

STUDIO DI INGEGNERIA CIVILE-IDRAULICA
Dott. Ing. Michele Giorgio
Via Broseta, 104 – 24128 Bergamo
Tel 035-402214 – Fax 035-402214
P. IVA 02685550168 – C.F.: GRG MHL 71D15 A794F
e-mail: michele.giorgio@sfera.biz

REL_TCN-PRG 21-05_Cassiglio

ITALGEN S.p.A. - Italcementi Group

Via John F. Kennedy - 24020 Villa di Serio (BG)

DIGA DI CASSIGLIO

VERIFICHE IDRAULICHE DELL'OPERA DI SBARRAMENTO
LUNGO IL TORRENTE CASSIGLIO NEL COMUNE DI
CASSIGLIO (BG) PER L'ADEMPIMENTO ALLE DISPOSIZIONE
DI CUI ALL'ART. 4, COMMA1, DEL D.L. 79/2004 CONVERTITO
CON LEGGE n. 139 DEL 28 MAGGIO 2004

RELAZIONE TECNICA

Committente

Italgen S.p.A.

I Tecnici

Dott. Ing. Michele Giorgio



.....
Dott. Ing. Nazzareno Leone

.....
Dott. Ing. Luca Villa

Bergamo, il 20.02.2006

REL_TCN-PRG 21-05_Cassiglio

ITALGEN S.p.A. - Italcementi Group

Via John F. Kennedy - 24020 Villa di Serio (BG)

DIGA DI CASSIGLIO

**VERIFICHE IDRAULICHE DELL'OPERA DI SBARRAMENTO
LUNGO IL TORRENTE CASSIGLIO NEL COMUNE DI
CASSIGLIO (BG) PER L'ADEMPIMENTO ALLE DISPOSIZIONE
DI CUI ALL'ART. 4, COMMA1, DEL D.L. 79/2004 CONVERTITO
CON LEGGE n. 139 DEL 28 MAGGIO 2004**

RELAZIONE TECNICA

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	CARATTERISTICHE TECNICHE DELLO SBARRAMENTO	4
3	VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA MEDIANTE MODELLI PARAMETRICI LINEARI	7
3.1	Analisi probabilistica delle precipitazioni intense: determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per il bacino considerato	9
3.2	Ietogramma di progetto e ragguglio di piogge puntuali ad un'area finita	10

3.3	Perdite idrologiche	12
3.4	Modelli di trasformazione afflussi - deflussi	14
3.5	Calcolo delle portate di piena per assegnato tempo di ritorno T	16
4	VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA MEDIANTE MODELLI PROBABILISTICI MG ED MGS	20
5	DETERMINAZIONE DEL FRANCO PREVISTO DAL D.M. 24/03/1982	31
5.1	Calcolo della quota raggiunta nel serbatoio effettuando la laminazione dell'idrogramma di piena con T=1000 anni	31
6	DETERMINAZIONE DEL FRANCO IPOTIZZANDO UNA PARZIALE OSTRUZIONE DELLE LUCI SFIORANTI	33
6.1	Calcolo della quota raggiunta nel serbatoio effettuando la laminazione dell'idrogramma di piena con T=1000 anni	33
6.2	Calcolo del T dell'idrogramma di piena che consente il rispetto del franco come previsto dal D.M. 24/03/1982	33
6.3	Calcolo del T della portata che determina l'annullamento del franco	34
7	ORGANI DI SCARICO	35
7.1	Scarico di superficie	35
7.2	Scarico di fondo	37
8	CONCLUSIONI	38

1 INTRODUZIONE

A seguito dell'incarico affidato dalla **Ditta Italgen S.P.A.** del Gruppo Italcementi allo studio di ingegneria civile-idraulica dell'Ing. Michele Giorgio e con riferimento alla comunicazione del Registro Italiano Dighe – Ufficio di Milano (prot. RID/UPM/0888/05 del 20/04/2005), si è redatta la seguente relazione tecnica contenente le verifiche idrauliche dell'opera di sbarramento sul torrente Cassiglio in comune di Cassiglio(BG).

L'esecuzione della verifica idraulica dell'opera di sbarramento si rende necessaria da parte del Concessionario in quanto l'opera risulta iscritta al R.I.D. e pertanto dovrà adempiere alle disposizioni di cui all'art. 4 comma 1 del D.L. 29 marzo 2009 n. 79 *“Disposizioni urgenti in materia di sicurezza di grandi dighe e di edifici istituzionali”* convertito con Legge n. 139 del 28 maggio 2004.

Le verifiche richieste consentiranno una valutazione della sicurezza idrologico - idraulica dello sbarramento tenuto conto dei progressi tecnico – scientifici registrati nel campo dell'idrologia.

I criteri operativi per l'esecuzione della verifica idraulica della **diga Cassiglio** sono conformi a quanto indicato nella nota prot. 3199/UIDR del 06 aprile 2004 della Sede centrale del Registro Italiano Dighe.

2 CARATTERISTICHE TECNICHE DELLO SBARRAMENTO

Lo sbarramento di Cassiglio sorge poco a monte dell'abitato omonimo, all'inizio della stretta della Val Cassiglio, là dove sbocca, in questa, la secondaria Valle dei Faggi.

Immediatamente a monte dello sbarramento la valle si apre in un ampio pianoro costeggiato ad est da pascoli in lieve pendenza ed a ovest da irti pendii boscosi.

Il bacino imbrifero direttamente sotteso ha un'estensione di 11 kmq, quello allacciato mediante canali di derivazione di 75 kmq.

Lo sbarramento ha come principale compito, nel quadro dell'impianto idroelettrico Stabina – Cassiglio, quello di realizzare mediante un'unica opera la presa delle acque del torrente Cassiglio e dei suoi affluenti.

Come indicato nel progetto originario redatto dallo studio tecnico del Dott. Ing. Carlo Grandori nel 1951, approvato dal Ministero dei Lavori Pubblici con nota n° 1630 del 12/05/1952, la quota del ciglio sfiorante della diga è stata fissata a 626,00 m, mentre la quota di massima ritenuta in fase di piena eccezionale è risultata pari a 627,80 m. Poiché la quota dell'alveo roccioso nel punto più depresso presso il piede a valle della diga è di 610,00 m, l'altezza massima di ritenuta della diga risulta di 17,80 m. La capacità utile del serbatoio è di 55.000 mc ed il salto medio naturale sottostante è di 97,33 m.

Come riportato nella documentazione del progetto originario, la diga in oggetto è di tipo murario in calcestruzzo, a gravità ordinaria, con pianta rettilinea. Il profilo trasversale è quello classico triangolare, con sovrapposto cappello di 2,00 metri di larghezza.

La parte centrale della diga è sfiorante, con profilo a valle a vena aderente, calcolato per un carico sulla soglia di 2,00 m, in leggero eccesso rispetto al valore di 1,80 m della massima piena. Il paramento si raccorda, al piede della diga, con una platea in contropendenza destinata a preservare la diga da erosioni a valle.

La massima altezza della diga (dal coronamento al punto più depresso dell'alveo roccioso in corrispondenza del paramento) di 19,30 m e spessore massimo (a quota 610,00 m) di 12,29 m. Lo sviluppo sul coronamento è di 66,50 m.

Il tratto sfiorante della diga ha una larghezza netta di 20,10 m, con ciglio a quota 626,00 m.

In prossimità della sponda destra, e precisamente in corrispondenza dell'attuale alveo di magra del torrente, è presente nel corpo della diga uno scarico di fondo con paratoia di 1,80 m x 1,80 m, avente il compito di scarico di alleggerimento di sicurezza e di cunicolo di spurgo.

Ad esso infatti si raccorda la platea dello sghiaiatore e antistante all'opera di presa sotto battente situata una decina di metri a monte dell'asse diga.

L'opera di presa poggia su un massiccio gradone in calcestruzzo che costituisce una soglia sopraelevata sulla platea sghiaiatrice di circa 3,60 m.

Alla soglia si appoggia l'estremità inferiore delle griglie, sostenute superiormente da un manufatto in cemento armato che realizza anche il raccordo fra l'ampia bocca di presa e la sezione quadrata della paratoia.

