

REPUBBLICA ITALIANA

BOLLETTINO UFFICIALE

della Regione Puglia

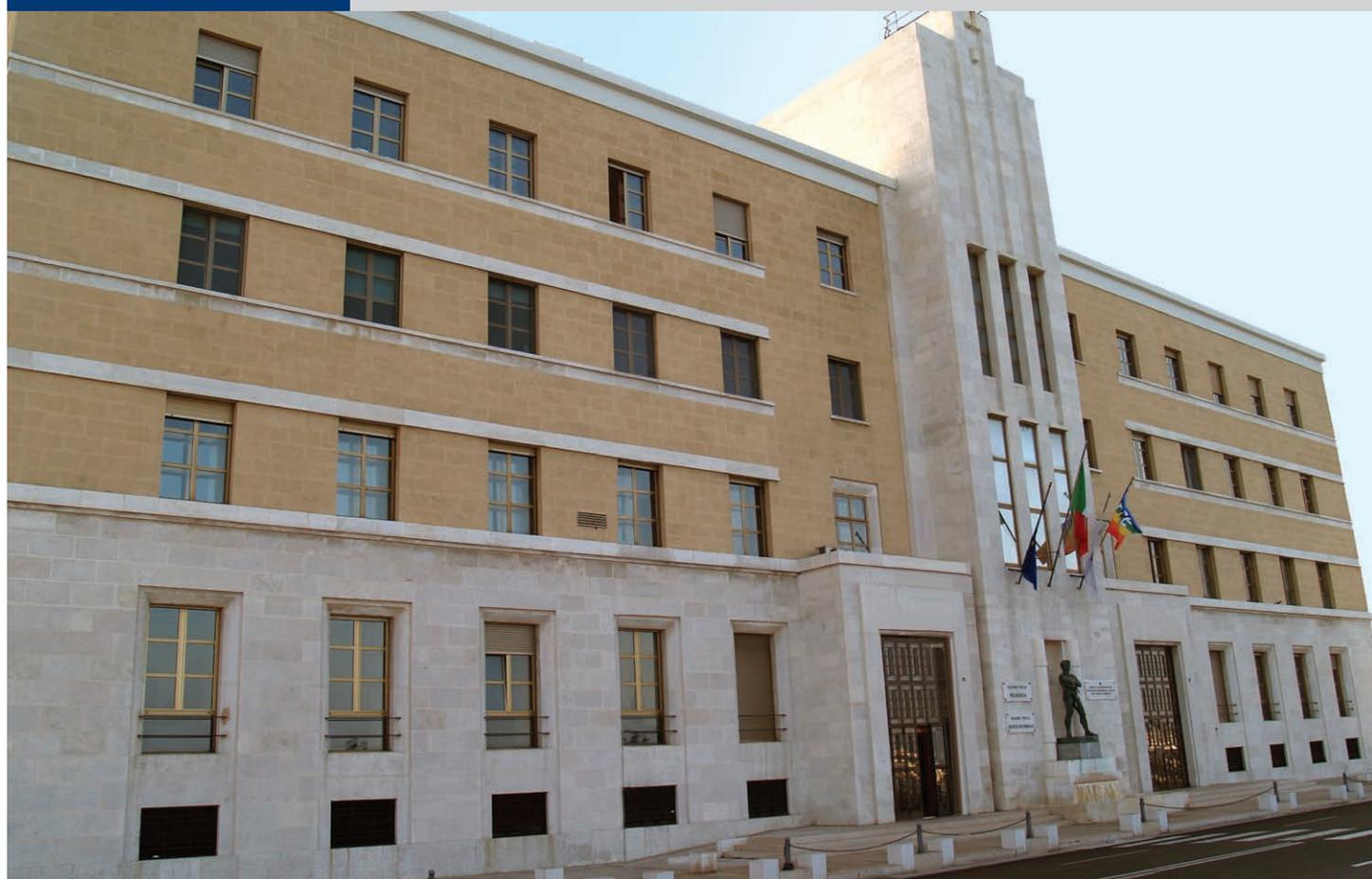


REGIONE
PUGLIA

ANNO XLV

BARI, 5 FEBBRAIO 2014

n. 16



Deliberazioni del Consiglio e della Giunta

Il Bollettino Ufficiale della Regione Puglia si pubblica con frequenza infrasettimanale ed è diviso in due parti.

Nella parte I sono pubblicati:

- a) sentenze ed ordinanze della Corte Costituzionale riguardanti leggi della Regione Puglia;
- b) ricorsi e sentenze di Organi giurisdizionali che prevedono un coinvolgimento della Regione Puglia;
- c) leggi e regolamenti regionali;
- d) deliberazioni del Consiglio Regionale riguardanti la convalida degli eletti;
- e) atti e circolari aventi rilevanza esterna;
- f) comunicati ufficiali emanati dal Presidente della Regione e dal Presidente del Consiglio Regionale;
- g) atti relativi all'elezione dell'Ufficio di Presidenza dell'Assemblea, della Giunta regionale, delle Commissioni permanenti e loro eventuali dimissioni;
- h) deliberazioni, atti e provvedimenti generali attuativi delle direttive ed applicativi dei regolamenti della Comunità Europea;
- i) disegni di legge ai sensi dell'art. 8 della L.R. n. 19/97;
- j) lo Statuto regionale e le sue modificazioni;
- k) richieste di referendum con relativi risultati;
- l) piano di sviluppo regionale con aggiornamenti o modifiche.

Nella parte II sono pubblicati:

- a) decreti ed ordinanze del Presidente della Giunta regionale;
- b) deliberazioni della Giunta regionale;
- c) determinazioni dirigenziali;
- d) decreti ed ordinanze del Presidente della Giunta regionale in veste di Commissario delegato;
- e) atti del Difensore Civico regionale come previsto da norme regionali o su disposizioni del Presidente o della Giunta;
- f) atti degli Enti Locali;
- g) deliberazioni del Consiglio Regionale;
- h) statuti di enti locali;
- i) concorsi;
- j) avvisi di gara;
- k) annunci legali;
- l) avvisi;
- m) rettifiche;
- n) atti di organi non regionali, di altri enti o amministrazioni, aventi particolare rilievo e la cui pubblicazione non è prescritta.

SOMMARIO

“Avviso per i redattori e per gli Enti:

Il Bollettino Ufficiale della Regione Puglia si attiene alle regole della Legge 150/2000 per la semplificazione del linguaggio e per la facilitazione dell'accesso dei cittadini alla comprensione degli atti della Pubblica Amministrazione. Tutti i redattori e gli Enti inserzionisti sono tenuti ad evitare sigle, acronimi, abbreviazioni, almeno nei titoli di testa dei provvedimenti”.

PARTE SECONDA

Deliberazioni del Consiglio e della Giunta

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE 30 dicembre 2013, n. 2563

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri - 27 febbraio 2004. – “Piano di laminazione preventivo dell’invaso di Occhito sul fiume Fortore” – Adozione.

Pag. 4322

PARTE SECONDA

Deliberazioni del Consiglio e della Giunta

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE 30 dicembre 2013, n. 2563

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri - 27 febbraio 2004. – “Piano di laminazione preventivo dell’invaso di Occhito sul fiume Fortore” – Adozione.

L'Assessore alla Protezione Civile, sulla base dell'istruttoria espletata dal Servizio Protezione Civile confermata dal Dirigente del Servizio, dal Dirigente dal Dirigente dell'Ufficio Previsione e Prevenzione dei Rischi e Gestione Post-Emergenza e dalla A.P. “Centro Funzionale Decentrato regionale”, riferisce quanto segue.

Il decreto-legge 15 maggio 2012, n. 59 convertito, con modificazioni dalla legge del 12 luglio 2012, n.100 recante “Disposizioni urgenti per il riordino della protezione civile” ed in particolare l'art. 3-ter, comma 2, prevede che “...il governo e la gestione del sistema di allerta nazionale sono assicurati dal Dipartimento della Protezione Civile e dalle Regioni, attraverso la rete dei Centri Funzionali..., dal Servizio meteorologico nazionale distribuito...dalle reti di monitoraggio e di sorveglianza e dai presidi territoriali...nonché dai Centri di competenza...”;

La Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27 febbraio 2004, recante “Indirizzi operativi per la gestione organizzativa e funzionale del sistema di allertamento nazionale, statale e regionale, per il rischio idrogeologico ed idraulico ai fini di protezione civile” e s.m.i., in particolare al punto 5 concernente le misure di previsione e prevenzione non strutturale finalizzate al governo delle piene, evidenzia che:

- nei bacini idrografici in cui sono presenti invasi artificiali di interesse regionale o interregionale, le Regioni devono organizzare un'adeguata attività di regolazione dei deflussi per fini di protezione civile;

- le Regioni individuano l'Autorità responsabile del governo delle piene (Unità di Comando e Controllo) che, sulla base delle attività espletate dai Centri Funzionali, dalle Autorità di Bacino, dal Registro italiano delle dighe, dagli Uffici territoriali di Governo, dalle Autorità responsabili dei piani di emergenza provinciali e dal Presidio territoriale, assicuri la massima laminazione della piena, atteso o in atto, e lo sversamento in alveo di portate non pericolose per i tratti del corso d'acqua a valle;
- per gli invasi artificiali che presentano caratteristiche idonee per un loro efficace utilizzo ai fini della laminazione delle piene, le Regioni, con il concorso tecnico dei Centri Funzionali, delle Autorità di bacino e del Registro italiano dighe e d'intesa con il gestore, sotto il coordinamento del Dipartimento della protezione civile, predispongono e adottano un piano di laminazione preventivo.

Considerato che:

- il bacino del fiume Fortore, a causa degli eventi di precipitazione intensi verificatisi nel mese di marzo 2005, è stato interessato da fenomeni di piena eccezionali che hanno determinato estesi allagamenti nei territori di valle della diga di Occhito e provocato gravi disagi alla viabilità principale e secondaria;
- a seguito degli ulteriori eventi di piena rilevanti verificatisi nel mese di marzo 2006, è stato istituito ai sensi della Direttiva, presso la Prefettura di Foggia, un tavolo tecnico composto dai soggetti competenti e responsabili di protezione civile, dai rappresentanti delle Autorità idrauliche, del Registro Italiano Dighe e dell'Ente gestore dell'opera idraulica, per la valutazione dell'evoluzione dei livelli d'invaso e per la individuazione e l'adozione delle iniziative più opportune per la mitigazione del rischio idraulico nei territori a valle dell'invaso;
- nell'ambito delle attività per la gestione del Sistema di allertamento per il rischio idraulico è prevista la necessità di organizzare un'adeguata regolazione dei deflussi presenti sul bacino del fiume Fortore, per concorre a limitare gli effetti delle piene;
- con deliberazione n.1698 del 21/11/2006, la Giunta regionale ha affidato al Politecnico di Bari – Dipartimento di Ingegneria delle Acque e di

- Chimica, la redazione del “Piano di laminazione preventivo dell’invaso di Occhito sul fiume Fortore”, così come richiesto all’art. 5 della Direttiva;
- il piano, acquisito agli atti del Servizio Protezione Civile, è articolato su probabili scenari di evento atteso, per differenti tempi di ritorno e aggregazioni temporali, ognuno dei quali rappresenta un programma statico di laminazione delle piene di breve periodo (15 giorni) che prevede il mantenimento, con continuità e durante i periodi critici dell’anno per il verificarsi di eventi di piena, di una quota di vaso compresa tra la quota di minima laminazione (192,00 m s.l.m.) e di esercizio autorizzata di (195,00 m s.l.m.); detti scenari sono stati individuati con metodologie che rendono l’efficacia nella mitigazione del rischio e limitando il più possibile la perdita di risorsa idrica;
 - il piano si compone di:
 1. Relazione.
 2. Planimetria.
 3. Profilo longitudinale senza confluenze.
 4. Profilo longitudinale con confluenze.
 5. Aree inondabili con Flo-2D.
 - il tavolo tecnico, successivamente ha utilizzato, in via sperimentale, le risultanze del il piano, ritenendo lo scenario n.3 (Allegato 1), di cui alla pag. 252 dello studio quello che, allo stato attuale, rappresenta la laminazione più efficace per il tratto di alveo di valle al fine di ridurre i rischi connessi all’esonazione delle piene per il prefissato tempo di ritorno considerato;
 - lo scenario, potrà essere aggiornato qualora si

- ravvisino cambiamenti significativi in merito alla capacità di deflusso dell’alveo di valle per effetto di interventi di tipo strutturali;
- il piano è stato presentato il 18 marzo 2010 presso il Dipartimento della Protezione Civile alle Autorità tecniche competenti che ne hanno condiviso la proposta metodologica; inoltre è stata evidenziata l’opportunità di perfezionare il piano con le misure e le procedure da adottare per la salvaguardia della incolumità della vita umana, dei beni, degli insediamenti e dell’ambiente territorialmente interessati dall’evento e di definire l’Unità di Comando e Controllo ovvero l’Autorità di protezione civile per il governo delle piene sul bacino del fiume Fortore;
- a seguito della suddetta riunione, il Servizio Protezione civile ha elaborato una prima bozza delle procedure, trasmessa agli interessati unitamente allo studio, al fine di acquisirne le osservazioni di merito;
- con nota prot. n.5964 del 28 giugno 2013, il Servizio Protezione civile ha convocato, per il giorno 11.07.2013, una riunione tecnica per l’esame congiunto del “Piano di laminazione preventivo dell’invaso di Occhito sul fiume Fortore” e la definizione dello scenario da assumere a riferimento per la laminazione statica delle piene;
- durante la suddetta riunione sono state formulate osservazioni indicate nel verbale allegato (Allegato 2);
- sono state acquisite complessivamente n.7 osservazioni elencate nella tabella sotto indicata:

N° OSSERVAZIONE	PROPONENTE	NOTE di RIFERIMENTO
1	Prefettura di Foggia - UTG	01/08/2013 Prot.n. 6859
2	Consorzio per la Bonifica della Capitanata	14/09/2010 Prot.8587 e 25/07/2013 Prot.n. 6729
3	Regione Molise – Centro Funzionale	20/09/2010 Prot.n. 8740
4	Ufficio Coordinamento Struttura Tecnica Provinciale Ba/Fg	Verbale dell’11/07/2013
5	Dipartimento della Protezione Civile	15/11/2010 Prot.n. 10293 e verbale dell’11/07/2013
6	Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – D.G. Dighe Infrastr. Idr. Elettr.	05/10/2010 Prot.n. 9178 e verbale dell’11/07/2013
7	Autorità di Bacino Interregionale dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore	23/09/2010 Prot.n. 8833 e verbale dell’11/07/2013

In particolare:

- la Prefettura-UTG di Foggia comunica che non è tenuta ad esprimere alcun parere tecnico in merito alla tematica poiché non rientra nella propria competenza;
 - il Consorzio per la Bonifica della Capitanata, nell'osservazione del 14/09/2010 prot. n. 8587, evidenzia aspetti tecnico-operativi strettamente connessi alle procedure di attuazione del piano; con l'osservazione del 25/07/2013 prot. n.6729 chiede inoltre che la Regione Puglia riconosca il ristoro economico per il mancato accumulo della risorsa idrica derivante dall'applicazione dei programmi statici di laminazione del piano di laminazione;
 - il Centro Funzionale della Regione Molise e l'Ufficio di Coordinamento Struttura Tecnica Provinciale Ba/Fg esprimono condivisione della proposta di piano;
 - il Dipartimento della Protezione Civile richiama che, ai sensi della Direttiva, il ruolo del Dipartimento della Protezione Civile è di mero coordinamento alla predisposizione e adozione dei piani di laminazione; inoltre evidenzia che la bozza di procedure non rappresenta in modo chiaro ed univoco le modalità di convocazione e di funzionamento operativo dell'Unità di Comando e Controllo;
 - la Direzione Dighe del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti sottolinea che la bozza di procedure elaborata non contiene in modo esplicito le regole tecniche cui il gestore della diga deve ordinariamente attenersi per garantire nei prefissati periodi gli effetti di laminazione, posta la facoltà dell'Unità di Comando e Controllo di dettare eventuali disposizioni modificative o in deroga alle procedure ordinarie;
 - l'Autorità di Bacino interregionale, con l'osservazione del 23/09/2010 prot. n.8833, chiede di esplicitare, in riferimento allo scenario prescelto, per la sua attuazione di ottimizzare i volumi di laminazione tenendo conto dell'efficienza idraulica dell'alveo di valle, della conoscenza delle condizioni meteo di valle, delle portate transitanti e dell'evoluzione delle sue condizioni in tempo reale; con l'osservazione verbalizzata nella riunione dell'11/07/2013 chiede di integrare il piano con una planimetria catastale indicante la fascia di pertinenza fluviale dell'alveo di valle;
- Il Servizio Protezione civile ritiene che:
 - tutte le osservazioni, ad eccezione di quella resa dal Consorzio per la Bonifica della Capitanata in data 25/07/2013, riguardano aspetti di tipo procedurali inerenti l'attuazione del piano ai fini del governo delle piene e che, pertanto, saranno affrontati nella fase successiva all'adozione del mero piano di laminazione prescelto (scenario n.3) e dello studio complessivamente elaborato; non rientri nell'ambito di una pianificazione per la laminazione delle piene la richiesta dell'Autorità di Bacino Interregionale di integrare il piano con una planimetria catastale indicante la fascia di pertinenza fluviale dell'alveo di valle;
 - la richiesta del ristoro economico per il mancato accumulo della risorsa idrica proposta dal Consorzio per la Bonifica della Capitanata, è stata esaminata dai Servizi Protezione Civile, Lavori Pubblici, Risorse Naturali e Foreste nella riunione del 16.09.2013 e nella successiva del 26.09.2013 anche con la presenza del Consorzio per la Bonifica della Capitanata;
 - nella seconda riunione in particolare si è reso palese che:
 - il Servizio Nazionale Dighe (Ministero delle infrastrutture) con nota n°128 del 28.01.2000 ha autorizzato il CBC ad invadere l'invaso di Occhito fino alla quota di massima regolazione di m s.l.m. 195,00 e per lo stesso vaso non è stato rilasciato il titolo di concessione di derivazione di acqua pubblica;
 - il CBC con la richiesta di ristoro economico intendeva evidenziare la presenza di problematiche connesse alla gestione pluriennale del serbatoio di Occhito per il soddisfacimento della necessità irrigua che potrebbe non essere garantita a seguito di limitazioni connesse all'applicazione del piano di laminazione; il Consorzio ritiene pertanto la previsione di ristoro, di cui all'art.22 comma 4 della l.r. 13.03.2012, n. 4, possa valere nel caso trattato pur con le limitazioni indicate, nei comma 3 e 4 della stessa norma;
 - i Servizi regionali ravvisano che la richiesta di ristoro economico debba essere vagliata in relazione agli effettivi mancati accumuli determinati dall'applicazione del Piano di laminazione e che, ove ne ricorrano i presupposti, potrà essere verificata la sussistenza dell'applicazione

della citata l.r. n. 4/2012, nel rispetto dei tempi e delle modalità attuative previste dalla norma stessa;

- all'unanimità si è comunque convenuto di prevedere l'aggiornamento del piano con frequenza biennale e comunque al manifestarsi di situazioni significative diverse in relazione alla capacità di deflusso dell'alveo a valle dello sbarramento di Occhito e di sottoporre alla Giunta Regionale la necessità di procedere, di concerto tra i Servizi Protezione Civile, Lavori pubblici, Risorse Naturali e Foreste, ad una valutazione tecnico-economica (costi-benefici) in termini di possibilità di maggiore accumulo idrico nel serbatoio derivante da interventi strutturali di miglioramento della capacità di deflusso del fiume Fortore a valle della diga di Occhito.

Vista la nota AOO_026 -9466 del 6.11.2013, inviata il 7.11.2013 con posta elettronica certificata, con la quale si prende atto della condivisione dei Servizi Protezione Civile, Lavori pubblici, Risorse Naturali e Foreste e del Consorzio per la Bonifica della Capitanata delle risultanze espresse nel verbale della riunione del 26.09.2013 (Allegato 3);

Tutto ciò premesso e considerato:

si ritiene opportuno per le motivazioni esposte, nelle more della definizione delle procedure di attuazione del Piano di laminazione prescelto e dell'istituzione dell'Unità di Comando e Controllo di procedere in via prioritaria:

- all'adozione dello scenario n.3, (Allegato 1), quale piano di riferimento per la laminazione statica delle piene del bacino del fiume Fortore, unitamente allo studio svolto;
- di prevedere l'aggiornamento del piano con frequenza biennale e comunque al manifestarsi di situazioni significative diverse in relazione alla capacità di deflusso dell'alveo a valle dello sbarramento di Occhito;
- di istituire un tavolo tecnico tra i Servizi Protezione Civile, Lavori pubblici, Risorse Naturali e Foreste finalizzato ad una valutazione tecnico-economica (costi-benefici) in termini di possibilità di maggiore accumulo idrico nel serbatoio derivanti da interventi strutturali di miglioramento della capacità di deflusso del fiume Fortore a valle della diga di

Occhito, al fine di favorire la massima possibile utilizzazione dell'invaso e scongiurare così ogni successiva eventuale non utile laminazione dello stesso a discapito degli usi della risorsa idrica accumulata.

COPERTURA FINANZIARIA ai sensi della legge regionale n. 28/01 e s.m.i.

La presente deliberazione non comporta implicazioni di natura finanziaria sia di entrata sia di spesa e dalla stessa non deriva alcun onere a carico del bilancio regionale.

La presente proposta di deliberazione è sottoposta all'esame della Giunta regionale. L'Assessore alla protezione Civile, sulla base delle risultanze istruttorie come innanzi illustrate, propone alla Giunta regionale l'adozione del conseguente atto finale ai sensi dell'art.4, comma 4, lett. k), della L.r. 4.2.1997, n.7

LA GIUNTA

Udita la relazione e la conseguente proposta dell'Assessore alla Protezione Civile;

Viste le sottoscrizioni in calce al presente provvedimento da parte del Responsabile A.P. "Centro Funzionale Decentrato regionale", del Dirigente dell'Ufficio Previsione e Prevenzione dei Rischi e Gestione Post-Emergenza e del Dirigente del Servizio Protezione Civile che ne attestano la conformità alla legislazione vigente;

A voti unanimi nei modi di legge:

DELIBERA

Le premesse sono parte integrante e sostanziale del presente atto,

- di adottare lo scenario n.3 (Allegato 1) quale programma di riferimento per la laminazione statica delle piene sul bacino del fiume Fortore, unitamente allo studio di laminazione prodotto, parti integranti del presente provvedimento;
- di delegare il Dirigente del Servizio Protezione Civile a coordinare le attività per la redazione delle

procedure di attuazione del piano di laminazione e per la costituzione dell'Unità di Comando e Controllo per il governo delle piene sul bacino del fiume Fortore, in attuazione della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27 febbraio 2004;

- di aggiornare il piano con frequenza biennale e comunque al manifestarsi di situazioni significative diverse in relazione alla capacità di deflusso dell'alveo a valle dello sbarramento di Occhito;
- di variare, con successivo atto di Giunta regionale, lo scenario adottato, qualora si ravvisino cambiamenti significativi in merito alla capacità di deflusso dell'alveo di valle per effetto di interventi di tipo strutturali;
- di istituire un tavolo tecnico tra i Servizi Protezione Civile, Lavori pubblici, Risorse Naturali e Foreste, coordinato dal Dirigente del Servizio Protezione Civile, finalizzato alla valutazione tecnico-eco-

nomica (costi-benefici) in termini di possibilità di maggiore accumulo idrico nel serbatoio derivanti da interventi strutturali di miglioramento della capacità di deflusso del fiume Fortore a valle della diga di Occhito;

- di disporre la pubblicazione integrale del presente atto sul Bollettino Ufficiale della Regione Puglia, ai sensi dell'art. 6 della L.r. 13/1994;
- di disporre la pubblicazione, sul sito Internet www.protezionecivile.puglia.it, dei documenti informatici costituenti gli elaborati del Piano di laminazione preventivo dell'invaso di Occhito sul fiume Fortore adottato con il presente atto;
- di dare mandato al Servizio protezione Civile di notificare la presente delibera a tutti gli Enti e soggetti interessati.

Il Segretario della Giunta
Avv. Davide F. Pellegrino

Il Presidente della Giunta
Dott. Nichi Vendola



Politecnico di Bari
Dipartimento di Ingegneria delle
Acque e di Chimica



Regione Puglia
Settore Protezione Civile

Piano di Laminazione preventivo dell'invaso di Occhito sul Fiume Fortore

*Direttiva 27.02.2004 e s.m.i. "Indirizzi operativi per la gestione
organizzativa e funzionale del sistema di allertamento nazionale e regionale
per il rischio idrogeologico ed idraulico ai fini di protezione civile"*



RAPPORTO FINALE

Convenzione tra la Regione Puglia - Settore Protezione Civile ed il
Politecnico di Bari - D.I.A.C.

Gruppo di lavoro:

Prof. Ing. A.F. **Piccinni** (Responsabile Scientifico)
Prof. Ing. V. **Iacobellis** (Coordinatore)
Col. V. **Laricchia** (Consulente)
Dott. Ing. C. **Apollonio**
Dott. Ing. V. **Gigante**
Dott. Ing. A. **Gioia**
Geom. L. **Visitilli**

Bari li 09-10-2007

Rev. 25-05-2008

Agg. 28-10-2009

RAPPORTO FINALE

Convenzione tra la Regione Puglia – Settore Protezione Civile ed il Politecnico di Bari – Dipartimento di Ingegneria delle Acque e di Chimica (DIAC),

Definizione del Piano di Laminazione preventivo dell'invaso di Occhito sul Fiume Fortore, predisposto ai sensi della Direttiva 27.02.2004 e s.m.i. concernente *“Indirizzi operativi per la gestione organizzativa e funzionale del sistema di allertamento nazionale e regionale per il rischio idrogeologico ed idraulico ai fini di protezione civile”*

Gruppo di lavoro

Prof. Ing. Alberto Ferruccio PICCINNI	Responsabile Scientifico
Prof. Ing. Vito IACOBELLIS	Coordinatore
Col. Vitantonio LARICCHIA	Consulente
Dott. Ing. Ciro APOLLONIO	
Dott. Ing. Vito GIGANTE	
Dott. Ing. Andrea GIOIA	

INDICE

1	Introduzione.....	
1.1	Tipologia di Piano di laminazione adottato.....	
2	Dati costruttivi, idrologici ed idraulici.....	
2.1	La diga di Occhito: caratteristiche tecnico – costruttive ed eventi storici.....	
2.1.1	Costruzione e invasamento della diga.....	
2.1.2	Eventi critici.....	
2.1.2.1	Evento sismico del 1980.....	
2.1.2.2	Eventi critici nei primi anni del nuovo millennio.....	
2.1.2.3	Evento di piena del marzo 2005.....	
2.2	La previsione meteorologica (a cura di Vitantonio Laricchia).....	
2.3	Dati pluviometrici.....	
2.4	Dati idrometrici.....	
2.5	Livelli idrici alla diga di Occhito.....	
2.6	Modello digitale del terreno (DEM).....	
2.7	Uso del suolo.....	
2.8	Pedologia e caratteristiche idrauliche del suolo.....	
3	La modellazione idrologica.....	
3.1	Il modello HMS.....	
3.1.1	Discretizzazione del bacino idrografico.....	
3.1.2	Modello meteorologico.....	
3.1.2.1	Topoietai.....	
3.1.2.2	Inserimento dei dati misurati di pioggia.....	
3.1.3	Modello di piena.....	
3.1.3.1	Stima della pioggia netta.....	
3.1.3.1.1	SCS - Curve Number.....	

3.1.3.1.2	Green – Ampt.....	
3.1.3.2	Concentrazione dell’onda di piena	
3.1.3.2.1	Idrogramma unitario di Clark	
3.1.3.3	Propagazione dell’onda di piena	
3.1.4	Applicazione del modello ad eventi storici.....	
3.1.4.1	Evento del 1955.....	
3.1.4.1.1	SCS - Curve number	
3.1.4.1.2	Green Ampt.....	
3.1.4.2	Evento del 1961	
3.1.4.2.1	SCS - Curve number	
3.1.4.2.2	Green Ampt.....	
3.1.4.3	Evento del 1963.....	
3.1.4.3.1	Green Ampt.....	
3.2	Il modello DREAM	
3.2.1	Descrizione del modello	
3.2.1.1	Perdite del suolo	
3.2.1.2	Bilancio idrologico del suolo	
3.2.1.3	Routing superficiale.....	
4	Modello di propagazione dell’onda di piena nel fiume Fortore.....	
4.1	Premessa	
4.2	Modellazione idraulica monodimensionale: HEC-RAS.....	
4.2.1	Elaborazione dei dati dello studio monodimensionale per T30, T200 e T500.....	
4.3	Modellazione idraulica bidimensionale: FLO-2D	
5	Il Piano di Gestione dell’Invaso	
5.1	Analisi statistica dei volumi affluiti all’invaso.....	
5.1.1	Analisi dei deflussi mensili	

5.1.2	Analisi dei volumi affluiti in 15 giorni all'invaso
5.1.3	Analisi dei volumi settimanali affluiti all'invaso.....
5.1.4	Analisi dei volumi giornalieri affluiti all'invaso
5.2	Scenari operativi di gestione.....
5.2.1	Scenari di riferimento.....
5.2.1.1	Scenario 1: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '33-'63.....
5.2.1.2	Scenario 2: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '33-'63.....
5.2.1.3	Scenario 3: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '33-'63.....
5.2.1.4	Scenario 4: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '33-'63.....
5.2.1.5	Scenario 5: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '72-'05.....
5.2.1.6	Scenario 6: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '72-'05.....
5.2.1.7	Scenario 7: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '72-'05.....
5.2.1.8	Scenario 8: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '72-'05.....
5.2.2	Valutazione dell'efficacia del piano di laminazione
5.2.2.1	Scenario 3. Mitigazione del rischio a valle della diga.....
5.2.2.2	Scenario 7. Mitigazione del rischio a valle della diga.....
5.2.3	Aspetti dinamici del piano proposto.....
5.3	Scelta della regola operativa di gestione.....
5.4	Individuazione degli scenari operativi di gestione – aggiornamento post 2009.....

Premessa

Le attività svolte nell'ambito della convenzione ricomprendono:

- Studio idrologico con indicazione anche del numero e dell'entità delle piene probabili su base mensile (paragrafo 5.1);
- Studio degli effetti della propagazione delle piene a valle della diga considerando diversi scenari di riempimento iniziale dell'invaso (capitolo 4);
- Piano di gestione dell'invaso al fine di fronteggiare gli eventi di piena prevedibili in funzione delle proiezioni meteo (capitolo 5).

Gli studi, inoltre, in accordo al disciplinare tecnico allegato alla convenzione, prevedono:

- Acquisizione dei dati idrologici ed idraulici dall'Autorità di bacino del Fortore, dal Consorzio di Bonifica per la Capitanata, dall'Ufficio Idrografico di Pescara e dagli ulteriori enti territoriali competenti nella materia (capitolo 2);
- Messa a punto di un modello idrologico ed idraulico (capitoli 3 e 4);
- Rilievi di dettaglio sulle sezioni di particolare criticità (capitolo 4);
- Simulazione di eventi già verificatesi e di eventi probabili (capitolo 3);
- Indicazione delle modalità operative (capitolo 5).

Il presente rapporto finale riporta i risultati delle attività svolte in merito alla modellazione idrologica e idraulica predisposta al fine di rendere operativo il Piano di Laminazione ed alla individuazione dei criteri decisionali necessari per la scelta della regola di gestione dell'invaso.

Sono da considerare parte integrante dei prodotti delle attività svolte tutti gli strumenti informatici all'uopo predisposti e/o configurati per l'immediata operatività del Piano di Laminazione. Questi vengono consegnati, unitamente alla presente relazione descrittiva, su cd-rom .

1 Introduzione

La diga di Occhito tra le più grandi in Europa della categoria delle dighe in terra (seconda in Italia solo alla diga di Monte Cotugno sul Sinni) prende il nome dall'invaso sotteso a monte dalla diga stessa, intercettando il percorso del fiume Fortore.

Il bacino idrografico del Fortore ha carattere interregionale scorrendo nelle province di Campobasso, Benevento e Foggia. Il lago di Occhito, situato nel comune di Carlantino (FG), funge da confine naturale tra la Puglia e il Molise per circa 10 km. Esso ha una lunghezza di circa 12 km ed è suddiviso tra le Province di Foggia e di Campobasso. Il serbatoio, gestito dal Consorzio per la Bonifica della Capitanata, fa parte del complesso degli impianti per l'irrigazione di un comprensorio di 143 mila ettari di terreni lungo il corso vallivo del fiume Fortore e nella pianura del Tavoliere delle Puglie.

Le principali caratteristiche tecnico costruttive, la straordinaria importanza dell'opera nel contesto sociale ed economico in cui essa si trova e le criticità storiche cui la diga è stata soggetta nella sua vita sono riportate con interessanti dettagli nel capitolo 2 di questo rapporto. In questo momento basti solo menzionare le diverse criticità emerse con il sisma del 1980, l'emergenza idrica del 2002 e la piena del 2005 per evidenziare il ruolo strategico dell'opera che soddisfa consistenti fabbisogni di tipo sia potabile che irriguo.

Pur rimandando al seguito la descrizione della diga e delle sue opere accessorie, si ritiene utile in questa introduzione effettuare alcune considerazioni utili per la comprensione del problema allo studio. Lo scarico di superficie dell'invaso è dimensionato per una portata di 2100 m³/s. Esso è ubicato in sponda sinistra ed è costituito da una soglia fissa libera sfiorante posta alla quota di 195,00 m s.l.m.m., della lunghezza pari a 112,40 m e da 3 luci sfioranti, ciascuna della lunghezza di m 12,70, aventi soglia fissa a quota 192 m s.l.m.m. e munite di paratoie automatiche a ventola. Le paratoie sono caratterizzate da un funzionamento automatico secondo il quale esse restano alzate fintanto che il livello idrico nel lago non raggiunge quota 195,15 m s.l.m.m. (a tale quota è già superata la quota di sfioro della soglia sfiorante libera). Oltre 195,15 l'abbattimento graduale delle paratoie consente un rapido incremento della portata sfiorata.

A titolo di esempio si riportano in figura 1.1 gli effetti di un ipotetico evento che si verifichi a seguito di una piena corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 30 anni (ben inferiore a

quella di progetto pari a $2100 \text{ m}^3/\text{s}$) ed in corrispondenza di invaso iniziale inferiore a quello di massima regolazione e coincidente con la quota di sfioro dello scarico regolato con paratoie completamente abbassate. Per semplicità di valutazione viene utilizzata una piena teorica di forma triangolare avente un colmo pari a $1156 \text{ m}^3/\text{s}$, con durata della fase ascendente pari al tempo di corrivazione massimo ($T_c=11,3$ ore) del bacino idrografico a monte della diga e durata pari a 3 volte (vedi appendice 2) il tempo di corrivazione. Si assume che in condizioni iniziali il lago si trova a quota 192 m s.l.m.m. e le paratoie sono chiuse.

Nella fase iniziale, finché il livello del lago è inferiore alla quota 195,00 m s.l.m.m., le paratoie rimangono chiuse e non vi è portata in uscita; quando il livello del lago supera la suddetta quota, l'invaso comincia a rilasciare volume idrico a valle in quantità crescente man mano che il tirante idrico sulla soglia sfiorante aumenta; nel momento in cui il lago raggiunge quota 195,15 m s.l.m.m., le tre paratoie cominciano ad abbassarsi e l'incremento di portata uscente aumenta finché le tre paratoie hanno raggiunto la massima escursione corrispondente alla quota del lago 195,45 m s.l.m.m.; nel momento in cui la portata uscente eguaglia la portata entrante, la diga non invasa più ed il livello idrico del lago ha raggiunto il suo massimo valore, quindi la diga comincia a svasare ed il livello decresce gradualmente facendo diminuire il carico sulla soglia sfiorante e quindi la portata uscente finché, a quota 195,30 m s.l.m.m., le paratoie tornano ad alzarsi generando un decremento di portata uscente maggiore rispetto agli istanti precedenti perché il carico sulla soglia diminuisce più repentinamente. La portata uscente continua a ridursi finché le paratoie non si chiudono completamente quando livello è tornato a quota 195,00 m s.l.m.m.

Si osserva in figura 1-1 che, pur in corrispondenza di condizioni di calcolo non particolarmente prudenziali, le portate sfiorate raggiungono valori quasi pari a $800 \text{ m}^3/\text{s}$ che, come si dirà in seguito, non sono certamente compatibili con la capacità di contenimento dell'alveo a valle della diga.

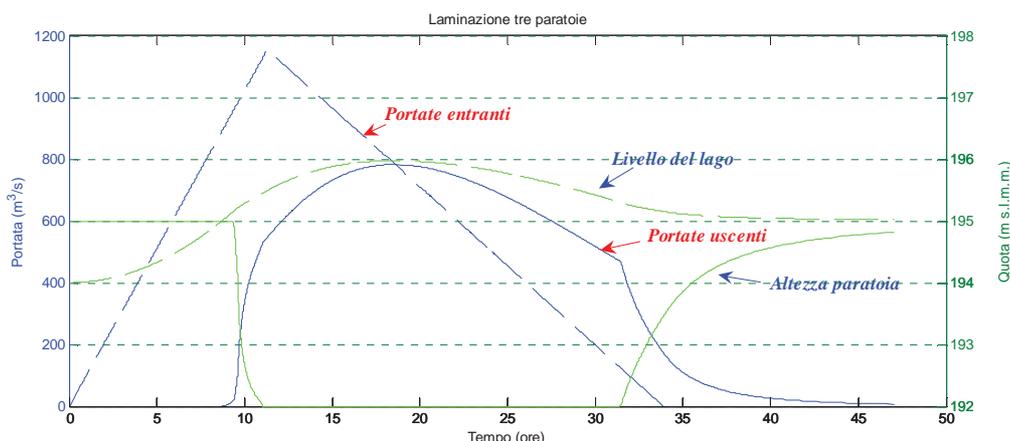


Figura 1-1 Funzionamento automatico delle tre paratoie.

Tali semplici valutazioni inducono alla necessità di introdurre delle regole di gestione degli organi di scarico regolati da paratoie mobili, che, prescindendo dal loro funzionamento automatico e rinunciando alla massimizzazione del volume utile dell'invaso, consentano di contenere le portate sfiorate entro limiti accettabili, in funzione delle caratteristiche attuali dell'alveo di valle. Tale necessità appare di particolare urgenza, fermo restando che regole di funzionamento meno restrittive potranno essere adottate a seguito di auspicabili interventi di adeguamento della officiosità e della capacità idraulica dell'asta del Fortore a valle della diga.

In ordine alla individuazione di tali regole gestionali che tenderanno comunque ad ottimizzare la gestione dell'invaso in funzione dell'utilizzo della risorsa idrica ivi accumulabile compatibilmente con la sicurezza dei territori posti a valle della diga si espongono ulteriori considerazioni preliminari. In figura 1-2, viene rappresentata la curva di invaso per quote maggiori di 192,00 m s.l.m.m. (il suo sviluppo totale è riportato successivamente in figura 5-1). Interpolando linearmente la stessa curva si ottiene un coefficiente angolare pari a 14,056 Mm^3/m corrispondente al volume invasabile per altezza unitaria di laminazione. La significativa entità rappresentata da tale parametro dà percezione della elevata capacità di laminazione connessa alla morfologia della conca d'invaso sottesa alla diga. Tale caratteristica, unitamente alla capacità di regolazione garantita dalle paratoie mobili, determina di individuare delle regole di gestione che tengano conto della flessibilità del sistema e della vulnerabilità delle aree a valle.

A titolo di esempio, le figure da 1-3 ad 1-11, che seguono, riportano diverse simulazioni caratterizzate da un'onda di piena entrante con la portata al colmo di $1156 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni (dati Autorità di Bacino del Molise) e volume di piena pari a 70.5 Mm^3 . Le paratoie sono considerate fisse in diverse posizioni di funzionamento corrispondenti ad altrettanti valori iniziali di livello lago. La figura 1-3 riporta l'onda di piena uscente (tratto continuo in blu) ed il livello idrico del lago (tratto discontinuo in verde) ottenuti con una sola paratoia abbattuta, in condizioni da garantire un livello iniziale coincidente con la quota di sfioro a 192,00 m s.l.m.m (le altre due sono alzate). Le figure 1-4 e 1-5 riportano le onde di piena evacuate dalla diga con rispettivamente 2 e tutte le 3 paratoie abbattute alla quota 192 m s.l.m.m e sempre con livello iniziale alla medesima quota di sfioro (192 m s.l.m.m). Le figure 1-6, 1-7 e 1-8 riportano analoghe valutazioni effettuate rispettivamente, con una, due o tre paratoie abbattute a quota 193,00 m s.l.m.m. e livello iniziale alla medesima quota di sfioro (193,00 m s.l.m.m). Infine le figure 1-9, 1-10, e 1-11 riportano le valutazioni effettuate rispettivamente per una, due o tre paratoie abbattute a quota 194,00 m s.l.m.m. e livello iniziale pari alla medesima quota di sfioro (194,00 m s.l.m.m.).

Come si può notare, in tutti i casi, viene evidenziata una notevole capacità di laminazione dell'invaso con portate in uscita al colmo sensibilmente inferiori a quelle in entrata all'invaso. In particolare con una sola paratoia aperta si ottengono i maggiori effetti di laminazione ovvero le minori portate uscenti. Per converso, l'elevata capacità di laminazione e le ridotte portate sfiorate determinano un prolungato fenomeno di rilascio del volume temporaneamente invasato che determina la presenza di livelli idrici superiori alla quota di sfioro e portate scaricate di significativa entità fino ad oltre 70 ore (più di 3 giorni) dopo l'inizio dell'evento. Tali valutazioni devono ovviamente essere tenute in debito conto nella redazione del piano di laminazione dell'invaso e risultano funzionali ad alcune considerazioni preliminari, esposte nel paragrafo successivo, relative alla scelta della tipologia di piano di laminazione.

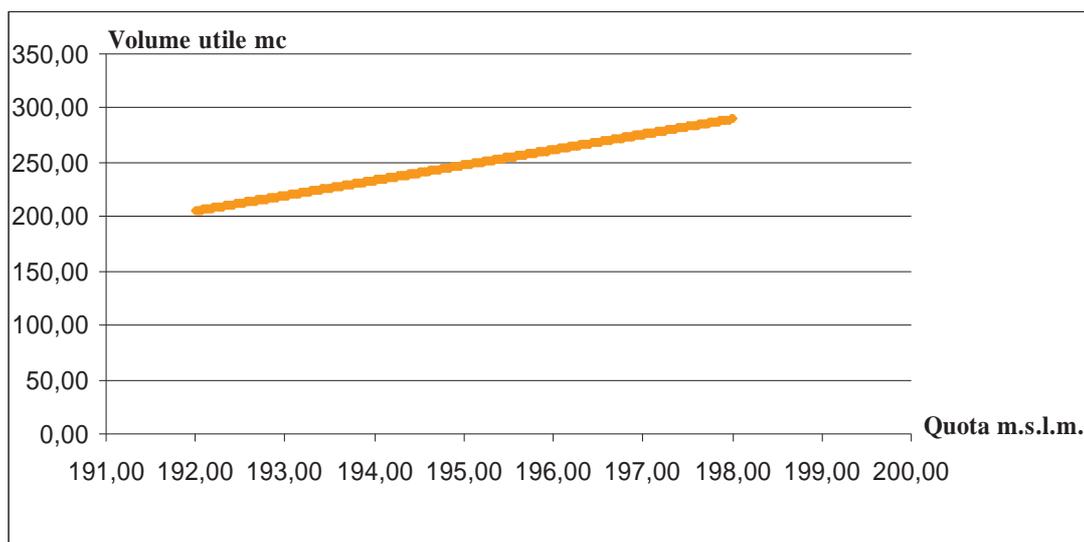


Figura 1-2 Curva di invaso per quote maggiori di 192,00 m s.l.m.m..

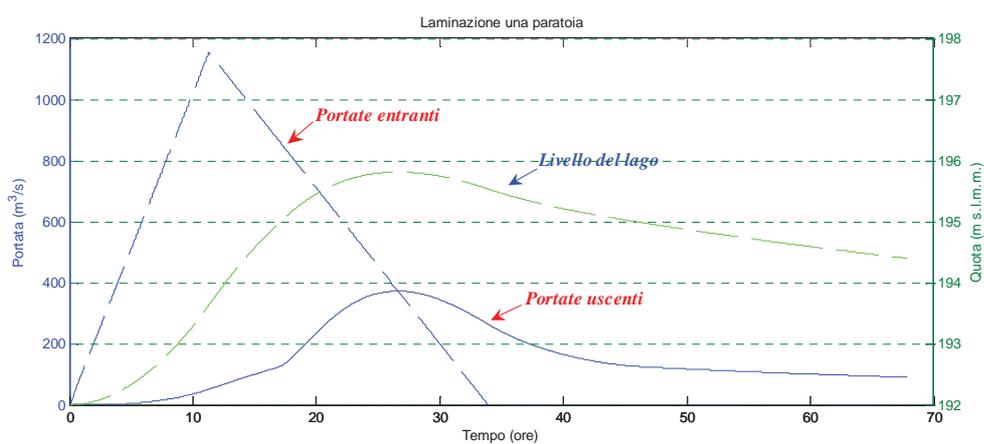


Figura 1-3 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 192,00 m s.l.m.m., una paratoia su tre abbattuta (in posizione di apertura).

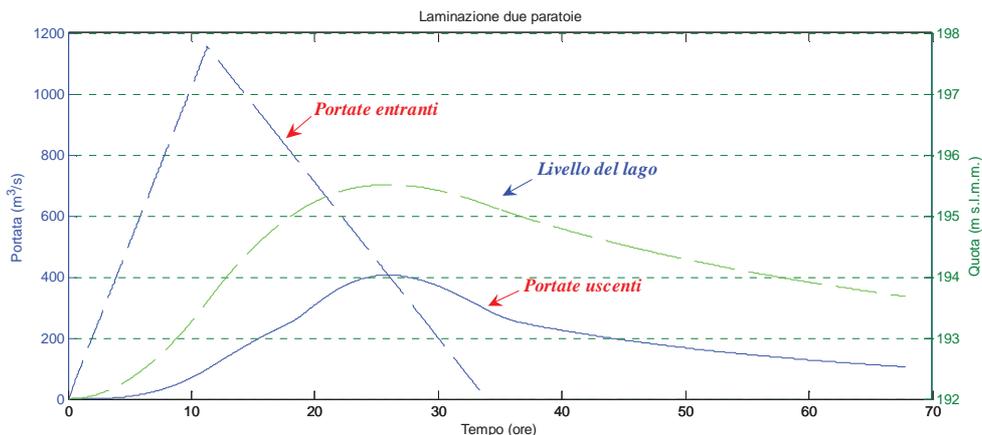


Figura 1-4 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 192,00 m s.l.m.m. , due paratoie su tre abbattute (in posizione di apertura).

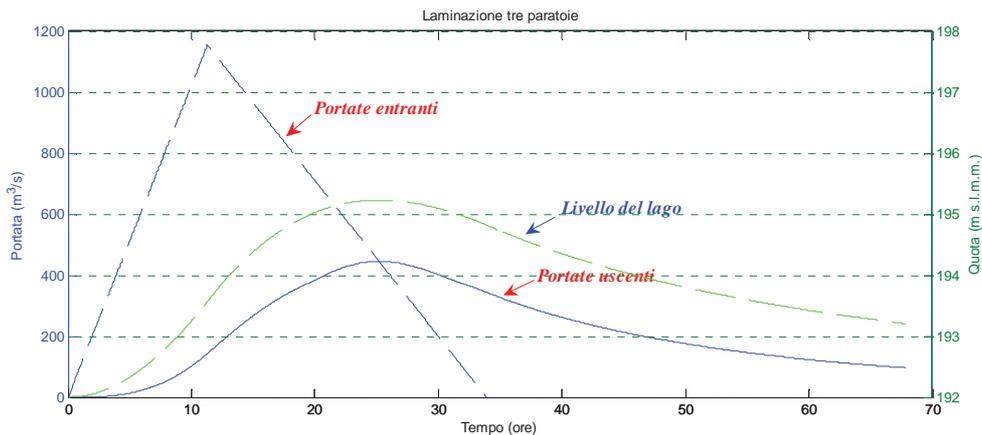


Figura 1-5 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 192,00 m s.l.m.m. , tre paratoie abbattute (in posizione di apertura).

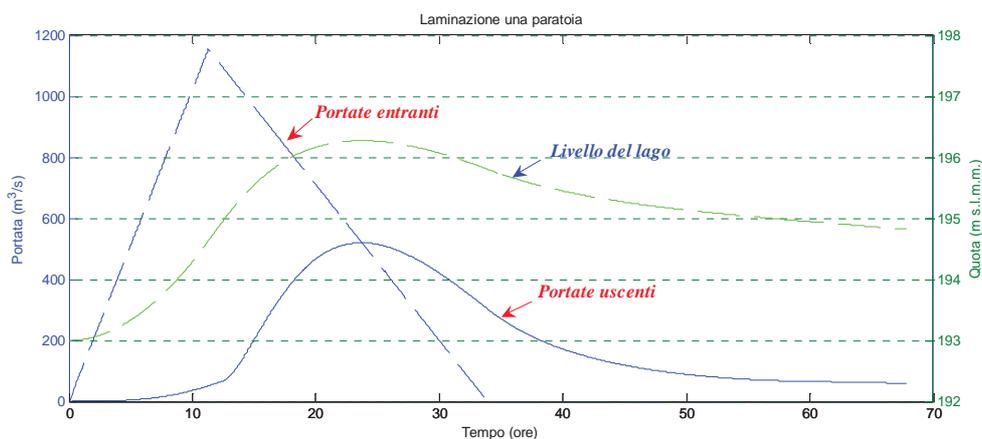


Figura 1-6 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 193,00 m s.l.m.m., una paratoia su tre abbattuta (in posizione di apertura).

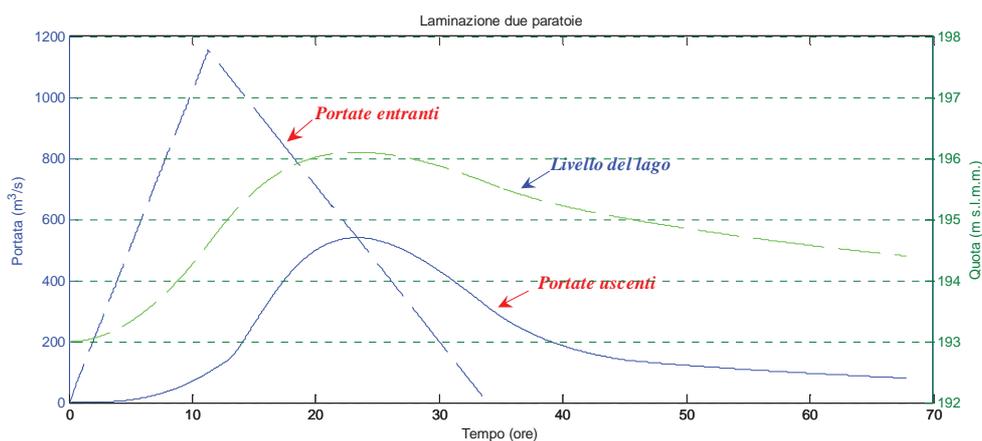


Figura 1-7 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 193,00 m s.l.m.m. , due paratoie su tre abbattute (in posizione di apertura).

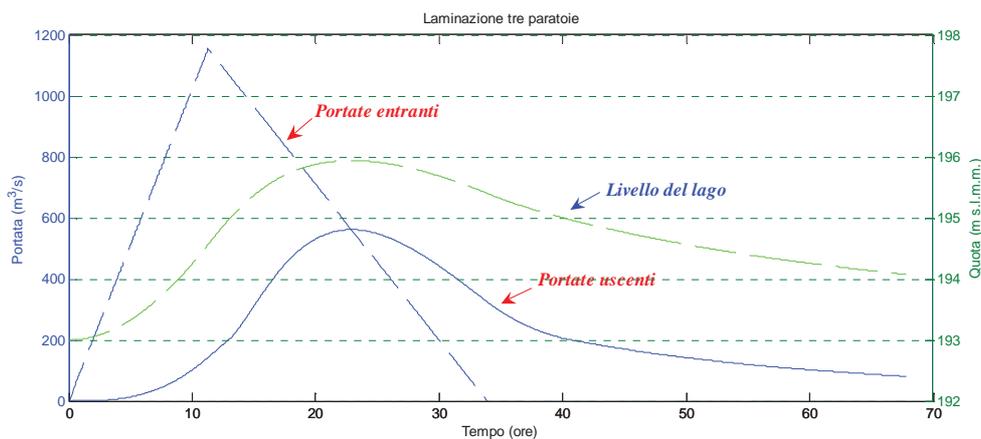


Figura 1-8 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 193,00 m s.l.m.m. tre paratoie abbattute (in posizione di apertura).

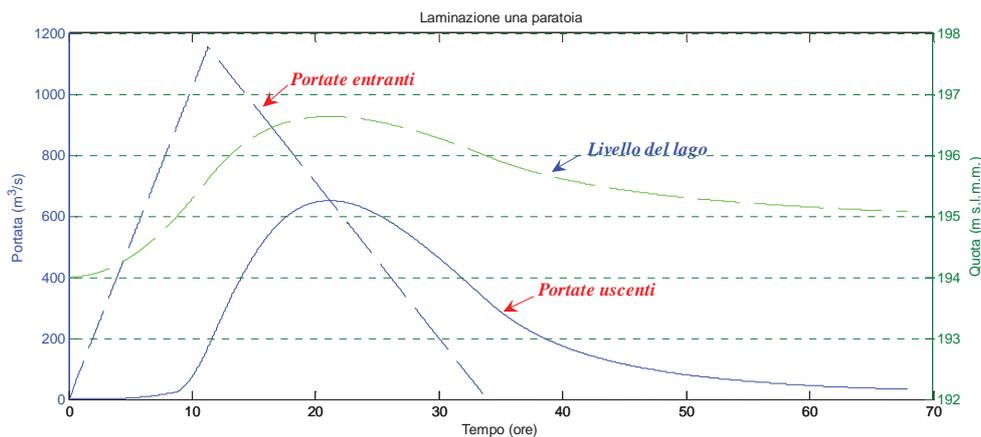


Figura 1-9 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 194,00 m s.l.m.m. una paratoia su tre abbattuta (in posizione di apertura).

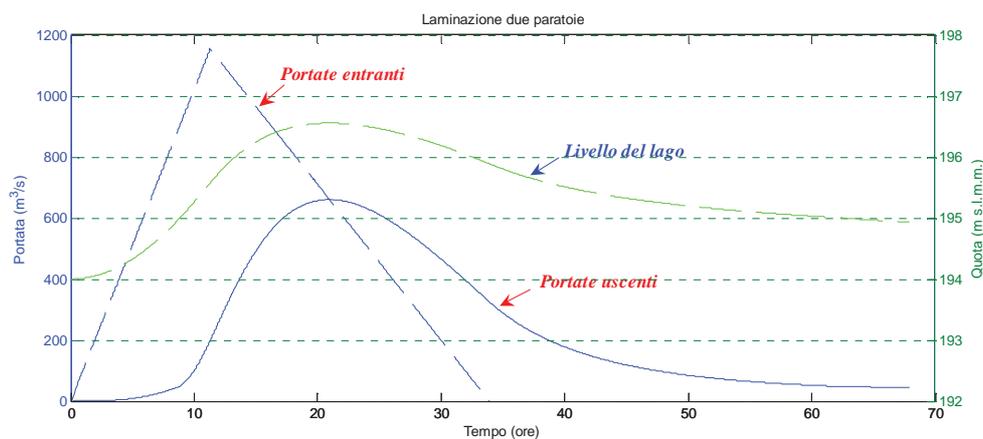


Figura 1-10 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 194,00 m s.l.m.m. due paratoie su tre abbattute (in posizione di apertura).

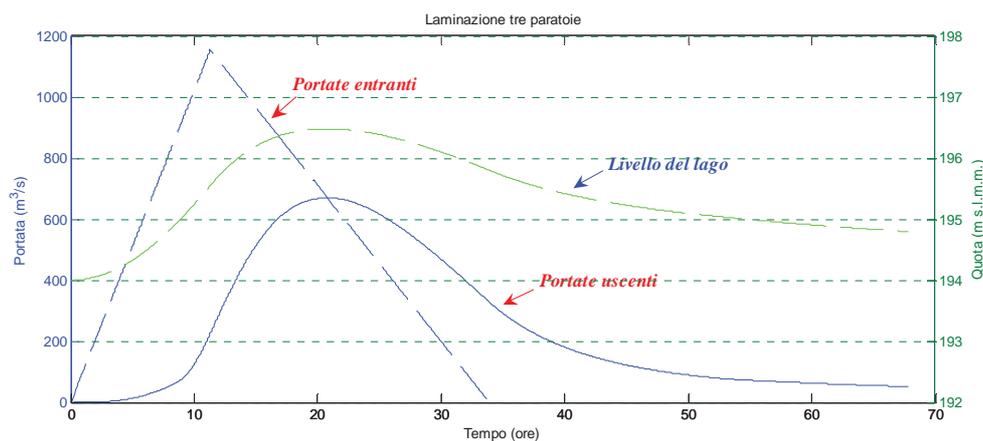


Figura 1-11 Simulazione onda triangolare $Q_{max}=1156 \text{ m}^3/\text{s}$, livello iniziale lago a quota 194,00 m s.l.m.m. tre paratoie abbattute (in posizione di apertura).

1.1 Tipologia di Piano di laminazione adottato

In base all'articolo 5 della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 27 febbraio 2004, un programma di laminazione dinamico prevede *“l'esecuzione di manovre preventive e/o nel corso dell'evento in atto da attivare sulla base di previsioni quantitative delle precipitazioni sul bacino a monte e dei conseguenti deflussi attesi all'invaso, nonché sulla base dello stato dell'invaso e della portata territorialmente sostenibile a valle dello stesso. Tali manovre, potrebbero rendere necessaria comunque l'attivazione del piano di emergenza a valle della diga stessa”*.

Per contro, “il programma statico, di breve periodo, prevede il mantenimento, con continuità e durante i periodi dell'anno valutati critici per il verificarsi di eventi di piena, di una quota d'invaso minore della quota di esercizio autorizzata”.

Come sarà evidenziato nel capitolo 4 del presente rapporto, attualmente la portata transitabile a valle dell'invaso nell'alveo del fiume Fortore in assenza di esondazioni significative, risulta pari a circa 50 m³/s. Peraltro, come è noto le previsioni meteorologiche tecnicamente disponibili sotto forma di campi di precipitazione spazio-temporale (modelli ad area limitata, LAM) sono attendibili al massimo con un anticipo pari a tre giorni (paragrafo 2.2). Esse hanno ovviamente minore attendibilità se effettuate con maggiore anticipo. Come già precedentemente mostrato, a causa della notevole capacità di laminazione della diga e delle caratteristiche degli organi di sfioro, i tempi necessari per scaricare un significativo volume del serbatoio garantendo il transito di una portata compatibile con la sicurezza dei territori posti a valle, sono superiori alla durata di tre giorni.

L'attuazione di un piano di laminazione di tipo dinamico che comporti il vuotamento preventivo di un volume d'acqua sufficiente al contenimento della piena risulta di fatto inattuabile. Si prenda, infatti, in considerazione una piena delle caratteristiche dianzi esaminate ovvero avente portata al colmo pari a 1150 m³/s e volume pari a 70 Mm³. Tale piena è da considerarsi, stando alle valutazioni dell'Autorità di bacino del Molise - Piano di Assetto Idrogeologico del Fortore, un evento ad alta probabilità di occorrenza (T = 30 anni, tempo di ritorno). L'evento occorso nel 2005 risulta invece avere una portata al colmo pari a circa 700 m³/s e volume di circa 45 Mm³. E' di tutta evidenza che il rilascio di volumi di tale entità non potrebbe essere attuabile attraverso l'uso delle sole paratoie a servizio degli

scarichi di superficie. Infatti i diagrammi riportati nelle figure 1-12, 1-13 e 1-14 mostrano, a titolo di esempio, che l'abbassamento della quota di sfioro del sistema mobile (con una, due o tre paratoie simultaneamente abbattute) di un solo metro (da 193,00 a 192,00 m s.l.m.m. per un volume evacuato di circa 14 Mm³) comporta il verificarsi di portate già significative in rapporto alla capacità dell'alveo a valle a fronte di un lento vuotamento dell'invaso. Si osserva infatti che in tutti i casi, dopo 72 ore dall'inizio delle operazioni di scarico il livello idrico risulta ancora elevato ed i volumi resi disponibili per la laminazione nell'invaso sono ridotti a pochi milioni di m³. Altre ipotesi che prendano in considerazione il preventivo vuotamento dell'invaso attraverso gli scarichi di fondo non sono parimenti considerabili, non essendo in questo caso possibile contenere le portate scaricate entro i limiti accettabili dall'alveo a valle in virtù della inidoneità degli organi di intercettazione attualmente presenti ad effettuare operazioni di regolazione della portata scaricata sotto battenti idrici elevati.

Alla luce di tutto ciò, il piano di laminazione che si propone ha carattere prevalentemente statico e si prefigge lo scopo di limitare gli effetti dannosi degli eventi naturali, sfruttando l'elevata capacità di laminazione degli scarichi di superficie ed evitando l'esecuzione di manovre sugli organi di scarico contestuali all'arrivo della piena che ne possano accidentalmente peggiorare le caratteristiche.

Pertanto, come criterio ispiratore della sicurezza dei territori a valle diga, nell'attuale configurazione fisica dell'alveo e del sistema di monitoraggio presente a monte e a valle dell'invaso, si ritiene di poter indicare un sistema che limiti ai soli eventi naturali eccezionali il superamento della quota d'invaso pari a 195,00 m s.l.m.m. corrispondente all'entrata in funzione dello scaricatore di superficie a soglia libera la cui portata sfiorata raggiunge rapidamente portate nell'ordine di grandezza delle centinaia di metri cubi al secondo che superano di gran lunga la capacità di contenimento dell'alveo a valle. In tali situazioni nessuna manovra potrà essere effettuata sugli scarichi sì da mitigare in qualche misura e certamente mai peggiorare gli effetti della piena naturale.

Si propone quindi l'adozione di un programma di regolazione degli scarichi di superficie (v. capitolo 5), che definisce per ogni periodo dell'anno, in funzione della probabilità di verificarsi di un evento di piena, la posizione delle paratoie mobili a servizio degli scarichi di superficie in funzione di criteri di scelta che potranno essere indicati dagli organi competenti in funzione dell'analisi qui presentata.

A seconda della regola di gestione adottata tuttavia, come si mostra nel capitolo 5, si possono determinare situazioni, sviscerate nella sezione 5.2.3, che, con minore o maggiore probabilità, rendano comunque necessaria l'esecuzione di manovre del tipo di quelle rappresentate nelle figure da 1-12 a 1-14, ovvero di abbattimento delle paratoie con invaso pieno. L'esecuzione di tali manovre assume pertanto particolare rilevanza e la loro programmazione riveste la necessità di ricorrere a procedure tipiche di un piano dinamico, dovendosi contemplare la possibilità che eventi di piena naturali vengano a sovrapporsi alle suddette operazioni.

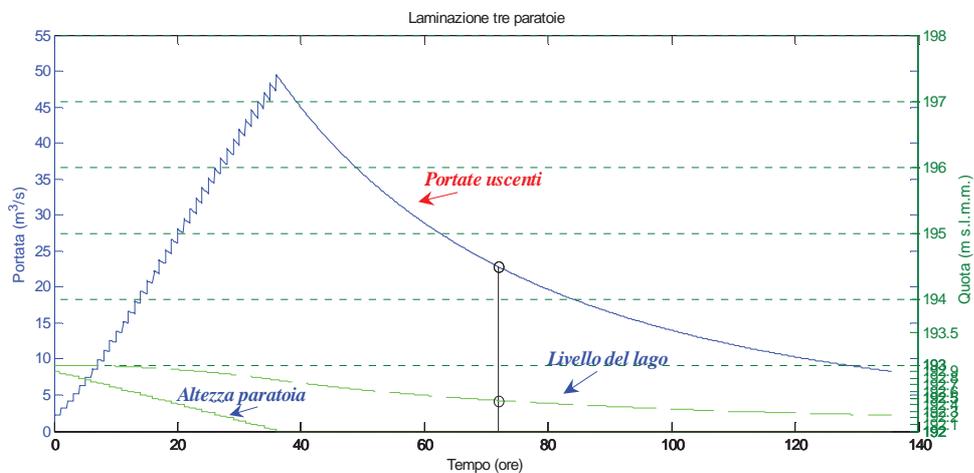


Figura 1-12 Abbattimento manuale di tre paratoie con vuotamento del lago a partire da quota 193 m s.l.m.m. fino a quota 192,00 m s.l.m.m. in 36 ore.

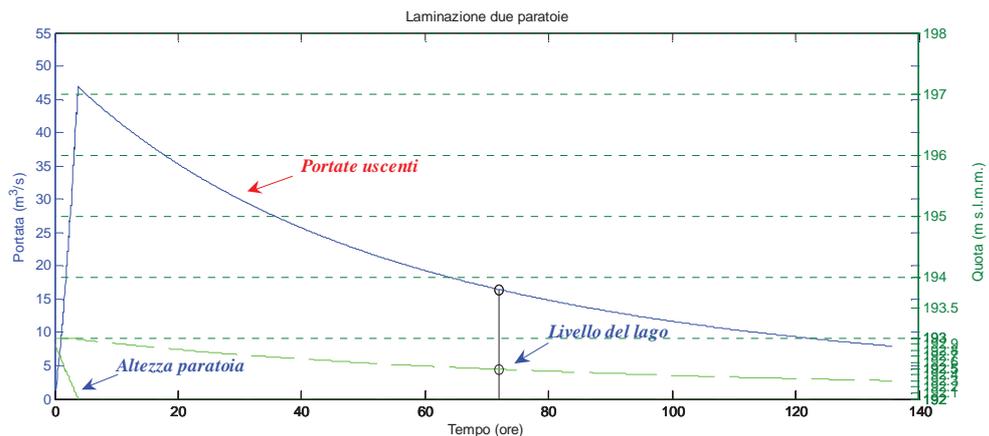


Figura 1-13 Abbattimento manuale di due paratoie con vuotamento del lago a partire da quota 193,00 m s.l.m.m. fino a quota 192,00 m s.l.m.m. in 3 ore e 45 minuti.

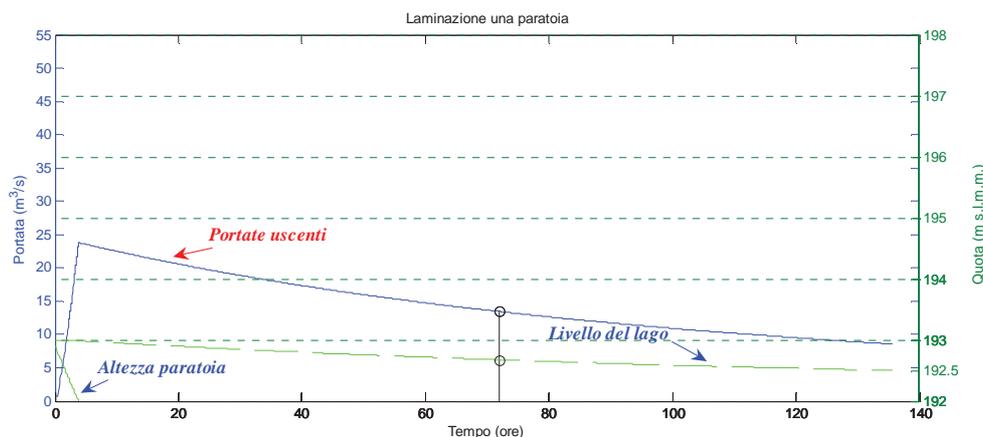


Figura 1-13 Abbattimento manuale di una paratoia con vuotamento del lago a partire da quota 193,00 m s.l.m.m. fino a quota 192,00 m s.l.m.m. in 3 ore e 45 minuti.

Nel già menzionato capitolo 5, insieme ai criteri di elaborazione della regola di gestione proposta, sono illustrati gli effetti della mitigazione ottenuti in conseguenza dell'applicazione del piano (sezione 5.2.2) e vengono discusse anche le conseguenze in termini di perdita di risorsa idrica "sacrificata" in nome della sicurezza.

Nel presente rapporto vengono inoltre descritti i metodi utilizzati per la modellazione idrologica e idraulica nell'ambito dell'intero bacino idrografico del Fortore, così come richiesto dalla convenzione stipulata e viepiù corredando il piano della possibilità di avvalersi di diversi metodi di letteratura (es. SCS Curve Number, Green Ampt, etc), utilizzando software di tipo commerciale (HMS, HEC-RAS, FLO-2D) o implementati dallo stesso gruppo di lavoro (DREAM) che offrono una ampia varietà metodologica che spazia per la modellazione idraulica dal moto di tipo monodimensionale a quello bidimensionale e per la modellazione idrologica dalla modellazione a parametri distribuiti a quella con parametrizzazione di tipo concentrato o semi-distribuito. Quanto detto viene riportato nei capitoli 3 e 4 del presente rapporto conclusivo.

2 Dati costruttivi, idrologici ed idraulici.

Nell'ambito delle attività previste dalla convenzione i dati necessari per la redazione del piano di laminazione sono stati resi disponibili da diversi enti territoriali competenti in materia di difesa del suolo e principalmente da:

- Autorità di Bacino del Fortore;
- Consorzio di Bonifica per la Capitanata;
- Ufficio Idrografico di Pescara.

Sono stati acquisiti dati qualitativi e quantitativi rilevati dalle reti meteoidro-pluviometriche, dati territoriali riguardanti modelli digitali del terreno, dati geologici e di uso del suolo per la definizione dei parametri che rientrano nell'analisi idrologica.

2.1 La diga di Occhito: caratteristiche tecnico – costruttive ed eventi storici

Le principali caratteristiche dell'invaso sono :

- lago artificiale 13 Km²;
- bacino imbrifero sotteso 1012 Km²;
- quota massima di invaso 198,00 m s.l.m.m.;
- quota massima di regolazione 195,00 m s.l.m.m.;
- volume totale 333.000.000 m³;
- volume utile 250.800.000 m³;
- volume di laminazione 42.200.000 m³;
- volume acque morte (o volume residuo) 40.000.000 m³;
- ente gestore Consorzio per la Bonifica della Capitanata.

La diga è del tipo in materiali sciolti con nucleo centrale impermeabile, ha una altezza di circa 60 m, misurata dalla cresta (200,40 m s.l.m.m.) al punto più basso delle fondazioni (140,80 m s.l.m.m.). Il coronamento della diga è lungo 432 m e largo 11 m, mentre la lunghezza massima alla base è di circa 340 m. Il volume del manufatto supera i 3 milioni di m³.

Gli organi di scarico comprendono uno scaricatore di superficie e una galleria di scarico di fondo. La galleria di scarico di fondo, realizzata in sponda sinistra, ha imbocco a quota 144 m s.l.m. è circolare con diametro interno di m. 8,50 ed ha una lunghezza di m 370 circa. Essa è intercettata da due paratoie piane in serie a comando oleodinamico delle dimensioni di metri 4,30 per 5 m, può smaltire una portata di 700 m³/s.

Lo scarico di superficie dell'invaso è dimensionato per una portata di 2100 m³/s. Esso è

ubicato in sponda sinistra ed è costituito da una soglia fissa libera sfiorante posta alla quota di 195,00 m s.l.m.m., della lunghezza pari a 112,40 m e da 3 luci sfioranti, ciascuna della lunghezza di m 12,70, aventi soglia fissa a quota 192 m s.l.m.m. e munite di paratoie automatiche a ventola. Le paratoie sono caratterizzate da un funzionamento automatico secondo il quale esse restano alzate fintanto che il livello idrico nel lago non raggiunge quota 195,15 m s.l.m.m. (a tale quota è già superata la quota di sfioro della soglia sfiorante libera). Oltre 195,15 l'abbassamento graduale delle paratoie consente un rapido incremento della portata sfiorata.

A valle dello scarico di superficie si ha un canale a scivolo largo 31 m e lungo 212 m che copre un dislivello di 44 m e convoglia le acque di scarico ad una ampia vasca di dissipazione posta a 180 m s.l.m.m. della superficie di circa 4000 m². La diga provvede all'approvvigionamento idrico ad uso promiscuo: irriguo, potabile ed industriale. La derivazione avviene attraverso una galleria che alimenta il Partitore di Finocchito dal quale partono le condotte che servono rispettivamente l'Acquedotto Pugliese e i comprensori irrigui nord Fortore e sud Fortore.

2.1.1 Costruzione e invasamento della diga

Nei secoli passati la zona in prossimità dell'attuale diga di Occhito ha presentato innumerevoli periodi di siccità, in quanto erano scarse le disponibilità idriche sia pure per la presenza di alcuni fiumi, che possedevano e possiedono tuttora caratteristiche di torrenzialità e quindi notevoli variazioni di volumi idrici tra una stagione e l'altra (inverno con portate di piena ed estate con portate di magra). Infatti lo stesso fiume Fortore (che prende il nome da "*fort orum*"), cioè forte in alcune ore indica appieno il carattere torrentizio del corso d'acqua.

Per ovviare a tale mancanza di acqua nel 1957 iniziano in località Occhito i lavori per la realizzazione di uno sbarramento artificiale in terra battuta per il fiume Fortore, chiamata successivamente Diga di Occhito. Il progetto della diga venne affidata all'equipe del prof. Filippo Arredi e l'esecuzione dei lavori affidata all'impresa *Sacop* e successivamente all'impresa *Girola* e terminarono nel 1966.

Inizialmente tutta la risorsa effettivamente disponibile doveva essere destinata al soddisfacimento irriguo di oltre 105.000 ettari nel Tavoliere in provincia di Foggia. Attualmente, invece, 58.000 m³/annui sono stati assegnati al settore potabile e 5.000

m³/annui all'uso industriale della provincia di Foggia, mentre la restante parte, circa la metà, è ancora destinata ad usi irrigui. La costruzione dello sbarramento, quindi, ha permesso all'intero Tavoliere di Puglia di diventare una zona ad alta produttività agricola.

Il riempimento della diga iniziò subito dopo la fine della sua costruzione nel 1967 e terminò nel febbraio del 1972. In questa fase di riempimento nel bacino residuo di valle del Fiume Fortore si è formata una piena, senza alcun contributo del lago, di circa 600 m³/s.

2.1.2 Eventi critici

2.1.2.1 Evento sismico del 1980

Nei primi due - tre decenni di vita dell'opera, non si ebbero problematiche o eventi di criticità elevata. Ben poche volte entrarono in funzione gli scarichi di superficie, ma col passare del tempo l'apporto di acqua a monte della diga cresceva.

I primi problemi insorsero nel 1980, precisamente il 23 novembre 1980 quando si verificò il terremoto in Irpinia, caratterizzato da una magnitudo 7 della scala Richter, che provocò sia la lesione della condotta principale dell'Acquedotto pugliese e sia qualche danno alla struttura vera e propria dello sbarramento, mettendo in crisi l'approvvigionamento idrico, e lasciando per mesi la Puglia con l'acqua razionata.

Il territorio di Carlantino, agro in cui ricade la diga di Occhito, all'epoca della progettazione e della costruzione non era classificato a rischio sismico. La classificazione è avvenuta nel 1983, a seguito del terremoto del 1980, con una classificazione del rischio sismico s=6.

In relazione al rischio sismico, l'Ordinanza Ministeriale n. 3274 del 20 marzo 2003 propone una classificazione sismica del territorio nazionale articolata in 4 zone. Le prime 3 zone corrispondono, in relazione agli adempimenti previsti dalla Legge 64/74, alle zone di sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6), mentre la zona 4 è di nuova introduzione e per essa è data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica. L'ordinanza è stata recepita dalla DGR Puglia n. 153/04

Alla fine del 2000 il Servizio Nazionale Dighe ha prescritto al Consorzio per la Bonifica della Capitanata, gestore della diga, la verifica sismica della diga sia del manufatto vero e proprio e sia della soglia di sfioro.

2.1.2.2 Eventi critici nei primi anni del nuovo millennio

Dopo tre anni di lago quasi vuoto, nel gennaio 2001 per il potabile sono state installate zattere galleggianti per sollevare nella galleria di derivazione l'acqua. Alla fine del mese di gennaio del 2003, dopo circa 70 ore di pioggia intensa, con il lago a poco più del 25% della capacità, si è formata una piena che nell'arco di 9 ore ha portato nell'invaso oltre 90 milioni di mc di acqua con una portata di punta di circa 1200-1300 m³/s e nel giro di 24 ore il lago ha raggiunto il massimo livello autorizzato, per cui è stato necessario gestire il livello con la dichiarazione della vigilanza rafforzata (primo livello di allerta, come si potrà vedere nel capitolo del piano di laminazione) sia con lo sfioro superficiale, che con l'apertura dello scarico di fondo.

