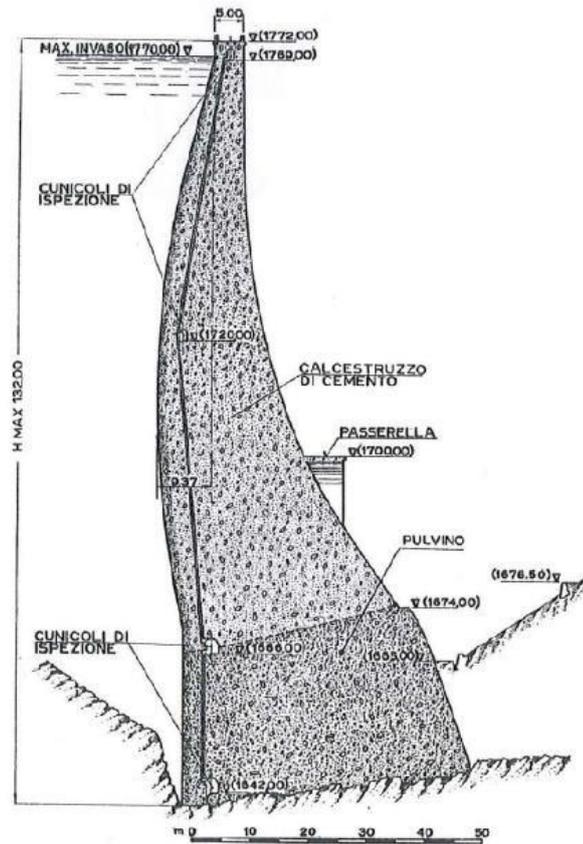


Fig. 1.4: Sezione della diga

Fin dal periodo di progettazione della diga fu presa in considerazione la deformazione gravitativa profonda, che interessa il versante in sinistra orografica del Torrente Dora di Valgrisenche, a monte dell'omonimo comune, in quanto la relativa interazione con la diga costituisce una problematica molto complessa per le implicazioni negli ambiti di protezione civile, gestione dell'energia, del territorio e dell'ambiente.

Le problematiche geologiche della spalla sinistra della diga e la necessità di prevedere importanti consolidamenti costituirono gli aspetti di maggiore approfondimento degli studi condotti per la progettazione e per la costruzione dell'opera.

Nel periodo degli invasi sperimentali (dal 1958 al 1968) ci fu un'accelerazione della deformazione gravitativa, che portò la Commissione di Collaudo a prescrivere significative limitazioni di invaso rispetto a quanto stabilito dal progetto iniziale: nel 1969 infatti fu decretato che il massimo livello dell'invaso non potesse superare i 1710 m s.l.m. (solo in casi eccezionali, come ad esempio piene di elevata intensità, questa quota poteva essere superata di 5 metri). Con questa quota massima, la capacità utile di invaso si ridusse a 6.800.000 m³, circa un decimo della capacità reale del serbatoio.

Nel corso degli anni il fenomeno è stato oggetto di continuo monitoraggio, così da tenere sotto controllo la lenta deformazione gravitativa in sponda sinistra e il conseguente comportamento deformativo della diga. Nel 1998 il Registro Italiano Dighe (R.I.D.) ha imposto ulteriori limitazioni sul livello di invaso, prescrivendo come quota massima 1705 m s.l.m. e, solo in caso di piene di eccezionale entità, la quota di 1710 m s.l.m.

Di seguito si riportano due immagini di inizio anni 2000 della diga, (fig.1.5 e 1.6).



Fig.1.5: Visione ravvicinata della diga, guardando verso Nord



Fig. 1.6: Visione laterale della diga

A seguito di tutti gli studi effettuati si è deciso di procedere alla parziale demolizione della diga con l'obiettivo di arrivare, a fine lavori, alla quota di 1720 m s.l.m. partendo da quella iniziale di 1772 m s.l.m., con un abbassamento quindi di 52 metri (fig.1.7) pari a 160.000 mc di cls.

Questo intervento aveva l'obiettivo di annullare l'effetto negativo provocato dalla parte superiore con conseguente miglioramento delle condizioni statiche della parte inferiore ; inoltre la riduzione dell'altezza della diga riequilibra i rapporti fra l'invaso di coronamento ed il piazzale di valle e riapre la vista della vallata e delle creste montuose al confine del bacino.

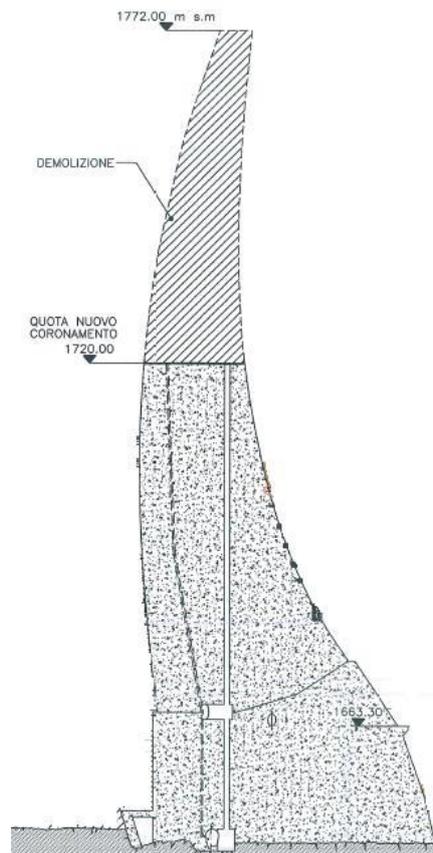


Fig.1.7: Sezione della diga con indicazione delle quote pre e post demolizione

2. Il metodo di demolizione scelto: caratteristiche e rischi connessi

Avendo ritenuto ideale la soluzione che prevede la totale demolizione della diga fino a quota 1720 m s.l.m., tra le diverse metodologie possibili le due ritenute più idonee, soprattutto per minori tempi e costi, sono state la demolizione con "martellone" o con esplosivo.

La prima consiste nell'impiego di martelli da demolizione applicati in punta ad escavatori idraulici di grosse dimensioni; operativamente il materiale demolito dal martellone viene caricato da una pala meccanica e da questa scaricato a monte o a valle della diga; la produzione cresce con il progredire dell'abbattimento, cioè con l'allargamento del ciglio diga che consente di disporre di maggiori spazi di manovra.

La seconda possibilità prevede invece l'abbattimento tramite esplosivo, in base ad uno specifico studio specialistico che assicuri una idonea frantumazione con pezzatura media di 50 cm e senza effetti indesiderati al contorno.

Fra le due possibilità operative, simili in termini di costi e tempi, la scelta è ricaduta su quella con impiego di esplosivo; uno dei motivi determinanti per questa scelta è stato il fattore “disturbo creato alla popolazione”; demolendo con esplosivo, il disturbo alla popolazione residente ed ai turisti risulta minimizzato in quanto le esplosioni saranno ben pubblicizzate (sono state previste locandine informative nei luoghi pubblici e sms inviati ai residenti prima di ogni volata) ed il disturbo sarà concentrato in un solo giorno alla settimana in un arco temporale breve e ben definito.

Usando invece il martellone come elemento disgregatore del calcestruzzo, il disturbo creato sarebbe stato ben più gravoso; infatti, impiegando per 5-6 giorni alla settimana mediamente 3 martelloni pesanti, si è valutato che il disturbo indotto (112 decibel per martellone) sarebbe stato più gravoso rispetto a quello causato con l'impiego dell'esplosivo.

Gli studi preliminari effettuati hanno riguardato gli effetti delle vibrazioni, delle onde sonore, delle sovrappressioni in aria e del lancio dei detriti causati dalle volate, con risultati positivi sia considerando le abitazioni della frazione più vicina (Bonne), sia per la casa di guardia e per la parte di diga da mantenere.; in ogni caso le vibrazioni indotte sarebbero state misurate in opera con sismografi triassiale e le onde sonore con registrazioni fonometriche.

Queste misure inizialmente dovranno confermare il piano di tiro e successivamente forniranno gli elementi necessari a decidere eventuali sue modifiche, in particolare con l'avvicinamento alle sponde, alla casa di guardia ed alla quota di fine demolizione.

In un lavoro di demolizione con esplosivo i rischi da tenere in considerazione sono principalmente tre:

2.1 VIBRAZIONI

Tutti gli studiosi sono concordi nel ritenere che, tra le caratteristiche di una vibrazione (frequenza, ampiezza, accelerazione e velocità), quella più direttamente legata ai possibili danni e quindi più idonea ad indicare il limite di pericolosità sia la velocità di vibrazione; infatti l'adozione del parametro “velocità di vibrazione” è confortata sia da innumerevoli prove pratiche sia dal fatto che esso è stato preso in considerazione da diverse legislazioni, tra cui quella americana, svizzera, svedese e tedesca (*per l'analisi delle diverse normative internazionali si rimanda all'Appendice*).

Per quanto non dettagliato nelle varie normative, valga la seguente sintesi tratta dalla bibliografia del settore:

- | | |
|----|--|
| 1) | per il cemento armato la letteratura tecnica esclude lesioni per valori inferiori a 400-500 mm/s |
| 2) | nuove lesioni nella roccia iniziano con valori superiori a 600 mm/s |
| 3) | microlesioni o incremento di quelle esistenti nella roccia iniziano con valori superiori a 250 mm/s |
| 4) | la disaggregazione di un terreno sabbioso-argilloso inizia con valori superiori a 155-220 mm/s |
| 5) | la disaggregazione di un terreno sabbioso fine inizia con valori superiori a 90-125 mm/s |
| 6) | tutti gli studiosi indicano valori > 100 mm/s come necessari per piccoli danni (lesioni agli intonaci) |
| 7) | l'attività di una famiglia produce nell'edificio in cui vive vibrazioni da 2,5 a 12 mm/sec. mentre le variazioni di temperatura possono produrre dilatazioni equivalenti a valori di 30-70 mm/sec. |

I parametri che influenzano l'intensità delle vibrazioni sono:

- Quantità e tipologia di esplosivo
- Distanza tra il punto di scoppio e la zona da salvaguardare
- Caratteristiche fisiche, chimiche, geologiche e litologiche del materiale nel quale si propagano le vibrazioni
- Tipo di innesco
- Distribuzione dell'esplosivo nei fori da mina

La formula più utilizzata in letteratura (formula di Langefors, 1958) per abbinare questi parametri è la seguente:

$$V_{\max} = K \operatorname{rad}q(Q/D^{1.5}) \quad (2.1)$$

con

V_{\max} = massima velocità di vibrazione (in mm/s)

K = coefficiente funzione delle caratteristiche del materiale nel quale si propagano le onde

Q = quantità di esplosivo che detona contemporaneamente (in Kg)

D = distanza tra il punto di scoppio e la struttura da salvaguardare (in m)

Il valore di K dipende dalle caratteristiche del materiale in esame, caratteristiche che risulta spesso difficile valutare con precisione; nella pratica si adotta un valore di K derivato da informazioni bibliografiche in attesa delle risultanze di una serie di volate sperimentali in base alle quali determinare il valore K del sito

I valori registrati andranno infatti riportati in un diagramma bilogarithmico con conseguente tracciamento della retta di regressione : utilizzando tale retta sarà possibile, fissato un limite di V_{\max} da non superare, ricavare immediatamente il valore minimo della distanza scalata $D/Q^{0.5}$ da rispettare.