A valle della paratoia vi è il tratto di raccordo fra la sezione quadrata e quella circolare della galleria del diametro di 1,80 m. All'inizio del tratto di raccordo sbocca nel cielo della galleria il pozzo di presa d'aria e d'accesso che presenta un diametro di 0,80 m che termina superiormente nella cabina di manovra della paratoia.

A questa si accede direttamente dal coronamento della diga attraverso una passerella in cemento armato.

Sulla sponda sinistra sbocca la galleria di derivazione a pelo libero proveniente dalla presa sul torrente Stabina. Essa ha al fondo una larghezza di 1,25 m, le pareti con scarpa di 1/10, la pendenza del 0,95% ed un tirante d'acqua, a portata massima di 1,32 m. Si evidenzia che la portata in concessione ad uso idroelettrico n° 155/810, dai torrenti Stabina, Cassiglio ed altri minori, è di moduli massimi 29 e medi 23,65 per produrre un salto di metri 104,20 ed una potenza nominale media di Kw 2.416 rilasciata con Regio Decreto n° 5134 del 13/09/1956 – Disciplinare n° 2139 del 14/04/1955.

Nell'ultimo tronco per circa 570 m, il cielo della galleria è tenuto orizzontale a quota 627,20 m. Con tale rialzo si impedisce alla galleria, in fase di piena ordinaria, di entrare in pressione. Ciò potrà avvenire solamente nell'occasione di una piena eccezionale, ma anche in questo caso solo per pochi decimetri.

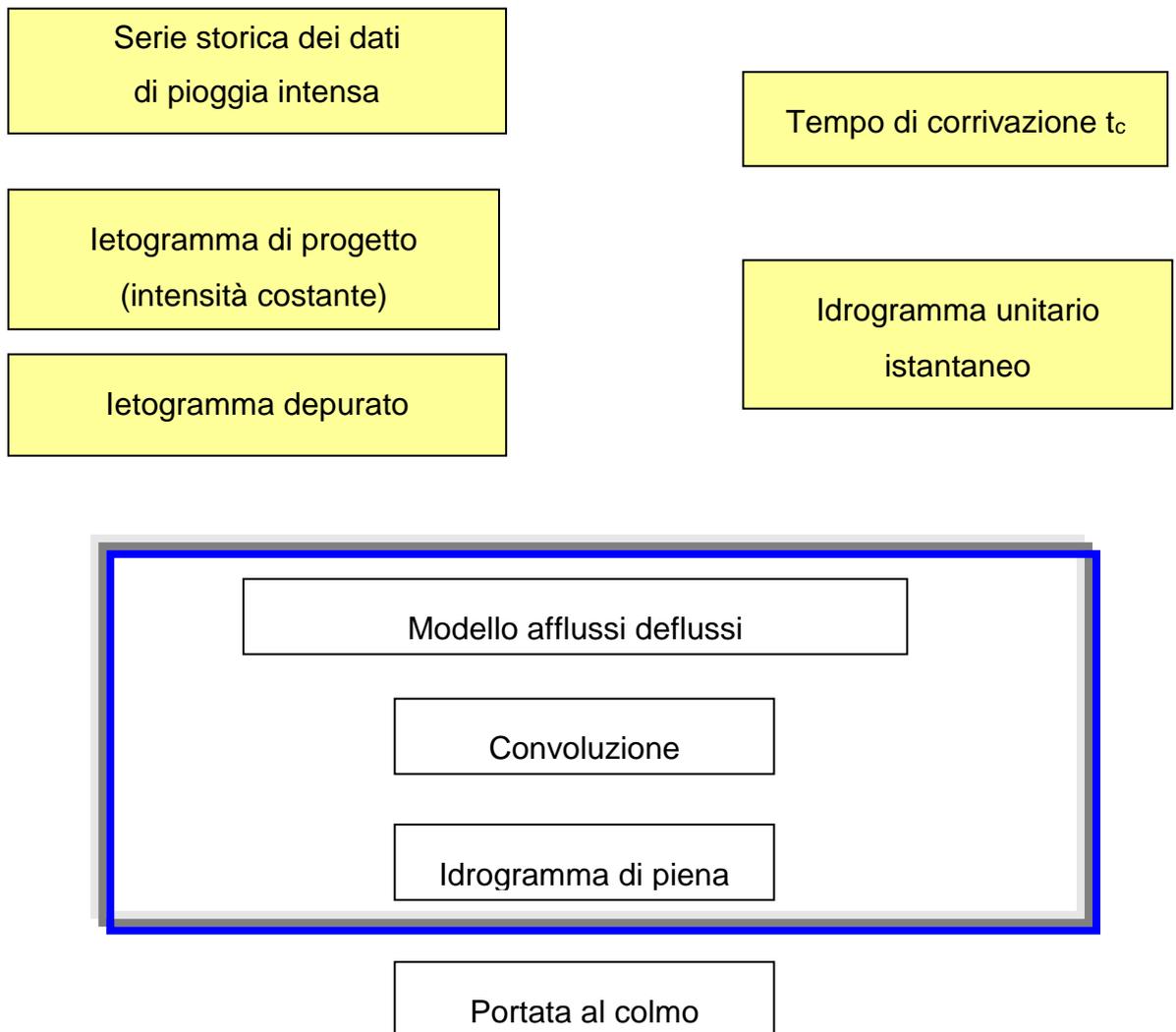
Di seguito vengono riepilogate le caratteristiche generali dello sbarramento e del serbatoio.

- Tipo di diga: muraria, a gravità ordinaria
- Quota di coronamento 629,30 m s.l.m.
- Larghezza coronamento 2,10 m
- Sviluppo coronamento 67,15 m
- Altezza massima diga dal piano di fondazione 20,05 m
- Altezza massima diga dal piano campagna 19,30 m
- Quota di massimo invaso 627,80 m s.l.m.
- Quota di ritenuta normale massima 626,00 m s.l.m.
- Quota di livello minimo invaso normale 622,00 m s.l.m.
- Capacità d'invaso utile 81.000 mc

3 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA MEDIANTE MODELLI PARAMETRICI LINEARI

Le procedure adottabili per la stima della portata di piena si differenziano in relazione alla disponibilità di serie storiche di dati idrologici rappresentativi. Nella maggior parte dei casi si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti. Nella presente relazione si fa riferimento ai dati ottenuti dalla analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di modelli afflussi-deflussi per la trasformazione in portate. Di seguito vengono illustrati i metodi adottati per la determinazione dei parametri da utilizzare nella modellazione dei deflussi per la stima delle portate di piena associati a differenti tempi di ritorno T .

Partendo dalle curve di possibilità climatica, dallo ietogramma di progetto e dall'idrogramma istantaneo unitario, si integrano le equazioni del sistema e, con il metodo della convoluzione, si restituisce l'onda di piena associata ad assegnati tempi di ritorno. Il seguente diagramma a blocchi richiama le fasi concettuali e numeriche associate al modello di calcolo.



Vengono impiegati più metodi di stima delle portate di piena in modo da avere, tramite il confronto dei diversi risultati, maggiori elementi per la scelta del valore più appropriato della portata di piena.

3.1 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense: determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per il bacino considerato

Come è generalmente accettato la determinazione della precipitazione di progetto avviene attraverso la preliminare ricostruzione di uno ietogramma sintetico derivante dall'elaborazione delle piogge intense registrate in aree contermini del bacino che occorre modellare, ritenute rappresentative. Questa fase conduce alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica da associare a tale territorio ossia delle curve che legano, per assegnati tempi di ritorno, le altezze di precipitazione h alle corrispondenti durate t .

Si ricorda che con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, si intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) ed in assenza di perdite.

Il legame funzionale tra altezza di pioggia $h(t)$ e durata t viene di solito espresso da una relazione monomia del tipo:

$$h(t) = a t^n$$

dove a ed n sono i parametri caratteristici della stazione e rappresentano rispettivamente l'altezza di precipitazione relativa alla durata di un'ora e la pendenza della retta che rappresenta la relazione monomia in un diagramma bilogarithmico riportante in ascisse $\log t$ ed in ordinate $\log h$ in un cartogramma probabilistico:

$$\log h = \log a + n \log t$$

La stima dei parametri a ed n viene ricavata dalla regressione lineare su tale piano delle coppie di punti (t, h) , regolarizzandoli su una retta (quando non risulti più conveniente l'uso di una spezzata a due o più lati). Tali punti devono ovviamente essere tra loro omogenei, nel senso che devono avere un medesimo tempo di ritorno T .