Nell'arco di tre mesi da novembre 2002 a gennaio 2003, la diga di Occhito ha subito due eventi critici. Primo in ordine di tempo fu il terremoto di magnitudo 5.2 della scala Richter, con epicentro a circa 5 chilometri dallo sbarramento e successive scosse di assestamento nei giorni seguenti di entità minore ma pur sempre significative. Per la seconda volta nella vita dell'opera è stata attuata la vigilanza rafforzata, seguita dall'immediato controllo delle opere (cunicoli, pozzi e gallerie, impianti elettromeccanici). I dati ricavati sono stati trasmessi al Servizio Nazionale Dighe di Roma e di Napoli.

2.1.2.3 Evento di piena del marzo 2005

Senza ombra di dubbio l'evento più critico che l'opera ha subito nella sua vita è stato quello del 4-5 marzo del 2005 quando si superò il livello di guardia di 195,20 m, in seguito al perdurare di precipitazioni intense nella zona per oltre 20 giorni.

La preoccupazione sullo stato della diga risale già dal mese di novembre 2004 quando il livello dell'acqua nel bacino era pressoché al livello massimo, ossia a 195 m s.l.m.

Solo dal 28 gennaio era stata aperta in parte dal Consorzio di Bonifica della Capitanata una delle tre grandi paratoie, con uno scarico a valle di circa 45 metri cubi al secondo.

La situazione iniziò ad aggravarsi già al 15 febbraio, quando in seguito a delle previsioni meteo che prevedono pioggia intensa per i giorni a seguire il Consorzio di bonifica della Capitanata ha lanciato lo stato di preallerta per la diga di Occhito. La pioggia nei giorni a seguire, come previsto dalle previsioni meteorologiche e l'acqua in eccesso liberata dalla diga

di Occhito hanno fatto ingrossare il Fortore che, trovando il suo percorso naturale occupato da sassi, vegetazione spontanea ha invaso i campi a destra e a sinistra degli argini.

La situazione peggiorò di giorno in giorno, fino a quando il primo marzo l'invaso superò i 250 milioni di metri cubi d'acqua, cioè il famoso livello di guardia. In tal caso fu necessario alzare le paratie per permettere il deflusso dell'acqua in eccesso nelle campagne a valle.

Il 4 marzo fu diramato dalla Prefettura di Foggia lo stato di allerta 1 per il territorio circostante la diga di Occhito e i comuni a valle del fiume Fortore. A causa della pioggia incessante, il livello dell'invaso aveva superato il tetto di guardia fissato a 195 metri e 20 centimetri. Secondo una stima del Consorzio di Bonifica della Capitanata, il livello si alzava di 5 centimetri all'ora.

Le prime disposizioni furono la chiusura dalla strada statale 16, dell'A14 in corrispondenza del casello di Poggio Imperiale e della ferrovia nei pressi della stazione di Ripalta. Inoltre in quelle ore concitate si decise anche di interrompere la distribuzione dell'energia elettrica lungo alcune linee dell'alta tensione dell'Enel.

Nella notte tra il 4 e il 5 marzo l'acqua del Fortore inondò le strade principali e i binari della ferrovia a valle del fiume. Quella notte gli scarichi del lago di Occhito riversarono nei terreni a valle migliaia di metri cubi di acqua. L'impressionante quantità scaricata ha fatto esondare come mai era accaduto il fiume Fortore, lagando tutto ciò che incontrava a valle nel raggio anche di qualche chilometro. L'onda di piena si propagò sempre più a valle, aggravata dalle incessanti precipitazioni.

In talune zone l'alveo del fiume non esisteva più. Era troppa l'acqua che si è accumulata nell'invaso di Occhito, troppo forte la pressione innescata dall'acqua da portare all'apertura quasi automatica di tutte e tre le paratoie dello sbarramento, provocando uno scarico incontrollabile di acqua che non ha eguali nella storia della diga.

Fortunatamente già dal pomeriggio del 5 marzo il drastico calare delle precipitazioni ha permesso al livello dell'acqua nell'invaso di diminuire di oltre 2 metri e mezzo, tale da permettere di cessare lo stato di allerta 1.

L'autostrada A14 nel tratto tra Poggio Imperiale e Foggia e la statale 16 tra Termoli e Ripalta furono riaperte al traffico rispettivamente il giorno 8 e l'11 marzo.

Impressionante è un dato dell'evento di alluvione: la diga di Occhito in tre giorni ha riversato in mare 150 milioni di metri cubi d'acqua. Ingentissimi sono stati i danni, come la

distruzione di centinaia di ettari di colture allagate a valle dalla piena del Fortore. Lo stato e la Protezione Civile hanno stanziato decine di milioni di euro per far fronte alla crisi dell'economia agricola della zona, ma a distanza di oltre due anni la situazione non è ancora visibilmente migliorata.

2.2 La previsione meteorologica (a cura di Vitantonio Laricchia)

Un complesso sistema di osservazioni meteorologiche, costituito da:

- Stazioni di superficie presidiate;
- Stazioni di superficie automatiche;
- Stazioni di rilevamento dei parametri di quota;

Unitamente a Stazioni per l'acquisizione ed elaborazione in tempo reale dei dati satellitari METEOSAT, TIROS e NOAA, viene gestito da Servizi, Enti, università, ecc. di diversi Paesi. Peraltro è esistente una rete operativa di Stazioni speciali per la rilevazione di radiazione globale, durata del soleggiamento, ozono totale, anidride carbonica ed inquinanti chimici nelle precipitazioni. I dati rilevati con i sistemi di cui sopra, vengono opportunamente trattati da computer tramite modelli matematici, che permettono di ottenere l'evoluzione delle condizioni meteorologiche con una certa continuità di "spazio temporale assoluto" per consentire poi di effettuare le previsioni a brevissimo termine (fino a 24 ore), breve termine (24-48 ore) e medio termine (da 48 ore a 5 giorni) tramite l'analisi dell'elaborazione grafica dei modelli di cui sopra. Per quanto riguarda la previsione a lunga scadenza (oltre i 5 giorni), ci si affida ancora a dati empirici elaborati da mega computers e a risorse all'avanguardia i cui gradi di attendibilità lasciano a desiderare, sconfinando poi nella "Climatologia", che si affida a studi climatici del territorio disponendo della raccolta di dati meteorologici storici, nonché all'aggiornamento degli stessi.

In sintesi, per quanto sopra esposto, l'attendibilità delle previsioni si può così sintetizzare:

- | | | |
|------------------------|------------------------|------|
| - brevissimo termine | (fino a 24 ore) | 100% |
| - breve termine | (24-48 ore) | 95% |
| - medio termine | (da 48 ore a 5 giorni) | 80% |
| - lunga scadenza | (a 10 giorni) | 50% |
| - lunghissima scadenza | (a 15 giorni) | 30% |

2.3 Dati pluviometrici

La base di dati idro-meteorologica è stata acquisita dal Centro Funzionale di Protezione Civile della Regione Molise, ed include la serie storica delle altezze di pioggia giornaliera registrate nel periodo che va dal 1918 al 2006 presso le stazioni di misura interne al bacino del fiume Fortore. Questa è stata integrata con le osservazioni pluviometriche giornaliere di alcune stazioni pugliesi più prossime al bacino del fiume Fortore. In particolare, il data-base è stato integrato con le serie storiche delle stazioni di Lesina, Pietramontecorvino, Pietramontecorvino EAAP, Alberona e Torremaggiore, pubblicate sugli Annali Idrologici parte I dall'ex Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale sezione di Bari.

L'elenco completo delle stazioni pluviometriche unitamente alle caratteristiche planimetriche delle stazioni pluviometriche è riportato nella tabella 1. La conoscenza delle coordinate spaziali delle stazioni pluviometriche ha consentito la costruzione dei topoieti secondo il metodo dei poligoni di Thiessen (Figura 2.1), la determinazione delle aree di influenza dei singoli pluviometri e la spazializzazione della precipitazione.

Per le simulazioni degli eventi di piena del 1961, 1963, 1965 sono state utilizzate le altezze di pioggia osservate ad intervalli di 15 minuti riportate nell'allegato I B 2.2 (Dati idro-pluviometrici) del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino interregionale del fiume Fortore.

2.4 Dati idrometrici

Così come nel caso delle piogge anche la portate sono state considerate a diversa scala temporale: giornaliera e sub-oraria.

Per quanto attiene le portate medie giornaliere, utilizzate per la taratura del DREAM (acronimo di Distributed model for Runoff Et Antecedent soil Moisture simulation, Manfreda et al., 2004¹) giornaliero, sono state considerate le serie storiche disponibili per le stazioni idrometrografiche di *Fortore a ponte Casale* (1931-1963) e *Fortore a ponte Civitate* (1931-1965), pubblicate sugli Annali Idrologici parte 2° dall'ex Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale sezione di Pescara.

Per le simulazioni degli eventi di piena sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena riportati nell'allegato I B 2.2 (Dati idro-pluviometrici) del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino interregionale del fiume Fortore.

Tabella 2-1 Stazioni Pluviometriche

Nome stazione	Utm E	Utm N
VINCHIATURO	465478.440	4592748.630
BARANELLO	462724.720	4598313.620
CAMPOBASSO	471080.470	4601976.030
RIPABOTTONI	483614.980	4614889.430
LARINO	493335.670	4627826.850
CASACALENDA	487785.280	4620432.400
SERRACAPRIOLA	512717.610	4627834.890
MONTEFALCONE VALFORTORE	501653.600	4576012.960

¹ Manfreda, S., Iacobellis, V. and Fiorentino, M.: Un esempio di modellistica integrata per l'analisi dei processi che controllano la frequenza delle piene fluviali. 29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, ISBN 88-7740-382-9, Editoriale Bios, Vol. 2: 463-470, 2004.

ROSETO VALFORTORE	508621.290	4579718.470
S. BARTOLOMEO IN GALDO	501651.570	4585264.600
CASTELVETERE VALFORTORE	494689.780	4587116.760
VOLTURARA APPULA	504431.250	4594517.510
TORO	480806.480	4601943.450
CAMPOLIETO	480826.270	4609345.060
RICCIA	486346.630	4592678.850
GAMBATESA	493306.150	4596369.730
CELENZA VALFORTORE	498869.060	4601917.810
S. ELIA A PIANISI	489151.470	4607477.180
COLLETORTO	497483.620	4613020.600
CASALNUOVO MONTEROTONDO	508588.490	4607473.950
BONEFRO	494711.800	4616722.990
MASSERIA VERRUSIO	507187.270	4620425.410
CASTELNUOVO DELLA DAUNIA	509981.950	4603774.930
LESINA	529300.000	4635285.000
TORREMAGGIORE	523836.000	4614909.000
ALBERONA	511397.000	4587124.000



Figura 2-1 Stazioni pluviometriche e relativi topoieti

2.5 Livelli idrici alla diga di Occhito

I dati di base utilizzati nelle analisi statistiche sono stati forniti dal Consorzio di Bonifica della Capitanata (ente gestore dell'invaso) e consistono nei livelli idrici nell'invaso registrati con cadenza giornaliera nell'intervallo di tempo che va dal 1° Marzo 1972 (inizio degli invasi sperimentali) al 31 Dicembre 2005.

Utilizzando i livelli idrici, gli afflussi all'invaso sono stati determinati mediante un bilancio tra volumi invasati e volumi erogati. Come si è detto, all'interno dell'invaso, a monte della diga, l'unico parametro misurabile in maniera diretta è il livello dello specchio liquido. Nota la curva di invaso, figura 2.2, che esprime il legame tra volume invasato e quota del pelo libero è stato possibile determinare la serie storica dei volumi presenti in un dato istante nel lago.

Nota la variazione di volume invasato da un giorno all'altro (ΔV) e le erogazioni (comprehensive delle perdite) si può risalire al volume affluito D attraverso la seguente equazione di bilancio idrico:

$$\Delta V + E = D$$

In cui sono indicati rispettivamente con E le erogazioni (per convenzione con segno positivo) e con D i deflussi.

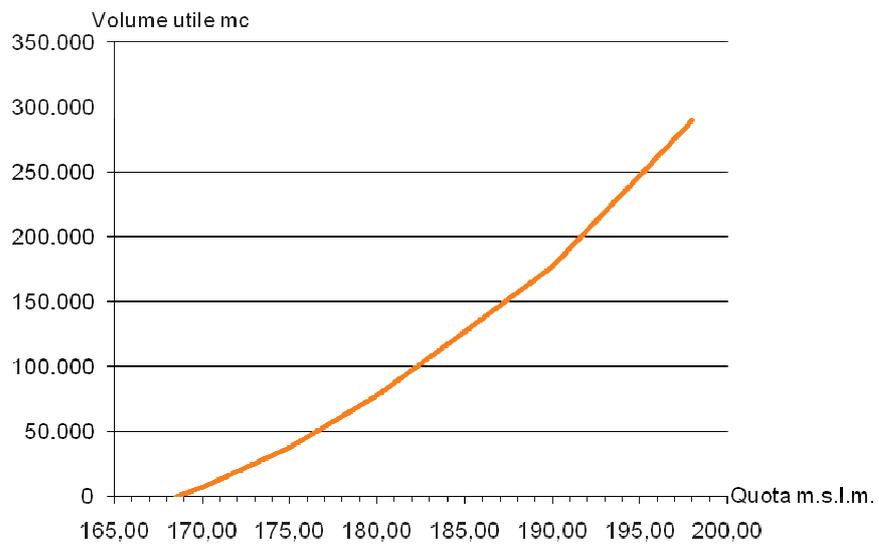


Figura 2-2 Curva di invaso

:

2.6 Modello digitale del terreno (DEM)

Il modello digitale del terreno utilizzato nell'analisi idrologica con HEC-HMS (del U.S. Army Corps of Engineers) e con il modello DREAM è stato acquisito dall'Autorità di Bacino del Molise e consiste in un dem con discretizzazione del bacino in celle quadrate di 250 m di lato.

2.7 Uso del suolo

Le informazioni relative all'uso del suolo utilizzate nella implementazione dei modelli idrologici sono state desunte dalla carta definita nel progetto CORINE Land Cover e da mappe telerilevate.

Il progetto CORINE LAND COVER si inserisce nel più ampio progetto europeo denominato CORINE (Coordination of Information on the l'Enviroment), varato dal Consiglio della Comunità Europea nel 1985, è nato con la funzione principale di verificare lo stato dell'ambiente nella Comunità. In particolare, il fine principale del CORINE-Land Cover è quello di fornire un quadro aggiornato e facilmente aggiornabile della copertura del suolo con un dettaglio (la scala di realizzazione è 1:100.000, con unità areale minima cartografata di 25 ettari) tale da avere una conoscenza d'insieme e poter consentire una programmazione generale degli interventi principali sul territorio (figura 2.3).

Mappa Corine

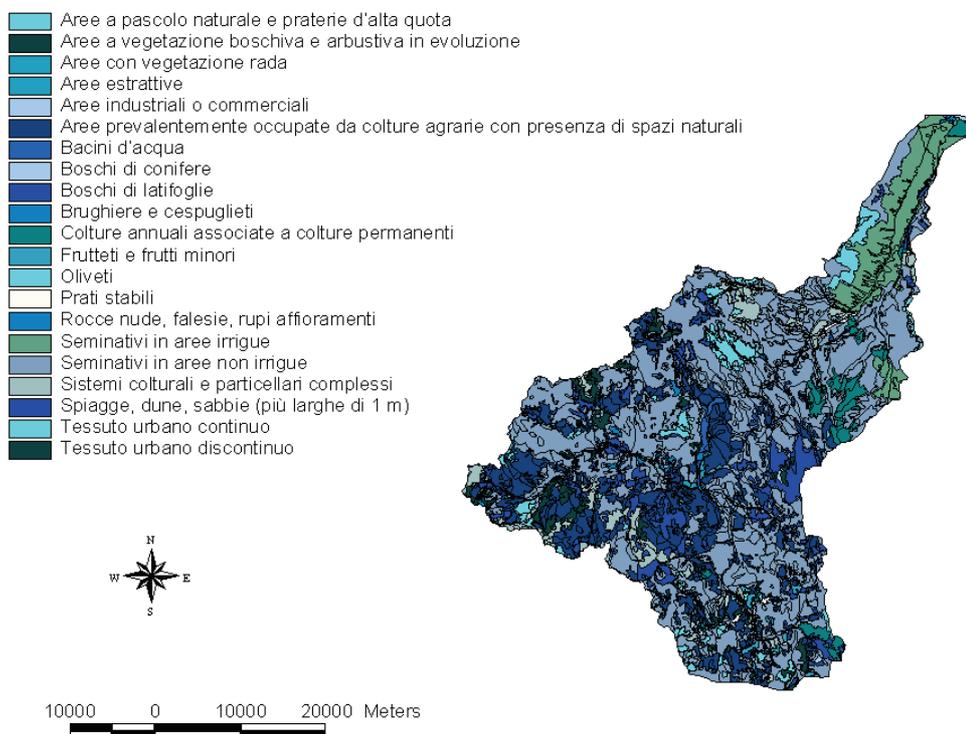


Figura 2-3 Carta di uso del suolo Corine Land Cover.

Come è specificato nel paragrafo 3.2 in cui è descritto il modello DREAM, le immagini mensili satellitari NOAA-AVHRR del 1998 dell'NDVI (*Normalized Difference Vegetation Index*), sono state utilizzate per valutare un indice caratteristico utile per quantificare la percentuale di copertura del suolo e l'intercezione della precipitazione da parte della vegetazione: il LAI (Indice di Area Fogliare).

Le immagini riportano le informazioni sull'NDVI definito come rapporto tra $(R_{NIR} - R_{VIS})$ e $(R_{NIR} + R_{VIS})$, dove R_{VIS} è la riflettanza misurata nella banda del visibile e R_{NIR} è la riflettanza misurata nella banda dell'infrarosso vicino.

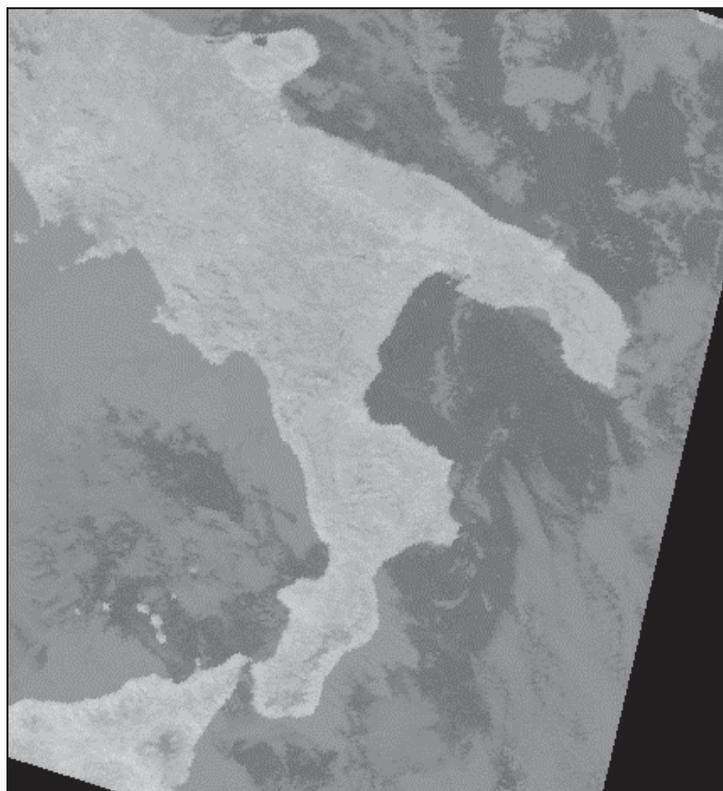


Figura 2-4 Immagine satellitare NOAA-AVHRR dell'Italia meridionale, relativa al mese di gennaio.

2.8 Pedologia e caratteristiche idrauliche del suolo

La caratterizzazione del comportamento idraulico del suolo nel modello DREAM richiede che vengano definite alcune caratteristiche: contenuto d'acqua alla capacità di campo, contenuto d'acqua del suolo saturo, contenuto d'acqua al punto di appassimento e conducibilità idraulica del suolo saturo.

Le informazioni relative alle caratteristiche pedologiche del terreno sono state desunte facendo riferimento a parametri idrologici e a classi di tessitura definite in un database europeo, denominato HYPRES, descritto di seguito.

Un gruppo di 20 istituzioni di 12 Paesi Europei hanno collaborato per la realizzazione di un database europeo che raccogliesse i dati sulle proprietà idrauliche dei suoli europei, HYPRES (HYdraulic PROPERTIES of European Soil).

In Europa sono utilizzati sistemi differenti di classificazione dei suoli, vi è, quindi, incompatibilità negli intervalli granulometrici utilizzati per descrivere la distribuzione dimensionale delle particelle all'interno dei dati acquisiti.

Per raggiungere la compatibilità con l'HYPRES e con altri database dei suoli europei, è stato deciso di standardizzare i dati granulometrici delle particelle a 3 limiti dimensionali: l'argilla, definita come quella frazione di particelle avente dimensione inferiore a 2 μm , il limo, con dimensione compresa tra 2 e 50 μm e la sabbia, con dimensione tra 50 μm e 200 μm . (FAO, 1990; USDA, 1951).

Una volta standardizzati, i dati granulometrici sono stati poi classificati, in accordo alle loro classi tessiturali e alle loro caratteristiche pedologiche in 5 classi per la parte superiore del suolo (topsoil), 5 per la parte più profonda del suolo (subsoil) e una classe organica. La tab. 1 mostra per le cinque classi gli intervalli dimensionali per il topsoil (il subsoil ha le stesse classi). La Figura 2.5 mostra il corrispondente triangolo di tessitura.

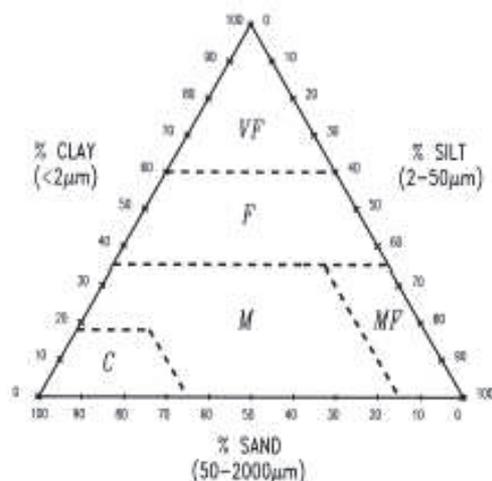


Figura 2-5 Definizione delle classi di tessitura del suolo in accordo al Database dei suoli Europeo.

Nome	Definizione
<i>Coarse</i>	clay < 18% and sand > 65%
<i>Medium</i>	18% < clay < 35% and 15% < sand or clay < 18% and 15% < sand < 65%
<i>Medium fine</i>	Clay < 35% and sand < 15%
<i>Fine</i>	35% < clay < 60%
<i>Very fine</i>	60% < clay

Tabella 2-2 Classi tessiturali definite nel database HYPRES

Applicando l'equazione di van Genuchten per la curva di ritenzione e l'equazione di Mualem-van Genuchten per la curva di conducibilità idraulica e sostituendo ai parametri i corrispondenti valori medi per il topsoil, acquisiti dall'HYPRES database, sono state ricavate le curve di ritenzione idrica e di conducibilità idraulica per le classi tessiturali definite dall'HYPRES database.

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m$$

$$K_u = K_s \frac{\left\{ \left[\left[1 + (\alpha h)^n \right]^{-1/n} - |\alpha h|^{n-1} \right] \right\}^2}{\left[1 + (\alpha h)^n \right]^{(1-1/n)(v+2)}}$$

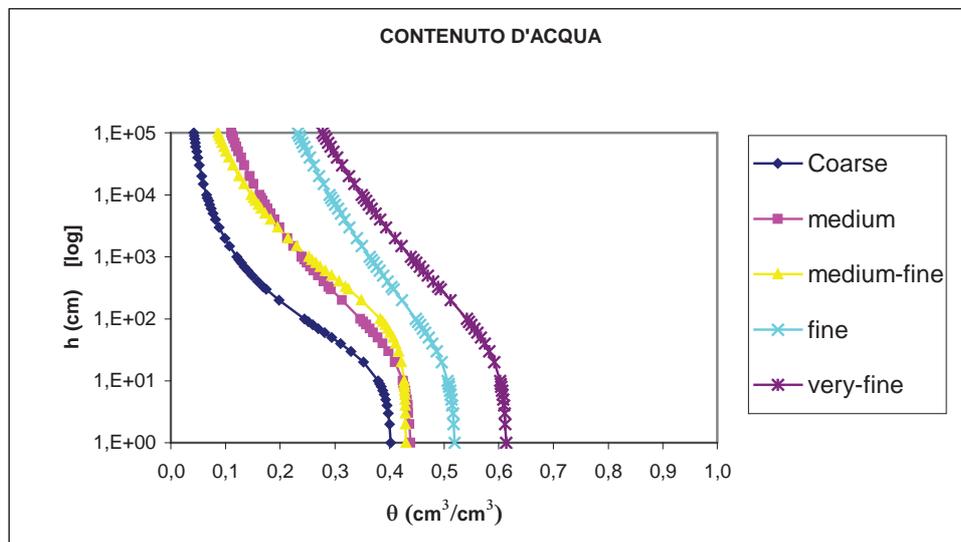


Figura 2-6 Curve di ritenzione idrica per le classi di tessitura definite nell'HYPRES database.

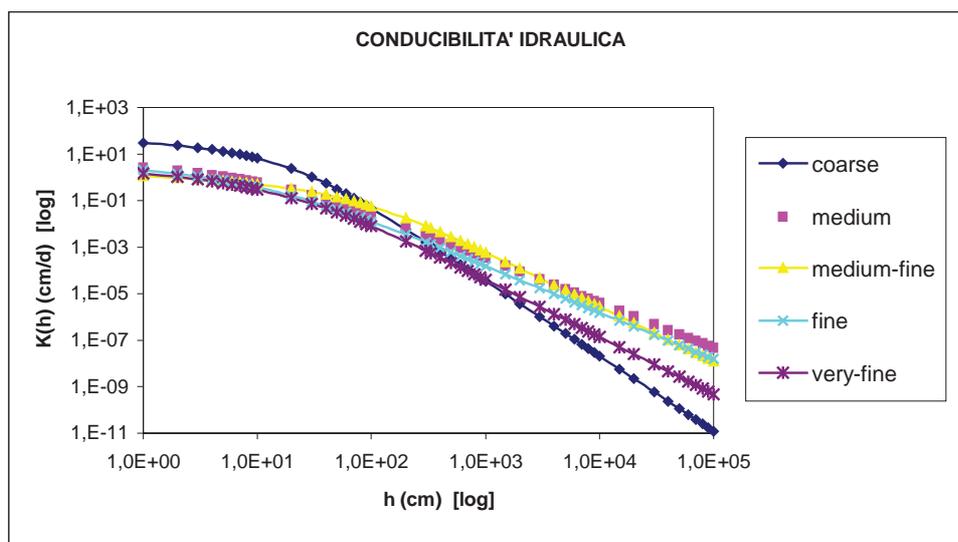


Figura 2-7 Curve di conducibilità idraulica per le classi tessiturali definite nell'HYPRES database.

La capacità di campo è identificata con il valore del contenuto d'acqua nel suolo allorquando un processo di redistribuzione, susseguente ad uno di infiltrazione, procede con velocità di drenaggio tanto modesta da potersi considerare praticamente nulla. La capacità di campo viene stimata dagli autori dell'HYPRES come il contenuto d'acqua alla pressione capillare di – 50 cm.

Il punto di appassimento è definito come il contenuto d'acqua che si riscontra nel suolo interessato dalle radici quando la pianta appassisce completamente per dodici ore in un'atmosfera satura. Nell'ambito dell'HYPRES è stato definito come il contenuto d'acqua nel suolo al potenziale di –15000 cm.

L'acqua disponibile si riferisce alla quantità di acqua che, potendo essere trattenuta dal terreno, ne è estraibile sino al punto in cui il potenziale di matrice diventa tanto basso da non permettere un'ulteriore assunzione da parte delle piante in attività biologica (Santini e Romano, 2002). Pertanto lo si può ritenere pari al contenuto d'acqua, θ compreso tra la capacità di campo e il punto di appassimento.

Applicando l'equazione di van Genuchten per la curva di ritenzione, e sostituendo ad h i valori –50 e –15000 cm si ricavano i valori della capacità di campo e del punto di appassimento e dell'acqua disponibile. Nella Tabella 2.3 sono riportati i valori corrispondenti.

	Capacità di Campo $\theta(-50)$	Punto di appassimento $\theta(-15000)$	Acqua Disponibile $\theta(-50) - \theta(-15000)$
<i>Very-fine</i>	0,567	0,336	0,232
<i>Fine</i>	0,472	0,279	0,192
<i>Medium-fine</i>	0,406	0,133	0,273
<i>Medium-fine</i>	0,379	0,151	0,227
<i>Coarse</i>	0,294	0,059	0,235

Tabella 2-3 Valori della capacità di campo, del punto di appassimento, dell'acqua disponibile per ogni classe di tessitura

La porosità del suolo dipende sia dalle dimensioni delle particelle che dalla loro disposizione I valori medi e gli intervalli di variazione della porosità totale ed effettiva per ogni classe di tessitura HYPRES sono stati stimati effettuando una media pesata dei valori medi e degli intervalli di porosità delle classi USDA, che ricadevano nella rispettiva classe-HYPRES. Nella tabella 2.4 e nella figura sono descritti i valori medi e gli intervalli di porosità così calcolati.

Classi tessiture	Porosità totale n	Porosità effettiva n_e
<i>Coarse</i>	0,445 (0,359-0,532)	0,408 (0,307-0,510)
<i>Medium</i>	0,456 (0,380-0,532)	0,415 (0,313-0,517)
<i>Medium-fine</i>	0,494 (0,420-0,568)	0,473 (0,382-0,563)
<i>Fine</i>	0,467 (0,417-0,518)	0,381 (0,269-0,469)
<i>Very-fine</i>	0,470 (0,427-0,523)	0,385 (0,269-0,501)

Tabella 2-4 Valori medi della porosità totale ed effettiva per le classi HYPRES

La conducibilità idraulica del suolo saturo è stata dedotta dalla mappa litologica del bacino riportata nella relazione del Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno, Saccione e minori e Fortore.

3 La modellazione idrologica

3.1 Il modello HMS

Tale studio è stato eseguito con l'ausilio delle tecniche proprie dei sistemi informativi territoriali, che hanno consentito di conoscere, in tempi rapidi, le varie configurazioni delle piene che si possono generare nell'asta fluviale in funzione dello stato di fatto in cui si trovavano l'alveo e le infrastrutture presenti nel bacino imbrifero all'inizio dell'evento meteorico.

Per procedere allo sviluppo dell'argomentazione tecnica idrologica, si è resa necessaria la realizzazione del modello digitale delle quote del terreno (DEM), in formato Grid (a maglie quadrate) di tutta l'asta fluviale e per una fascia di larghezza superiore alla massima sezione d'ingombro delle aree soggette ad esondazione del fiume.

La cartografia utilizzata è quella predisposta dall'autorità di bacino Molise. Tramite la digitalizzazione delle isoipse e dei punti quotati si è ottenuto un DEM con una definizione di maglia pari a 90 m..

Da questo DEM si sono predisposti tutti i dati del bacino idrografico e dell'asta fluviale necessari per poter procedere alla modellazione idrologica.

Si è proceduto allo studio idrologico del bacino in due fasi successive:

la prima fase, ha consentito, tramite l'utilizzo del software HEC-GeoHMS, di individuare automaticamente, partendo dal modello digitale delle quote del terreno dell'intero bacino, il reticolo idrografico, i displuvi e quindi i limiti dei sottobacini, ciascuno dei quali corredato dai principali parametri morfologici e idrologici;

la seconda fase, di modellazione idrologica, utilizzando come dati di input quelli ottenuti nella fase precedente, ha permesso di simulare mediante il codice di calcolo HEC-HMS, i processi di afflusso – deflusso, ottenendo i valori delle massime portate al colmo di piena per i fissati eventi meteorici in corrispondenza delle sezioni sia di chiusura dei sottobacini considerati, sia di confluenza dei sottobacini stessi con l'asta fluviale principale.

La modellazione idrologica è stata effettuata in relazione agli eventi meteorici che hanno interessato il bacino del Fortore nell'ottobre del 1955, nel Gennaio del 1961 e nel dicembre 1963, prendendo così in considerazione la situazione "ex ante" diga.

Per tale modellazione, in relazione all'evento del '61, si è considerato il bacino chiuso alla stazione idrometrica di Fortore a Ponte Civitate, unica stazione attiva durante tale evento; lo

stesso per l'evento del '55. Per quanto riguarda invece l'evento del '63 si è considerata la chiusura del bacino a Fortore a ponte Casale.

3.1.1 Discretizzazione del bacino idrografico

Partendo dal Dem avente dimensione delle maglie di 90 m. (Figura 3.1), seguendo i processi descritti nel precedente capitolo, si è ottenuta dapprima la definizione del corso d'acqua (Figura 3.2) e poi la delineazione di 45 sottobacini, indicando un'area contribuyente minima di 15 Km² (Figura 3.3).

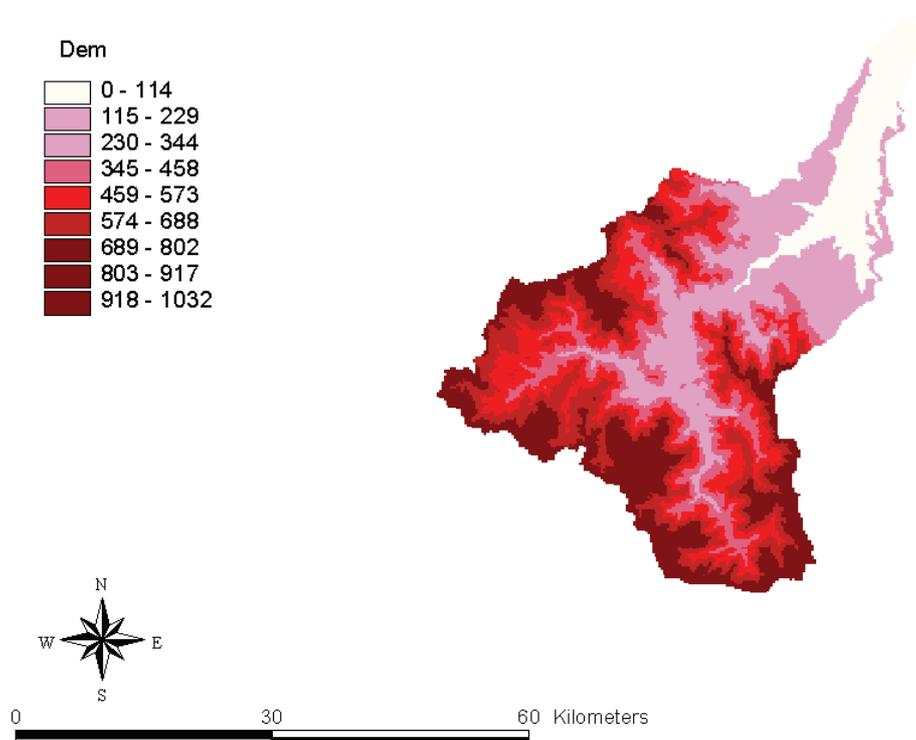


Figura 3-1 Dem in formato GRID del bacino Fortore

Fig. 3.1

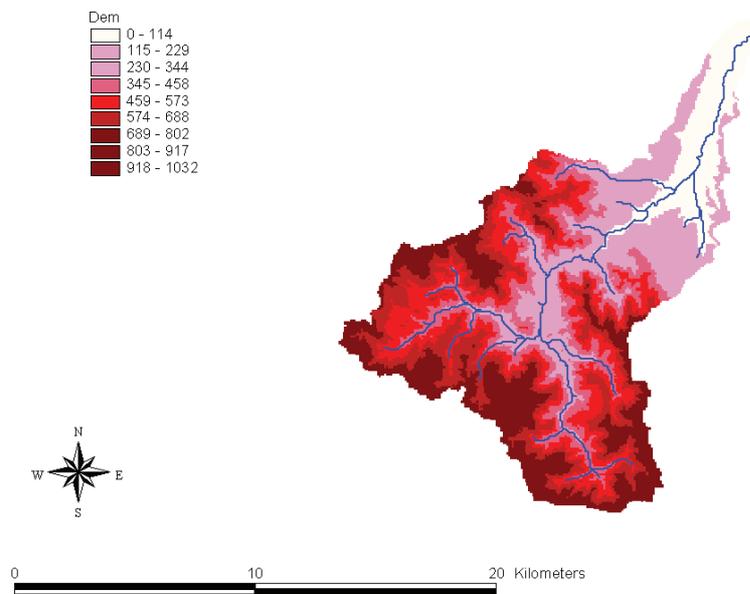


Figura 3-2 Definizione del corso d'acqua

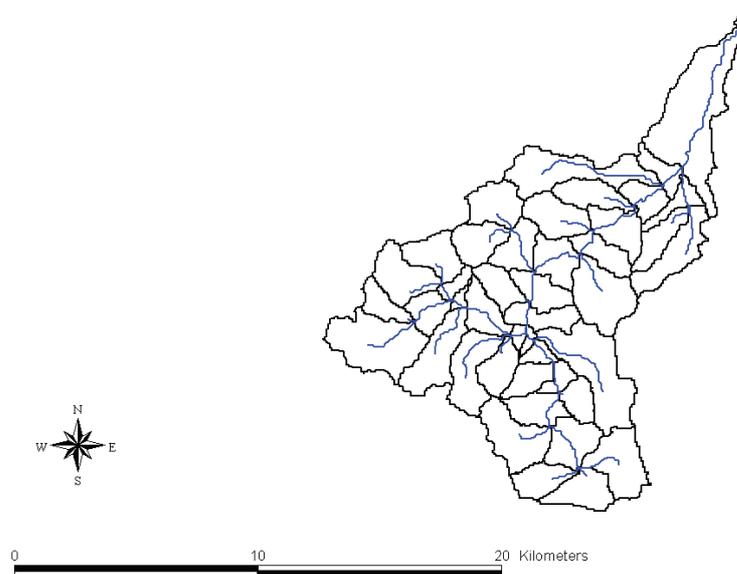


Figura 3-3 Individuazione dei sottobacini

Successivamente si sono individuate le posizioni delle stazioni pluviometriche ed idrometriche (Figura 3.4).

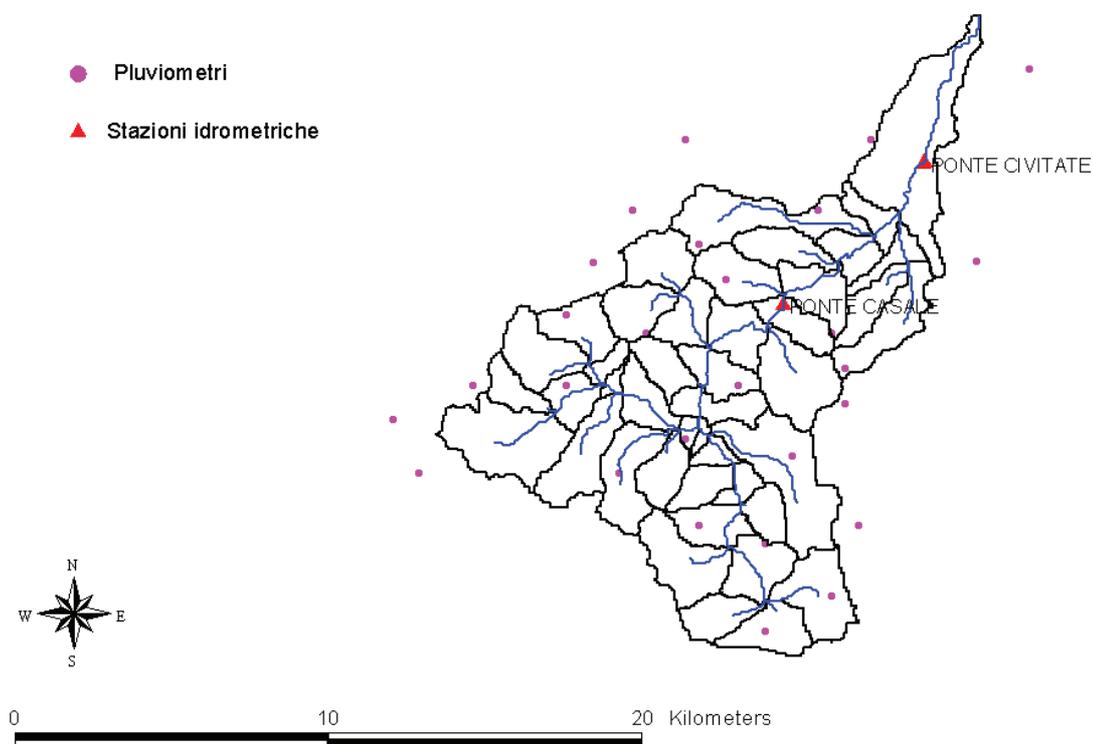


Figura 3-4 Stazioni pluviometriche (in blu), stazioni idrometriche (in rosso).

Una volta individuata tra le stazioni idrometriche quella di Fortore a Ponte Civitate e quella di Fortore a Ponte Casale, si sono delineate le aree di progetto aventi come sezione di chiusura proprio quelle di ubicazione di tali idrometri.

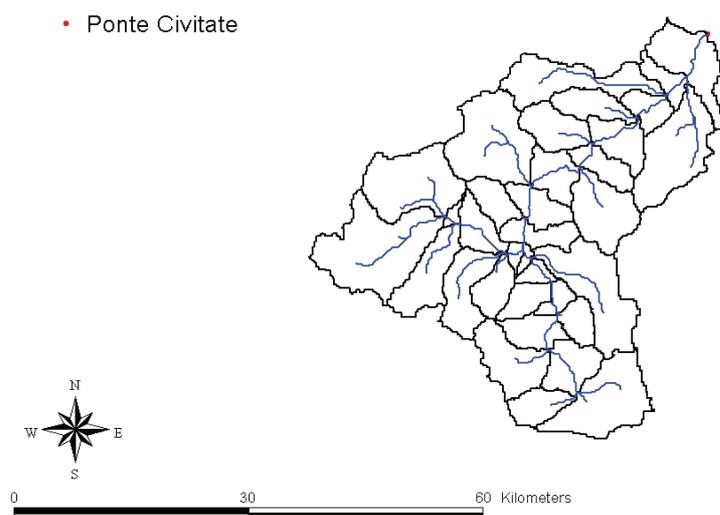


Figura 3-5 Bacino chiuso a Fortore a Ponte Civitate.

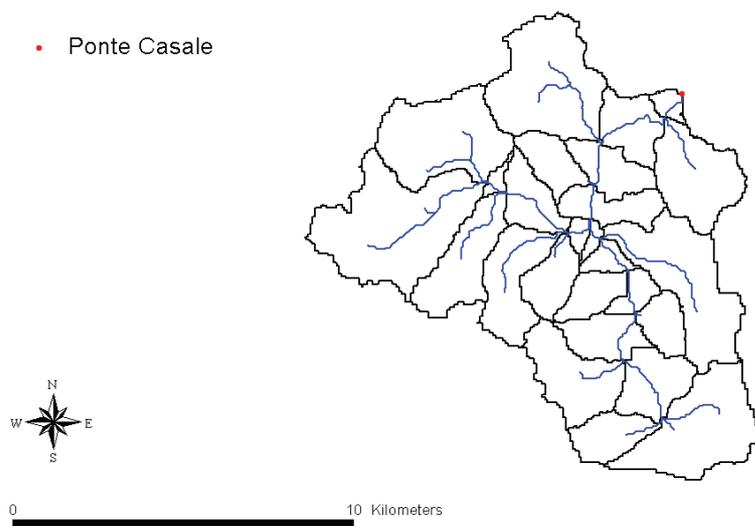


Figura 3-6 Bacino chiuso a Fortore a Ponte Casale.

Le nuove aree di studio presentano rispettivamente 34 sottobacini Fortore a Ponte Civitate e 25 quella di Fortore a Ponte casale, per ognuno dei quali vengono calcolati l'area, il perimetro e i valori della lunghezza e pendenza del fiume al loro interno.

Successivamente si ottengono le posizioni dei centroidi utilizzando il metodo dell'ellisse, e automaticamente vengono calcolate dal software le quote di tali punti.

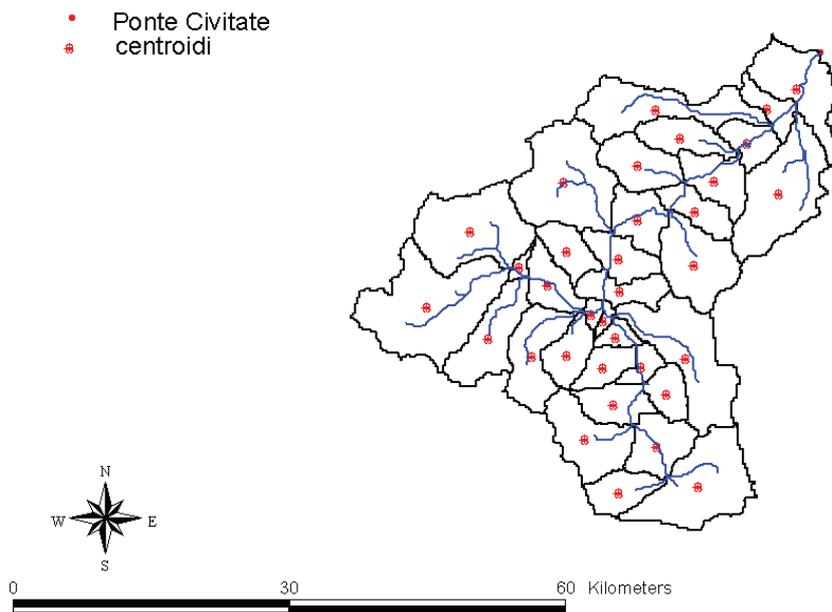


Figura 3-7 Posizione centroidi per la sezione chiusa a Ponte Civitate

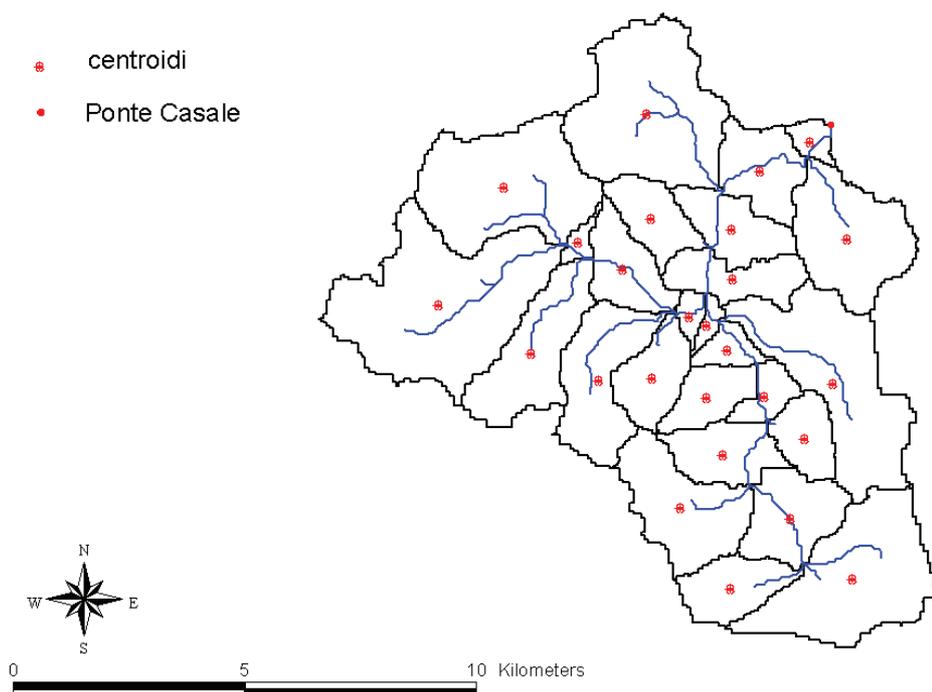


Figura 3-8 Centroidi per la sezione chiusa a Ponte Casale

. 3.

Terminate le operazioni sul Dem si procede alla schematizzazione del bacino, punto di partenza della modellazione idrologica che effettueremo col codice di calcolo HEC – HMS (Fig. 3.9 e 3.10).

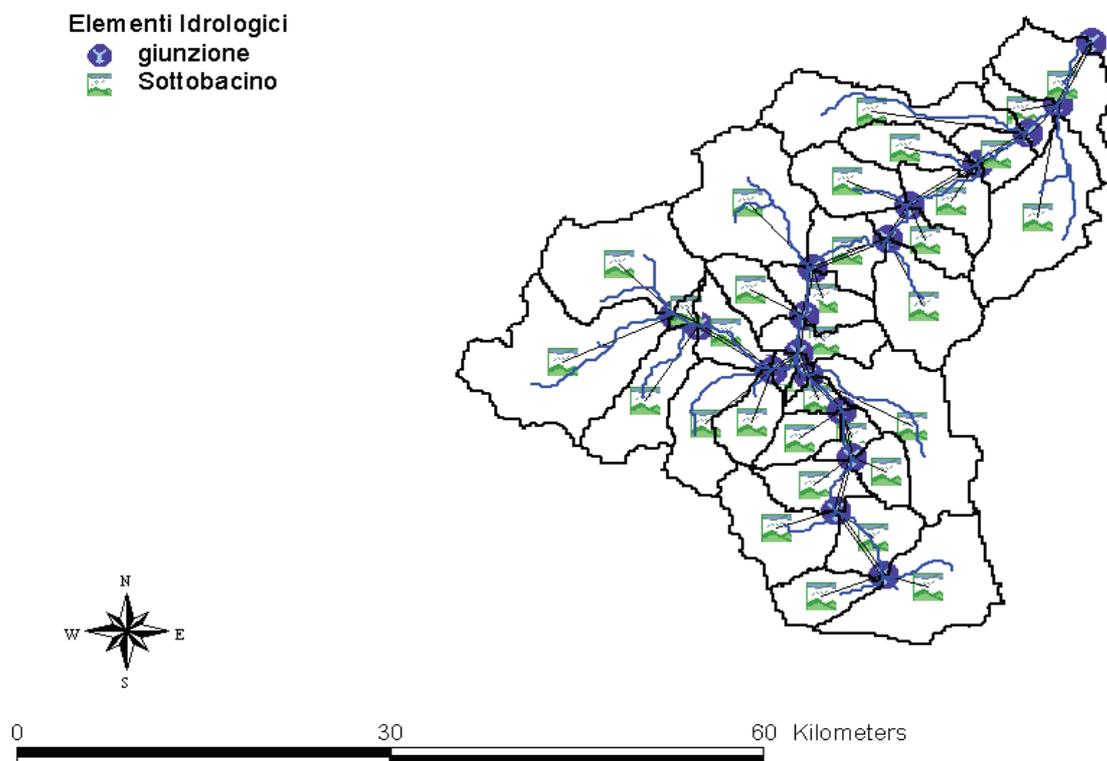


Figura 3-9 Schematizzazione del bacino chiuso a Fortore a Ponte Civitate

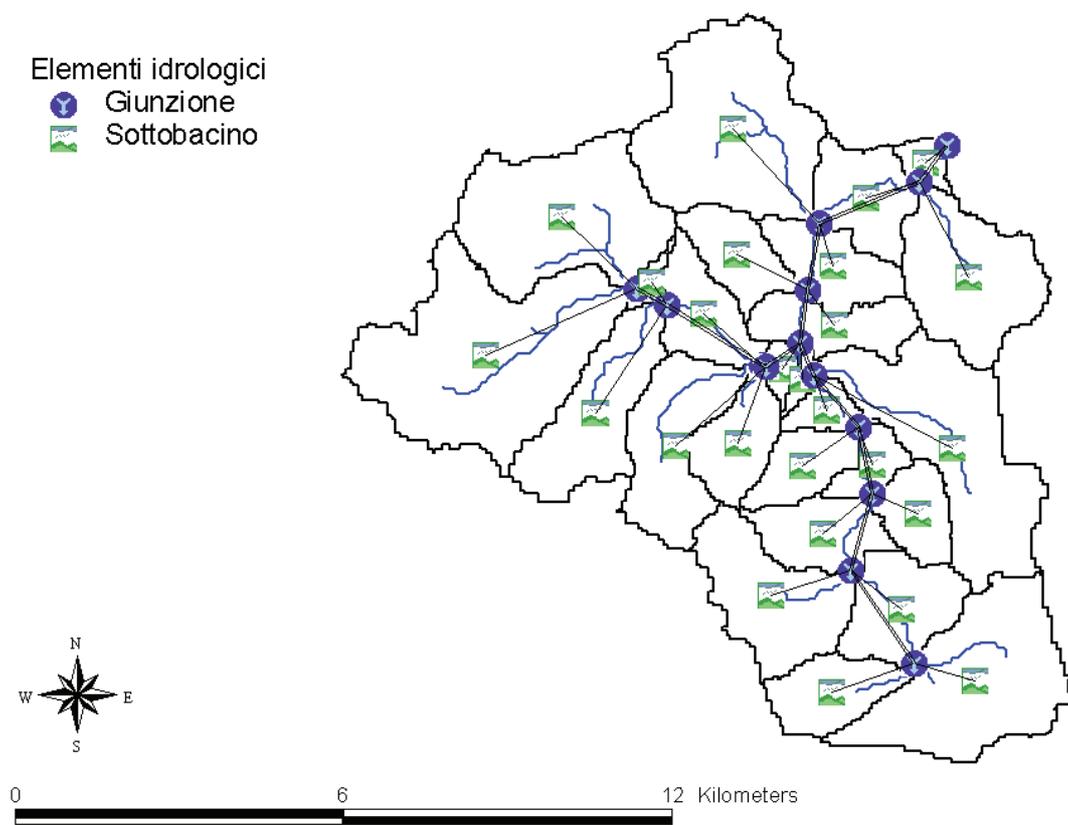


Figura 3-10 Schematizzazione del bacino chiuso a Fortore a Ponte Casale

Lo stesso procedimento per ottenere la schematizzazione del bacino in Hec – Hms, è stato poi effettuato su un bacino discretizzato in un numero minore di sottobacini. In particolare in 25 sottobacini il bacino chiuso a Fortore a Ponte Civitate, in 17 quello chiuso a Fortore a Ponte Casale (Fig. 3.11 e 3.12).

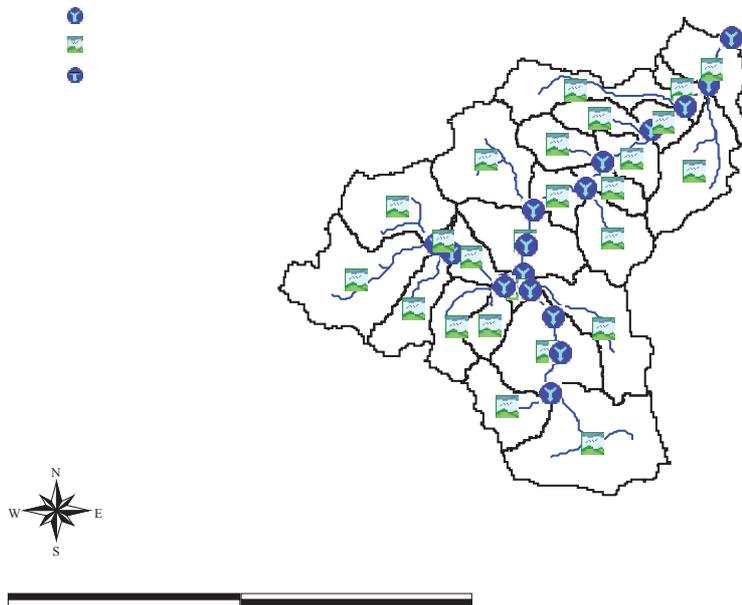


Figura 3-11 Schematizzazione del bacino chiuso a Fortore a Ponte Civitate discretizzato in 25 sottobacini.

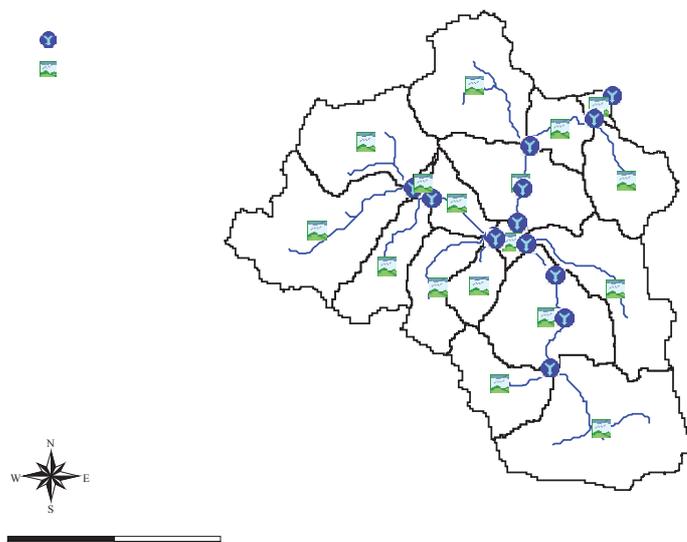


Figura 3-12 Schematizzazione del bacino chiuso a Fortore a Ponte Casale discretizzato in 17 sottobacini

Fase successiva è stata la simulazione idrologica. Il software usato per tale modellazione come già detto è HMS 3.0.1 (Hydrologic Modeling System), creato da US Army Corps of Engineers (USACE), il cui scopo è quello di simulare i processi di scorrimento superficiale dovuti a precipitazioni in sistemi delimitati da spartiacque.

Come già detto le precipitazioni analizzate sono quelle relative agli eventi meteorici dell'ottobre del 1955, del gennaio del 1961 e del dicembre '63

La modellazione idrologica di un bacino idrografico viene eseguita, per conoscere, nel dettaglio, le caratteristiche della piena di progetto. Per conoscere, in pratica, sia la portata massima, sia la forma dell'idrogramma di piena.

Il procedimento si articola in 5 diverse fasi:

1. Schematizzazione del modello fisico del bacino idrografico ed implementazione nel software del modello fisico del bacino;

2. inserimento dati misurati di pioggia e di portata di un evento di piena storico;
3. Inserimento dati di pioggia di progetto (modello meteorologico)
4. taratura dei parametri del modello fisico attraverso la simulazione dell'evento di piena storico;
5. Simulazione dell'evento di piena di progetto;

3.1.2 Modello meteorologico

All'interno di tale modello si definiscono le condizioni pluviometriche da utilizzare nella modellazione idrologica sia in termini spaziali che temporali, e lo si fa utilizzando metodi per la distribuzione spaziale delle piogge.

Il metodo da noi utilizzato è quello dei topoieti (gage weights).

3.1.2.1 Topoieti

Il metodo dei topoieti è adatto alle situazioni in cui, come nella nostra, all'interno di un bacino sono presenti più stazioni pluviometriche, per cui occorre utilizzare più di uno ietogramma per definire le condizioni pluviometriche nel bacino. In tale metodo occorre preventivamente calcolare i pesi da dare ad ogni pluviometro con il metodo grafico dei topoieti di Thiessen.

Il suddetto metodo, consiste nel collegare con segmenti tutte le stazioni tra loro contigue, ricadenti all'interno del bacino o ad esso limitrofe, in maniera da definire una rete di triangoli adiacenti il più possibile equilateri. Per ogni lato di ciascuna maglia triangolare, si traccia l'asse cioè la retta passante per il punto medio e ortogonale al lato stesso, individuando un'altra rete costituita da poligoni regolari, denominati topoieti, contenenti al loro interno una stazione.

Si assegna quindi ad ogni stazione una superficie d'influenza coincidente con l'area del poligono o con quella parte di esso che è contenuta nel bacino in esame. In ciascuna di queste aree si assume che l'altezza di pioggia sia costante e pari ovviamente a quella della

stazione ricadente all'interno del relativo topoieta.

La mappa dei topoieta è stata ricavata per ogni evento tramite il programma ArcView.

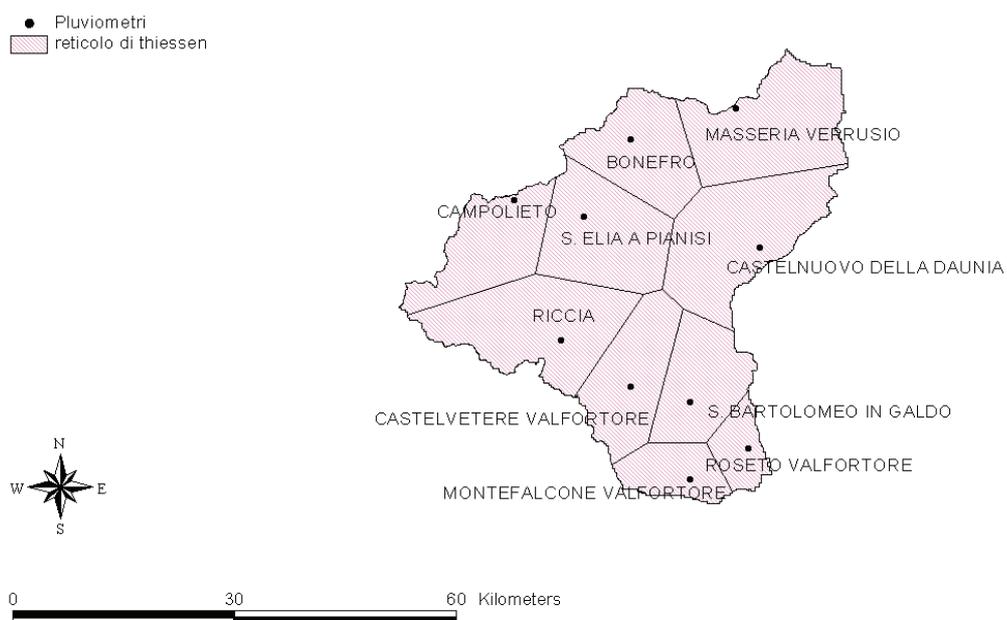


Figura 3-13 Mappa dei topoieta relativa all'evento del '55.

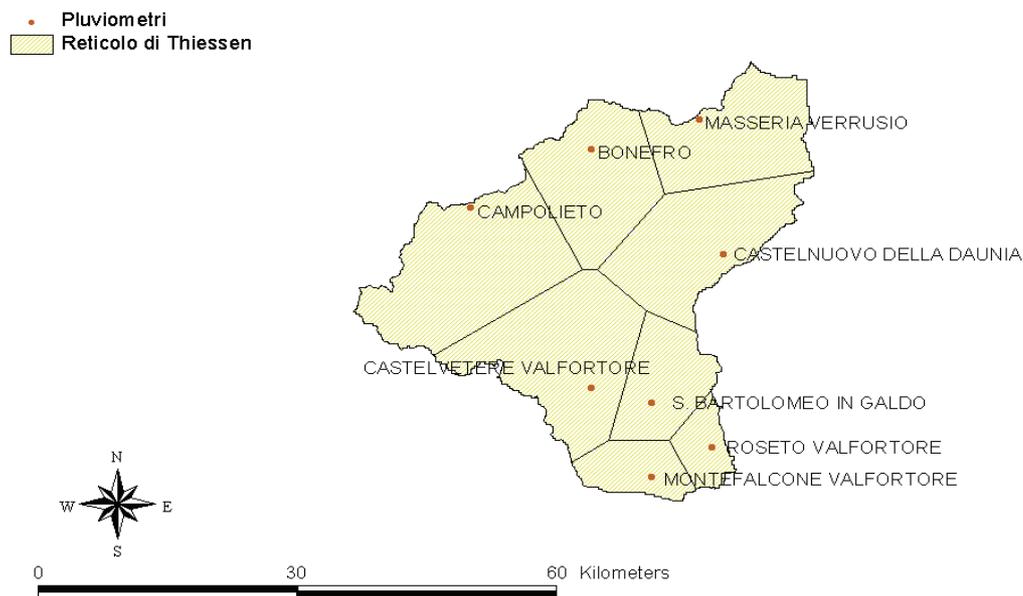


Figura 3-14 Mappa dei topiети relativa all'evento del '61

Mentre per gli eventi del '55 e del '61, la sezione di chiusura è in corrispondenza di Fortore a Ponte Civitate, l'evento del '63 presenta la chiusura del bacino a Fortore a Ponte casale, in quanto durante tale evento era questa l'unica stazione idrometrica registratrice.

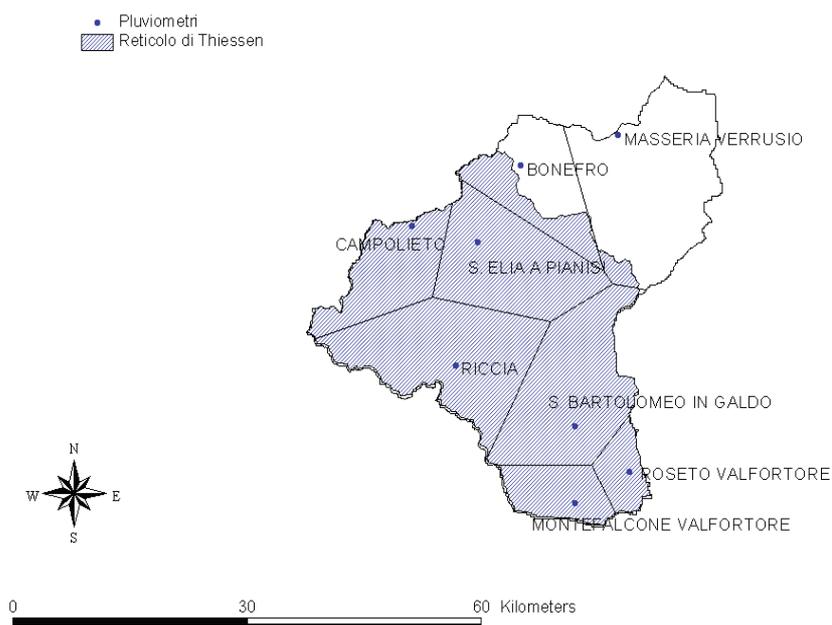


Figura 3-15 Mappa dei topoieti relativa all'evento del '63

In HEC – HMS per l'utilizzo di tale metodo occorre definire per ogni sottobacino un peso spaziale (Depth weight) e temporale (Time Weight) da attribuire al pluviometro in funzione dell'influenza che esso esercita sul sottobacino in questione.

Terminate le fasi preliminari di input dei dati l'obiettivo è stato quello di determinare, il modello più adeguato a definire il deflusso per il bacino in esame. Sono stati confrontati i risultati delle modellazioni, ottenuti con le diverse tipologie di parametrizzazione esaminate nel precedente capitolo con i dati misurati da un idrometro, posizionato nell'ideale sezione di chiusura del bacino.

la taratura è stata eseguita analizzando i 3 singoli eventi, confrontando l'idrogramma reale misurato con quello elaborato dal software.

Successive elaborazioni sono state effettuate utilizzando una discretizzazione del bacino in un numero di 25 sottobacini per la sezione chiusa a Fortore a Ponte civitate e di 17

sottobacini per quella chiusa a Fortore a ponte Casale. La metodologia utilizzata in questo secondo caso è stata quella del Soil Conservation Service, con ipotesi di grado di saturazione del suolo molto elevato(CN3). Come infatti si potrà notare nei successivi paragrafi, è stata tale metodologia a fornire i risultati migliori nelle simulazioni realizzate con il bacino suddiviso in 34 sottobacini.

3.1.2.2 Inserimento dei dati misurati di pioggia

La schematizzazione del bacino spesso richiede l'utilizzo di dati di serie temporali per la definizione dei dati d'input necessari per simulare i fenomeni che avvengono all'interno del bacino.

I dati di serie temporali sono stati implementati nel progetto attraverso l'inserimento delle stazioni pluviometriche attive durante i 3 eventi di pioggia.

Per ogni pluviometro sono stati specificati l'intervallo temporale e le coordinate geografiche. Successivamente si è proseguito con l'inserimento dei limiti temporali del periodo di osservazione rappresentati da:

- giorno (start date) e ora (start time) di inizio
- giorno (start date) e ora (start time) di fine.

Per ogni stazione pluviometrica si sono poi inseriti nel codice di calcolo i valori delle altezze di pioggia espresse in mm, rilevate ogni 15 minuti. Il programma ha poi dedotto da tali dati, i relativi istogrammi.

3.1.3 Modello di piena

Il programma, contiene una vasta classificazione di metodi per la simulazione dello scorrimento idrico superficiale, e richiede per l'elemento sottobacino l'immissione di dati per il calcolo di 3 "sottomodelli":

- a) stima della pioggia netta
- b) concentrazione dell'onda di piena
- c) propagazione dell'onda di piena

Tali contributi, determinati per ogni sottobacino, vengono utilizzati come dati nell'applicazione del modello di propagazione della piena che avviene lungo i tronchi presenti nella schematizzazione del bacino utilizzata.

3.1.3.1 Stima della pioggia netta

Il modello di stima della pioggia netta permette di ricostruire, a partire da misure di pioggia puntuali e/o distribuite in zone limitate, la quantità di precipitazione che interessa il bacino in ogni punto per tutta la durata dell'evento. La precipitazione può rappresentare un evento di pioggia osservato, un evento ipotetico costruito su base statistica o un evento limite ottenuto con leggi empiriche. Nel nostro caso le precipitazioni sono reali e rilevate da diversi pluviometri, in relazione all' evento considerato:

COD	Stazioni pluviometriche	Latitudine	Longitudine	EVENTO		
				Ottobre '55	Gennaio '61	Dicembre '63
3588	Montefalcone Valfortore	41° 19'	15° 0'	X	X	X
3589	Roseto valfortore	41° 22'	15° 5'	X	X	X
3590	San Bartolomeo in galdo	41° 24'	15° 0'	X	X	X
3591	Castelvetere Valfortore	41° 26'	14° 56'	X	X	
3594	Campolieto	41° 38'	14° 45'	X	X	X
3595	Riccia	41° 28'	14° 49'	X		X
3598	Sant'Elia a Pianisi	41° 37'	14° 52'	X		X
3601	Bonefro	41° 42'	14° 56'	X	X	X
3602	Masseria Verrusio	41° 44'	15° 5'	X	X	X
3603	Castelnuovo della Daunia	41° 35'	15° 7'	X	X	

Tabella 3-1 Stazioni pluviometriche funzionanti durante i singoli eventi.

Per stimare la perdita di precipitazione e quindi la pioggia netta, si sono presi in considerazione due modelli:

- Metodo dell'SCS
- Metodo di Green Ampt

3.1.3.1.1 SCS - Curve Number

Il metodo utilizzato per il calcolo delle perdite idrologiche è stato quello del Soil conservation service degli U.S.A., che ha sviluppato il metodo empirico del Curve Number (CN) per stimare la precipitazione efficace data la precipitazione totale, basandosi sulle

altezze di pioggia cumulate, sul tipo di copertura del suolo, sull'uso del suolo, e sul tenore di umidità del terreno precedentemente all'inizio della precipitazione meteorica.

I parametri richiesti dal metodo sono:

- Valore del parametro CN
- Perdite iniziali

Valore del parametro CN

Tramite la carta dell'Uso del Suolo del Progetto CORINE Land Cover (Fig. 3.10), si è risaliti per ogni sottobacino alla classe del suolo in relazione alla sua permeabilità.

Mappa Corine

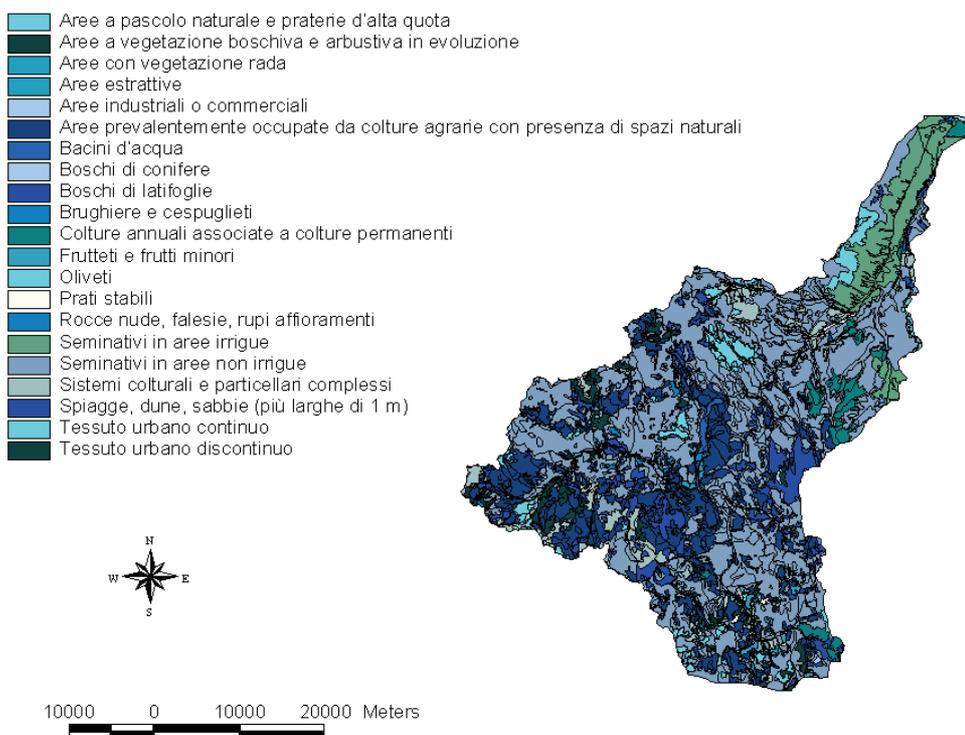


Figura 3-16 Carta dell'uso del suolo del progetto Corine.

Determinata la tipologia di suolo si ricava mediante tabella il valore del CN in funzione dell'utilizzo dello stesso. Il valore del Curve number risulterà così da una media pesata dei CN delle singole unità fisiografiche in cui il bacino può essere scomposto.

Il valore di CN così ottenuto si riferisce a condizioni medie di saturazione che corrispondono al valore 2 di Antecedent Moisture Condition (AMC), ricavabile in funzione dell'altezza di pioggia registrata nei cinque giorni che precedono l'evento e dello stato vegetativo.

Nel nostro caso per capire l'effettiva condizione di saturazione del suolo e il conseguente CN, si è utilizzata la metodologia dei topiети di Thiessen.

Si è calcolata quindi l'altezza di pioggia in mm, rilevata nelle stazioni pluviometriche nei cinque e nei dieci giorni precedenti l'evento (Tab. 3.2 e 3.3) e la classe di AMC per le singole stazioni pluviometriche, e da qui mediante media pesata, si è ricavata la classe di saturazione dei sottobacini, procedendo poi al calcolo del relativo CN.

COD	Stazioni pluviometriche	Ottobre '55		Gennaio '61		Dicembre '63	
		$h_{tot5ggprima}$ (mm)	AMC	$h_{tot5ggprima}$ (mm)	AMC	$h_{tot5ggprima}$ (mm)	AMC
3588	Montefalcone Valfortore	36.6	III	23	II	61.4	III
3589	Roseto valfortore	18.4	II	13	II	39	III
3590	San Bartolomeo in galdo	17.4	II	14.4	II	39.8	III
3591	Castelvetere Valfortore	18.4	II	12.6	I		
3594	Campolieto	19	II	11.2	I	24.8	II
3595	Riccia	18	II		I	34	III
3598	Sant'Elia a Pianisi	27.2	II		I	29.8	III
3601	Bonefro	20	II	11.2	I	27.8	II
3602	Masseria Verrusio	13.2	II	12.4	I	21	II
3603	Castelnuovo della Daunia	9.4	I	6.8	I		

Tabella 3-2 Classi di Amc relative alle precipitazioni nei 5 gg precedenti l'evento.

COD	Stazioni pluviometriche	Ottobre '55		Gennaio '61		Dicembre '63	
		$h_{tot}10ggprima$ (mm)	AMC	$h_{tot}10ggprima$ (mm)	AMC	$h_{tot}10ggprima$ (mm)	AMC
3588	Montefalcone Valfortore	53.2	II	48.6	I	78.8	II
3589	Roseto valfortore	37.4	I	19.6	I	47.4	I
3590	San Bartolomeo in galdo	31.14	I	23.6	I	46.6	I
3591	Castelvetere Valfortore	35.2	I	21.2	I		I
3594	Campolieto	39.6	I	15.16	I	28.6	I
3595	Riccia	29.2	I		I	39.8	I
3598	Sant'Elia a Pianisi	43.2	I		I	34.2	I
3601	Bonefro	45.6	I	18	I	31.2	I
3602	Masseria Verrusio	60.6	II	15.2	I	22.4	I
3603	Castelnuovo della Daunia	38.6	I	10.2	I		

Tabella 3-3 Classi di Amc relative alle precipitazioni nei 10 gg precedenti l'evento.

Perdite Iniziali

Calcolato il valore di CN, è stato ricavato il valore della capacità di ritenzione del suolo (S), ossia il massimo valore di acqua che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione.