2.2 RUMORI E SOVRAPRESSIONI IN ARIA

All'atto della detonazione di una carica esplosiva vengono prodotti treni d'onda il cui transito provoca inizialmente un rapido innalzamento della pressione in aria; a ciò fa seguito la progressiva attenuazione del picco di pressione con raggiungimento di un valore inferiore a quello iniziale (depressione) e successivo graduale ripristino delle condizioni indisturbate iniziali.

Il fenomeno assume essenzialmente un carattere di tipo impulsivo, con velocità di propagazione pari a quella del suono in aria, sensibile quindi alle variazioni fisiche del mezzo stesso (temperatura, umidità, ecc); l'effetto provoca un'oscillazione il cui valore di picco assume un ruolo fondamentale; tali oscillazioni, caratterizzate da valori di frequenza propri, sono percepibili dall'orecchio umano (al di sopra della soglia dei 20 Hz) come suono o rumore mentre vengono avvertite al di sotto di tale valore (soglia di udibilità) sotto forma di sensazioni di scuotimento.

La sovrappressione in aria viene misurata in pascal (Pa) oppure, più frequentemente, in decibel (dB), secondo la formula riportata di seguito, tratta da "L'esplosivo strumento di lavoro" di G. Berta:

$$P = 20 * \log_{10} (p/p_0) \quad (2.2)$$

con P = pressione in aria (in dB)

p = sovrappressione in aria (in Pascal)

p_0 = soglia di udibilità (in Pascal, pari a $2 \cdot 10^{-5}$ Pa)

Le variazioni di pressione vengono percepite dall'orecchio umano con sensibilità proporzionale alla sopracitata scala logaritmica, che ha inoltre il vantaggio di "condensare" in un più ristretto intervallo valori assai diversi (molto grandi e molto piccoli) della pressione acustica.

Fonti autorevoli riportano la soglia di 180 dB come limite di sopportazione senza danni per l'uomo, mentre valori di picco fino a 140 dB sono generalmente ritenuti livelli di esposizione accettabili.

Tra le strutture più sensibili alle sollecitazioni di tipo acustico sono indubbiamente da considerare i vetri: nella letteratura vengono indicati come limiti di rottura valori di circa 170 dB che possono scendere a 150 dB per vetri montati in maniera non adeguata, oppure con difetti all'interno della loro struttura.

In ogni caso per l'effettuazione delle misurazioni sugli edifici bisogna tenere conto del grado di isolamento acustico dei medesimi (edificio chiuso, pareti insonorizzate, disposizione dei mobili all'interno delle stanze, ecc.)

Il monitoraggio dei brillamenti eseguiti a cielo aperto conduce generalmente alla rilevazione di valori della sovrappressione acustica inferiori a 130 dB.

Di seguito viene riportata la tabella comparativa degli effetti causati dalla sovrappressione in aria (tab.2.1):

dB	Pa	Effetto
180	21000	strutture convenzionali danneggiate
170	7000	si rompono i vetri delle finestre
160	2100	possono rompersi i vetri delle finestre
150	700	possono rompersi vetri in lastre di grandi dimensioni
140	210	nessun danno
120	21	soglia di fastidio per rumore continuo
117	14	vibrazione di stoviglie e finestre

Tab. 2.1: Effetti causati dalla sovrappressione in aria (Progetto Definitivo, Relazione Generale, 2009)

2.3 LANCIO DEI DETRITI DI ESPLOSIONE

E' possibile determinare in sede teorica la distanza a cui possono arrivare i detriti di esplosione tramite la seguente formula (tratta da "Le mine nei lavori minerari e civili" di T.Seguiti ^[1]) che deriva da considerazioni di balistica esterna:

$$D = (456 Q + 0,836 P - 1216) / 0,04 P \quad (2.3)$$

con

Q = quantità di esplosivo (in Kg)

P = peso del materiale staccato (in Kg)

D = distanza massima di lancio (in m)

A distanze similari si perviene utilizzando un'altra formula che prende in considerazione la gittata "L" di un frammento (da "Proiezioni a distanza di frammenti rocciosi in relazione all'esplosione di mine", 2° Congresso di Geoingegneria Torino, 1991):

$$L = \text{sen}(2\alpha) * (V_o^2/g) \quad (2.4)$$

con : V_o = velocità del frammento (in m/s)

α = inclinazione di V_o sull'orizzontale.

[1] In merito alla formula in esame, l'autore T. Seguiti cita come fonte "La utilizacion racional de los explosivos – Editorial Dossat – Madrid, 1958

3. *Analisi dei rischi specifici relativi alla demolizione con esplosivo*

3.1 *Limiti imposti per le vibrazioni*

I limiti imposti dalla Direzione Lavori, a seguito dell'analisi delle normative vigenti, sono stati i seguenti (a seconda della diversa posizione di registrazione, tab. 3.1):

Posizione della Registrazione	Limite della Velocità di Vibrazione (mm/s)
Nel corpo diga, sotto quota 1720 m s.m.	100
Per la casa di guardia, per frequenze < 60 Hz	15
Per la casa di guardia, per frequenze > 60 Hz	30
Per i versanti	10

Tab.3.1: Limiti imposti per il corpo diga, per la casa di guardia e per i versanti; si specifica che i limiti della velocità di vibrazione sono da intendersi per il massimo valore registrato tra le 3 componenti (Capitolato Tecnico)

3.2 *Volate di prova e risultati*

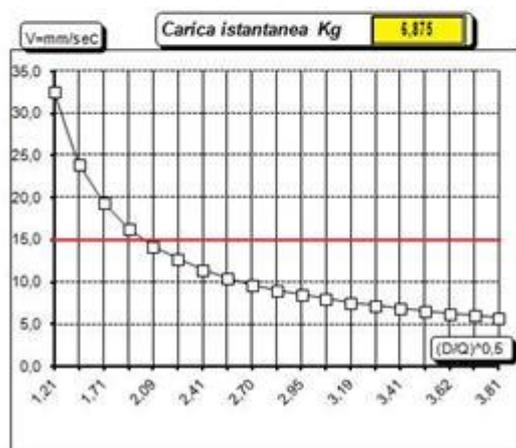
Facendo riferimento alla formula (2.1) la volata tipo ipotizzata era caratterizzata da :

- a) massima quantità di esplosivo delle volate a regime pari 6,875 kg
- b) K tratto da bibliografia pari a 70
- c) D 10 metri (distanza tra la casa di guardia ed il punto più vicino della diga)

Il limite imposto come vibrazioni per la casa di guardia, dal "Capitolato Tecnico", è di 15 mm/s; sviluppando la formula si raggiunge questo limite (precisamente $V_{max} = 14,3$ mm/s) ad una distanza di 30 metri (tab. 3.2). Si può quindi concludere che dovrebbe essere possibile procedere alla demolizione senza provocare vibrazioni dannose alla casa di guardia fino ad una distanza di 30 metri.

C'è da sottolineare comunque che quanto sopra risulta puramente teorico e quindi penalizzante e restrittivo in quanto in realtà le vibrazioni, come riscontrato nelle esperienze pratiche, sono spesso molto inferiori in virtù del fatto che le onde sismiche si riducono nel passaggio tra i diversi materiali (nel nostro caso materiale della struttura da demolire, terreno o terreni di fondazione, materiale della struttura da salvaguardare).

COEFFICIENTE ADIMENSIONALE K	CARICA MASSIMA Q=kg	DISTANZA DAL PUNTO DI SPARO D=m	DISTANZA SCALATA (D/Q) ^{0.5}	VELOCITA' VIBRAZIONI V=mm/s
70	6,875	10	1,21	32,6
70	6,875	15	1,48	24,1
70	6,875	20	1,71	19,4
70	6,875	25	1,91	16,4
70	6,875	30	2,09	14,3
70	6,875	35	2,26	12,8
70	6,875	40	2,41	11,5
70	6,875	45	2,56	10,6
70	6,875	50	2,70	9,8
70	6,875	55	2,83	9,1
70	6,875	60	2,95	8,5
70	6,875	65	3,07	8,0
70	6,875	70	3,19	7,6
70	6,875	75	3,30	7,2
70	6,875	80	3,41	6,9
70	6,875	85	3,52	6,6
70	6,875	90	3,62	6,3
70	6,875	95	3,72	6,0
70	6,875	100	3,81	5,8



Tab. 3.2: Tabella e grafico relativi all'applicazione della formula sulle vibrazioni (nella tabella i valori in rosso rappresentano quelli che superano il limite massimo di 15 mm/s; nel grafico la linea rossa indica il limite imposto dal Capitolato Tecnico)

Per verificare sul campo gli esiti degli studi preliminari, sono state effettuate 5 volate di prova allo scopo di verificare gli impatti che realmente si potevano creare sulla parte sottostante della diga e sul contorno.

Esse hanno riguardato la sinistra orografica della diga, più precisamente i conci interessati sono stati i seguenti

- Volata 1: Concio 8S
- Volata 2: Concio 7S
- Volata 3: Conci 6S e 5S
- Volata 4: Conci 4S e 3S
- Volata 5: Concio 2S

(vedi fig. 3.1 : la diga è composta da 26 conci, ognuno dei quali lungo 13 metri e suddivisi in senso verticale da moduli da 1,5 metri cad., numerati dall'1S al 13S e dall'1D al 13D, dove S significa "sinistra orografica" e D "destra orografica")

Le modalità operative sono state le seguenti:

- Volata di Prova n°1: frantumazione di un setto da 1,5 m, per un totale di 1,5 m di altezza;
- Volata di Prova n°2: frantumazione di due setti da 1,5 m, per un totale di 3 m di altezza;
- Volata di Prova n°3: frantumazione di tre setti da 1,5 m, per un totale di 4,5 m di altezza;
- Volata di Prova n°4: frantumazione di quattro setti da 1,5 m, per un totale di 6 m di altezza.
- Volata di Prova n°5: frantumazione di quattro setti da 1,5 m, per un totale di 6 m di altezza.