Nella presente relazione sono state utilizzate le serie storiche del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano relative ai massimi annuali delle precipitazioni della durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive. L'intervallo di durata tra 1 e 24 ore rappresenta il campo entro cui sono da ricercare le durate critiche per la maggior parte dei corsi d'acqua per i quali la stima delle portate di piena può essere effettuata tramite l'utilizzo delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica.

La stima delle curve di possibilità pluviometrica nella stazione di misura è stata effettuata sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione per le durate considerate, definendo i parametri a ed n per i tempi di ritorno di 100, 200, 500 e 1000 anni.

Le stazioni di misura considerate sono quella di Bergamo (1021) e quella di San Martino De Calvi (986) e di seguito si riportano i valori delle curve di possibilità pluviometrica per assegnato tempo di ritorno.

Stazione di misura	Tempo di Ritorno T	a (mm/h)	n
San Martino De Calvi	100 anni	55,85	0,367
San Martino De Calvi	200 anni	60,26	0,365
San Martino De Calvi	500 anni	66,13	0,363
Bergamo	1000 anni	81,71	0,253

3.2 Ietogramma di progetto e ragguglio di piogge puntuali ad un'area finita

Per la determinazione, attraverso un modello afflussi-deflussi, della massima portata al colmo corrispondente ad un assegnato tempo di ritorno T è necessario costruire uno ietogramma di progetto a partire dalle curve di possibilità pluviometrica. Con ietogramma di progetto si intende un evento pluviometrico generato sinteticamente con l'obiettivo di pervenire ad una corretta verifica dell'opera in oggetto.

Nella presente trattazione lo ietogramma costante è stato dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica con l'ipotesi che l'andamento temporale dell'intensità di pioggia sia costante in tutta la durata. Per la sua definizione è necessario quindi specificare la durata dell'evento (pari al tempo di corrivazione) che rende massimo il valore della portata.

Le curve di possibilità pluviometrica sono dedotte con indagini statistiche di pioggia intense registrate ad un pluviografo. Facendo riferimento ai massimi annuali di precipitazione di assegnate durate, si individua quale distribuzione di probabilità è in grado di ben interpretare i dati così selezionati, giungendo infine alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica associate a determinati tempi di ritorno. Le curve così ottenute sono valide per il punto in cui è collocato il pluviografo ma non possono essere ritenute valide anche per aree di dimensioni non piccole attorno al pluviografo stesso. Infatti, poiché i dati di partenza rappresentano dei valori estremi, è probabile che per gli eventi selezionati il centro di scroscio abbia pressoché coinciso con il pluviografo e che quindi, per gli stessi eventi, la precipitazione media su un'area finita intorno al pluviografo sia minore. Misure contemporanee in aree dotate di più pluviografo confermano queste considerazioni e consentono, mediante opportune elaborazioni, di pervenire alla valutazione dei "coefficienti di ragguglio". Essi rappresentano il rapporto tra l'altezza di pioggia raggugliata ad una determinata area e l'altezza di pioggia puntuale. I principali parametri da cui il coefficiente di ragguglio sono:

- L'area considerata; all'aumentare di questa diminuisce il coefficiente di ragguglio. Aree di dimensioni minori di 100 ha normalmente non necessitano di ragguglio;
- La durata della precipitazione considerata; al diminuire di questa diminuisce il coefficiente di ragguglio.

Nella presente relazione si è proceduto al ragguglio dello ietogramma sintetico, determinato sulla base di una curva di possibilità pluviometrica, con le formule ricavate sulla base di studi effettuati a Wallingford (UK)

$$ARF = 1 - f_1 (T)^{-f_2}$$

dove ARF è il coefficiente di ragguglio (Areal Reduction Factor), T (ore) è la durata della precipitazione ed f_1 , f_2 sono funzione dell'area considerata:

$$f_1 = 0,0394 A^{0,354} \qquad f_2 = 0,40 - 0,0208 \ln(4,6-\ln A)$$

$$f_1 = 0,0394 A^{0,354} \qquad f_2 = 0,40 - 0,003832 \ln(4,6-\ln A)^2$$

dove A (kmq) è l'area considerata. La prima equazione è valida per aree minori di 20 kmq, mentre la seconda equazione si riferisce ad aree comprese tra i 20 ed 100 kmq. Specificando quindi l'area di riferimento si calcola il coefficiente di ragguglio e, successivamente, lo ietogramma raggugliato determinato partendo dallo ietogramma costante di progetto e moltiplicando ciascuna ordinata dello ietogramma per il coefficiente di ragguglio ARF determinato.

3.3 Perdite idrologiche

Solo una parte della precipitazione si trasforma in deflusso superficiale sul bacino e finisce nella rete idraulica: questa parte viene chiamata *precipitazione netta* e lo ietogramma corrispondente *ietogramma netto*. La parte restante non produce deflusso a causa delle cosiddette *perdite idrologiche*, dovute a vari fenomeni come l'evapotraspirazione, l'intercettazione vegetale, la formazione sulla superficie del bacino di un velo idrico, l'immagazzinamento in avvallamenti superficiali isolati che non producono deflusso sufficientemente l'infiltrazione nel terreno, ecc.... I fenomeni più rilevanti da un punto di vista quantitativo sono solitamente gli ultimi due, per cui sono spesso gli unici di cui si tiene conto.

Nella pratica ingegneristica il problema della valutazione delle perdite idrologiche viene affrontato spesso in modo globale attraverso la stima del cosiddetto *coefficiente di afflusso*, indicato con il simbolo φ e definito come rapporto tra il volume defluito e quello di precipitazione.

Esistono differenti metodologie per il calcolo delle perdite idrologiche e conseguentemente dello ietogramma netto.

Nella presente relazione sono stati impiegati i seguenti metodi:

- a) *Metodo percentuale*: lo ietogramma netto viene determinato moltiplicando ciascuna ordinata per il coefficiente di afflusso. Nella pratica progettuale questo coefficiente viene generalmente considerato, per semplicità, costante per tutta la durata della pioggia. La stima del coefficiente di afflusso è

estremamente difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nella valutazione della portata. Il parametro tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia. Si utilizzano normalmente valori di riferimento, tratti dalla letteratura scientifica, in cui si è osservato che il valore del coefficiente in un dato bacino varia in misura elevata da evento ad evento, in particolare in funzione delle differenti condizioni climatiche antecedenti. E' possibile comunque ipotizzare che, per gli eventi gravosi che sono di interesse nel campo della progettazione e delle verifiche idrauliche, il parametro assuma valori sufficientemente stabili. Normalmente per i bacini di piccole dimensioni si trascura l'effetto di invaso ed un'indicazione dei valori da attribuire al fattore di trattenuta del terreno è fornita nella letteratura scientifica.

Nella seguente elaborazione si è adottato un coefficiente di afflusso pari a 0,60 coincidente al valore utilizzato nel progetto originario.

- b) *Metodo CN - SCS*: anch'esso stima le perdite per infiltrazione, ipotizzando che il volume I perduto fino ad un certo istante sia legato al volume massimo S immagazzinabile nel terreno a saturazione dalla stessa relazione di proporzionalità che lega il volume defluito Q al volume affluito P fino allo stesso istante. Questa ipotesi, completata dall'introduzione di una perdita iniziale I_a (Initial Abstraction) che tenga conto di tutte le altre perdite che avvengono prima del deflusso abbia inizio, conduce alla relazione

$$Q = (P - I_a)^2 / (P - I_a + S)$$

Il volume S è espresso dalla relazione

$$S = 25400 / CN - 254$$

In funzione del parametro CN (Curve Number) caratteristico del tipo di terreno. I valori di questo indice, compreso tra 0 e 100, sono ampiamente tabulati in letteratura per i vari tipi suolo, solitamente divisi in quattro categorie indicati con le lettere A, B, C, D (classificazione del Soil Conservation Service).