Dall'analisi del risultato di molte osservazioni sperimentali ne deriva che la perdita iniziale (I_a), è legata alla capacità di ritenzione del suolo (S) dalla relazione:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Per ogni sottobacino è stato così dedotto il valore di S in funzione del CN, e quello di I_a in funzione di S.

3.1.3.1.2 Green – Ampt

I parametri da specificare per l'applicazione di tale metodo, sono:

- Perdite iniziali;
- Contenuto d'acqua a saturazione
- Potenziale di suzione del fronte umido

- Conducibilità idraulica a saturazione

La stima delle perdite iniziali è stata eseguita con la stessa metodologia utilizzata dall'SCS. Per quanto riguarda, invece, la stima dei valori degli altri parametri è stata utilizzata una classificazione di tali indici in funzione della permeabilità del suolo. Tale classificazione è quella utilizzata dal Tropical Storm Allison Recovery Project (tsarp), per le simulazioni in HEC – HMS (Tab. 3.4)

Soil classification	Contenuto d'acqua a saturazione	Potenziale di suzione (cm)	conducibilità idraulica (cm/h)
Scarsa permeabilità	0,417	4,953	23,56
Moderata permeabilità	0,436	8,89	1,32
Permeabilità elevata	0,389	20,87	0,2
permeabilità molto elevata	0,385	31,62	0,06

Tabella 3-4 Valori dei parametri di Green Ampt secondo il progetto tsarp

3.1.3.2 Concentrazione dell'onda di piena

È l'insieme dei processi idrologici che concorrono alla formazione del deflusso a partire dalla precipitazione meteorica. La precipitazione prima di raggiungere il terreno viene parzialmente intercettata dalla vegetazione e dagli invasi naturali o artificiali, mentre in parte raggiunge il suolo. La componente intercettata è soggetta a parziale evaporazione. Una parte della precipitazione che giunge a terra s'infiltra nel terreno, un'altra ruscella sulla superficie (deflusso superficiale). Il deflusso superficiale si produce quando la portata meteorica supera la capacità di infiltrazione.

Nel nostro caso, la tipologia di modello utilizzata per calcolare il deflusso superficiale risultante dalla precipitazione efficace, è stato quello dell'idrogramma unitario di Clark.

3.1.3.2.1 Idrogramma unitario di Clark

Esso tiene conto dell'effetto di propagazione e di laminazione a cui è sottoposto il deflusso

superficiale, quando si sposta attraverso il bacino per arrivare alla sezione di chiusura. È un modello lineare e integrato. Si basa su due parametri:

- Coefficiente di immagazzinamento (storage coefficient)
- Tempo di ritardo (Time of concentration)

Coefficiente di immagazzinamento

Come è noto il modello di Clark propone che il fenomeno di formazione dei deflussi sia scomposto in due processi lineari distinti, che si combinano per riprodurre il fenomeno globale.

Il primo di tali processi è quello caratteristico di un serbatoio lineare di costante S, al quale corrisponde una funzione di trasformazione (IUH), che risulta caratterizzata da un proprio tempo di ritardo $t_r=S$

$$t_r = 0.344 \cdot \sqrt{A}$$

dove A è l'area del sottobacino espressa in Km².

Tempo di ritardo

Il secondo dei processi elementari è invece quello caratteristico del solo scorrimento superficiale, che è rappresentato da una funzione di trasformazione rappresentabile attraverso una curva aree – tempi adimensionalizzata, alla quale corrisponde un proprio tempo di ritardo dato dalla metà del tempo di corrivazione dove intendiamo per tempo di ritardo di un bacino idrografico, il valore medio a cui questo tende all'aumentare del periodo di ritorno della portata al colmo dell'idrogramma.

$$t_r = 0.5 \cdot t_c$$

3.1.3.3 Propagazione dell'onda di piena

Tale modello consiste nel calcolo del tempo impiegato da un'onda di piena per percorrere un dato tratto e della riduzione della portata massima al colmo. Il fenomeno della propagazione è stato da noi simulato tramite il metodo del tempo di ritardo (Time lag).

Con tale metodo la stima dell'idrogramma di piena alla sezione di chiusura è fatta con una semplice composizione degli idrogrammi dei singoli sottobacini. A questo fine vengono stimati

i tempi di ritardo con cui gli idrogrammi dei vari sottobacini arrivano alla sezione di chiusura. Per la stima del valore del tempo di ritardo, si usa la seguente espressione:

$$T_r = \frac{L_t}{V}$$

con:

L_t = lunghezza del tronco fluviale in oggetto

V = velocità della corrente.

Per la stima della velocità della corrente si è utilizzata una formula lineare che lega la velocità alla radice della pendenza secondo una condizione di proporzionalità diretta:

$$V = c\sqrt{i}$$

dove la pendenza i è stata calcolata dal rapporto tra il dislivello e la lunghezza del tronco:

$$i = \frac{Dh}{L_t}$$

Dislivello ottenuto utilizzando le quote di monte e di valle ricavate mediante Gis.

Calcolata quindi la pendenza e posto il valore di V pari ad 1 quando $i = i_{\min}$, si sono ricavati i valori della pendenza in secondi e successivamente trasformati in ore per l'immissione nel programma.

3.1.4 Applicazione del modello ad eventi storici

3.1.4.1 Evento del 1955

L'evento di piena a carattere eccezionale verificatosi nel mese di novembre del 1955, concentrato particolarmente nei giorni del 23 e 24 ha interessato il bacino del fiume Fortore ma non i bacini limitrofi ad eccezione del basso bacino del fiume Biferno. Le piogge che hanno interessato il bacino del Fortore non sono state rilevanti ma hanno trovato il terreno già saturo dalle precipitazioni cadute precedentemente.

La piena ha avuto inizio il giorno 23 all'altezza idrometrica di 0.94 m mentre il colmo si è verificato alle ore 18 del giorno 24 con un'altezza idrometrica di 9.6 m ed una portata di 1300 mc/s. L'evento si è concluso il successivo giorno 27.

I dati disponibili sono relativi alla quasi totalità delle stazioni pluviometriche mentre per

quanto riguarda la stazione di misura idrometrica è stata funzionante esclusivamente quella posta a Ponte Civitate (4070 - Fortore a Civitate).

Dai valori delle altezze idrometriche ottenuti tramite un'opportuna scala di deflusso (Tab 3.4), si è risaliti ai valori di portata. E' stata così ottenuta assieme ad una rappresentazione grafica dello ietogramma delle piogge ragguagliate quello dell'idrogramma relativo (Fig. 3.14).

Fortore a Ponte Civitate - Scala numerica delle portate							
Altezza idrometrica [m]	Portata [mc/s]	Altezza idrometrica [m]	Portata [mc/s]	Altezza idrometrica [m]	Portata [mc/s]	Altezza idrometrica [m]	Portata [mc/s]
0.3	0	0.7	1.35	1.1	6	1.9	29.4
0.35	0.01	0.75	1.82	1.2	7.46	2	35.4
0.4	0.04	0.8	2.31	1.3	9.11	2.1	44.1
0.45	0.1	0.85	2.81	1.4	11	2.2	52.2
0.5	0.18	0.9	3.31	1.5	13.5	2.3	61
0.55	0.35	0.95	3.83	1.6	16.5	2.4	70
0.6	0.6	1	4.45	1.7	20.3	2.5	79
0.65	0.95	1.05	5.18	1.8	24.6	2.6	88
Per $H > 2.6$ $Q = 53.445 (H-1.205)^{3/2}$							

Tabella 3-5 Scala di deflusso dell'evento del '55 e del '61.

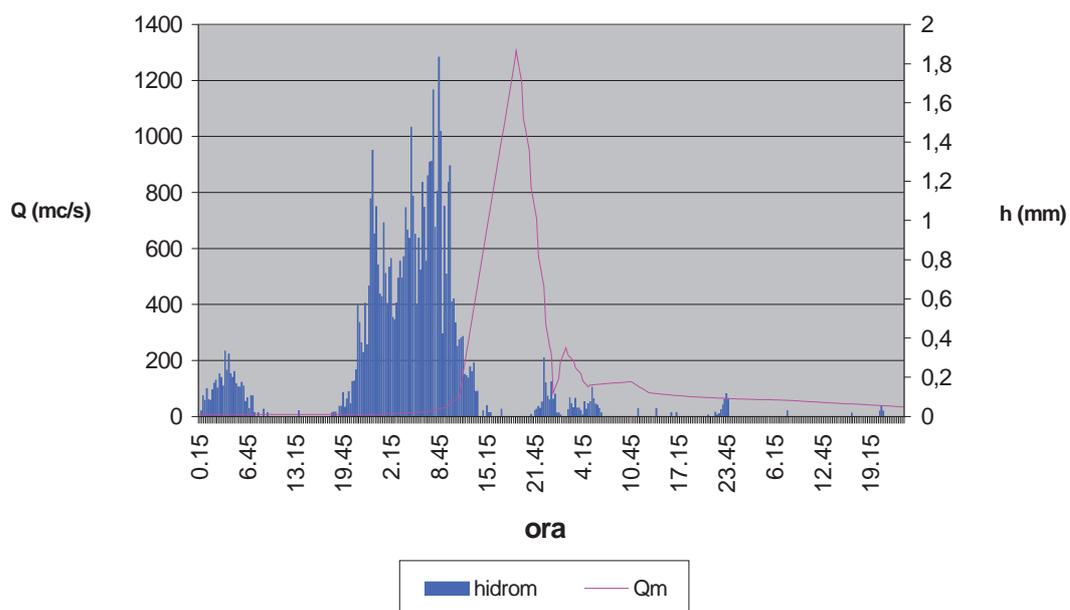


Figura 3-17 Ietogramma dell'evento e relativo idrogramma.

Come precedentemente visto le modellazioni effettuate sono state basate su 2 diversi modelli di calcolo della pioggia netta

- Curve number
- Green Ampt

3.1.4.1.1 SCS - Curve number

Utilizzando per i singoli sottobacini i valori visti nel precedente capitolo, e inserendo i dati di pioggia relativi all'evento, si è effettuata una prima simulazione (Fig. 3.18)

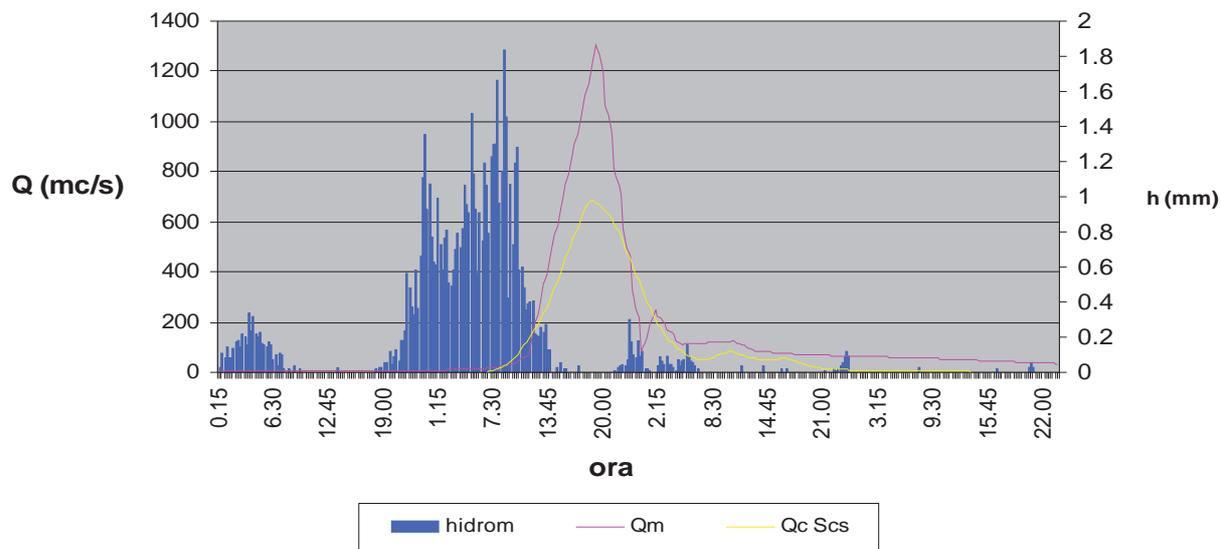


Figura 3-18 Portata simulata con i valori di C_n calcolati

In questa prima simulazione si notano delle notevoli incongruenze, sia come portata di picco dell'onda di piena (la portata di modello risulta minore di quella reale del 47,5%), sia come momento di transito dell'onda di piena (sfalsato di circa trenta minuti) e sia come totale di volumi defluiti (I volumi del modello sono minori del 38,34% di quelli reali).

La seconda ipotesi è stata pertanto quella di un grado di saturazione del suolo al momento del verificarsi dell'evento molto alto (AMCIII), a cui è stato associato un CNIII.

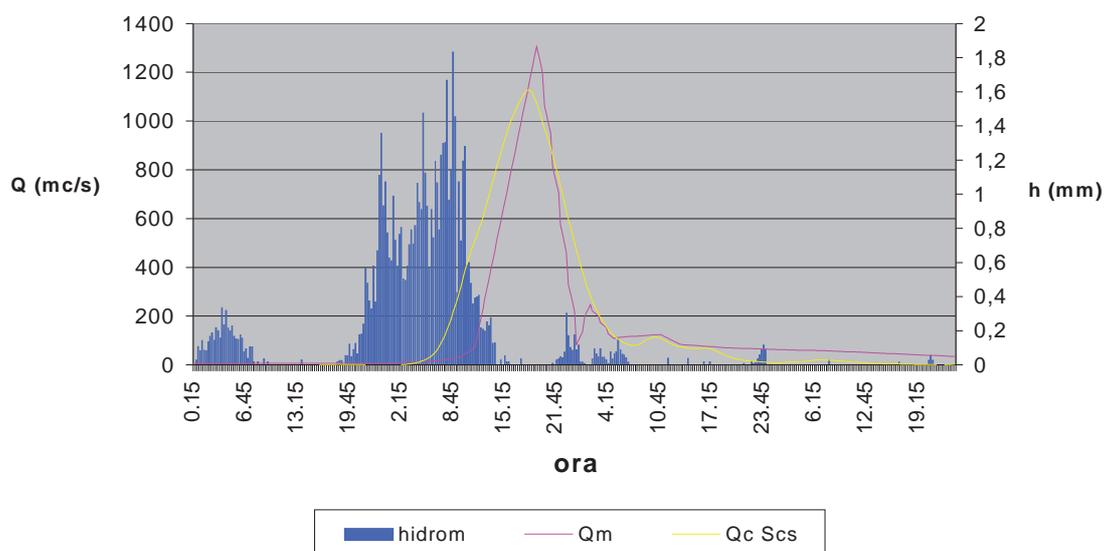


Figura 3-19 Portata simulata con i valori di CN III

In questa seconda simulazione le incongruenze risultano essere più vistose per quanto riguarda il momento di transito dell'onda di piena, anticipato di un'ora, ma meno significative per la portata di picco che risulta essere minore della portata reale del 13,5%. I volumi defluiti poi al contrario del precedente modello, risultano essere maggiori di quelli defluiti nell'evento reale del 12%.

Effettuando poi con la stessa ipotesi la simulazione per il bacino discretizzato in 25 sottobacini i valori sono stati leggermente differenti.

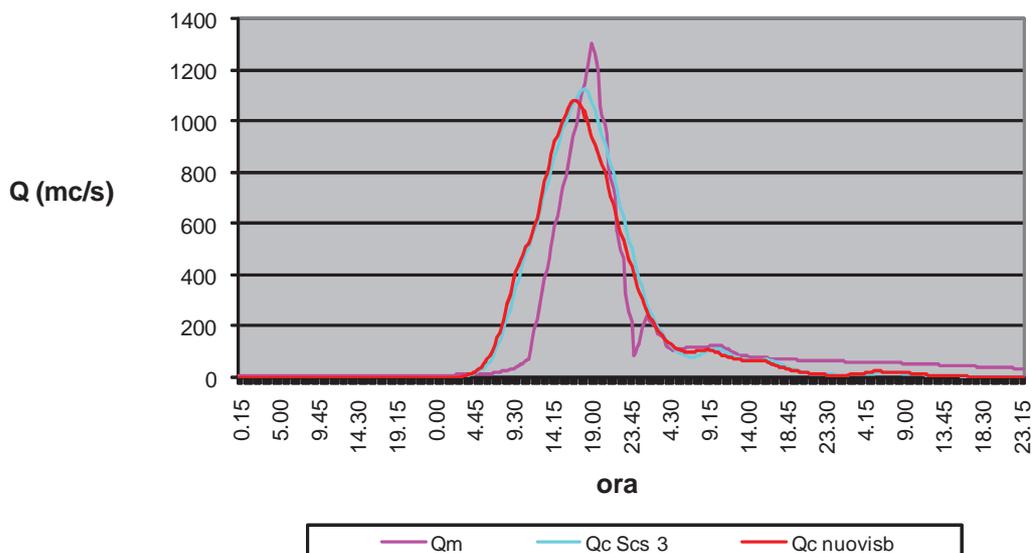


Figura 3-20 Portata simulata con CNIII per bacino discretizzato in 25 sottobacini.

In questo caso il momento di transito dell'onda di piena risulta essere anticipato di un'ora anziché di due, e la portata di picco fornita è del 17% minore di quella reale. La percentuale di volumi defluiti riporta un errore minore rispetto al caso precedente. I volumi sono infatti maggiori di quelli realmente defluiti del solo 9%.

3.1.4.1.2 Green Ampt

Confrontando l'idrogramma reale misurato con quello elaborato dal software le incongruenze, che notiamo sono relative sia alla portata di picco (la portata di modello risulta inferiore del 28%), sia come momento dell'onda di piena (sfalsato di circa 1 ora). Come volume defluito invece per quanto il valore non sia perfettamente identico a quello reale lo sfasamento risulta essere minore di quello ottenuto con il modello dell'SCS (il volume simulato è minore del 17%).

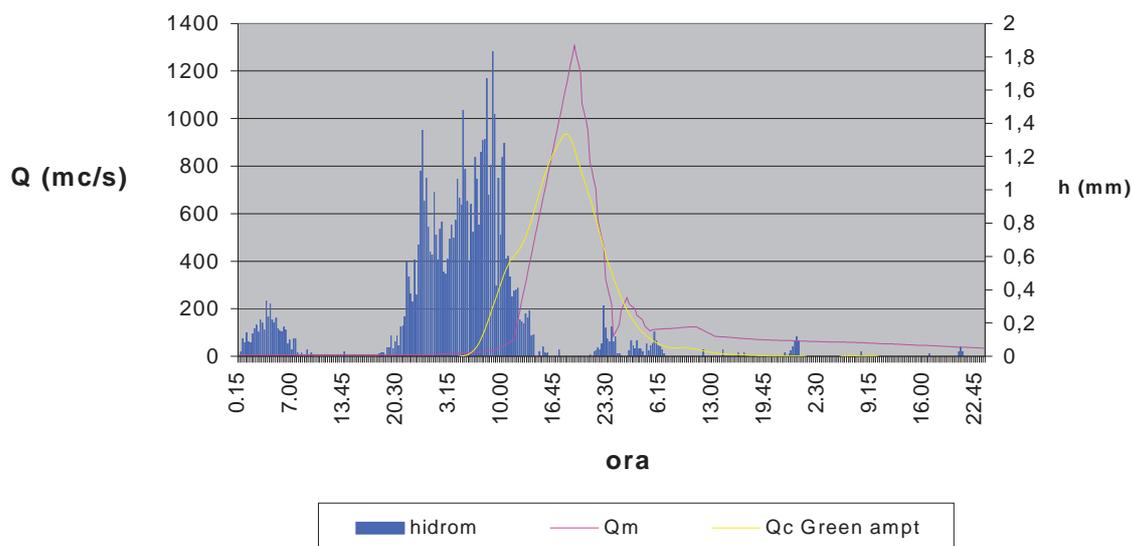


Figura 3-21 Portata simulata utilizzando il modello di Green Ampt.

3.1.4.2 Evento del 1961

L'evento di piena a carattere eccezionale verificatosi nel mese di gennaio del 1961 si è concentrato particolarmente nei giorni del 15, 16 e 17. I dati disponibili per questo evento sono quelli relativi alla maggior parte dei pluviometri ricadenti nel bacino e all'idrometro di Fortore a Ponte Civitate. La scala di deflusso valida per questa stazione di misura è la stessa relativa all'evento del '55.

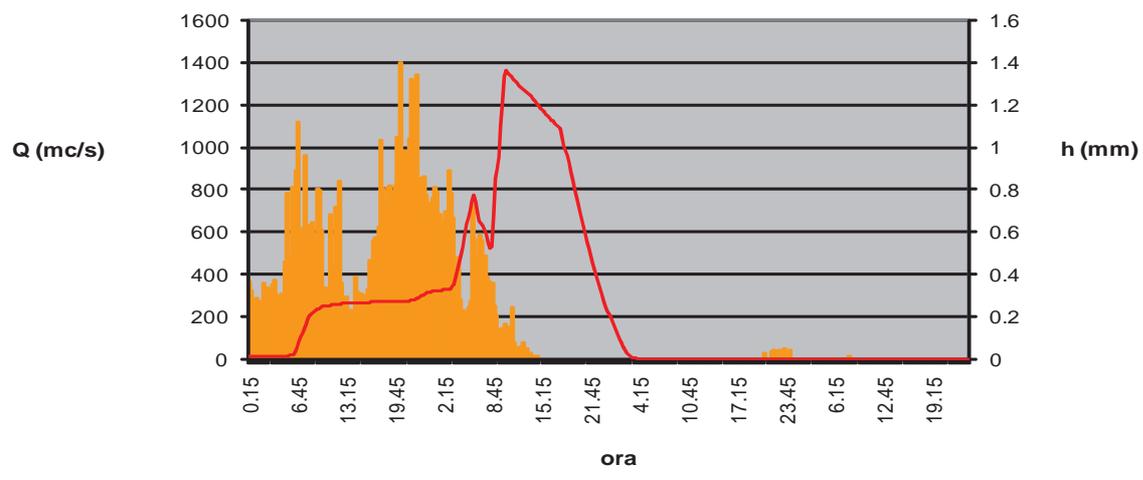


Figura 3-22 Ietogramma delle piogge ragguagliate e idrogramma dell'evento del '61.

3.1.4.2.1 SCS - Curve number

Anche in questo caso la prima simulazione è stata effettuata con i valori di Curve Number misurati relativamente al grado iniziale di saturazione del suolo.

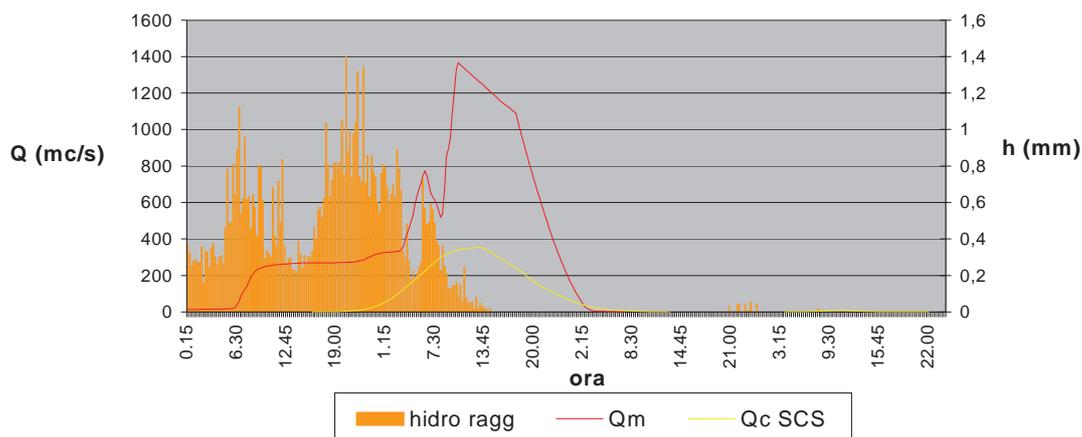


Figura 3-23 Portata simulata con i valori di Cn calcolati.

Si può notare una assoluta incongruenza con l'idrogramma reale, valida sia per quanto riguarda il momento di picco (posticipato di 2,5 ore), sia per quanto riguarda la portata, quella del modello si differenzia da quella reale per il 74% in meno. I volumi defluiti poi, sono minori di quelli reali del 76,5%.

Anche in questo evento si è così provata a supporre un'umidità iniziale del terreno maggiore, considerando un CNIII.

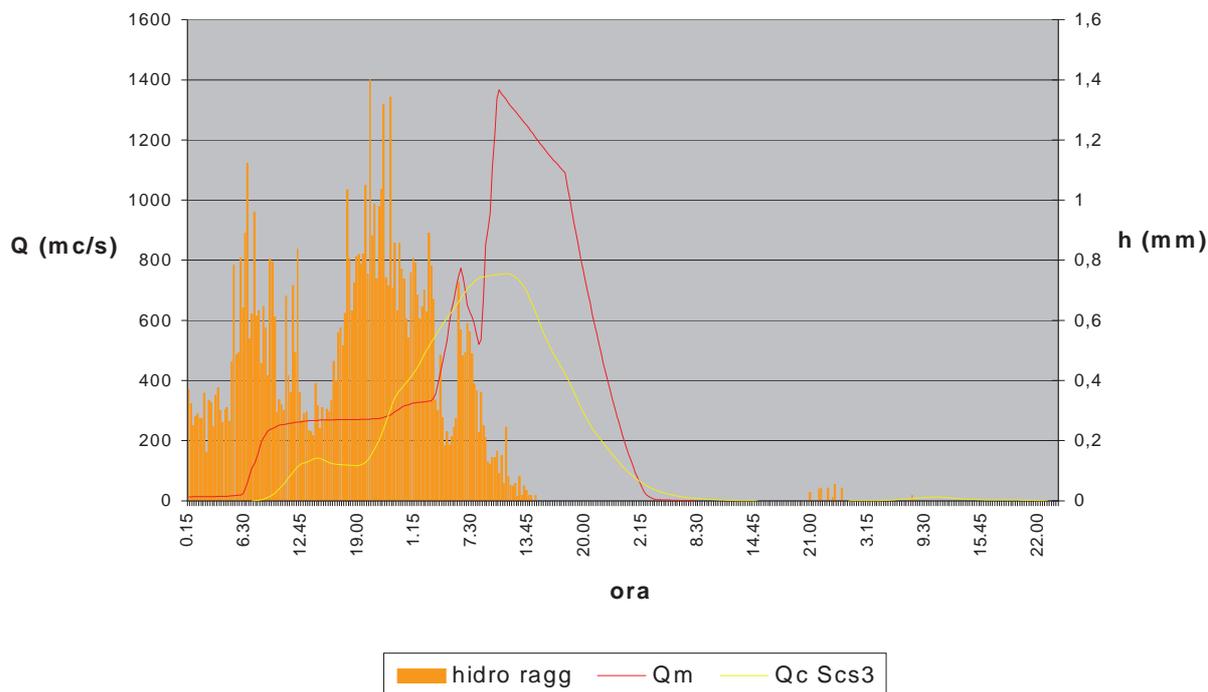


Figura 3-24 Curva simulata con valori di CNIII.

Anche in questa circostanza si verifica un ovvio innalzamento del picco che porta il nostro errore dal 74% al 44%, percentuale di errore che per quanto ridotta, rimane comunque elevata. Il momento di picco risulta avere uno sfasamento minore della precedente simulazione (lo sfasamento è ridotto a 45 minuti). I volumi defluiti presentano quindi anch'essi una riduzione dell'errore che risulta essere comunque ingente (35% in meno).

Si è così poi effettuata una modellazione con il bacino discretizzato diversamente, ossia con un numero minore di sottobacini. Ma i risultati ottenuti in questa maniera nn sono stati molto diversi.

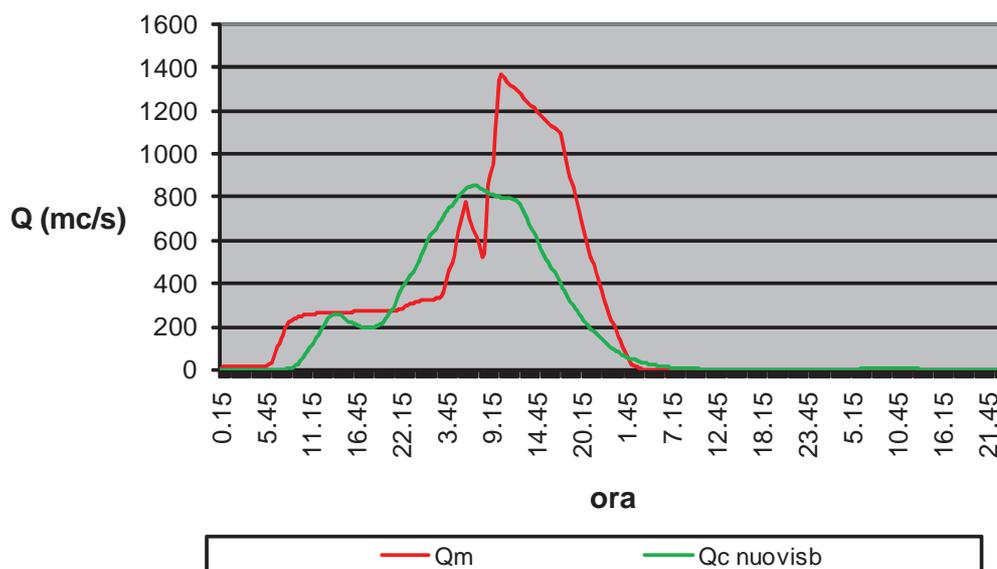


Figura 3-25 Curva simulata con valori di CN3 per bacino discretizzato in 25 sottobacini.

I valori così ottenuti presentano un errore percentuale minore (portata al picco minore del 37% e totale dei volumi defluiti minore del 26%), ma comunque elevati. Viene così affermata l'ipotesi di presenza del manto nevoso precedentemente alla precipitazione.

3.1.4.2.2 Green Ampt

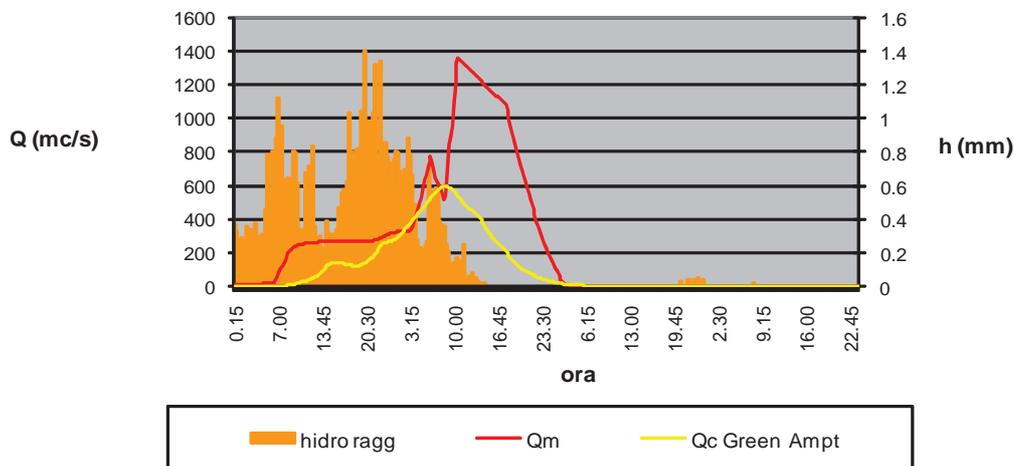


Figura 3-26 Curva simulata con il metodo di Green Ampt.

L'andamento dei deflussi è simile a quello simulato con il metodo del Curve number. La portata al colmo stavolta è anticipata di 2 ore, e riporta un valore del 56,7 % in meno di quello reale. I volumi sottesi poi, sono minori del 57%.

3.1.4.3 Evento del 1963

Tra gli eventi presi in esame quello relativo all'anno 1963 è di intensità minore in quanto si stima una portata di picco a Fortore a Ponte Casale di circa 280 mc/s.

La scala di deflusso utilizzata sarà ovviamente differente da quella utilizzata per i due eventi precedenti e sarà quella riportata in Tab. 3.5

Fortore a Ponte Casale - Scala numerica delle portate							
Altezza idrometrica (m)	Portata (mc/s)	Altezza idrometrica (m)	Portata (mc/s)	Altezza idrometrica (m)	Portata (mc/s)	Altezza idrometrica (m)	Portata (mc/s)
1.45	0.19	2.2	67.8	3	308	3.8	598
1.5	0.5	2.3	92.8	3.1	342	3.9	640
1.6	1.4	2.4	121	3.2	374	4	685
1.7	2.8	2.5	156	3.3	408	4.1	729
1.8	4.8	2.6	180	3.4	444	4.2	778
1.9	8.35	2.7	210	3.5	482	4.3	827
2	21	2.8	242	3.6	520	4.4	880
2.1	42	2.9	275	3.7	558	4.5	930

Tabella 3-6 Scala di Deflusso relativa a Fortore a Ponte Casale

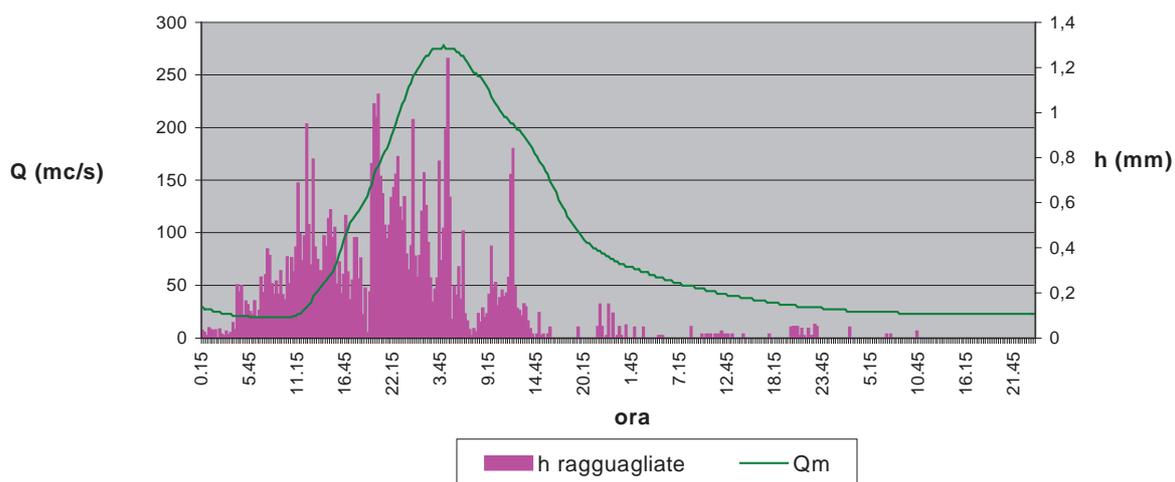


Figura 3-27 Ietogramma delle piogge ragguagliate e idrogramma dell'evento.

Stavolta i valori di C_n utilizzati saranno ovviamente quelli calcolati in relazione al bacino chiuso in corrispondenza della stazione idrometrica di Ponte casale.

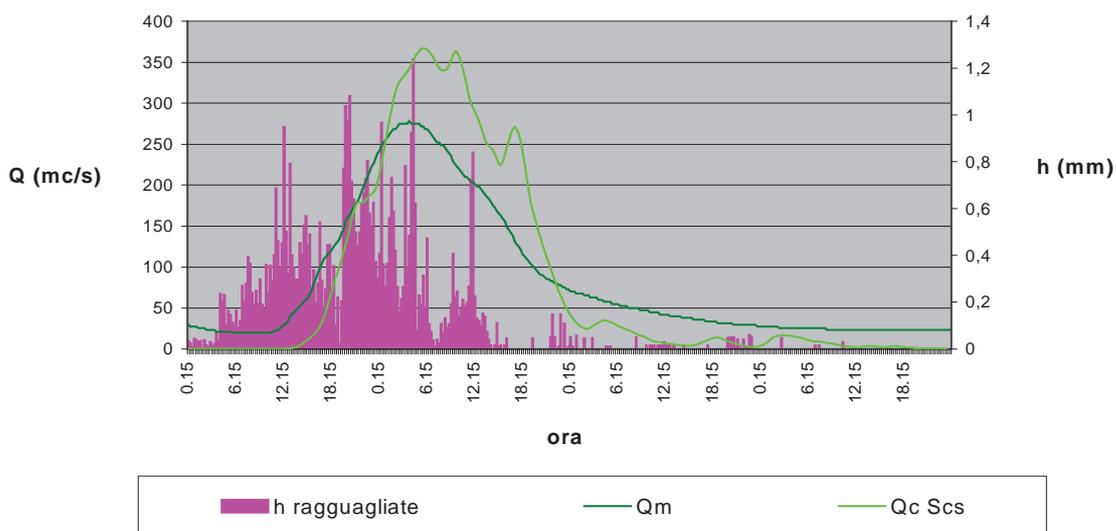


Figura 3-28 Portata simulata col metodo del Curve number.

Si può notare che le curve differiscono sia per il momento che per il valore del picco. La portata al colmo simulata è infatti anticipata di quasi 2 ore e presenta un valore maggiore di quella reale del 24 %. I volumi defluiti invece danno una buona somiglianza con quelli reali, l'errore infatti è solo del 2,5%.

Visto il valore elevato del picco di portata, dovuti a valori di infiltrazione già bassi si procederà direttamente alla simulazione col modello di Green Ampt.

Ma per quanto concerne il bacino suddiviso in 17 sottobacini, la simulazione avverrà nelle medesime condizioni di saturazione del suolo viste negli eventi precedenti.

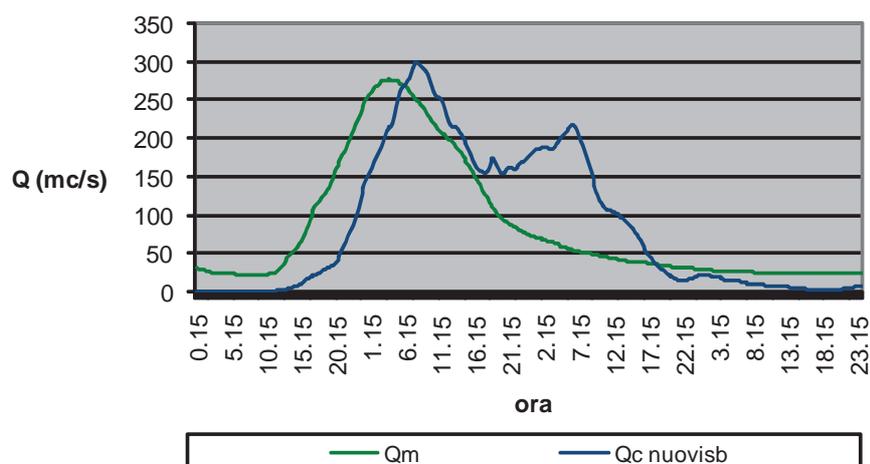


Figura 3-29 Curva simulata con valori di CN3 per bacino discretizzato in 17 sottobacini.

Il momento della portata al picco è posticipato di due ore, mentre l'errore percentuale del valore di tale portata viene ridotto al 7%. I volumi defluiti, poi, risultano essere anche in questo caso maggiori ma di un valore del 4%.

3.1.4.3.1 Green Ampt

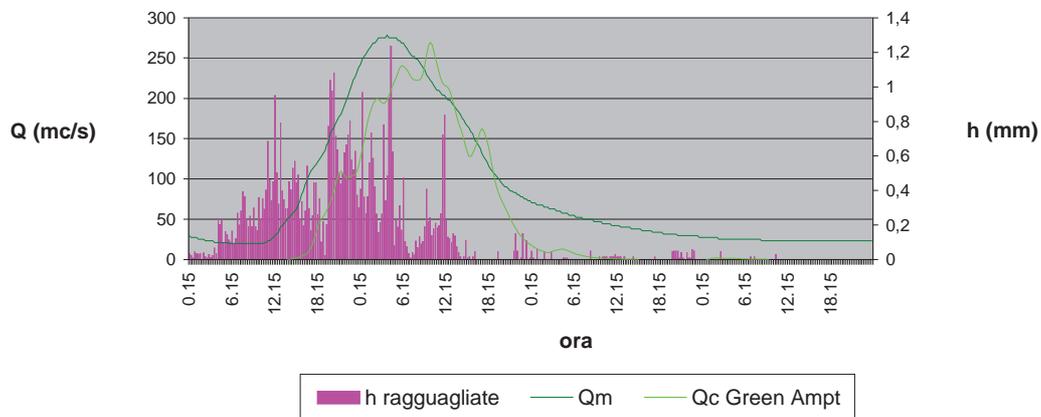


Figura 3-30 Portata Simulata col metodo di Green Ampt

In questa simulazione si può notare una ottima somiglianza con l'idrogramma reale, per quanto concerne il valore del picco minore del solo 3% da quella reale, ma un notevole sfasamento del momento del picco che è posticipato di 6 ore.

Anche i valori dei volumi defluiti nel modello sono molto diversi da quelli reali (inferiori del 42%).

3.2 Il modello DREAM

3.2.1 Descrizione del modello

Il modello *DREAM* (acronimo di Distributed model for Runoff Et Antecedent soil Moisture simulation, Manfreda et al., 2004²) è un modello distribuito per la simulazione del deflusso superficiale, delle condizioni antecedenti di umidità del suolo e delle dinamiche del suolo; il modello fisicamente basato è in grado di interpretare sia l'evoluzione degli stati di umidità del suolo, sia gli idrogrammi di piena (*Manfreda et al.*, 2004) sia di riprodurre la frequenza degli eventi estremi; esso utilizza alternativamente due moduli: il primo progettato alla scala giornaliera per valutare le condizioni antecedenti di umidità degli eventi di piena (D-DREAM) utilizzabili dal secondo modulo che provvede alla simulazione alla scala oraria (H-DREAM); in entrambi i moduli i processi idrologici sono computati in linguaggio matlab tramite uno schema a griglia di rappresentazione del bacino generata da software GIS. Il modello svolge la simulazione idrologica in continuo passando dalla scala giornaliera a quella oraria quando il sistema individua un evento di particolare intensità (si veda lo schema riportato in figura 3.31).

² Manfreda, S., Iacobellis, V. and Fiorentino, M.: Un esempio di modellistica integrata per l'analisi dei processi che controllano la frequenza delle piene fluviali. 29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, ISBN 88-7740-382-9, Editoriale Bios, Vol. 2: 463-470, 2004.

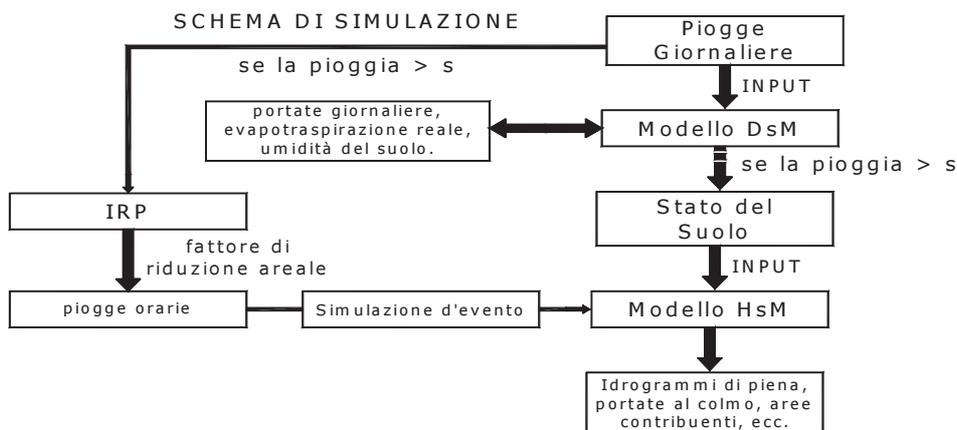


Figura 3-31 Schema adottato per svolgere la simulazione in continuo (Manfreda et al., 2004).

I processi idrologici sono simulati, in entrambi i moduli, in una schematizzazione a griglia a maglie quadrate, in modo da poter considerare il bacino come un insieme di celle elementari con maglie di 250 m di lato. Ad ogni cella sono associate informazioni riguardanti la copertura vegetale, la tessitura del suolo, la morfologia, etc. Le informazioni pedologiche dei suoli sono assegnate sulla base degli studi HYPRES (Wösten et al., 1999).

Nel modello il suolo è schematizzato come un bucket di dimensioni variabili, funzione della tipologia di suolo (Figura 2.2), con flussi entranti ed uscenti quali: precipitazione, evapotraspirazione, deflusso superficiale, deflusso sub-superficiale, ricarica della falda freatica. La frazione di precipitazione che raggiunge il suolo, solo dopo essere stata intercettata dalla vegetazione in quantità funzione della composizione della vegetazione, si infiltra e l'eccesso di infiltrazione viene immagazzinato nelle depressioni superficiali schematizzate come serbatoi che restituiscono acqua sottoforma di ruscellamento superficiale. Il contenuto d'acqua del suolo è ridistribuito in ogni sottobacino secondo le relative caratteristiche morfologiche.

La pioggia giornaliera è distribuita spazialmente sul bacino facendo ricorso al metodo dei poligoni di Thiessen.

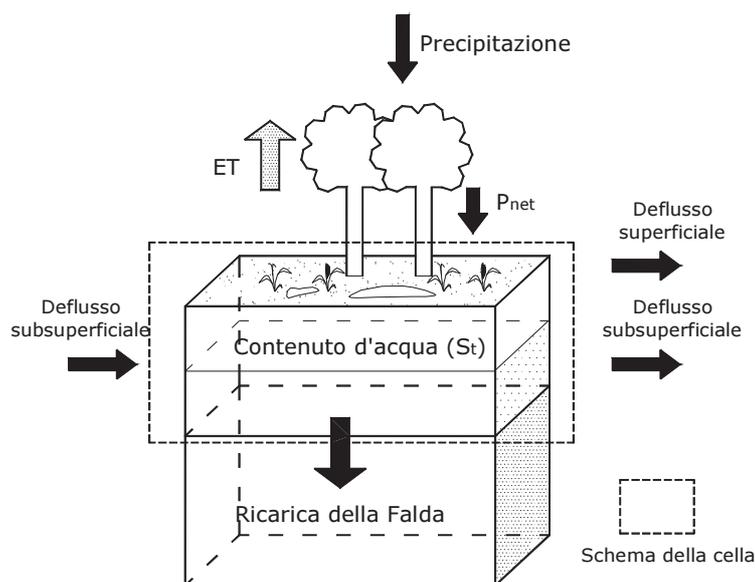


Figura 3-32 Schematizzazione dei flussi entranti ed uscenti relativi ad una singola cella rappresentativa del suolo (Manfreda et al., 2004).

La copertura vegetale è interpretata come un semplice bucket di limitata capacità w_{sc} , seguendo l'equazione proposta da Dickinson (1984):

$$w_{sc} = 0.2 \text{ LAI} \quad (\text{mm}) \quad (4.1)$$

in cui il LAI è l'indice di area fogliaria che rappresenta la superficie di area fogliaria per unità di superficie (Leaf Area Index); il LAI è aggiornabile in tempo reale poichè può essere calcolato sulla base di immagini da satellite. Il LAI è stimato mediante mappe mensili del satellite NOAA-AVHRR.

Il contenuto d'acqua nella copertura vegetale è governato da un'equazione di bilancio del tipo:

$$\frac{\Delta w_c}{\Delta t} = p_v - e_{wc} \quad (4.2)$$

dove p_v è la quantità di pioggia immagazzinata dalla vegetazione (pari alla capacità di immagazzinamento della vegetazione per le celle su cui la precipitazione supera tale

capacità, ovvero pari alla precipitazione totale sulla cella nel caso contrario) ed e_{wc} è il tasso di evaporazione diretta.

L'evaporazione dell'acqua trattenuta dall'apparato fogliare è assunta proporzionale alla frazione di vegetazione bagnata (*Famiglietti & Wood, 1994*) mediante l'evapotraspirazione potenziale dall'intera copertura e_{wct} :

$$e_{wc} = w_{wc} e_{wct} \quad \text{se } w_c > 0 \quad (4.3)$$

dove $w_{wc} = (w_c/w_{sc})^{(2/3)}$ rappresenta la frazione di vegetazione bagnata (*Deardorff, 1978*) e w_c rappresenta il contenuto d'acqua nella vegetazione.

In assenza di vegetazione o, comunque, nel caso in cui la pioggia superi il valore delle perdite legata all'intercezione intervengono le cosiddette depressioni superficiali. Le depressioni superficiali producono uno stoccaggio supplementare d'acqua che dipende dalle caratteristiche locali del terreno: pendenza, uso del suolo e tipo di suolo. L'acqua immagazzinata può sia evaporare (in corrispondenza delle celle su cui vi è precipitazione) che re-infiltrarsi nel suolo dopo l'evento di pioggia.

L'entità di tale perdita è funzione dell'altezza di pioggia, dell'evaporazione e_0 da tali superfici e dell'infiltrazione i_D secondo:

$$\frac{\Delta w_{dep}}{\Delta t} = p_{dep} - e_0 - i_D \quad (4.4)$$

dove la precipitazione immagazzinata p_{dep} e l'infiltrazione i_D nel suolo, proveniente dall'acqua degli invasi, sono descritte attraverso le seguenti espressioni:

$$p_{dep} = \begin{cases} P_t - p_v & \text{if } P_t - p_v < (w_{max} - w_{dep}) \\ w_{max} - w_{dep} & \text{if } P_t - p_v \geq (w_{max} - w_{dep}) \end{cases} \quad (4.5)$$

$$i_D = \begin{cases} w_{dep} & \text{if } P_t - p_v = 0 \\ 0 & \text{if } P_t - p_v > 0 \end{cases}$$

Lo stoccaggio superficiale è funzione del parametro locale capacità di stoccaggio superficiale w_{max} , esso è stato tabellato in funzione di tre parametri: classi di pendenza, uso del suolo e pedologia (vedi Tabella 3-7).

Quando la precipitazione efficace è minore della capacità di immagazzinamento ($w_{max} - w_{dep}$) allora essa è completamente immagazzinata, altrimenti la perdita è uguale alla capacità di immagazzinamento.

Land Use	Slope (%)	sand	loamy sand	sandy loam	silty loam	silt	loam	sandy clay loam	silty clay loam	clay loam	sandy clay	silty clay	clay
Forest	<0.5	8.00	7.50	7.00	6.50	6.00	5.50	5.00	4.50	4.00	3.50	3.00	2.50
	0.5-5	6.00	5.63	5.25	4.88	4.50	4.13	3.75	3.38	3.00	2.63	2.25	1.88
	5-10	4.00	3.75	3.50	3.25	3.00	2.75	2.50	2.25	2.00	1.75	1.50	1.25
	>10	2.00	1.88	1.75	1.63	1.50	1.38	1.25	1.13	1.00	0.88	0.75	0.63
Grass	<0.5	5.00	4.73	4.45	4.18	3.91	3.64	3.36	3.09	2.82	2.55	2.27	2.00
	0.5-5	3.75	3.54	3.33	3.13	2.92	2.71	2.50	2.29	2.09	1.89	1.67	1.46
	5-10	2.50	2.36	2.21	2.07	1.93	1.79	1.64	1.50	1.36	1.22	1.08	0.93
	>10	1.25	1.17	1.09	1.02	0.94	0.86	0.78	0.70	0.63	0.55	0.47	0.39
Crop	<0.5	3.00	2.86	2.73	2.59	2.46	2.32	2.18	2.05	1.91	1.78	1.64	1.50
	0.5-5	2.25	2.14	2.04	1.93	1.82	1.72	1.61	1.51	1.40	1.29	1.18	1.08
	5-10	1.50	1.42	1.35	1.27	1.20	1.12	1.04	0.96	0.89	0.81	0.73	0.66
	>10	0.75	0.70	0.66	0.61	0.56	0.52	0.47	0.42	0.38	0.33	0.28	0.23
Bare Soil	<0.5	1.50	1.45	1.41	1.36	1.32	1.27	1.23	1.18	1.14	1.09	1.05	1.00
	0.5-5	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94	0.90	0.86	0.82	0.78	0.74	0.71
	5-10	0.75	0.72	0.69	0.66	0.63	0.60	0.57	0.54	0.50	0.48	0.45	0.42
	>10	0.38	0.35	0.33	0.30	0.28	0.26	0.23	0.21	0.19	0.16	0.14	0.12
Imper- vius Area	<0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.5-5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	5-10	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>10	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3-7 Parametro w_{max} [mm] in funzione dell'uso del suolo, della pendenza e della pedologia (Liu et al., 2003).

3.2.1.1 Perdite del suolo

Il modello schematizza concettualmente la falda freatica mediante un invaso lineare ricaricato attraverso un processo diffuso di percolazione profonda. Tale componente è una perdita solo nel bilancio del contenuto d'acqua del suolo idrologicamente attivo, invece, ai fini idrologici contribuisce al deflusso di base che ha andamenti regolari nel tempo (Manfreda et al., 2003).

La percolazione profonda si innesca al superamento della capacità di campo ed è regolata dalla seguente espressione (Eagleson, 1978):

$$RG_t = \int_0^{\Delta t} K_s \left(\frac{S_t}{S_{\max}} \right)^{(2+3m)/m} dt \quad (4.6)$$

dove K_s è la permeabilità a saturazione del suolo ed m è l'indice di distribuzione dei pori (pore-size distribution index).

La componente di maggiore rilievo tra tutte le perdite idrologiche è, certamente, l'evapotraspirazione, specie nei bacini del Mediterraneo. L'evapotraspirazione è suddivisa in due parti: e_0 componente dell'evaporazione dovuta all'acqua nelle depressioni superficiali, ed ET_{veg} componente dell' evapotraspirazione dalla vegetazione. La distinzione è fatta mediante l'equazione di *Eagleson* (1982) che definisce la partizione tra suolo nudo e suolo vegetato:

$$M = 1 - e^{-\mu LAI} \quad (4.7)$$

in cui M rappresenta la frazione di suolo coperto da vegetazione e μ è un coefficiente (extinction coefficient) che varia in funzione dell'uso del suolo: 0.35 per i prati, 0.45 per grano, 0.5-0.77 per gli alberi (*Larcher*, 1975).

L'evapotraspirazione dalla frazione M di suolo vegetato di ogni cella è calcolata utilizzando la seguente espressione:

$$ET_{veg} = M \cdot \min \left(1, \frac{4}{3} \frac{S_t}{S_{\max}} \right) \cdot EP' \quad (4.8)$$

L' ET_{veg} varia linearmente finché il grado di saturazione del suolo raggiunge il valore 0.75 (*Rigon et al.*, 2002). Quando il contenuto di umidità supera detto valore, la traspirazione assume un valore pari a quello potenziale $EP' = EP - e_{wc}$.

L'evaporazione reale dalle superfici libere d'acqua è stimata presumendo che l'acqua può evaporare fino alla percentuale potenziale:

$$e_0 = (1 - M) \min(E_p, w_{dep}) \quad (4.9)$$

dove E_p è l'evaporazione potenziale.

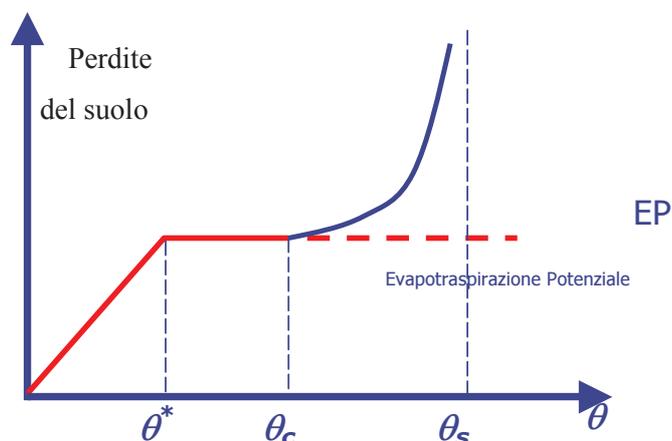


Fig 3-33. Curva rappresentativa delle perdite idrologiche del suolo secondo quanto proposto da Rodriguez-Iturbe et al. (1999).

Nel modello *DREAM*, l'evapotraspirazione potenziale è calcolata in funzione dei dati climatici disponibili; esso utilizza l'equazione di *Thornthwaite* (v.es. *Moisello*, 1999).

Nei casi in cui i dati di temperatura giornalieri dettagliati non sono disponibili, per il calcolo della temperatura media mensile è possibile usare il metodo proposto da *Claps & Sileo* (2001).

3.2.1.2 Bilancio idrologico del suolo

Un fattore chiave per tutti i processi agenti alla scala di bacino è costituito dal contenuto d'acqua del suolo.

Il modello *DREAM* calcola il contenuto d'umidità nello strato di suolo idrologicamente attivo in funzione della precipitazione, dell'evapotraspirazione, dell'interscambio subsuperficiale e della ricarica della falda, secondo un'equazione di bilancio definita a scala locale (si veda lo schema riportato in Figura 3-32):

$$S_{t+\Delta t} = S_t + I_t + RS_{,t} - RG_t - ET_{veg} \quad (4.10)$$

dove: $S_{t+\Delta t}$ rappresenta il contenuto di acqua al tempo $t+\Delta t$, $S_t = \theta_t D$ è il contenuto di

acqua nel suolo al tempo t , θ_t è l'umidità nel suolo, I_t è l'ammontare d'infiltrazione nel suolo, ET_{veg} è l'evapotraspirazione reale, RS_t è lo scambio di flusso laterale ed RG_t indica la ricarica della falda durante il tempo Δt .

Dopo l'intercezione della vegetazione e quella della superficie del suolo, la precipitazione residua s'infiltra completamente nel suolo a meno che non ecceda la capacità di saturazione del suolo stesso. Segue che il runoff superficiale R_t e l'infiltrazione I_t possono essere definiti come nell'equazioni seguente:

$$R_t = P_{net,t} - (S_{max} - S_{t-1}) \quad \text{se} \quad P_{net,t} \geq (S_{max} - S_{t-1}) \quad (4.11)$$

$$I_t = P_{net,t} - R_t \quad \text{se} \quad P_{net,t} > 0 \quad (4.12)$$

dove: $P_{net,t} = P_t - p_v - p_{dep}$ è la precipitazione netta durante Δt (pioggia meno intercezione e stoccaggio superficiale), $S_{max} = \theta_s D$ è il contenuto di acqua di suolo a saturazione e θ_s è l'umidità del suolo reso saturo.

Elemento caratterizzante del modello è la modalità con cui viene trattato il deflusso subsuperficiale generato per exfiltrazione dalle celle che arrivano a saturazione mediante il meccanismo di redistribuzione. Tale meccanismo è governato da una funzione di redistribuzione applicata ad ogni sottobacino di ordine immediatamente inferiore a quello del bacino stesso. La redistribuzione è valutata come una funzione del wetness index (W) o indice topografico proposto da *Kirkby* (1975). Quest'ultimo riflette la tendenza dell'acqua ad accumularsi in regioni con una grande area drenante a monte e con pendenze relativamente lievi. Il processo s'innesci solo al superamento della capacità di campo.

Il bacino principale è suddiviso in un numero di sottobacini e per ciascuno di essi il modello redistribuisce il deflusso subsuperficiale cella per cella sulla base della seguente equazione:

$$RS_{t,j} = \left(\frac{W_j \sum_{i=1}^{N(t)} \max[c(S_{t,i} - S_{c,i}), 0]}{\sum_{i=1}^{N(t)} W_i} \right) - \max[c(S_{t,j} - S_{c,j}), 0] \quad (4.13)$$

dove: $RS_{t,j}$ è il flusso subsuperficiale relativo alla cella j , $W_i = \ln(a/\tan\beta)$ (a è l'area di drenaggio per unità di contorno e $\tan\beta$ è la pendenza locale nella direzione discendente) è l'indice topografico, calcolato per l' i -esima cella, $S_{t,i}$ è il contenuto d'acqua del suolo relativo alla cella i al tempo t , $S_{c,i}$ è il contenuto d'acqua alla capacità di campo relativo alla cella i , $N(t)$ è il numero di celle che supera la capacità di campo per ogni sottobacino in cui ricade la j -

esima cella e $c [T^{-1}]$ è il parametro di redistribuzione. Quest'ultimo rappresenta un parametro di calibrazione del modello.

Nel caso di bacini piccoli e medi, è ragionevole presumere che il runoff medio giornaliero sbocca nella sezione di chiusura nello stesso giorno. In tale ipotesi, è possibile calcolare il deflusso giornaliero come somma del deflusso superficiale prodotto nello stesso giorno e del contributo del runoff subsuperficiale di ogni cella. Il deflusso profondo, ovvero il contributo di falda, al contrario, è interpretato attraverso una relazione lineare del serbatoio tra il volume colato ed il deflusso uscente.

3.2.1.3 Routing superficiale

La dinamica del ruscellamento superficiale diventa uno degli aspetti dominanti per una stima attendibile degli idrogrammi di piena, nel momento in cui il modulo a scala oraria *DREAM-H* è attivo. Il flusso è diretto lungo le linee di massima pendenza ed è simulato nell'ipotesi di velocità locale costante. Il flusso in alveo e sui versanti è diretto attraverso percorsi determinati sulla base delle caratteristiche topografiche del bacino, descritto mediante un DEM con una risoluzione di **250 m**. La velocità in ogni cella è determinata usando l'ipotesi di velocità locale costante, assumendo che il raggio idraulico ed il coefficiente di scabrezza siano caratteristiche statiche del terreno invarianti nel tempo.

La portata alla sezione di chiusura è calcolata come somma dei contributi specifici di ogni cella dopo un tempo di residenza corrispondente al tempo necessario per raggiungere la sezione di chiusura. Tale parametro è definito flowtime ft , calcolato come il tempo necessario alle particelle d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura del bacino (si veda la fig. 2.4). La velocità di ruscellamento, o più in generale del flusso, sia sui versanti che nel reticolo, sono determinate mediante l'equazione di Manning, in cui il coefficiente di scabrezza (n) è assegnato in funzione dell'uso del suolo (si veda la Tabella 3-8) ed il raggio idraulico (R) è considerato come caratteristica statica locale.

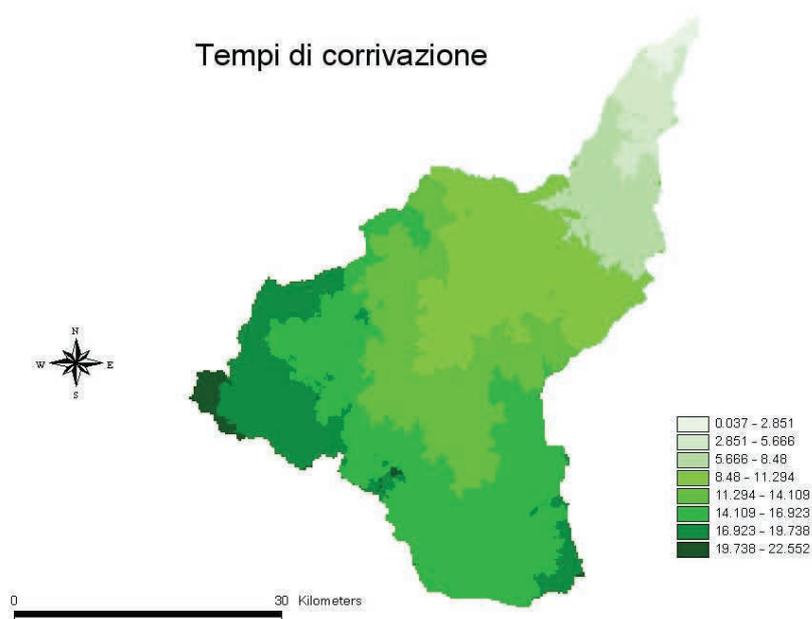


Figura 3-34 Mappa dei tempi di corrivazione del bacino idrografico calcolato alla foce.

La funzione di risposta del bacino è ottenuta in ambiente GIS, attraverso l'estrazione delle informazioni topografiche ed idrologiche dai dati spaziali digitali del bacino. Le direzioni di deflusso sono assegnate usando il metodo D8 che associa ad ogni cella una delle sue otto vicine, sia adiacenti che vicine in diagonale, nella direzione in cui si misura la massima pendenza (O'Callaghan & Mark, 1984).

Il raggio idraulico è stato valutato attraverso l'area di drenaggio a monte di ogni cella. In particolare, è stata usata un'equazione dedotta in funzione del rapporto stimato tra il raggio idraulico e la portata [Albertson & Simons, 1964], suggerendo:

$$R = R_{\max} \left(\frac{A}{A_{\max}} \right)^{0.26} \quad (4.14)$$

Il raggio idraulico lungo il reticolo è funzione dell'area di drenaggio a monte di ogni cella, così come espresso nell'equazione sopra rappresentata, mentre è assunto costante lungo i versanti ed in particolare uguale a 0,01 m. Il parametro R_{\max} rappresenta il parametro di

taratura per il processo di corrivazione; esso infatti condiziona i tempi di risposta dell'intero bacino.

Il deflusso orario è dato dalla somma dei contributi che vengono da ogni cella del bacino dopo un tempo di ritardo uguale al flowtime della cella stessa, come espresso nella seguente equazione:

$$Q_{s,t} = \sum_{d=1}^{\tau_{max}} R_{t-ft} (ft = d) \quad (4.15)$$

dove ft rappresenta il flowtime necessario per raggiungere la sezione di chiusura del bacino e τ_{max} è il flowtime massimo del bacino.

Landuse Category	Manning's coefficient
<i>crop or mixing farming</i>	0.15
<i>irrigated crop / short grass / bog marsh</i>	0.20
<i>mixed woodland / shrub / tall grass</i>	0.40
<i>evergreen/deciduous needle leaf tree</i>	0.40
<i>evergreen broad leaf tree</i>	0.60
<i>deciduous broad leaf tree</i>	0.80
<i>impervious area/sewer channel</i>	0.02
<i>streams</i>	0.04

Tabella 3-8 Coefficienti di Manning espressi in funzione della tipologia di uso del suolo.

Nelle simulazioni effettuate relativamente al bacino idrografico chiuso alla stazione di Ponte Civitate, fornisce risultati soddisfacenti e costituisce uno strumento affidabile per la ricostruzione degli eventi di piena e per l'interpretazione dello stato di imbibizione dei suoli. Il modello giornaliero ha fondamentalmente due parametri di calibrazione: la costante di recessione del deflusso di base e la costante di redistribuzione del deflusso sub-superficiale. La prima può essere stimata direttamente dalle curve di esaurimento degli idrogrammi registrati attraverso una regressione log-lineare, mentre la seconda è stata tarata minimizzando l'errore quadratico medio ottenuto confrontando gli idrogrammi registrati con quelli simulati.

Il modello a scala oraria, include un parametro di calibrazione, il raggio idraulico nella sezione di chiusura, che può essere ottenuto facendo riferimento ad eventi di piena registrati ovvero calibrato sul singolo evento orario. Tale modello fornisce risultati soddisfacenti nel

confronto tra gli eventi simulati e misurati.

Il *DREAM* è stato testato su eventi storici registrati come quelli dell' Ottobre 1955, Gennaio 1961 e Dicembre 1963 (Figura 2.5) relativamente al bacino idrografico calcolato alla stazione di Fortore a Ponte Civitate. In questo caso di studio si è svolta una simulazione a scala giornaliera partendo dall'anno 1951 così da ricostruire lo stato di imbibizione del suolo antecedente l'evento di piena input nel modello orario. Tale passaggio è reso indispensabile per ricostruire l'evento di piena in modo realistico, considerato che i dati registrati a scala oraria sono limitati a pochi giorni.

Il confronto tra i dati misurati e i dati osservati è risultato soddisfacente. È in ogni modo opportuno sottolineare che nel caso dell'applicazione alla scala oraria sono stati utilizzati dati orari di piogge puntuali; il che certamente costituisce una limitazione per un modello di tipo distribuito. Ciononostante la simulazione oraria ha riprodotto in modo affidabile l'idrogramma di piena registrato (Figure 2.6 – 2.7 – 2.8).

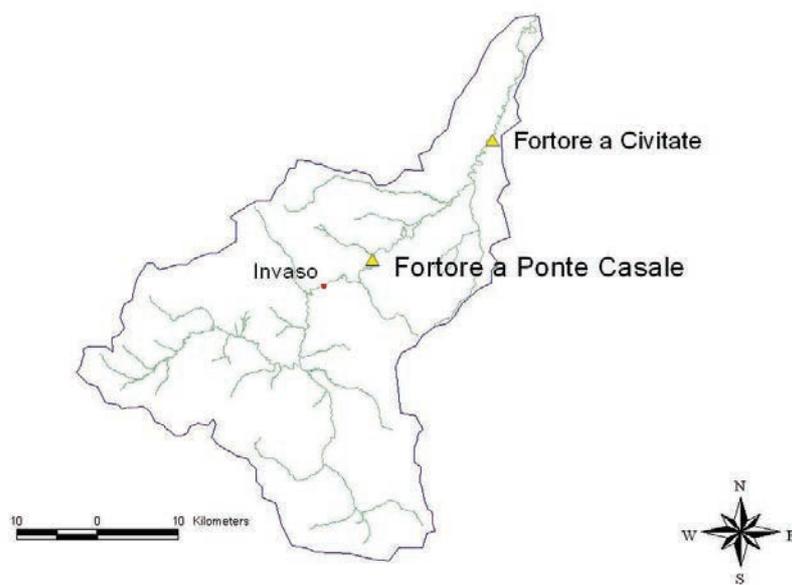


Figura 3-35 Bacino idrografico del Fortore calcolato rispetto alla foce e stazioni idrometriche esistenti.

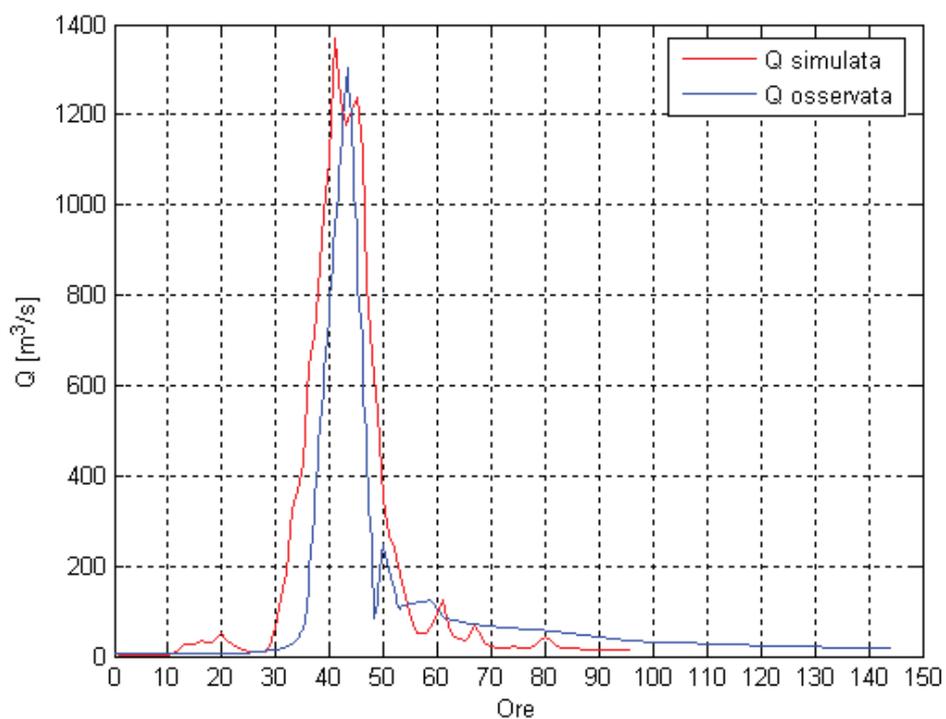


Figura 3-36 Simulazione effettuata mediante il modello DREAM applicato alla scala oraria, Fortore a Civitate, Ottobre 1955.

4 Modello di propagazione dell'onda di piena nel fiume Fortore

4.1 Premessa

Negli ultimi anni studi di questo tipo vengono svolti sempre più frequentemente, da un lato grazie alla disponibilità di modelli raffinati e software avanzati, dall'altro a causa dell'elevata frequenza con cui stanno avvenendo eventi meteorici di notevole entità. I repentini cambiamenti climatici, di cui tanto si discute e che a volte sembrano non riguardarci, si stanno manifestando anche attraverso una diversa distribuzione temporale delle piogge. Rilievi recenti hanno messo in evidenza che, il volume totale di acqua piovana attualmente interessante il nostro territorio, risulta quantitativamente comparabile con quello di qualche decennio fa, ma dal punto di vista qualitativo le piogge risultano molto più intense e concentrate, quindi estremamente più pericolose.

Nel presente rapporto, l'analisi idraulica è stata finalizzata alla valutazione degli effetti provocati dall'onda di piena attraverso l'elaborazione di più scenari, associati ciascuno alla simulazione di una prefissata portata scaricata dalla Diga e dagli affluenti. Per alcuni di questi è stata poi elaborata una mappa delle zone inondate con particolare attenzione alle aree interessate da insediamenti ed infrastrutture, al fine di stabilire la condizione limite di sicurezza idraulica per l'alveo di valle, in considerazione anche della capacità di laminazione della Diga.

Nelle aree a maggior rischio si dovrebbero attuare azioni di prevenzione, contrasto, contenimento e manutenzione dell'alveo. Il fine primario deve sempre essere quello di salvaguardare l'integrità della vita umana, degli insediamenti e dell'ambiente, bene reso troppo spesso fragile dalle continue modifiche antropiche che sono, sovente, corresponsabili delle catastrofi che a volte erroneamente chiamiamo "naturali".

Qui di seguito verranno esposte le modalità con cui sono stati inseriti ed elaborati i dati alla base della simulazione delle onde di piena con il software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System, sviluppato dal "U.S. Army Corps of Engineers"), utilizzato per l'analisi monodimensionale a valle della diga, e con il software FLO-2D (FLO-2D® Flood Routing Model, Version 2006.01 Copyright © 1989, 1993, 2004) utilizzato per l'analisi bidimensionale a valle del ponte Ripalta.

4.2 Modellazione idraulica monodimensionale: HEC-RAS

La propagazione è stata effettuata nel caso di moto permanente utilizzando diverse portate che rappresentano quelle rilasciate dalla diga di Occhito.

In tale studio sono state considerate oltre che la portata scaricata dalla diga, anche le portate provenienti dalle confluenze secondarie. Si sono così ottenuti più scenari, ciascuno associato ad un certo valore di portata in ingresso. I risultati di output del modello sono stati successivamente elaborati, in modo da rendere più immediato il confronto tra i diversi scenari simulati. Lo sviluppo del modello si è articolato secondo i seguenti punti:

- input dei dati geometrici;
- inserimento dei dati inerenti le portate di verifica;
- definizione delle condizioni al contorno;
- esecuzione della modellazione.

Lo “schema” riportato in allegato 1 rappresenta una planimetria del tratto fluviale e mostra l'andamento dell'asta principale dal piede della diga fino allo sbocco al mare; esso non solo definisce la disposizione e la connessione dei vari tronchi del corso d'acqua, ma serve anche ad identificare tutte le altre caratteristiche fluviali, in modo da potervi fare agevolmente riferimento in un qualunque momento e in una qualunque fase di calcolo.

Ogni sezione trasversale (*cross section*) viene identificata con un numero associato alla stessa che permette di identificarne la posizione rispetto alle altre; le sezioni inserite sono in totale 114, il valore più alto corrisponde alla sezione più a monte mentre quello più basso a quella più a valle.

Nel presente lavoro, il disegno dello schema del canale è stato realizzato con il software ArcView-GIS tramite l'estensione HEC-GeoRAS che ha consentito la georeferenziazione dei dati geometrici da inserire in HEC-RAS.

L'uso di HEC-GeoRAS ha richiesto un modello digitale del terreno, cioè un modello in cui ad ogni elemento siano associate le sue coordinate spaziali reali; nel modello digitale infatti le coordinate di un oggetto non sono memorizzate relativamente ad un sistema di riferimento arbitrario, né relativamente al sistema di coordinate della periferica usata.

Per effettuare la mappatura delle aree a rischio idraulico, occorre acquisire la cartografia necessaria riguardante i dati topografici, geologici e di uso del suolo inerenti la zona oggetto di studio; è necessario inoltre definire il reticolo idrografico, delimitarne il bacino scolante, rilevare la geometria del corso d'acqua..

Per queste finalità si è utilizzato, come strumento informatico, il GIS (Geographic Information System) che raccoglie, modifica, analizza e rappresenta dati territoriali caratterizzati da un'esatta posizione geografica. Caratteristica fondamentale di un GIS è quella di georeferenziare i dati, ovvero di far corrispondere ad ogni elemento del territorio una precisa posizione geografica espressa in coordinate spaziali reali.

L'elemento è memorizzato secondo le coordinate del sistema di riferimento in cui realmente è situato, utilizzando il sistema geografico (UTM o Gauss Boaga), e nelle reali dimensioni. In questo lavoro i dati sono stati georeferenziati nel sistema UTM.

Infatti in Italia, la cartografia ufficiale dell' Istituto Geografico Militare (IGM) adotta il sistema di coordinate UTM (Universale Trasverso di Mercatore) e si basa sull'ellissoide di riferimento (datum) europeo del 1950. I "datum" sono dei modelli matematici della superficie terrestre che periodicamente vengono aggiornati in seguito a campagne di rilevamenti geodetici.