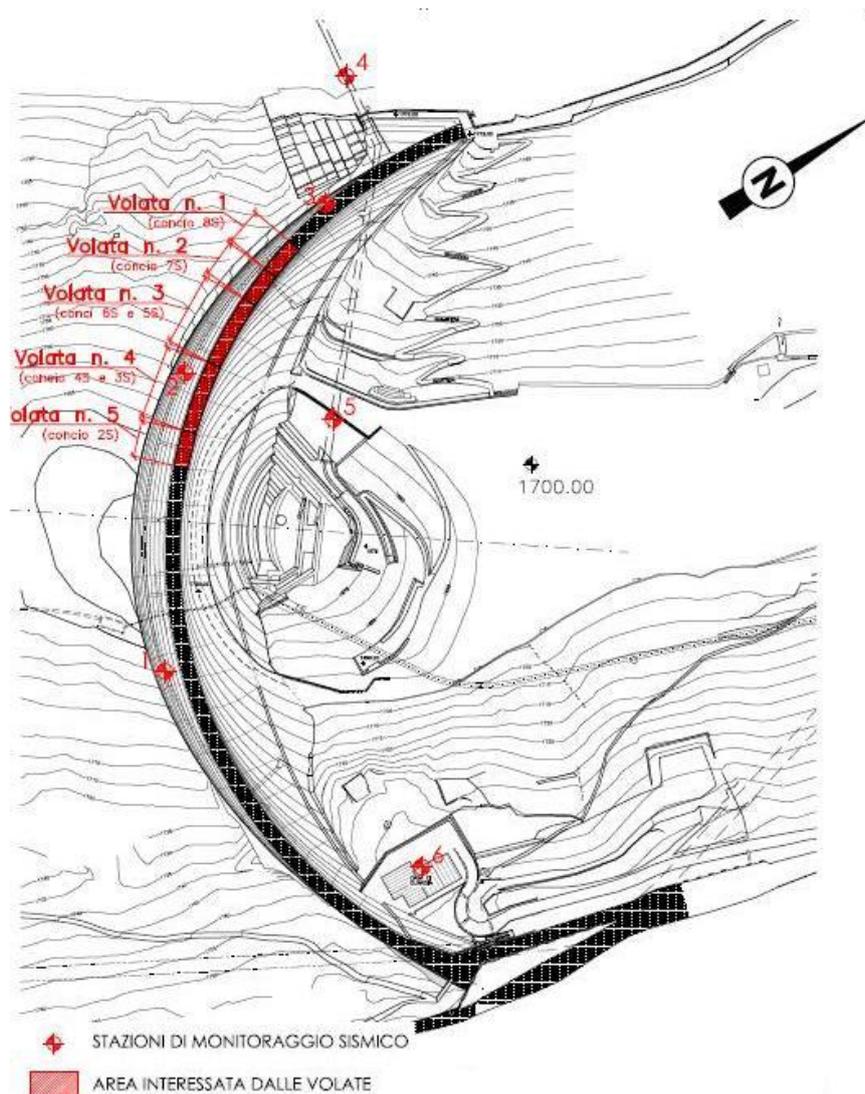


Fig. 3.1: Planimetria con indicazione dell'area interessata dalle volate e ubicazione delle stazioni di monitoraggio sismico nelle vicinanze della diga

A seguito delle volate di prova, si è giunti seguenti considerazioni:

- 1) Si è notata una buona frantumazione con risultati di produzione da mina soddisfacenti, in linea ad altri analoghi casi di demolizioni di calcestruzzi;
- 2) La fratturazione alla base delle volate risulta sempre irregolare e non si genera l'ipotetico piano orizzontale tra la ripresa dei getti dei conci della diga; alla ditta operante nel cantiere, terminato lo smarino, è stato imposta la realizzazione un piano orizzontale sicuro in modo da poter eseguire i nuovi fori per la successiva volata;
- 3) In presenza del cunicolo, quindi solamente nella prime tornate di volate con larghezza della diga pari a 5 metri, si è dovuto modificare il consueto schema di perforazione, in modo da frantumare in maniera idonea il calcestruzzo e non intercettare il cunicolo d'ispezione (lo schema di perforazione per questo caso è stato descritto in precedenza nelle "situazioni particolari")
- 4) Le volate di prova hanno confermato che i limiti imposti, sotto tutti i punti di vista, sono stati ampiamente rispettati; è stato assunto che procedendo con questa tipologia di volata non si sarebbe creato nessun danno alle strutture da salvaguardare e nemmeno disturbi alla popolazione (sia in termini di rumore che di vibrazioni).

Ottenuto quindi dall'ufficio dighe di Roma l'ok all'utilizzo dell'esplosivo per la demolizione parziale della diga, si è dato il via i lavori, propagandati dalla CVA-Compagnia Valdostana Acque come tra i pochi di questo genere al mondo (fig. 3.2).



**CON
L'ACQUA
IN VALLE D'AOSTA**

ACQUA VENTO SOLE

Il Gruppo CVA (Compagnia Valdostana delle Acque), è il terzo produttore di energia elettrica in Italia (AEEG, dati 2011) con le sue 32 centrali idroelettriche dalla potenza complessiva di 934 MW e una producibilità media annua di circa 2,8 miliardi di kWh. La Valle d'Aosta è il territorio dal quale proviene quest'energia pulita che evita l'immissione in atmosfera di circa 2 miliardi di kg di CO₂. L'attenzione all'ambiente è una caratteristica distintiva del Gruppo CVA, testimoniata dalla cura con la quale le aziende che ne fanno parte operano sugli impianti di produzione garantendo i massimi standard di competenza, qualità e sicurezza sul lavoro. In quest'ottica s'inserisce l'opera di adattamento della Diga di Beauregard, che è in fase di attuazione ed è la conferma della vicinanza al territorio e ai temi di riduzione d'impatto ambientale. I lavori nel Comune di Valgrisenche consentiranno infatti una riduzione dell'altezza della diga di ben 52 metri. Un lavoro, tra i pochi di questo genere al mondo, che è possibile conoscere nei dettagli consultando il sito www.beauregard.cvaspa.it

www.cvaspa.it

Gruppo CVA CVA

Fig. 3.2: Campagna pubblicitaria del Gruppo C.V.A. su quotidiani a tiratura nazionale

Le volate sono state effettuate nel periodo maggio-novembre 2013 e 2014 con cadenza settimanale o bisettimanale a seconda della velocità nell'esecuzione dei fori e della messa in sicurezza nel post-sparo.

Trascurando le problematiche relative alle sovrappressioni ed alle proiezioni per le quali, una volta allontanate le persone ad idonea distanza, le prove pratiche avevano confermato non sussistere problema alcuno, restava il vincolo di tenere sotto controllo le vibrazioni; all'uopo sono state installate 8 stazioni di monitoraggio sismico, la cui posizione è indicata nelle figure 3.3 e 3.4:

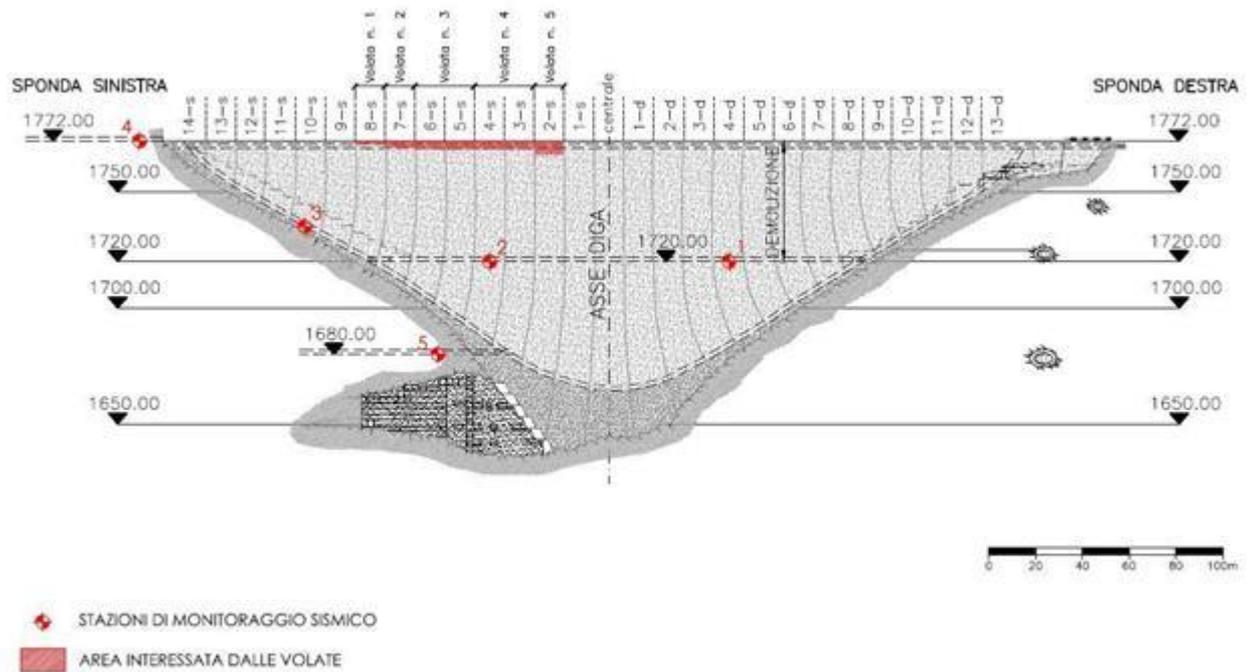


Fig. 3.3: Planimetria longitudinale della diga con indicata l'ubicazione delle stazioni di monitoraggio sismico

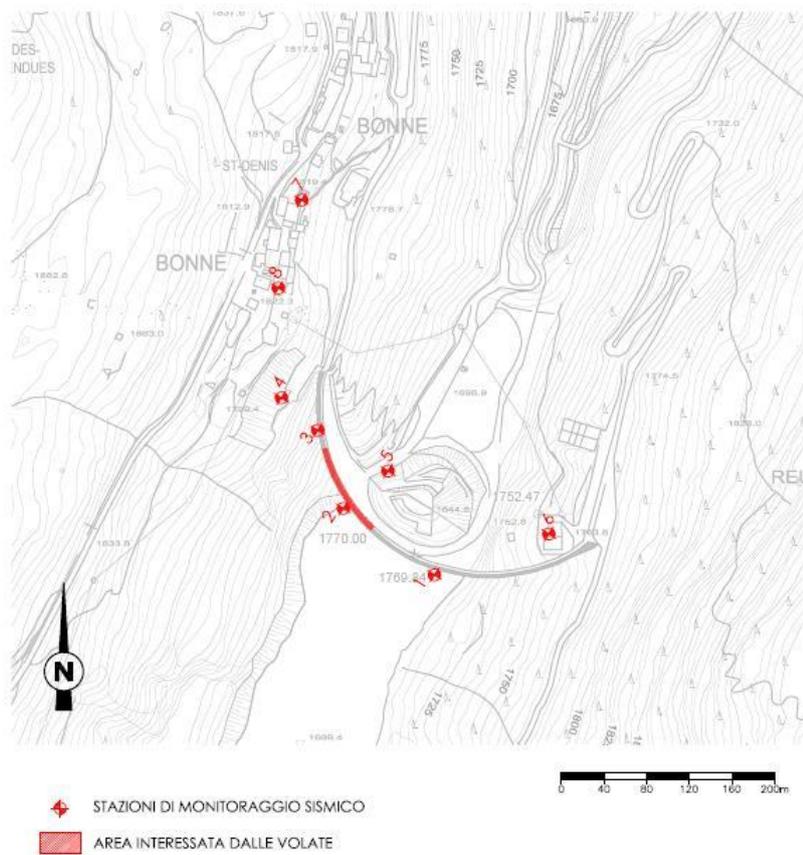


Fig. 3.4: Planimetria con indicazione dell'area interessata dalle volate e con l'ubicazione delle stazioni di monitoraggio sismico nelle vicinanze della diga

I primi tre sismografi sono stati posizionati all'interno del corpo diga, i n° 4 e 5 nelle immediate vicinanze, mentre il n°6 è stato posizionato presso la casa di guardia.

Come da fig. 3.4, i sismografi n° 7 e 8 sono stati collocati nella frazione più vicina, quella di Bonne (Comune di Valgrisenche); in particolare il n°7 è stato ubicato presso la chiesa del paese, mentre il n°8 è stato appoggiato in uno scavo di altezza pari a 50 cm davanti al fabbricato più vicino alla diga.

4. *Progettazione delle volate compatibili con i vincoli vibrometrici*

La progettazione di un lavoro di demolizione tramite volate consiste nello stabilire:

- 1) La geometria (o schema di perforazione);
- 2) La quantità e il tipo di esplosivo;
- 3) I tempi di esplosione.

Il tutto va stabilito in base all'effetto desiderato che si vuole ottenere e del contenimento, entro i limiti previsti per il caso in questione, degli effetti indesiderati.