Nei calcoli seguenti viene adottato un valore stimato dell'indice CN = 80 ed il valore della depurazione iniziale $I_a = 2$ mm avendo considerato che nella zona la vegetazione presente è prevalentemente di tipo erbaceo, a pascolo, tipica dell'alta montagna.

3.4 Modelli di trasformazione afflussi - deflussi

Per costruire l'idrogramma conseguente ad un certo idetogramma netto occorre usare un modello di trasformazione afflussi – deflussi. In particolare si sono adottati dei modelli lineari (vale cioè il principio di sovrapposizione degli effetti e la cui relazione ingresso – uscita è descritta da un'equazione differenziale lineare a coefficienti costanti) in cui il legame tra la portata uscente $q(t)$ e la pioggia netta $p(t)$ è dato dall'integrale di convoluzione

$$q(t) = \int_0^t h(t-u) \cdot p(u) \cdot du$$

La funzione $h(t)$ si chiama genericamente funzione impulsiva del sistema ed in idrologia prende il nome di idrogramma unitario istantaneo (IUH) poiché può essere interpretata come l'idrogramma uscente dal bacino a causa di una pioggia di durata infinitesima e volume unitario (precipitazione impulsiva).

La forma dell'IUH (Instantaneous Unit Hydrograph), cioè della funzione $h(t)$, dipende dal modello di trasformazione afflussi – deflussi adottato. Tra i numerosi modelli esistenti in letteratura di seguito vengono illustrati quelli adottati nella presente relazione.

- a) Modello dell'invaso lineare: in questo caso il bacino è schematizzato sinteticamente come un serbatoio, con il legame lineare tra il volume invasato e la portata uscente. L'IUH del modello assume la forma

$$h(t) = 1/k e^{-t/k}$$

dove k è il parametro del modello (dimensionalmente è un tempo) e rappresenta il legame di proporzionalità tra il volume W invasato nel bacino e la portata Q uscente

$$k = W / Q$$

- b) Modello di Nash: in questo caso il bacino è schematizzato come una cascata di serbatoi lineari. L'IUH del modello assume la forma

$$h(t) = 1/[k(n-1)!] (t/k)^{n-1} e^{-t/k}$$

dove k è la costante d'invaso di ciascuno degli n serbatoi, supposti tutti uguali.

- c) Modello di corrivazione o cinematico: in questo caso il bacino è schematizzato come un'insieme di canali lineari, tali cioè che il tempo di percorrenza del bacino sia un'invariante. L'IUH del modello assume la forma

$$h(t) = 1/S ds/dt$$

con s pari alla superficie del bacino. L'IUH va dedotto dalla curva area-tempi $s=s(t)$ che definisce l'area s del bacino compresa tra la sezione di chiusura e la linea isocorriva relativa al tempo t in funzione di quest'ultimo. Se si ipotizza la curva area –tempi lineare risulta che

$$h(t) = 1/t_c$$

dove t_c è il cosiddetto *tempo di corrivazione* del bacino, cioè il massimo tempo necessario ad una particella idrica caduta sul bacino per raggiungere la sezione di chiusura.

Per la determinazione di t_c esistono numerose formulazioni tra cui, molto usata in Italia per bacini naturali, la *formula di Giandotti* in cui

$$t_c = (4A^{1/2} + 1.5L)/(0.8(H_m - H_0)^{1/2})$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione [ore]

A = superficie del bacino [km²]

L = lunghezza del percorso idraulicamente più lungo [km]

H_m = altitudine media del bacino [m s.l.m.]

H_0 = altitudine della sezione di chiusura [m s.l.m.]

Benché, anche per una pioggia uniforme e costante, il tempo di corrivazione reale non sia univocamente definito, dato che la velocità di scorrimento dell'acqua sul bacino varia al variare delle condizioni fisiche ed in funzione del tirante idrico; si può tuttavia considerare una velocità costante e quindi un tempo di corrivazione univocamente definito.

3.5 Calcolo delle portate di piena per assegnato tempo di ritorno T

Come precedentemente ricordato, la determinazione dalla portata di piena si ottiene attraverso la risoluzione dell'integrale di convoluzione. Cioè determino l'idrogramma di piena procedendo alla convoluzione di uno ietogramma netto con un idrogramma unitario, i quali devono essere discretizzati con lo stesso passo temporale.

Mediante l'utilizzo del software creato dal dipartimento di idraulica della facoltà di ingegneria Politecnico di Milano (URBIS) si è successivamente eseguita la trasformazione degli ietogrammi sintetici in onde di piena per gli assegnati tempi di ritorno T pari a 100 anni, 200 anni, 500 anni e 1000 anni, relativamente al bacino in esame che ha superficie di circa 11 kmq.

Come indicato nei precedenti paragrafi, nella presente relazione si è ipotizzato un ietogramma di progetto ad intensità costante di durata pari al tempo di corrivazione che è risultato essere di 1,25 ore. Si sono quindi calcolate le perdite idrologiche e conseguentemente lo ietogramma netto attraverso sia il metodo percentuale ($\varphi=0,60$) che con il metodo CN - SCS (CN = 80, $I_a = 2$ mm). Si sono valutati gli idrogrammi istantanei unitari IUH con i tre modelli precedentemente illustrati (modello dell'invaso lineare, modello di Nash e modello di corrivazione) e successivamente, attraverso la convoluzione dello ietogramma netto e idrogrammi istantanei unitari, sono state stimate le portate di piena associate ai differenti tempi di ritorno.

Di seguito vengono riportate le portate di piena valutate applicando le diverse metodologie precedenti per i vari tempi di ritorno T.

Portate di piena per **T=100 anni** con ietogramma di progetto ad intensità costante

Ietogramma netto	Modello IUH	Portata di piena [mc/sec]
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Invaso lineare	62,00
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Nash	66,45
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Corrivazione	81,39
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Invaso lineare	53,28
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Nash	53,89
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Corrivazione	59,79

Portate di piena per **T=200 anni** con ietogramma di progetto ad intensità costante

Ietogramma netto	Modello IUH	Portata di piena [mc/sec]
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Invaso lineare	66,87
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Nash	71,66
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Corrivazione	87,78
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Invaso lineare	59,82
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Nash	60,65
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Corrivazione	67,41

Portate di piena per **T=500 anni** con ietogramma di progetto ad intensità costante

Ietogramma netto	Modello IUH	Portata di piena [mc/sec]
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Invaso lineare	73,35
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Nash	78,61
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Corrivazione	96,28
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Invaso lineare	68,76
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Nash	69,91
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Corrivazione	77,88

Portate di piena per **T=1000 anni** con ietogramma di progetto ad intensità costante

Ietogramma netto	Modello IUH	Portata di piena [mc/sec]
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Invaso lineare	88,43
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Nash	94,77
Metodo percentuale $\varphi=0,60$	Modello Corrivazione	116,08
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Invaso lineare	90,38
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Nash	92,40
Metodo Curve Number CN=80, $I_a=2$ mm	Modello Corrivazione	103,44

4 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA MEDIANTE MODELLI PROBABILISTICI MG ED MGs

La valutazione delle portate di piena viene di seguito condotta attraverso l'impiego di due recenti modelli MG ed MGs, che per loro natura sono validi per la stima di portate al colmo corrispondenti a valori del tempo di ritorno superiori a 30 anni.

Il modello completo MG tiene conto non solo della variabilità del coefficiente di variazione CV, ma implicitamente anche di quella del coefficiente di asimmetria γ , mentre il modello semplificato MGs ha la peculiarità di avere un solo parametro (lo scarto quadratico medio). Entrambi i modelli di regionalizzazione MG ed MGs possono ritenersi validi per tutto il territorio nazionale.

L'applicazione dei modelli precedentemente richiamati, richiede la stima dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ che avviene per via indiretta mediante l'utilizzo di relazioni di tipo multiregressivo in funzione di un generico indice geomorfoclimatico scelto a rappresentare le caratteristiche del bacino in esame.