Come risulta dalla figura 4-1, il sistema UTM consiste in una proiezione su un piano della superficie terrestre (cioè della superficie esterna dell'ellissoide di riferimento) e nella successiva divisione in zone. Ogni zona è delimitata da un meridiano occidentale e da un parallelo meridionale e, a partire da questi, si estende per un certo numero di gradi.

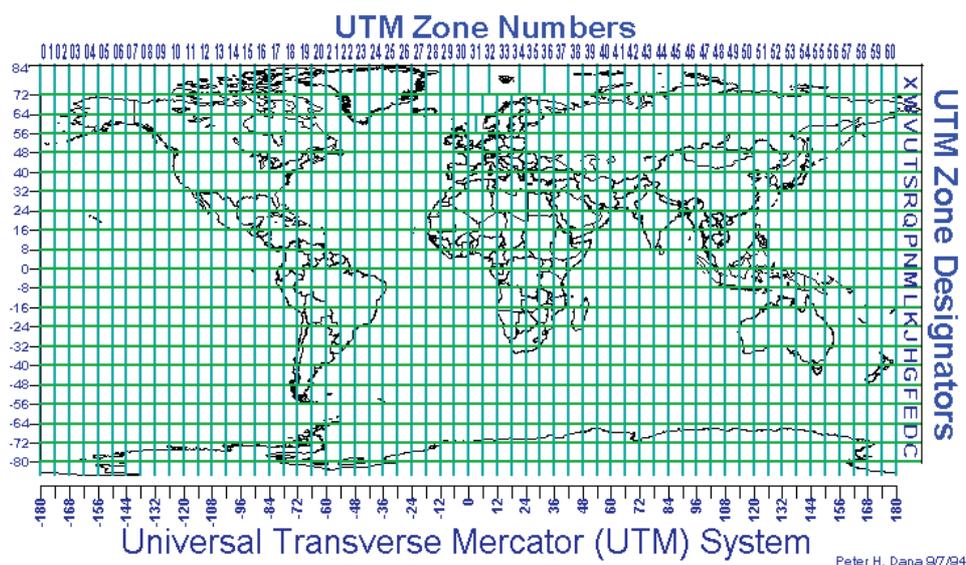


Figura 4-1: Universal Transverse Mercator System.

Per esempio in Italia settentrionale siamo nella zona 32 T, in Italia centrale siamo nella zona 33 T e in Italia meridionale siamo nella zona 33 S. All'interno di ciascuna di queste zone, la posizione di un punto è individuata da coordinate espresse in metri (o in km, se si trascurano le ultime tre cifre) a partire da un meridiano e da un parallelo di riferimento. Il meridiano di riferimento è quello che delimita la zona a occidente, mentre il parallelo di riferimento è sempre l'equatore.

L'analisi idraulica consiste, in generale, nel modellare idraulicamente un corso d'acqua, nel simulare la propagazione dell'onda di piena lungo il reticolo idraulico e nel determinare l'altezza che il livello idrico raggiunge nelle varie sezioni, evidenziando possibili criticità, al fine di individuare le aree allagabili corrispondenti ai diversi tempi di ritorno. Le aree inondate vengono definite attraverso una poligonale risultante dall'intersezione della superficie liquida e la superficie del terreno.

Per poter studiare matematicamente le modalità di propagazione dell'onda di piena si ha la necessità di far riferimento a modelli matematici. Tali ultimi si propongono di definire, istante per istante, le condizioni idrometriche nel corso d'acqua, consentendo la rappresentazione del fenomeno idraulico d'interesse. Questi modelli si possono costruire partendo da due punti di vista completamente diversi:

- il primo fa riferimento alla descrizione idraulica del fenomeno di propagazione che si basa sulle equazioni di De Saint Venant;

- il secondo cerca di identificare il sistema in maniera sintetica mediante la sua risposta impulsiva.

I modelli che seguono la prima metodologia si distinguono tra loro a seconda delle semplificazioni apportate alle equazioni differenziali del moto vario ed anche in base ai metodi di risoluzione numerica delle stesse.

Generalmente i caratteri idraulici della corrente durante un evento di piena variano piuttosto gradualmente, così risulta lecito trascurare alcuni termini delle equazioni di De Saint Venant e pervenire a modelli semplificati che riescono a riprodurre il fenomeno in modo più che soddisfacente ai fini pratici.

Va sottolineato che, a causa delle imprecisioni connesse con la definizione della morfologia dell'alveo e delle sue caratteristiche idrauliche, quale che sia il modello matematico utilizzato, la sua aderenza alla realtà può essere assicurata solo attraverso accurate operazioni di taratura o calibratura. Ciò, in sostanza, sta a significare che, a qualche deficienza teorica del modello, è possibile rimediare agendo empiricamente sui vari coefficienti che in esso compaiono, in modo che il modello sia più congruente possibile con le osservazioni sperimentali. L'esempio più ricorrente e rappresentativo è quello della scabrezza dell'alveo. Nella scelta dei coefficienti di scabrezza relativi ai periodi di piena infatti, l'incertezza deriva dai concomitanti fenomeni di modellazione dell'alveo che fanno variare la resistenza al moto (e dunque i coefficienti) sia da una piena all'altra che durante la stessa piena.

La scelta deve essere effettuata a seguito di un'accurata ricognizione dei luoghi, considerando le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti al deflusso. Per la scelta dei valori numerici si è fatto riferimento, al coefficiente di Manning.

I modelli che appartengono alla seconda categoria (chiamati modelli idrologici) si basano sulla trasformazione degli afflussi in deflussi prendendo in considerazione tutti i diversi processi che concorrono alla formazione del deflusso, a partire dall'analisi della precipitazione efficace, fino alla valutazione della risposta impulsiva, ed alla valutazione dell'effetto di laminazione del bacino idrografico.

La modellistica usata per lo studio della propagazione delle piene può essere ulteriormente suddivisa in monodimensionale e bidimensionale a seconda che si ipotizzi che la propagazione del flusso avvenga rispettivamente lungo una prestabilita direzione o lungo diverse direzioni scelte in base ai dati di input del sistema .

Va da sè che l'applicazione di modelli bidimensionali si attua soprattutto per la propagazione nelle zone di espansione del corso d'acqua dove, la semplificazione a moto monodimensionale, non può considerarsi accettabile se si mira ad un'analisi più accurata e dettagliata.

Nonostante l'efficienza delle tecniche di modellazione bidimensionale, la loro implementazione comporta notevoli difficoltà concettuali e, l'applicazione a casi reali, risulta poco agevole a causa della complessità e dell'elevato numero di informazioni da inserire.

La schematizzazione bidimensionale richiede, inoltre, tempi di calcolo elevati che potrebbero non adattarsi alla capacità e alla potenza degli usuali calcolatori. Al contrario, i modelli monodimensionali, si basano su schematizzazioni più semplici ma spesso troppo riduttive.

Lo studio della propagazione dell'onda di piena sul tratto a valle della diga di Occhito è stato effettuato nell'ipotesi di moto permanente e monodimensionale utilizzando un software, l'HEC-RAS, che applica un modello di calcolo che ipotizza la propagazione del flusso esclusivamente lungo l'asse del fiume. Il software presenta un'interfaccia utente grafica, componenti di analisi idrauliche separate, capacità di memorizzazione e gestione dati, graficizzazione e strutture semplici per la rappresentazione ed esportazione dei risultati.

L'Hec-Ras è un modello di calcolo monodimensionale che consente la simulazione dei flussi idrici e il calcolo del profilo del pelo libero della corrente, sia in moto permanente che in moto vario. Il primo passo nello sviluppo del progetto in Hec-Ras è stato quello di introdurre i dati per la ricostruzione geometrica del modello, cioè l'insieme di tutte le informazioni fisiche, geometriche ed idrauliche utili per il calcolo. I dati geometrici che sono stati utilizzati per la ricostruzione del tratto di corso d'acqua oggetto di studio consistono in:

- rilievi eseguiti nel 1982 e successivamente nel 1986 dal Provveditorato alle Opere Pubbliche della Puglia – Bari – per la realizzazione degli interventi sul fiume Fortore, disponibili presso il Consorzio di Bonifica per la Capitanata;

- rilievi eseguiti dal Consorzio di Bonifica per la Capitanata nel lavoro “Rilievi topografici di 16 sezioni trasversali sull’asta del fiume Fortore”;
- rilievi eseguiti dal Genio Civile, Ufficio di Foggia relativamente ai ponti e viadotti sul fiume Fortore a valle della diga di Occhito sino alla foce, acquisiti presso il Consorzio di Bonifica per la Capitanata;

rilievi effettuati nel 2005 dalla Physis per conto dell’autorità di bacino dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore.

Nell’ allegato 2 si riporta il profilo longitudinale del Fortore in cui è possibile visualizzare oltre le quote del fondo alveo del fiume, anche la numerazione delle sezioni, la posizione degli attraversamenti ed i tiranti idrici raggiunti per le portate relative ai tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni.

Come si può notare, osservando l’allegato 2, per questo studio sono state introdotte 1164 sezioni: la sez. 0 è posta in corrispondenza della foce mentre la sez. 1153 è quella più a monte in corrispondenza del piede della diga.

Per completare la descrizione di ciascuna delle sezioni trasversali, sono stati inseriti:

- i coefficienti di Manning;
- i coefficienti di espansione e contrazione;

Per ciò che concerne il coefficiente di scabrezza di Manning, nel progetto in questione, è stato inserito lo stesso valore per entrambe le golene pari a 0.016 ed una resistenza maggiore (pari a 0.030), per il canale principale.

Non è stato ritenuto opportuno variare tale coefficiente man mano che ci si sposta da monte a valle in quanto, sopralluoghi eseguiti sul Fortore hanno confermato che, se pur con una certa approssimazione, le caratteristiche che hanno portato a definire i valori di tale coefficiente, risultano piuttosto omogenee lungo l’asta fluviale, infatti:

- ❖ non sono presenti rilevanti tratti rivestiti;
- ❖ la vegetazione risulta abbastanza fitta;
- ❖ le sezioni hanno quasi sempre fondo irregolare
- ❖ è presente la sedimentazione di materiali detritici

I coefficienti di contrazione ed espansione esprimono la perdita di energia dovuta all’espansione e alla contrazione della massa liquida in corrispondenza di bruschi cambi di sezione. Si assumono per gli stessi sempre valori compresi tra 0.1 e 0.3 laddove i cambi di

sezione sono piccoli o comunque nel caso di corrente lenta; tra 0.3 e 0.5 se il cambio di sezione è violento. Nel presente studio si è posto il coefficiente di contrazione pari a 0.1 e quello di espansione pari a 0.3.

Il posizionamento sullo schema geometrico (che comprende tutte le sezioni disponibili) dei punti a cui corrispondono le sponde (v. allegato 1), è stato effettuato riferendosi a:

- rilievi delle sezioni del canale disponibili e riportati in autocad, i quali hanno facilitato la distinzione tra canale principale e golene laterali;
- sopralluoghi, effettuati in vari tratti del fiume, durante i quali, si è misurata, in alcune sezioni, la distanza reale tra le sponde;
- ortofoto da cui è stato possibile misurare la distanza tra le sponde, attraverso le funzioni di ArcViewGis.

Tale posizionamento, non è stato facile in quanto l'alveo del Fortore è caratterizzato da meandri e vista la tendenza del flusso ad "esondare" in queste zone.

L'instabilità del corso principale si può anche rilevare dall'aspetto delle sponde che spesso, quando sono battute al piede dalla corrente, presentano il tipico fenomeno delle "lunate" ovvero rilascio dello stesso materiale di sponda che assume la tipica forma.

Molte volte quindi, durante la preparazione del modello, è stato necessario confrontare tra loro dati contrastanti e valutare quali fossero i più attendibili o verosimili allo stato attuale dell'alveo mediante sopralluoghi.

Lo studio idraulico è stato effettuato utilizzando tre differenti tipologie di simulazioni: la prima caratterizzata dall'immissione al piede della diga di portate dell'ordine delle decine di m^3 che è servita a rilevare la portata di sicurezza ovvero quella che non determina il sormonto delle sponde; la seconda caratterizzata da portate di prova inserite immediatamente a valle del piede della diga per analizzare la risposta del corso d'acqua a seguito di immissioni di differente entità ($100 m^3/s$, $150 m^3/s$, $200 m^3/s$, $300 m^3/s$, e $600 m^3/s$); la terza caratterizzata da portate dell'ordine delle centinaia di m^3 relative ai tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni, per le quali sono state tracciate le aree inondate.

Con questo modello si sono ottenuti i livelli idrici, ciascuno associato ad una definita onda di piena, i quali possono essere visualizzati sia lungo il profilo longitudinale del fiume, che trasversalmente, sezione per sezione.

Simulando la propagazione delle "Piccole portate" si è valutato che :

- con 10 m³/s, 20 m³/s e 30 m³/s il pelo libero risulta contenuto all'interno delle sponde in quanto, anche se la simulazione indica la presenza di sporadiche esondazioni per Q=30 m³/s, queste sono di piccola entità quindi tali da essere ampiamente contenute.
- con 40 m³/s, il numero di sezioni in cui si osserva la fuoriuscita d'acqua dall'alveo si incrementa; tale numero rimane comunque esiguo se confrontato con quello delle sezioni che invece risultano contenere tale portata. Complessivamente perciò, anche per Q=40 m³/s, il livello del tirante idrico risulta al di sotto del livello delle sponde: la portata in questione può considerarsi "sicura".
- con 50 m³/s, l'alveo comincia ad avere problemi di contenimento, evidenti soprattutto nel tratto terminale del corso d'acqua. Ad esempio alla sez. 0 si verificano esondazioni dalla sponda sinistra; il problema non riguarda la singola sezione, ma buona parte del tratto finale del fiume compreso tra la foce e i primi 2 km di entroterra (figura 4-2).

Di seguito si riporta la sezione succitata; le sponde sono rappresentate dai punti rossi.

Analizzando i risultati della simulazione nel loro complesso, si può affermare che: la portata pari a 50 m³/s è la massima che riesce a contenere l'alveo senza causare danni, ovvero rappresenta la portata di sicurezza.

Le condizioni di sicurezza si verificano per portate minori o uguali a 50 m³/s. Per portate maggiori non è garantito il contenimento entro le sponde.

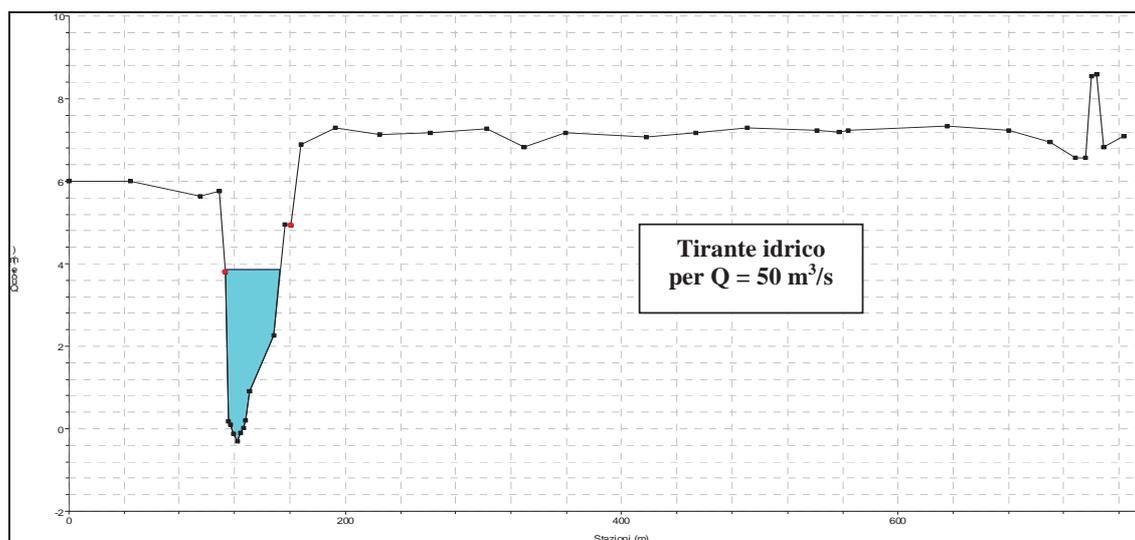


Figura 4-2 sezione n°0 con $Q = 50 \text{ mc/s}$

Dalla verifica degli otto attraversamenti situati lungo il fiume Fortore risulta che nessuno di essi viene sormontato con la portata di $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Ciò a conferma del fatto che, la portata di sicurezza, può anche definirsi come quella che transita senza provocare alcun danno alle infrastrutture.

Risalendo il Fortore, a partire dalla foce, si incontrano i seguenti 8 attraversamenti (v. allegati 2 e 3):

- PONTE FF.SS.
- PONTE COLLE D'ARENA
- PONTE A 14
- PONTE SS. 16
- PONTE RIPALTA
- PONTE CIVITATE
- VIADOTTO TORREMAGGIORE
- PONTE FORTORE

Allo scopo di analizzare il comportamento idraulico del corso d'acqua a seguito di immissioni di differente entità, si è studiata la propagazione in moto permanente corrispondente ad un set di portate di prova inserite immediatamente a valle del piede della

diga, senza considerare l'apporto degli affluenti, di entità pari a $100 \text{ m}^3/\text{s}$, $150 \text{ m}^3/\text{s}$, $200 \text{ m}^3/\text{s}$, $300 \text{ m}^3/\text{s}$, e $600 \text{ m}^3/\text{s}$. Le simulazioni, che sono servite anche per comprendere fino a che punto può essere attendibile uno studio monodimensionale, hanno prodotto risultati preoccupanti soprattutto nel tratto prossimo alla foce.

Il superamento degli argini avviene in corrispondenza di un non trascurabile numero di sezioni, già a partire dalla portata di $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$. Riguardando la sez.0 (figura 4-3), si nota che per valori di portata pari a $100 \text{ m}^3/\text{s}$ il livello idrico supera notevolmente entrambe le sponde; quindi la sezione è in condizioni di pericolosità.

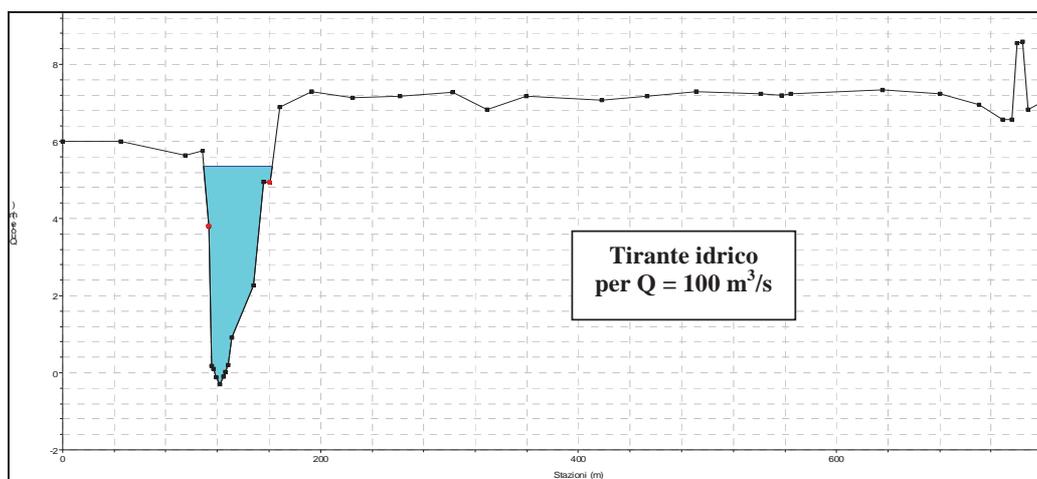


Figura 4-3 Sezione n°0 per $Q = 100 \text{ mc/s}$.

Si riportano nel seguito alcune sezioni significative e per ognuna di esse i cinque livelli idrici corrispondenti alle cinque portate di propagazione.

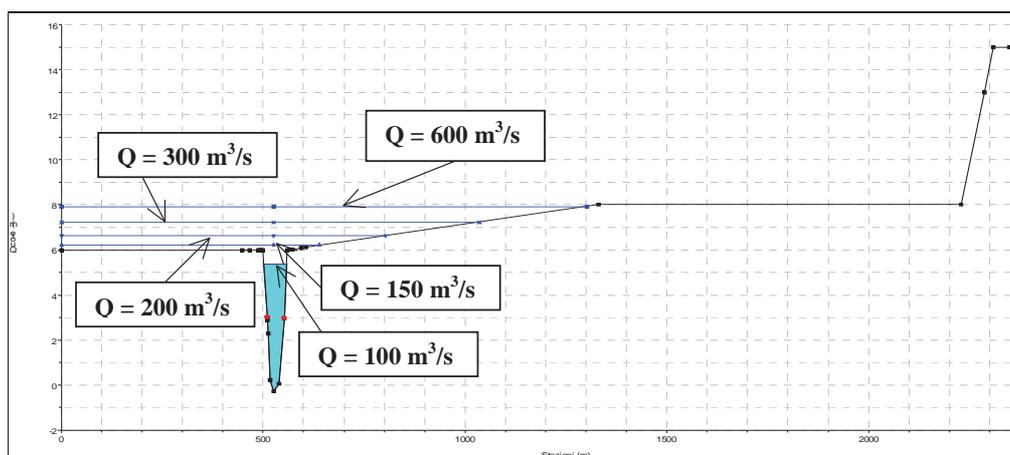


Figura 4-4 Sezione n°0 con diverse portate.

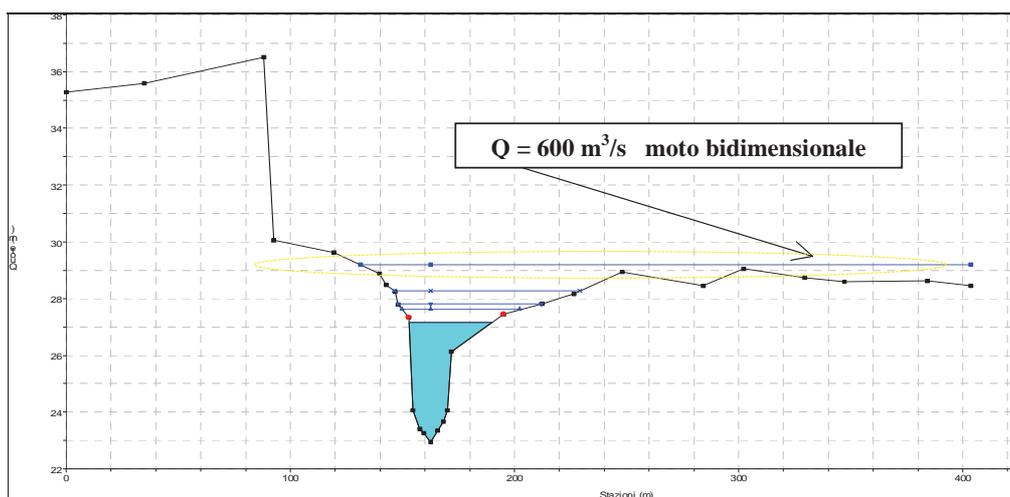


Figura 4-5 Sezione n°51 con diverse portate.

Si può facilmente notare che la sezione 51 (figura 4-5) esonda quasi sempre in sponda destra ed in questo caso la bidimensionalità del moto non può essere trascurata per portate superiori a 300 m³/s. Per la sezione 0, che si trova in prossimità della foce (circa 1500 m), la bidimensionalità del moto è evidente già per una portata pari a 150 m³/s. Quindi per il tratto vallivo del fiume Fortore è stato necessario approfondire lo studio con un modello

bidimensionale, capace di rappresentare dal punto di vista qualitativo l'andamento reale del deflusso.

E' interessante osservare le mappe che forniscono la rappresentazione tridimensionale dei profili del pelo libero ottenuti simulando portate pari a $100 \text{ m}^3/\text{s}$ e a $300 \text{ m}^3/\text{s}$ e riportate nelle figure 4-6 e 4-7.

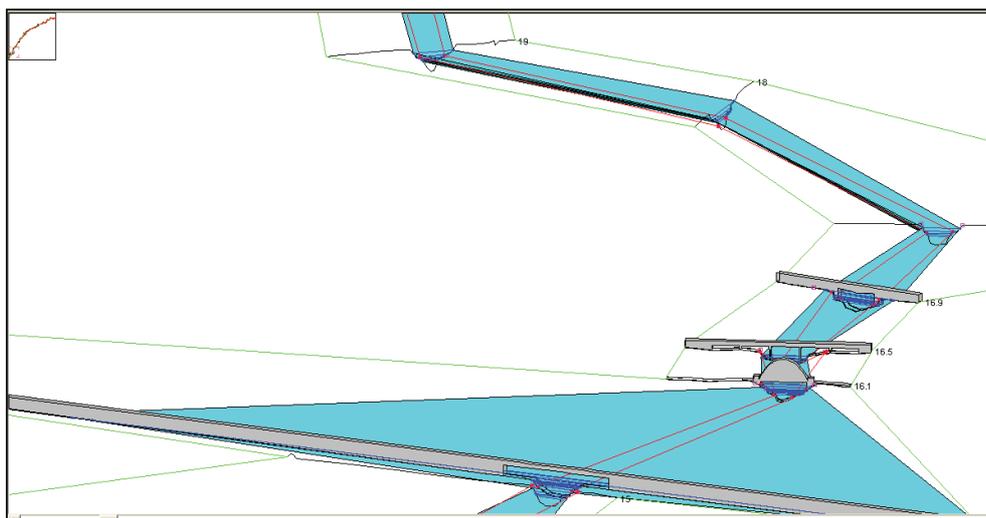


Figura 4-6 Rappresentazione tridimensionale del profilo corrispondente a $Q = 100 \text{ mc/s}$.

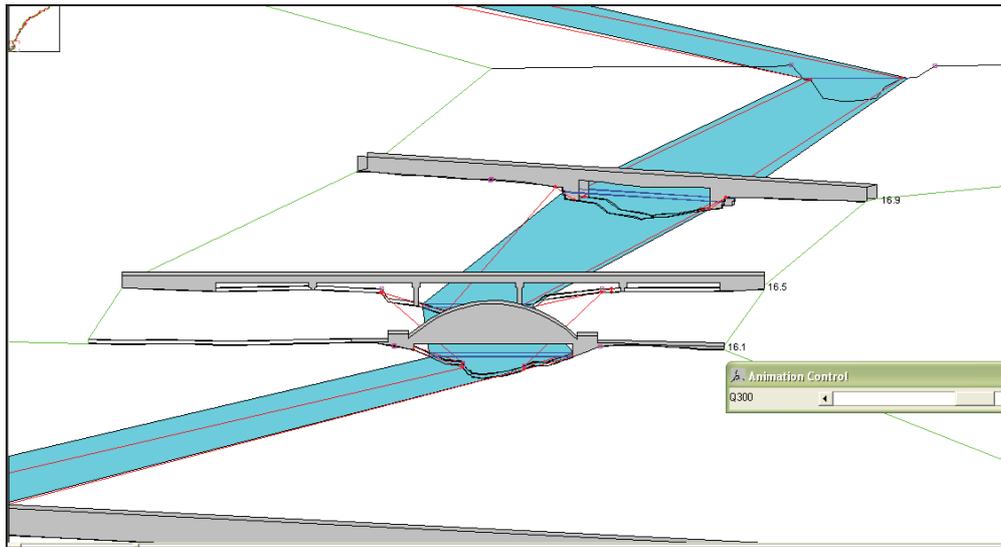


Figura 4-7 Rappresentazione tridimensionale del profilo corrispondente a $Q = 300 \text{ mc/s}$

Risulta evidente che, la rappresentazione tridimensionale fornita da HEC-RAS, non riesce a dare una precisa locazione alle aree di inondazione. Per tale ragione è sempre opportuno riportare i risultati ottenuti da HEC-RAS sulle ortofoto o, in generale, su carte digitali georeferenziate. Pertanto nelle figure 4-8 e 4-9, si riportano le mappe delle aree allagate, tracciate per 100 m³/s e per 300 m³/s che sono di immediata consultazione e riescono a fornire l'ordine di grandezza delle aree a rischio. Inoltre in allegato 1 si riporta la planimetria (ortofoto) in scala del tratto di corso d'acqua oggetto di studio alla quale è possibile rifarsi per individuare più nel dettaglio le estensioni delle zone allagate. Dalle mappe risulta che, l'entità delle esondazioni, è tale da interessare pericolosamente una vasta zona che parte dalla foce e si sviluppa nell'entroterra per oltre 2 km, fin oltre la Stazione di Ripalta.

Comunque, anche in seguito alla propagazione della portata corrispondente a 600 m³/s, tutti gli attraversamenti risultano non sormontati. Nella mappa in figura 4-8, in celeste, sono riportati in particolare il tratto terminale del Fortore con le rispettive aree allagate. In celeste, sono riportate le esondazioni minori, corrispondenti alla propagazione della portata di 100 m³/s mentre, al di sotto, si distingue l'area in blu più estesa, corrispondente alla simulazione della portata di 300 m³/s.



Figura 4-8 Aree inondabili per $Q = 100 \text{ mc/s}$ e $Q = 300 \text{ mc/s}$



Figura 4-9 Particolare della foce.

Queste simulazioni fanno capire come in alcune situazioni l'attendibilità dello studio monodimensionale viene meno, soprattutto quando le portate sono elevate ed interessano zone in cui non è possibile distinguere una evidente direzione del flusso. Pertanto, come già detto in precedenza, la non evidente unidimensionalità del flusso, soprattutto nelle sezioni comprese tra il ponte Ripalta e la foce, ha reso necessario in tale tratto una integrazione dello studio mediante applicazione di un modello bidimensionale, resa difficoltosa anche dalla qualità e dall'estensione delle sezioni trasversali del fiume.

Un'ultima fase dello studio monodimensionale ha riguardato la valutazione della risposta idraulica del corso d'acqua in corrispondenza della immissione al piede della diga di portate conseguenti all'effetto di laminazione (ipotizzando il funzionamento automatico delle tre paratoie schematizzato in figura 1-1) ottenute a partire da portate corrispondenti ai tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni; inoltre si è valutato l'effetto della sovrapposizione delle portate suddette con quelle provenienti dalle confluenze in corrispondenza dei medesimi tempi di ritorno e riportate sul P.A.I. (Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino interregionale del fiume Fortore).

In riferimento a tali portate sono state individuate le sezioni in cui la simulazione ha determinato la fuoriuscita del flusso non solo dal canale principale, ma anche dalle aree golenali.

Per quanto concerne le condizioni al contorno inserite nel modello idraulico sia a monte che a valle del tratto oggetto di studio (poiché trattasi di regime misto come già detto), si è fatta l'ipotesi di tirante idrico corrispondente alla condizione di moto uniforme. Di conseguenza sono state valutate la pendenza del tronco tra le ultime due sezioni di valle (pari allo 0.06%), e quella del tronco tra le prime due (pari al 3.5%) per ottenere così le altezze di moto uniforme corrispondenti.

4.2.1 Elaborazione dei dati dello studio monodimensionale per T30, T200 e T500.

Attraverso le procedure effettuate dal software HEC-RAS e precedentemente descritte, si arriva alla determinazione dei livelli idrici associati a ben determinati valori di portata caratterizzanti la relativa onda di piena. Questi livelli possono essere visualizzati sia lungo il profilo longitudinale del fiume, che trasversalmente ad esso, sezione per sezione. Tutte le

opzioni di calcolo devono essere ripetutamente “provate ed incrociate” nelle numerosissime elaborazioni effettuate e, solo dopo un opportuno numero di prove, si può giungere a quelle da ritenersi definitive.

E' stato attribuito l'aggettivo “verificate” alle sezioni in cui il livello idrico non supera i punti che individuano le sponde da noi definite ed indicate in planimetria (v. allegato 1) e nelle sezioni con i punti rossi.

E' apparsa particolarmente difficoltosa l'attività di posizionamento delle sponde a causa dell'andamento non rettilineo del fiume Fortore.

Si sono analizzati separatamente i risultati relativi alle portate immesse a valle della diga associate a tre differenti tempi di ritorno (T_{30} , T_{200} , T_{500}), che assumono i seguenti valori:

- $Q_{30} = 782 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{200} = 1479 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{500} = 1973 \text{ m}^3/\text{s}$

Tali quantità rappresentano le portate laminate dalla diga (nell'ipotesi di funzionamento automatico come schematizzato in figura 1) a partire da eventi di piena caratterizzati da tempi di ritorno pari a 30, 200, 500 anni. A seguito delle simulazioni effettuate si può affermare che:

- per le Q_{30} il canale principale risulta quasi completamente verificato in quanto, anche se la simulazione indica la presenza di sporadiche esondazioni, queste risultano essere di piccola entità, quindi tali da essere ampiamente contenute nell'alveo. Il tratto non verificato risulta essere quello a valle del ponte di Ripalta. Infatti, da questo punto, e fino alla foce, il terreno diventa più pianeggiante e presenta quote sempre più basse. I problemi di contenimento della portata nell'alveo sono evidenti soprattutto nei tratti in cui sono situate:

- la sezione 16 (figura 4-10) a monte del Ponte SS16. In tale sezioni l'acqua si riversa da entrambe le sponde (segnate con puntini rossi all'interno dei riquadri rossi) ed è evidente la necessità di uno studio bidimensionale.

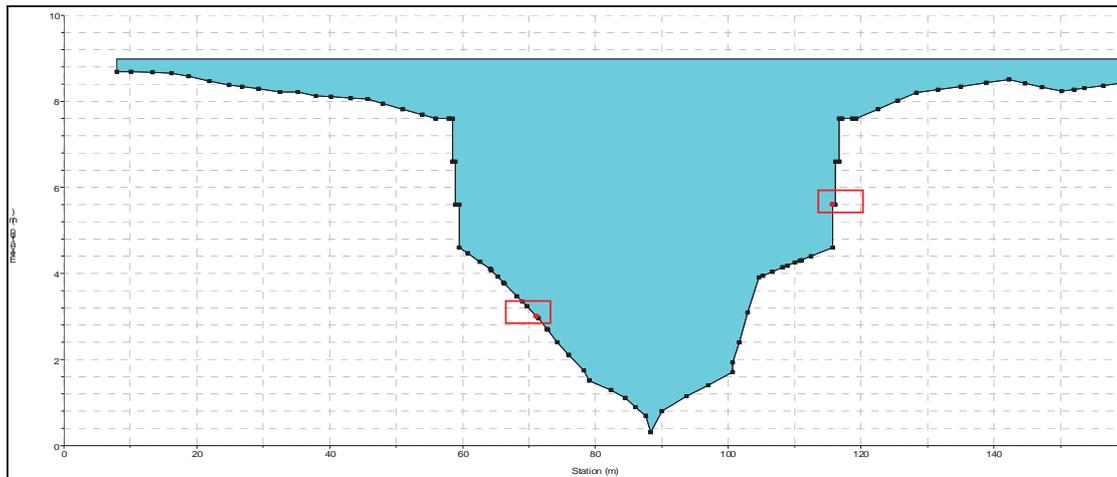


Figura 4-10 Sezione n°16 per la Q_{30} .

-la sezione 4 (figura 4-11), anch'essa a monte e a valle di un attraversamento, ed esattamente del ponte della linea ferroviaria. In tali sezioni l'acqua esonda dalla sponda sinistra; anche qui è evidente la bidimensionalità del moto

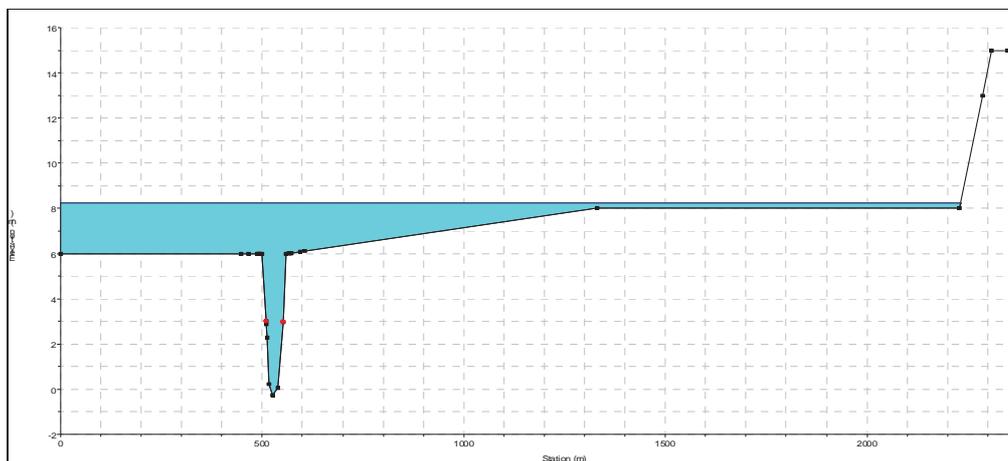


Figura 4-11 Sezione n°4 per la Q_{30}

Nelle sezioni precedenti sono riportati i livelli idrici riferiti alla portata relativa al tempo di ritorno $T = 30$ anni

Con la Q_{200} , il numero di sezioni in cui si osserva la fuoriuscita d'acqua dall'alveo si incrementa e l'alveo comincia ad avere problemi di contenimento che, oltre ad interessare in maniera più evidente le sezioni a valle del ponte Ripalta, non verificate già per la Q_{30} , riguarderà sezioni poste più a monte. Osserviamo nel dettaglio:

-nella sezione 28 (figura 4-12) si verificano esondazioni. Il problema non riguarda la singola sezione, ma buona parte del tratto del fiume compreso tra la sezione stessa e il ponte Ripalta.

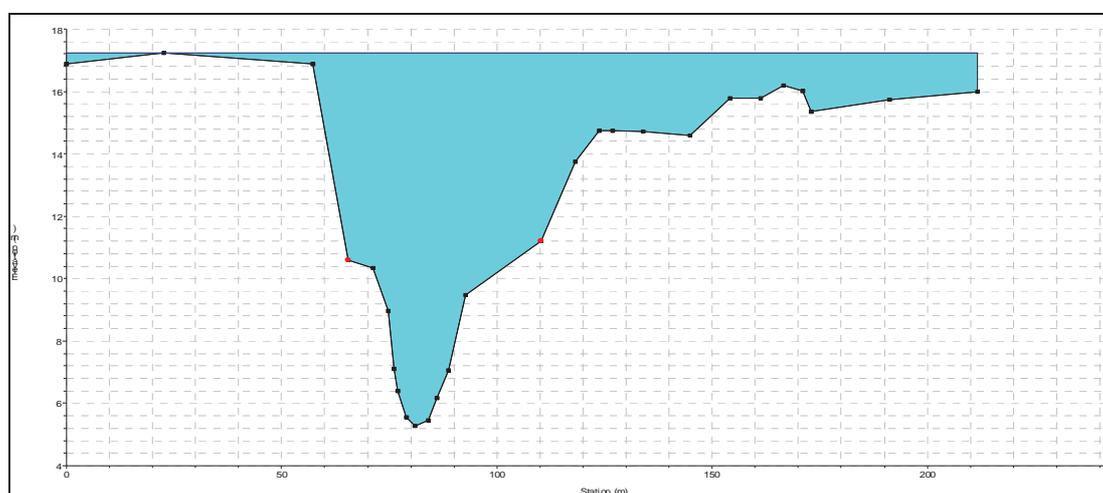


Figura 4-12 : Sezione n°28 per Q_{200}

-la sezione 20 (figura 4-13), risulta essere non verificata.

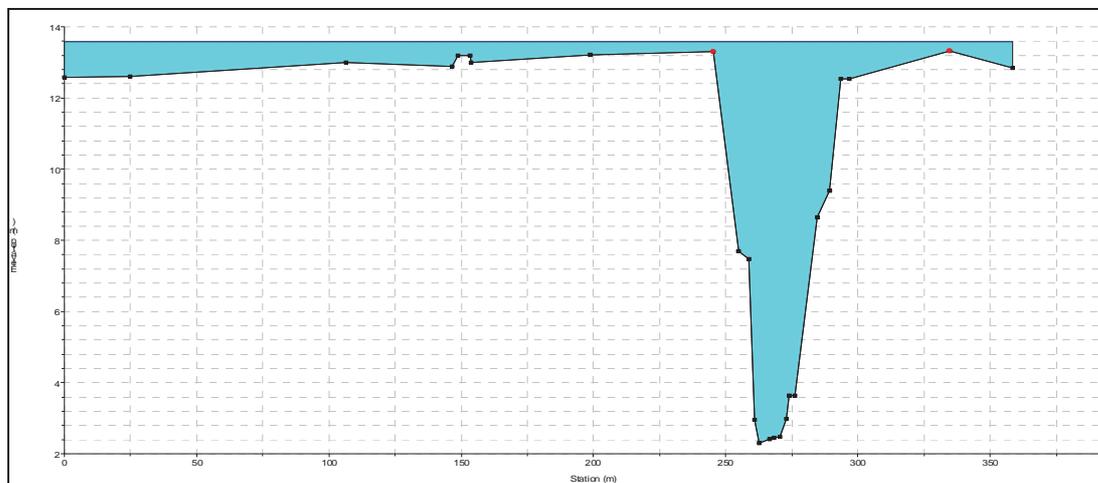


Figura 4-13 Sezione n°20 per Q_{200}

Considerando, adesso, la portata relativa ad un tempo di ritorno di 500 anni, la percentuale di alveo non verificata aumenta, presentando problemi di non contenimento, dalla sezione subito a valle del ponte Civitate, fino alla foce.

Vediamo le sezioni più significative:

-la sezione 43 (figura 4-14), situata subito a valle del ponte Civitate, presenta esondazione significativa da entrambe le sponde.

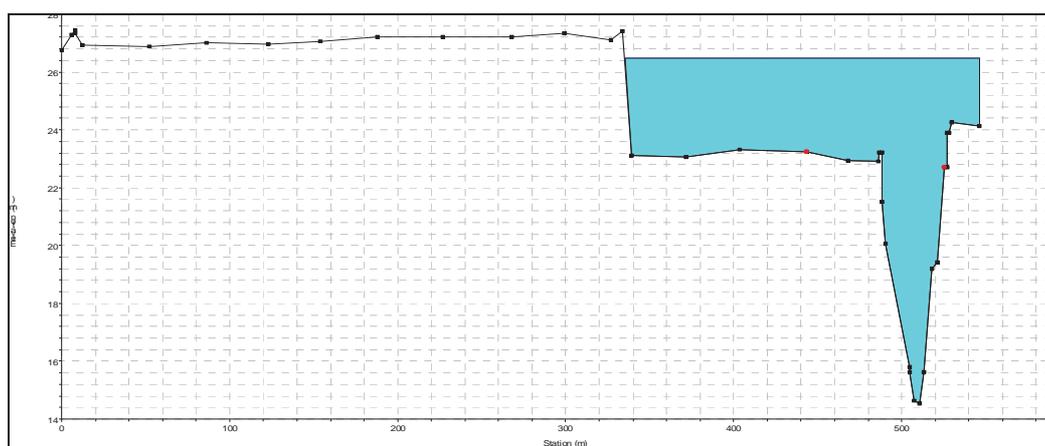


Figura 4-14 Sezione 43 per Q500

-la sezione 41 riportata nella figura 4-15, ha la caratteristica di risultare verificata per le Q_{30} , ma di presentare esondazioni in corrispondenza delle Q_{200} e Q_{500} .

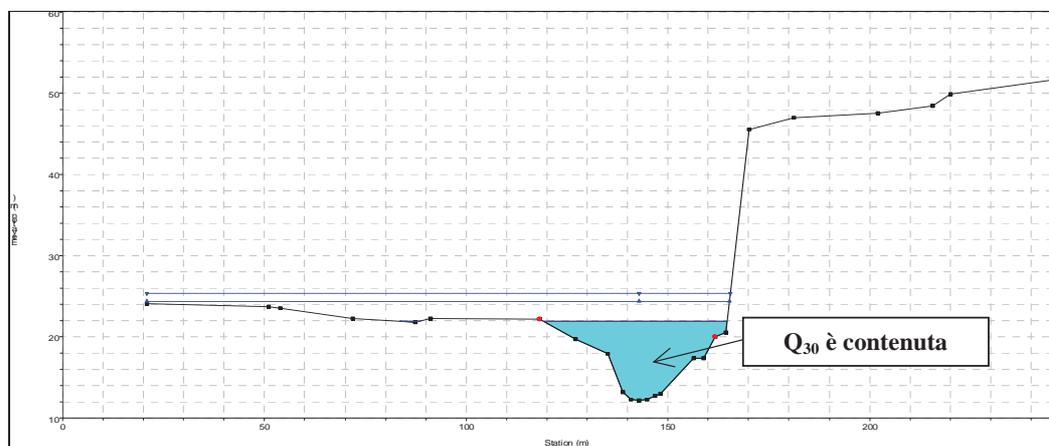


Figura 4-15 Sezione n°41 per Q500

Nelle sezioni dove l'acqua esonda la propagazione del flusso non può più essere considerata monodimensionale, poiché tale ipotesi non risulta più essere rappresentativa nella realtà.

In allegato 2 sono rappresentati contemporaneamente i tre profili di simulazione in moto permanente corrispondenti alle portate relative ai tempi di ritorno T_{30} , T_{200} , T_{500} .

Analizziamo ciò che accade in corrispondenza delle sezioni in cui sono localizzati i ponti.

Partendo da monte, i primi tre ponti Ponte Fortore (v. fig. 4-16), Viadotto Torremaggiore (v. fig. 4-17) e Ponte Civitate (v. fig. 4-18) non vengono sormontati da nessuna delle tre portate. Nella figura 4-16 che segue viene rappresentata la sezione corrispondente al primo ponte: il Ponte Fortore. Il livello idrico in blu è quello corrispondente alla portata più significativa, Q_{500} .

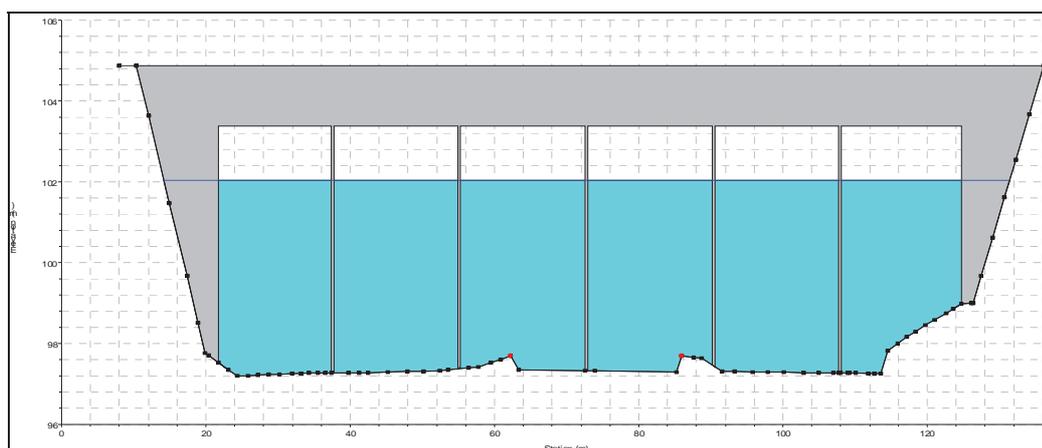


Figura 4-16 Ponte Fortore per Q_{500}

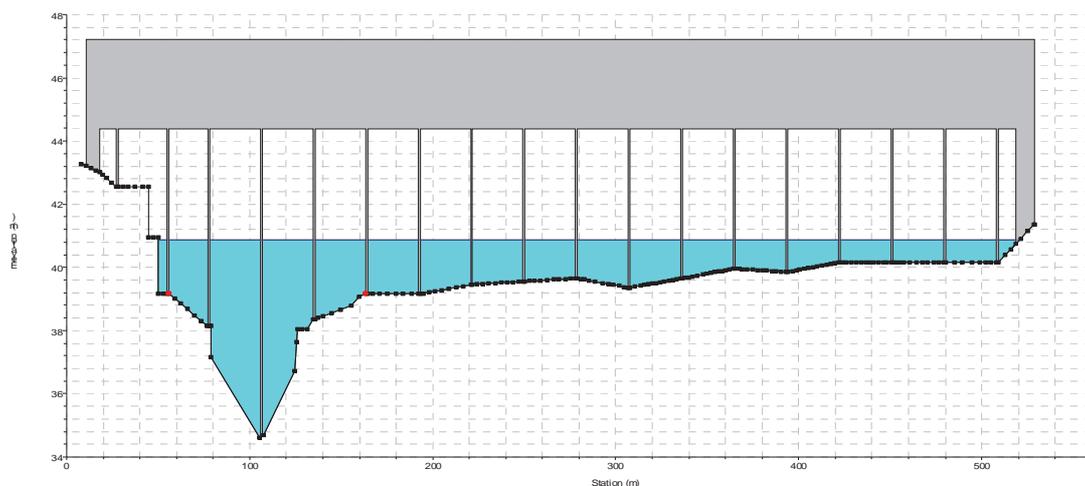


Figura 4-17 Viadotto Torremaggiore per Q500

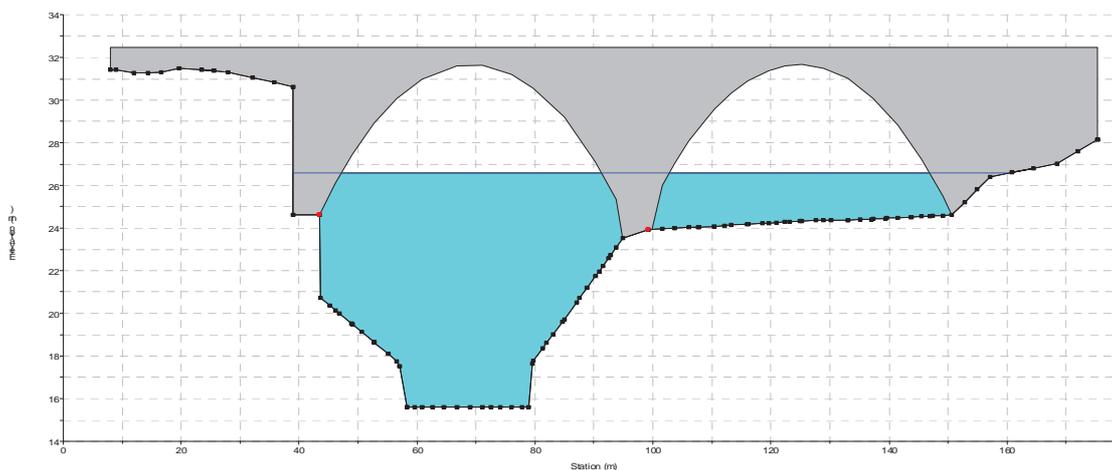


Figura 4-18 Ponte Civitate per Q_{500}

Continuando verso valle, s'incontra il ponte Ripalta (v. allegato 1 e fig. 4-19). Tale ponte risulta non sormontato per tutte e tre le portate ma, in corrispondenza della Q_{500} si presenta un livello idrico che difficilmente permette alla potata di transitare senza problemi.

Il ponte SS16 (fig. 4-20) presenta flusso bidimensionale già per una portata relativa al tempo di ritorno pari a 30 e la stessa cosa accade per l'ultimo attraversamento, cioè il più vicino alla foce: il ponte della ferrovia.

Il ponte della autostrada A14 ed il ponte Colle Arena (figure 4.21 e 4.22) invece, presentano problemi solo per una portata pari alla Q_{500} .

Di seguito nelle figure 19 - 20 - 21 - 22 - 23 vengono raffigurati nell'ordine il ponte Ripalta, il ponte della S.S. 16, il ponte dell'autostrada A 14, il ponte Colle Arena ed il ponte delle FFSS, ognuno nelle suddette condizioni di crisi.

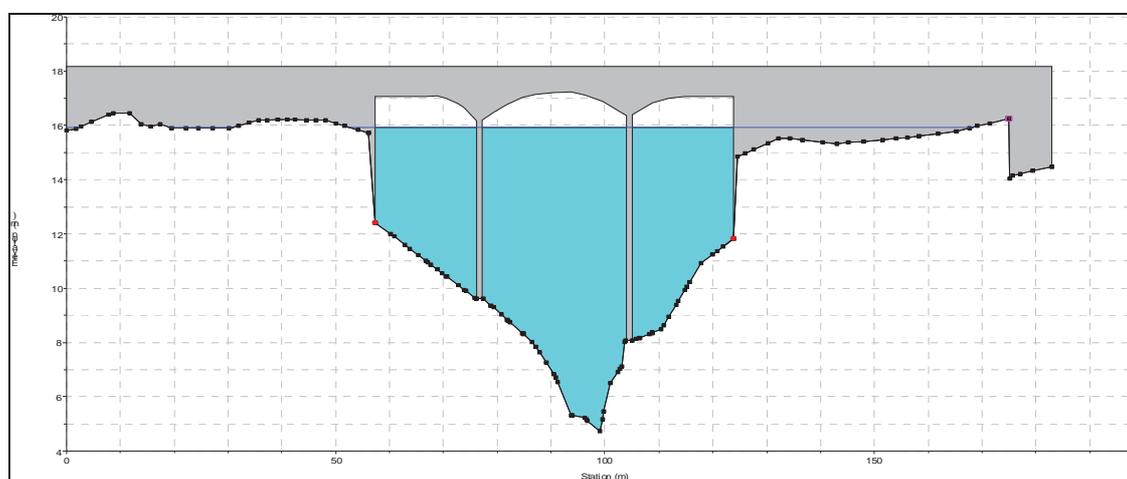


Figura 4-19 Ponte Ripalta per Q_{500}

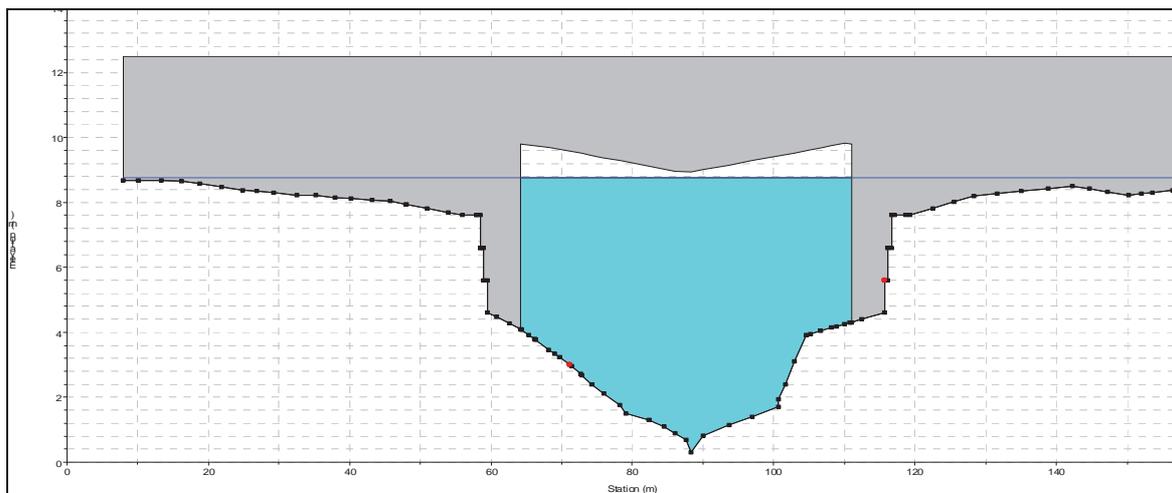


Figura 4-20 Ponte S.S. 16 per Q30 è quasi in crisi.

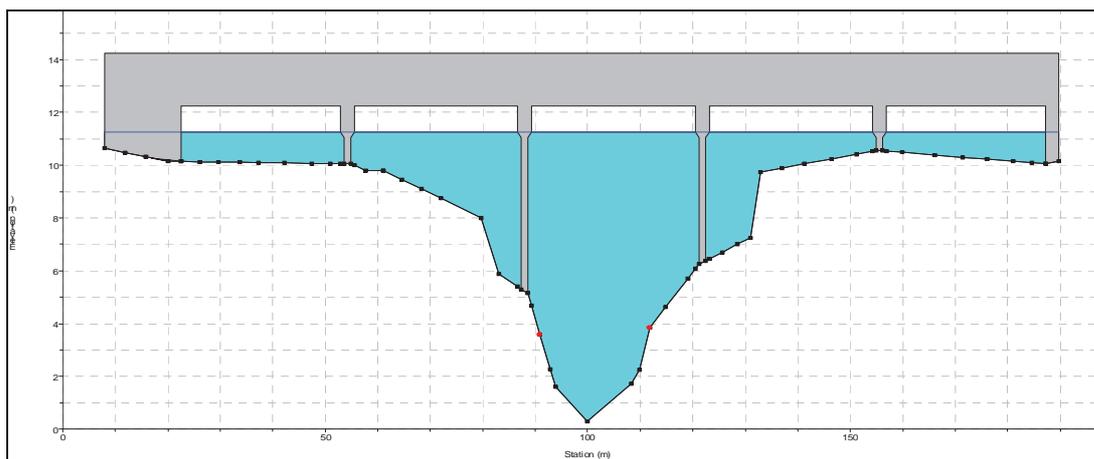


Figura 4-21 Ponte A14 per Q500 è quasi in crisi.

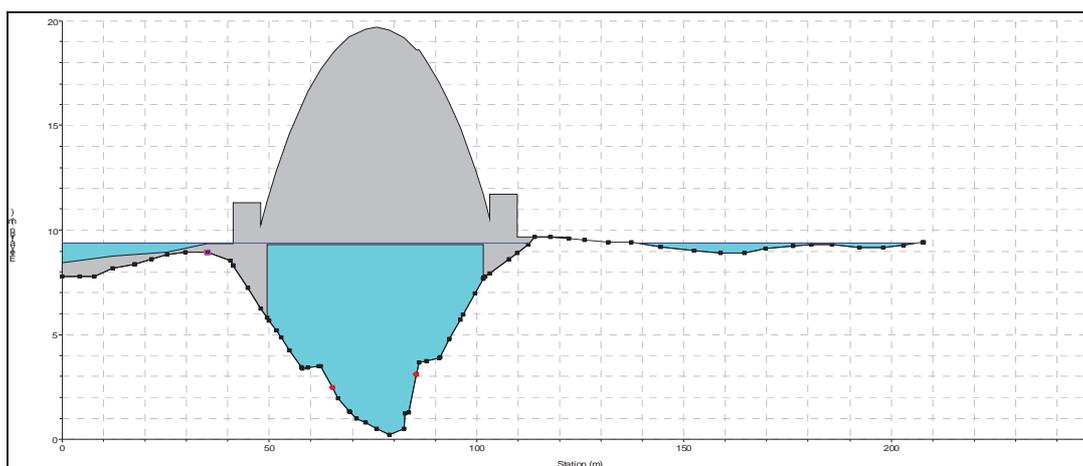


Figura 4-22 Ponte Colle Arena per Q500 è in crisi.

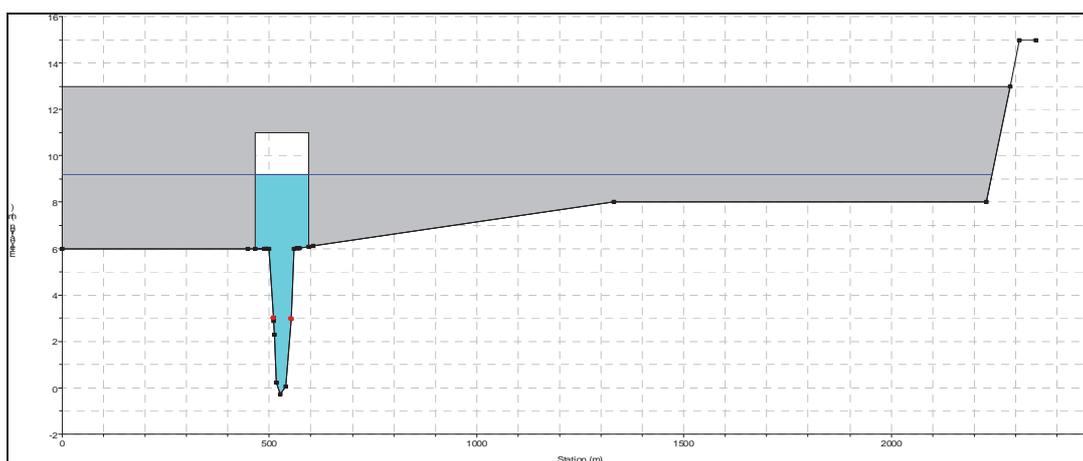


Figura 4-23 Ponte FFSS per Q500 è in crisi.

Analizziamo, adesso, il caso in cui vengano considerate le confluenze presenti nel tratto di fiume studiato. Tali confluenze varieranno, ovviamente, le portate transitanti in alveo e, di conseguenza, i livelli idrici nelle sezioni.

La tabella 1 seguente riporta, oltre alle portate scaricate dalla diga, i valori di portata, per ciascun affluente, relativi ai diversi tempi di ritorno considerati.

Gli affluenti numerati da 1 a 5 sono rispettivamente: Torrente Sente, V.ne Santa Maria, V.ne Santa Croce, Torrente Tona e Torrente Staina e sono riportati in figura 24.

TEMPI DI RITORNO	Q	Q 1	Q 2	Q 3	Q 4	Q 5
(anni)	diga					
30	782	185	84	85	136	150
200	1479	304	148	143	233	270
500	1973	379	194	180	297	349

Tabella 4-1

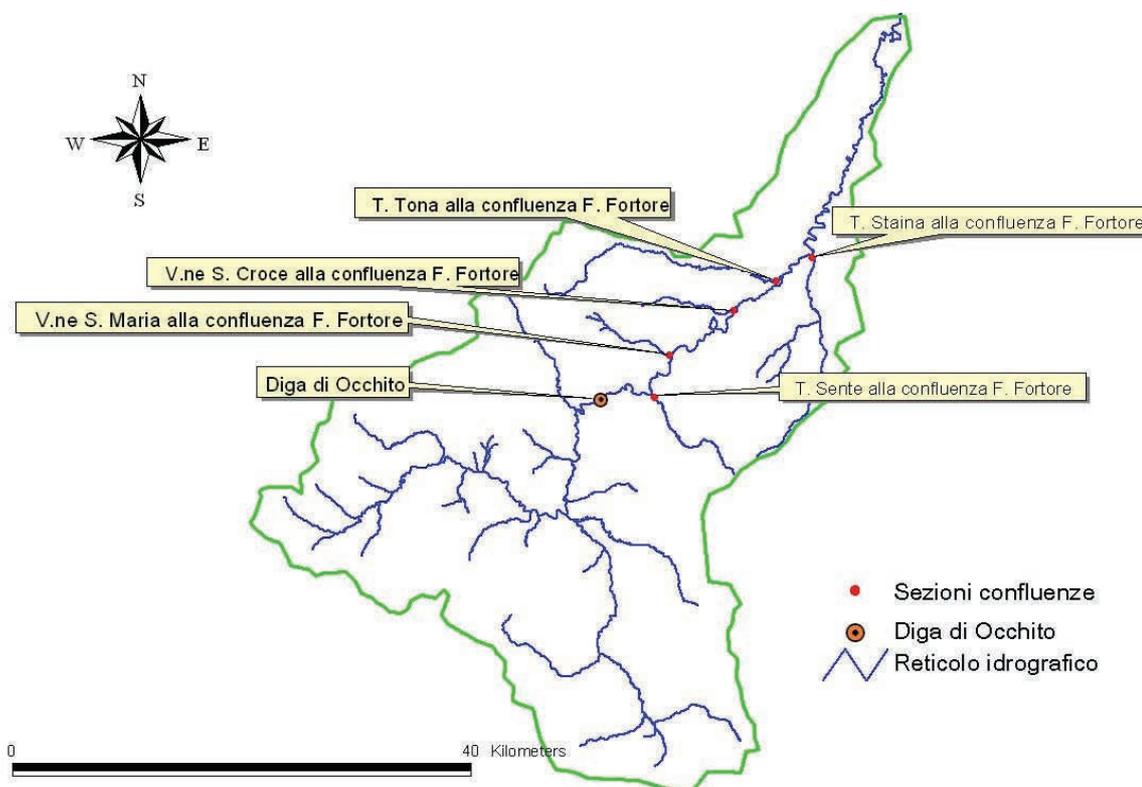


Figura 4-24 Confluenze

Si è notato come la situazione peggiore considerando anche il contributo delle confluente, in quanto oltre ad aumentare il numero di sezioni soggette ad esondazione, si denota un moto sempre meno monodimensionale, soprattutto dal ponte Ripalta alla foce.

Inoltre il ponte della S.S.16 risulta non verificato, già per un tempo di ritorno di 30 anni. Inoltre analizzando il problema sezione per sezione (v. allegato 3) si può notare come il tirante idrico raggiunto, per lo stesso tempo di ritorno, sia maggiore rispetto al caso precedente, dove non sono stati considerati gli apporti degli affluenti.

Al fine di completare la descrizione dello studio effettuato si riporta in allegato 3 il profilo idraulico determinato considerando tutti gli affluenti.

4.3 Modellazione idraulica bidimensionale: FLO-2D

In questo paragrafo si esporranno brevemente le peculiarità del FLO-2D, allegando infine una mappatura delle aree inondabili a valle del ponte Ripalta, determinata integrando opportunamente i risultati raggiunti con i due modelli.

Il suddetto tratto è l'unico studiato con entrambi i software, in quanto come detto il solo studio monodimensionale non permette di riprodurre lo stato reale del sistema; inoltre in questa zona sono presenti tutte le infrastrutture stradali e ferroviarie maggiormente danneggiate dall'evento del marzo 2005.

Il FLO-2D è un software per la modellazione idraulica bidimensionale utilizzato per diversi tipi di verifiche idrauliche come la propagazione delle piene anche quando siano interessate le golene, deflussi in zone non confinate, deflussi in aree urbane, trasformazione afflussi-deflussi, deflusso delle piene in aree costiere e colate fangose e detritiche.

Esso permette di simulare un'inondazione su una topografia complessa e con una data scabrezza basando il suo funzionamento sulla conservazione del volume, che è fondamentale per avere un'esatta distribuzione della piena.

Il modello usa l'equazione completa del moto di un'onda dinamica ed uno schema centrale alle differenze finite con otto potenziali direzioni di flusso per predire il procedere dell'idrogramma di piena su una griglia di elementi quadrati.

Questo software è una combinazione tra modello idrologico e modello idraulico e richiede per ogni simulazione di inondazione principalmente due tipi di informazione: quella associata alle quote (modello digitale del terreno, DTM) e quella pluviometrica distribuita.

La topografia della superficie di flusso potenziale è rappresentata da un sistema di griglie quadrate. Agli elementi di griglia sono assegnati le quote ricavate da un'interpolazione dei punti del DTM.

Un programma GDS (grid developer system) genera il sistema a griglia ed assegna le quote. Il GDS sovrappone le griglie sui punti del DTM ed interpolando per mezzo di particolari punti, detti filtri, determina le quote di ogni elemento di griglia.

Esso genera automaticamente il "piano di piena" (che rappresenterà schematicamente la nostra superficie di inondazione) e gli altri dati per cominciare

una simulazione di inondazione. Nelle simulazioni si sono considerate maglie aventi lato pari a 20 m.

Qui di seguito (fig. 4-25) si riporta uno schema del dominio computazionale utilizzato dove sono rappresentate in verde le infrastrutture interessate dall'evento ovvero la strada statale S.S. 16, l'autostrada A14 e la ferrovia della tratta Bologna-Lecce.

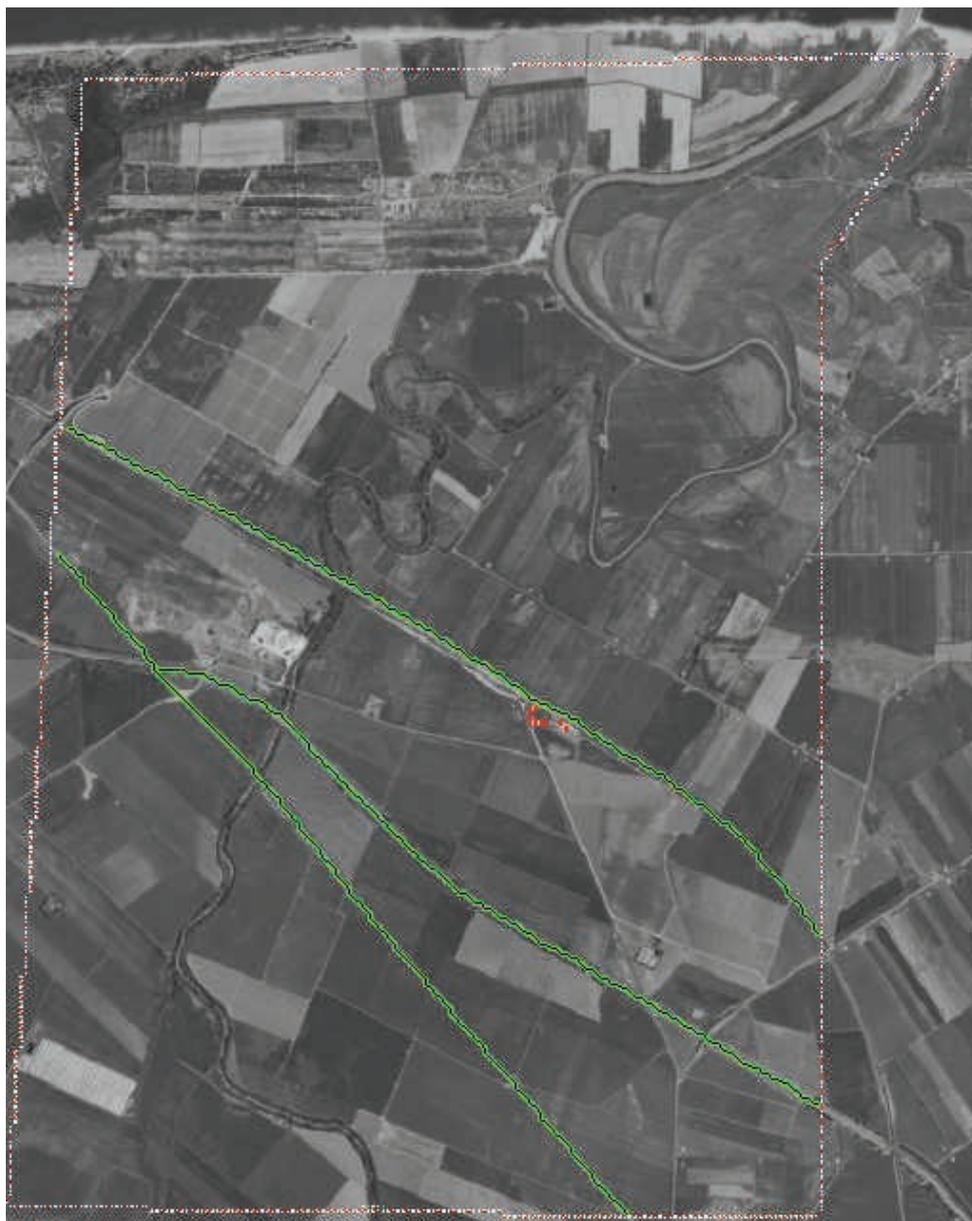


Figura 4-25 Dominio computazionale utilizzato nel FLO-2D.

Il procedere dell'onda di piena sul dominio di flusso è controllato dalla topografia e dalla resistenza al deflusso.

L'inondazione che si sviluppa in due dimensioni è portata a termine tramite un'integrazione numerica delle equazioni del moto e della conservazione del volume fluido, sia per un'inondazione di acqua sia per un flusso di sedimento.

Quindi le equazioni costitutive su cui si basa il modello sono:

1. l'equazione di continuità;

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h v_x}{\partial x} = i \quad (1)$$

2. l'equazione del moto (equazione del momento di un'onda dinamica).

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial t} \quad (2)$$

dove h è la profondità di flusso e V_x è la componente della velocità mediata lungo la profondità. L'eccesso di pioggia può essere diverso da zero sulla superficie di flusso. La componente di attrito del pendio S_{fx} è basata sull'equazione di Manning.

Gli altri termini includono la pendenza del letto S_{ox} , variazione di pressione e termini di accelerazione convettivi e locali.

Le equazioni del moto in FLO-2D sono definite meglio come un quasi bidimensionale. L'equazione del moto è risolta calcolando la velocità di flusso media attraverso un elemento di griglia di confine, considerando una direzione alla volta.

Ci sono otto direzioni potenziali di flusso, le quattro perimetrali (nord, sud, est, ovest) e le quattro diagonali (nordest, sudest, nordovest, sudovest).

Ogni calcolo di velocità è essenzialmente monodimensionale in natura ed è risolto indipendentemente delle altre sette direzioni.

La stabilità di questo schema numerico esplicito è basata su uno specifico criterio di controllo della misura della variabile computazionale "intervallo temporale".

La grandezza delle componenti dell'accelerazione relative alla pendenza del fondo ed ai termini di pressione è importante.

Henderson nel 1966 calcolò i termini dell'equazione del moto per un canale alluvionale ripido ed un idrogramma crescente velocemente. I risultati di Henderson sono i seguenti:

Termini dell'equazione:	S_o	$\delta y/\delta x$	$V\delta V/g\delta x$	$\delta V/g\delta t$
Grandezza (ft/mi):	26	0.5	0.12-0.25	0.05

dove S_o rappresenta la pendenza del fondo, $\delta y/\delta x$ è il gradiente di pressione, $V\delta V/g\delta x$ è l'accelerazione convettiva, $\delta V/g\delta t$ è l'accelerazione locale.

Egli dimostrò su varie applicazioni per diverse pendenze, che l'applicazione dell'onda cinematica ($S_o=S_f$) è sufficiente per modellare la progressione dell'onda di piena e che il contributo del gradiente di pressione e delle accelerazioni può essere trascurato.

L'aggiunta del gradiente di pressione migliorerà la simulazione del flusso su superfici caratterizzate da una complessa topografia.

L'equazione di onda diffusiva con il gradiente di pressione è necessaria se il sistema di griglie presenta depressioni topografiche.

I termini dell'accelerazione locale e convettiva sono importanti soprattutto per la soluzione di canali con pendenze nulle (*secche*) o con pendenze molto elevate.

Quindi è sempre usata l'equazione completa del moto, senza apportare nessuna delle semplificazioni suddette, enunciate soltanto per chiarire meglio il modello teorico che è alla base del FLO-2D.

Quindi definito il dominio computazionale che, nel caso in esame copre un'area di forma non regolare, si è ipotizzato un coefficiente di Manning costante pari a 0.035, vista le particolari condizioni di abbandono del sito in esame. Si allega una mappatura delle aree inondabili a valle del Ponte Ripalta, ottenuta con il software FLO-2D simulando un evento avente una portata al colmo di 600 m³/s, con un'idrogramma triangolare della durata di 24 ore, caratterizzato da un tempo di concentrazione di 12 ore. Si nota come le aree inondabili risultino essere non trascurabili.

Le simulazioni, eseguite anche con portate e scabrezze diverse, hanno dato esiti positivi per quanto concerne la determinazione delle aree inondabili, ma hanno anche messo in risalto come l'uomo abbia complicato una situazione già naturalmente complessa. Infatti le sole portate in gioco, vista l'entità dell'evento del marzo 2005, erano sufficienti a rendere critica la nostra zona di studio.

5 Il Piano di Gestione dell'Invaso

Al fine elaborare modelli di gestione dell'invaso in rapporto ad eventuali scenari di rischio di alluvione, è stato effettuato lo studio statistico dei volumi affluiti all'invaso a diversa aggregazione temporale: mensile, quindicinale e settimanale.

I dati di base utilizzati nelle analisi statistiche riportate in questo paragrafo sono stati forniti dal Consorzio di Bonifica della Capitanata (ente gestore dell'invaso) e consistono nei livelli idrici registrati nell'invaso con cadenza giornaliera nell'intervallo di tempo che va dal 1° Marzo 1972 (data di inizio degli invasi sperimentali) al 31 Dicembre 2005.

Questi dati seppur non direttamente rappresentativi dei deflussi affluiti all'invaso, e corredati da elevata incertezza, per i motivi che a breve saranno esposti, costituiscono comunque un utile elemento di valutazione perché riferibili agli anni in cui la diga è stata in esercizio ed implicitamente comprensivi dei fenomeni di perdita idrologica e di altra natura pur presenti nel sistema.

Per ovviare a tale inconveniente le principali elaborazioni per la individuazione del piano di laminazione sono state condotte utilizzando i dati della serie storica relativa al periodo 1933-1963 delle portate medie giornaliere misurate alla stazione idrometrografica di Fortore a p.te Casale e pubblicate sugli Annali Idrologici, parte II, dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (sez. Pescara).

5.1 Analisi statistica dei volumi affluiti all'invaso

Nell'attuale configurazione del monitoraggio esistente ed alla luce dei dati che è stato possibile acquisire con riferimento al periodo di esercizio della diga, l'unica grandezza misurata in maniera diretta è il livello dello specchio liquido rispetto ad una quota di riferimento. Nota la serie storica dei livelli e la curva di invaso (figura 5-1), che esprime il legame tra volume invasato e quota del pelo libero, è possibile determinare la serie storica dei volumi presenti in un dato istante nel lago.