Per affrontare lo studio riguardante uno schema di perforazione bisogna innanzitutto considerare un fattore fondamentale, da cui tutta l'analisi successiva dipenderà: la spalla, cioè la distanza tra il foro e la superficie libera (detta anche "distanza di minima resistenza").

Esistono molteplici studi teorici sviluppati nella seconda metà del secolo scorso e diversi studiosi hanno affrontato il tema; gli approcci maggiormente tenuti in considerazione sono i seguenti:

a) Gli studiosi svedesi Langefors e Kihlstrom sono arrivati alla definizione della seguente formula per poter determinare la spalla S:

$$S = 0,046 * \phi * \sqrt{\frac{q*s}{c*f} * \left(\frac{S}{i}\right)} \quad (\text{in m}) \quad (4.1)$$

con ϕ = diametro della cartuccia (in mm), q = esplosivo per litro di foro (in Kg), s = "potenza" dell'esplosivo, c = fattore caratteristico della roccia (in Kg/m³), f = fixation factor (in Kg/m³), (S/i) = rapporto spalla su interasse;

b) Lo studioso tedesco Holmberg è arrivato, invece, alla seguente equazione:

$$S = 0,9 * \sqrt{\frac{q*s}{c'*f*\left(\frac{i}{S}\right)}} \quad (\text{in m}) \quad (4.2)$$

con c' = fattore caratteristico della roccia (in Kg/m³) variabile a seconda della spalla:
c' = c + 0,05 se S ≥ 1,4 m, c' = c + (0,07/S) se S < 1,4 m;

Tra le due possibilità, nella situazione in esame sarà utilizzata la formula del caso a), in quanto l'equazione di Holmberg è idonea per il rilevaggio, che non riguarda la tipologia di volate in studio.

Una volta ottenuta la spalla, si potrà procedere con la scelta dello schema di perforazione da adottare.

Per quanto riguarda la tipologia di esplosivo da utilizzare, la scelta dipende dal tipo di volata da eseguire e dal tipo di materiale che si deve frantumare; nel caso del cls in esame l'esplosivo più idoneo è stato identificato nell' "Ergodyn 35E" fornito dalla SEI EPC ITALIA Spa (fig. 4.1), appartenente alla classe delle dinamiti e con le seguenti caratteristiche:

- Densità: 1400 kg/m³;
- Velocità di detonazione: 5900 m/s;
- Energia di detonazione: 4,30 MJ/Kg;
- Pressione di detonazione: 20000 MPa;
- Volume dei gas (0°C/Atm.) 865 l/Kg;
- Resistenza all'acqua: ottima.



. 4.1: Cartucce di esplosivo Ergodyn 35E

Questo tipo di esplosivo è disponibile in diverse dimensioni (tab. 4.1).

DIAMETRO mm	LUNGHEZZA mm	N° CARTUCCE PER CASSA	PESO UNITARIO kg	PESO TOTALE kg
25	200	200	0,125	25
30	380	68	0,365	24,80
38	395	40	0,625	25
60	500	12	2,080	25

Tab. 4.1: Scheda Tecnica Ergodyn 35E, 2013

Dopo aver scelto il tipo di esplosivo, bisogna ricavarne la quantità da utilizzare: essa dipenderà dal parametro “q” della (4.1) e dalla profondità del foro (quindi dalla scelta adottata nel punto precedente), tenendo conto che il borraggio nella parte superiore del foro dovrà essere circa uguale alla spalla adottata.

Di seguito si procede all’analisi dello studio inerente allo schema di perforazione, prima per quanto riguarda quello in condizioni normali, cioè senza particolari situazioni di cui tener conto (lo schema “base”), mentre successivamente si analizzeranno i casi particolari presenti nel caso in studio.

4.1 Situazione “base”

Lo schema di perforazione, per quanto riguarda spalla e distanza tra i fori, inevitabilmente veniva modificato in base alla larghezza della diga, che cambiava a seconda delle diverse “passate” di volate; ad esempio, in cima alla diga (dove per “cima” si intende la situazione normalizzata post-cunicolo, che verrà descritta poco più avanti nelle “situazioni particolari”) la larghezza risultava essere intorno ai 6 metri, mentre alla base di circa 16 metri (dove per base si intende l’ultima passata demolita).

Considerando la diga in sommità, dove la larghezza era di 6,5 metri, lo schema di perforazione adottato è stato quello descritto nella figure 4.2 e 4.3.

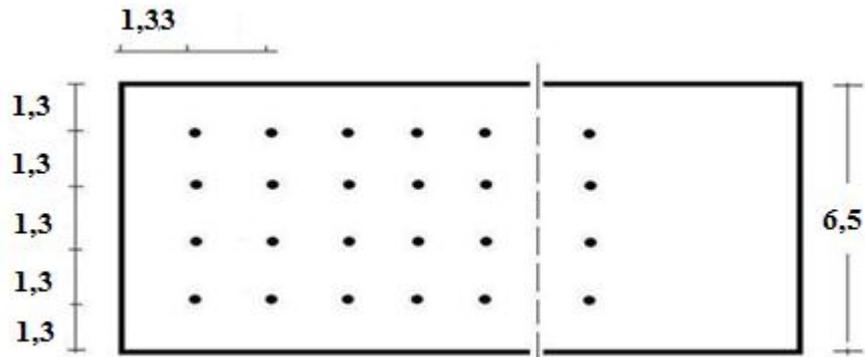


Fig. 4.2: Schema di perforazione con larghezza di 6,5 metri e spalla pari a 1,3 metri

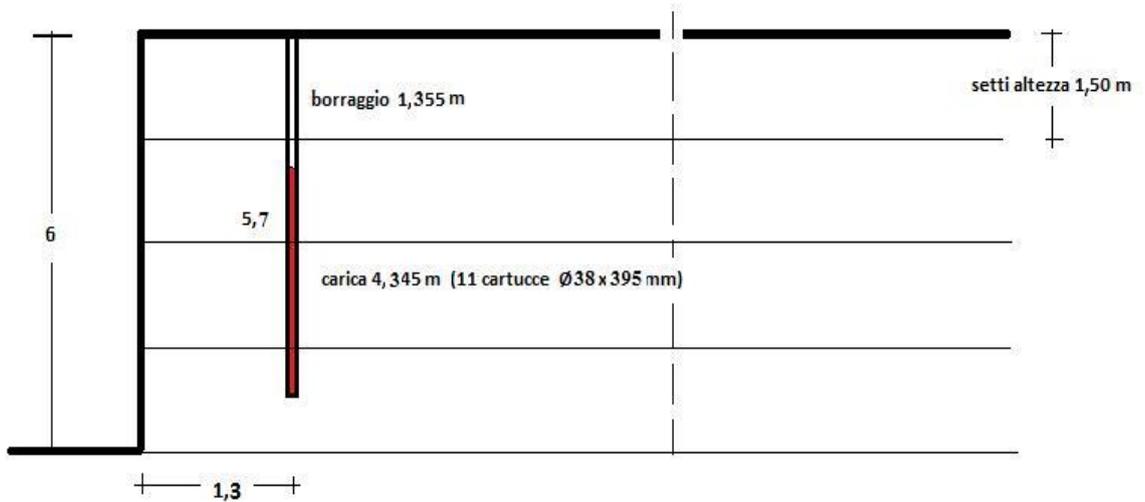


Fig. 4.3: Schema raffigurante il foro profondo 5,7 metri con spalla 1,3 metri

Considerando invece la base, dove la larghezza era pari a 15,68 metri, lo schema adottato è stato quello raffigurato nelle figure 4.4 (con spalla maggiorata a 1,96 metri).

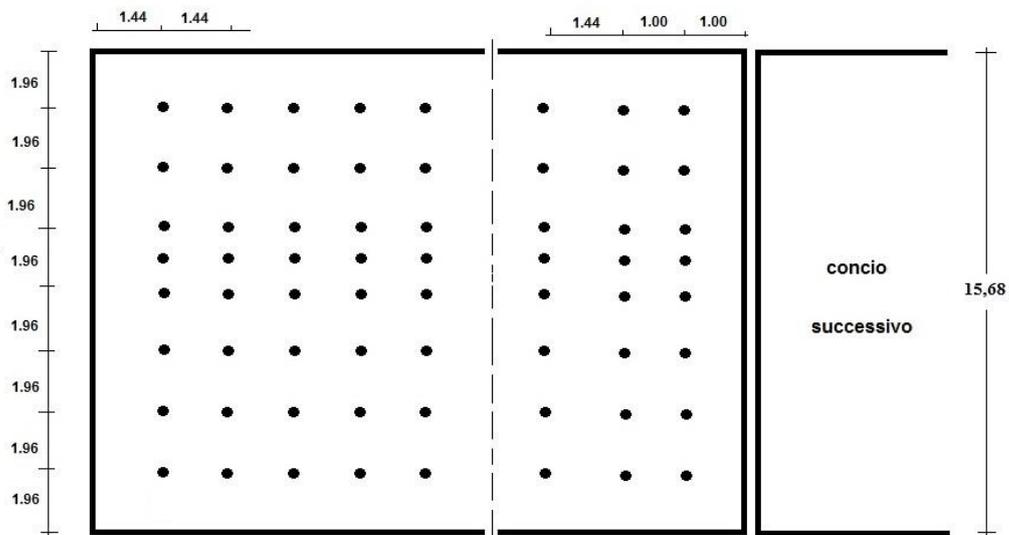


Fig. 4.4: Schema di perforazione con larghezza di 15,68 metri e spalla pari a 1,96 metri

4.2 Situazioni “particolari”

Nell’ambito della demolizione della diga, in due casi “particolari” è stato necessario modificare lo schema di perforazione base.

Queste situazioni si riferivano alla presenza del cunicolo d’ispezione in cima alla diga e all’unica struttura da salvaguardare nelle vicinanze, cioè la casa di guardia.

4.2.1 Il cunicolo d’ispezione

Nelle volate iniziali, dove la larghezza in cima alla diga (cioè lo spessore minimo al coronamento) era di 5 metri, l’esecuzione dei fori era influenzata dalla presenza di un cunicolo d’ispezione (dimensioni di 1,80 per 1,20 metri, presente tra quota 1772 e 1769 m slm, fig. 4.5 e 4.6) presente all’interno della diga.

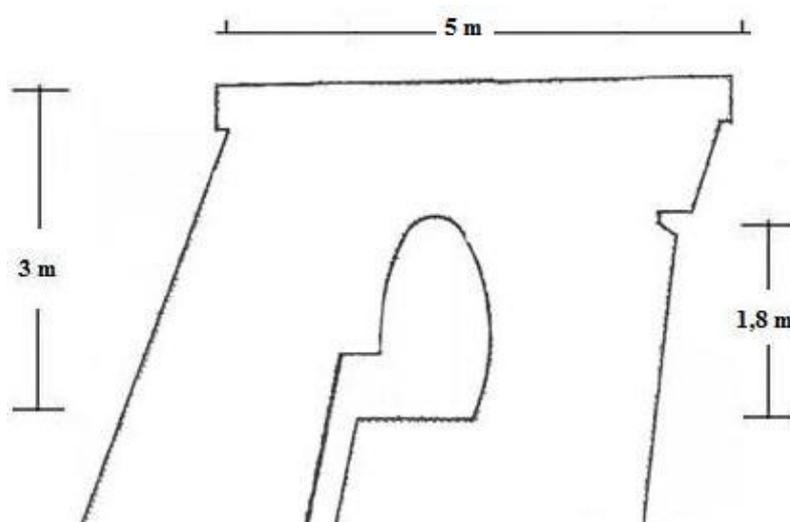


Fig.4.5: Schema raffigurante il cunicolo d’ispezione presente all’interno della diga



Fig. 4.6: Il cunicolo d'ispezione presente all'interno della diga

Come si vede dalla fig. 4.5, dal cunicolo d'ispezione partivano delle canaline di drenaggio (di diametro 25 mm, presenti ogni 4 metri solamente nel lato verso monte), che lo collegavano al successivo cunicolo (presente a quota 1720 m slm).