I parametri descrittivi delle caratteristiche geomorfoclimatiche considerate possono essere suddivise in tre gruppi: al primo appartengono le grandezze geometriche che descrivono la geometria e la morfologia del bacino, al secondo quelle che descrivono la pluviometria, al terzo quelle che esprimono le caratteristiche di infiltrabilità dei suoli. In particolare :

- parametri geometrici e morfologici: area drenata A (kmq), lunghezza L (km) dell'asta principale della rete idrografica, altitudine media H (m) del bacino riferita alla sezione di chiusura, pendenza media i (data dal rapporto tra H e L)
- parametri pluviometrici: medie spaziali M_h e S_h (mm) delle medie e degli scarti quadratici medi (temporali) delle serie almeno ventennale relative alle altezze massime annuali di precipitazione giornaliera dei singoli pluviometri ricadenti nel bacino
- indice dell'infiltrabilità dei suoli: pari al valore medio ϕ del coefficiente di deflusso mensile.

Al fine di ottenere stime più accurate, per il Bacino del PO sono state ricavate le seguenti formule di stima regionale dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$:

Bacino del PO

$$\mu(Q) = 3,61 \cdot 10^{-5} A^{0,80} M_h^{2,63} L^{-0,21} \quad (1)$$

$$\sigma(Q) = 1,17 \cdot 10^{-2} A^{0,71} S_h^{1,85} L^{-0,32} \quad (1)$$

$$\mu(Q) = 1,60 \cdot 10^{-4} A^{0,77} M_h^{2,19} \phi^{0,32} \quad (2)$$

$$\sigma(Q) = 2,27 \cdot 10^{-2} A^{0,60} S_h^{1,57} \phi^{0,46} \quad (2)$$

$$\mu(Q) = 2,77 \cdot 10^{-4} A^{0,76} M_h^{2,32} H_m^{-0,19} \quad (3)$$

$$\sigma(Q) = 6,81 \cdot 10^{-3} A^{0,58} S_h^{1,72} H_m^{0,07} \quad (3)$$

Analiticamente si è proceduto alla valutazione del fattore di frequenza K (T) definito secondo la seguente espressione:

$$K(T) = -[0,45 + 0,779 \ln(-\ln(1-1/T))]$$

T	K (T)
100 anni	3,13
200 anni	3,68
500 anni	4,39
1000 anni	4,93

Per la sezione di chiusura considerata, in corrispondenza della diga di Cassiglio, oggetto della verifica idraulica, i parametri geometrici e geomorfologici caratteristici del bacino in esame sono gli stessi individuati nel precedente capitolo e vengono di seguito riepilogati.

Area A [kmq]	L [Km]	ϕ	H _m [m s.l.m.]
11	4,50	0,60	400, 00

Come precedentemente indicato, l'applicazione dei modelli MG ed MGs richiedono la stima dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ in funzione di un generico indice geomorfoclimatico scelto a rappresentare le caratteristiche del bacino in esame.

In particolare per la determinazione dei parametri pluviometrici M_h e S_h (*mm*) definiti in precedenza, si è proceduto alla analisi dei dati registrati nelle stazioni idrometrografiche ricadenti nell'area di territorio regionale in cui sorge la diga di Cassiglio.

Partendo cioè dai valori massimi di precipitazione giornaliera registrati nelle 24 stazioni idrometrografiche del Servizio Idrografico Nazionale ubicate nell'area delle alpi Orobie in prossimità della zona di interesse e dai valori massimi di precipitazione giornaliera registrati nella stazione presente presso la diga, si è proceduto alla elaborazione dei dati determinando così i valori della medie spaziali M_h e S_h delle medie delle serie relative alle altezze massime annuali di precipitazione giornaliera dei singoli pluviometri ricadenti nel bacino.

valori massimi di precipitazione giornaliera

TIRANO (1930 - 1973)	FUSINO (1935 - 1973)	BORMIO (1933 - 1973)	LAGO DI CANCANO (1936 - 1973)	GAVER (1940 - 1970)
41,20	75,20	70,50	29,00	90,80
58,00	46,00	39,20	51,60	79,80
44,00	55,00	63,00	59,00	58,00
57,10	52,60	36,00	47,20	54,20
46,40	60,80	51,20	33,60	81,00
57,00	31,00	43,40	73,00	61,00
53,00	57,60	77,60	34,20	46,00
36,20	54,00	38,00	65,00	57,60
54,40	23,80	26,20	58,40	101,00
68,40	46,60	50,00	53,40	65,60
69,60	32,60	23,40	41,40	84,60
53,00	37,80	65,60	96,80	108,40
44,00	35,00	43,00	54,20	74,60
91,00	80,80	42,60	57,80	89,40
35,40	87,00	46,80	57,60	120,60
44,00	37,60	57,80	42,40	73,20
44,60	43,40	47,40	74,00	89,00
33,40	49,40	35,60	94,00	108,40
59,00	37,00	84,40	40,80	143,00
83,80	42,40	30,20	60,80	97,60
36,20	52,20	51,20	59,00	86,80
43,60	54,00	40,20	46,40	86,00
45,60	54,60	39,60	50,20	87,20
34,00	33,80	80,80	85,60	
44,00	43,40	33,00	66,60	
64,00	48,40	40,00	48,40	
40,60	54,00	61,00	48,60	
49,00	64,20	48,60	60,80	
39,60		47,20	65,60	
42,60		59,40	54,00	
49,40		39,20	55,80	
47,00		52,40		
38,40		56,20		
		38,40		
		49,00		

MEDIA	49,92	49,65	48,80	56,94	84,51
S.Q.M.	13,54	14,80	14,70	15,93	22,77

valori massimi di precipitazione giornaliera

MEMMO (1940 - 1970)	VILMINORE DI SCALVE (1940 - 1964)	BRENO (1940 - 1970)	LAGO D'ARNO (1940 - 1970)	EDOLO (1949 - 1970)
105,20	160,40	50,20	45,80	45,40
58,20	81,60	70,00	35,40	41,00
89,00	124,00	34,60	109,00	64,20
53,40	60,20	44,40	56,20	42,40
89,40	72,00	53,20	73,80	80,40
104,60	99,20	51,80	55,00	55,00
106,40	98,00	65,00	68,40	49,20
98,00	99,20	39,00	46,40	57,40
140,00	97,00	61,20	109,00	51,00
80,00	105,60	52,00	46,40	76,00
83,00	136,00	41,60	63,60	109,00
103,20	136,00	47,60	88,00	61,00
144,80	112,00	61,00	128,80	49,00
71,60	173,60	55,00	80,60	73,20
66,80	102,40	43,20	84,40	61,00
71,00	62,80	55,80	68,20	66,40
104,00	128,60	61,00	80,20	51,20
68,20	144,00	120,00	69,20	52,60
138,60	78,20	55,40	61,40	70,00
118,80	81,20	44,20	59,00	90,00
92,80	143,00	51,00	120,00	
111,40	104,40	53,20	85,00	
		59,40	66,20	
		62,20	84,80	
		44,60	81,00	
		60,40	109,00	
		58,20	121,60	
		81,00	121,00	
			83,00	
			111,00	
			82,00	

MEDIA	95,38	109,06	56,29	80,43	62,27
S.Q.M.	25,71	30,99	15,93	25,36	17,12

valori massimi di precipitazione giornaliera

TIONE (1943 - 1970)	CLUSONE (1949 - 1970)	BERGAMO (1940 - 1970)	VALMORTA (1940 - 1965)	S. MARTINO dei CALVI (1940 - 1970)
56,60	70,60	141,60	70,60	73,60
50,20	94,40	46,00	69,60	69,00
84,00	106,40	75,00	96,00	86,20
66,20	100,60	56,40	58,80	120,20
56,00	130,20	78,00	74,40	51,60
62,00	93,20	60,00	90,40	74,20
92,40	67,20	48,00	73,00	93,60
90,60	74,00	80,00	94,20	101,00
64,60	82,60	67,00	91,00	79,80
57,80	83,60	71,80	59,00	115,00
64,40	89,60	116,00	63,40	79,20
72,40	106,00	69,00	88,00	95,20
71,80	71,20	66,40	73,60	107,60
76,40	61,40	49,40	63,00	96,40
111,40	76,40	55,00	75,00	95,40
116,00	100,90	62,00	78,20	140,00
89,60	63,80	67,40	82,00	69,40
62,60	80,60	59,00	103,80	72,60
90,00	105,80	109,00	118,40	151,00
81,40	57,80	103,00	96,20	137,20
144,00	109,40	58,40	118,00	105,60
62,60		119,00	67,00	90,00
137,00		70,00	82,60	124,40
73,60		76,40	102,00	108,00
100,20		93,20	132,00	102,40
		60,80		107,80
		78,00		
		51,80		
		85,60		