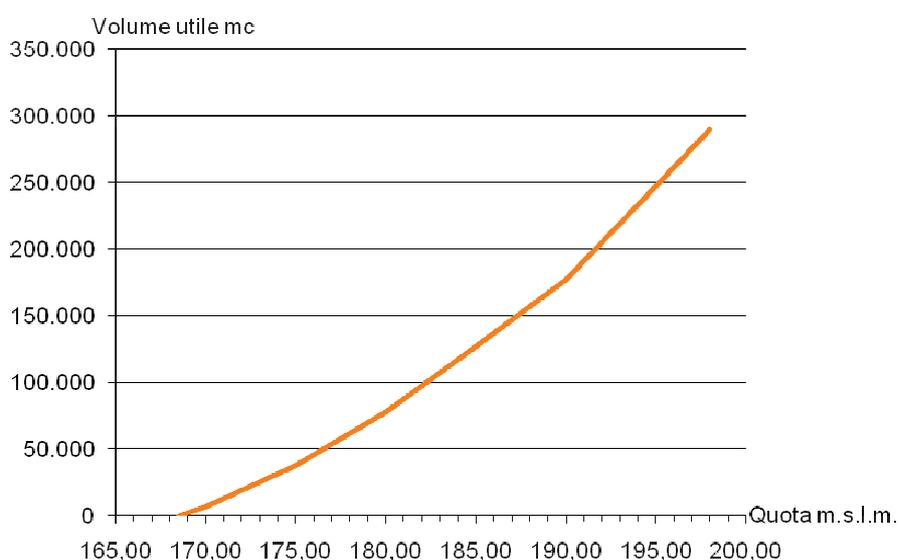


Figura 5-1 Curva di invaso

Sulla base dei dati disponibili, ovvero attraverso la variazione di volume invasato da un giorno all'altro (ΔV), non essendo disponibili dati relativi alle erogazioni, si è risaliti al volume affluito all'invaso (che nel seguito chiameremo deflusso D) ed alle erogazioni totali E , attraverso le seguenti equazioni di bilancio idrico:

$$D = \Delta V + E_p \quad \text{se } \Delta V > 0$$

$$E = \Delta V \quad \text{se } \Delta V < 0$$

La prima, valida per valori positivi della variazione del volume di invaso, è in linea generale rappresentativa della stagione non irrigua, ove, si considerano nulle le erogazioni irrigue e si assume presente la sola utenza potabile con erogazione costante E_p pari a $2 \text{ m}^3/\text{s}$.

La seconda equazione di bilancio, valida per valori negativi della variazione del volume di invaso è maggiormente riferibile alla stagione irrigua.

L'analisi sul set di dati di portata media giornaliera così ricavato è corredata da una elevata incertezza principalmente dovuta a due fattori: l'errore che si commette nella misura del livello del pelo libero nel lago, variabile anche per fenomeni di set-up dovuto ai venti, e l'incompletezza dei dati relativi alle erogazioni. In sostanza i dati non consentono di valutare distintamente i valori di portata media giornaliera erogata a favore dell'utenza irrigua, i volumi scaricati dagli sfioratori o dallo scarico di fondo, la portata media giornaliera erogata a favore dell'utenza potabile e le perdite di varia natura che possono essersi verificate inclusi i fenomeni naturali di natura idrologica (evaporazione, infiltrazione, ecc) e quelle artificiali come eventuali scarichi dovuti al periodo di invaso sperimentale.

La mancanza di questo tipo di informazioni, è stata quindi parzialmente sopperita per l'utenza potabile assumendo l'erogazione pari al valore previsto per l'adduzione potabile dell'acquedotto del Fortore ($2 \text{ m}^3/\text{s}$) e può comportare, in linea di principio, una generale ed anche consistente sottostima dei volumi affluiti al lago.

Tuttavia, come già detto, i dati sono stati utilizzati perché gli unici disponibili negli anni in cui la diga è stata in esercizio ed inoltre essi consentono sia pure implicitamente di tenere conto dei fenomeni di perdita idrologica e di altra natura pur presenti nel sistema. La serie dei deflussi giornalieri è stata quindi analizzata come descritto nel seguito.

5.1.1 Analisi dei deflussi mensili

Costruite le serie storiche dei deflussi giornalieri affluiti all'invaso, si è effettuata una analisi di tali dati aggregati alla scala mensile, con preliminare determinazione delle statistiche di base relative a media, scarto quadratico medio, minimo e massimo del campione di dati di ciascun mese (Tabella 5-1).

	<i>Anni di osservazione</i>	<i>Media [Mm³]</i>	<i>Scarto [Mm³]</i>	<i>Massimo [Mm³]</i>	<i>Minimo [Mm³]</i>
<i>Gennaio</i>	33	33.87	33.87	159.55	5.17
<i>Febbraio</i>	33	28.46	22.54	96.21	4.15
<i>Marzo</i>	34	24.93	13.72	56.52	2.42
<i>Aprile</i>	34	20.25	21.87	112.54	3.97
<i>Maggio</i>	34	7.62	8.92	49.60	0.69
<i>Giugno</i>	34	2.66	4.03	18.05	0.00
<i>Luglio</i>	34	1.36	1.70	5.13	0.00
<i>Agosto</i>	34	1.62	1.73	5.82	0.00
<i>Settembre</i>	34	2.81	3.22	16.41	0.17
<i>Ottobre</i>	34	3.56	3.65	21.96	0.49
<i>Novembre</i>	34	11.40	12.97	51.78	1.36
<i>Dicembre</i>	34	21.00	19.44	83.73	2.42

Tabella 5-1

Le suddette statistiche sono rappresentate sotto forma di diagramma polare nelle figure da 2.2 a 2.5. In particolare in tali diagrammi il raggio rappresenta il volume di deflusso espresso in Mm³ e l'angolo al centro, espresso in gradi, rappresenta il tempo. L'intero anno è suddiviso in 12 settori circolari ognuno dei quali rappresenta uno dei dodici mesi. Il primo settore (tra 0° e 30°) corrisponde al mese di gennaio, il secondo (tra 30° e 60°) a quello di febbraio e così via fino all'ultimo settore (tra 330° e 360°) il mese di dicembre. L'analisi di tali diagrammi suggerisce la presenza di medie mensili consistenti nel periodo invernale-primaverile (dicembre-febbraio) con le maggiori punte che si verificano nel mese di gennaio in virtù di un elevato valore

dello scarto quadratico medio e di un notevole range di variabilità tra minimo e massimo osservato.

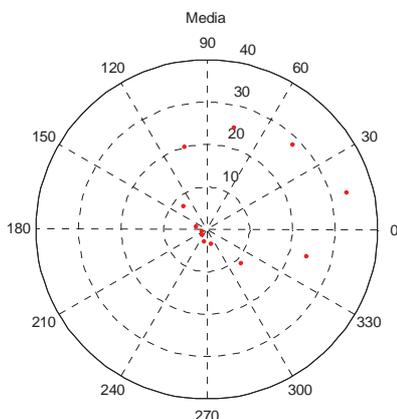


Figura 5-2 Rappresentazione in forma di diagramma polare della media mensile in Mm^3

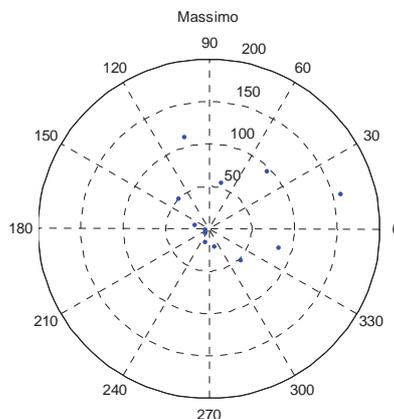


Figura 5-3 Rappresentazione in forma di diagramma polare del massimo mensile in Mm^3

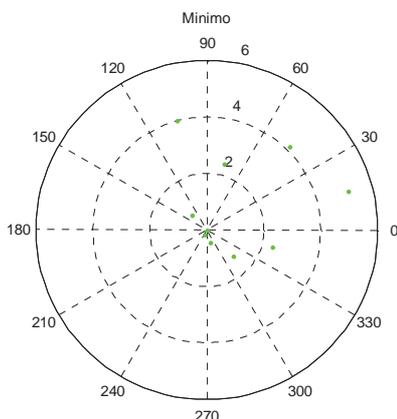


Figura 5-4 Rappresentazione in forma di diagramma polare del minimo mensile in Mm^3 .

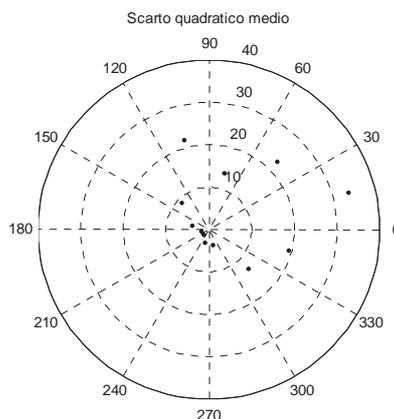


Figura 5-5 Rappresentazione in forma di diagramma polare dello scarto quadratico medio mensile in Mm^3

Per maggiore dettaglio, nelle figure da 2.6 a 2.17 si riportano integralmente, sotto forma di istogrammi di frequenza relativa, le distribuzioni interannuali dei deflussi mensili. In pratica, per ogni mese dell'anno, si riporta il numero di anni, nella serie complessivamente osservata (vedi prima colonna in tabella 2.1), in cui si è verificato un deflusso compreso in ciascuna delle venti classi in cui è stato suddivisa l'ampiezza totale del campione, calcolata come la differenza tra il minimo (valore

nullo) ed il massimo valore di deflusso mensile registrato che è pari a 160 Mm³. Tali diagrammi rendono evidente la stagionalità dei deflussi tipica della regione climatica. Inoltre essi consentono di osservare la presenza di distribuzioni unimodali in quasi tutti i mesi dell'anno ad eccezione del mese di dicembre che presenta una doppia moda: la prima corrispondente a valori inferiori a 16 Mm³, la seconda compresa tra 32 e 40 Mm³. Tale singolare circostanza rende ancor più evidente l'irregolarità dei deflussi, la cui accentuata stagionalità risulta a sua volta irregolare. Infatti la presenza di bassi valori di deflusso nel mese di dicembre, in un significativo numero di anni di osservazione, non può che testimoniare l'assenza di continuità nei deflussi stagionali oppure, in alternativa, il ritardo dell'inizio della stagione piovosa rispetto all'anno idrologico il cui inizio è comunemente situato ai primi di ottobre.

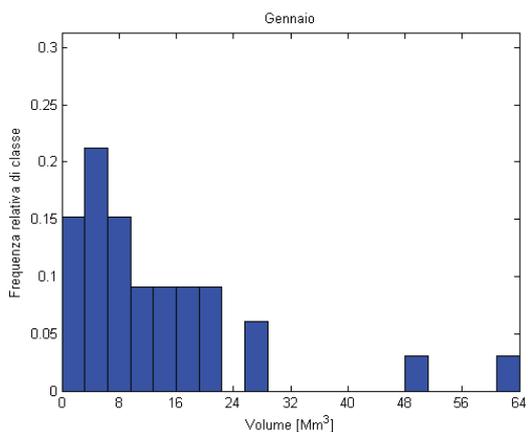


Figura 5-6 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Gennaio

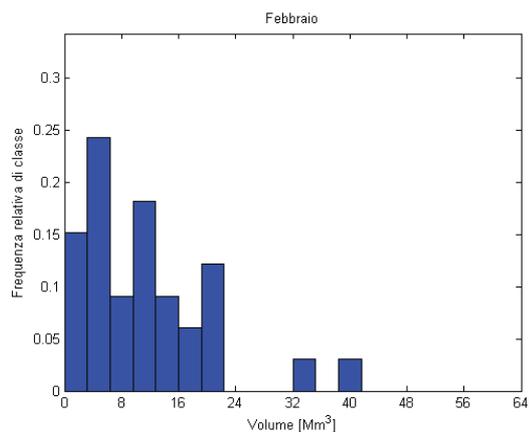


Figura 5-7 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Febbraio

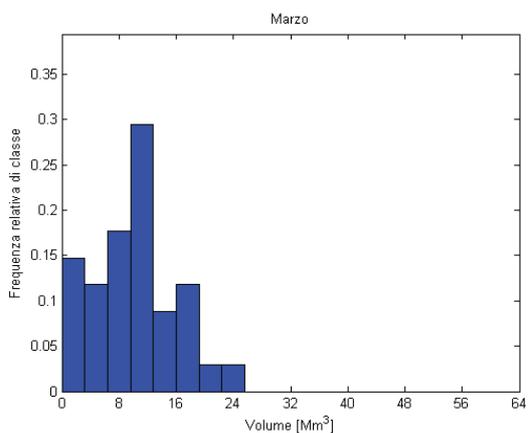


Figura 5-8 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Marzo

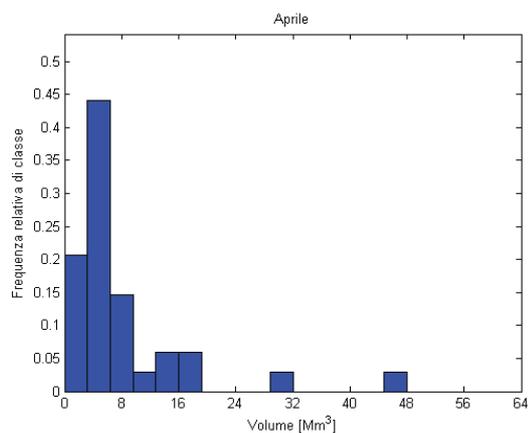


Figura 5-9 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Aprile

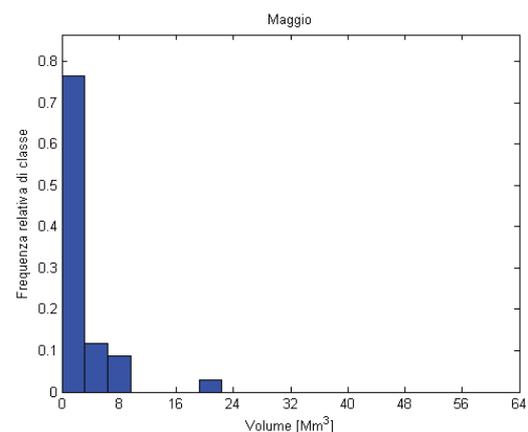


Figura 5-10 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Maggio

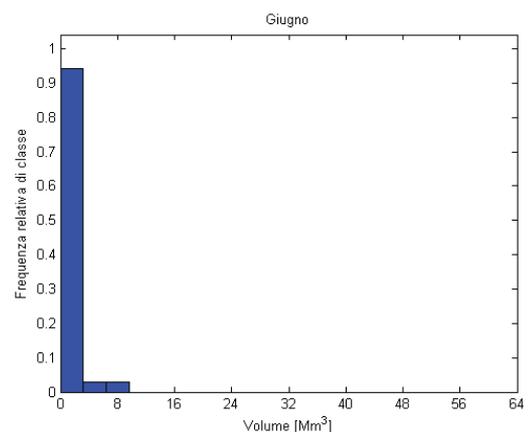


Figura 5-11 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Giugno

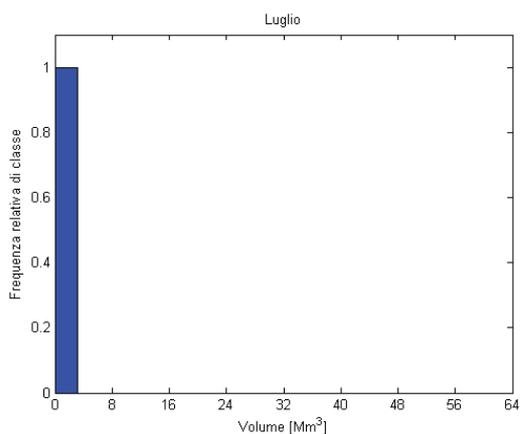


Figura 5-12 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Luglio

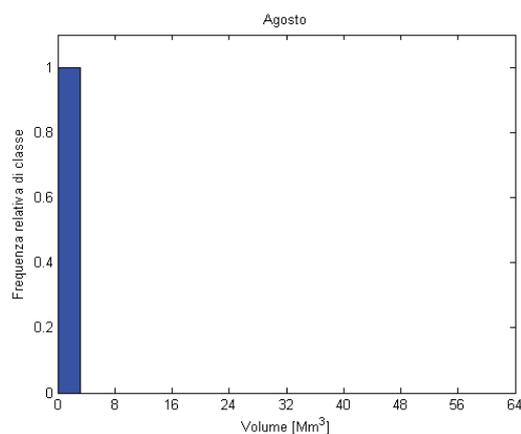


Figura 5-13 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Agosto

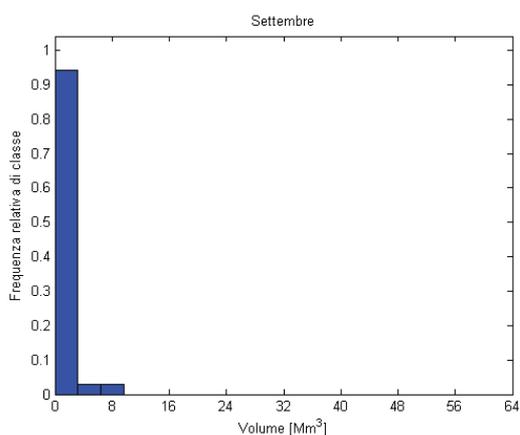


Figura 5-14 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Settembre

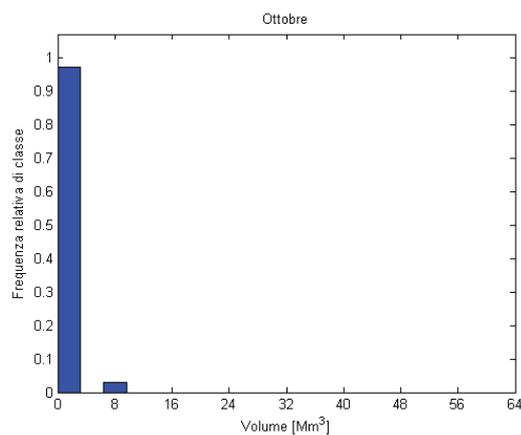


Figura 5-15 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Ottobre

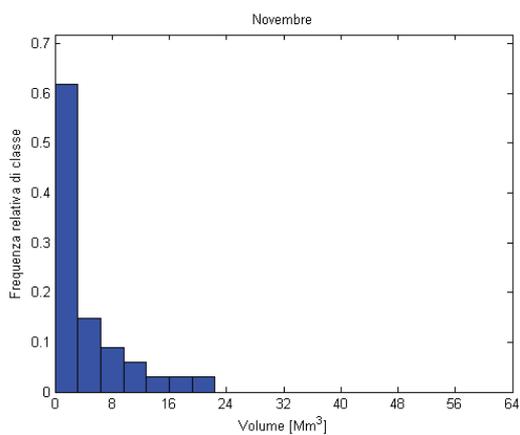


Figura 5-16 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Novembre

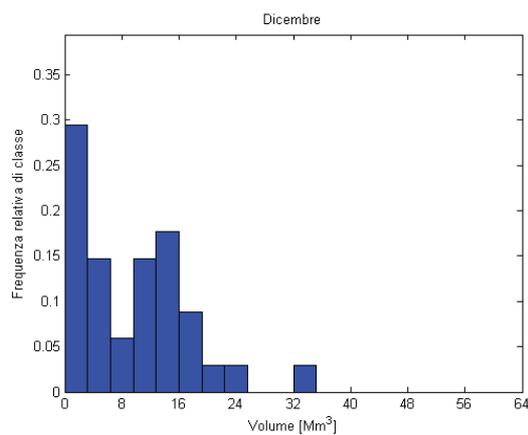


Figura 5-17 Istogramma di frequenza relativa per il mese di Dicembre

L'analisi statistica dei deflussi mensili è stata quindi ulteriormente approfondita attraverso l'individuazione della legge di distribuzione di probabilità che meglio si adatta al campione estratto dalla popolazione della variabile in esame. Ipotizzata a priori una delle distribuzioni di probabilità notevoli (distribuzione di Gauss, distribuzione log-normale, distribuzione esponenziale etc.), si è verificata l'ipotesi formulata mediante l'uso di carte probabilistiche e/o mediante l'ausilio di test statistici.

Per il caso di distribuzione lognormale, nelle figure 2.18-2.29 è riportata, per ciascun mese, la rappresentazione in carta probabilistica normale del confronto tra la distribuzione di probabilità cumulata teorica (linea tratteggiata) e la frequenza cumulata relativa campionaria associata alla trasformata logaritmica dei dati.

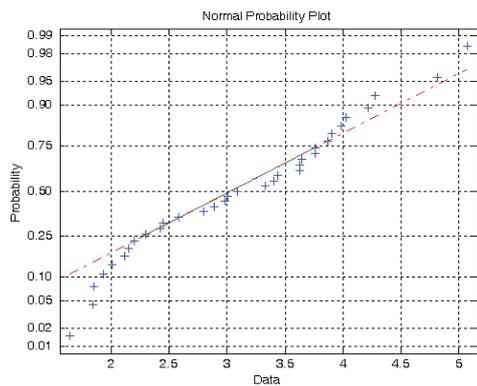


Figura 5-18 Carta probabilistica log-normale per il mese di Gennaio

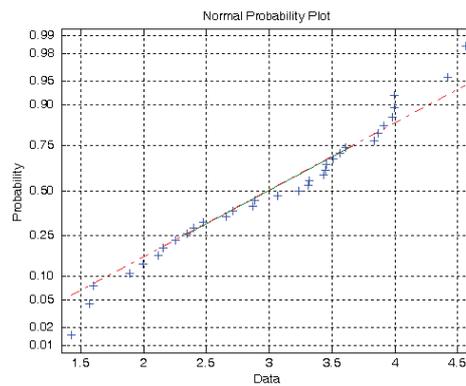


Figura 5-19 Carta probabilistica log-normale per il mese di Febbraio

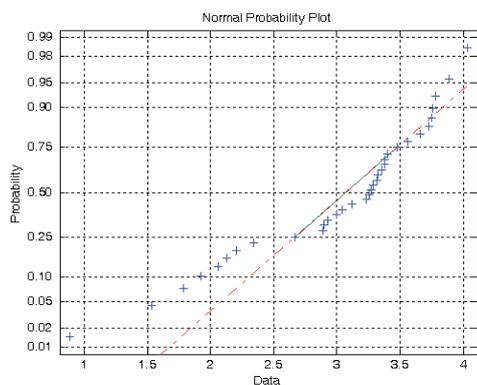


Figura 5-20 Carta probabilistica log-normale per il mese di Marzo

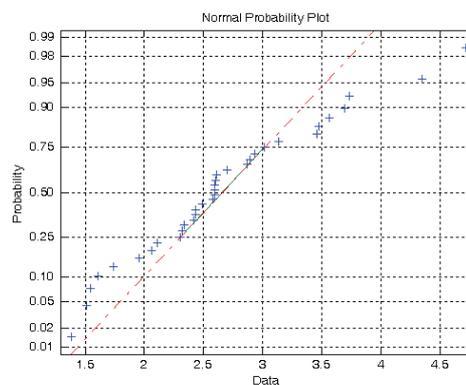


Figura 5-21 Carta probabilistica log-normale per il mese di Aprile

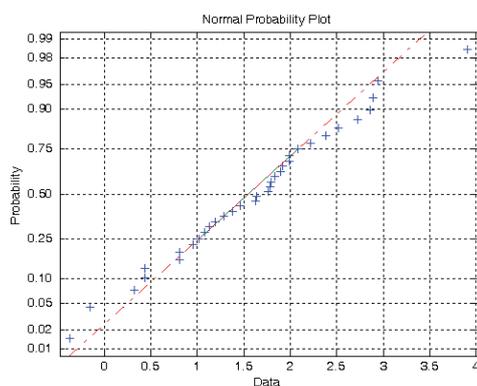


Figura 5-22 Carta probabilistica log-normale per il mese di Maggio

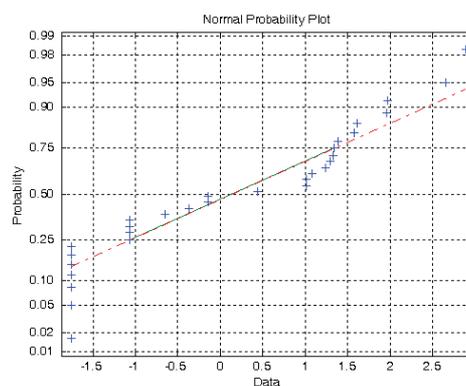


Figura 5-23 Carta probabilistica log-normale per il mese di Giugno

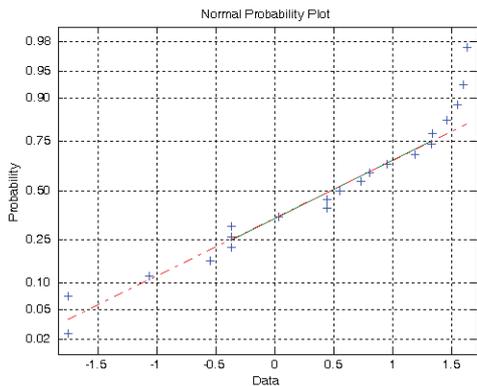


Figura 5-24 Carta probabilistica log-normale per il mese di Luglio

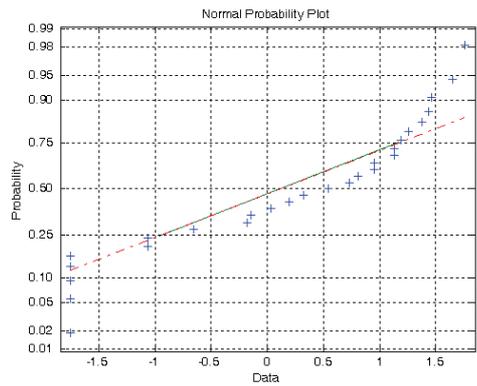


Figura 5-25 Carta probabilistica log-normale per il mese di Agosto

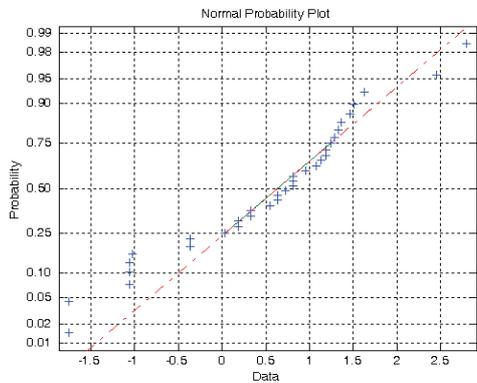


Figura 5-26 Carta probabilistica log-normale per il mese di Settembre

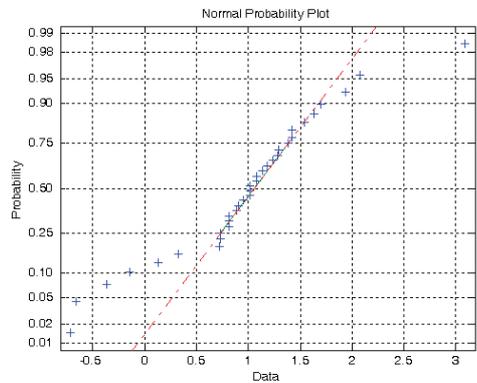


Figura 5-27 Carta probabilistica log-normale per il mese di Ottobre

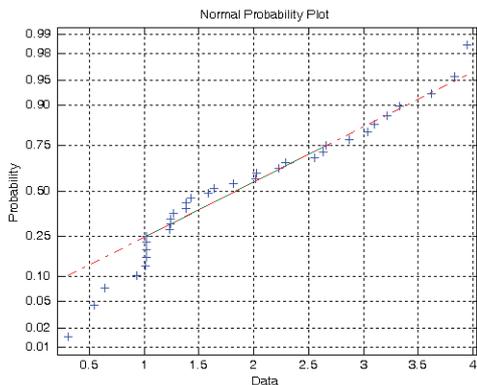


Figura 5-28 Carta probabilistica log-normale per il mese di Novembre

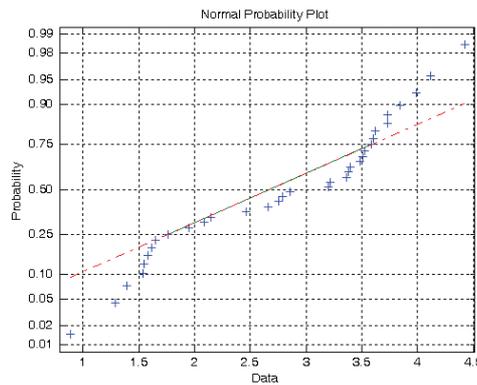


Figura 5-29 Carta probabilistica log-normale per il mese di Dicembre

Tali diagrammi evidenziano in alcuni casi un buon adattamento in altri qualche scostamento significativo peraltro quasi sistematicamente presente sulle code della distribuzione. Si è ad ogni modo proceduto ad una verifica di adattamento dei dati campionari alla distribuzione di probabilità ipotizzata. Questa verifica è stata condotta mediante il test di Pearson o del χ^2 .

Per la distribuzione log-normale, che è definita per valori strettamente positivi, l'adattabilità della distribuzione al campione osservato non può includere i valori di deflusso nulli che si registrano sovente nei mesi estivi. Pertanto, in questi casi si è studiata la distribuzione di probabilità condizionata ai valori maggiori di zero $P_1(x) = P(x | x > 0)$ che è legata alla distribuzione originaria attraverso la conoscenza della frequenza dei mesi a deflussi nulli attraverso la seguente relazione

$$P_1(x) = \frac{[P(x) - P(0)]}{1 - P(0)}$$

che

in cui $P(0)$ è un valore finito positivo pari alla probabilità di osservare deflussi nulli per il caso in esame è stato valutato e riportato in tabella 2.2.

<i>G</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>G</i>	<i>L</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.118	0.382	0.206	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabella 5-2 Frequenza dei mesi a deflusso nullo

	χ^2	χ^{2*}	Accettato	Rifiutato
Gennaio	3,909	7,814	✓	
Febbraio	2,818	7,814	✓	
Marzo	5,177	7,814	✓	
Aprile	8,353	7,814		✓
Maggio	6,235	7,814	✓	
Giugno	10,00	7,814		✓
Luglio	4,714	7,814	✓	
Agosto	3,926	7,814	✓	
Settembre	7,294	7,814	✓	
Ottobre	10,471	7,814		✓
Novembre	10,118	7,814		✓
Dicembre	10,824	7,814		✓

Tabella 5-3 Risultati test di Pearson per distribuzione log-normale sui deflussi mensili

Come è possibile osservare in tabella 2.3, il test di Pearson, per un livello di significatività $\alpha = 0,05$ risulta accettato solo per alcuni mesi dell'anno.

5.1.2 Analisi dei volumi affluiti in 15 giorni all'invaso

Analoghe analisi sono state condotte anche sul volume affluito all'invaso in intervalli di 15 giorni consecutivi ottenendo così 24 campioni di dati (2 per ogni mese). Nelle figure seguenti sono rappresentati sottoforma di diagramma cronologico e polare le principali statistiche dei dati osservati. I mesi di gennaio e febbraio sono caratterizzati dai valori più alti della media, del massimo e del minimo; in questi mesi si registra anche la maggior variabilità dei deflussi. Valori significativi si registrano anche nei mesi di marzo e aprile.

In questo caso l'ipotesi di distribuzione lognormale è risultata accettabile per tutti gli intervalli di 15 giorni compresi tra settembre e aprile. La figura 2.30 infatti mostra il confronto tra i valori del χ^2 e del χ^{2*} corrispondenti al livello di significatività $\alpha = 0.05$. In tutti i casi il test risulta accettato. Anche in virtù di tale risultato nelle valutazioni connesse alla individuazione delle regole gestionali di piano si farà riferimento a deflussi aggregati a 15 giorni.

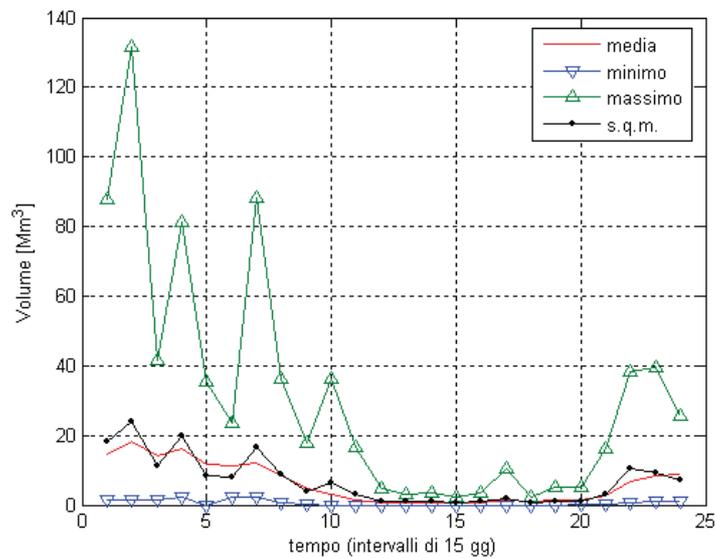


Figura 5-30 Diagramma cronologico dei deflussi quindicinali

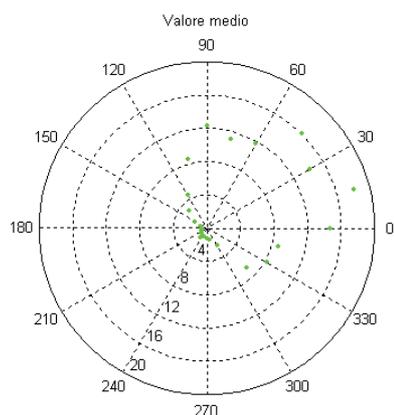


Figura 5-31 Rappresentazione in forma di diagramma polare della media dei deflussi in 15 giorni in Mm^3

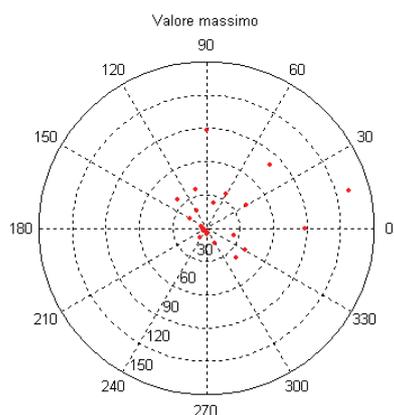


Figura 5-32 Rappresentazione in forma di diagramma polare del massimo deflusso in 15 giorni in Mm^3

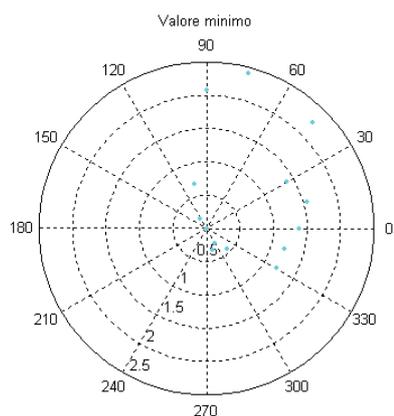


Figura 5-33 Rappresentazione in forma di diagramma polare del minimo deflusso in 15 giorni in Mm^3

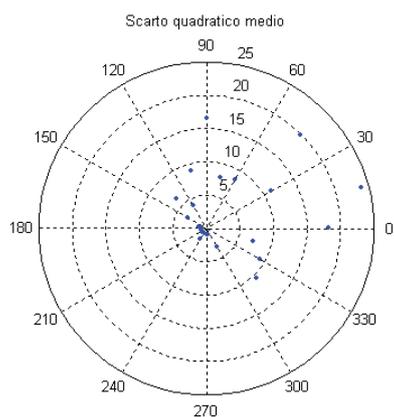


Figura 5-34 Rappresentazione in forma di diagramma polare dello scarto quadratico medio del deflusso in 15 giorni in Mm^3

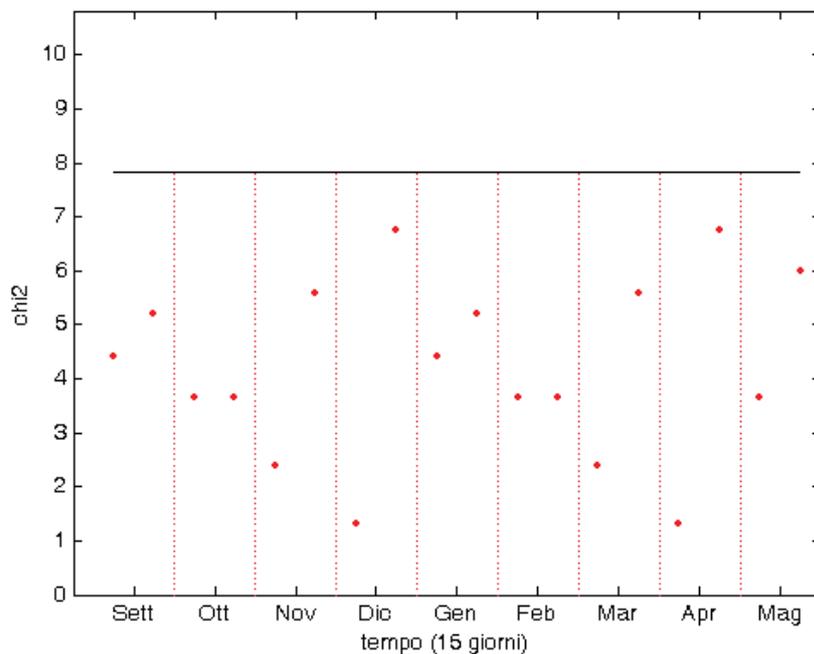


Figura 5-35 Risultati del test di Pearson.

5.1.3 Analisi dei volumi settimanali affluiti all'invaso

Le analisi condotte sui volumi defluiti in 7 giorni consecutivi sono riportati in analogia a quanto fatto finora. Si osserva che il test di Pearson con livello di significatività $\alpha = 0,05$ rigetta l'ipotesi di distribuzione lognormale per alcune settimane di settembre, ottobre, gennaio, febbraio e maggio (figura 2.41).

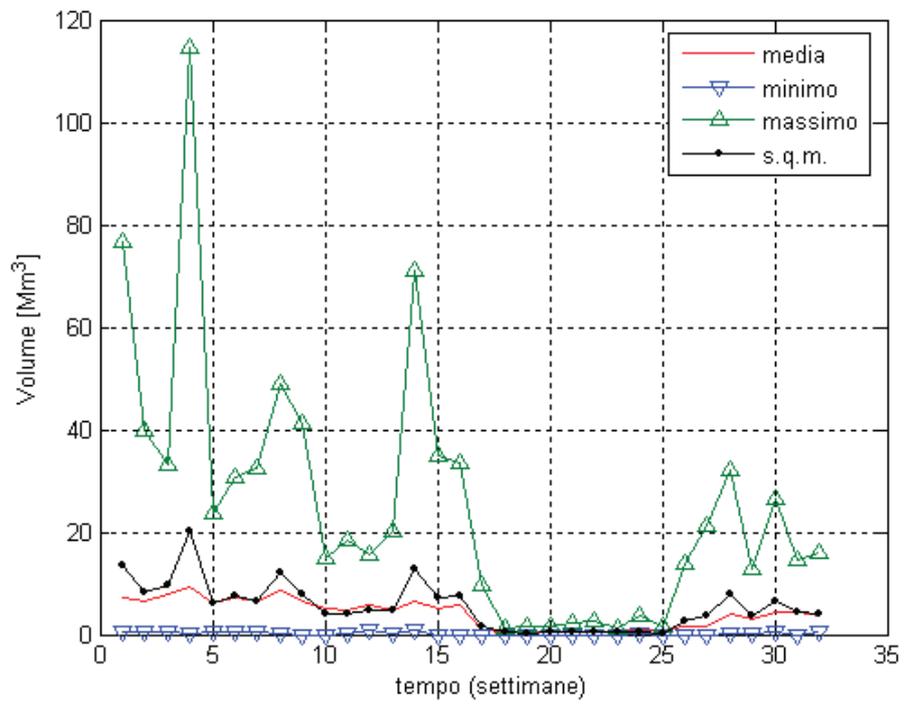


Figura 5-36 Diagramma cronologico dei deflussi giornalieri.

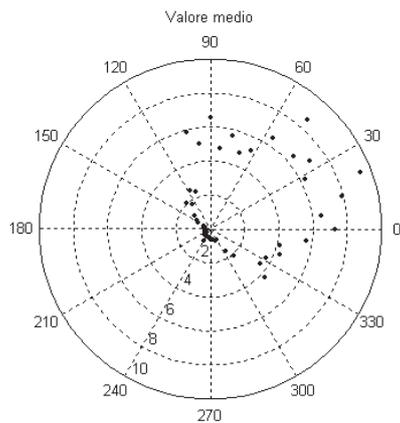


Figura 5-37 Rappresentazione in forma di diagramma polare della media dei deflussi settimanali in Mm^3

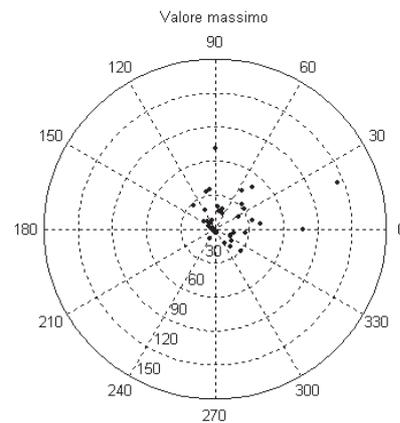


Figura 5-38 Rappresentazione in forma di diagramma polare del massimo deflussi settimanali in Mm^3

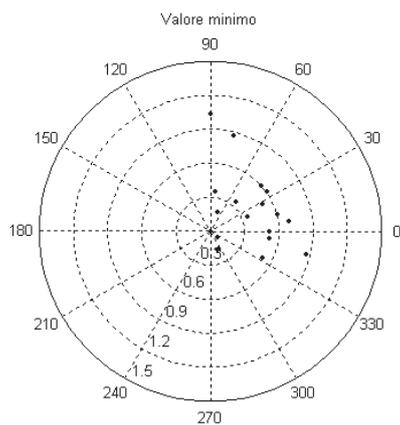


Figura 5-39 Rappresentazione in forma di diagramma polare del minimo dei deflussi settimanali in Mm^3

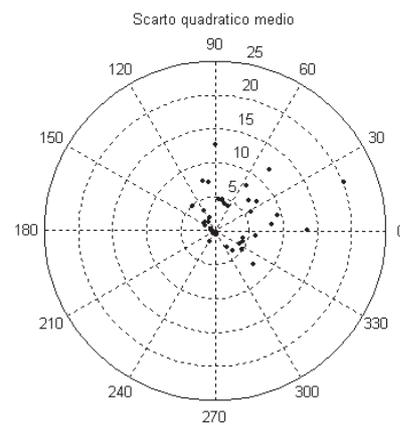


Figura 5-40 Rappresentazione in forma di diagramma polare dello scarto quadratico medio dei deflussi settimanali in Mm^3

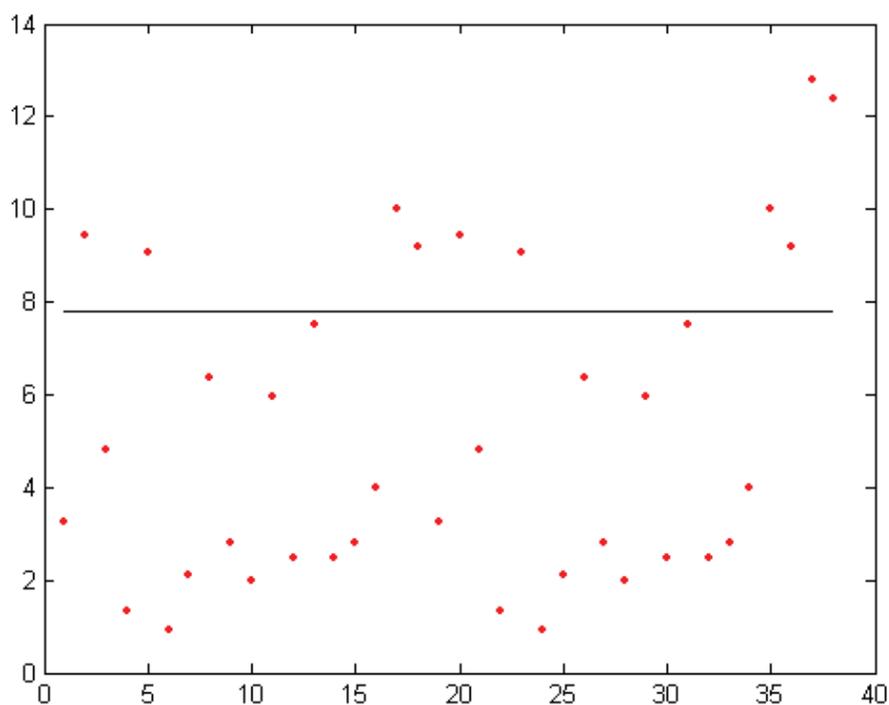


Figura 5-41 Risultati del test di Pearson.

5.1.4 Analisi dei volumi giornalieri affluiti all'invaso

L'analisi dei deflussi giornalieri consente di osservare che le piene più consistenti si verificano nel mese di gennaio (sette compreso tra 0° e 30°). In tale mese si concentrano infatti i valori più elevati della media, dello scarto quadratico medio e del valore massimo. Abbastanza interessanti appaiono tuttavia anche i valori che si verificano nel mese di aprile. Tale circostanza può essere addebitata anche ad effetti di scioglimento della neve peraltro non sempre presente in tutti gli anni di osservazione.

I valori minimi di deflusso sono nulli nella maggior parte dell'anno, eccezion fatta per alcuni giorni di gennaio, aprile e dicembre. I giorni appartenenti alla stagione secca (periodo che va da maggio a ottobre) sono generalmente caratterizzati da scarsi deflussi: in questo periodo infatti i valori minimi sono nulli, i valori massimi così come i valori medi sono molto prossimi a zero.

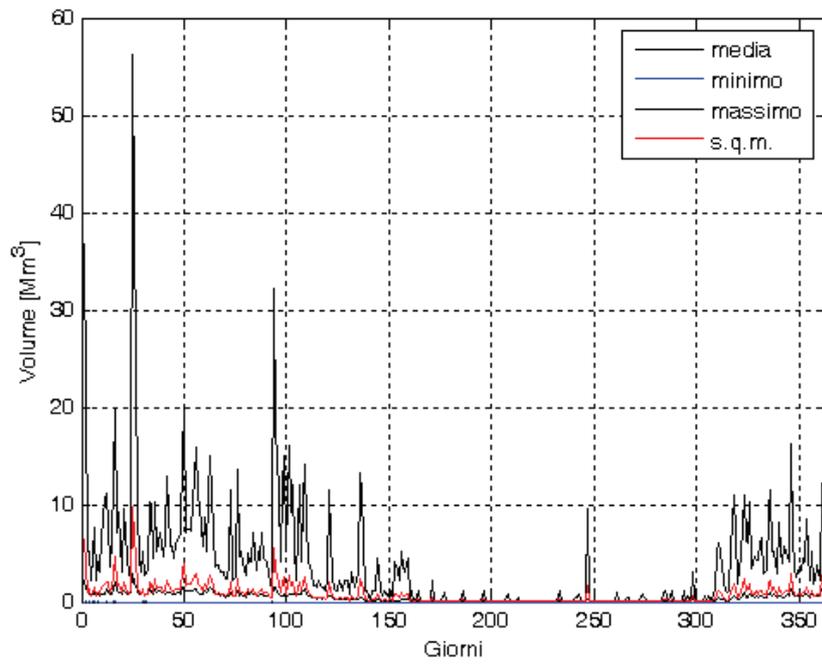


Figura 5-42 Diagramma cronologico dei deflussi giornalieri

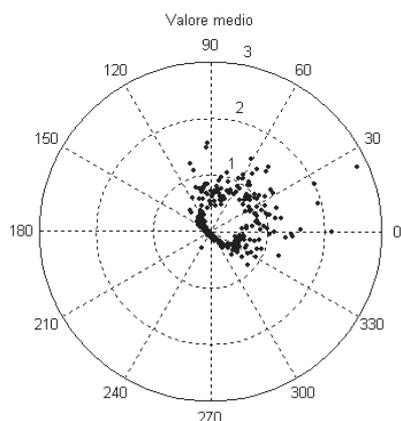


Figura 5-43 Rappresentazione in forma di diagramma polare della media dei deflussi giornalieri in Mm^3

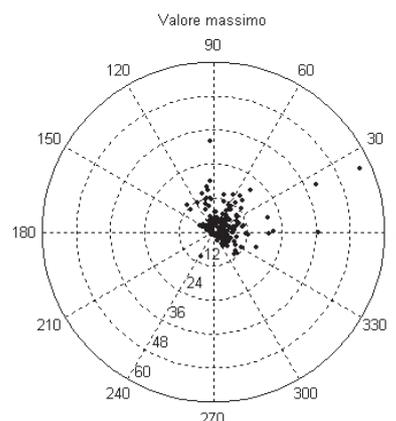


Figura 5-44 Rappresentazione in forma di diagramma polare del massimo dei deflussi giornalieri in Mm^3

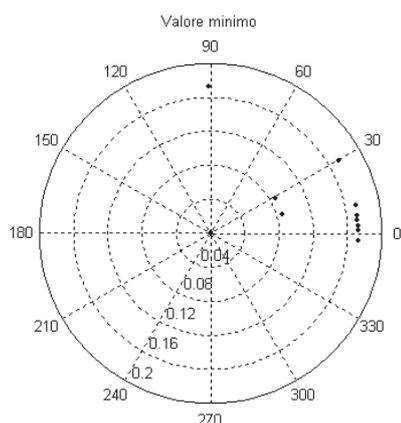


Figura 5-45 Rappresentazione in forma di diagramma polare del minimo dei deflussi giornalieri in Mm^3

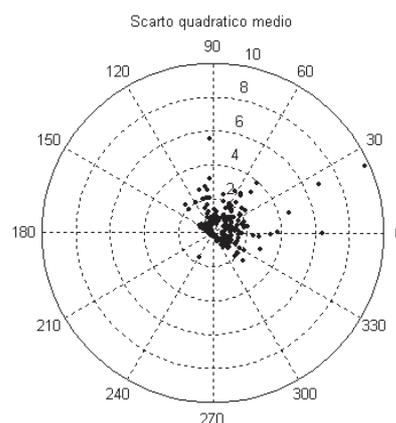


Figura 5-46 Rappresentazione in forma di diagramma polare dello scarto quadratico medio dei deflussi giornalieri in Mm^3

Ulteriori considerazioni, relative alla frequenza, effettiva durata ed entità delle piene in termini di portata al colmo di piena e volume complessivo, non sono possibili, non essendo disponibili misurazioni registrate ad intervalli sub-giornalieri.

5.2 Scenari operativi di gestione

Come già detto nella introduzione del presente rapporto, il programma di gestione statico, di breve periodo, prevede il mantenimento, con continuità e durante i periodi dell'anno valutati critici per il verificarsi di eventi di piena, di una quota di invaso determinata in funzione dei prevedibili eventi di piena nei periodi seguenti.

Il programma di gestione degli scarichi di superficie dovrà pertanto definire giorno per giorno, o comunque ad intervalli regolari di 10-15 giorni, la posizione delle paratoie mobili affinché, per un periodo prefissato di giorni successivo a quello considerato, il volume disponibile sia sufficiente ad accumulare gli afflussi alla diga con un prefissato rischio di fallanza.

Il criterio per definire i volumi da rendere disponibili nel lago per laminare le onde di piena può essere quindi valutato, per qualsiasi prefissato intervallo di riferimento, alla stregua delle analisi condotte nel precedente capitolo.

Allo scopo di fornire gli elementi necessari per l'individuazione del piano di laminazione da adottare nel seguito vengono esposti, a titolo di esempio, i risultati delle analisi condotte sui volumi attesi con proiezione di 7 e 15 giorni ed utilizzando due serie storiche distinte di dati di portata media giornaliera:

- Serie storica relativa al periodo 1933-1963 delle portate medie giornaliere disponibili per la stazione idrometrografica di *Fortore a p.te Casale* e pubblicate sugli Annali Idrologici parte II dall'ex Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (sez. Pescara). Nel periodo di osservazione la stazione non ha funzionato con continuità, mancano infatti le osservazioni relative agli anni dal 1943 al 1950 e il 1957. Complessivamente il campione di dati a disposizione è costituito da 21 anni solari e 20 anni idrologici.
- Serie storica completa delle portate medie giornaliere affluite alla diga di Occhito nel periodo di esercizio che va dal 1° Marzo 1972 al 31 Dicembre 2005.

Le due serie storiche si differenziano sia per il periodo temporale a cui si riferiscono, sia per le modalità con cui sono state determinate: le prime, relative al periodo 1933-1963, sono desunte a partire dalle altezze idrometriche registrate in alveo dagli idrometrografi gestiti dal Servizio Idrografico; le seconde, relative al

periodo 1972-2005, sono state desunte a partire dal bilancio idrico giornaliero tra i volumi presenti nell'invaso e i volumi erogati.

Nel primo caso, le serie storiche dei volumi giornalieri affluiti alla diga di Occhito sono state ricostruite a partire dai dati disponibili per la stazione di Ponte Casale, posta più a valle della sezione in cui è ubicato lo sbarramento, moltiplicando il volume giornaliero disponibile per ponte Casale per il rapporto tra l'area del bacino sotteso dalla diga e l'area del bacino sotteso dalla stazione di misura stessa.

L'analisi sul secondo set di dati di portata media giornaliera, forniti dal Consorzio di Bonifica della Capitanata, pur soggetta alle limitazioni ed alla elevata incertezza di cui si è discusso nel precedente paragrafo, consente di effettuare delle utili considerazioni specie in relazione all'impatto del piano di laminazione nei confronti della perdita di risorsa idrica. Appare infatti evidente che il criterio razionale sulla base del quale le successive determinazioni sono state effettuate è quello di individuare le strategie atte a porre in sicurezza i territori posti a valle limitando il più possibile la perdita di risorsa idrica la cui disponibilità è al centro di un ampio e dinamico contesto economico e sociale della Capitanata.

Sono stati quindi effettuati diversi scenari di riferimento e sono state individuate le metodologie attraverso le quali individuare l'efficacia nella mitigazione del rischio e l'impatto sulla perdita di risorsa idrica.

5.2.1 Scenari di riferimento.

In questo paragrafo vengono riportate otto diverse ipotesi di Piano di laminazione riferite ai seguenti diversi casi che hanno diverso intervallo di aggregazione Δt in giorni, tempo di ritorno T in anni. Quattro di tali scenari sono stati elaborati utilizzando le serie storiche precedentemente definite che sinteticamente indichiamo attraverso il periodo di osservazione ('33-'63 per le misure di portata effettuate dal Servizio Idrografico, '72-'05 per le misure di livello diga effettuate dal Consorzio gestore):

- Scenario 1: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '33-'63.
- Scenario 2: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '33-'63.
- Scenario 3: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '33-'63.
- Scenario 4: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '33-'63.
- Scenario 5: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '72-'05.
- Scenario 6: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '72-'05.
- Scenario 7: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '72-'05.
- Scenario 8: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '72-'05.

In tutti i casi per l'individuazione della regola di gestione si è adottato un modello probabilistico di tipo log-normale dei volumi affluiti all'invaso come descritto nel paragrafo (5.1).

E' utile precisare che l'individuazione del tempo di ritorno associato ad ogni scenario non è da intendersi come tempo di ritorno della fallanza del medesimo scenario ma un parametro necessario alla elaborazione dello scenario e riferito a volumi cumulati su periodi di più giorni consecutivi. Esso non è quindi direttamente riferibile alla pericolosità di singolo evento di piena la cui criticità invece dipende, oltre che dall'entità della piena stessa (in termini sia di portata istantanea al colmo di piena che di volume dell'onda di piena), dalle condizioni di riempimento dell'invaso nel giorno in cui la piena si verifica. La verifica dell'efficacia del Piano di Laminazione in termini di mitigazione del rischio a valle della diga può farsi invero solo per

simulazioni continue che tengano conto delle condizioni di riempimento, della capacità di laminazione dell'invaso e dalle caratteristiche idrauliche degli scarichi superficiali. Ad essa viene pertanto dedicato una specifica sezione (5.2.2). In essa si farà riferimento alle serie storiche misurate dal servizio idrografico nel periodo '33-'63, più affidabili sotto il profilo della valutazione idrologica nonché più cautelative in relazione alle maggiori portate registrate.

Di seguito sono riportati anche i risultati delle simulazioni tese alla valutazione dell'impatto della regola di gestione in relazione all'utilizzo della risorsa. Pertanto, in assenza di dati specifici relativi alle utilizzazioni, si è fatto riferimento alle serie dei volumi affluiti nel periodo '72-'05 che tengono implicitamente conto delle erogazioni.

Va sottolineato che, in alcune delle diverse ipotesi, i volumi previsti in arrivo all'invaso sono tali da richiedere una quota di livello lago, nel periodo Gennaio-Febbraio, minore di 192 m che è la quota minima di posizionamento delle paratoie. In tale circostanza, per raggiungere la disponibilità richiesta, sarebbe necessaria una apertura parziale dello scarico di fondo che tuttavia risulta difficilmente praticabile in considerazione degli organi di intercettazione posti sulla linea di scarico. Onde evitare la regolazione dei volumi d'invaso con lo scarico di fondo, la regola gestionale è stata modificata considerando come minima quota possibile il valore di 192 m.

Si precisa che i diagrammi di seguito esposti fanno riferimento all'anno solare.

5.2.1.1 Scenario 1: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '33-'63.

Il primo scenario considerato utilizza una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 7$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 10$ anni, ed utilizzando le serie storiche misurate nel periodo '33-'63.

Fissato il tempo di ritorno di 10 anni, corrispondente ad una probabilità di non superamento pari a 0,95, sono individuati i quantili riportati, per ogni giorno dell'anno, in figura 5-47.

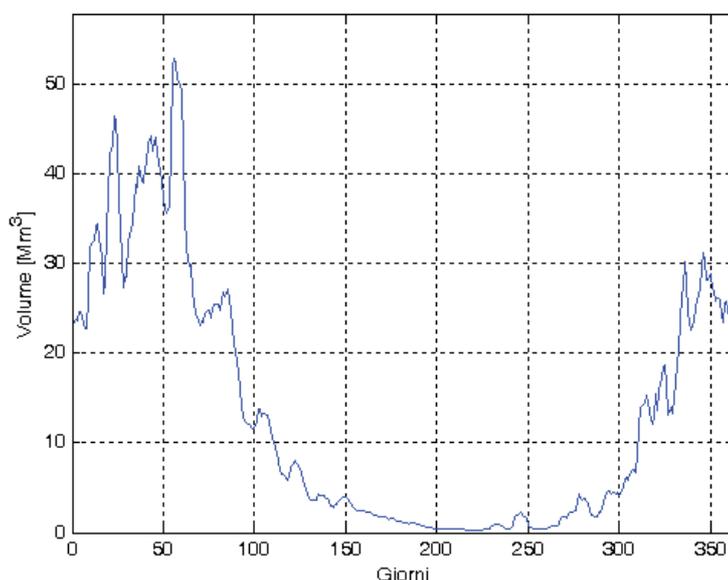


Figura 5-47 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 7$ giorni e tempo di ritorno $T = 10$ anni, per ogni giorno dell'anno.

Essi sono identificabili come i volumi di piena attesi, resta pertanto definito, per ogni giorno dell'anno, il volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano (massimo volume invasabile in Figura 5-48) a cui corrisponde la quota di posizionamento delle paratoie riportata in figura 5-49.

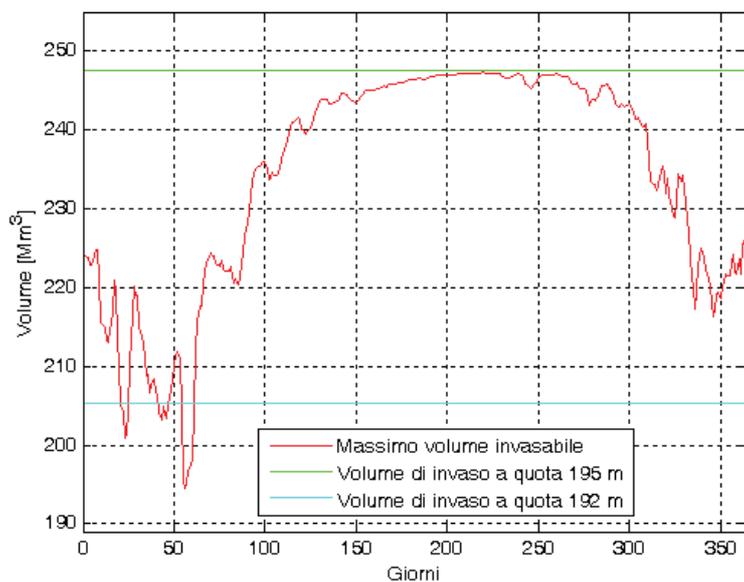


Figura 5-48 Massimo volume invasabile

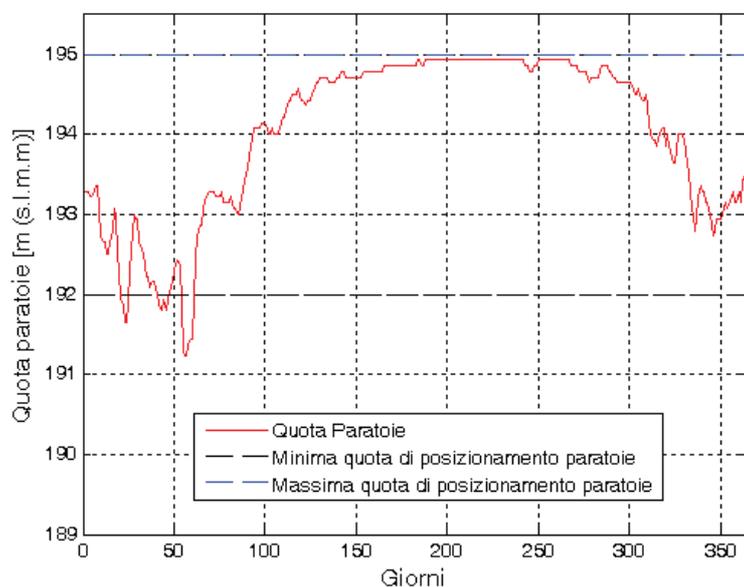


Figura 5-49 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per ogni giorno dell'anno.

Una ipotesi di questo genere comporterebbe però una gestione degli scarichi di complessa attuazione perché richiede manovre giornaliere delle paratoie. Allo scopo di semplificare la gestione degli scarichi di superficie, il modello è stato modificato

considerando la possibilità di effettuare una manovra ogni dieci giorni assegnando a ciascuna decade una quota pari alla minima quota giornaliera della stessa decade, come riportato in figura 5-50.

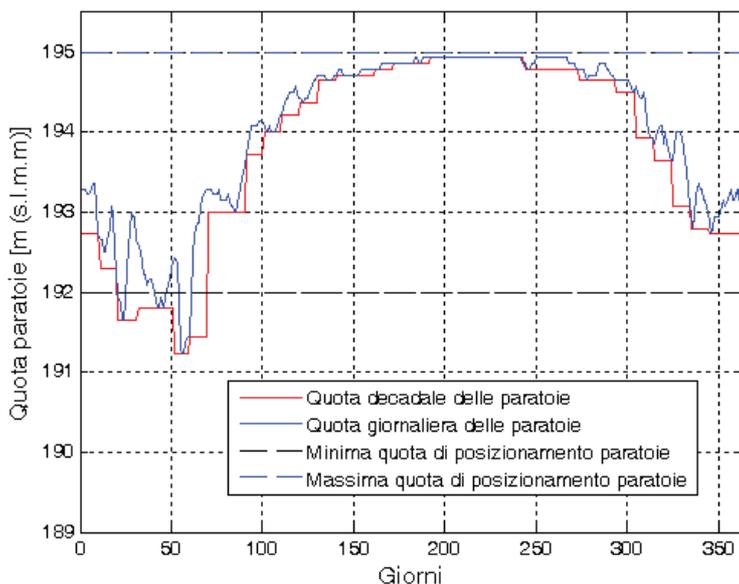


Figura 5-50 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

Nella ipotesi di tempo di ritorno 10 anni, i volumi previsti in arrivo all'invaso sono tali da richiedere una quota di livello lago, nel periodo Gennaio-Febbraio, minore di 192 m che è la quota minima di posizionamento delle paratoie. In tale circostanza, pertanto, come detto nel paragrafo introduttivo, onde evitare che l'applicazione della regola debba comportare l'apertura parziale dello scarico di fondo, la regola gestionale è stata modificata considerando come minima quota possibile il valore di 192 m.

Tale regola di gestione, rappresentata in figura 5-51, viene sinteticamente riportata nella tabella 5-4.

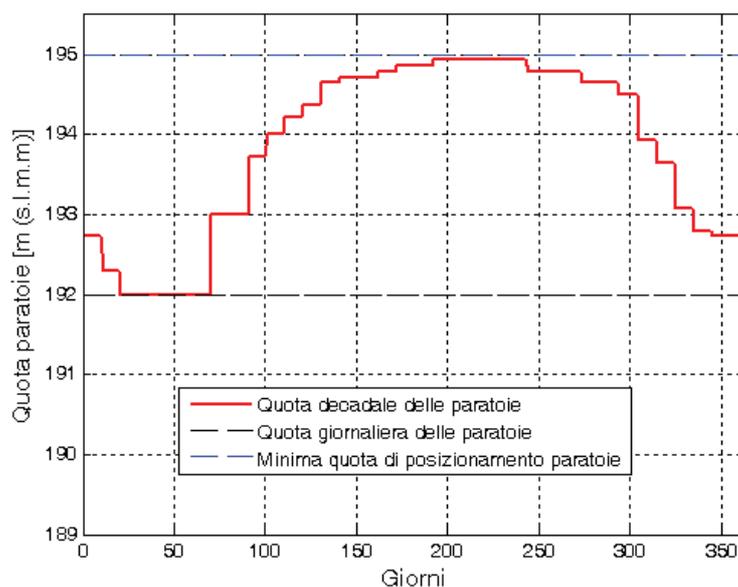


Figura 5-51 Regola di gestione delle paratoie mobili, Scenario 1.

Sulla base di questo modello di gestione delle paratoie è stata effettuata una simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, in modo tale da riprodurre l'andamento dei volumi invasati nella diga e calcolare i volumi che sarebbero stati scaricati e il volume perso. I risultati della simulazione, effettuati per il caso con tre paratoie movimentate, sono riportati in figura 5-52.

Decade	Quota di sfioro [m. s.l.m.m]	Decade	Quota di sfioro [m. s.l.m.m]	Decade	Quota di sfioro [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,73	10 Maggio - 19 Maggio	194,65	17 Settembre - 26 Settembre	194,79
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,3	20 Maggio - 29 Maggio	194,72	27 Settembre - 6 Ottobre	194,79
21 Gennaio - 30 Gennaio	192	30 Maggio - 8 Giugno	194,72	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,65
31 Gennaio - 9 Febbraio	192	9 Giugno - 18 Giugno	194,72	17 Ottobre - 26 ottobre	194,65
10 Febbraio - 19 Febbraio	192	19 Giugno - 28 Giugno	194,79	27 Ottobre - 5 Novembre	194,5
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	193,93
1° Marzo - 10 Marzo	192	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	193,65
11 Marzo - 20 Marzo	193,01	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	193,08
21 Marzo - 30 Marzo	193,01	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	192,8
31 Marzo - 9 Aprile	193,72	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	192,73
10 Aprile - 19 Aprile	194,01	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,73
20 Aprile - 29 Aprile	194,22	28 Agosto - 6 Settembre	194,93		
30 Aprile - 9 Maggio	194,36	7 Settembre - 16 Settembre	194,79		

Tabella 5-4 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 1.

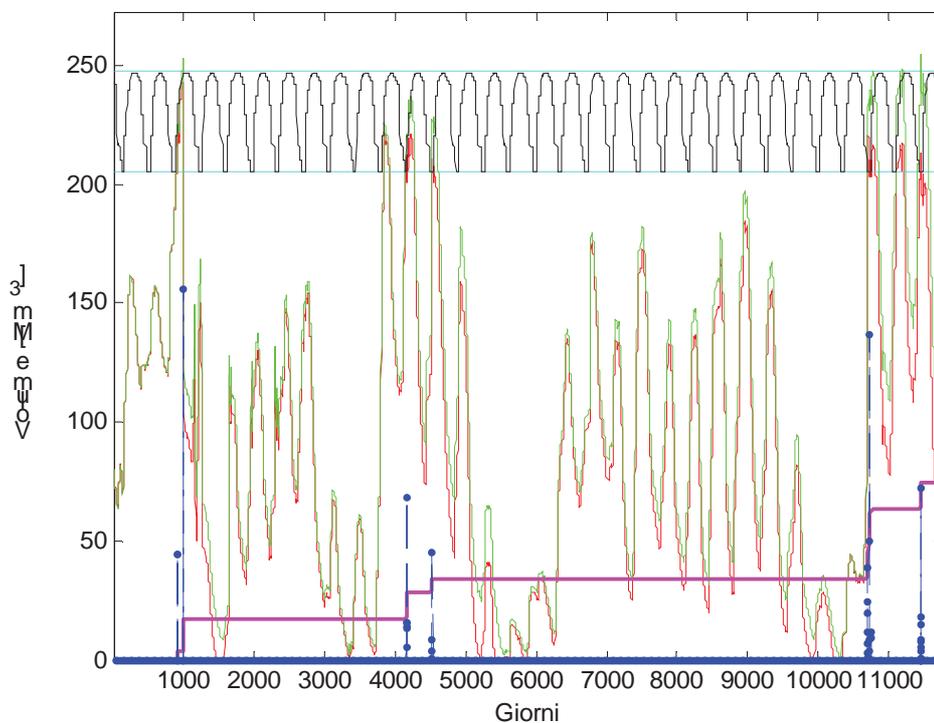


Figura 5-52 Simulazione relativa al periodo di esercizio 1972-2005: Scenario 1, due paratoie movimentate.

Nella figura 5-52 è rappresentato con linea nera il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione, variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), con linea verde l'andamento dei volumi invasati misurati nel periodo 1972-2005, con linea rossa l'andamento dei volumi che sarebbero stati invasati adottando il modello gestionale proposto; con linea magenta è indicata la cumulata nel tempo del volume che sarebbe stato scaricato in conseguenza dell'applicazione del piano statico, in occasione degli eventi di piena naturali ed in assenza di manovre preventive o contestuali. Il valore assunto in corrispondenza dell'ultimo giorno di simulazione rappresenta il volume complessivamente perso nel periodo 1972-2005 che sarebbe stato in questa configurazione pari a circa 70 Mm³ su di un totale di volume affluito pari a 3762 Mm³ valutato al netto delle eventuali erogazioni invernali e delle perdite.

Con linea blu è descritto l'andamento della portata media giornaliera scaricata nei giorni in cui il livello del pelo libero nel lago supera, per effetto di laminazione, la quota di massima regolazione consentita dal piano.

Come risultato della simulazione si individuano 37 eventi (giorni) di superamento della quota di sfioro con conseguente entrata in funzione degli scarichi di superficie. Nei 4 eventi più significativi (Aprile 1972, Dicembre 1983, Febbraio 1984, Marzo 2005) i volumi giornalieri scaricati variano da 5 a 10 Mm³ a cui corrispondono portate medie variabili tra 50 e 150 m³/s.

5.2.1.2 Scenario 2: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '33-'63.

Il secondo scenario considerato è individuato da una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 7$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 5$ anni, ed utilizzando le serie storiche misurate nel periodo '33-'63.

In maniera analoga a quanto detto per il primo scenario, si rappresentano nel seguito:

- i volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 7$ giorni e tempo di ritorno $T = 5$ anni;
- la quota di sfioro delle paratoie per ogni giorno dell'anno;
- il volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano;
- la regola di gestione delle paratoie mobili.

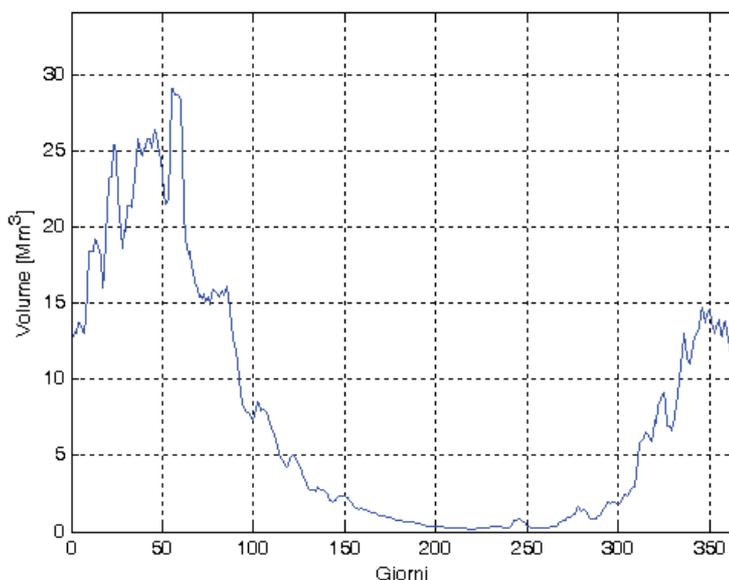


Figura 5-53 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 7$ giorni e $T = 5$, per ogni giorno dell'anno.

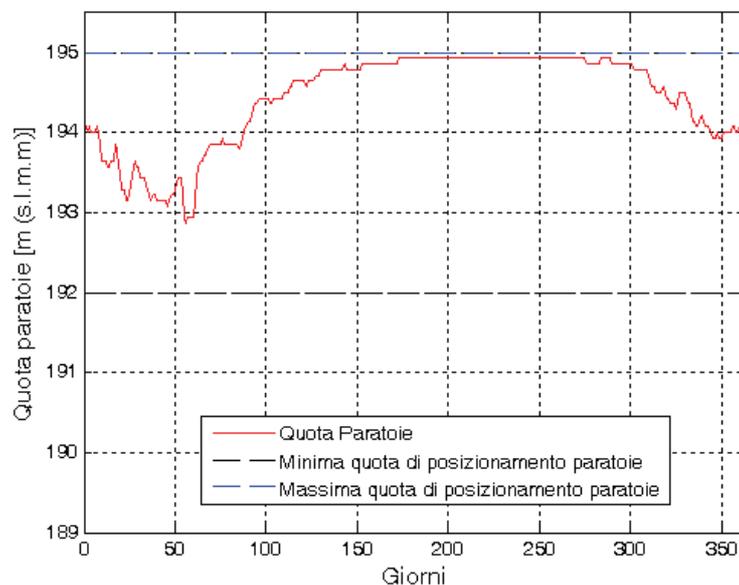


Figura 5-54 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per ogni giorno dell'anno.

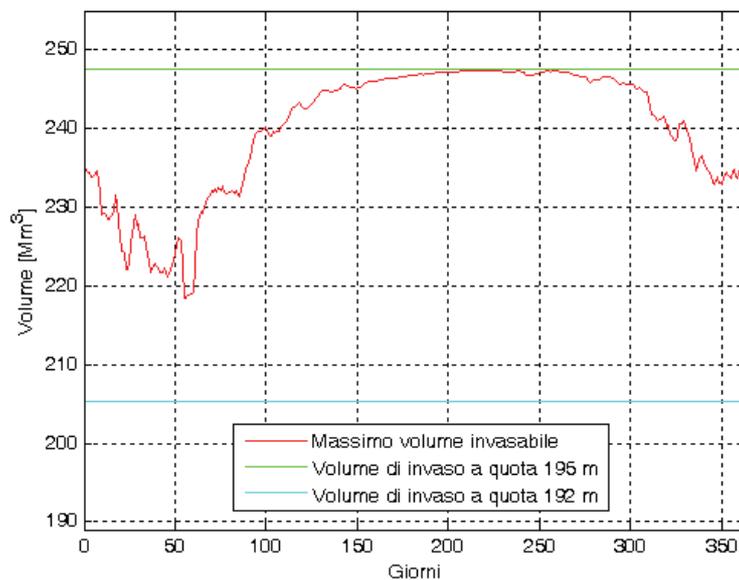


Figura 5-55 Volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano, per ogni giorno dell'anno.