La presenza di queste canaline è stato un altro fattore preso in considerazione per la progettazione delle volate in quanto i fori non dovevano coincidere né essere in prossimità delle canaline di drenaggio.

Lo schema "base" è stato quindi modificato come seguenti figure (fig. 4.7):

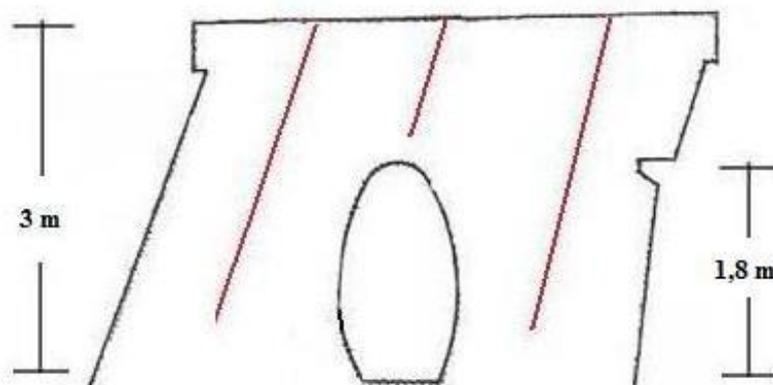


Fig. 4.7: Schema di perforazione in cima alla diga, in rosso sono indicati i fori

Per quanto riguarda profondità e ϕ dei fori, entrambi i parametri sono stati modificati rispetto allo schema "base".

La profondità dei due fori "laterali" era pari a 2,8 metri (fig. 4.8), mentre quella del foro centrale uguale a 1 metro (fig. 4.9); in tali sono state utilizzate cartucce di esplosivo ϕ 25 mm anziché ϕ 38 (tab. 4.2).

	Profondità foro [m]	ϕ foro [mm]	ϕ esplosivo [mm]	N° cartucce	Esplosivo totale [Kg]	Borraggio [m]
Foro centrale	1	27	25	2	0,25	0,6
Fori laterali	2,8	27	25	10	1,25	0,8

Tab. 4.2: Caratteristiche relative alle due tipologie diverse di fori

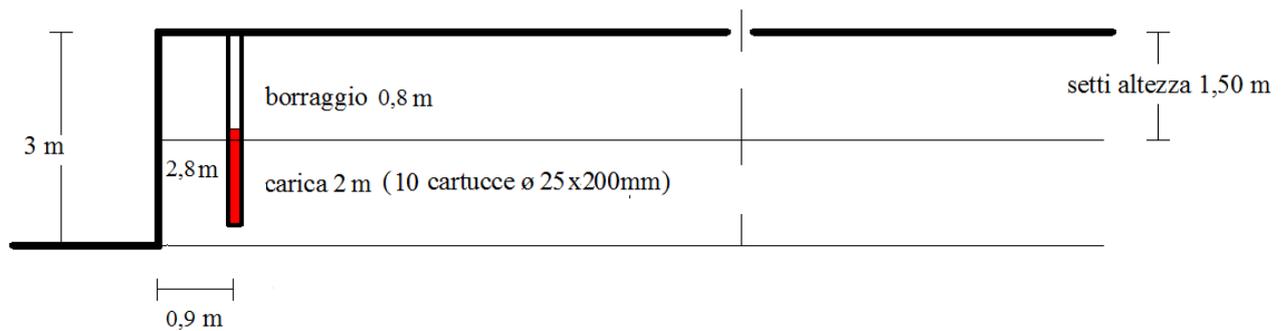


Fig. 4.8: Schema raffigurante il foro profondo 2,8 metri

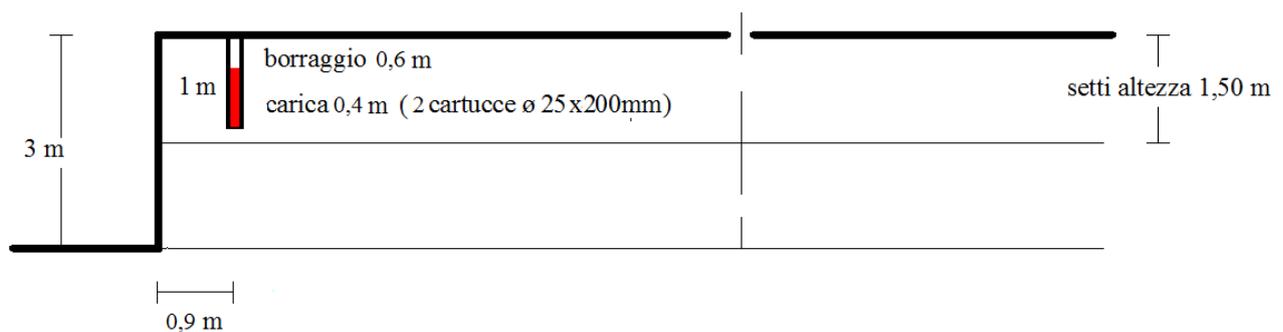


Fig. 4.9: Schema raffigurante il foro profondo 1 metro

4.2.2 La casa di guardia

Un'altra situazione che ha richiesto una variante allo schema di perforazione "base" è stata quella riguardante la presenza della casa di guardia (fig. 4.10).

La volata da eseguire in questa particolare situazione ha dovuto ovviamente limitare le proiezioni verso la casa di guardia per evitare danni alla struttura.

Per perseguire questi obiettivi, si è deciso di caricare i fori più debolmente rispetto alle volate standard.

Inoltre, per questioni di sicurezza, si è deciso di effettuare volate caricate solamente nel lato verso monte, con abbattimento della parte di diga verso valle (cioè della zona molto vicina alla casa di guardia) con gli idonei macchinari invece che tramite esplosivo.



Fig. 4.10: La casa di guardia

Si è quindi deciso di adottare una maglia come da fig. 4.11, con fori profondi 3 metri (fig. 4.12) e con utilizzo di cartucce di diametro 25 mm.

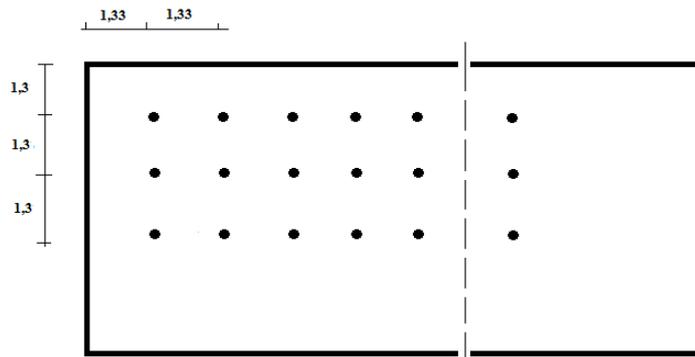


Fig. 4.11: Schema di perforazione in presenza della casa di guardia

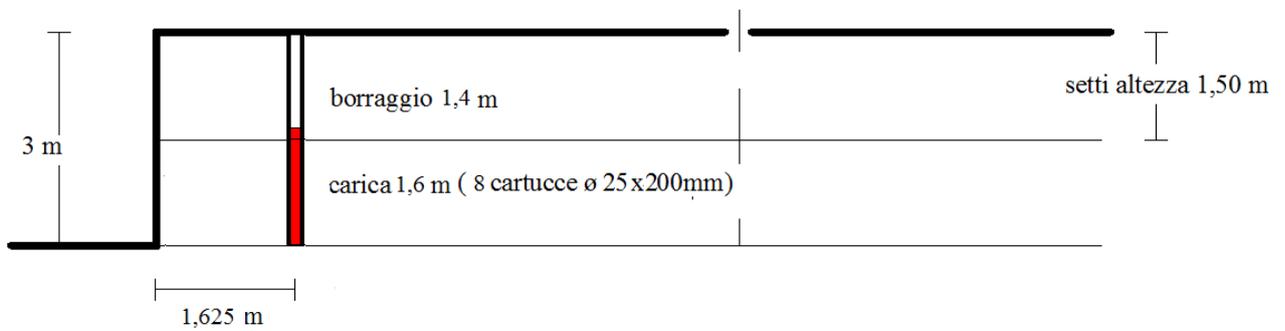


Fig. 4.12: Schema raffigurante il foro profondo 3 metri in presenza della casa di guardia

La casa di guardia è stata poi adeguatamente protetta con pannelli di legno, come da fig. 4.13:



Fig. 4.13: Protezioni in legno alla casa di guardia

4.3 Il sistema di innesco delle volate

Il sistema di innesco ha rivestito il ruolo più importante nello svolgimento delle volate in quanto solo un'accurata predisposizione dei detonatori microritardati ha potuto diminuire l'entità delle vibrazioni.

Ogni singolo foro è stato innescato con un detonatore Nonel del tipo Daveyquick o Rionel (entrambi commercializzati dalla SEI EPC ITALIA Spa e caratterizzati dal detonatore con incorporato il raccordo di superficie da 25 ms); per evitare che ci fossero due o più fori innescati contemporaneamente (il che sarebbe andato ad influire notevolmente sulle vibrazioni), sono state inserite a monte delle connessioni Nonel da 42 ms.

Questo perchè, anche innescando le file microritardate tra di loro, il modulo da 25 ms che caratterizza sia i DEM (detonatori elettrici a microritardo) che i raccordi Nonel avrebbe comportato l'innescò contemporaneo di più fori, solo sfalsato in avanti di qualche metro in funzione del ritardo iniziale.