MEDIA	81,35	86,94	74,94	84,81	97,94
S.Q.M.	24,79	19,04	23,44	19,46	24,09

valori massimi di precipitazione giornaliera

LECCO (1940 - 1967)	INTROBIO (1940 - 1969)	VALLE RATTI (1935 - 1973)	CODERA (1935 - 1973)	MESE (1930 - 1961)
85,80	98,20	80,00	64,40	79,60
59,00	95,80	55,00	47,00	80,00
77,00	88,00	71,20	69,00	97,50
59,40	54,80	81,80	70,00	182,00
77,00	80,20	68,40	85,00	79,00
75,40	100,60	88,20	54,20	133,20
105,80	69,80	57,00	46,00	71,80
57,00	130,40	97,00	76,80	130,00
74,20	86,00	65,40	69,00	71,80
131,00	80,00	85,20	58,00	131,20
100,40	113,60	102,80	85,20	90,00
92,40	103,00	80,40	98,40	50,60
61,60	118,60	82,00	57,20	97,00
79,60	127,00	101,00	87,40	105,60
89,60	120,40	54,20	63,40	65,80
90,20	121,00	43,60	56,20	103,20
100,80	97,00	110,00	86,80	72,20
80,00	78,00	74,40	56,00	70,60
95,20	152,00	72,00	121,00	146,00
100,00	96,60	86,00	104,60	123,00
75,00	105,00	65,80	69,00	124,00
107,00	92,60	80,00	99,80	113,20
90,80	61,20	54,40	101,40	124,60
55,60	53,80	67,00	46,60	81,00
	97,60	57,00	70,40	59,00
	65,00	64,60		77,00
	93,60	44,60		71,20
	102,00	80,00		104,00
	95,20	64,00		51,00
		63,20		
		89,60		
		76,40		
		109,40		
		75,40		
		50,80		
		72,40		

MEDIA	84,16	95,76	74,17	73,71	96,04
S.Q.M.	18,63	23,04	17,08	20,31	31,23

valori massimi di precipitazione giornaliera

LAGO			
TRUZZO	STUETTA	LANZADA	SCAIS
(1933 - 1962)	(1933 - 1961)	(1930 - 1973)	(1935 - 1973)
134,00	96,00	51,20	184,00
111,20	118,60	61,50	71,80
102,60	190,40	54,20	158,00
113,00	108,80	76,60	105,00
125,00	92,00	46,20	138,00
112,00	90,20	57,00	78,40
98,60	75,00	39,60	85,00
130,40	83,40	63,00	153,00
55,40	51,20	52,20	100,60
113,00	115,00	59,40	105,60
109,80	78,00	49,80	101,00
88,00	82,00	28,40	110,00
105,80	55,40	77,00	85,60
69,00	52,20	47,60	108,60
80,20	67,40	43,80	164,00
106,00	95,00	62,40	94,60
59,00	45,40	44,80	171,00
109,00	99,20	45,80	159,60
69,00	118,00	74,00	208,00
116,00	74,00	41,00	87,40
63,40	120,60	49,60	131,80
76,80	89,20	68,00	77,20
	99,00	51,20	98,20
	62,00	40,20	53,60
		76,60	142,80
		51,20	
		69,00	
		56,00	
		62,80	
		63,80	
		69,80	
		44,60	
		47,40	
		57,00	
		55,40	
		62,40	
		62,00	
		51,00	
		72,80	
		50,00	
		58,00	
		72,60	
		76,40	

MEDIA	97,60	89,92	56,82	118,91
S.Q.M.	23,61	30,91	11,82	39,64

Studio di Ingegneria Civile-Idraulica - Dott. Ing. Michele Giorgio

Via Broseta, 104-- 24128 Bergamo – tel. / fax 035-402214

P.Iva 02685550168 – C.F.: GRG MHL 71D15 A794F – e-mail: michele.giorgio@sfera.biz

valori massimi di precipitazione giornaliera

DIGA ALTOMORA (1957 - 2001)	DIGA CASSIGLIO (1968 - 2001)	DIGA PONTE DELL'ACQUA (1956 - 2001)
105,00	15,00	86,00
65,00	30,00	105,00
90,00	25,00	235,00
115,00	25,00	130,00
70,00	20,00	158,00
74,00	25,00	85,00
145,00	5,00	69,00
140,00	30,00	75,00
125,00	20,00	95,00
117,00	40,00	80,00
110,00	50,00	120,00
75,00	35,00	127,00
130,00	10,00	82,00
158,00	30,00	105,00
85,00	25,00	128,00
69,00	10,00	178,00
75,00	40,00	96,00
95,00	35,00	80,00
80,00	45,00	68,00
120,00	25,00	210,00
127,00	10,00	100,00
82,00	62,00	260,00
85,00	101,00	170,00
128,00	102,00	92,00
178,00	142,00	110,00
96,00	110,30	150,00
80,00	145,50	118,00
68,00	79,20	128,40
210,00	118,00	98,00
75,00	108,00	94,10
260,00	85,50	80,10
170,00	87,00	151,00
49,00	142,00	58,00
73,00	93,00	92,00
119,00		161,00
70,00		92,00
73,50		
62,90		
48,10		
104,00		
180,00		
83,50		
99,00		
160,00		
99,00		

MEDIA	107,18	56,63	118,52
S.Q.M.	44,07	43,28	47,04

Applicando le precedenti espressioni (1) – (2) – (3) si sono determinati i parametri del modello che vengono di seguito riepilogati:

MG (1)		MG (2)		MG (3)	
μ	σ	μ	σ	μ	σ
18,77	14,61	13,04	11,39	14,72	10,12

E' stato quindi possibile determinare il valore del coefficiente di variazione CV della variabile Q .

Le espressioni che rappresentano la legge probabilistica dei due modelli sono:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + 1,67 \cdot K(T)^{0,80} \cdot CV^{1,34} \quad (4) \quad \text{Modello MG}$$

$$\frac{Q}{\sigma} = 3,01 + 0,62 \cdot \ln T \quad (5) \quad \text{Modello MGs}$$

Applicando le espressioni (4) e (5) sono state stimate le portate al colmo di piena corrispondenti ai valori di tempo di ritorno assegnati.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori delle portate stimate con i modelli MG ed MGs per i differenti tempo di ritorno ed i valori medi.

	(1)	(2)	(3)		<i>media</i>
$Q_{MG}(100)$	74,64	58,34	51,81	m^3/s	61,60
$Q_{MGs}(100)$	85,69	66,80	59,34	m^3/s	70,61
$Q_{MG}(200)$	82,24	64,51	56,86	m^3/s	67,87
$Q_{MGs}(200)$	91,97	71,70	63,69	m^3/s	75,78
$Q_{MG}(500)$	91,94	72,37	63,30	m^3/s	75,87
$Q_{MGs}(500)$	100,27	78,17	69,44	m^3/s	82,62
$Q_{MG}(1000)$	99,07	78,14	68,02	m^3/s	81,74
$Q_{MGs}(1000)$	106,54	83,06	73,78	m^3/s	87,80

Come richiesto nella nota prot. 3199/UI DR del 06 aprile 2004 della Sede centrale del Registro Italiano Dighe, la portata con tempo di ritorno 1000 anni è considerata la portata di riferimento da adottare per le successive verifiche idrauliche.

Nella presente relazione si assume $Q_{1000} = 101,94$ mc/sec che rappresenta il valore medio tra la portata massima ricavata con i modelli lineari e la portata media massima ricavata con il modello MGs.