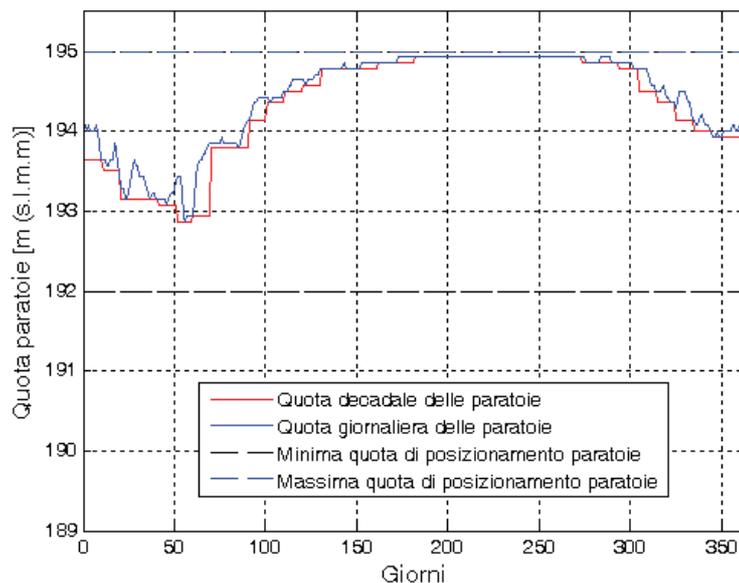


Figura 5-56 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

In questo caso le quote variabili di massima regolazione non sono mai inferiori a 192 m pertanto non si è applicata alcuna correzione necessaria ad evitare la necessità di regolazione dei volumi d'invaso mediante lo scarico di fondo. La regola di gestione viene sinteticamente riportata nella tabella 5-5.

Nella figura 5-57 è riportata la simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, che rappresenta il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione (linea nera), variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), l'andamento dei volumi invasati nella diga (linea verde), i volumi invasati (linea rossa), le portate medie giornaliere scaricate (linea blu), la regola di gestione (linea nera) e il volume cumulato perso nel periodo di riferimento (linea magenta).

Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	193,65	10 Maggio - 19 Maggio	194,79	17 Settembre - 26 Settembre	194,93
11 Gennaio - 20 Gennaio	193,51	20 Maggio - 29 Maggio	194,79	27 Settembre - 6 Ottobre	194,93
21 Gennaio - 30 Gennaio	193,15	30 Maggio - 8 Giugno	194,79	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,86
31 Gennaio - 9 Febbraio	193,15	9 Giugno - 18 Giugno	194,79	17 Ottobre - 26 ottobre	194,86
10 Febbraio - 19 Febbraio	193,15	19 Giugno - 28 Giugno	194,86	27 Ottobre - 5 Novembre	194,79
20 Febbraio - 28/29 febbraio	193,08	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	194,50
1° Marzo - 10 Marzo	192,94	9 Luglio - 18 Luglio	194,93	16 Novembre - 25 Novembre	194,36
11 Marzo - 20 Marzo	193,79	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	194,15
21 Marzo - 30 Marzo	193,79	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	194,01
31 Marzo - 9 Aprile	194,15	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	193,93
10 Aprile - 19 Aprile	194,36	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	193,93
20 Aprile - 29 Aprile	194,50	28 Agosto - 6 Settembre	194,93		
30 Aprile - 9 Maggio	194,58	7 Settembre - 16 Settembre	194,93		

Tabella 5-5 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 2.

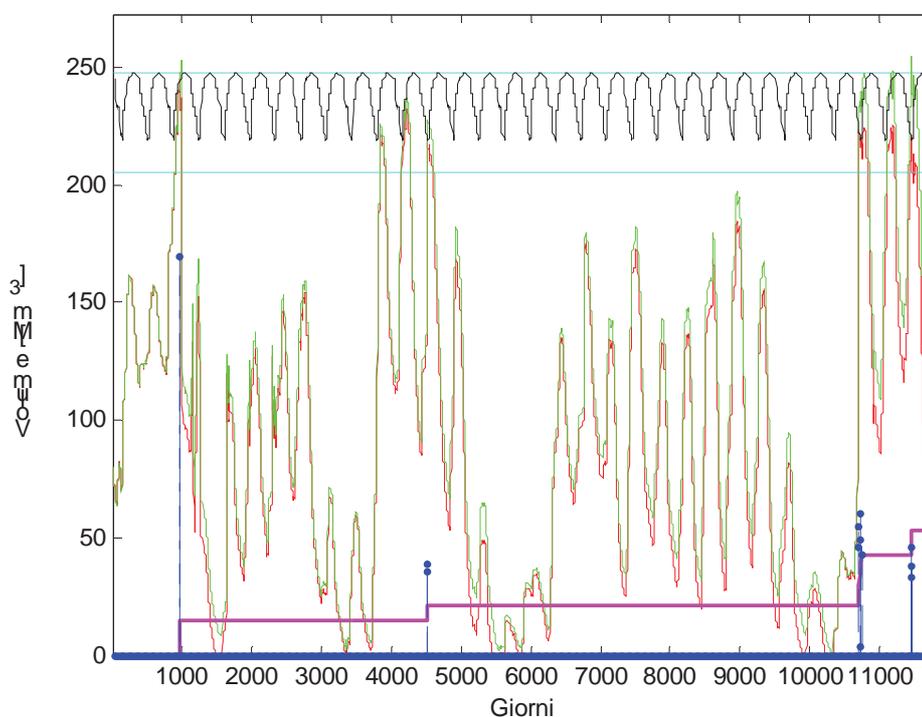


Figura 5-57 Simulazione relativa al periodo di esercizio 1972-2005: Scenario 2, due paratoie movimentate.

5.2.1.3 Scenario 3: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '33-'63.

Il terzo scenario considerato si ottiene con una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 15$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 10$ anni, ed utilizzando le serie storiche misurate nel periodo '33-'63.

In maniera analoga a quanto detto per i casi precedenti, si rappresentano nel seguito:

- volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e tempo di ritorno $T = 10$ anni;
- quota di sfioro delle paratoie per ogni giorno dell'anno;
- volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano;
- regola di gestione delle paratoie mobili.

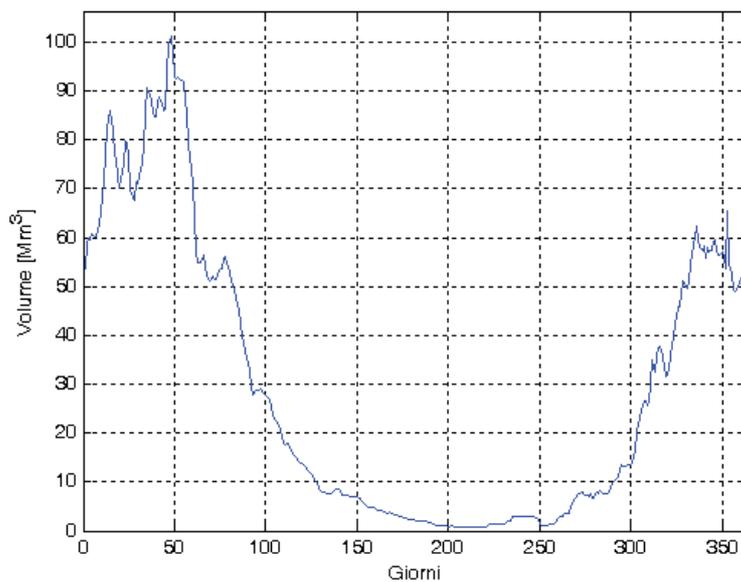


Figura 5-58 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e $T = 5$, per ogni giorno dell'anno.

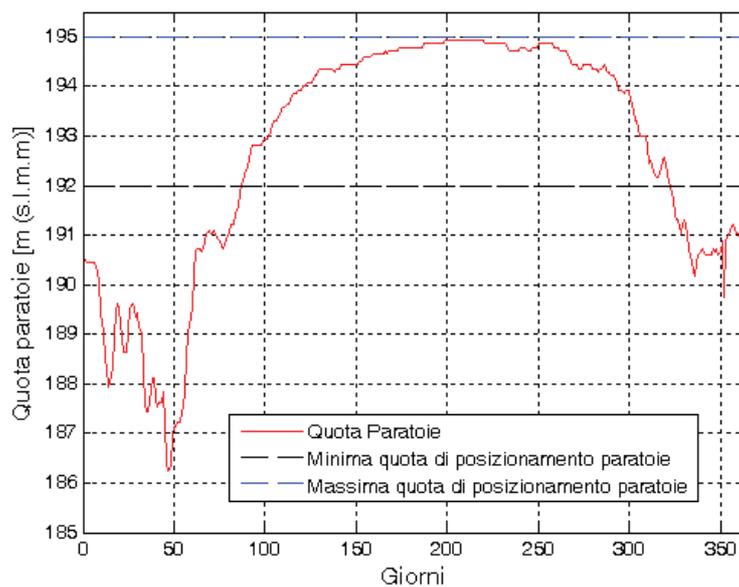


Figura 5-59 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per ogni giorno dell'anno.

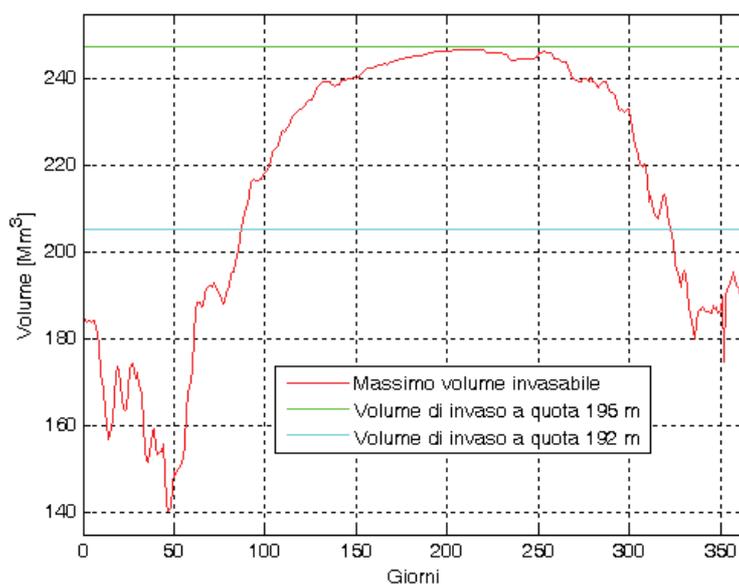


Figura 5-60 Volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano, per ogni giorno dell'anno.

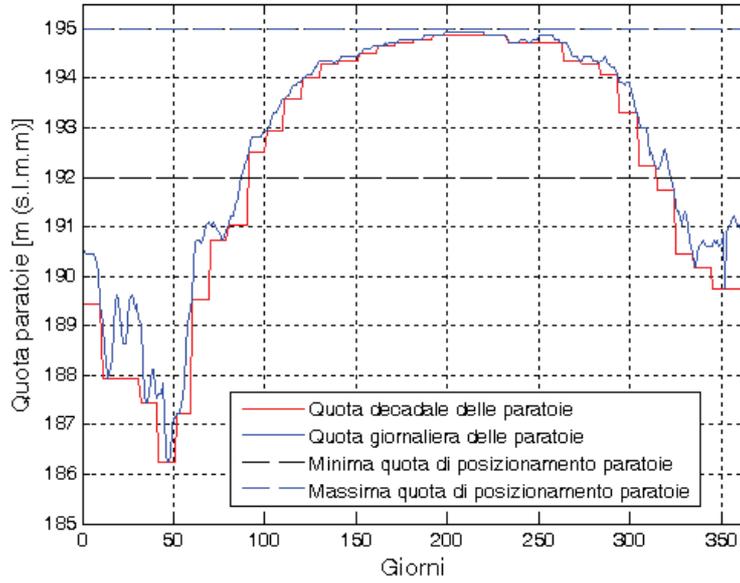


Figura 5-61 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

In questo caso le quote variabili di massima regolazione risultano inferiori a 192 m in quasi tutto il periodo invernale, pertanto, così come nel primo scenario, è necessario la correggere la regola gestionale per evitare la necessità di regolazione mediante lo scarico di fondo. La regola di gestione delle paratoie mobili per decadi, rappresentata in figura 5-61, è riportata in tabella 5-6.

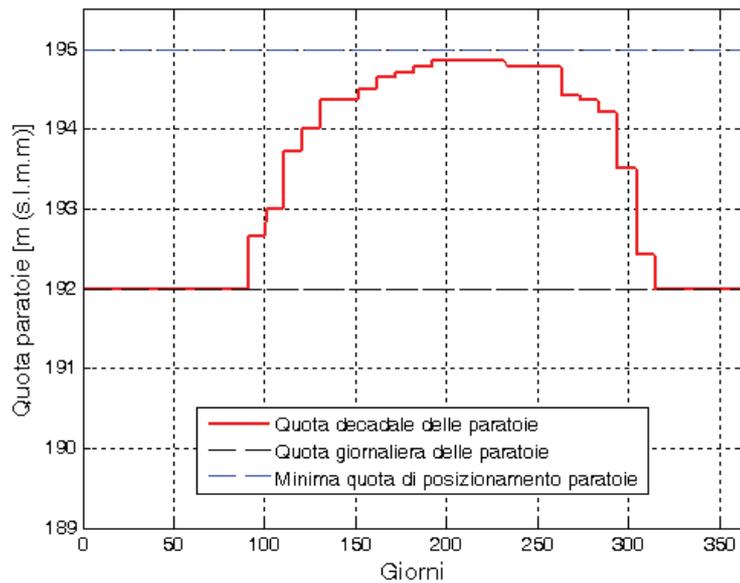


Figura 5-62 Regola di gestione delle paratoie mobili

Nella figura 5-63 è riportata la simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, che rappresenta il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione (linea nera), variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), l'andamento dei volumi invasati nella diga (linea verde), i volumi invasati (linea rossa), le portate medie giornaliere scaricate (linea blu), la regola di gestione (linea nera) e il volume cumulato perso nel periodo di riferimento (linea magenta).

Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,00	10 Maggio - 19 Maggio	194,36	17 Settembre - 26 Settembre	194,79
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,00	20 Maggio - 29 Maggio	194,36	27 Settembre - 6 Ottobre	194,43
21 Gennaio - 30 Gennaio	192,00	30 Maggio - 8 Giugno	194,36	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,36
31 Gennaio - 9 Febbraio	192,00	9 Giugno - 18 Giugno	194,50	17 Ottobre - 26 ottobre	194,22
10 Febbraio - 19 Febbraio	192,00	19 Giugno - 28 Giugno	194,65	27 Ottobre - 5 Novembre	193,51
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192,00	29 Giugno - 8 Luglio	194,72	6 Novembre - 15 Novembre	192,44
1° Marzo - 10 Marzo	192,00	9 Luglio - 18 Luglio	194,79	16 Novembre - 25 Novembre	192,00
11 Marzo - 20 Marzo	192,00	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	192,00
21 Marzo - 30 Marzo	192,00	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	192,00
31 Marzo - 9 Aprile	192,65	8 Agosto - 17 Agosto	194,86	16 Dicembre - 25 Dicembre	192,00
10 Aprile - 19 Aprile	193,01	18 Agosto - 27 Agosto	194,86	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,00
20 Aprile - 29 Aprile	193,72	28 Agosto - 6 Settembre	194,79		
30 Aprile - 9 Maggio	194,01	7 Settembre - 16 Settembre	194,79		

Tabella 5-6 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 3.

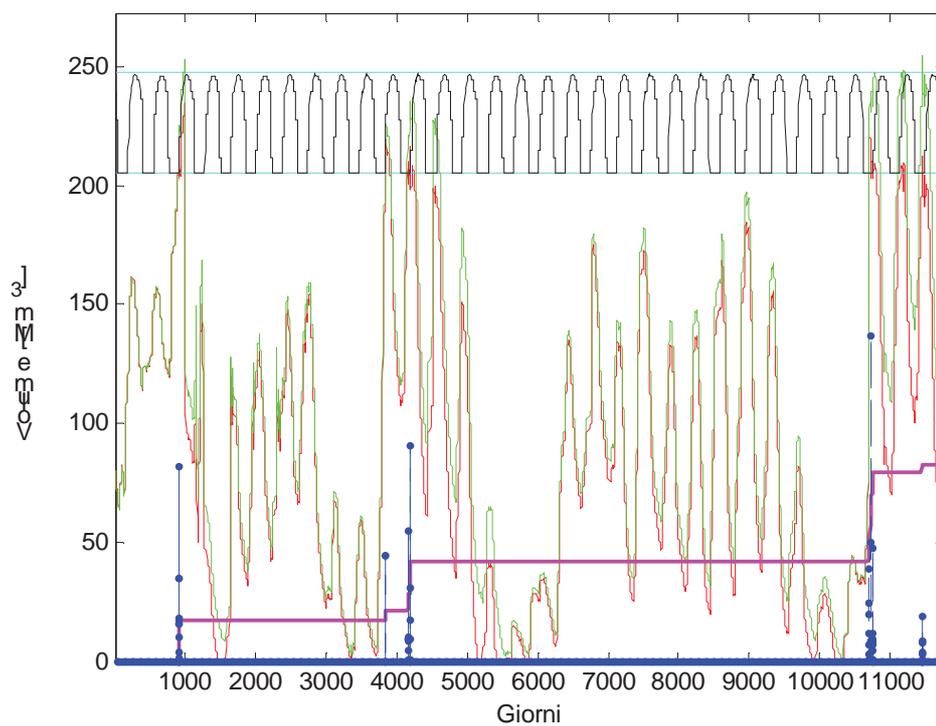


Figura 5-63 Simulazione relativa al periodo di esercizio della diga '72-'05: Scenario 3, due paratoie movimentate.

5.2.1.4 Scenario 4: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '33-'63.

Il quarto scenario considerato è determinato da una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 15$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 5$ anni, ed utilizzando le serie storiche misurate nel periodo '33-'63.

In maniera analoga a quanto detto per i casi precedenti, si rappresentano nel seguito:

- volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e tempo di ritorno $T = 5$ anni;
- quota di sfioro delle paratoie per ogni giorno dell'anno;
- volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano;
- regola di gestione delle paratoie mobili.

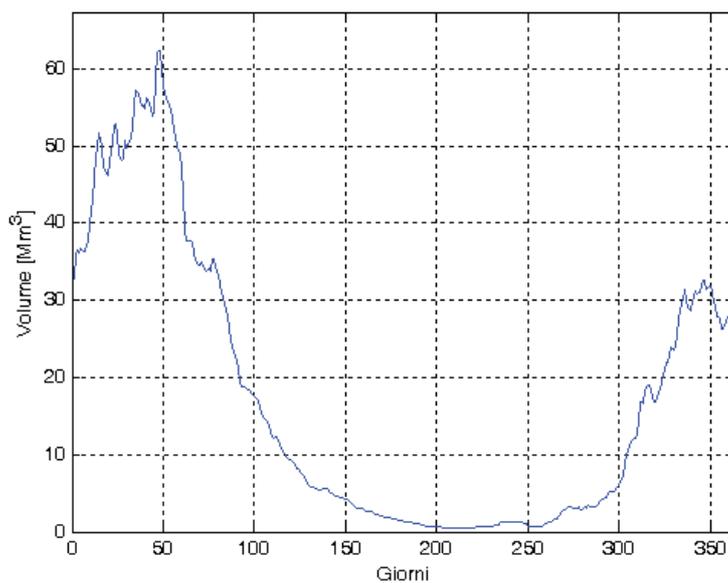


Figura 5-64 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e $T = 5$, per ogni giorno dell'anno.

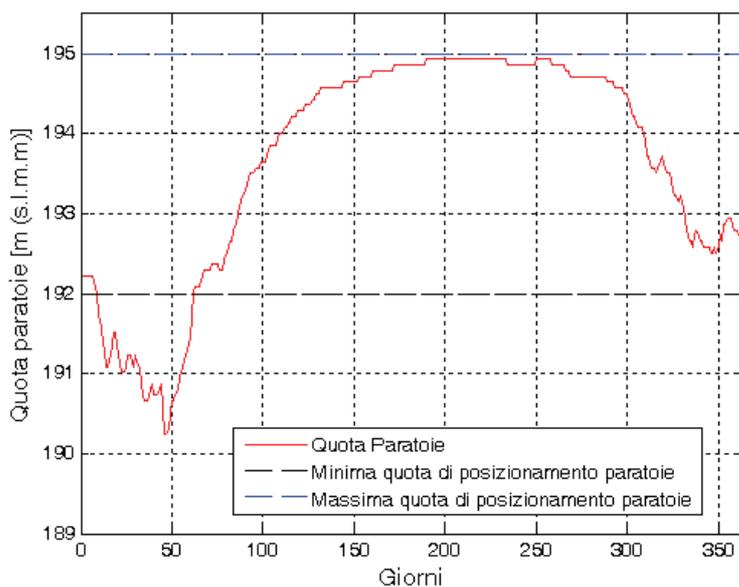


Figura 5-65 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per ogni giorno dell'anno.

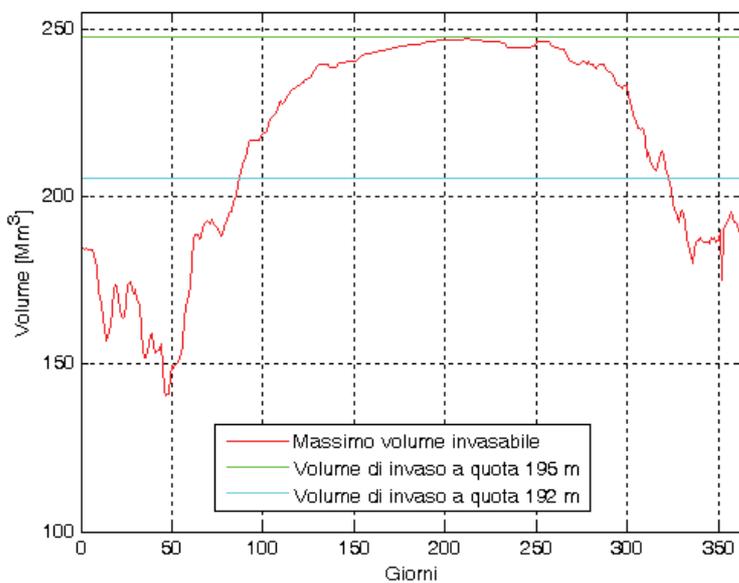


Figura 5-66 volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano, per ogni giorno dell'anno.

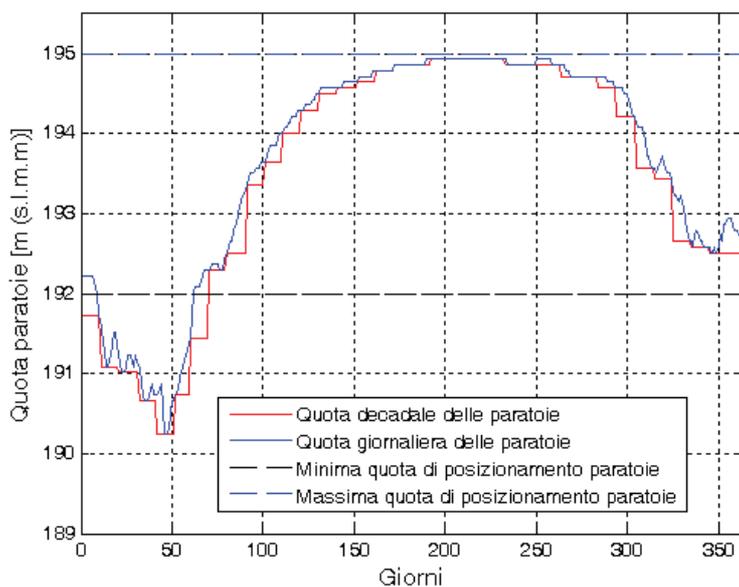


Figura 5-67 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

In questo caso le quote variabili di massima regolazione risultano inferiori a 192 m pertanto si applica la correzione necessaria ad evitare la necessità di regolazione dello scarico di fondo. La regola di gestione delle paratoie mobili modificata, rappresentata in figura 5-68, è riportata in tabella 5-7.

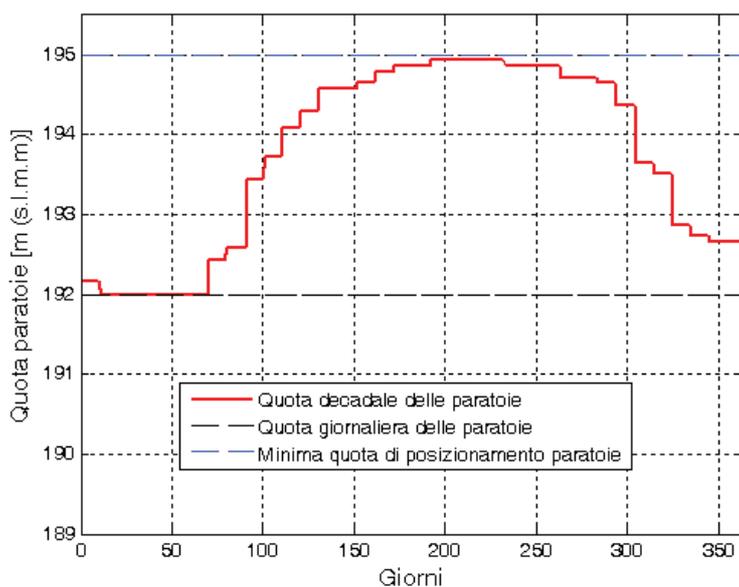


Figura 5-68 Regola di gestione delle paratoie mobili.

Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,00	10 Maggio - 19 Maggio	194,50	17 Settembre - 26 Settembre	194,86
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,00	20 Maggio - 29 Maggio	194,58	27 Settembre - 6 Ottobre	194,72
21 Gennaio - 30 Gennaio	192,00	30 Maggio - 8 Giugno	194,58	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,72
31 Gennaio - 9 Febbraio	192,00	9 Giugno - 18 Giugno	194,65	17 Ottobre - 26 ottobre	194,58
10 Febbraio - 19 Febbraio	192,00	19 Giugno - 28 Giugno	194,79	27 Ottobre - 5 Novembre	194,22
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192,00	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	193,58
1° Marzo - 10 Marzo	192,00	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	193,44
11 Marzo - 20 Marzo	192,30	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	192,65
21 Marzo - 30 Marzo	192,51	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	192,58
31 Marzo - 9 Aprile	193,37	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	192,51
10 Aprile - 19 Aprile	193,65	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,51
20 Aprile - 29 Aprile	194,01	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,29	7 Settembre - 16 Settembre	194,86		

Tabella 5-7 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 4.

Nella figura 5-69 è riportata la simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, che rappresenta il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione (linea nera), variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), l'andamento dei volumi invasati nella diga (linea verde), i volumi invasati (linea rossa), le portate medie giornaliere scaricate (linea blu), la regola di gestione (linea nera) e il volume cumulato perso nel periodo di riferimento (linea magenta).

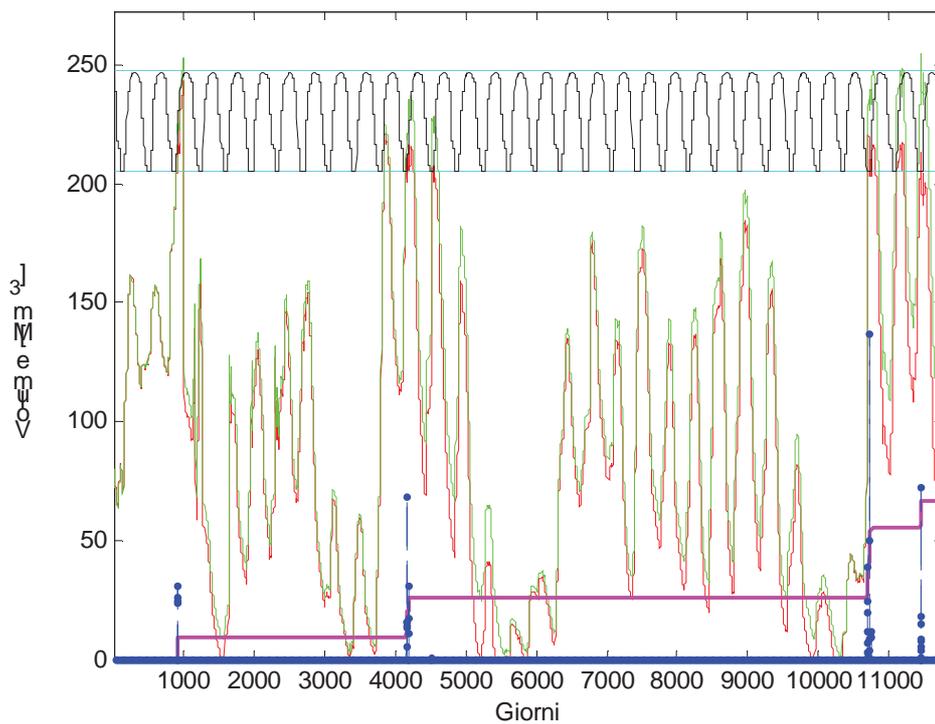


Figura 5-69 Simulazione relativa al periodo di esercizio della diga '72-'05: Scenario 4, due paratoie movimentate.

5.2.1.5 Scenario 5: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '72-'05.

Lo stesso tipo di analisi è stata condotta utilizzando il set di dati relativo al trentennio 1972-2005 fornito dal Consorzio di Bonifica della Capitanata.

Il quinto scenario considera una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 15$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 5$ anni.

In maniera analoga a quanto detto per i casi precedenti, si rappresentano nel seguito:

- volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 7$ giorni e tempo di ritorno $T = 10$ anni;
- quota di sfioro delle paratoie per ogni giorno dell'anno;
- volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano;
- regola di gestione delle paratoie mobili.

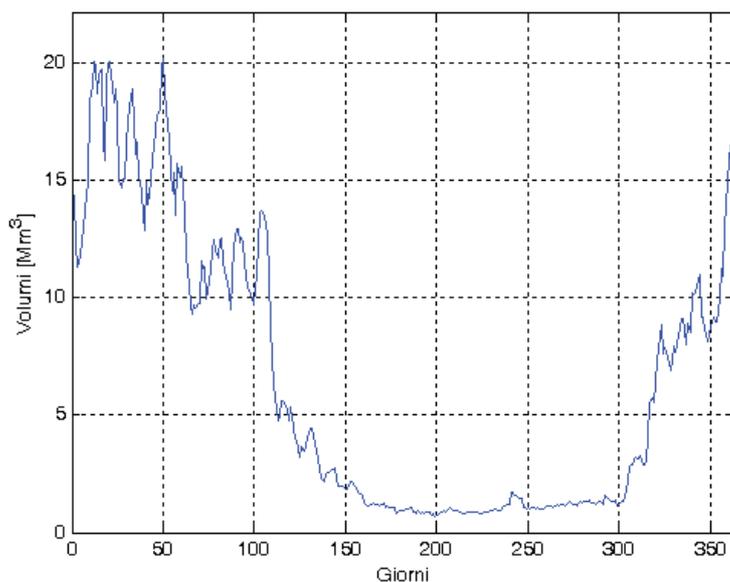


Figura 5-70 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 7$ giorni e $T = 10$, per ogni giorno dell'anno.

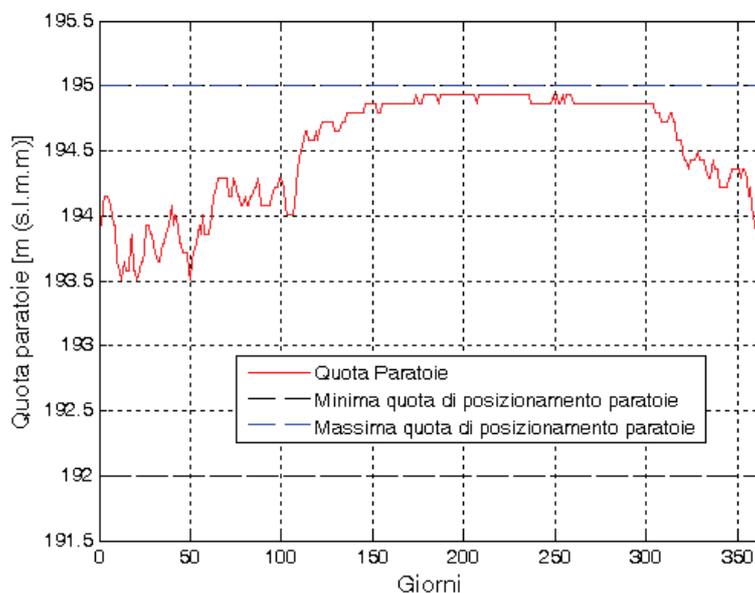


Figura 5-71 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per ogni giorno dell'anno.

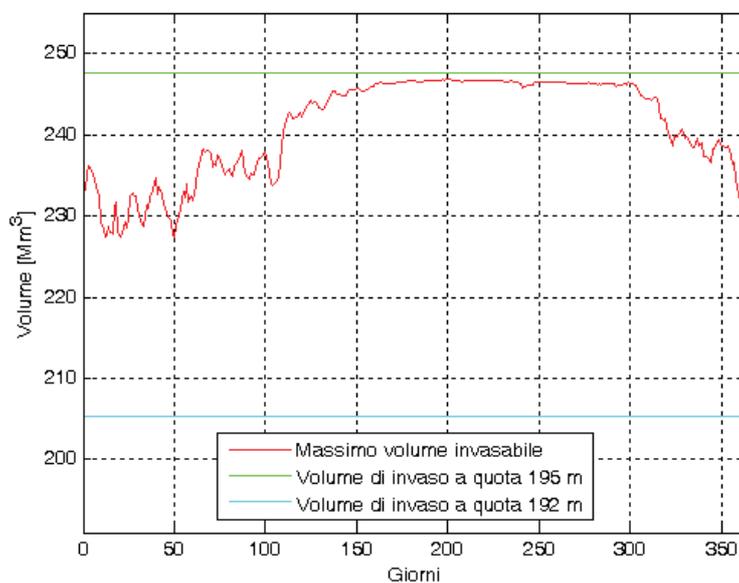


Figura 5-72 Volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano, per ogni giorno dell'anno.

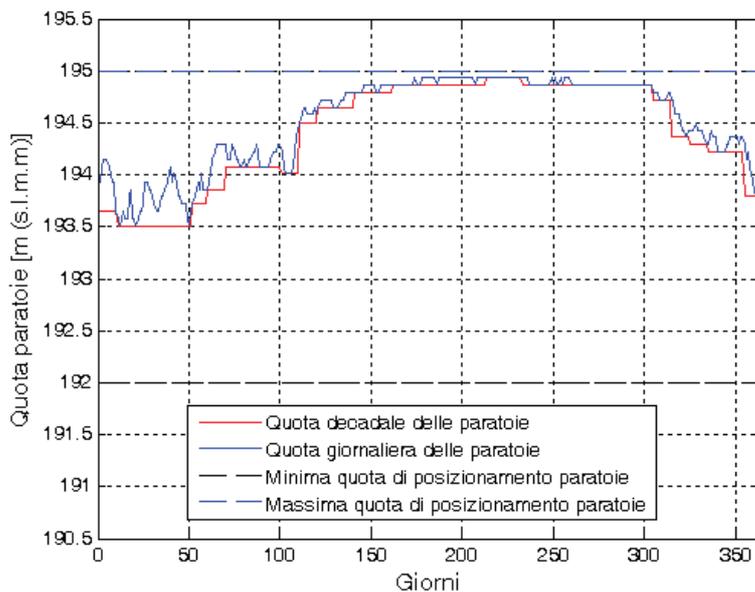


Figura 5-73 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

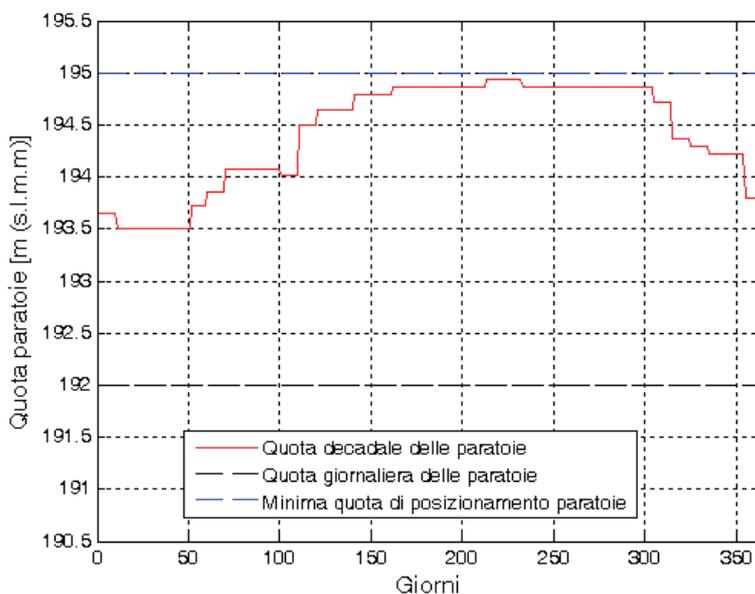


Figura 5-74 Regola di gestione delle paratoie mobili

In questo caso le quote variabili di massima regolazione non sono mai inferiori a 192 m pertanto non è necessario correggere la regola gestionale delle paratoie

mobili. Tale regola di gestione, rappresentata in figura 5-74, viene sinteticamente riportata nella tabella 5-9.

Nella figura 5-75 è riportata la simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, che rappresenta il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione (linea nera), variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), l'andamento dei volumi invasati nella diga (linea verde), i volumi invasati (linea rossa), le portate medie giornaliere scaricate (linea blu), la regola di gestione (linea nera) e il volume cumulato perso nel periodo di riferimento (linea magenta).

Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	193,65	10 Maggio - 19 Maggio	194,65	17 Settembre - 26 Settembre	194,86
11 Gennaio - 20 Gennaio	193,51	20 Maggio - 29 Maggio	194,79	27 Settembre - 6 Ottobre	194,86
21 Gennaio - 30 Gennaio	193,51	30 Maggio - 8 Giugno	194,79	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,86
31 Gennaio - 9 Febbraio	193,51	9 Giugno - 18 Giugno	194,79	17 Ottobre - 26 ottobre	194,86
10 Febbraio - 19 Febbraio	193,51	19 Giugno - 28 Giugno	194,86	27 Ottobre - 5 Novembre	194,86
20 Febbraio - 28/29 febbraio	193,51	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	194,72
1° Marzo - 10 Marzo	193,86	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	194,36
11 Marzo - 20 Marzo	194,08	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	194,29
21 Marzo - 30 Marzo	194,08	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	194,22
31 Marzo - 9 Aprile	194,08	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	194,22
10 Aprile - 19 Aprile	194,01	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	193,79
20 Aprile - 29 Aprile	194,5	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,65	7 Settembre -16 Settembre	194,86		

Tabella 5-8 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 5.

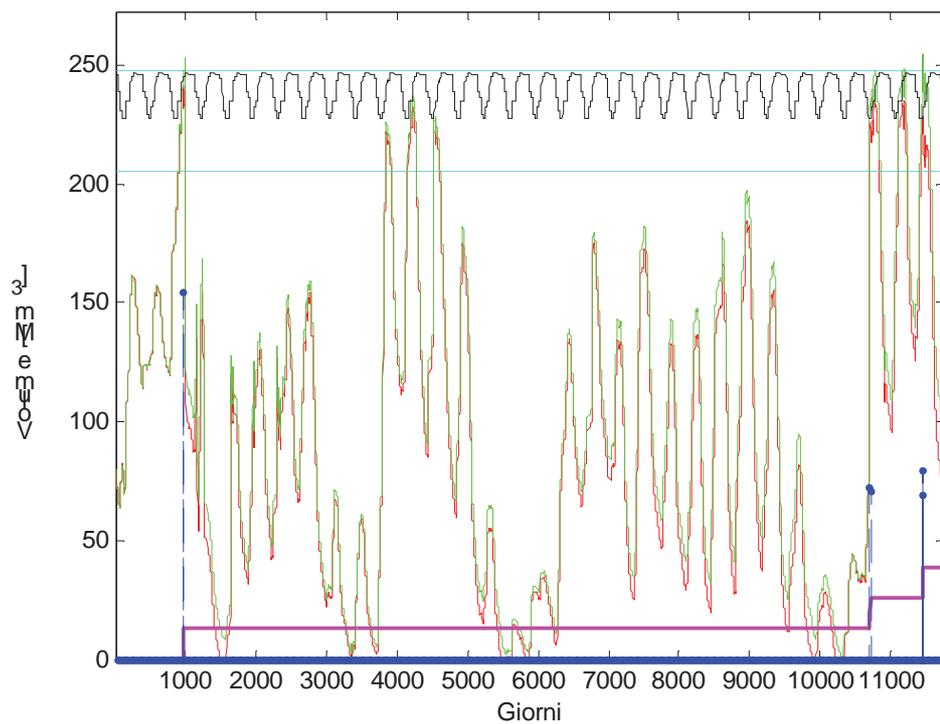


Figura 5-75 Simulazione relativa al periodo di esercizio della diga '72-'05: Scenario 5, due paratoie movimentate.

5.2.1.6 Scenario 6: $\Delta t = 7$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '72-'05.

Il sesto scenario considera una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 7$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 5$ anni, ed utilizzando le serie storiche misurate nel periodo '72-'05.

In maniera analoga a quanto detto per i casi precedenti, si rappresentano nel seguito:

- volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e tempo di ritorno $T = 5$ anni;
- quota di sfioro delle paratoie per ogni giorno dell'anno;
- volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano;
- regola di gestione delle paratoie mobili.

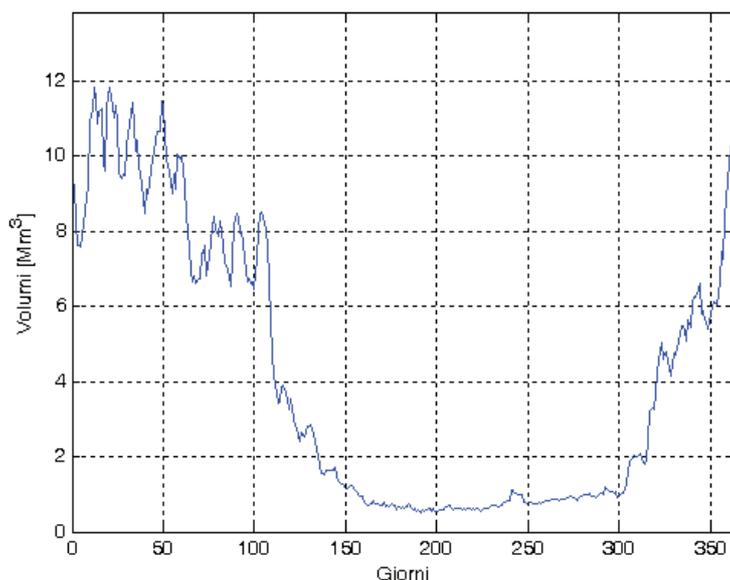


Figura 5-76 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 7$ giorni e $T = 5$, per ogni giorno dell'anno.

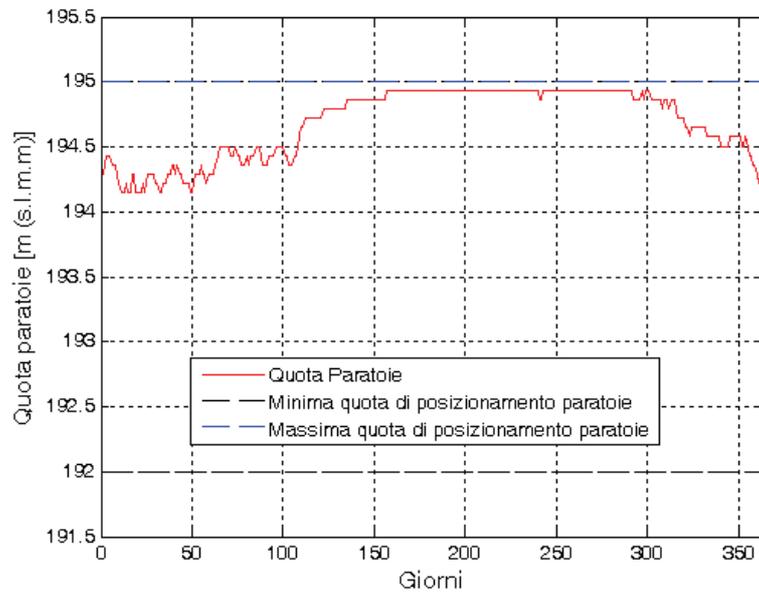


Figura 5-77 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per ogni giorno dell'anno.

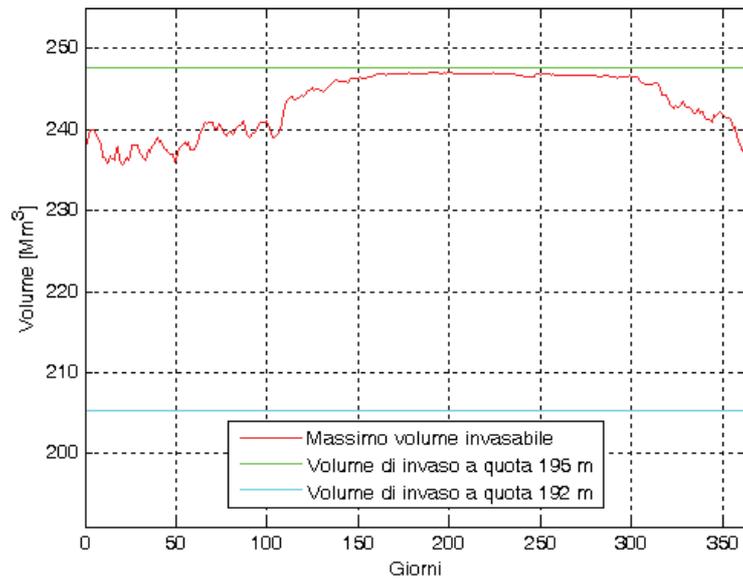


Figura 5-78 Volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano, per ogni giorno dell'anno.

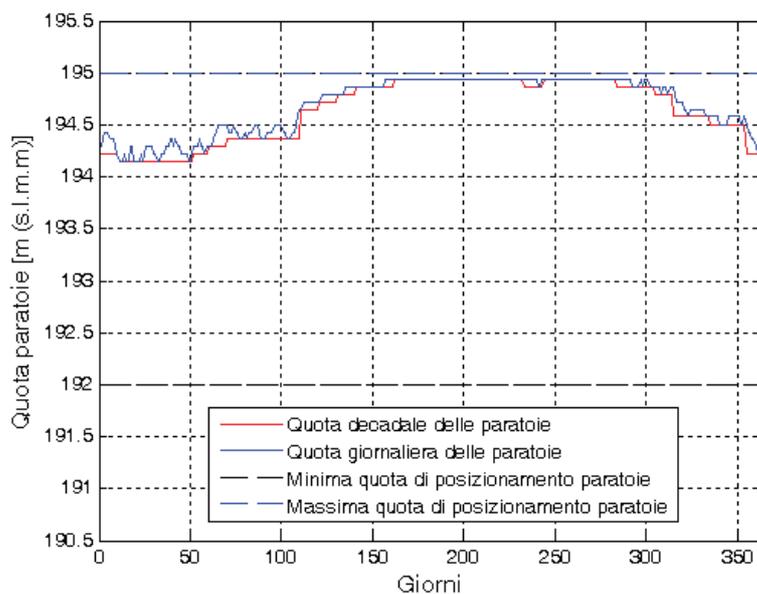


Figura 5-79 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

Anche in questo caso le quote variabili di massima regolazione non sono mai inferiori a 192 m pertanto non è stata applicata alcuna correzione tesa ad evitare la necessità di regolazione dello scarico di fondo. Tale regola di gestione viene sinteticamente riportata nella tabella 5-10.

Nella figura 5-80 è riportata la simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, che rappresenta il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione (linea nera), variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), l'andamento dei volumi invasati nella diga (linea verde), i volumi invasati (linea rossa), le portate medie giornaliere scaricate (linea blu), la regola di gestione (linea nera) e il volume cumulato perso nel periodo di riferimento (linea magenta).

Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	194,22	10 Maggio - 19 Maggio	194,79	17 Settembre - 26 Settembre	194,93
11 Gennaio - 20 Gennaio	194,15	20 Maggio - 29 Maggio	194,86	27 Settembre - 6 Ottobre	194,93
21 Gennaio - 30 Gennaio	194,15	30 Maggio - 8 Giugno	194,86	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,93
31 Gennaio - 9 Febbraio	194,15	9 Giugno - 18 Giugno	194,86	17 Ottobre - 26 ottobre	194,86
10 Febbraio - 19 Febbraio	194,15	19 Giugno - 28 Giugno	194,93	27 Ottobre - 5 Novembre	194,86
20 Febbraio - 28/29 febbraio	194,15	29 Giugno - 8 Luglio	194,93	6 Novembre - 15 Novembre	194,79
1° Marzo - 10 Marzo	194,29	9 Luglio - 18 Luglio	194,93	16 Novembre - 25 Novembre	194,58
11 Marzo - 20 Marzo	194,36	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	194,58
21 Marzo - 30 Marzo	194,36	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	194,5
31 Marzo - 9 Aprile	194,36	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	194,5
10 Aprile - 19 Aprile	194,36	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	194,22
20 Aprile - 29 Aprile	194,65	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,72	7 Settembre - 16 Settembre	194,93		

Tabella 5-9 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 6.

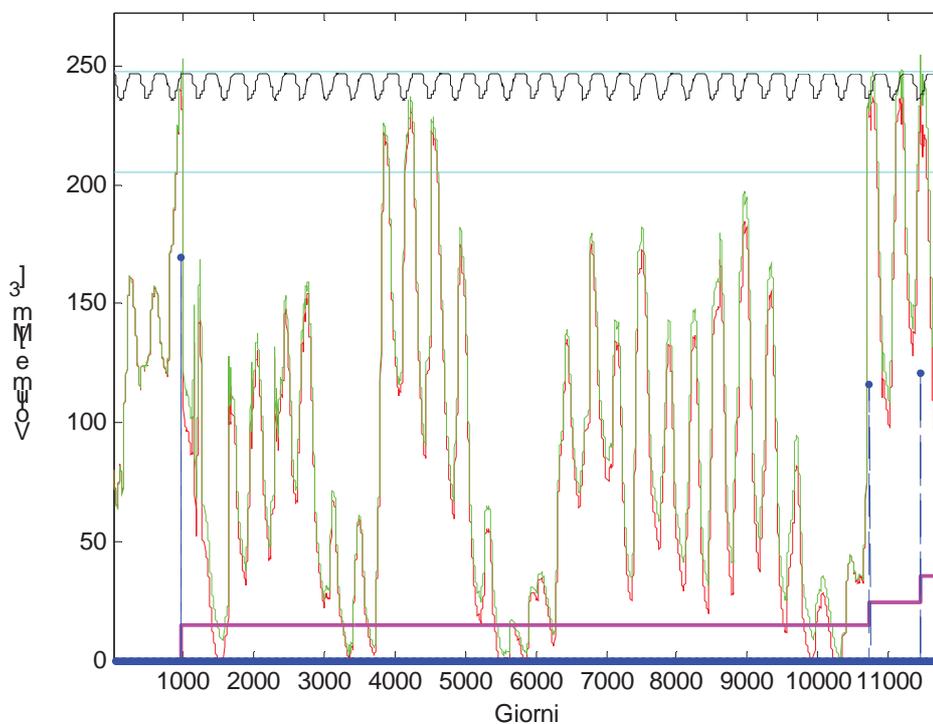


Figura 5-80 Simulazione relativa al periodo di esercizio 1972-2005: Scenario 6, due paratoie movimentate.

5.2.1.7 Scenario 7: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '72-'05.

Il settimo scenario considera una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 15$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 10$ anni, ed utilizzando le serie storiche misurate nel periodo '33-'63.

In maniera analoga a quanto detto per gli altri scenari, si rappresenta nel seguito quanto segue:

- volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e tempo di ritorno $T = 10$ anni;
- quota di sfioro delle paratoie per ogni giorno dell'anno;
- volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano;
- regola di gestione delle paratoie mobili.

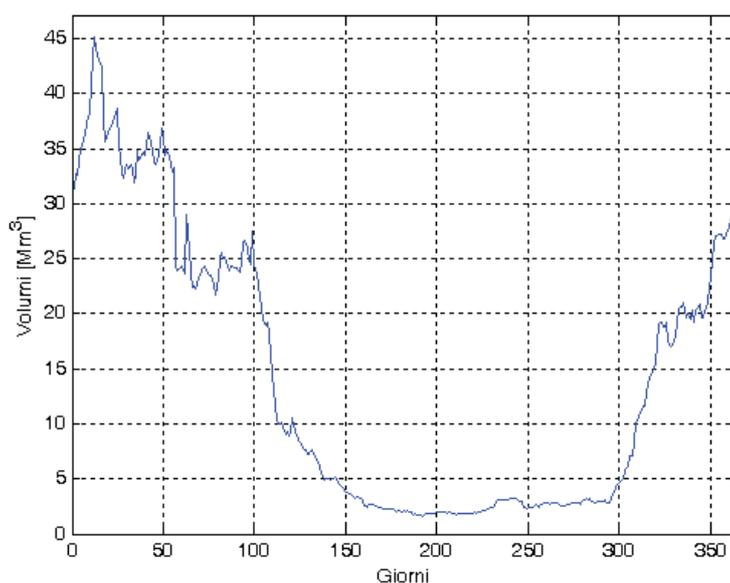


Figura 5-81 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e $T = 10$, per ogni giorno dell'anno.

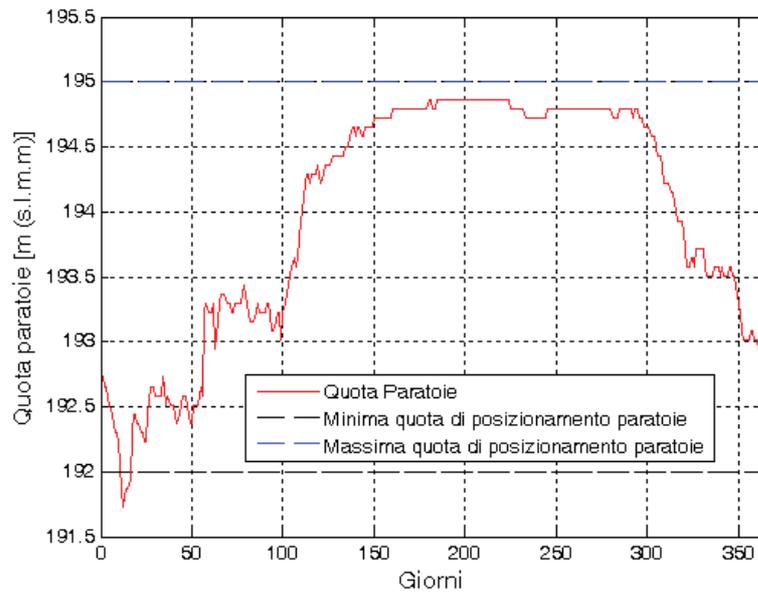


Figura 5-82 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per ogni giorno dell'anno.

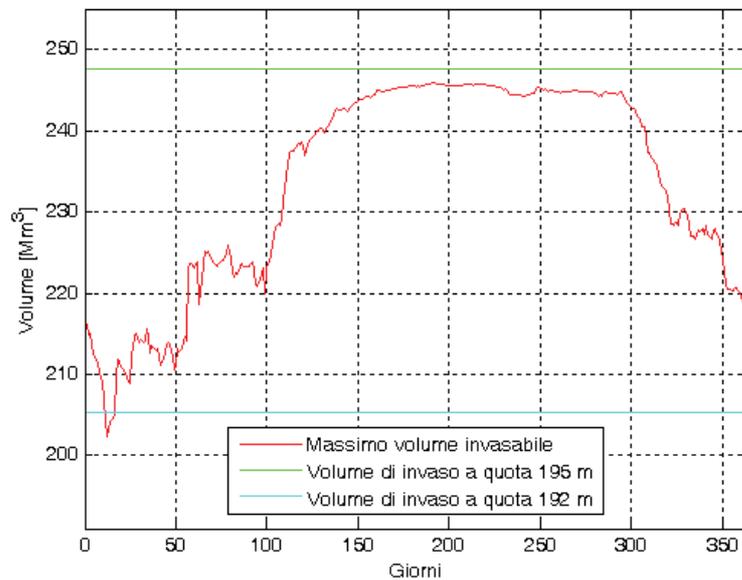


Figura 5-83 Volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano, per ogni giorno dell'anno.

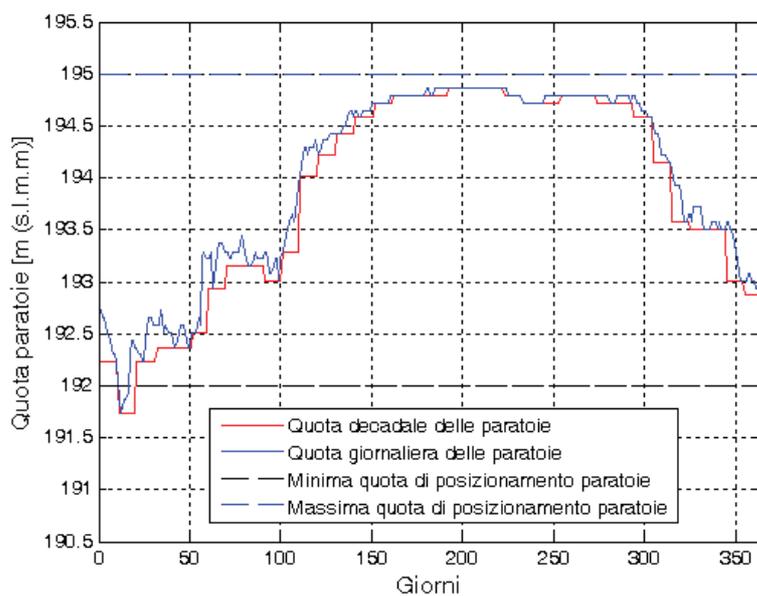


Figura 5-84 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

In questo caso le quote variabili di massima regolazione risultano inferiori a 192 m pertanto è necessario correggere la regola gestionale delle paratoie mobili per evitare la regolazione mediante lo scarico di fondo. Tale regola di gestione, rappresentata in figura 3.39, viene riportata nella tabella 3.8.

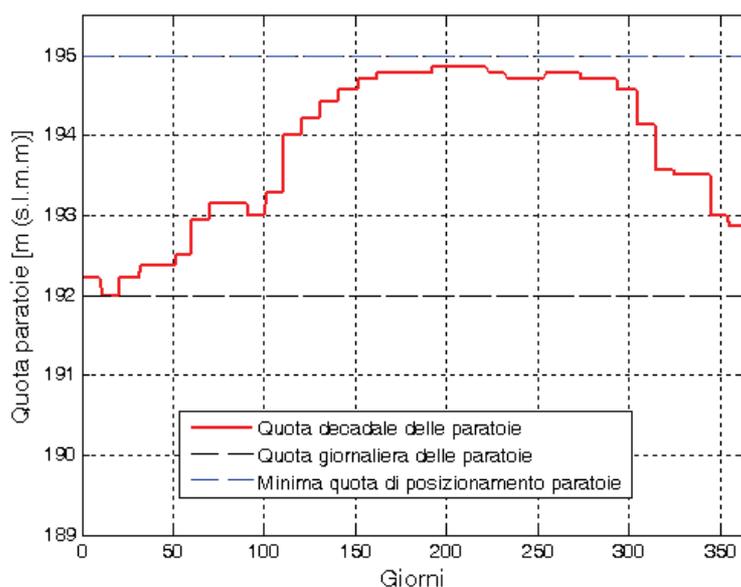


Figura 5-85 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 7.

Nella figura 5-86 è riportata la simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, che rappresenta il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione (linea nera), variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), l'andamento dei volumi invasati nella diga (linea verde), i volumi invasati (linea rossa), le portate medie giornaliere scaricate (linea blu), la regola di gestione (linea nera) e il volume cumulato perso nel periodo di riferimento (linea magenta).

Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,23	10 Maggio - 19 Maggio	194,43	17 Settembre - 26 Settembre	194,79
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,00	20 Maggio - 29 Maggio	194,58	27 Settembre - 6 Ottobre	194,79
21 Gennaio - 30 Gennaio	192,23	30 Maggio - 8 Giugno	194,58	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,72
31 Gennaio - 9 Febbraio	192,23	9 Giugno - 18 Giugno	194,72	17 Ottobre - 26 ottobre	194,72
10 Febbraio - 19 Febbraio	192,37	19 Giugno - 28 Giugno	194,79	27 Ottobre - 5 Novembre	194,58
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192,37	29 Giugno - 8 Luglio	194,79	6 Novembre - 15 Novembre	194,15
1° Marzo - 10 Marzo	192,94	9 Luglio - 18 Luglio	194,79	16 Novembre - 25 Novembre	193,58
11 Marzo - 20 Marzo	193,15	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	193,51
21 Marzo - 30 Marzo	193,15	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	193,51
31 Marzo - 9 Aprile	193,01	8 Agosto - 17 Agosto	194,86	16 Dicembre - 25 Dicembre	193,01
10 Aprile - 19 Aprile	193,29	18 Agosto - 27 Agosto	194,79	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,87
20 Aprile - 29 Aprile	194,01	28 Agosto - 6 Settembre	194,72		
30 Aprile - 9 Maggio	194,22	7 Settembre - 16 Settembre	194,72		

Tabella 5-10 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 7.

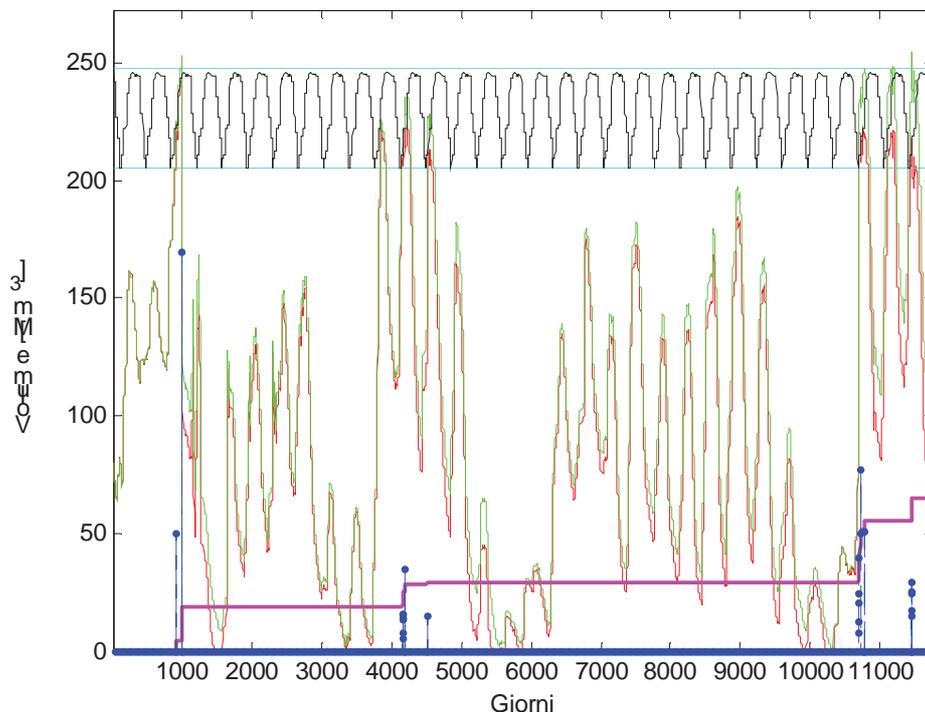


Figura 5-86 Simulazione relativa al periodo di esercizio 1972-2005: Scenario 7, due paratoie movimentate.

5.2.1.8 Scenario 8: $\Delta t = 15$ giorni, $T = 5$ anni, serie storica '72-'05.

L'ottavo scenario considera una regola di gestione calcolata con un intervallo di aggregazione $\Delta t = 15$ giorni ed un tempo di ritorno $T = 5$ anni, ed utilizzando le serie storiche misurate nel periodo '33-'63.

In maniera analoga a quanto detto nei casi precedenti, si rappresenta nel seguito:

- volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e tempo di ritorno $T = 5$ anni;
- quota di sfioro delle paratoie per ogni giorno dell'anno;
- volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano;
- regola di gestione delle paratoie mobili.

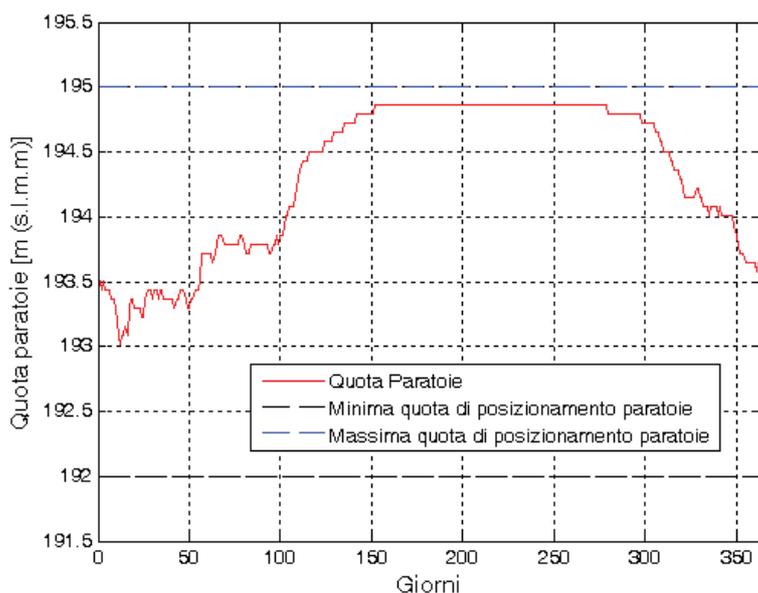


Figura 5-87 Volumi attesi all'invaso con $\Delta t = 15$ giorni e $T = 5$, per ogni giorno dell'anno.

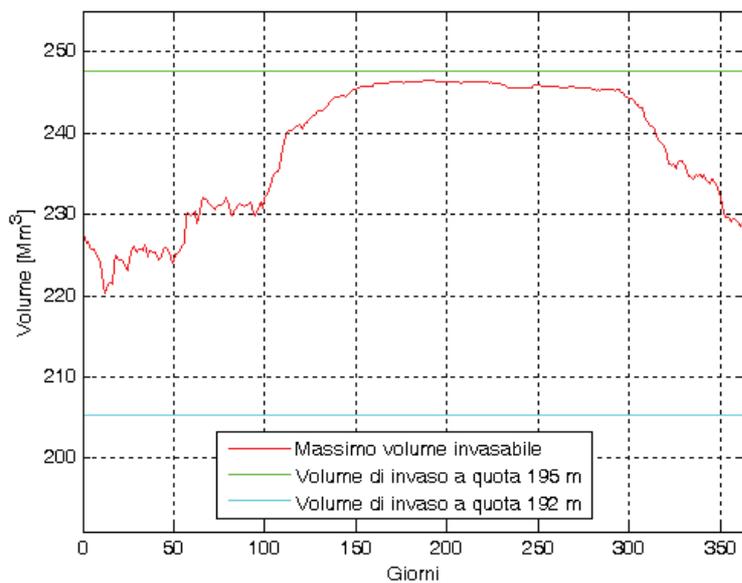


Figura 5-88 Volume di invaso corrispondente alla quota di massima regolazione prevista dal piano, per ogni giorno dell'anno.

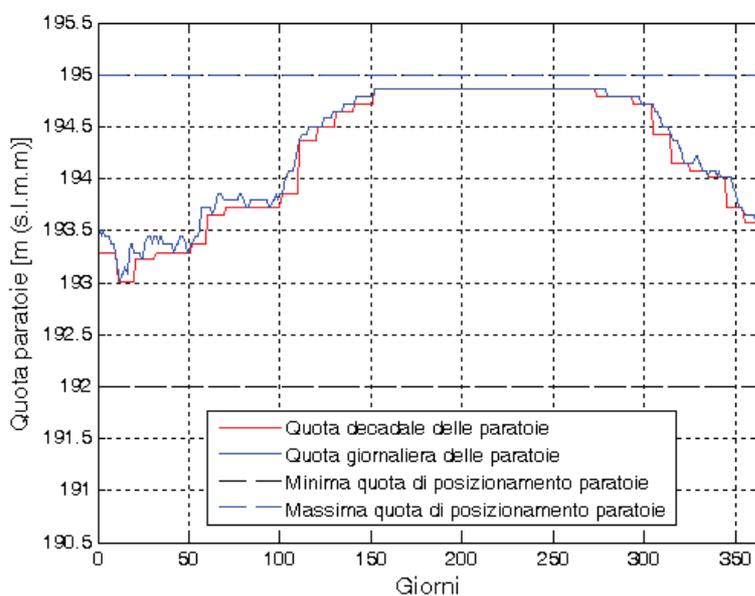


Figura 5-89 Quota di sfioro delle paratoie mobili, per decadi.

In questo caso le quote variabili di massima regolazione non sono mai inferiori a 192 m pertanto non è necessario correggere la regola di gestione per evitare la

necessità di regolazione dei livelli nel lago mediante lo scarico di fondo. Tale regola di gestione viene riportata nella tabella 5-12.

Nella figura 5-90 è riportata la simulazione a scala giornaliera, nell'intervallo di tempo compreso tra il 1° Marzo 1972 ed il 31 Dicembre 2005, che rappresenta il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione (linea nera), variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), l'andamento dei volumi invasati nella diga (linea verde), i volumi invasati (linea rossa), le portate medie giornaliere scaricate (linea blu), la regola di gestione (linea nera) e il volume cumulato perso nel periodo di riferimento (linea magenta).

Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	193,29	10 Maggio - 19 Maggio	194,65	17 Settembre - 26 Settembre	194,86
11 Gennaio - 20 Gennaio	193,01	20 Maggio - 29 Maggio	194,72	27 Settembre - 6 Ottobre	194,86
21 Gennaio - 30 Gennaio	193,22	30 Maggio - 8 Giugno	194,72	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,79
31 Gennaio - 9 Febbraio	193,22	9 Giugno - 18 Giugno	194,86	17 Ottobre - 26 ottobre	194,79
10 Febbraio - 19 Febbraio	193,29	19 Giugno - 28 Giugno	194,86	27 Ottobre - 5 Novembre	194,72
20 Febbraio - 28/29 febbraio	193,29	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	194,43
1° Marzo - 10 Marzo	193,65	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	194,15
11 Marzo - 20 Marzo	193,72	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	194,08
21 Marzo - 30 Marzo	193,72	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	194,01
31 Marzo - 9 Aprile	193,72	8 Agosto - 17 Agosto	194,86	16 Dicembre - 25 Dicembre	193,72
10 Aprile - 19 Aprile	193,86	18 Agosto - 27 Agosto	194,86	26 Dicembre - 31 Dicembre	193,58
20 Aprile - 29 Aprile	194,36	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,50	7 Settembre -16 Settembre	194,86		

Tabella 5-11 Regola di gestione delle paratoie mobili: Scenario 8.

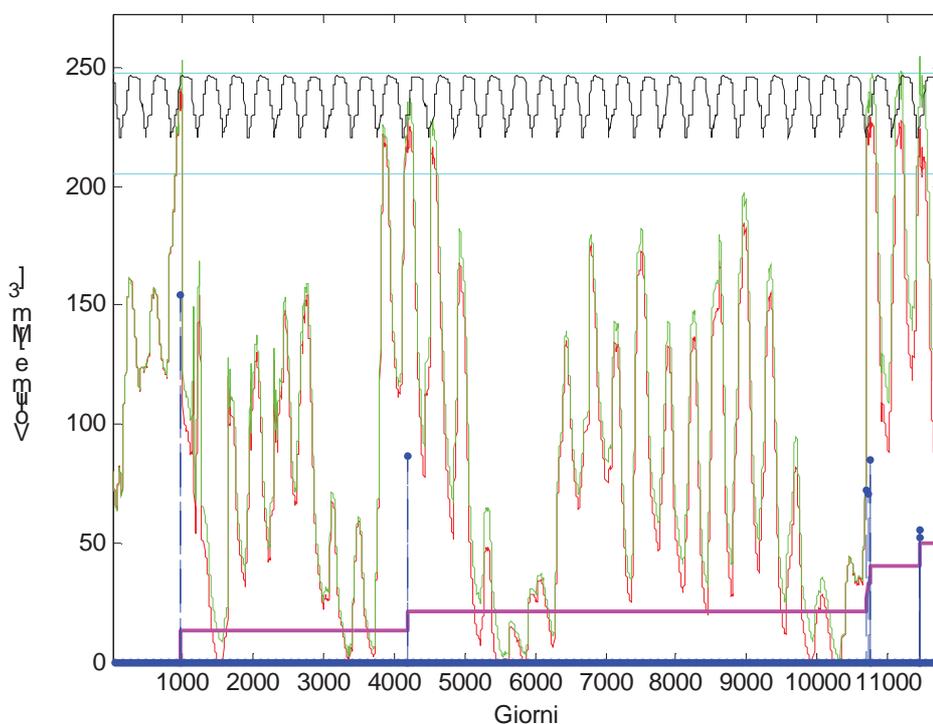


Figura 5-90 Simulazione relativa al periodo di esercizio 1972-2005: Scenario 8, due paratoie movimentate.

5.2.2 Valutazione dell'efficacia del piano di laminazione

In questo paragrafo viene descritta la metodologia utilizzata per la valutazione degli effetti dovuti all'applicazione di un piano di laminazione di tipo statico in relazione alla mitigazione del rischio a valle della diga.

Come già anticipato tali valutazioni differiscono da quelle già precedentemente riportate in quanto, volendosi valutare l'efficacia della mitigazione del rischio idraulico a valle della diga, si è adottata come serie storica di riferimento quella relativa alle portate misurate dal servizio idrografico nel periodo '33-'63 caratterizzata da portate sensibilmente più elevate che sono peraltro adottate dall'Autorità di Bacino territorialmente competente per la valutazione dei tempi di ritorno delle piene.

A tale proposito è bene precisare che l'efficacia del piano di laminazione va eminentemente valutata in riferimento agli effetti di mitigazione indotti dalla presenza dell'opera sulla distribuzione di probabilità delle portate massime istantanee scaricate a valle della diga. L'entità di tale portata dipende, non solo dalla quota di sfioro fin qui utilizzata come quantità di riferimento per l'individuazione della regola di gestione, ma anche dal tipo di configurazione adottata per gli organi mobili ed in particolare dal numero di paratoie abbassate fino alla quota di sfioro indicata dal piano.

È necessario chiarire che la valutazione degli effetti della diga a valle della stessa può essere fatta solo attraverso l'utilizzo di tali modelli di simulazione e che, di conseguenza l'indicazione del tempo di ritorno necessaria per il calcolo della regola gestionale non corrisponde al tempo di ritorno dell'evento critico a valle della diga.

Pertanto nella valutazione della mitigazione del rischio determinata dalla diga nonché nella scelta del piano di laminazione, si dovrà anche tenere conto dell'effetto di laminazione indotto dalle opere di scarico ricomprendendo in tale analisi gli effetti della movimentazione di una o più delle tre paratoie mobili presenti sugli scarichi di superficie. È utile premettere che, tenuto conto delle caratteristiche di laminazione degli organi di superficie della diga (vedi capitolo 1) gli eventi di maggior rischio sono quelli in cui il livello di invaso supera la quota di sfioro (195,00 m s.l.m.m.) dello sfioratore di superficie a soglia libera della lunghezza di 112,40 m. Pertanto, il raggiungimento o l'avvicinamento a tale quota sarà oggetto di particolare attenzione.

Nel seguito, saranno dettagliatamente descritti i risultati ottenuti per due dei casi precedentemente enumerati per l'individuazione della regola di gestione: scenario 3 ($\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni, serie storica '33-'63) e scenario 7 ($\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$

anni, serie storica '72-'05). I risultati di analoghe valutazioni condotte su tutti i casi proposti come regola di gestione sono poi sinteticamente riportati nelle conclusioni di questo capitolo e ivi commentati.

5.2.2.1 Scenario 3. Mitigazione del rischio a valle della diga.

Nella figura 5-91 si riportano i risultati della simulazione condotta considerando in ingresso all'invaso la serie storica delle portate medie giornaliere osservate tra il 1933 ed il 1963 nella stazione di Ponte Casale, moltiplicate per il rapporto tra l'area sottesa alla diga e quella del bacino chiuso alla stazione di misura. Non essendo disponibili dati relativi alle erogazioni irrigue, la simulazione è stata effettuata riportando in successione i volumi di invaso ottenuti per ogni anno idrologico osservato partendo da un livello di invaso corrispondente alla media dei valori osservati nel periodo di esercizio della diga '72-'05, alla fine della stagione irrigua assunto convenzionalmente al 1 di ottobre. La simulazione è stata fatta applicando la regola di gestione dello scenario 3 con due paratoie movimentate. La figura riporta con linea nera il valore del massimo volume invasabile secondo il piano di laminazione, variabile tra il volume corrispondente alla quota di sfioro 192 m (paratoia completamente abbattuta) e quello corrispondente a quota 195 (paratoia alzata), con linea rossa l'andamento dei volumi che sarebbero stati invasati adottando il modello gestionale proposto, con linea verde è indicato il volume sfiorato.