Facendo riferimento, per esempio, ad uno schema di perforazione con 5 fori, sono stati utilizzate dieci connessioni Nonel da 42 ms in modo da ottenere una sequenza microritardata come segue (tab. 4.3):

DEM tempo	1	---		25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	parte per prima	0			
DEM tempo	3	---	42	159	184	209	234	259	284	309	334	359	384	parte dopo	134	ms rispetto a fila precedente	parte dopo ms	134
DEM tempo	5	---	42	293	318	343	368	393	418	443	468	493	518	parte dopo	67	ms rispetto a fila precedente	parte dopo ms	268
DEM tempo	4	---	42	226	251	276	301	326	351	376	401	426	451	parte dopo	134	ms rispetto a fila precedente	parte dopo ms	201
DEM tempo	2	---	42	92	117	142	167	192	217	242	267	292	317	parte dopo	67	ms rispetto alla fila opposta	parte dopo ms	67

Tab. 4.3: Millisecondi di detonazione cariche con schema di perforazione a 5 fori - le celle con lo stesso colore identificano i fori che detonano con il ritardo più breve tra di loro (8 ms)

VOLATA SU 5 FILE

DEM 25ms

DEM tempo	1	---	---	---	---	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
DEM tempo	3	---	42	42	---	159	184	209	234	259	284	309	334	359	384
DEM tempo	5	---	42	42	42	293	318	343	368	393	418	443	468	493	518
DEM tempo	4	---	42	42	42	226	251	276	301	326	351	376	401	426	451
DEM tempo	2	---	42	---	---	92	117	142	167	192	217	242	267	292	317

fila 4

DEM tempo	1	---	---	---	---	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
DEM tempo	7	---	42	42	---	259	284	309	334	359	384	409	434	459	484
DEM tempo	13	---	42	42	42	493	518	543	568	593	618	643	668	693	718
DEM tempo	10	---	42	42	42	376	401	426	451	476	501	526	551	576	601
DEM tempo	4	---	42	---	---	142	167	192	217	242	267	292	317	342	367

fila 6

DEM tempo	1	---	---	---	---	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
DEM tempo	11	---	42	42	---	359	384	409	434	459	484	509	534	559	584
DEM tempo	21	---	42	42	42	693	718	743	768	793	818	843	868	893	918
DEM tempo	16	---	42	42	42	526	551	576	601	626	651	676	701	726	751
DEM tempo	6	---	42	---	---	192	217	242	267	292	317	342	367	392	417

fila 8

DEM tempo	1	---	---	---	---	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
DEM tempo	15	---	42	42	---	459	484	509	534	559	584	609	634	659	684
DEM tempo	29	---	42	42	42	893	918	943	968	993	1018	1043	1068	1093	1118
DEM tempo	22	---	42	42	42	676	701	726	751	776	801	826	851	876	901
DEM tempo	8	---	42	---	---	242	267	292	317	342	367	392	417	442	467

Tab. 4.4: Aumentando il ritardo iniziale, aumenta la distanza alla quale due detonatori vengono innescati con il ritardo più breve tra di loro (8 ms); le celle con lo stesso colore evidenziano questo aspetto; ad es. nella ipotesi di ritardi iniziali 1-29, il ritardo marrone della 5° fila detona 8 ms prima di quello marrone della 1° fila che è però posizionato 10 file m più avanti (circa 15-20 m)

Come si vede, nessuna delle cariche detona nello stesso istante e quindi è stato raggiunto lo scopo di contenere le vibrazioni; con questa disposizione dei ritardi si è raggiunto un risultato insperato e cioè la possibilità di effettuare delle volate con 180 fori per un totale di 1.237 Kg, in grado di frantumare 3.500 mc.

Per ciò che riguarda la direzione dello sparo, considerando ad esempio lo schema con più fori (cioè quello alla base della diga), l'orientamento delle singole file è stato il seguente (fig. 4.14):

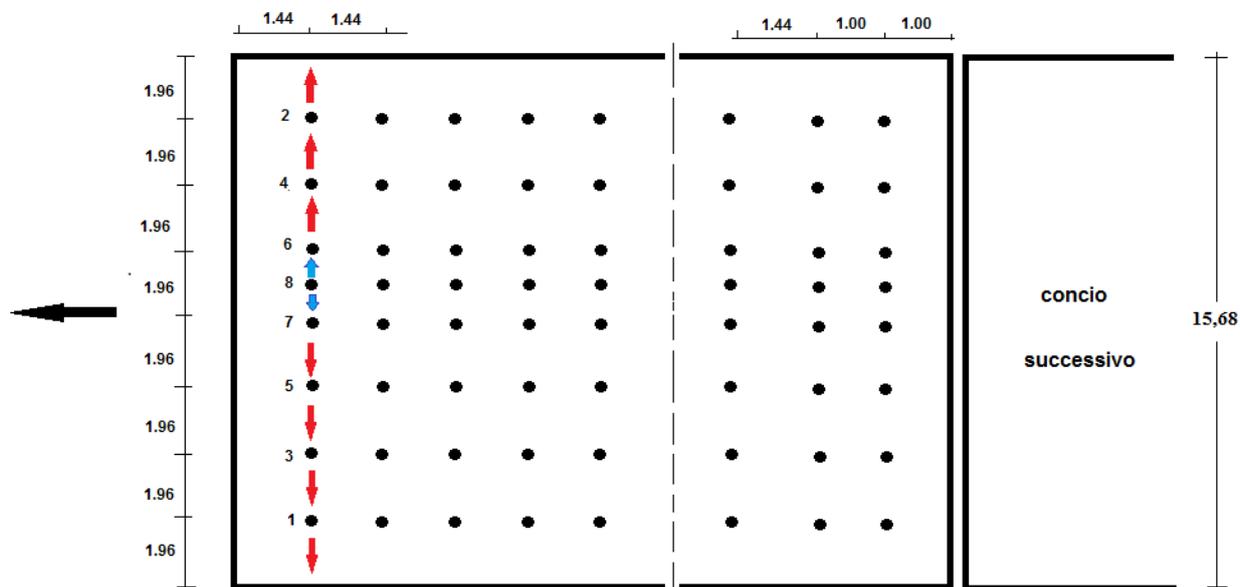


Fig. 4.14 Sequenza di innesco per lo schema di perforazione alla base della diga

Con questo schema si assicurava una corretta frantumazione in tutte le file, lasciando alla fila centrale (quella con doppia semi-spalla) il compito più gravoso (relativamente, perché la penultima e terz'ultima fila venivano ravvicinate); questa scelta era dettata dalla necessità di avere l'eventuale pezzatura grossa al centro e non su uno dei bordi dove i mezzi meccanici adibiti allo smarino non avrebbero lavorato in sicurezza.

Ovviamente i fori dovevano seguire l'andamento concavo/convesso delle pareti della diga, con un'inclinazione quindi variabile sezione dopo sezione, sia monte che a valle (fig. 4.15)



Fig. 4.15 Fori inclinati

5 Risultati

La pezzatura ottenuta dalle volate è sempre risultata idonea per un agevole smarino, anche in sommità dove una pezzatura grossa avrebbe causato notevoli problemi stante la possibilità di accesso consentita ai soli mezzi meccanici di piccola taglia.

Di seguito immagini fotografiche di due spari e di due risultati (fig.5.1):



Fig. 5.1: Due volate con relative pezzature

Per ciò che riguarda le vibrazioni, i valori registrati nei 576 eventi (8 sismografi per 72 volate) sono stati inseriti in un diagramma bilogarithmico con conseguente tracciamento della retta di regressione; utilizzando tale retta è possibile, conosciuto in limite di V_{max} da non superare, ricavare immediatamente il valore minimo della distanza scalata $D/Q^{0,5}$ da rispettare.

Si riporta di seguito il diagramma relativo ai tre sismografi ubicati nel corpo diga ove vigeva un limite di 100 mm/s per la parte di diga da salvaguardare (da quota 1720 m in giù, fig. 5.2).

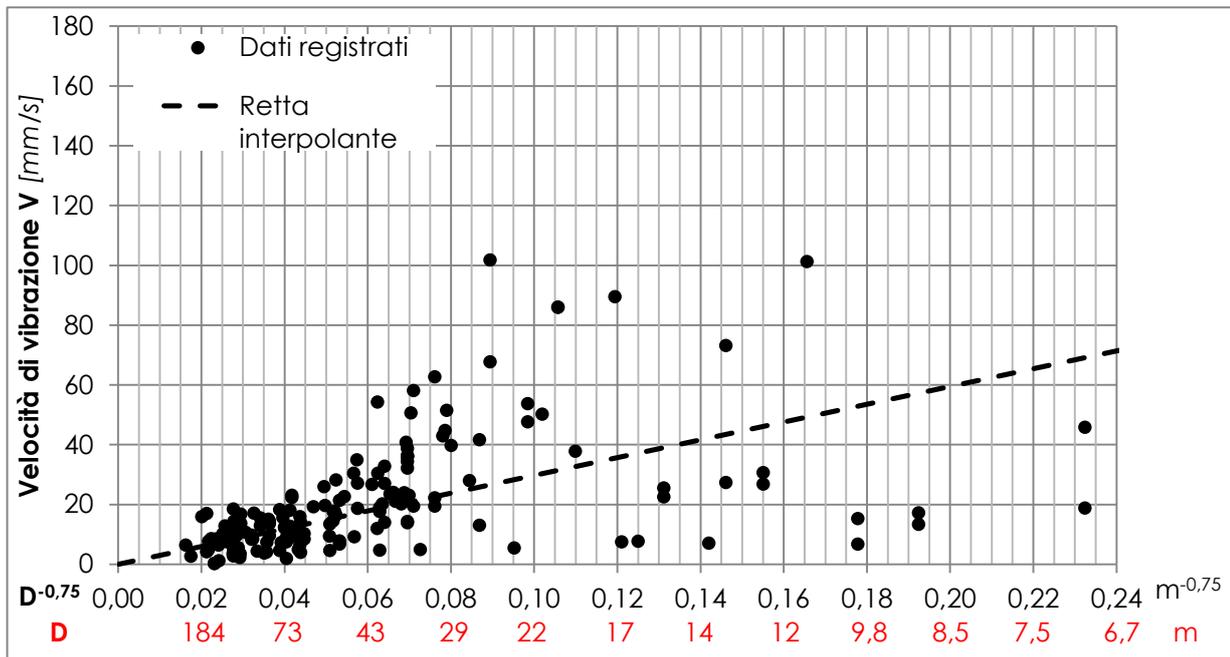


Fig. 5.2: Diagramma relativo ai tre sismografi ubicati nel corpo diga ove vigeva un limite di 100 mm/s per la parte di diga da salvaguardare

Come si vede solo in due eventi si è sfiorato il superamento del limite di 100 mm/s: c'è da dire comunque che anche in caso di superamento la norma DIN 4150 afferma chiaramente che non necessariamente ne conseguono danni ma che, solo a fronte di significativi superamenti, saranno necessari ulteriori studi.

Al riguardo è curioso constatare come qualche raro evento sia risultato inspiegabilmente “fuori dal coro”, vale a dire con valori molto più alti rispetto a degli eventi con pari carica istantanea e distanza.

In questi casi si è portati ad “incolpare” le mutate caratteristiche della roccia nella quale si propagano le vibrazioni ma, nel caso in esame, tale spiegazione non sarebbe pertinente a fronte di un materiale con caratteristiche del tutto omogenee e costanti (il calcestruzzo della diga).

La spiegazione più probabile è invece la seguente : i detonatori, per convenzione internazionale, devono avere una tolleranza di fabbricazione per ciò che riguarda il ritardo, del $\pm 50\%$ del proprio ritardo nominale; purtroppo, come constatato dal sottoscritto con riprese ad alta velocità che consentono la visione di un fotogramma ogni 0,83 ms (vedi a pag. seguente figure 5.3, 5.4 e 5.5, riguardanti la detonazione della parte superiore del viadotto “Gazziano” sulla Autostrada Salerno-Reggio Calabria), è più frequente di quanto si pensi l'accavallamento di due detonatori con ritardo diverso (overlapping), a causa appunto di difetti di fabbricazione con mancato rispetto della convenzione $\pm 50\%$ del proprio ritardo nominale.



Fig. 5.3: Momento del primo scoppio



Fig. 5.4: Momento del secondo scoppio (+230 ms dal primo)



Fig. 5.5: Momento dell'ultimo scoppio (+433 ms dal primo): teoricamente i tre detonatori (tutti del tempo 20 della serie DED da 250 ms) dovevano detonare nello stesso istante; invece, come si vede dalle tre immagini, le detonazioni avvengono in momenti differenti ed al di fuori della tolleranza $\pm 50\%$ del proprio ritardo nominale.

Filmato al link <https://www.youtube.com/watch?v=DrqxqIP6cvg>

E' evidente che in tali circostanze , a parità di K e distanza, l'accavallamento tra due detonatori può portare ad un raddoppio della carica massima istantanea con un aumento delle vibrazioni in prima battuta inspiegabile.