A tale valore di portata occorre aggiungere la massima portata proveniente dalla presa sul torrente Stabina. Come già ricordato, la portata in concessione ad uso idroelettrico n° 155/810, dai torrenti Stabina, Cassiglio ed altri minori, è di moduli massimi 29 che corrispondono a 2,90 mc/sec.

In conclusione, la portata con tempo di ritorno 1000 anni da considerare come la portata di riferimento da adottare per le successive verifiche idrauliche, viene assunta pari a $Q_{1000} = 104,84$ mc/sec.

5 DETERMINAZIONE DEL FRANCO PREVISTO DAL D.M. 24/03/1982

5.1 Calcolo della quota raggiunta nel serbatoio effettuando la laminazione dell'idrogramma di piena con T=1000 anni

La stima della massima quota raggiunta nel serbatoio in caso di piena è stata eseguita studiando il comportamento del sistema tramite la valutazione di un bilancio idrico tra i volumi affluenti nel bacino $Q_e(t)$, i volumi evacuati dagli organi di scarico adibiti a tale funzione $Q_u(t)$ e le variazioni nel tempo del volume di invaso del bacino stesso. In termini generali tale bilancio può essere descritto mediante la seguente equazione di continuità:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = dW(t)/dt$$

Da rilevare che nelle analisi eseguite si è ipotizzato che l'onda di piena solleci il serbatoio quando il livello idrico si trova alla quota di massima regolazione e che l'area dello specchio liquido sia poco variabile tra la quota di massima regolazione e quella di massimo invaso.

L'andamento dell'altezza $h(t)$ del battente rispetto alla quota di massima regolazione di 626,00 m s.l.m., viene quindi determinato attraverso l'integrazione alle differenze finite dell'equazione di continuità che così diventa:

$$(Q_e(t) + Q_e(t+\Delta t))/2 - (Q_u(t) + Q_u(t+\Delta t))/2 = A (h(t+\Delta t) - h(t))/\Delta t$$

dove A è l'area dello specchio liquido del bacino.

La precedente equazione può essere riscritta in forma più conveniente esprimendo $h(t)$ e $h(t+\Delta t)$ in funzione rispettivamente di $Q_u(t)$ e $Q_u(t+\Delta t)$ mediante la legge di efflusso dello sfioratore a soglia libera $Q = \mu L h^{3/2} (2g)^{0.5}$.

Evidenziando a primo membro tutti i termini contenenti l'incognita $Q_u(t+\Delta t)$, si ottiene:

$$Q_u(t+\Delta t) + (2A/\Delta t)(Q_u(t+\Delta t)/(\mu L (2g)^{0.5}))^{2/3} = - Q_u(t) + (Q_e(t) + Q_e(t+\Delta t)) + (2A/\Delta t)(Q_u(t)/(\mu L (2g)^{0.5}))^{2/3}$$

dove la funzione a primo membro viene denominata per semplicità $F(Q_u(t+\Delta t))$.

Tale equazione è stata risolta con adeguati passi temporali ottenendo così, a partire dalla condizione iniziale $Q_u(t=0)=0$, i valori successivi della portata uscente $Q_u(t+\Delta t)$ e conseguentemente, attraverso la legge di efflusso dello sfioratore, i valori di $h(t+\Delta t)$.

I risultati di tale analisi, assumendo il coefficiente d'efflusso $\mu=0,44$, la lunghezza dello sfioratore $L=20,10$ m e l'area dello specchio liquido $A=0,025$ km², indicano che la massima altezza del battente idrico a partire dal ciglio sfiorante posto a quota 626,00 m s.l.m. è di 1,84 m.

Di conseguenza la quota massima raggiunta dal serbatoio a seguito dell'onda di piena con tempo di ritorno $T=1000$ anni e di 627,84 m s.l.m.

Secondo il progetto originario del 1951 il franco totale, per definizione corrispondente alla differenza tra la quota di coronamento 629,30 m s.l.m. e la quota di massimo invaso 627,80 m s.l.m., risultava pari ad 1,50 m, valore pienamente adeguato alla normativa vigente all'atto costruttivo (R.D. 01/10/1931n. 1370).

In base ai calcoli precedenti e alla situazione riscontrata in sito, il franco totale, pari alla differenza della quota di coronamento 629,30 m s.l.m. e la quota di massimo invaso 627,84 m s.l.m., risulta essere 1,46 m. Il valore della semionda, valutato secondo il procedimento indicato nel D.M. 24/03/1982 n. 42 con riferimento ad un fetch di 0,40 km ed una velocità del vento di 80 km/h, risulta pari a circa 0,40 m. Il franco netto, pari alla differenza tra franco totale e l'ampiezza della semionda, risulta essere di 1,06 m, anch'esso adeguato rispetto al citato D.M. che prescrive per il franco netto il valore minimo di 1 m per opere di sbarramento della tipologia della diga in esame.

6 DETERMINAZIONE DEL FRANCO IPOTIZZANDO UNA PARZIALE OSTRUZIONE DELLE LUCI SFIORANTI

6.1 Calcolo della quota raggiunta nel serbatoio effettuando la laminazione dell'idrogramma di piena con $T=1000$ anni

Il protocollo n. RID/UPM/0888/05 del 20/04/2005 emesso dal Registro Italiano Dighe – Ufficio di Milano, richiede che, nel caso di scaricatori di superficie non regolati da paratoie e suscettibili di ostruzione da parte di materiale galleggiante a motivo della loro conformazione (soglie intervallate da pile con luce netta inferiore a 10 m; franco tra la quota di sottotrave della passerella e la quota di massimo invaso inferiore ad 1 m; scarichi con sifoni autoadescanti etc.), i calcoli sopra riportati devono essere effettuati anche ipotizzando una riduzione del 50% dello sviluppo complessivo delle luci sfioranti.

I risultati di tale analisi, assumendo per la soglia sfiorante una luce netta totale $L=10,05$ m, indicano che la massima altezza del battente idrico a partire dal ciglio sfiorante posto a quota 626,00 m s.l.m. è di 2,86 m. Di conseguenza la quota massima raggiunta dal serbatoio a seguito dell'onda di piena con tempo di ritorno $T=1000$ anni e di 628,86 m s.l.m. Il franco netto, pari alla differenza tra franco totale di 0,44 m e l'ampiezza della semionda di 0,40 m, risulta essere di 0,04 m, valore non adeguato rispetto al citato D.M. che prescrive per il franco netto il valore minimo di 1 m per opere di sbarramento della tipologia della diga in esame.

6.2 Calcolo del T dell'idrogramma di piena che consente il rispetto del franco come previsto dal D.M. 24/03/1982

Dalle caratteristiche geometriche della diga, si deduce che il rispetto del franco come previsto del D.M. 24/03/1982 n. 42, assumendo $L=10,05$ m e considerando una semiampiezza dell'onda provocata dall'azione del vento pari a 0,40 m, è garantito per quote di massimo invaso inferiori o uguali a 627,90 m s.l.m., ovvero per altezze del pelo libero rispetto al ciglio sfiorante $h=1,90$ m.

Il calcolo della portata al colmo Q_c è stato determinato attraverso l'applicazione dell'analisi esposta nel precedente capitolo, procedendo a ritroso a partire da

quell'altezza del pelo libero sul ciglio sfiorante che soddisfa il rispetto del franco, ovvero $h=1,90$ m.

Il calcolo del tempo di ritorno dell'idrogramma di piena che consente il rispetto del franco è ottenuto eseguendo una interpolazione delle portate calcolate con tempo 100, 200, 500, 1000 anni.

Nell'ipotesi di una riduzione della luce sfiorante del 50%, la portata al colmo Q_c dell'idrogramma (al netto della portata di 2,90 mc/sec derivata dal torrente Stabina) che consente il rispetto del franco secondo quanto previsto nel D.M. 24/03/1982 n. 42, risulta quindi pari a 54,38 mc/s, corrispondente ad un tempo di ritorno di circa 20 anni.

6.3 Calcolo del T della portata che determina l'annullamento del franco

L'annullamento del franco come previsto del D.M. 24/03/1982, assumendo $L=10,05$ m considerando una semiampiezza dell'onda provocata dall'azione del vento pari a 0,40 m, si verifica quando il bacino raggiunge una quota di massimo invaso pari a 628,90 m s.l.m., ovvero per altezze del pelo libero rispetto al ciglio sfiorante $h=2,90$ m.