Si è così individuato il numero di giorni corrispondenti ad eventi di piena che avrebbero determinato l'entrata in funzione degli scarichi di superficie secondo il piano di laminazione adottato. Per ognuno di tali eventi si è quindi valutato nel corso della simulazione l'idrogramma orario delle portate in ingresso all'invaso, assumendo un idrogramma triangolare avente portata media Q_m pari alla portata giornaliera misurata all'idrometro, portata al colmo pari a $2 \cdot Q_m$ e tempo di base pari a 24 ore (vedi Appendice 3). Si è quindi calcolato l'idrogramma orario delle portate scaricate con diverse configurazioni delle paratoie mobili, ovvero con una, due o tre paratoie abbassate alla quota di sfioro prevista dalla regola di gestione. Nella Figura 5-93 si riporta l'evento più gravoso ottenuto nel periodo '33-'63. In esso si verifica il superamento della quota 195,00 m di sfioro dello scaricatore di superficie a soglia

libera. La portata al colmo in ingresso è pari a circa 700 m³/s mentre le portate massime scaricate corrispondono rispettivamente a 390 m³/s, 320 m³/s e 330 m³/s nei tre casi considerati. Si osserva infatti che la situazione più vantaggiosa per i territori a valle si ottiene con la configurazione a due paratoie movimentate. Nelle figure 5-92 e 5-93 si mostrano altre due situazioni chiave, caratterizzate da portate in ingresso di oltre 850 m³/s e da portate in uscita comprese tra 50 e 300 m³/s. Si dimostra pertanto che le condizioni della portata sfiorata dipendono significativamente dal livello idrico antecedente la piena.

Nella figura 5-92 si riportano le serie storiche complete delle portate istantanee al colmo di piena scaricate attraverso gli stessi scaricatori di superficie nelle tre configurazioni considerate (ad una, due o tre paratoie abbassate) e dei corrispondenti livelli idrici. Infine nelle figure 5-96, 5-97 e 5-98 si riportano le distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso nei tre casi considerati. E' possibile osservare che la configurazione ad una paratoia abbassata determina un minore effetto di laminazione a causa del raggiungimento di livelli di invaso più elevati, dovuti al fenomeno stesso della laminazione ed al più lento vuotamento dell'invaso nella fase di esaurimento della piena. L'efficacia della mitigazione del rischio è dimostrata dal momento che a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo della serie storica delle portate rilasciate in alveo è pari a circa un terzo delle corrispondenti portate naturali affluite.

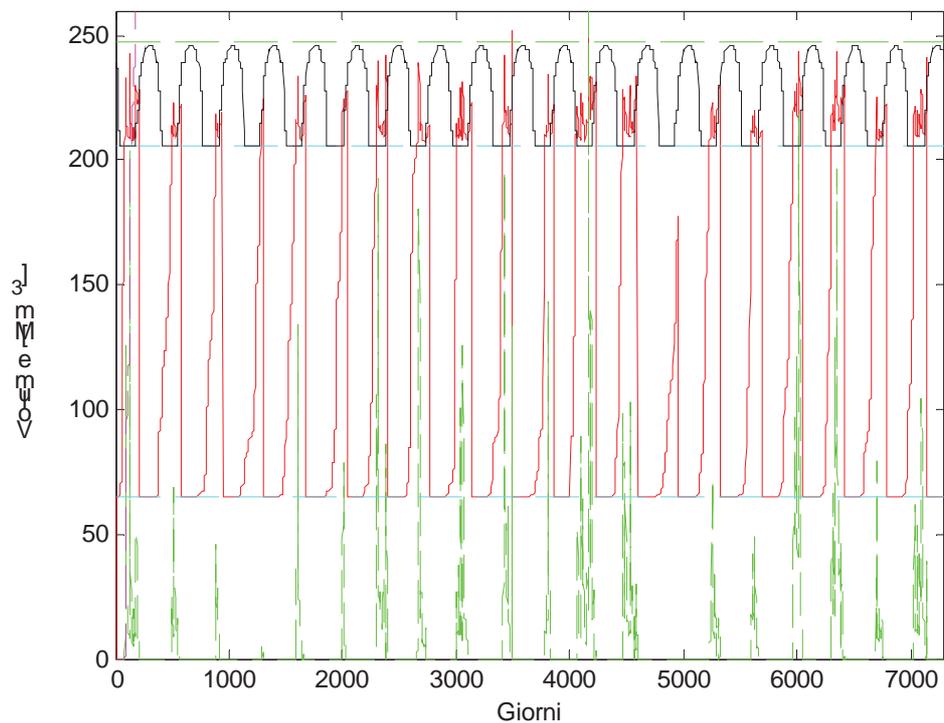


Figura 5-91 Simulazione effettuata su 20 anni idrologici utilizzando i deflussi relativi al periodo '33-'63 e la regola di gestione della paratoie dello Scenario 3.

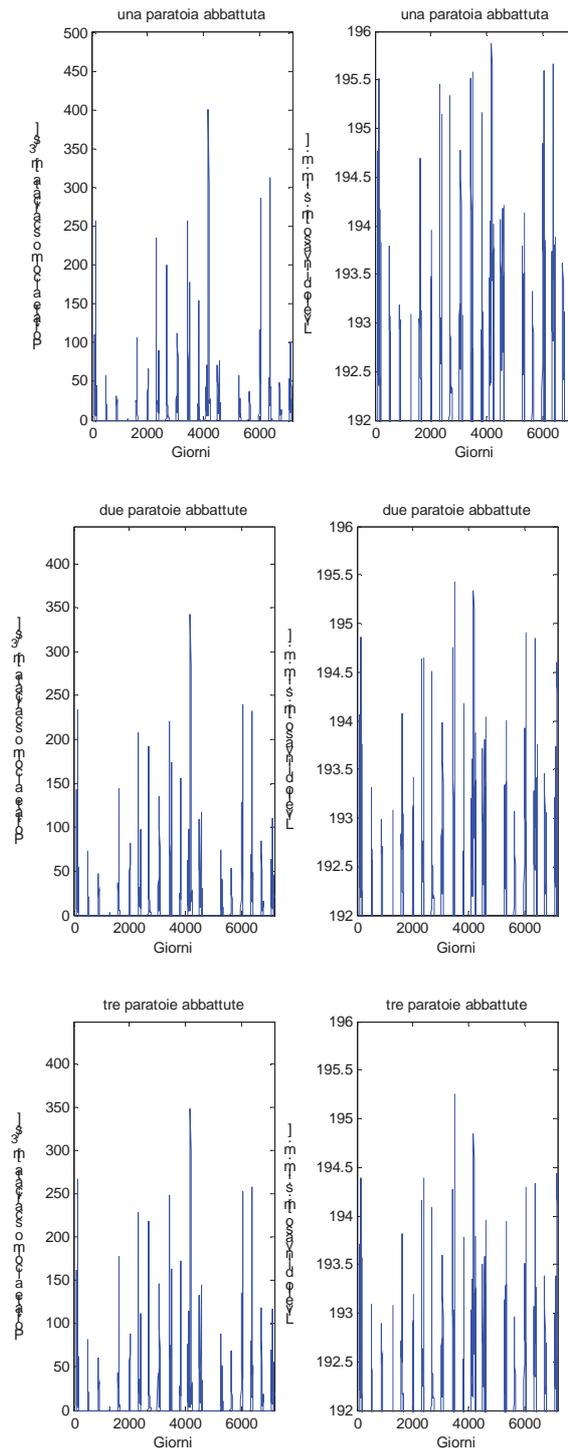


Figura 5-92 Serie storiche di portate massime sfiorate e dei massimi livelli raggiunti nel periodo di simulazione 1933-1963.

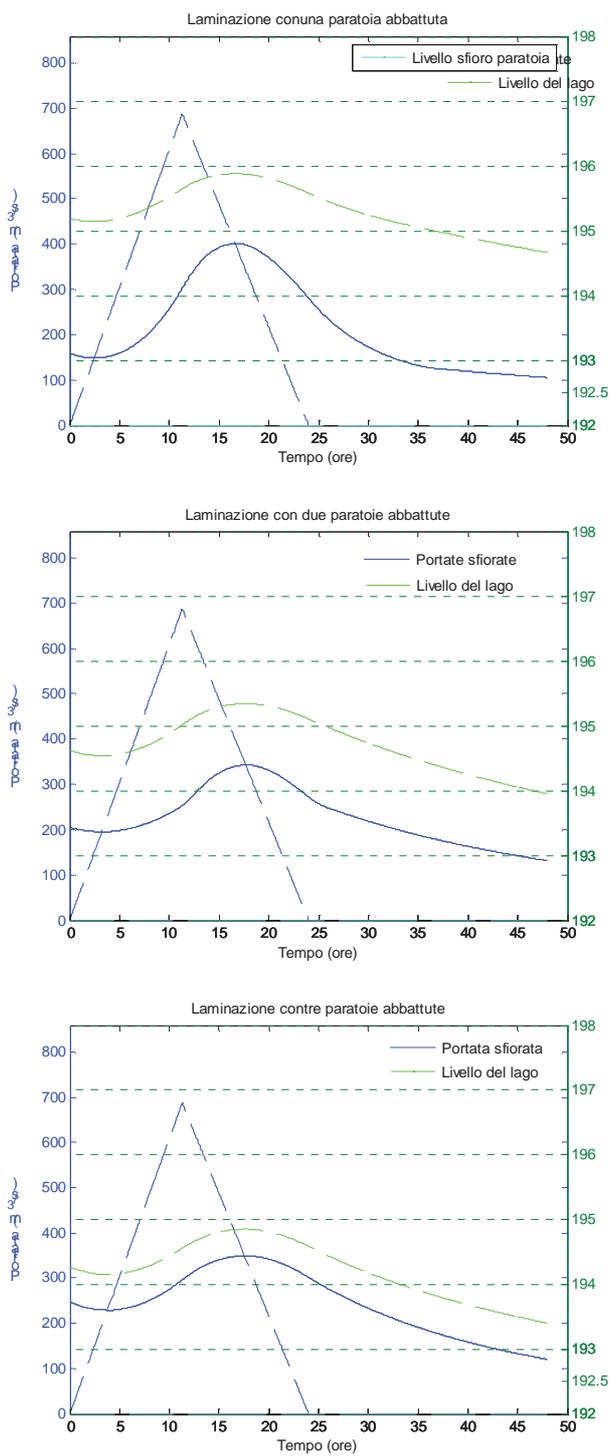


Figura 5-93, evento di maggior rilievo occorso nel periodo di simulazione 1933-1963.

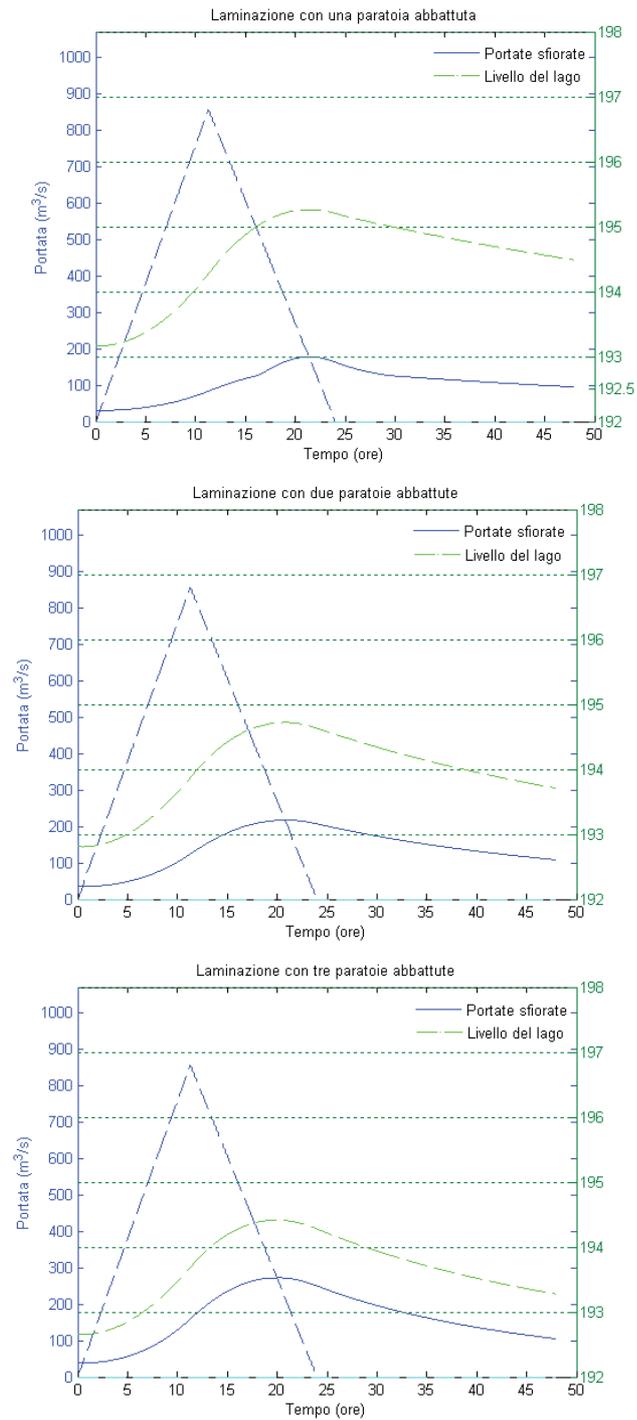


Figura 5-94, laminazione di un evento di particolare rilievo occorso nel periodo di simulazione 1933-1963.

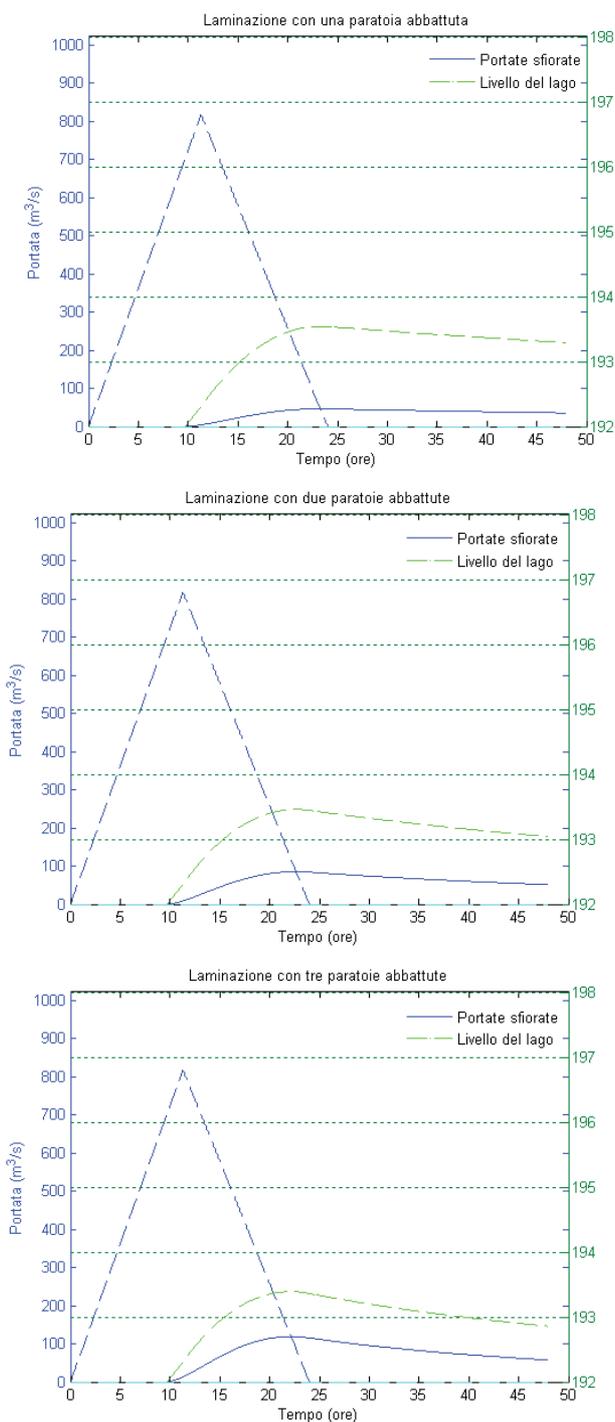


Figura 5-95, laminazione di un evento di particolare rilievo occorso nel periodo di simulazione 1933-1963.

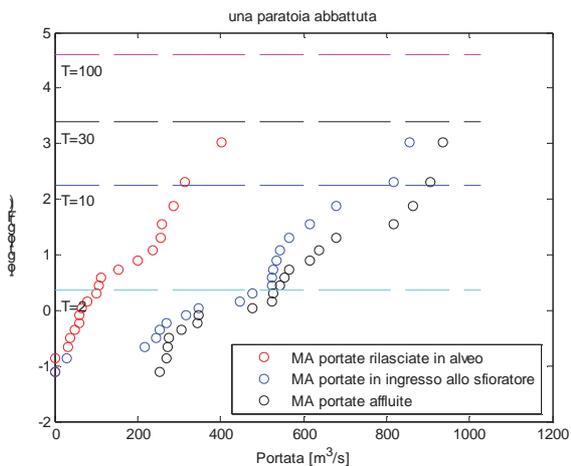


Figura 5-96 Distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso: 1 paratoia aperta.

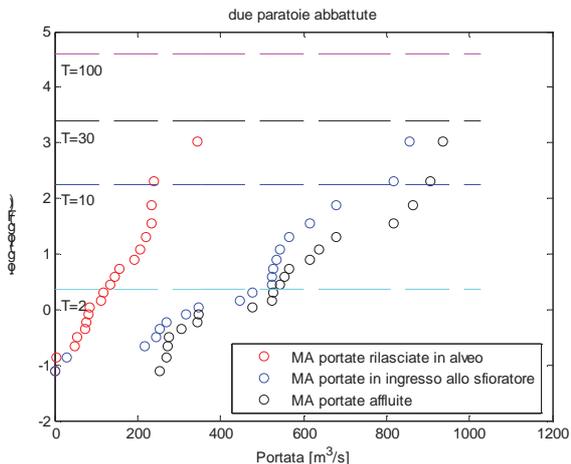


Figura 5-97 Distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso: 2 paratoie abbattute.

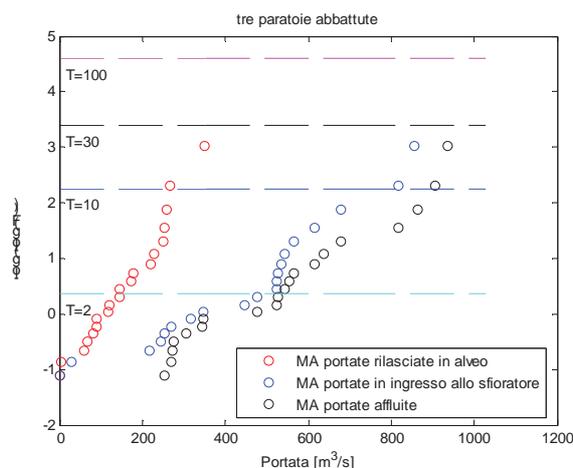


Figura 5-98 Distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso:3 paratoie abbattute.

5.2.2.2 Scenario 7. Mitigazione del rischio a valle della diga.

Valutazioni analoghe a quelle appena riportate sono state effettuate con riferimento alla regola di gestione relativa allo scenario 7 che differisce dal precedente solo per essere stato calcolato sulla base dei livelli diga misurati nel periodo '75-'05. Esso è pertanto in linea di principio meno cautelativo del precedente.

La figura 5-99 illustra le conseguenze della adozione di tale regola di gestione nel caso che vengano movimentate due paratoie. Le figure 5-100 e 5-101 sono relative alla visualizzazione degli idrogrammi orari in ingresso ed in uscita dall'invaso nei 3 eventi più significativi nei quali si determina l'entrata in funzione dello scaricatore a soglia libera. Anche in questo caso si osserva un notevole effetto di mitigazione della diga tuttavia esso è ovviamente più contenuto. Inoltre questo scenario viene qui evidenziato in quanto la sua adozione comporta l'esigenza di contemplare (con una maggiore frequenza) l'esecuzione di manovre di abbattimento parziale delle paratoie in condizioni di invaso pieno. Nella simulazione rappresentata in figura 5-99, infatti, tale circostanza si verifica in 6 anni sui 20 di osservazione individuati da altrettante cerchiature in azzurro. Tali manovre pertanto si configurano a tutti gli effetti come manovre di vuotamento parziale dell'invaso a mezzo della movimentazione degli organi a protezione degli scarichi di superficie e vanno pertanto esaminate come elementi di tipo dinamico connessi all'esecuzione del piano ovvero effettuabili solo in

condizioni di sicurezza, a seguito di adeguato iter autorizzativo ed in presenza di monitoraggio idrometeorologico a monte e a valle della diga.

Di tali evenienze si riferisce in maggiore dettaglio nella sezione relativa agli aspetti dinamici del piano di laminazione.

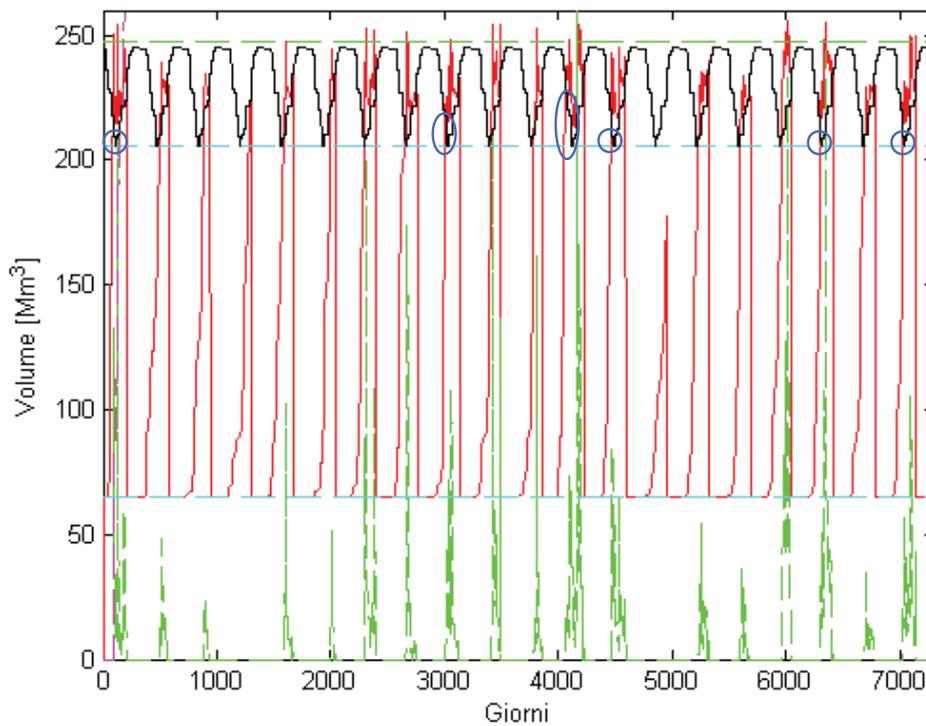


Figura 5-99 Simulazione effettuata su 20 anni idrologici utilizzando i deflussi relativi al periodo '33-'63 e la regola di gestione relativa allo Scenario 7.

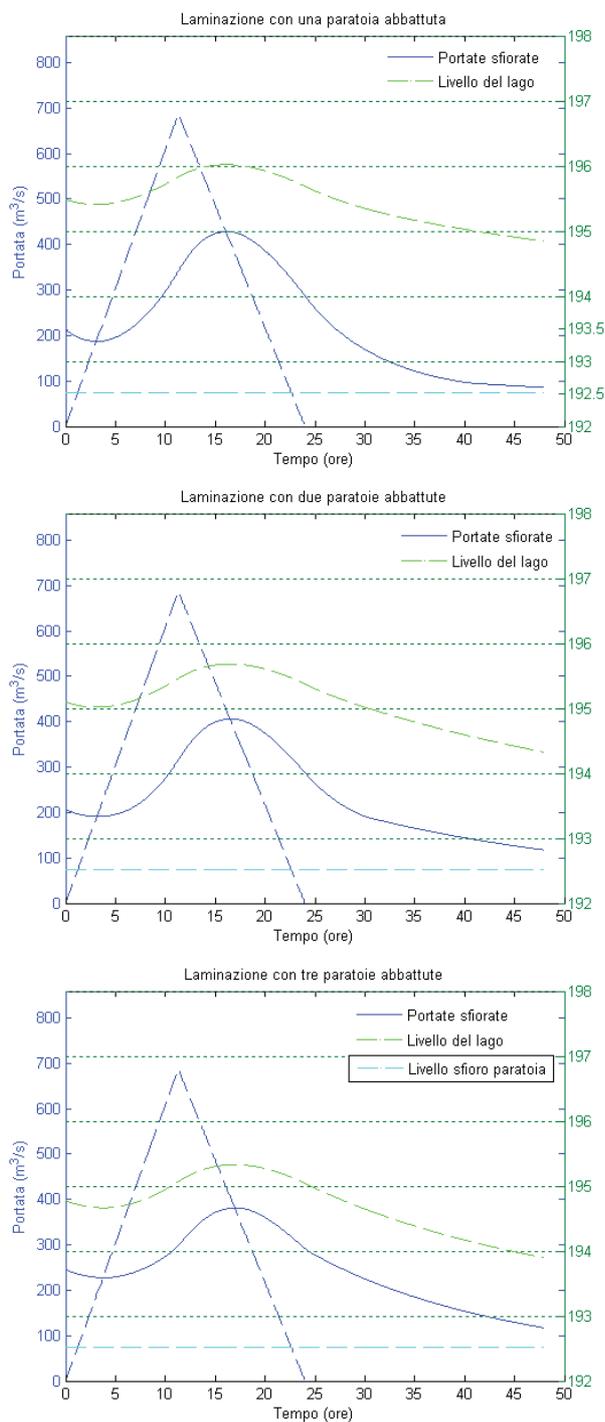


Figura 5-100, evento di maggior rilievo occorso nel periodo di simulazione 1933-1963.

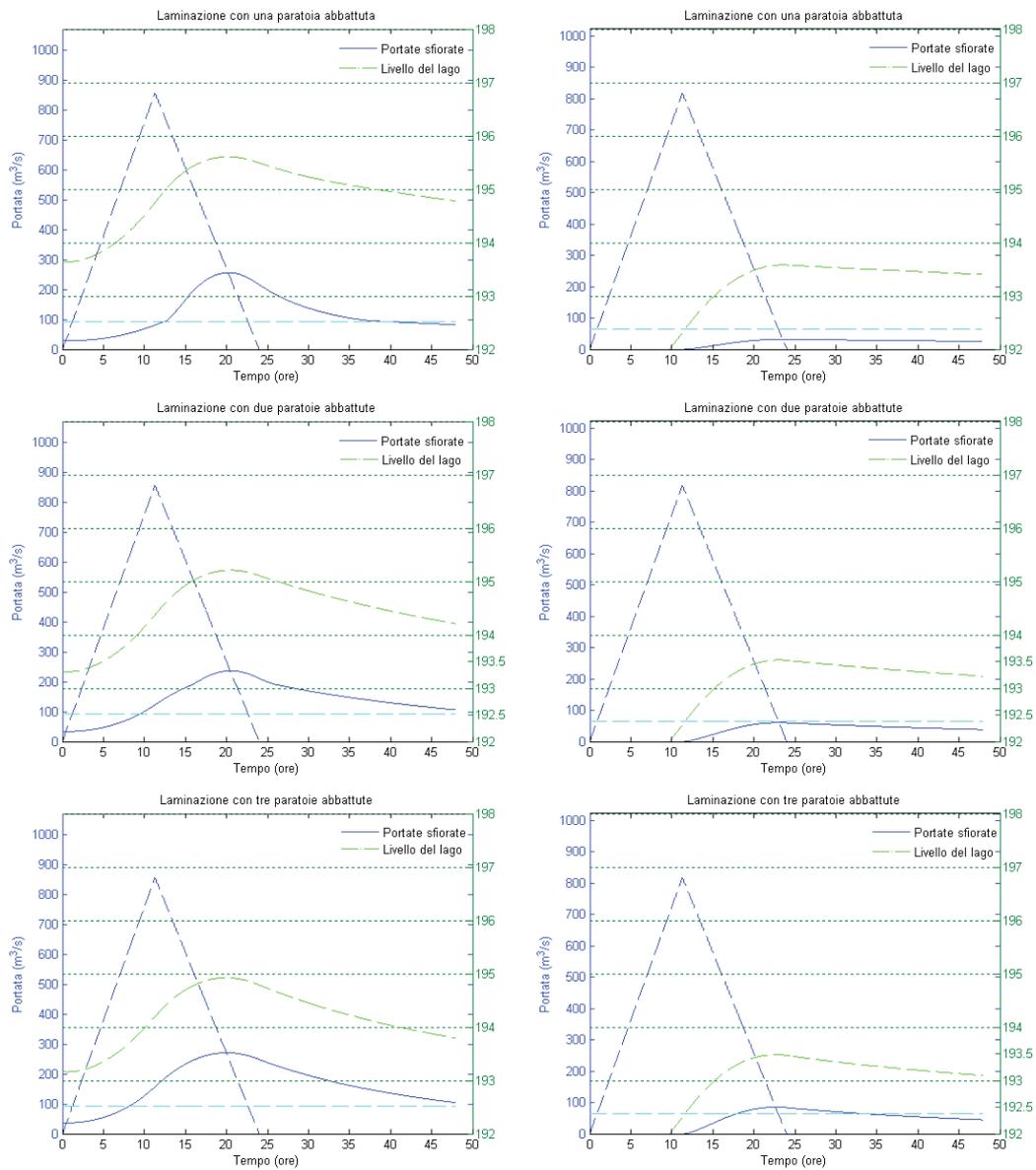


Figura 5-101, laminazione degli eventi di particolare rilievo occorsi nel periodo di simulazione 1933-1963.

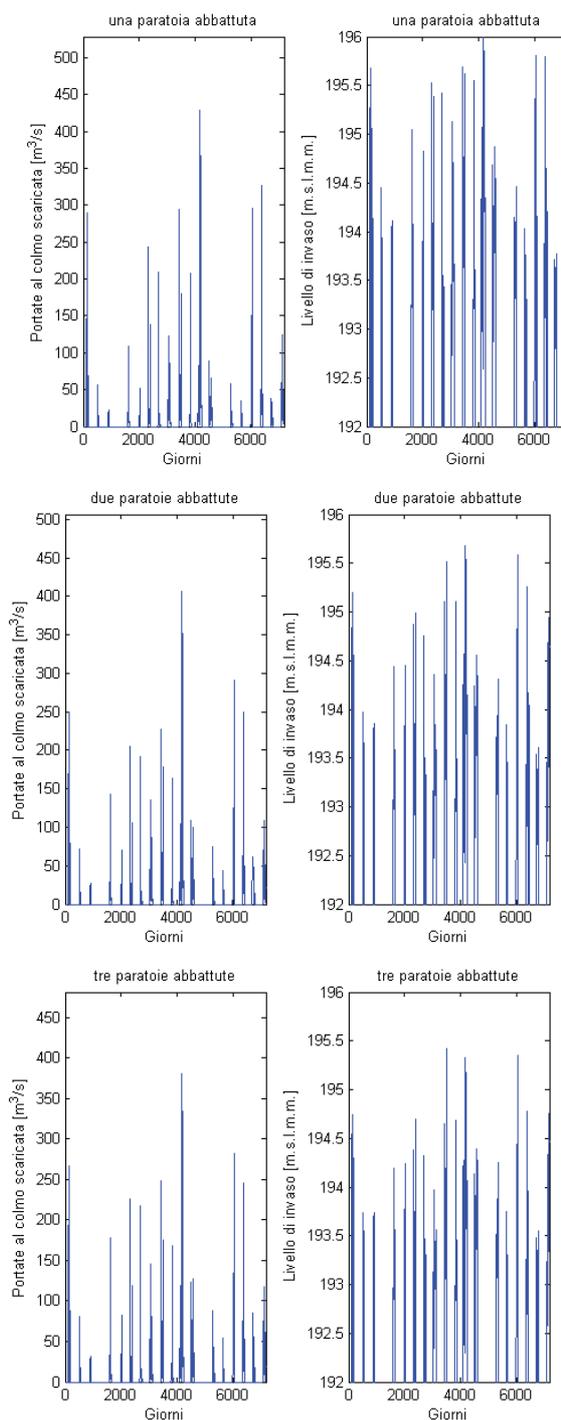


Figura 5-102, Serie storiche di portate massime sfiorate e dei massimi livelli raggiunti nel periodo di simulazione 1933-1963.

Nella figura 5-102 si riporta la serie storica completa delle portate istantanee al colmo di piena scaricate attraverso gli stessi scaricatori di superficie e dei livelli di invaso nelle tre configurazioni considerate (ad una, due o tre paratoie abbassate). Ed

infine nelle figure 5-103, 5-104 e 5-105 si riportano le distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso nei tre casi considerati. E' possibile osservare che, anche in questo caso, la configurazione ad una paratoia abbassata determina un minore effetto di laminazione ed ovviamente, anche il raggiungimento di livelli di vaso più elevati, dovuti al fenomeno stesso della laminazione. Risultano tra loro non molto dissimili i risultati ottenuti con due o tre paratoie movimentate. L'efficacia della mitigazione del rischio è dimostrata dal momento che a parità di tempo di ritorno, al portata al colmo della serie storica delle portate rilasciate in alveo è pari a circa un terzo delle corrispondenti portate naturali affluite.

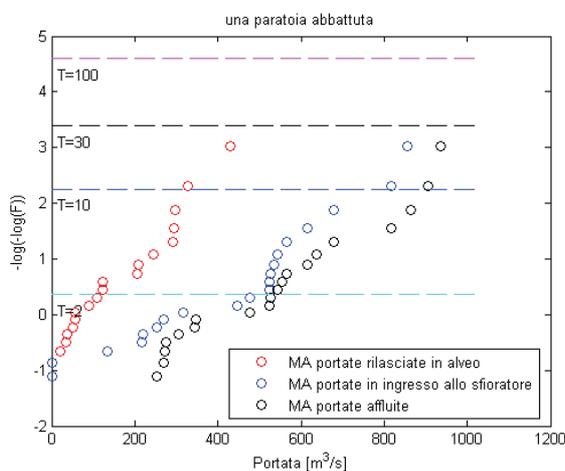


Figura 5-103 Distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso: 1 paratoia aperta.

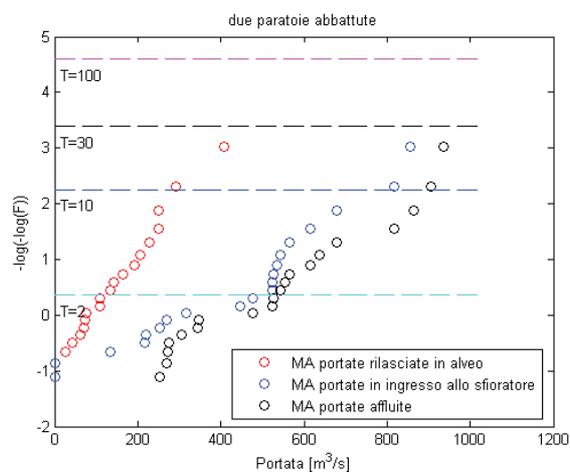


Figura 5-104 Distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso:2 paratoie aperte.

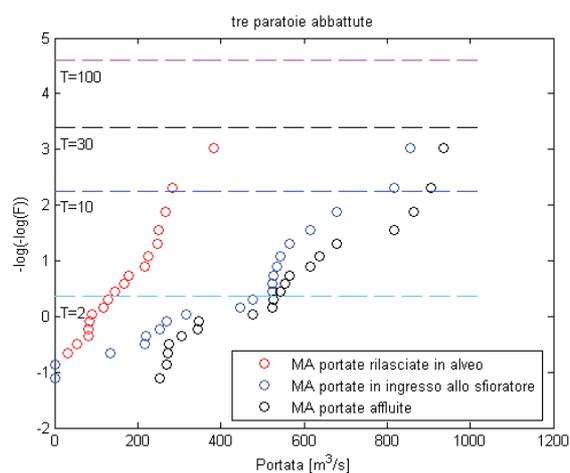


Figura 5-105 Distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo in ingresso ed in uscita dall'invaso:3 paratoie aperte.

5.2.3 Aspetti dinamici del piano proposto

Nel capitolo 5 viene evidenziata l'esigenza di contemplare nell'ambito del Piano di Laminazione proposto, l'esecuzione di anovre di abbattimento parziale delle paratoie in condizioni di invaso pieno. Tali manovre, per brevità denominate manovre di emergenza, si rendono necessarie nei casi in cui la regola di gestione sia stata determinata sulla base delle portate derivate indirettamente dai livelli lago misurati nel periodo '72-'05 (casi 5, 6, 7, 8) allorquando la simulazione per la verifica di applicabilità del piano sia condotta utilizzando le portate misurate nel periodo '33-'63 storicamente molto più ricco in termini di risorse disponibili e caratterizzato da portate al colmo più consistenti. A riprova di quanto detto si osservi che nella figura 5-97 tali eventi (cerchiati in azzurro) si verificano in 6 anni sui 20 osservati nel periodo '33-'63 mentre tale circostanza non è mai verificata in tutte le simulazioni presentate nel capitolo precedente laddove si erano utilizzati come dati di input le misure indirettamente ricavate dai livelli lago misurati dal consorzio gestore nel periodo '72-'05. Questa ultima considerazione non va trascurata in quanto tali dati tengono conto implicitamente delle utilizzazioni effettuate mentre i dati di portata misurati nel periodo '33-'63, oltre ad essere caratterizzati da una disponibilità di risorsa forse non più ripetibile, non tengono ovviamente conto della variabilità delle utilizzazioni.

In ogni caso, a prescindere dalla probabilità di occorrenza e dalla frequenza di tali manovre, che ovviamente dipende dal piano di laminazione adottato e dal periodo di riferimento utilizzato per la simulazione, tali operazioni devono in ogni caso essere contemplate nel piano di laminazione e si configurano a tutti gli effetti come manovre di vuotamento parziale dell'invaso a mezzo di movimentazione degli organi mobili a servizio degli scarichi di superficie. Esse pertanto introducono la necessità di valutazioni di tipo dinamico ovvero effettuabili solo in condizioni di sicurezza, a seguito di adeguato iter autorizzativo ed in presenza di monitoraggio idrometeorologico a monte e a valle della diga.

Nell'ottica di valutare le condizioni di eseguibilità di tali operazioni, nelle figure 5-106, 5-107, 5-108, si riportano gli effetti di manovre volontarie di abbattimento graduale di tre, due ed una paratoia a partire da quota 194,22 fino a quota 193,51 corrispondente al massimo abbattimento riscontrato, nell'ambito di tutti i casi considerati, e si riferisce al passaggio previsto tra la decade 17-26 ottobre e la successiva 27 ottobre-5 novembre (tabella 5-6, scenario 3). Le figure rappresentano

le modalità di esecuzione dalla manovra, atte a contenere la portata al colmo al di sotto dei $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Si ottiene così una manovra composta da 6 gradini di altezza 0.1 m ogni 30 minuti, per una durata complessiva di tre ore per la movimentazione di tre paratoie, e da 6 gradini di altezza 0.1 m ogni 15 minuti, per una durata complessiva di 1,5 ore per i restanti casi. Si ipotizza una condizione iniziale di lago a quota 194,22 e paratoia a quota 194,12 (ovvero già abbattuta di 0,1 m) e che non vi sia afflusso alla diga nel periodo della manovra. Come si può notare osservando le figure, il livello parte da quota 194,22 e diminuisce progressivamente mentre la portata uscente aumenta a gradini corrispondenti ad incrementi improvvisi di tirante idrico sulla soglia sfiorante dovuti all'abbattimento delle paratoie; nel momento in cui si è raggiunta la massima apertura della paratoie, le portate uscenti cominciano a decrescere per la mancata presenza di afflusso alla diga. Inoltre si nota che la manovra volontaria corrispondente all'abbattimento di una sola paratoia, genera un picco di portata di minore entità di quello generatosi nella movimentazione di due o tre paratoie dovuto alla maggiore laminazione indotta dal sistema.

Si osserva, anche che 140 ore dopo l'esecuzione della manovra, ovvero 5 giorni dopo, si è scaricata una portata variabile tra circa $40 \text{ m}^3/\text{s}$ (compatibile con le dimensioni dell'alveo a valle nella sua situazione attuale) e circa $5 \text{ m}^3/\text{s}$ nel caso in cui si siano abbassate simultaneamente le tre paratoie. Il livello di invaso è pari a $193,68 \text{ m}^3/\text{s}$ ancora superiore a quello di sfioro che viene raggiunto solo asintoticamente. Tale operazione potrà essere effettuata solo in presenza di previsioni idrometeorologiche che assicurino l'assenza di contestualità tra tale manovra volontaria ed il verificarsi di eventi di piena naturali a monte ed a valle della diga. A tale proposito si osserva che 72 ore dopo l'inizio della manovra (ovvero all'orizzonte temporale garantito da un buon modello di previsione idrometeorologica) si dovrà tenere conto che la portata scaricata è pari a circa $11,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

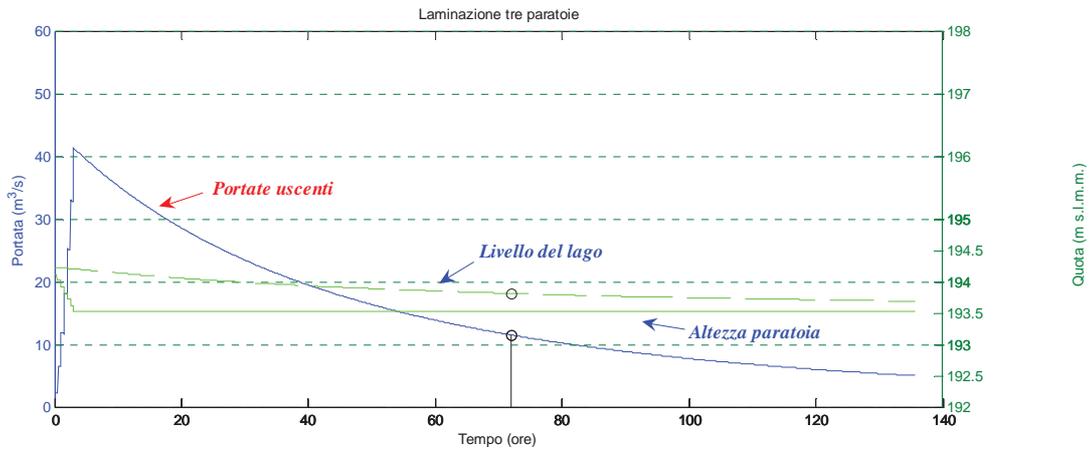


Figura 5-106 Abbattimento graduale di tre paratoie con manovre di 0,1 m ogni 30 minuti.

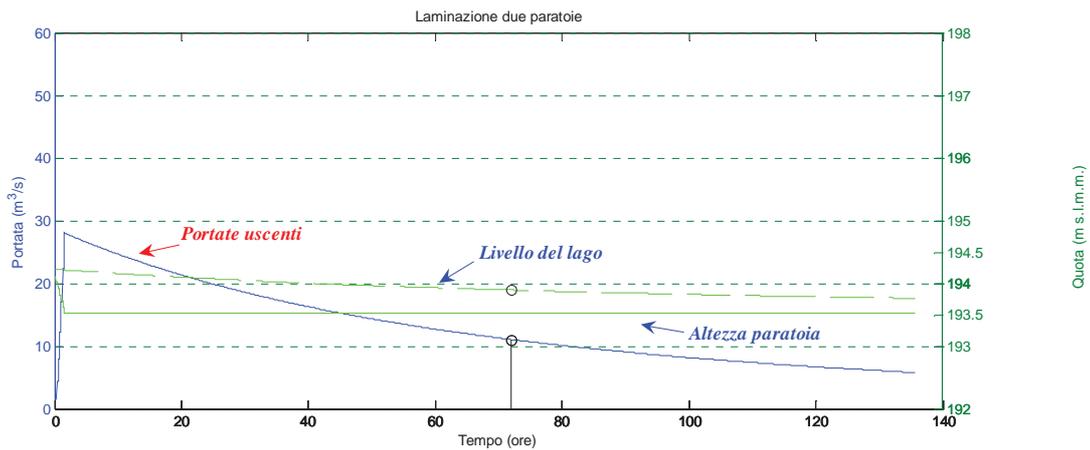


Figura 5-107 Abbattimento graduale di due paratoie con manovre di 0,1 m ogni 15 minuti.

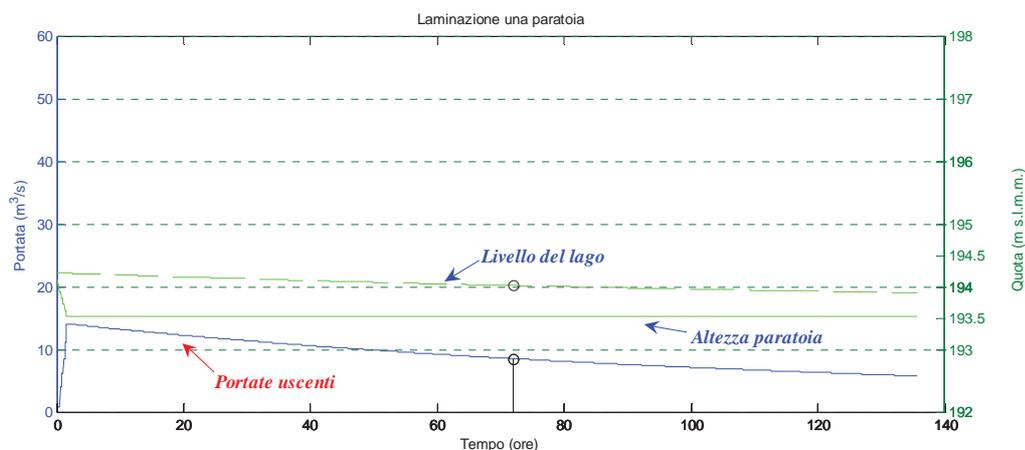


Figura 5-108 Abbattimento graduale di una paratoia con manovre di 0,1m ogni 15 minuti.

Tale manovra dovrà essere eseguita, compatibilmente con le previsioni disponibili nella seconda decade considerata (nell'esempio: tra il 26 ottobre ed il 5 novembre).

Qualora queste condizioni non siano verificate qualsiasi altra operazione dovrà essere preventivamente concordata con gli organi competenti.

Dovrà farsi in tal caso riferimento a procedure che contemplino l'abbattimento volontario per altezze maggiori di quella massima prevista dalla regola di gestione (a tale proposito in appendice si riportano gli idrogrammi di piena scaricati per altezze di 1 m, 2m e 3m) e di eventuale concomitanza di evento di piena.

A titolo di esempio nelle successive figure da 5-109 a 5-117 si riporta la manovra volontaria consistente nell'abbattimento di tre, due ed una paratoia, con riferimento ad una manovra di abbattimento, a partire da quota 195,00 fino a quota 194,00, caratterizzate da abbassamenti di 0,1 m ogni 120 minuti, per la durata complessiva di 37,5 ore per tre paratoie, abbassamenti di 0,1 m ogni 60 minuti, per la durata complessiva di 9 ore per due paratoie e abbassamenti di 0,1 m ogni 30 minuti, per la durata complessiva di 4,5 ore per una paratoia, con la sovrapposizione di una piena di progetto con picchi di $T=30$ anni, 10 anni e con la piena indice e ritardo dell'evento di pioggia di 24 ore dall'inizio della manovra.

E' possibile confrontare l'onda di piena in uscita dalla diga in presenza ed in assenza di manovra contestuale. E' evidente che variazioni significative della portata al colmo sono presenti solo negli eventi più ordinari e che la applicabilità e la scelta

del piano di laminazione non potrà che essere subordinata alla individuazione delle aree di pertinenza fluviale da sottoporre a regime di tutela e salvaguardia.

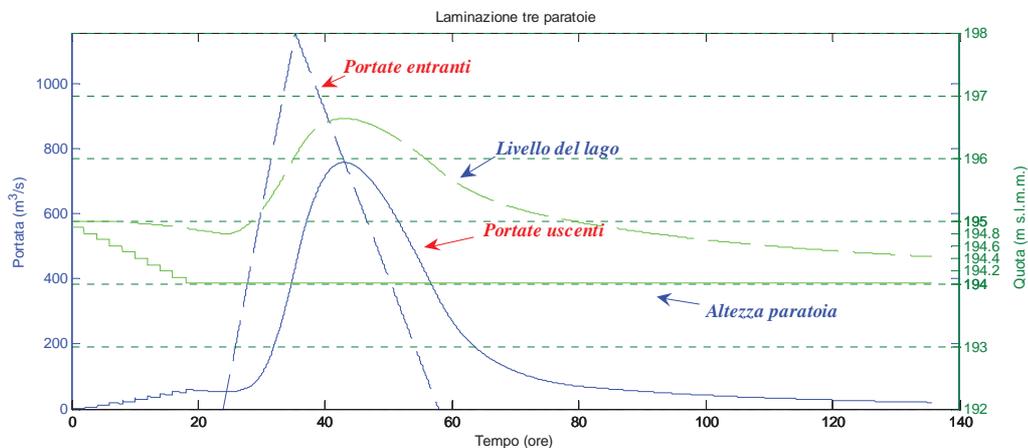


Figura 5-109 Abbattimento graduale di tre paratoie da quota 195 fino a quota 194 con piena di progetto $T=30$ anni ($Q=1155 \text{ m}^3/\text{s}$).

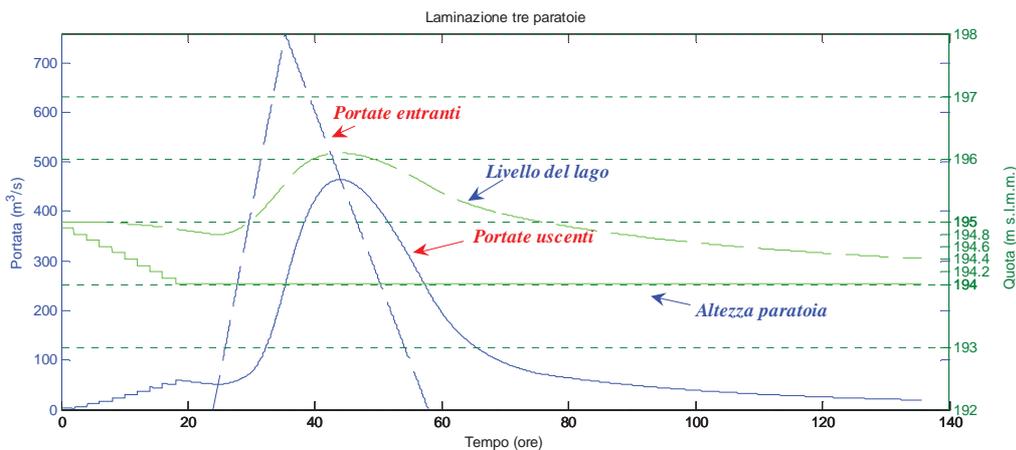


Figura 5-110 Abbattimento graduale di tre paratoie da quota 195 fino a quota 194 con piena di progetto $T=10$ anni ($Q=795 \text{ m}^3/\text{s}$).

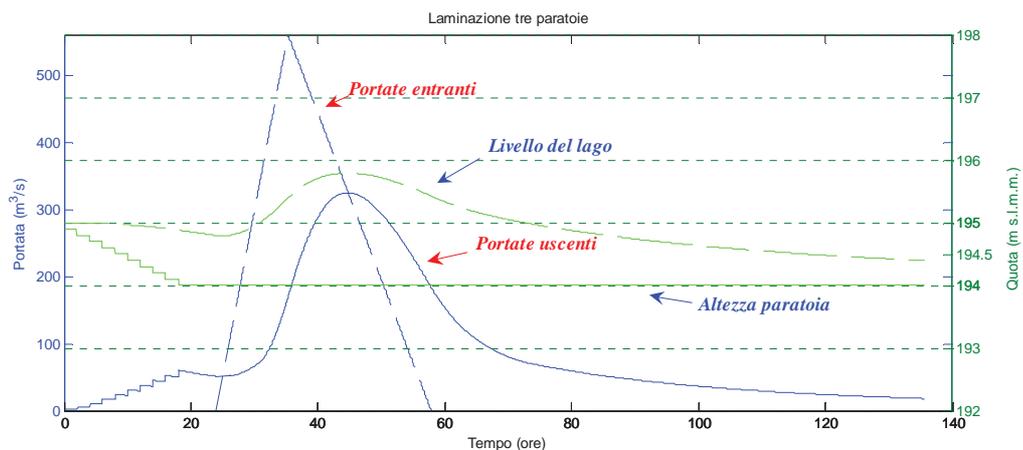


Figura 5-111 Abbattimento graduale di tre paratoie da quota 195,00 fino a quota 194,00 con piena di progetto pari alla piena indice ($Q=561,54 \text{ m}^3/\text{s}$).

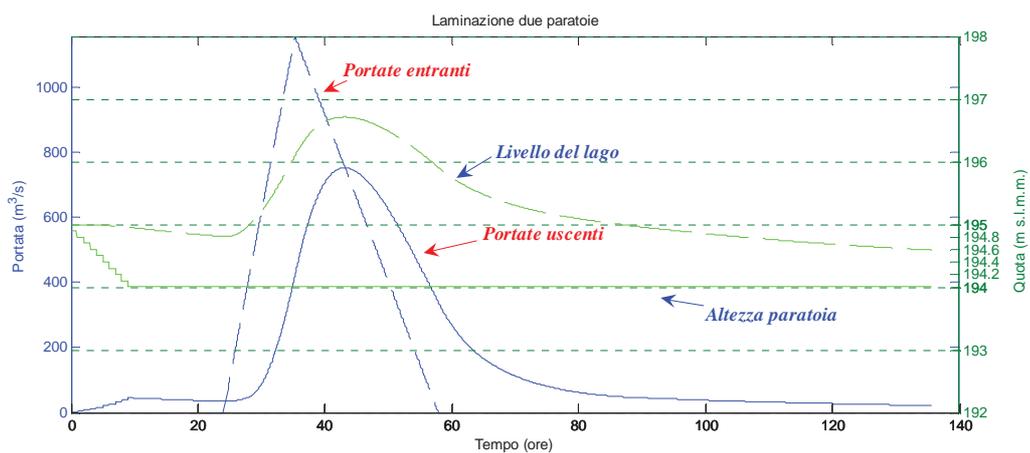


Figura 5-112 Abbattimento graduale di due paratoie da quota 195,00 fino a quota 194,00 con piena di progetto $T=30$ anni.

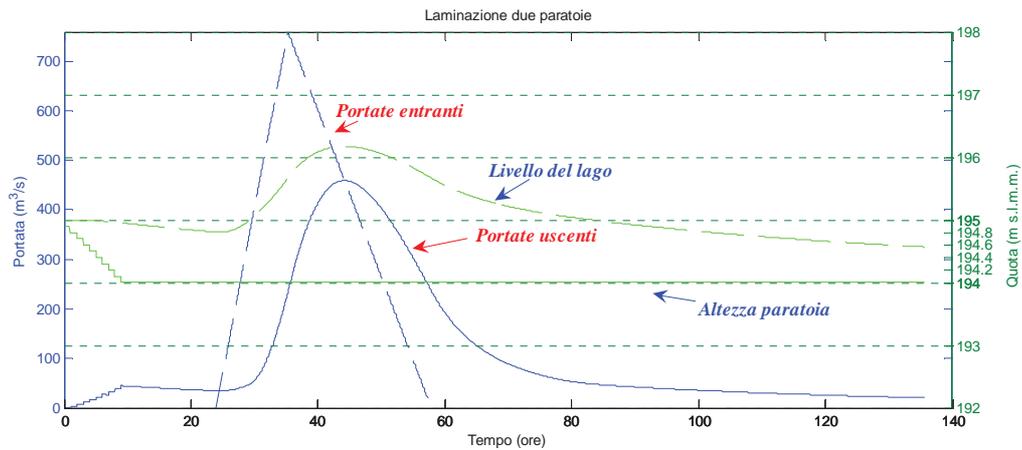


Figura 5-113 Abbattimento graduale di due paratoie da quota 195,00 fino a quota 194,00 con piena di progetto $T=10$ anni.

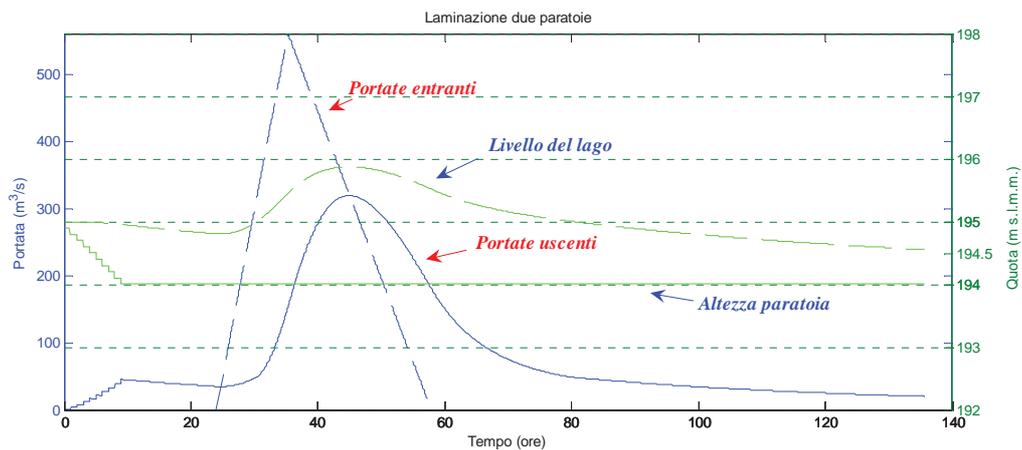


Figura 5-114 Abbattimento graduale di due paratoie da quota 195,00 fino a quota 194,00 con piena di progetto pari alla piena indice.

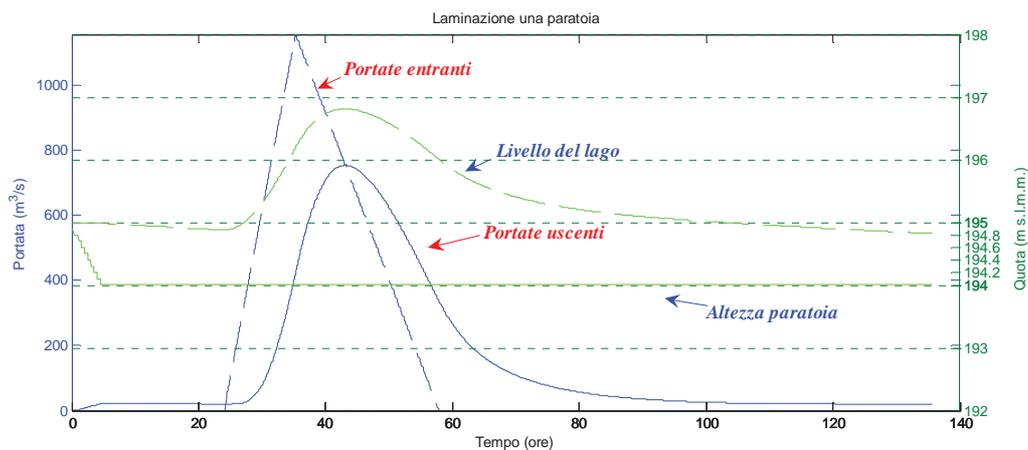


Figura 5-115 Abbattimento graduale di una paratoia da quota 195,00 fino a quota 194,00 con piena di progetto T=30 anni.

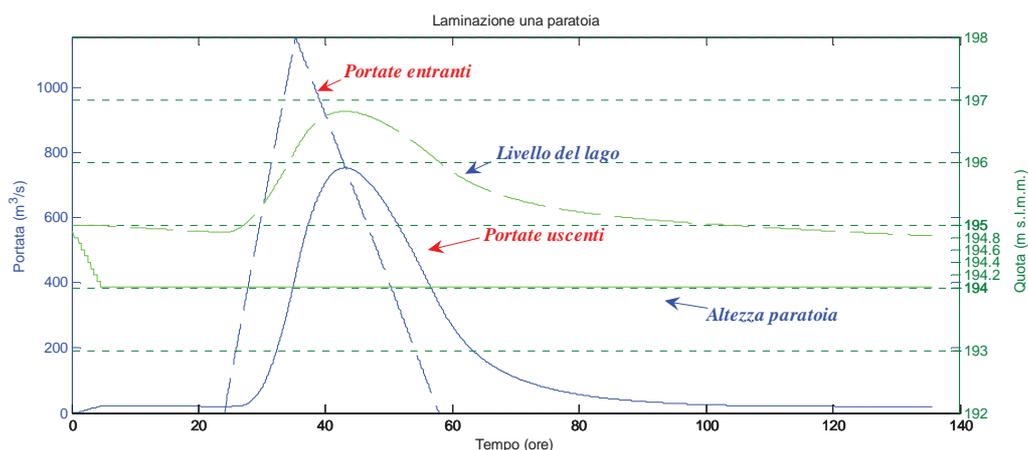


Figura 5-116 Abbattimento graduale di una paratoia da quota 195,00 m fino a quota 194,00 m con piena di progetto T=10 anni.

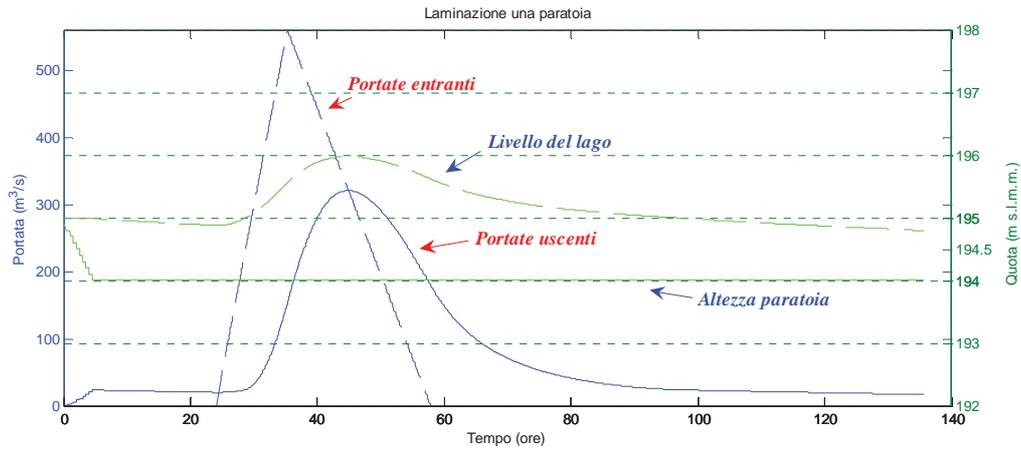


Figura 5-117 Abbattimento graduale di una paratoia da quota 195,00 fino a quota 194,00 con piena di progetto pari alla piena indice.

5.3 Scelta della regola operativa di gestione

Nel presente capitolo sono esposti i criteri di scelta del piano di laminazione della diga di Occhito. E' opportuno infatti in questa sede evidenziare che quanto prodotto costituisce una proposta metodologica per la scelta del piano ottimale in quanto strumento di supporto alla decisione.

La relazione contiene 8 diverse proposte per la regola di gestione consistente nella individuazione di una quota variabile durante l'anno (ad intervalli di 10 giorni). La scelta dello scenario ottimale dovrà essere effettuata tenendo conto in via prioritaria della efficacia di mitigazione del rischio e senza tuttavia trascurare l'impatto del piano in termini di perdita di risorsa idrica connaturata all'adozione della regola stessa. Nelle precedenti sezioni sono stati prima introdotti i diversi scenari configurati (sezione 5.2.1), sono poi stati mostrati i criteri per la valutazione dell'efficacia della mitigazione (sezione 5.2.2) ed infine sono stati evidenziati gli aspetti dinamici del piano connessi alla necessità di eseguire manovre di emergenza previste dal piano (sezione 5.2.3). In questa sezione si riportano il quadro riassuntivo dei risultati ottenuti applicando le metodologie fino ad ora esposte a tutti gli 8 scenari, considerando per ognuno di esso che la regola di gestione delle paratoie mobili sia applicata ad una, due o tre paratoie contestualmente. Come detto, degli 8 scenari, i primi 4 sono ottenuti attraverso elaborazioni condotte sulle serie storiche delle portate misurate nel periodo '33-'63, gli altri 4 utilizzando i dati relativi ai livelli idrici misurati nell'invaso nel periodo '72-'05. Nelle simulazioni effettuate l'impatto del piano sulla perdita di risorsa e l'efficacia della mitigazione sono state considerate, per tutti gli scenari, utilizzando come dati di ingresso entrambe le serie storiche disponibili. I risultati sono esposti nelle seguenti tabelle 5-12 5-13 E 5-14 che riportano per ognuno dei casi considerati, oltre al numero di anni di osservazione ed al volume medio annuo affluito:

- il volume medio annuo sfiorato;
- il numero medio annuo di eventi di superamento della quota di sfioro;
- la massima portata media giornaliera sfiorata;
- la massima portata al colmo sfiorata;
- il livello massimo di invaso raggiunto nel periodo;
- il numero medio annuo di manovre di emergenza.

Scenario	Periodo '33-'63		Periodo '72-'05		Periodo '32		V _{affluito} * (Mm ³ /anno)		Livello massimo (m. s.l.m.m.)		N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)							
	anni di osservazione	20	anni di osservazione	32	anni di osservazione	32	Q media sfiorata (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	N. sfiori (anno ⁻¹)					
	V _{scato} (Mm ³ /anno)	N. sfiori (anno ⁻¹)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)	N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)	V _{scato} (Mm ³ /anno)	N. sfiori (anno ⁻¹)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)	N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)	V _{scato} (Mm ³ /anno)	N. sfiori (anno ⁻¹)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)	N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)
1	200.65	78.30	281.96	401.54	195.88	1.00	2.19	1.06	99.48	108.49	194.72	0.00	2.19	1.06	99.48	108.49	194.72	0.00
2	196.40	80.70	334.64	445.07	196.11	2.70	1.34	0.53	98.77	114.08	194.81	0.03	1.34	0.53	98.77	114.08	194.81	0.03
3	210.20	80.80	281.96	401.54	195.88	0.05	2.58	1.56	36.71	38.32	193.36	0.00	2.58	1.56	36.71	38.32	193.36	0.00
4	203.39	77.80	281.96	401.54	195.88	0.65	2.29	1.13	84.74	90.73	194.41	0.00	2.29	1.13	84.74	90.73	194.41	0.00
5	196.98	82.45	351.75	457.77	196.24	1.55	0.96	0.22	89.34	96.34	194.51	0.00	0.96	0.22	89.34	96.34	194.51	0.00
6	194.94	81.45	356.73	492.43	196.37	0.90	0.82	0.13	98.77	114.08	194.81	0.00	0.82	0.13	98.77	114.08	194.81	0.00
7	204.76	84.50	312.21	428.76	196.02	0.70	1.92	0.84	85.10	91.27	194.42	0.00	1.92	0.84	85.10	91.27	194.42	0.00
8	199.07	82.45	345.79	452.83	196.19	0.65	1.17	0.34	89.34	96.34	194.51	0.00	1.17	0.34	89.34	96.34	194.51	0.00

Tabella 5-12 Scenari di gestione con una paratoia abbattuta: quadro riassuntivo

Scenario	Periodo '33-'63		Periodo '72-'05		Periodo '33-'63		Periodo '72-'05		Periodo '33-'63		Periodo '72-'05	
	anni di osservazione	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	anni di osservazione	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	anni di osservazione	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	anni di osservazione	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	anni di osservazione	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	anni di osservazione	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)
	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	N sfiori (anno ⁻¹)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)	N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	N sfiori (anno ⁻¹)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)	N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)	V_{sfiorato} (Mm ³ /anno)	N sfiori (anno ⁻¹)
1	202.19	72.30	266.67	195.59	1.00	2.34	1.16	155.74	194.64	0.00	117.55	0.00
2	197.64	77.00	324.33	195.86	2.70	1.66	0.38	169.50	194.81	0.03	228.16	0.03
3	212.25	76.40	266.67	195.43	0.05	2.59	1.78	49.58	193.06	0.00	52.86	0.00
4	205.28	75.00	266.67	195.55	0.65	2.09	1.22	49.58	193.06	0.00	52.86	0.00
5	198.19	80.60	346.33	196.10	1.55	1.20	0.16	154.59	194.51	0.00	192.68	0.00
6	195.82	80.55	355.82	196.28	0.90	1.10	0.09	169.50	194.81	0.00	228.16	0.00
7	206.61	82.05	300.91	195.68	0.70	2.04	0.75	169.63	194.70	0.00	214.86	0.00
8	200.46	80.60	338.96	196.01	0.65	1.56	0.22	154.59	194.51	0.00	192.68	0.00

Tabella 5-13 Scenari di gestione con due paratoie abbattute: quadro riassuntivo

Scenario	Periodo '33-'63 anni di osservazione		V _{affluente} [Mm ³ /anno]		Q max sfiorata [m ³ /s]		Livello massimo [m. s.l.m.m.]		N. manovre emergenze [anno ⁻¹]		Periodo '72-'05 anni di osservazione		V _{affluente} * [Mm ³ /anno]		Q media sfiorata max [m ³ /s]		Livello massimo [m. s.l.m.m.]		N. manovre di emergenza [anno ⁻¹]	
	V _{fluvio} [Mm ³ /anno]	N sfiori [anno ⁻¹]	Q media sfiorata max [m ³ /s]	Q max sfiorata [m ³ /s]	Livello massimo [m. s.l.m.m.]	N. manovre di emergenze [anno ⁻¹]	V _{fluvio} [Mm ³ /anno]	N sfiori [anno ⁻¹]	Q media sfiorata max [m ³ /s]	Q max sfiorata [m ³ /s]	Livello massimo [m. s.l.m.m.]	N. manovre di emergenze [anno ⁻¹]	V _{fluvio} * [Mm ³ /anno]	N sfiori [anno ⁻¹]	Q media sfiorata max [m ³ /s]	Q max sfiorata [m ³ /s]	Livello massimo [m. s.l.m.m.]	N. manovre di emergenza [anno ⁻¹]		
1	203.00	70.45	293.32	349.33	195.51	1.00	2.55	1.16	215.93	310.77	194.64	0.00	117.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
2	198.25	74.65	323.42	422.95	195.67	2.70	1.93	0.31	221.86	342.25	194.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	213.18	75.35	293.32	349.33	195.25	0.05	2.59	1.78	60.95	70.25	192.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	206.11	73.40	293.32	349.33	195.45	0.65	2.10	1.13	55.35	62.72	192.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	198.78	79.80	344.79	450.59	195.97	1.55	1.46	0.13	203.46	269.02	194.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	196.24	79.50	354.62	473.98	196.20	0.90	1.39	0.09	221.86	342.25	194.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	207.41	80.75	302.58	381.67	195.43	0.70	2.23	0.69	211.27	302.61	194.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	201.06	79.00	337.91	442.49	195.85	0.65	1.78	0.19	203.46	289.02	194.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

Tabella 5-14 Scenari di gestione con tre paratoie abbattute: quadro riassuntivo

Come è possibile notare l'adozione di siffatto piano di carattere statico, non esime dal prevedere, sia pure con bassa probabilità di accadimento la necessità di manovre di tipo dinamico che siano cioè preventive o contestuali all'occorrenza di un evento di piena.

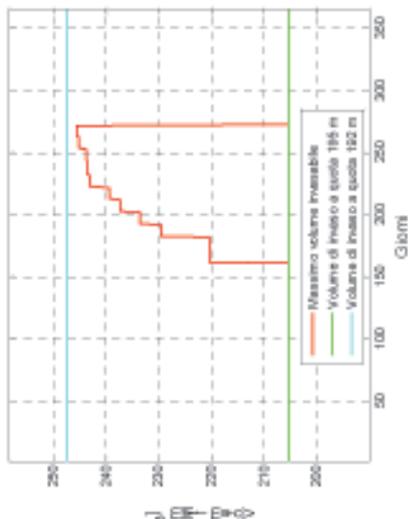
Questo si verifica in tutti gli scenari considerati qualora la regola di gestione sia valutata sulla base delle serie storiche delle portate naturali misurate nel periodo '33-'63.

Tale fattispecie, descritta con dettaglio nel paragrafo 5.2.3 dovrà dare luogo alla identificazione di opportuni iter autorizzativi che tengano conto delle effettive condizioni idrometeorologiche prevedibili a monte e valle della diga, funzionali alla messa in sicurezza delle fasce di pertinenza fluviale o delle aree di esondazione previste.

Una possibile alternativa in relazione agli 8 scenari presentati è tuttavia rappresentata dalla possibilità di modificare la regola di gestione proposta, che prevede un abbassamento graduale delle paratoie nel periodo autunnale, considerando un abbattimento totale delle paratoie (alla quota di 192 m) da effettuare entro il termine della stagione irrigua (entro il 30 di settembre) ed adottando la regola di gestione suggerita solo nella stagione tardo-invernale e primaverile ovvero nella fase ascendente della quota di sfioro programmata.

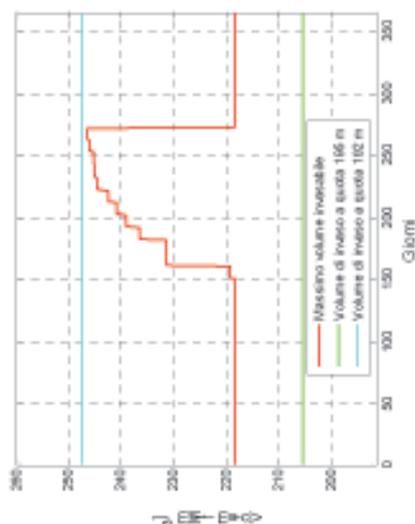
A tale proposito gli scenari precedentemente esposti sono stati modificati al fine di ridurre al minimo la probabilità di occorrenza. I risultati ottenuti sono esposti di seguito e vengono introdotti come nuovi scenari numerati da 9 a 16.