6 Verifica finale dell'integrità della diga

Durante gli interventi di demolizione e nelle successive fasi d'invaso sono stati monitorati spostamenti e deformazioni della struttura residua della diga, delle parti non demolite degli archi più alti e della porzione di versante nelle vicinanze della diga.

Il monitoraggio è avvenuto controllando periodicamente i due pendoli in corpo diga, i tre installati nel versante soggetto alla deformazione gravitativa profonda, gli estensimetri per il controllo delle fessure in corpo diga e la rete di prismi (misure ottiche) già esistenti sul paramento e sui versanti. Alcune delle postazioni di monitoraggio sono inoltre state definite di "controllo immediato", nel senso che l'acquisizione e l'interpretazione delle relative misure degli spostamenti e deformazioni è avvenuta immediatamente dopo ogni volata di demolizione.

Il Concessionario ha trasmesso alla Direzione Generale Dighe ed all'Ufficio Tecnico per le Dighe di Torino, nonché alla Commissione di Collaudo, circostanziati rapporti tecnici mensili elaborati dalla Direzione Lavori (Studio Ing. Marcello Srl di Milano , specializzato in dighe) sulle misure di "controllo immediato", con indicazione del comportamento deformativo della diga e del versante rispetto alle serie storiche delle misure e rispetto alle previsioni dei modelli di calcolo numerici sviluppati in sede di progettazione.

Nell'arco dei due anni delle demolizioni, per nessuna delle misure si è potuto riconoscere un qualsiasi effetto conseguente alle singole esplosioni. Le deformate della diga rispetto alla situazione ante-demolizioni, misurate dai pendoli e dalle mire ottiche, sono risultate coerenti con quanto ipotizzato in fase di progetto (spostamento verso valle della volta) ed assolutamente in linea con le previsioni del modello numerico.



Beppe & Luca Zandonella - Tecnomine

Link con i video delle volate :

https://www.youtube.com/watch?v=aITRKxUN3_0

<https://www.youtube.com/watch?v=hD3RUCETqc>

<https://www.youtube.com/watch?v=cZzxDQCh1XQ>

<https://www.youtube.com/watch?v=iVlc4Spe8Yg>

<https://www.youtube.com/watch?v=bntctaxNqWU>

<https://www.youtube.com/watch?v=S0eHBMXmkA>

<https://www.youtube.com/watch?v=B2Qkp4AomIk>

Appendice

“Le normative tecniche internazionali”

Il generale vantaggio economico di utilizzare esplosivo per lavori di abbattimento può essere annullato dai noti effetti collaterali delle mine, come proiezioni di schegge, spostamento d'aria e vibrazioni indotte.

E' quindi fondamentale un utilizzo razionale dell'esplosivo e, soprattutto in funzione delle vibrazioni, sono stati studiati gli effetti delle volate; sono nate quindi, nel corso del secolo scorso, diverse normative che regolano l'utilizzo di esplosivo in modo tale da non creare danni.

Sul tema il dibattito è ancora attuale e quelle più comunemente utilizzate sono la svizzera, la tedesca, la svedese e l'americana: esse hanno sia punti in comune sia alcune differenze notevoli, in termini di parametri considerati.

I parametri coinvolti nelle differenti normative sono (vedi anche tab.1):

1) *Frequenza*

Tutte le normative comprendono l'esame della frequenza delle oscillazioni come parametro fondamentale per valutarne la pericolosità; in particolare si nota che i paesi nordici, quindi anche la Svezia, prestano meno attenzione a questo parametro in quanto il loro territorio è costituito quasi completamente da rocce cristalline subaffioranti, con scarsissime coperture: ne risulta che le frequenze rilevabili sono sempre piuttosto elevate e, quindi, non preoccupanti;

2) *Il vettore somma velocità di vibrazione*

La somma vettoriale delle tre componenti del vettore velocità di vibrazione non è un parametro di valutazione molto diffuso; tra le principali norme di riferimento, viene considerato solo dalla norma svizzera SN 640312/92.

Questo parametro non è un significativo dato di valutazione, in quanto non permette una discriminazione relativa alla giacitura delle oscillazioni con maggiore energia; la maggiore entità numerica dei suoi limiti è quindi giustificata, in quanto non misura le singole componenti, ma la loro somma vettoriale istantanea.

3) *Le componenti della velocità di vibrazione*

La maggior parte delle normative impongono dei limiti ad una delle componenti della velocità di vibrazione in funzione della frequenza.

La normativa svedese impone un limite unicamente alla componente verticale ed il motivo di tale scelta è analogo a quanto descritto per le frequenze: la presenza di rocce cristalline subaffioranti, alte frequenze e l'impiego comune dell'esplosivo anche in aderenza a strutture esistenti generano un contributo energetico maggiore sulla componente verticale della velocità, trascurando le componenti orizzontali.

La normativa tedesca DIN4150 pone dei limiti alla massima componente di velocità, qualunque essa sia, in funzione della sua frequenza (e sullo stesso criterio si basano le norme americane).

4) *La distanza*

La distanza sorgente-punto di misura è presa in considerazione solo dalla norma svedese e la motivazione, per questo paese scandinavo, è sempre la stessa: avendo dei campi di frequenza alti, è più pratico leggere i limiti su un diagramma velocità-distanza piuttosto che su uno velocità-frequenza.

5) *Il terreno*

La normativa svedese è molto precisa in merito alla tipologia dei terreni: richiede infatti la stima delle velocità sismiche longitudinali per i materiali interposti tra sorgente e punto di misura, per poter ricavare dei coefficienti correttivi della velocità di vibrazione misurata.

Le altre normative, invece, non considerano il terreno del sito.

6) *Tipo di edificio*

Tutte le norme prese in considerazione distinguono dei livelli di tollerabilità differenti in funzione della tipologia costruttiva degli edifici.

In particolare, la tedesca DIN4150 considera tre tipologie di edifici: molto sensibili, residenziali ordinari ed industriali.

La normativa svizzera invece divide gli edifici in quattro classi, da “pochissimo sensibile” a “molto sensibile”, mentre quella svedese in cinque (da “costruzioni robuste” a “monumenti”).

Si precisa che, invece, per l'americana OSMRE non esiste nessuna categoria di suddivisione tra edifici, in quanto è valida solo per le attività estrattive.

7) Tipo di vibrazione

Le vibrazioni prodotte da lavori di cantiere possono essere distinte in funzione della loro ripetitività giornaliera e della frequenza dell'impulso trasmesso; esse si dividono in impulsive, periodiche e continue:

- Impulsive: riguardano le volate di cava o di galleria micro ritardate con tempi ordinari; la numerosità degli eventi nel corso delle 24 ore può influire sull'adozione di parametri più o meno restrittivi;
- Periodiche: sono gli impulsi ripetuti a bassa frequenza caratteristici delle macchine di scavo, come martelli demolitori, frese puntuali o escavatori;
- Continue: sono le vibrazioni con durata continua superiore a qualche secondo prodotte, ad esempio, dal passaggio di traffico pesante.

8) Tipo di attività

La distinzione sul tipo di attività è legata all'ambiente tecnico in cui sono nate le rispettive normative : alcune normative non distinguono tra le diverse modalità di possibile impiego dell'esplosivo (per esempio la tedesca e la svizzera), altre invece sono esplicitamente riferite alle attività a cielo aperto, con grandi volate di mine verticali (l'americana OSMRE).

<i>Paese & Norma</i>	<i>Frequenza</i>	<i>Vel totale</i>	<i>Vel componenti</i>	<i>Distanza</i>	<i>Terreno</i>	<i>Tipo di edificio</i>	<i>Tipo di vibrazione</i>	<i>Tipo di attività</i>
<i>Germania DIN4150</i>	Sì	No	Sì	No	No	Sì	I, PI	No
<i>Svizzera SN640312 /92</i>	Sì	Sì	No	No	No	Sì	I, C	No
<i>Svezia SS4604866</i>	Sì	No	Sì	Sì	Sì	Sì	I, PI, C	Sì
<i>Stati Uniti USBM-RI8507</i>	Sì	No	Sì	No	No	Sì	I, PI	No
<i>Stati Uniti OSMRE</i>	Sì	No	Sì	No	No	Sì	I, PI	Sì

Tab.1: Norme e parametri considerati nelle più importanti normative a livello internazionale

(Nota: I = Impulsiva, PI = Periodica Impulsiva, C = Continua)

In ambito europeo, e quindi anche italiano, si è data la preferenza alla normative tedesca DIN4150: le ragioni di questa scelta sono la sostanziale tendenza ad una maggiore prudenza, in particolar modo per quanto riguarda i limiti da imporre in presenza di edifici monumentali.

Il nostro territorio, con forte presenza di abitazioni, attività produttive e ricco di testimonianze monumentali risalenti a diversi secoli fa, necessita di maggior prudenza rispetto ad altri paesi, come per esempio quelli del Nord America caratterizzati da minor densità abitativa e assenza di rilevanti testimonianze dal passato.

La norma italiana, la UNI9916, si rifà quindi alla DIN4150 tedesca (tab.2 e fig.1).

Fondamentale, però, è ricordare che tutte le norme sopracitate nascono per vibrazioni di tipo continuo e non per il disturbo provocato dall'impiego di esplosivo.

Tralasciando questo concetto, come spesso avviene, si applicherebbero criteri molto restrittivi senza tener conto delle differenze tra le volate in situazioni completamente differenti: proprio in questa ottica, recentemente la DIN4150 è stata aggiornata con l'introduzione di un coefficiente riduttivo, con lo scopo di sottolineare come gli eventi impulsivi siano da considerare con minore severità rispetto a quelle situazioni nelle quali le sollecitazioni sono continue e ripetute durante la giornata.

Riga	Tipi di edificio	Valori di riferimento per velocità di oscillazione v_i in mm/s			
		Fondazioni Frequenze			Ultimo solaio, orizzontale
		da 1 a 10 Hz	da 10 a 50 Hz	da 50 a 100 Hz *)	tutte le frequenze
1	Costruzioni per attività commerciale, costruzioni industriali e costruzioni con strutture similari	20	da 20 a 40	da 40 a 50	40
2	Edifici abitativi o edifici simili per costruzione o utilizzo	5	da 5 a 15	da 15 a 20	15
3	Edifici che per la loro particolare sensibilità alle vibrazioni non rientrano nelle precedenti classificazioni e che sono da tutelare in modo particolare (monumenti sotto protezione belle arti)	3	da 3 a 8	da 8 a 10	8

(*) Per frequenze superiori ai 100 Hz possono essere adottati come minimo i valori per 100 Hz

Tab.2: Norma UNI9916/DIN4150: valori di riferimento per la velocità di oscillazione per la valutazione degli effetti di vibrazione transienti sulle costruzioni