Con la stessa metodologia di analisi seguita nel paragrafo precedente, la portata al colmo Q_c dell'idrogramma (al netto della portata di 2,90 mc/sec derivata dal torrente Stabina) che annulla il franco risulta di 104,38 mc/s,.

Il calcolo del tempo di ritorno dell'idrogramma di piena che determina l'annullamento del franco netto, è ottenuto eseguendo una interpolazione delle portate calcolate con tempo di ritorno di 100, 200, 500 e 1000 anni.

Nell'ipotesi di una riduzione della luce sfiorante del 50%, la portata al colmo Q_c dell'idrogramma (al netto della portata di 2,90 mc/sec derivata dal torrente Stabina) che determina l'annullamento del franco secondo quanto previsto nel D.M. 24/03/1982 n. 42, risulta quindi pari a 104,38 mc/s, corrispondente ad un tempo di ritorno di circa 1100 anni.

7 ORGANI DI SCARICO

Ogni vaso artificiale deve essere provvisto di opere di scarico che consentano di smaltire in condizioni di sicurezza le portate in arrivo dal bacino idrografico a monte che eccedano quelle derivabili o invasabili. In particolare questo tipo di opere devono consentire lo scarico a valle delle portate di piena quando queste sopraggiungono in condizioni di completo riempimento dell'invaso.

Le opere di scarico a servizio del serbatoio comprendono uno scarico di superficie ed uno scarico di fondo.

7.1 Scarico di superficie

Lo scarico di superficie è costituito da una soglia sfiorante ubicata sul corpo diga e caratterizzata dalla presenza di pile, a sostegno della struttura del coronamento, che ne limitano la luce netta totale ad una lunghezza di 20,10 m. Tale scarico convoglia il flusso d'acqua verso la vasca di dissipazione e quindi direttamente nell'alveo del torrente Cassiglio.

La portata scaricata dallo sfioratore rispetta la seguente legge dell'efflusso

$$Q = \mu L h^{3/2} (2g)^{1/2}$$

dove:

- Q = portata sfiorata;
- h = innalzamento del pelo libero indisturbato nel serbatoio misurato a partire dal punto più elevato del ciglio sfiorante;
- L = lunghezza netta dello sfioratore;
- μ = coefficiente d'efflusso

Lo scarico di superficie è stato dimensionato sin dal progetto iniziale del 1951 per poter smaltire da solo la portata di massima piena prevedibile, che per quanto precedentemente calcolato, è pari a 104,84 mc/sec a cui corrisponde la quota di massimo vaso pari a 627,84 m s.l.m..

Lo sfioratore di superficie esistente ha la quota del ciglio sfiorante a 626,00 m s.l.m. con uno sviluppo reale di 20,10 m ed il massimo battente sullo sfioratore in fase di

piena eccezionale pari a 1,84 m. Come riportato nella tabella di calcolo seguente, la portata massima scaricata dallo sfioratore di superficie risulta essere pari a 97,53 mc/sec avendo adottato un coefficiente di deflusso adeguato pari a 0,44.

t (min)	Qe (m ³ /s)	ΔT (min)	Wp(t) (m ³)	F(Qu(t)) (m ³ /s)	Qu(t) (m ³ /s)	h(t) (m)
0	2,9	0	0		0,0	0,00
15	23,3	15	11785	26,2	7,60	0,34
30	43,7	15	41918	78,0	30,75	0,85
45	64,1	15	90401	124,3	54,80	1,25
60	84,5	15	157234	163,2	76,43	1,56
75	104,8	15	242415	199,6	97,53	1,84
90	84,5	15	327596	193,8	94,15	1,79
105	64,1	15	394429	154,0	71,30	1,49
120	43,7	15	442912	119,3	52,10	1,21
135	23,3	15	473045	82,1	32,75	0,89
150	2,9	15	484830	42,7	14,30	0,51
165	2,9	15	487440	19,9	5,30	0,26
180	2,9	15	490050	15,1	3,65	0,21
195	2,9	15	492660	13,6	3,18	0,19

Per le tipologie di scarico di superficie come quello in esame, il protocollo n. RID/UPM/0888/05 del 20/04/2005 emesso dal Registro Italiano Dighe – Ufficio di Milano, prescrive di ripetere l'analisi effettuata, ipotizzando una riduzione del 50% della luce netta sfiorante (L=10,05 m), in modo da considerare l'eventualità di parziali ostruzioni dello scarico di superficie stesso.

In questo caso, come riassunto nella tabella seguente, il massimo battente sullo sfioratore a seguito dell'onda di piena con tempo di ritorno T=1000 anni, è di 2,86 m a cui corrisponde una portata scaricata di 94,55 mc/sec.

t (min)	Qe (m ³ /s)	ΔT (min)	Wp(t) (m ³)	F(Qu(t)) (m ³ /s)	Qu(t) (m ³ /s)	h(t) (m)
0	2.9	0	0		0.0	0.00
15	23.3	15	11785	26.2	4.70	0.39
30	43.7	15	41918	83.7	22.70	1.10
45	64.1	15	90401	146.3	46.90	1.79
60	84.5	15	157234	201.0	70.50	2.35
75	104.8	15	242415	249.3	92.70	2.82
90	84.5	15	327596	253.2	94.55	2.86
105	64.1	15	394429	212.6	75.75	2.46
120	43.7	15	442912	168.9	56.43	2.02
135	23.3	15	473045	123.0	37.45	1.54
150	2.9	15	484830	74.3	19.30	0.99
165	2.9	15	487440	41.5	8.83	0.59
180	2.9	15	490050	29.6	5.58	0.43
195	2.9	15	492660	24.3	4.25	0.36

7.2 Scarico di fondo

In prossimità della sponda destra, e precisamente in corrispondenza dell'alveo di magra del torrente, è previsto nel corpo della diga uno scarico di fondo con paratoia piana di mt 1,80 x 1,80, avente anche il compito di scarico di alleggerimento di sicurezza e di cunicolo di spurgo.

Ad esso infatti si raccorda la platea dello sghiaiatore antistante all'opera di presa sotto battente situata una decina di metri a monte dell'asse diga.

8 CONCLUSIONI

Per quanto precedentemente esposto e dai calcoli eseguiti per l'opera di sbarramento sul torrente Cassiglio in comune di Cassiglio (BG), si possono riassumere le seguenti considerazioni:

- La portata di riferimento per tempo di ritorno $T=1000$ anni, calcolata con metodologie probabilistiche, è pari a 104,84 mc/sec;
- Il valore della portata di riferimento è praticamente uguale al valore della portata impiegata nei dimensionamenti delle opere nel progetto originario;

Condizione di scaricatore di superficie libero ($L=20,10$ m)

- La quota di massimo invaso è pari a 627,84 m s.l.m. che garantisce il rispetto del franco secondo le prescrizioni del D.M. 24/03/1982 n. 42;
- La massima portata che transita sullo scarico di superficie a seguito dell'onda di piena con $T=1000$ anni è di 97,53 mc/sec a cui corrisponde un battente di 1,84 m;

Condizione di scaricatore di superficie parzialmente ostruito ($L=10,05$ m)

- La quota di massimo invaso è pari a 628,86 m s.l.m., che non garantisce il rispetto del franco secondo le prescrizioni del D.M. 24/03/1982 n. 42;
- La massima portata che transita sullo scarico di superficie a seguito dell'onda di piena con $T=1000$ anni è di 94,55 mc/sec a cui corrisponde un battente di 2,86 m;
- La portata che garantirebbe il rispetto del franco secondo le prescrizioni del D.M. 24/03/1982 n. 42 (al netto della portata di 2,9 mc/sec derivata dal torrente Stabina), è pari a 54,37 mc/sec che corrisponde ad un tempo di ritorno di circa 20 anni;
- La portata che annullerebbe il franco previsto dal D.M. 24/03/1982 n. 42 (al netto della portata di 2,9 mc/sec derivata dal torrente Stabina), è pari a 104,37 mc/sec che corrisponde ad un tempo di ritorno di circa 1100 anni;