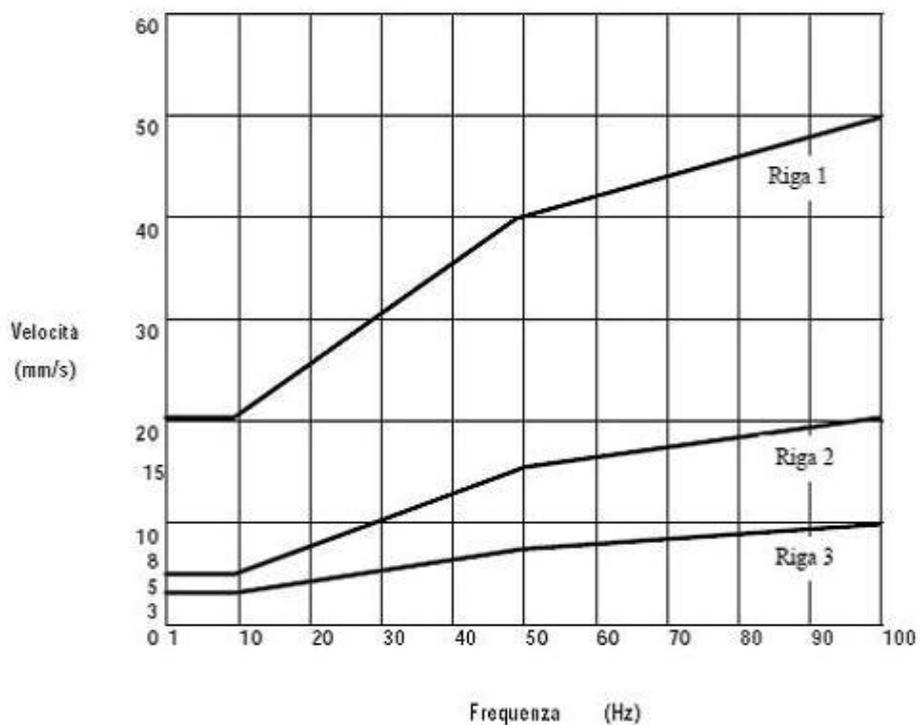


Fig. 1: Rappresentazione grafica dei valori di riferimento in fondazione come riportato nella tabella 2

L'applicazione delle normative tecniche nel caso in esame

Nel caso in questione, cioè nell'utilizzo di esplosivo nelle volate necessarie alla demolizione della diga, per valutare i possibili danni causati si sono studiati i valori di velocità di vibrazioni perché, come precedentemente spiegato, la vibrazione è il parametro più idoneo da considerare in questo studio.

A seguito dell'analisi eseguite dai progettisti, dopo aver studiato le diverse normative tecniche esistenti, sono stati imposti i vari limiti delle velocità di vibrazione, a seconda della diversa posizione di registrazione (tab.3):

Posizione della Registrazione	Limite della Velocità di Vibrazione (mm/s)
Nel corpo diga, sotto quota 1720 m s.m.	100
Per la casa di guardia, per frequenze < 60 Hz	15
Per la casa di guardia, per frequenze > 60 Hz	30
Per i versanti	10

Tab.3: Valori di velocità di vibrazione ammessi per il corpo diga, per la casa di guardia e per i versanti (Capitolato Tecnico, 2011)

Il limite imposto al corpo diga è stato di 100 mm/s, sapendo, dalla letteratura^[1], che il calcestruzzo (materiale di cui è composto la diga) si mantiene intatto fino ai 500 mm/s: esso è quindi un valore assolutamente cautelativo.

Per quanto riguarda la casa di guardia, ad una prima lettura, i limiti imposti potrebbero apparire “generosi” (sia per le frequenze maggiori a 60 Hz, sia per quelle minori): infatti le norme UNI9916/DIN4150 impongono (vedi tab. 2) dai 5 ai 15 mm/s per frequenza minori di 60 Hz (ed in questo caso è stato scelto il limite massimo di 15 mm/s) e dai 15 ai 20 mm/s per frequenza maggiori di 60 Hz (ed anche in questo caso è stato scelto il limite massimo di 30 mm/s).

Sono stati scelti valori “al limite” o addirittura maggiori di quelli imposti dalla norma DIN4150 ma nel nostro caso è stato considerato che è presente solamente un edificio (la casa di guardia, della quale è già prevista la ristrutturazione a fine lavori), tra l'altro di proprietà dell'ente appaltante e non di privati: tutto ciò ha permesso di poter considerare la meno restrittiva normativa svizzera SN640312/92 (tab.4).

Tipo di edificio	Ripetitività delle vibrazioni (numero di sismi)	Valore ammissibile del vettore in mm/sec in funzione della frequenza dell'onda		
		< 30 Hz	(30-60) Hz	> 60 Hz
Pochissimo sensibile (1)	Occasionali < 1.000	Valori sino a tre volte i corrispondenti limiti della classe (3)		
	Frequenti < 100.000			
	Permanenti > 100.000			
Poco sensibile (2)	Occasionali < 1.000	Valori sino a due volte i corrispondenti limiti della classe (3)		
	Frequenti < 100.000			
	Permanenti > 100.000			
Normale (3)	Occasionali < 1.000	15	20	30
	Frequenti < 100.000	6	8	12
	Permanenti > 100.000	3	4	6
Molto sensibile (4)	Occasionali < 1.000	Valori tra i corrispondenti della classe (3) e la metà		
	Frequenti < 100.000			
	Permanenti > 100.000			

Tab.4: Valori di riferimento della normativa svizzera SN640312/92

Analizzando la normativa svizzera, innanzi tutto bisogna collocare la casa di guardia nella tipologia di edificio idonea: come si vede dalla successiva tabella, essa trova spazio nella classe di costruzione 3 “normale” (tab.5).

[1] “Oriard L.L. - Observations on the Performance of Concrete at High Stress Levels from Blasting- Proceedings of the 6th Conference on Explosives and Blasting Technique – Tampa, 1980”

Classe di costruzione	costruzioni superficiale	Fondazioni o strutture profonde
1) pochissimo sensibile		Ponti in cemento armato o in ferro - fondazioni in cls. Armato, cls. , o solide mura - gallerie, grandi vuoti, pozzi, in roccia dura o roccia scadente ben consolidata - fondazioni di macchine - tubazioni robuste in superficie.
2) poco sensibile	strutture industriali in cls. Armato o in acciaio, senza intonaco - silos, torri in muratura o in ferro -	Gallerie, camere, pozzi in roccia tenera - parcheggi sotterranei - condutture (gas, acqua, etc.) - muri a secco
3) normale	Abitazioni con struttura in cls., cls. Armato, o in pietra - chiese in muratura con intonaco-	Serbatoi - condutture in ghisa - strutture varie in galleria -
4) molto sensibile	Monumenti, edifici protetti, ristrutturazioni recenti degli edifici di classe 3 - abitazioni con stucchi in gesso -	Vecchie strutture in ghisa

Tab.5: Suddivisione delle classi di costruzione nella normativa svizzera

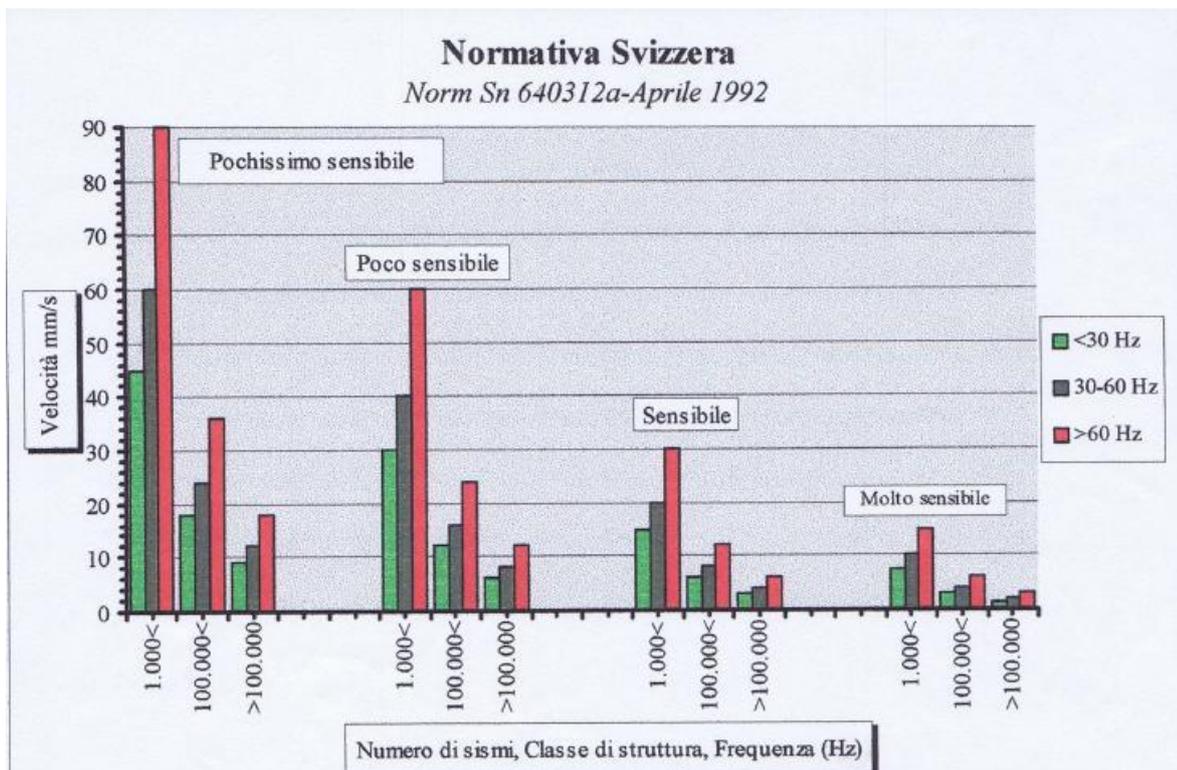


Fig. 2: Normativa svizzera: suddivisione dei valori della varie classi

Per quanto riguarda i valori massimi imposti dal Capitolato Tecnico, specificando che, come ripetizione di vibrazioni ci si trova nella categoria “occasionali”, bisogna scindere tra frequenza maggiore o minore di 60 Hz.

Per quanto riguarda il caso con frequenza minore di 60 Hz, la normativa svizzera divide in due parti lo studio: tra 0 e 30 Hz e tra 30 e 60 Hz, imponendo due limiti massimi differenti (15 mm/s e 20 mm/s). : in questo caso il Capitolato Tecnico ha preso in considerazione il valore più cautelativo, cioè quello di 15 mm/s: esso è quindi il limite massimo di vibrazioni per i casi con frequenza minore di 60 Hz.

Nell'altra situazione possibile, cioè quella con frequenza maggiore di 60 Hz, la normativa svizzera impone un limite di 30 mm/s, che il Capitolato Tecnico ha preso come valore di riferimento.

Infine, si sono dovuti valutare anche i valori di velocità di vibrazione ammessi per i versanti tra i quali è inserita la diga; l'analisi è stata intrapresa tramite ricerche bibliografiche riguardanti studi passati dei comportamenti dei terreni e delle rocce durante le volate.

Considerando gli studi dell'Ing. Berta^[2], si è potuto avere un quadro chiaro della situazione, considerando la tab.6.

Velocità di vibrazione [mm/s]	Effetti riscontrabili
80-120	Disaggregazione di sabbie cementate
150-450	Disaggregazione di argille
> 450	Microlesioni nella roccia

Tab.6: Effetti causati dalle volate con velocità di vibrazione maggiore a 80 mm/s sul terreno e sulle rocce ("Vibrazioni indotte dalle volate nello scavo di gallerie - Gallerie e grandi opere sotterranee " di G. Berta, 1993)

E' ben noto che ogni terreno ha le proprie peculiarità e quindi i limiti imposti variano molto da caso a caso; nella situazione in esame, sapendo che in uno dei due versanti è presente una deformazione gravitativa profonda, i tecnici hanno ritenuto di imporre un valore molto cautelativo, cioè quello di 10 mm/s.

[2] Ex direttore tecnico Italesplosivi, nonché professore presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università "La Sapienza" di Roma del corso "Utilizzo degli esplosivi nei lavori stradali"