Scenario 9



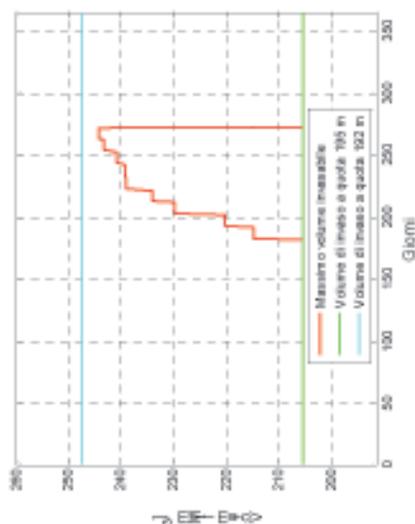
Decade	Quota di siforo (m. s.l.m.)	Decade	Quota di siforo (m. s.l.m.)	Decade	Quota di siforo (m. s.l.m.)
1° Gennaio - 10 Gennaio	192	10 Maggio - 19 Maggio	194,85	17 Settembre - 26 Settembre	194,79
11 Gennaio - 20 Gennaio	192	20 Maggio - 29 Maggio	194,72	27 Settembre - 6 Ottobre	194,79
21 Gennaio - 30 Gennaio	192	30 Maggio - 8 Giugno	194,72	7 Ottobre - 16 Ottobre	192
31 Gennaio - 9 Febbraio	192	9 Giugno - 18 Giugno	194,72	17 Ottobre - 26 ottobre	192
10 Febbraio - 19 Febbraio	192	19 Giugno - 28 Giugno	194,79	27 Ottobre - 5 Novembre	192
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	192
1° Marzo - 10 Marzo	192	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	192
11 Marzo - 20 Marzo	193,01	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	192
21 Marzo - 30 Marzo	193,01	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	192
31 Marzo - 9 Aprile	193,72	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	192
10 Aprile - 19 Aprile	194,01	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	192
20 Aprile - 29 Aprile	194,22	28 Agosto - 6 Settembre	194,93		
30 Aprile - 9 Maggio	194,36	7 Settembre - 16 Settembre	194,79		

Scenario 10



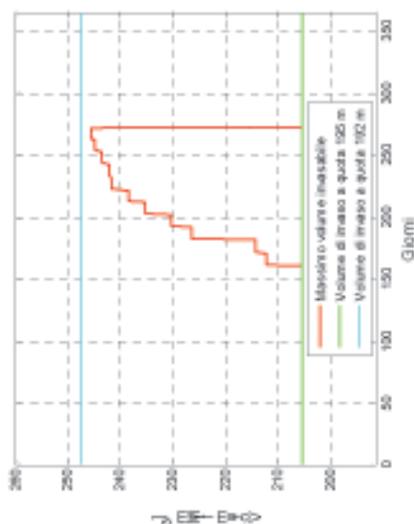
Decade	Quota [m. s.l.m.]	Decade	Quota [m. s.l.m.]	Decade	Quota [m. s.l.m.]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,94	10 Maggio - 19 Maggio	194,79	17 Settembre - 26 Settembre	194,93
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,94	20 Maggio - 29 Maggio	194,79	27 Settembre - 6 Ottobre	194,93
21 Gennaio - 30 Gennaio	192,94	30 Maggio - 8 Giugno	194,79	7 Ottobre - 16 Ottobre	192,94
31 Gennaio - 9 Febbraio	192,94	9 Giugno - 18 Giugno	194,79	17 Ottobre - 26 ottobre	192,94
10 Febbraio - 19 Febbraio	192,94	19 Giugno - 28 Giugno	194,86	27 Ottobre - 5 Novembre	192,94
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192,94	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	192,94
1° Marzo - 10 Marzo	192,94	9 Luglio - 18 Luglio	194,93	16 Novembre - 25 Novembre	192,94
11 Marzo - 20 Marzo	193,79	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	192,94
21 Marzo - 30 Marzo	193,79	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	192,94
31 Marzo - 9 Aprile	194,15	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	192,94
10 Aprile - 19 Aprile	194,36	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,94
20 Aprile - 29 Aprile	194,50	28 Agosto - 6 Settembre	194,93		
30 Aprile - 9 Maggio	194,58	7 Settembre -16 Settembre	194,93		

Scenario 11



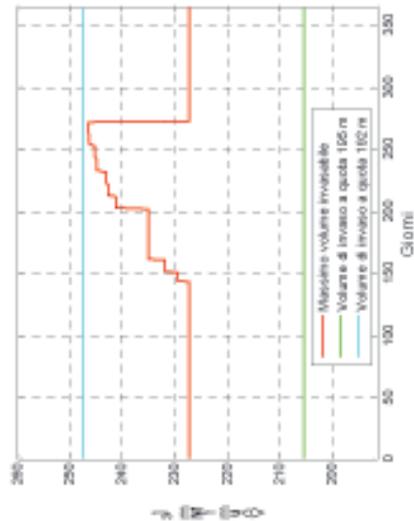
Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,00	10 Maggio - 19 Maggio	194,36	17 Settembre - 26 Settembre	194,79
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,00	20 Maggio - 29 Maggio	194,36	27 Settembre - 6 Ottobre	194,43
21 Gennaio - 30 Gennaio	192,00	30 Maggio - 8 Giugno	194,36	7 Ottobre - 16 Ottobre	192,00
31 Gennaio - 9 Febbraio	192,00	9 Giugno - 18 Giugno	194,50	17 Ottobre - 26 ottobre	192,00
10 Febbraio - 19 Febbraio	192,00	19 Giugno - 28 Giugno	194,65	27 Ottobre - 5 Novembre	192,00
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192,00	29 Giugno - 8 Luglio	194,72	6 Novembre - 15 Novembre	192,00
1° Marzo - 10 Marzo	192,00	9 Luglio - 18 Luglio	194,79	16 Novembre - 25 Novembre	192,00
11 Marzo - 20 Marzo	192,00	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	192,00
21 Marzo - 30 Marzo	192,00	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	192,00
31 Marzo - 9 Aprile	192,65	8 Agosto - 17 Agosto	194,86	16 Dicembre - 25 Dicembre	192,00
10 Aprile - 19 Aprile	193,01	18 Agosto - 27 Agosto	194,86	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,00
20 Aprile - 29 Aprile	193,72	28 Agosto - 6 Settembre	194,79		
30 Aprile - 9 Maggio	194,01	7 Settembre - 16 Settembre	194,79		

Scenario 12



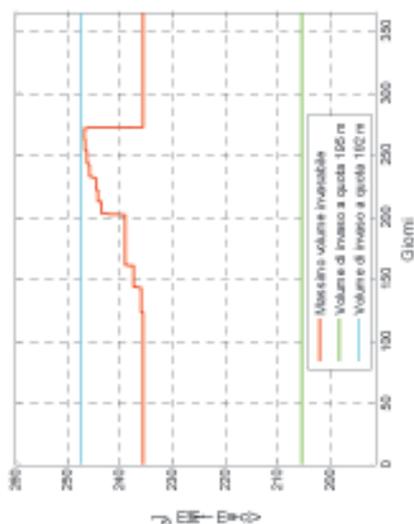
Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,00	10 Maggio - 19 Maggio	194,50	17 Settembre - 26 Settembre	194,86
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,00	20 Maggio - 29 Maggio	194,58	27 Settembre - 6 Ottobre	194,72
21 Gennaio - 30 Gennaio	192,00	30 Maggio - 8 Giugno	194,58	7 Ottobre - 16 Ottobre	192,00
31 Gennaio - 9 Febbraio	192,00	9 Giugno - 18 Giugno	194,65	17 Ottobre - 26 ottobre	192,00
10 Febbraio - 19 Febbraio	192,00	19 Giugno - 28 Giugno	194,79	27 Ottobre - 5 Novembre	192,00
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192,00	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	192,00
1° Marzo - 10 Marzo	192,00	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	192,00
11 Marzo - 20 Marzo	192,30	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	192,00
21 Marzo - 30 Marzo	192,51	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	192,00
31 Marzo - 9 Aprile	193,37	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	192,00
10 Aprile - 19 Aprile	193,65	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,00
20 Aprile - 29 Aprile	194,01	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,29	7 Settembre - 16 Settembre	194,86		

Scenario 13



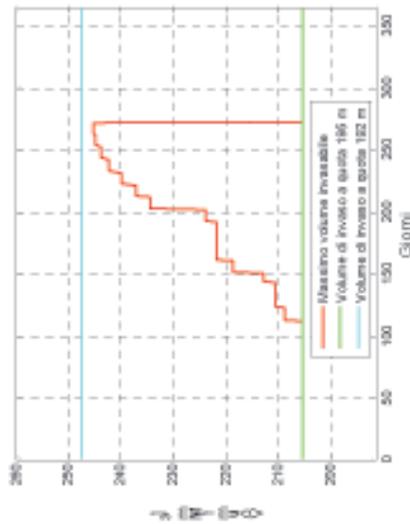
Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	193,51	10 Maggio - 19 Maggio	194,65	17 Settembre - 26 Settembre	194,86
11 Gennaio - 20 Gennaio	193,51	20 Maggio - 29 Maggio	194,79	27 Settembre - 6 Ottobre	194,86
21 Gennaio - 30 Gennaio	193,51	30 Maggio - 8 Giugno	194,79	7 Ottobre - 16 Ottobre	193,51
31 Gennaio - 9 Febbraio	193,51	9 Giugno - 18 Giugno	194,79	17 Ottobre - 26 ottobre	193,51
10 Febbraio - 19 Febbraio	193,51	19 Giugno - 28 Giugno	194,86	27 Ottobre - 5 Novembre	193,51
20 Febbraio - 28/29 febbraio	193,51	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	193,51
1° Marzo - 10 Marzo	193,86	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	193,51
11 Marzo - 20 Marzo	194,08	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	193,51
21 Marzo - 30 Marzo	194,08	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	193,51
31 Marzo - 9 Aprile	194,08	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	193,51
10 Aprile - 19 Aprile	194,08	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	193,51
20 Aprile - 29 Aprile	194,5	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,65	7 Settembre - 16 Settembre	194,86		

Scenario 14



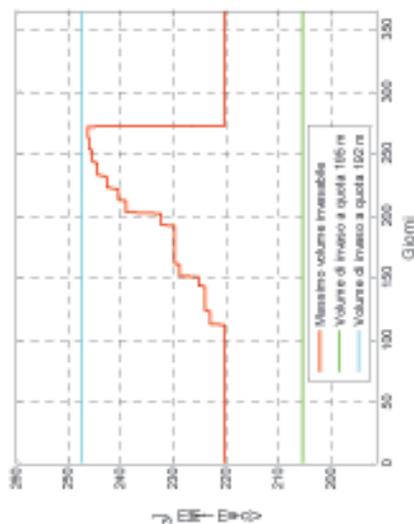
Decade	Quota [m. s.l.m.]	Decade	Quota [m. s.l.m.]	Decade	Quota [m. s.l.m.]
1° Gennaio - 10 Gennaio	194,15	10 Maggio - 19 Maggio	194,79	17 Settembre - 26 Settembre	194,93
11 Gennaio - 20 Gennaio	194,15	20 Maggio - 29 Maggio	194,86	27 Settembre - 6 Ottobre	194,93
21 Gennaio - 30 Gennaio	194,15	30 Maggio - 8 Giugno	194,86	7 Ottobre - 16 Ottobre	194,15
31 Gennaio - 9 Febbraio	194,15	9 Giugno - 18 Giugno	194,86	17 Ottobre - 26 ottobre	194,15
10 Febbraio - 19 Febbraio	194,15	19 Giugno - 28 Giugno	194,93	27 Ottobre - 5 Novembre	194,15
20 Febbraio - 28/29 febbraio	194,15	29 Giugno - 8 Luglio	194,93	6 Novembre - 15 Novembre	194,15
1° Marzo - 10 Marzo	194,29	9 Luglio - 18 Luglio	194,93	16 Novembre - 25 Novembre	194,15
11 Marzo - 20 Marzo	194,36	19 Luglio - 28 luglio	194,93	26 Novembre - 5 Dicembre	194,15
21 Marzo - 30 Marzo	194,36	29 Luglio - 7 Agosto	194,93	6 Dicembre - 15 Dicembre	194,15
31 Marzo - 9 Aprile	194,36	8 Agosto - 17 Agosto	194,93	16 Dicembre - 25 Dicembre	194,15
10 Aprile - 19 Aprile	194,36	18 Agosto - 27 Agosto	194,93	26 Dicembre - 31 Dicembre	194,15
20 Aprile - 29 Aprile	194,65	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,72	7 Settembre - 16 Settembre	194,93		

Scenario 15



Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192,00	10 Maggio - 19 Maggio	194,43	17 Settembre - 26 Settembre	194,79
11 Gennaio - 20 Gennaio	192,00	20 Maggio - 29 Maggio	194,58	27 Settembre - 6 Ottobre	194,79
21 Gennaio - 30 Gennaio	192,23	30 Maggio - 8 Giugno	194,58	7 Ottobre - 16 Ottobre	192,00
31 Gennaio - 9 Febbraio	192,23	9 Giugno - 18 Giugno	194,72	17 Ottobre - 26 ottobre	192,00
10 Febbraio - 19 Febbraio	192,37	19 Giugno - 28 Giugno	194,79	27 Ottobre - 5 Novembre	192,00
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192,37	29 Giugno - 8 Luglio	194,79	6 Novembre - 15 Novembre	192,00
1° Marzo - 10 Marzo	192,94	9 Luglio - 18 Luglio	194,79	16 Novembre - 25 Novembre	192,00
11 Marzo - 20 Marzo	193,15	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	192,00
21 Marzo - 30 Marzo	193,15	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	192,00
31 Marzo - 9 Aprile	193,15	8 Agosto - 17 Agosto	194,86	16 Dicembre - 25 Dicembre	192,00
10 Aprile - 19 Aprile	193,29	18 Agosto - 27 Agosto	194,79	26 Dicembre - 31 Dicembre	192,00
20 Aprile - 29 Aprile	194,01	28 Agosto - 6 Settembre	194,72		
30 Aprile - 9 Maggio	194,22	7 Settembre -16 Settembre	194,72		

Scenario 16



Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]	Decade	Quota [m. s.l.m.m]
1° Gennaio - 10 Gennaio	193,01	10 Maggio - 19 Maggio	194,65	17 Settembre - 26 Settembre	194,86
11 Gennaio - 20 Gennaio	193,01	20 Maggio - 29 Maggio	194,72	27 Settembre - 6 Ottobre	194,86
21 Gennaio - 30 Gennaio	193,22	30 Maggio - 8 Giugno	194,72	7 Ottobre - 16 Ottobre	193,01
31 Gennaio - 9 Febbraio	193,22	9 Giugno - 18 Giugno	194,86	17 Ottobre - 26 ottobre	193,01
10 Febbraio - 19 Febbraio	193,29	19 Giugno - 28 Giugno	194,86	27 Ottobre - 5 Novembre	193,01
20 Febbraio - 28/29 febbraio	193,29	29 Giugno - 8 Luglio	194,86	6 Novembre - 15 Novembre	193,01
1° Marzo - 10 Marzo	193,65	9 Luglio - 18 Luglio	194,86	16 Novembre - 25 Novembre	193,01
11 Marzo - 20 Marzo	193,72	19 Luglio - 28 luglio	194,86	26 Novembre - 5 Dicembre	193,01
21 Marzo - 30 Marzo	193,72	29 Luglio - 7 Agosto	194,86	6 Dicembre - 15 Dicembre	193,01
31 Marzo - 9 Aprile	193,72	8 Agosto - 17 Agosto	194,86	16 Dicembre - 25 Dicembre	193,01
10 Aprile - 19 Aprile	193,86	18 Agosto - 27 Agosto	194,86	26 Dicembre - 31 Dicembre	193,01
20 Aprile - 29 Aprile	194,36	28 Agosto - 6 Settembre	194,86		
30 Aprile - 9 Maggio	194,50	7 Settembre - 16 Settembre	194,86		

Si ottengono attraverso l'adozione di tali regole i risultati sintetizzati nelle seguenti tabelle ottenuti per simulazione utilizzando sia la serie storica relativa al periodo '33-'63 che quella del periodo '75-'05.

Come è possibile osservare dai dati appare evidente che l'adozione degli ultimi scenari praticamente annulla la probabilità di verificarsi di manovre di emergenza o quanto meno la rende non valutabile con i dati attualmente disponibili.

Anche tale provvedimento non esime tuttavia dalla adozione di provvedimenti di tipo dinamico collegati alla eventualità di dover provvedere (nel mese di settembre) al vuotamento parziale del serbatoio per altezze anche superiori a quelle attualmente previste (comunque non superiori ai 3 m compresi tra 195 m e 192 m). Per completezza di indagine, pertanto si riportano in appendice n. 3 i diagrammi di vuotamento programmato dell'invaso da condurre in condizioni di sicurezza idraulica e di tutela delle aree di esondazione per i casi di vuotamento di 1 m, 2 m e 3 m con modalità che consentano di contenere le portate al colmo al di sotto di 50 m³/s.

In linea generale è possibile osservare che sotto il profilo della mitigazione del rischio gli scenari di maggiore efficacia appaiono essere i numeri 11 e 12 con due o tre paratoie abbattute. E' in particolare lo scenario 11 con tre paratoie abbattute quello che garantisce il maggior contenimento della portata sfiorata con contestuale limitazione del massimo livello idrico raggiunto nell'invaso. Si può notare anche che tutti gli scenari considerati garantiscono un franco di oltre 1 metro rispetto alla quota di massimo invaso che e' pari a 198 m s.l.m.m..

Per quanto riguarda i volumi sfiorati essi assumono proporzioni molto elevate quando si considerino i copiosi afflussi degli anni '33-'63, ben più contenute sono le perdite di risorsa se valutate con gli afflussi del periodo '72-'05 che tengono conto anche implicitamente delle perdite e delle erogazioni irrigue.

Un ulteriore dato emerge dall'analisi delle simulazioni in continuo applicate al periodo di esercizio della diga (si veda per esempio la figura 5-63). A seguito dell'adozione del piano sarebbe praticamente immutato il numero e l'entità delle crisi idriche affrontate negli ultimi 30 anni in corrispondenza delle quali a il volume invasato sarebbe variato solo di pochi milioni di metri cubi a seguito della adozione del piano di laminazione.

Qualche ulteriore considerazione può essere fatta sulla base dell'osservazione delle distribuzioni relative alla mitigazione del rischio idraulico a valle della diga (figure 5-97 e 5-98 per lo scenario 3 a due o tre paratoie movimentate). L'efficacia della mitigazione del rischio infatti è dimostrata osservando che a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo

della serie storica delle portate rilasciate in alveo è pari a circa un terzo delle corrispondenti portate naturali affluite. Tali valutazioni restano valide anche per gli scenari da 11 a 16 per i quali si riportano nelle figure 5-118, 5-119 e 5-120, rispettivamente per una, due e tre paratoie movimentate, le corrispondenti elaborazioni. Nelle successive figure 5-121, 5-122 e 5-123 si riportano infine le distribuzioni di probabilità dei massimi annuali delle portate al colmo di piena ottenute per simulazioni condotte con i deflussi relativi al periodo '72-'05. In questo caso, si ottiene un effetto eccezionale effetto di mitigazione del rischio esercitato dalla diga. Basti notare che l'entrata in funzione degli sfioratori di superficie è un evento con tempo di ritorno superiore a circa 10 anni. In tutti gli scenari considerati si ha un notevole abbattimento delle portate al colmo ed in particolare, in quelli corrispondenti agli scenari 11 con una, due o tre paratoie movimentate le portate sfiorate non superano mai i 50 m³/s.

Scenario	Periodo '33-'63		Periodo '72-'05		Periodo '72-'05		Periodo '72-'05		Periodo '72-'05		Periodo '72-'05	
	anni di osservazione	20	anni di osservazione	32	anni di osservazione	32	$V_{affluite}$ (Mm ³ /anno)	$V_{affluite}$ (Mm ³ /anno)	$V_{affluite}$ (Mm ³ /anno)	$V_{affluite}$ (Mm ³ /anno)	$V_{affluite}$ (Mm ³ /anno)	$V_{affluite}$ (Mm ³ /anno)
	V_{spato} (Mm ³ /anno)	N 'sfiori (anno ⁻¹)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)	N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)	V_{spato} (Mm ³ /anno)	N 'sfiori (anno ⁻¹)	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)	N. manovre di emergenza (anno ⁻¹)
9	200.65	80.00	281.96	401.54	195.88	0.00	1.32	0.50	98.77	114.08	194.81	0.00
10	196.40	82.70	332.24	443.15	196.11	0.00	2.58	1.56	36.71	38.32	193.36	0.00
11	210.20	81.10	281.96	401.54	195.88	0.00	2.29	1.13	84.74	90.73	194.41	0.00
12	203.39	79.15	281.96	401.54	195.88	0.00	0.96	0.22	89.34	96.34	194.51	0.00
13	196.98	82.65	351.75	457.77	196.24	0.00	0.82	0.13	98.77	114.08	194.81	0.00
14	194.94	81.65	356.73	492.43	196.37	0.00	1.92	0.84	85.10	91.27	194.42	0.00
15	204.76	86.05	312.21	428.76	196.02	0.00	1.17	0.34	89.34	96.34	194.51	0.00
16	199.07	83.15	345.79	452.83	196.19	0.00	1.32	0.50	98.77	114.08	194.81	0.00

Tabella 5-15 Scenari di gestione con una paratoia abbattuta: quadro riassuntivo

Scenario	Periodo '33-'63 anni di osservazione			Periodo '72-'05 anni di osservazione			V affluente* (Mm ³ /anno)		
	V_sforato (Mm ³ /anno)	N_sfori (anno ⁻¹)	N. manovre di emergenza	V_sforato (Mm ³ /anno)	N_sfori (anno ⁻¹)	N. manovre di emergenza	Q media sfiorata max (m ³ /s)	Q max sfiorata (m ³ /s)	Livello massimo (m. s.l.m.m.)
9	202.19	74.00	0.00	2.34	1.16	0.00	155.74	207.40	117.55
10	197.65	79.00	0.00	1.68	0.41	0.00	169.50	228.16	194.81
11	212.25	76.70	0.00	2.59	1.78	0.00	49.59	52.86	193.06
12	205.28	76.35	0.00	2.09	1.22	0.00	49.58	52.86	193.06
13	198.19	80.80	0.00	1.20	0.16	0.00	154.59	192.68	194.51
14	195.82	80.75	0.00	1.10	0.09	0.00	169.50	228.16	194.81
15	206.61	83.60	0.00	2.04	0.78	0.00	169.63	214.86	194.70
16	200.46	81.30	0.00	1.56	0.22	0.00	154.59	192.68	194.51

Tabella 5-16 Scenari di gestione con due paratoie abbattute: quadro riassuntivo

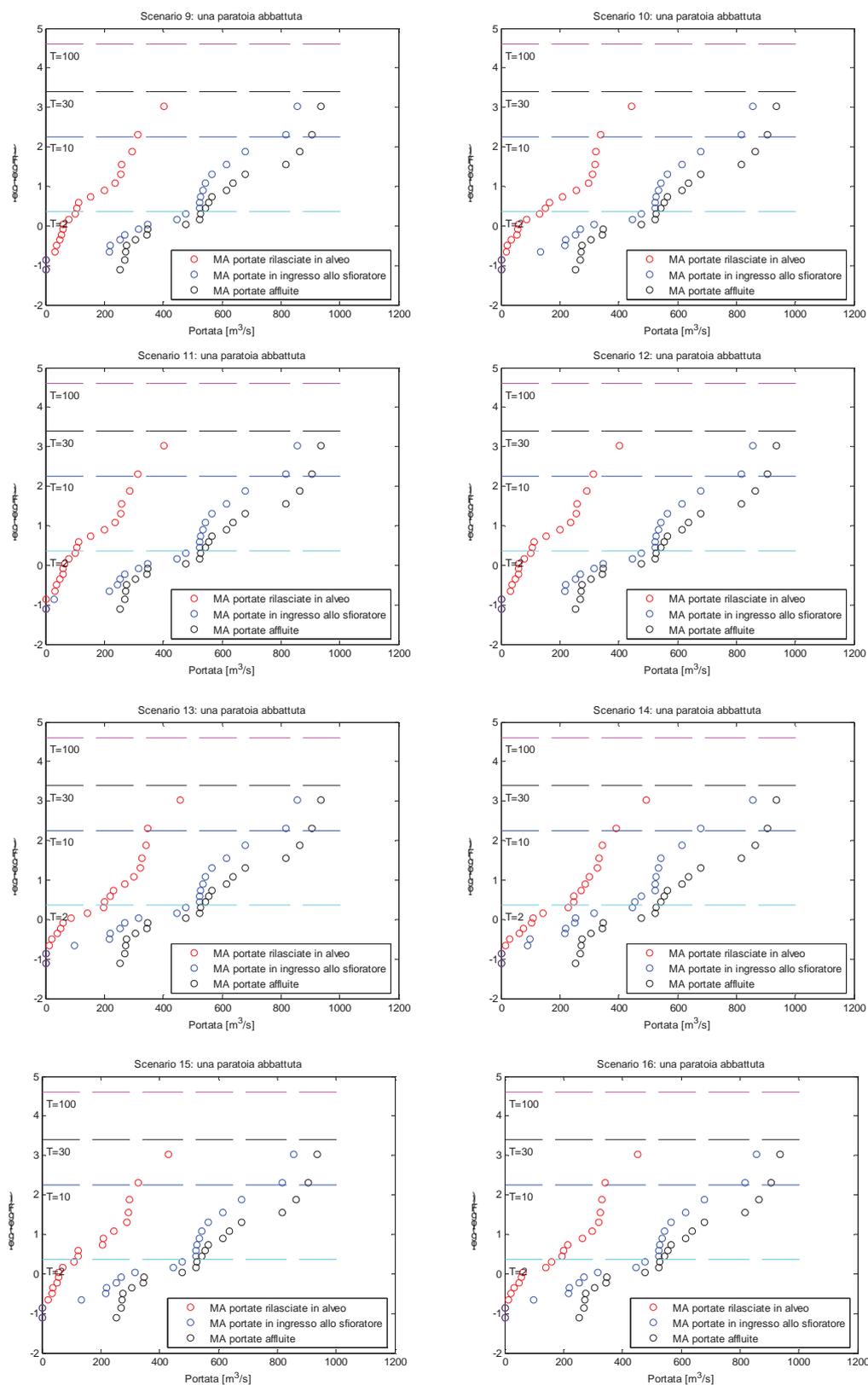


Figura 5-118. Mitigazione del rischio. Scenari 9-16, periodo '33-'63.

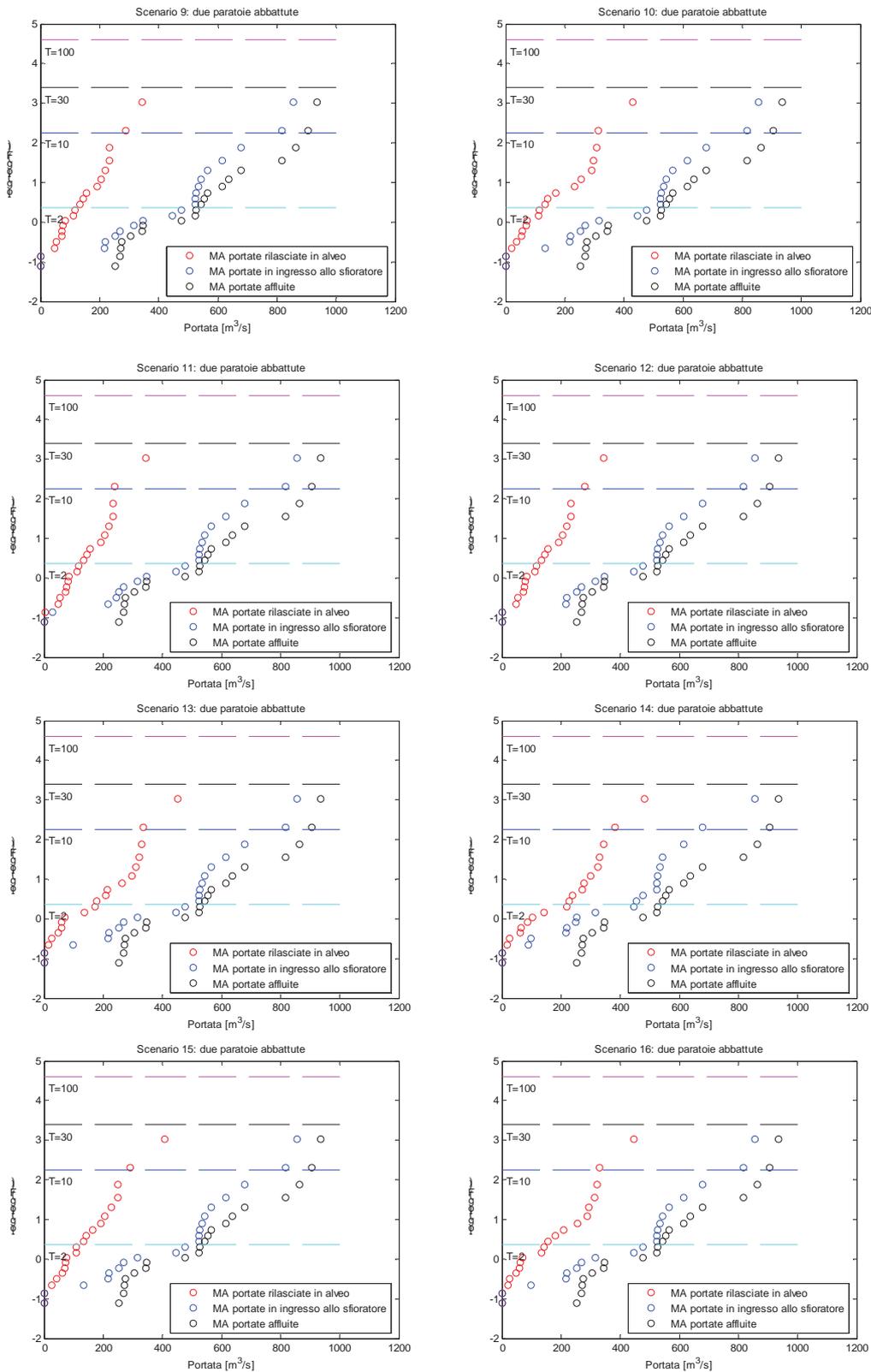


Figura 5-119. Mitigazione del rischio. Scenari 9-16, periodo '33-'63.

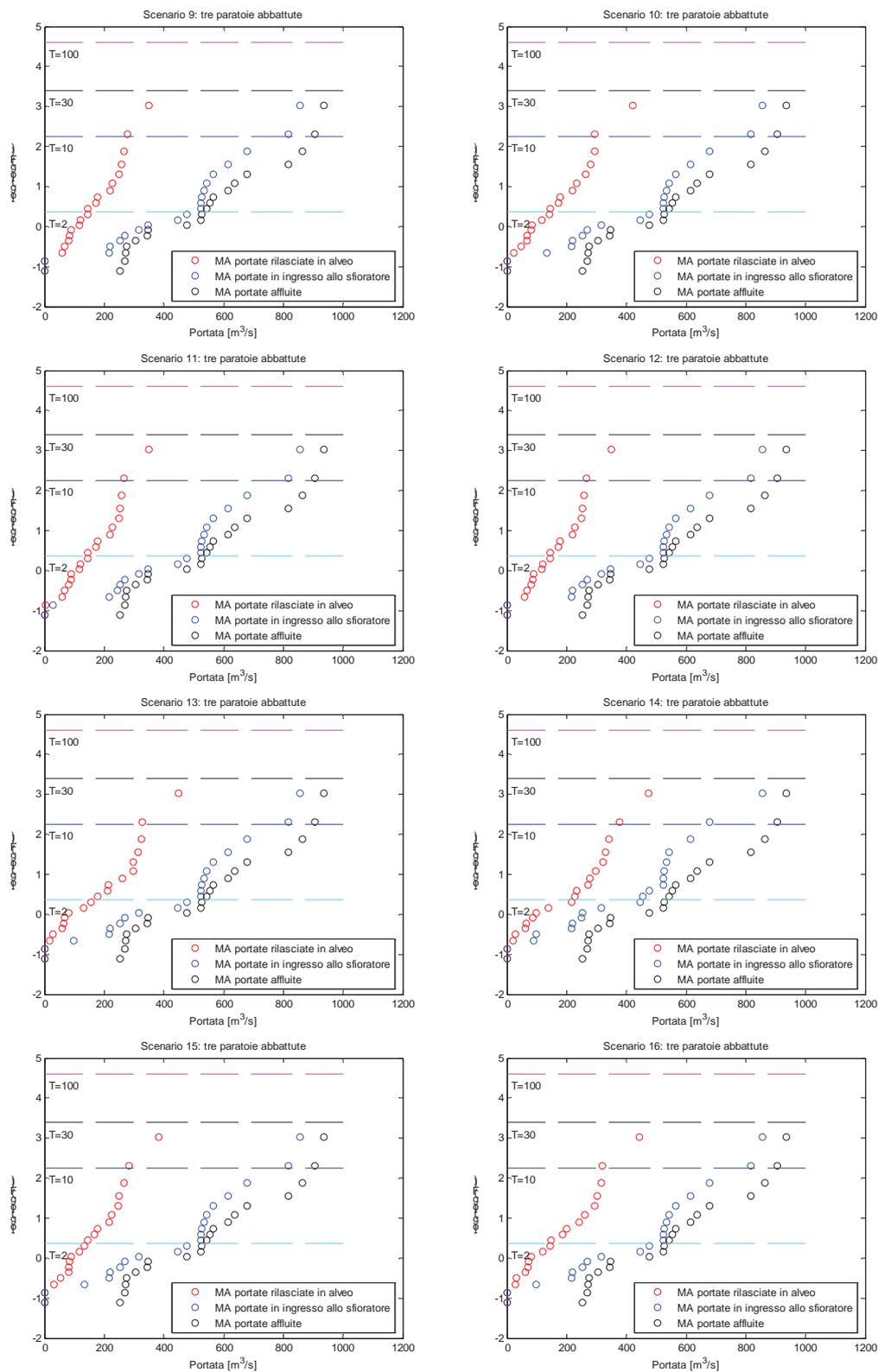


Figura 5-120. Mitigazione del rischio. Scenari 9-16, periodo '33-'63.

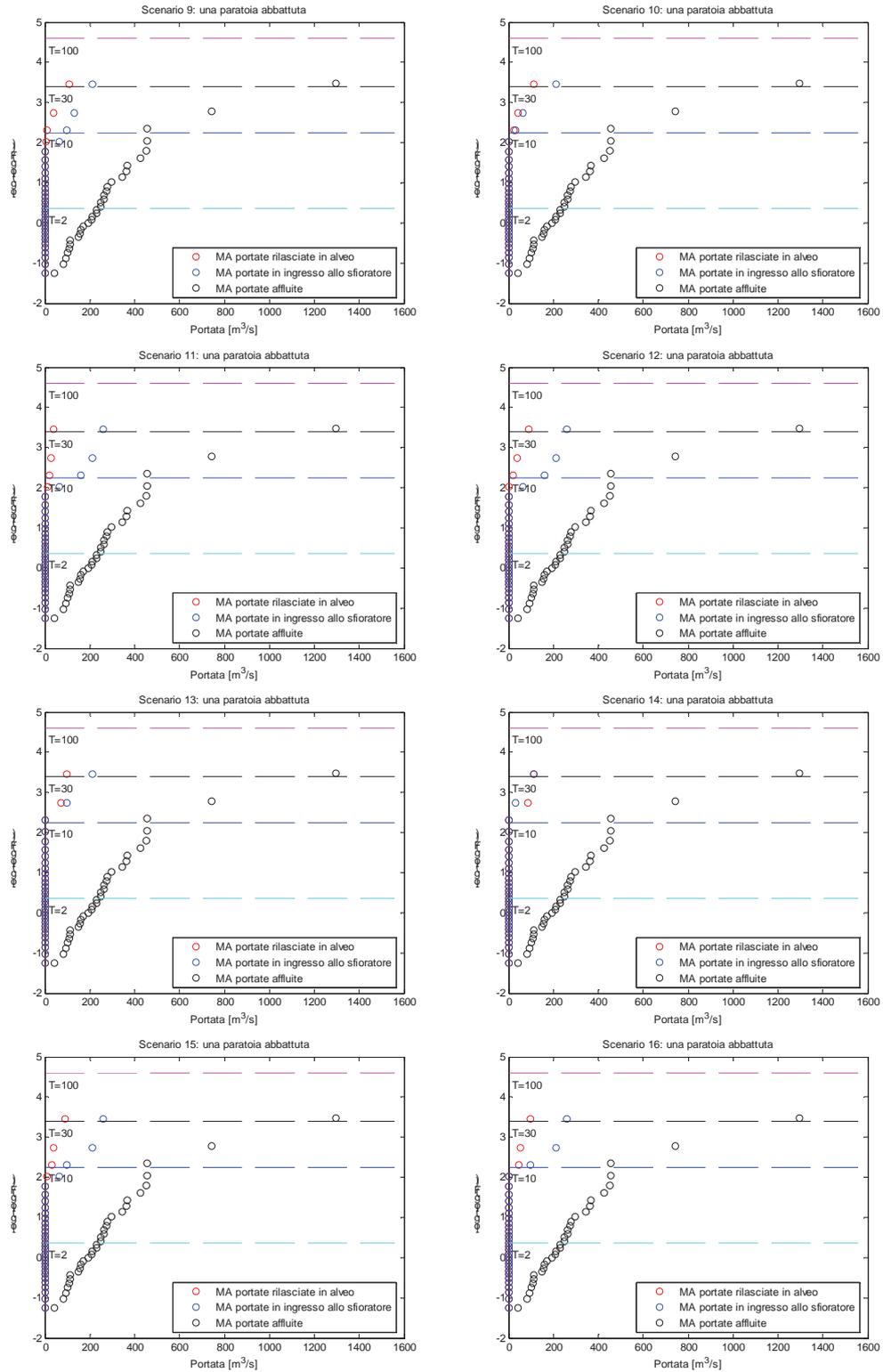


Figura 5-121. Mitigazione del rischio. Scenari 9-16, periodo '72-'05.

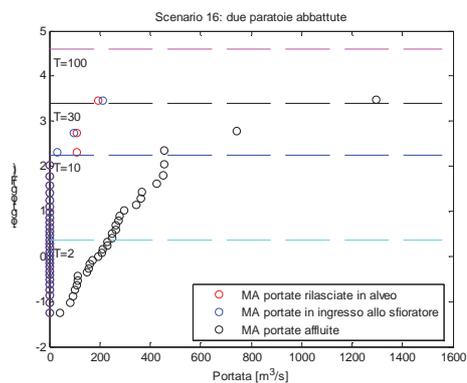
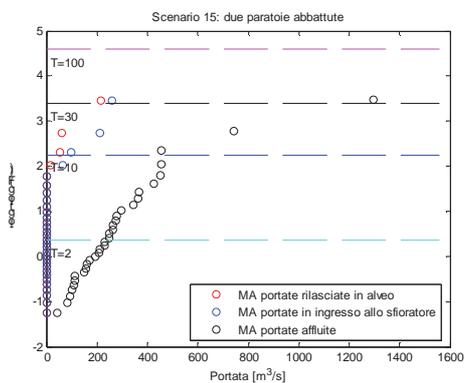
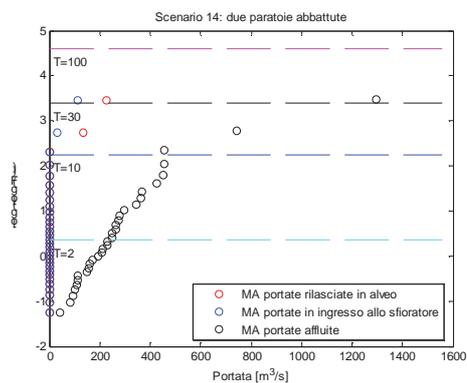
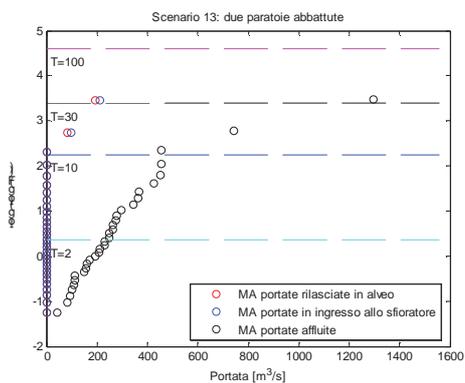
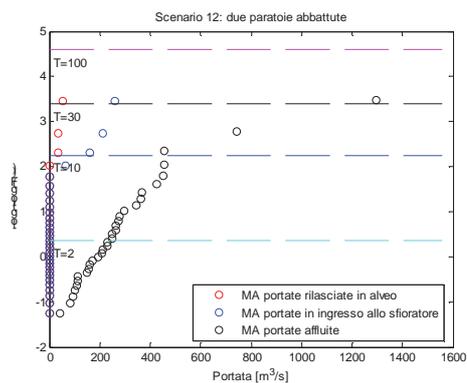
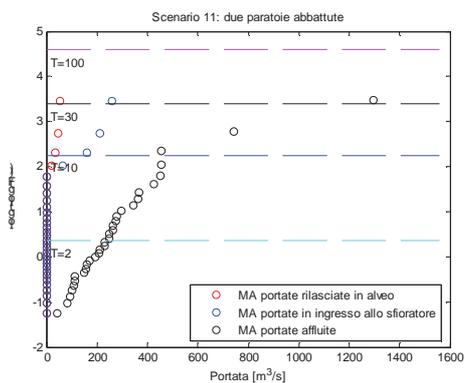
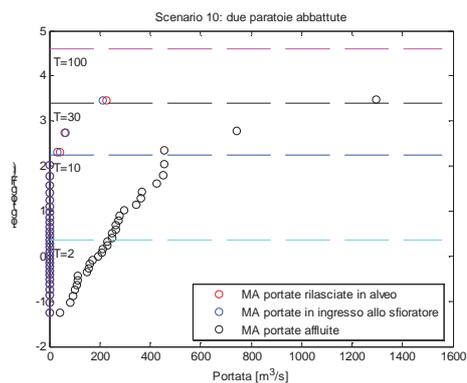
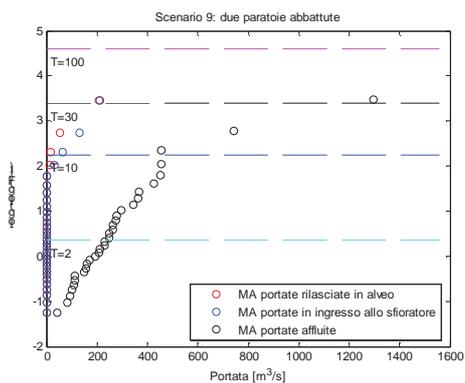
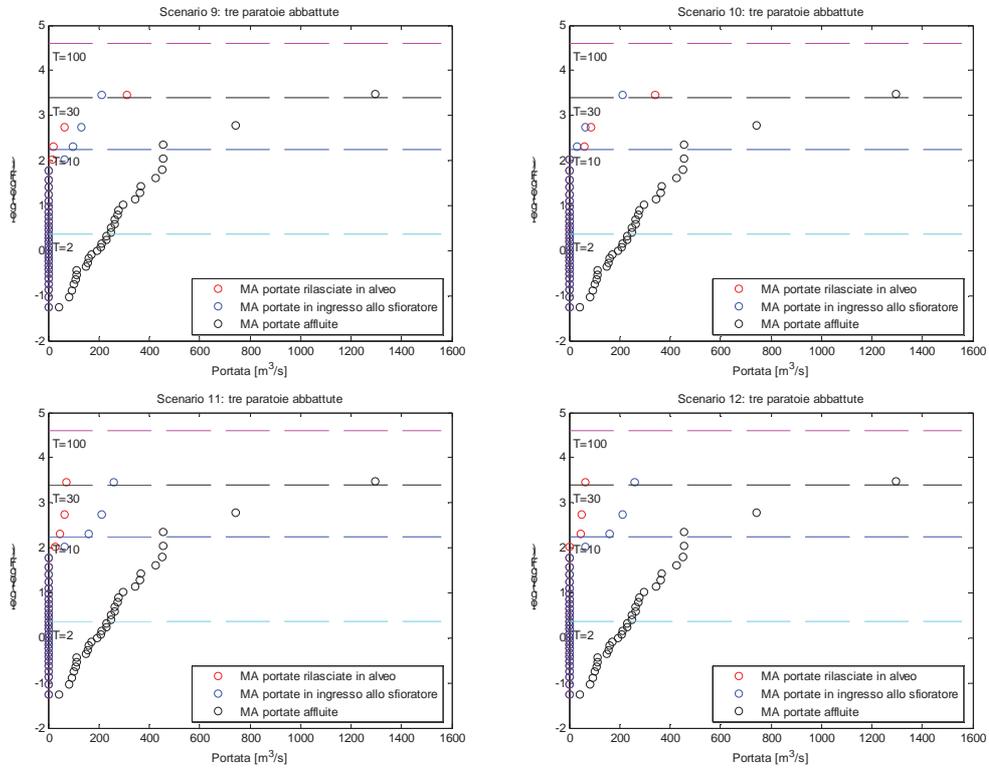


Figura 5-122. Mitigazione del rischio. Scenari 9-16, periodo '72-'05.



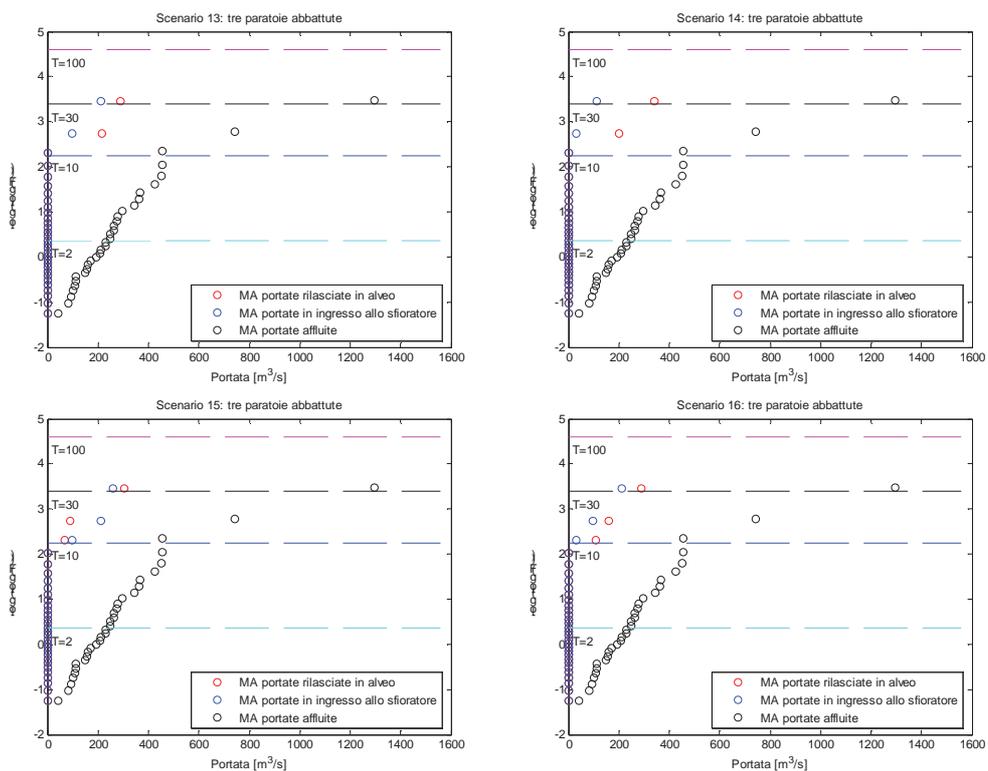


Figura 5-123. Mitigazione del rischio. Scenari 9-16, periodo '72-'05.

5.4 Individuazione degli scenari operativi di gestione – aggiornamento post 2009

In ottemperanza a quanto richiesto nella nota N. 3407 del 25/05/2009 del Servizio Protezione Civile - Regione Puglia, in questa sezione si riportano le risultanze dovute alle integrazioni alla proposta di Piano di Laminazione susseguenti agli eventi verificatisi nel marzo e aprile 2009 che hanno dato luogo ad una prima applicazione sperimentale del Piano stesso.

Il periodo preso in considerazione va dal 1 settembre 2004 al 31 maggio 2009 per il quale il Consorzio di Bonifica di Capitanata ha reso disponibili le misurazioni dei livelli diga con cadenza oraria unitamente alle quote assunte dalle paratoie mobili.

Attraverso tali dati è stato possibile, attraverso un semplice bilancio volumetrico che tiene conto della curva dei volumi d'invaso, pervenire, sia pure con qualche approssimazione (si veda in proposito il paragrafo 5.1 della presente relazione), alla stima delle onde di piena affluite all'invaso ed a quelle sfiorate attraverso gli organi di superficie. Sulla base di tali dati, in considerazione della particolare anomalia del periodo invernale e primaverile del 2009 sotto il profilo climatico e idrologico, è quindi possibile pervenire ad una revisione delle quote fornite in questa proposta di Piano di Laminazione.

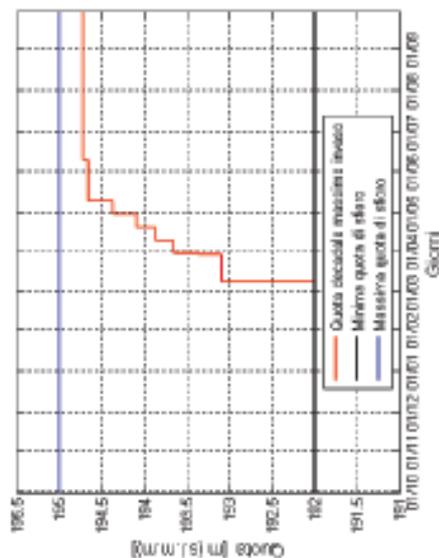
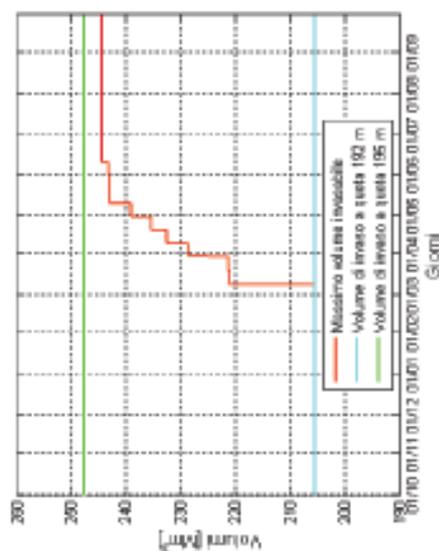
Si ritiene utile rielaborare i primi quattro scenari di riferimento, già presentati nella sezione 5.3 (scenari 9, 10, 11 e 12), essendo questi determinati sulla base delle serie storiche di portata misurate negli anni 1933-1965.

Si evidenzia che le quote riportate in tabella si riferiscono ai valori limite del livello lago, a tali quote potranno pertanto attestarsi le paratoie solo in caso di afflussi all'invaso nulli o trascurabili. Laddove invece si abbia una presenza di afflussi significativi, derivanti dalla code di esaurimento delle piene naturali che si formano a monte della diga, è necessario mantenere, per periodi di tempo commisurati alla lunghezza delle code, il livello delle paratoie convenientemente al di sotto di tali quote onde consentire il necessario sfioro di tali portate naturali e, contestualmente, che il livello lago venga riportato, il piu' rapidamente possibile e compatibilmente con il rispetto dei valori limite delle portate scaricate, ai valori previsti dal piano. Tale precisazione potrebbe apparire superflua considerato che la metodologia esposta nel piano individua tali valori limite ponendoli pari ai volumi che si possono prevedere in

afflusso nei diversi periodi dell'anno e per prefissato tempo di ritorno, per i quali è opportuno riservare "capienza" all'interno dell'invaso. Tuttavia non può esservi alcuna possibilità di diversa interpretazione in quanto ai sensi della Direttiva del presidente del Consiglio dei Ministri del 27 febbraio 2004 con la quale sono stati definiti gli "Indirizzi operativi per la gestione organizzativa e funzionale del sistema di allertamento nazionale e regionale per il rischio idrogeologico ed idraulico ai fini della protezione civile", il programma statico di laminazione *"prevede il mantenimento, con continuità e durante i periodi dell'anno valutati critici per il verificarsi di eventi di piena, di una quota di vaso minore della quota di esercizio autorizzata"*. Ad ogni buon conto, onde evitare in futuro ogni possibile fraintendimento, la dicitura riportata nelle tabelle quivi presentate viene indicata come "quota di vaso", nel rispetto della predetta direttiva e senza che sia mutata affatto la procedura della sua determinazione, a meno dell'averne incluso nelle serie storiche, su richiesta di codesto ufficio, i valori degli afflussi verificatisi nel periodo settembre 2004 - maggio 2009.

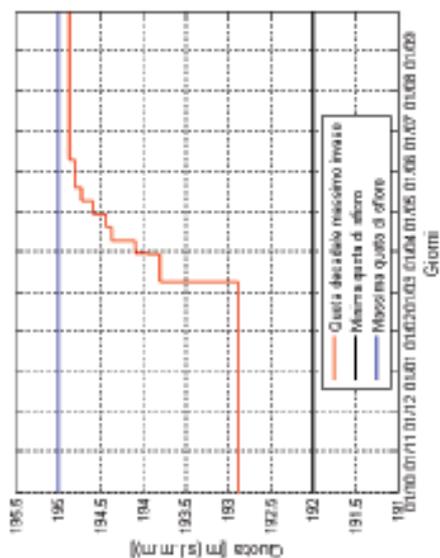
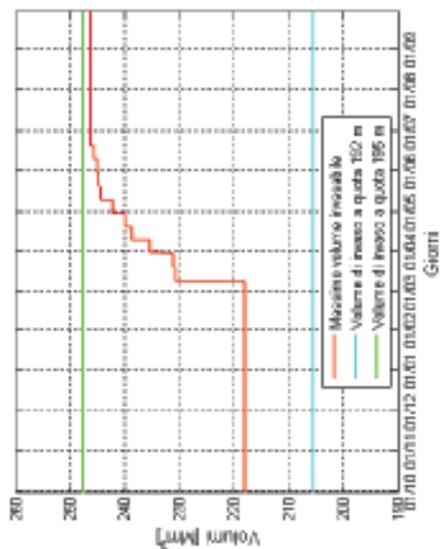
Si riscontra infine che le variazioni ottenute per le quote di vaso risultano sostanzialmente di modesta entità. In particolare, gli scenari 1 e 3 che sono stati utilizzati nel corso del periodo inverno-primavera 2009 subiscono, solo per il periodo 1-20 aprile, variazioni di rispettivamente circa 15 e 20 cm. Minori sono le variazioni sullo scenario 2 mentre lo scenario 4 rimane invariato. Tali variazioni, se pur significative sotto il profilo statistico, di fatto non alterano le caratteristiche di efficacia della mitigazione di cui si riferisce ai paragrafi 5.2 e 5.3 della presente relazione.

Scenario I -'09 ($\Delta t = 7$ giorni, $T = 10$ anni)



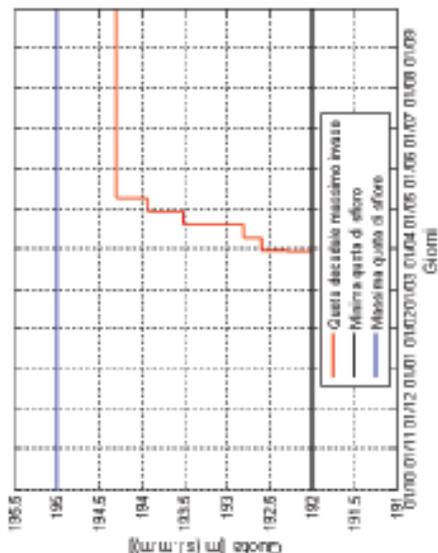
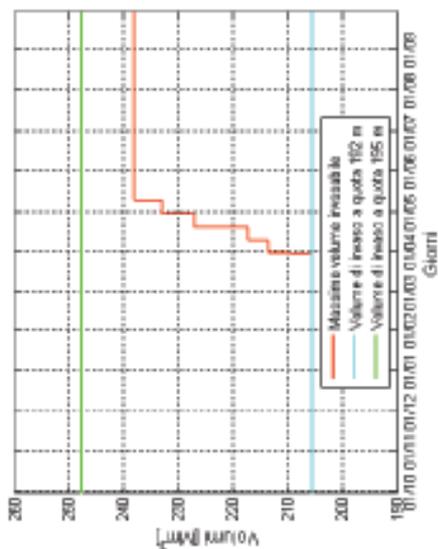
Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192.00	42.17	1 maggio - 10 maggio	194.36	8.49	1 Settembre - 10 Settembre	194.72	3.25
11 Gennaio - 20 Gennaio	192.00	42.17	11 Maggio - 20 Maggio	194.65	4.64	11 Settembre - 20 Settembre	194.72	3.25
21 Gennaio - 30 Gennaio	192.00	42.17	21 Maggio - 31 Maggio	194.65	4.64	21 Settembre - 30 Settembre	194.72	3.25
31 Gennaio - 9 Febbraio	192.00	42.17	1 Giugno - 10 Giugno	194.65	4.43	1 Ottobre - 31 Dicembre	192.00	42.17
10 Febbraio - 19 Febbraio	192.00	42.17	11 Giugno - 20 Giugno	194.72	3.25			
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192.00	42.17	21 Giugno - 30 Giugno	194.72	3.25			
1° Marzo - 10 Marzo	192.00	42.17	1 Luglio - 10 Luglio	194.72	3.25			
11 Marzo - 20 Marzo	193.01	26.62	11 Luglio - 20 Luglio	194.72	3.25			
21 Marzo - 31 Marzo	193.01	26.62	21 Luglio - 31 Luglio	194.72	3.25			
1 Aprile - 10 Aprile	193.65	18.94	1 Agosto - 10 Agosto	194.72	3.25			
11 Aprile - 20 Aprile	193.66	15.08	11 Agosto - 20 Agosto	194.72	3.25			
21 Aprile - 30 Aprile	194.08	12.19	21 Agosto - 31 Agosto	194.72	3.25			

Scenario 2 - '09 ($\Delta t = 7$ giorni, $T = 5$ anni)



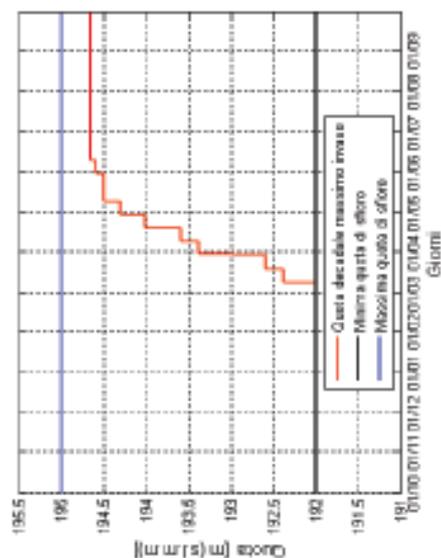
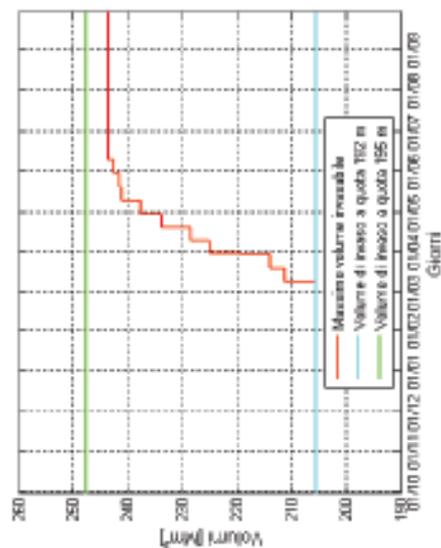
Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192.87	29.53	1 maggio - 10 maggio	194.58	5.49	1 Settembre - 10 Settembre	194.86	1.88
11 Gennaio - 20 Gennaio	192.87	29.53	11 Maggio - 20 Maggio	194.72	3.21	11 Settembre - 20 Settembre	194.86	1.88
21 Gennaio - 30 Gennaio	192.87	29.53	21 Maggio - 31 Maggio	194.79	2.84	21 Settembre - 30 Settembre	194.86	1.88
31 Gennaio - 9 Febbraio	192.87	29.53	1 Giugno - 10 Giugno	194.79	2.61	1 Ottobre - 31 Dicembre	192.87	29.53
10 Febbraio - 19 Febbraio	192.87	29.53	11 Giugno - 20 Giugno	194.86	1.88			
20 Febbraio - 29/29 febbraio	192.87	29.53	21 Giugno - 30 Giugno	194.86	1.88			
1° Marzo - 10 Marzo	192.87	29.53	1 Luglio - 10 Luglio	194.86	1.88			
11 Marzo - 20 Marzo	193.79	16.91	11 Luglio - 20 Luglio	194.86	1.88			
21 Marzo - 31 Marzo	193.79	16.56	21 Luglio - 31 luglio	194.86	1.88			
1 Aprile - 10 Aprile	194.06	12.15	1 Agosto - 10 Agosto	194.86	1.88			
11 Aprile - 20 Aprile	194.36	9.02	11 Agosto - 20 Agosto	194.86	1.88			
21 Aprile - 30 Aprile	194.43	7.70	21 Agosto - 31 Agosto	194.86	1.88			

Scenario 3 – '09 ($\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni)



Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192.00	42.17	1 maggio - 10 maggio	193.93	14.66	1 Settembre - 10 Settembre	194.29	9.57
11 Gennaio - 20 Gennaio	192.00	42.17	11 Maggio - 20 Maggio	194.29	9.57	11 Settembre - 20 Settembre	194.29	9.57
21 Gennaio - 30 Gennaio	192.00	42.17	21 Maggio - 31 Maggio	194.29	9.57	21 Settembre - 30 Settembre	194.29	9.57
31 Gennaio - 9 Febbraio	192.00	42.17	1 Giugno - 10 Giugno	194.29	9.57	1 Ottobre - 31 Dicembre	192.00	42.17
10 Febbraio - 19 Febbraio	192.00	42.17	11 Giugno - 20 Giugno	194.29	9.57			
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192.00	42.17	21 Giugno - 30 Giugno	194.29	9.57			
1° Marzo - 10 Marzo	192.00	42.17	1 Luglio - 10 Luglio	194.29	9.57			
11 Marzo - 20 Marzo	192.00	42.17	11 Luglio - 20 Luglio	194.29	9.57			
21 Marzo - 31 Marzo	192.00	42.17	21 Luglio - 31 luglio	194.29	9.57			
1 Aprile - 10 Aprile	192.58	34.01	1 Agosto - 10 Agosto	194.29	9.57			
11 Aprile - 20 Aprile	192.80	30.46	11 Agosto - 20 Agosto	194.29	9.57			
21 Aprile - 30 Aprile	193.51	20.61	21 Agosto - 31 Agosto	194.29	9.57			

Scenario 4 - '09 ($\Delta t = 15$ giorni, $T = 5$ anni)



Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192.00	42.17	1 maggio - 10 maggio	194.29	10.01
11 Gennaio - 20 Gennaio	192.00	42.17	11 Maggio - 20 Maggio	194.50	6.48
21 Gennaio - 30 Gennaio	192.00	42.17	21 Maggio - 31 Maggio	194.50	6.17
31 Gennaio - 9 Febbraio	192.00	42.17	1 Giugno - 10 Giugno	194.58	5.11
10 Febbraio - 19 Febbraio	192.00	42.17	11 Giugno - 20 Giugno	194.65	4.09
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192.00	42.17	21 Giugno - 30 Giugno	194.65	4.09
1° Marzo - 10 Marzo	192.00	42.17	1 Luglio - 10 Luglio	194.65	4.09
11 Marzo - 20 Marzo	192.30	36.37	11 Luglio - 20 Luglio	194.65	4.09
21 Marzo - 31 Marzo	192.51	33.71	21 Luglio - 31 luglio	194.65	4.09
1 Aprile - 10 Aprile	193.37	22.68	1 Agosto - 10 Agosto	194.65	4.09
11 Aprile - 20 Aprile	193.58	19.19	11 Agosto - 20 Agosto	194.65	4.09
21 Aprile - 30 Aprile	194.01	13.89	21 Agosto - 31 Agosto	194.65	4.09
			1 Settembre - 10 Settembre	194.65	4.09
			11 Settembre - 20 Settembre	194.65	4.09
			21 Settembre - 30 Settembre	194.65	4.09
			1 Ottobre - 31 Dicembre	192.00	42.17

Appendice 1. Stima dei tempi caratteristici della risposta idrologica del bacino

In questa sezione del rapporto vengono riportate le metodologie di stima del tempo di ritardo del bacino idrografico sotteso alla diga, del tempo di corrivazione e del tempo di base dell'onda di piena triangolare adottata per le valutazioni connesse all'effetto di laminazione dell'invaso.

Per tali valutazioni si è fatto preliminarmente riferimento a valutazioni classiche relative alla stima del tempo di corrivazione e del tempo di ritardo del bacino idrografico. Si è inoltre utilizzato uno degli strati informativi del modello DREAM adoperato per la rappresentazione dei processi idrologici che si svolgono all'interno del bacino idrografico. In particolare il modello DREAM (sezione 3.2) utilizza una mappa dei tempi di corrivazione relativi ad ogni cella del bacino.

La stima dei suddetti tempi di percorrenza è effettuata individuando per ogni cella il percorso di corrivazione a valle della stessa e stimando la velocità dell'acqua per ogni percorso in funzione delle informazioni di pendenza e dell'uso del suolo. Per ogni cella il flusso è diretto lungo le linee di massima pendenza ed è ottenuta con l'ipotesi di velocità locale costante. I percorsi, in alveo e lungo i versanti, vengono determinati sulla base delle caratteristiche topografiche del bacino, descritto mediante un DEM con una risoluzione di 250 m. La velocità in ogni cella è determinata usando l'ipotesi di velocità locale costante assumendo il raggio idraulico ed il coefficiente di scabrezza del terreno che non cambiano durante l'evento di piena.

In particolare il tempo di residenza ovvero il tempo per raggiungere la sezione di chiusura, è calcolato come il tempo richiesto per le particelle d'acqua per viaggiare sui versanti e lungo il reticolo idrografico che collega la cella alla sezione di chiusura del bacino. La velocità di ruscellamento o più in generale del flusso sia sui versanti che nel reticolo sono determinate mediante l'equazione di Manning, dove il coefficiente di scabrezza (n) è assegnato in funzione dell'uso del suolo ed il raggio idraulico (R) è considerato come caratteristica statica locale. La mappa dei tempi di corrivazione del bacino è ottenuta in ambiente GIS, attraverso l'estrazione delle informazioni topografiche ed idrologiche dai dati spaziali digitali del bacino. Le

direzioni di deflusso sono assegnate usando il metodo D8 che associa ad ogni cella una delle sue otto vicine, sia adiacenti che vicine in diagonale, nella direzione in cui si misura la massima pendenza (O'Callaghan & Mark, 1984)³.

Il raggio idraulico è stato valutato attraverso l'area di drenaggio a monte di ogni cella. In particolare, è stata usata un'equazione dedotta sulla base del rapporto stimato tra il raggio idraulico e la portata (Albertson & Simons, 1964)⁴, suggerendo:

$$R = R_{\max} \left(\frac{A}{A_{\max}} \right)^{0.26} \quad \text{Eq. 1}$$

Il raggio idraulico lungo il reticolo è funzione dell'area di drenaggio a monte di ogni cella, così come espresso nel equazione di sopra, e del parametro Rmax che rappresenta il parametro di taratura per il processo di corrivazione; esso infatti condiziona i tempi di risposta dell'intero bacino.

Pertanto si è stimato un tempo di corrivazione pari a circa 11.3 ore ed un tempo di ritardo (valutato come media dei tempi di percorrenza) pari a circa 5 ore.

Il rapporto (k) tempo di base/tempo di picco dell'idrogramma teorico è stato stimato confrontando la piena teorica con le portate registrate in corrispondenza dell'evento del marzo 2005 riportate nella "relazione analisi idrologica" del PAI.

³ O'Callaghan, J.F. & Mark, D.M. (1984), The Extraction of Drainage Networks From Digital Elevation Data, Computer Vision, Graphics and Image Processing, 28: 328-344.

⁴ Albertson, M.L., & Simons, D.B. (1964), Fluid mechanics. Pages 7-1 - 7-49 in V. T. Chow, ed. Handbook of Applied Hydrology. McGraw Hill Book Co., New York.

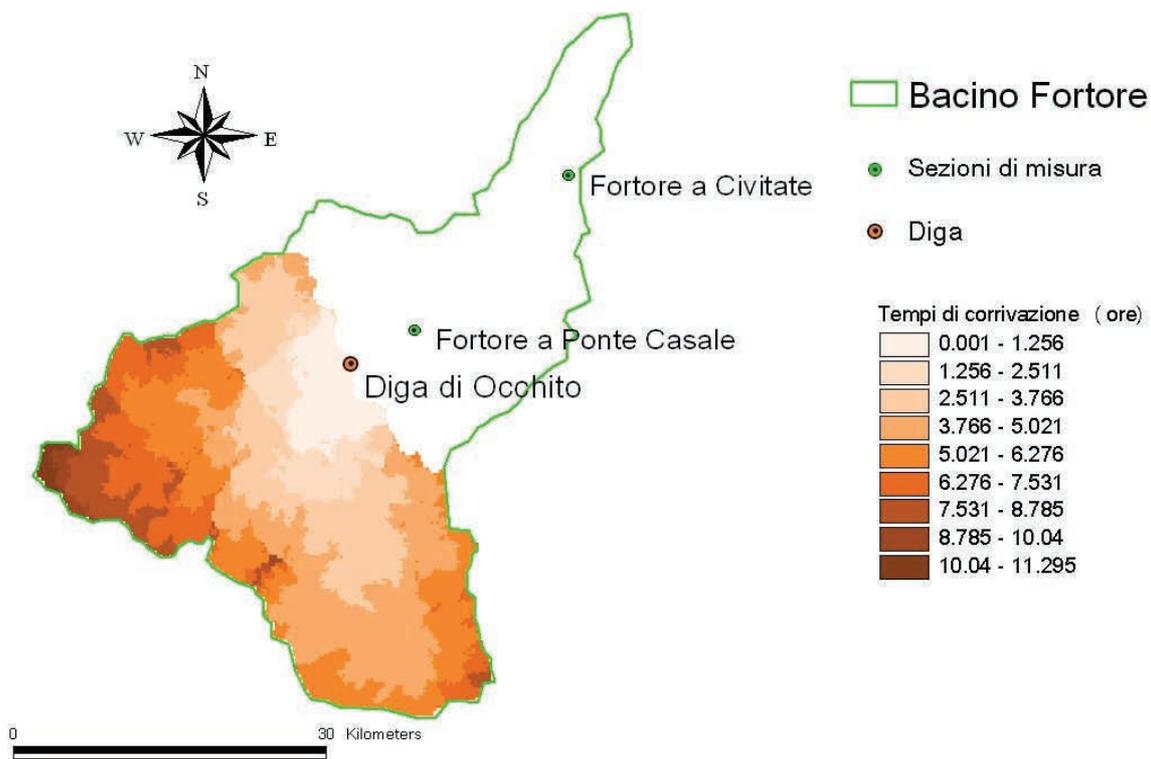


Figura 5-124 Tempi di corrivazione del bacino idrografico chiuso alla diga.

Appendice 2. Stima della legge di riduzione dei colmi di piena – piena di progetto

Per le simulazioni effettuate nel presente rapporto è stata utilizzata, per semplicità di calcolo, un'onda di piena in ingresso di forma triangolare caratterizzata da una durata della fase ascendente pari al massimo tempo di corrivazione ($T_c = 11.3$ ore) del bacino idrografico calcolato alla sezione della diga, durata ($k \cdot T_c$) pari a 3 volte il tempo di corrivazione ricavato sulla base della osservazione di eventi reali (es: 4 marzo 2005). Tale assunzione peraltro è a vantaggio di sicurezza in relazione ai volumi in transito in quanto tale piena teorica, indipendentemente dalla scelta del tempo di base dell'idrogramma di piena, è caratterizzata da un colmo pari a due volte la portata media, e, come viene mostrato in questo paragrafo, genera un volume maggiore di quello corrispondente ad un'onda con lo stesso valore del colmo di piena e forma generica caratterizzata da un coefficiente di riduzione del colmo di piena, statisticamente significativo, ricavato utilizzando la metodologia riportata in Brath et al. (1994)⁵.

In particolare a partire dalla serie storica delle portate al colmo di piena massime annue osservate relativamente alla sezione della diga, si è stimata la piena indice che è risultata pari a $561,54 \text{ m}^3/\text{s}$; tramite tale valore si è potuto ricavare la media dei massimi annuali delle portate corrispondenti ad una prefissata durata D sfruttando la legge di riduzione delle medie ε_D' ricavata mediante la relazione:

$$\varepsilon_D' = \frac{\mu(Q_D)}{\mu(Q)}$$

in cui $\mu(Q)$ e $\mu(Q_D)$ indicano rispettivamente la media dei massimi annuali delle portate al colmo (piena indice) e di quelle medie nella durata D .

⁵ Brath A., Fiorentino M., Villani P. (1994), Valutazione dei volumi di piena a frequenza assegnata, In: Copertino, V. A. e Fiorentino, M., (a cura di), Valutazione delle piene in Puglia, 177-209, DIFA-Università della Basilicata e CNR-GNDCI, Potenza.

il coefficiente di riduzione delle media è stato stimato mediante la seguente relazione empirica proposta da NERC⁶ (1975) :

$$\varepsilon_{D,R} = \left(1 + \frac{D}{t^*}\right)^{b-1}$$

in cui D è la durata, t* rappresenta un tempo caratteristico della risposta del bacino stimato da Silvagni (1984)⁷ pari a 2,1 volte il tempo di ritardo del bacino e b viene assunto pari all'esponente della curva di probabilità pluviometrica.

Pertanto per ogni durata D, si è valutato il coefficiente di riduzione delle medie, quindi la media dei massimi annuali delle portate corrispondenti alla prefissata durata D, che moltiplicata per la stessa durata fornisce il volume della piena corrispondente; il massimo volume stimato utilizzando differenti durate (rispettivamente di 1,3,6,12,24, 34[=k*Tc] ore) è risultato pari a 25,71 Mm³, minore del volume della piena teorica con Tc = 11.3 ore e k=3 pari a 34,23 Mm³ e colmo di piena pari alla piena indice.

⁶ Nerc: Estimations of flood volumes over different durations, in Flood Studies Report, Cap.5, London, 1975.

⁷ Silvagni G.: Valutazione dei massimi deflussi di piena, Pubb. n. 489, Pubb. Ist. Idraulica, Univ. di Napoli, 1984.

Appendice 3. Manovre controllate di parziale vuotatura

In questa appendice si riportano i diagrammi di vuotamento programmato dell'invaso da condurre in condizioni di sicurezza idraulica e di tutela delle aree di esondazione per i casi di vuotamento di 1 m, 2m e 3 m con modalità che consentano di contenere le portate al colmo al di sotto di 50 m³/s. Si precisa che il diagramma a gradini rappresentato nelle figure deriva dalla modalità con cui si è effettuato il vuotamento programmato ottenuto simulando abbassamenti istantanei in predefiniti intervalli di tempo.

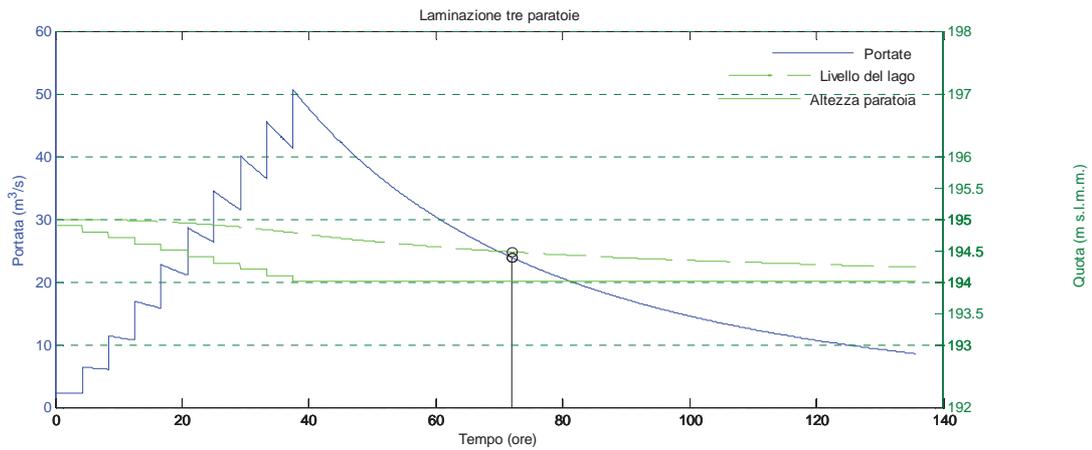


Figura 5-125 *Abbattimento graduale di tre paratoie da 195 m a 194 m con manovre di 0,1 m ogni 250 minuti.*

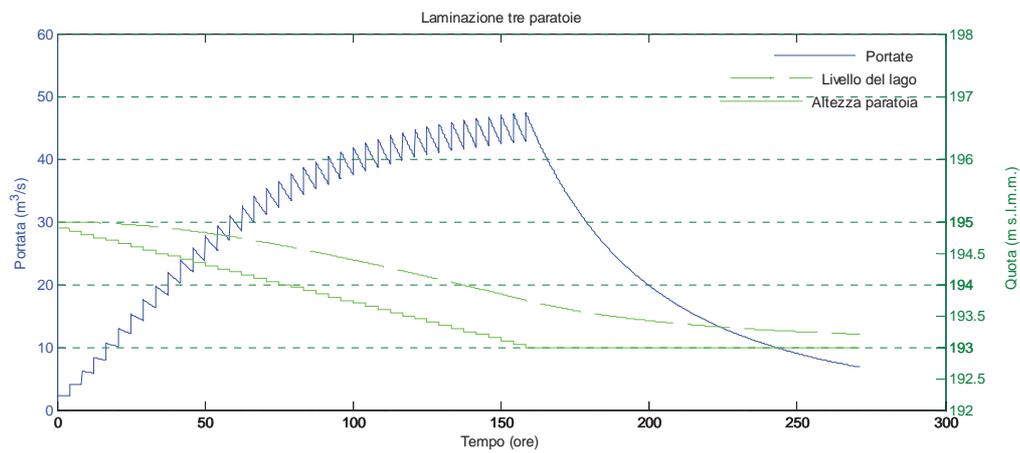


Figura 5-126 *Abbattimento graduale di tre paratoie da 195 m a 193 m con manovre di 0,05 m ogni 250 minuti.*

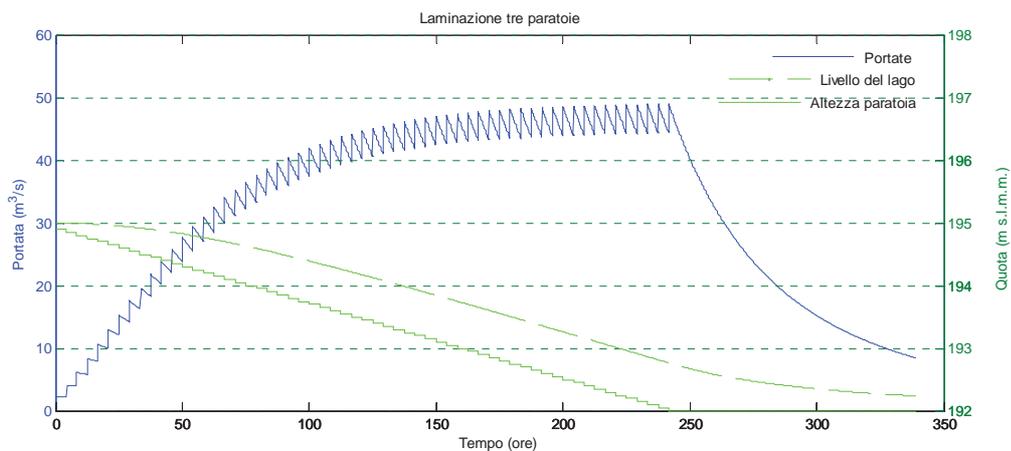


Figura 5-127 *Abbattimento graduale di tre paratoie da 195 m a 192 m con manovre di 0,05 m ogni 250 minuti.*

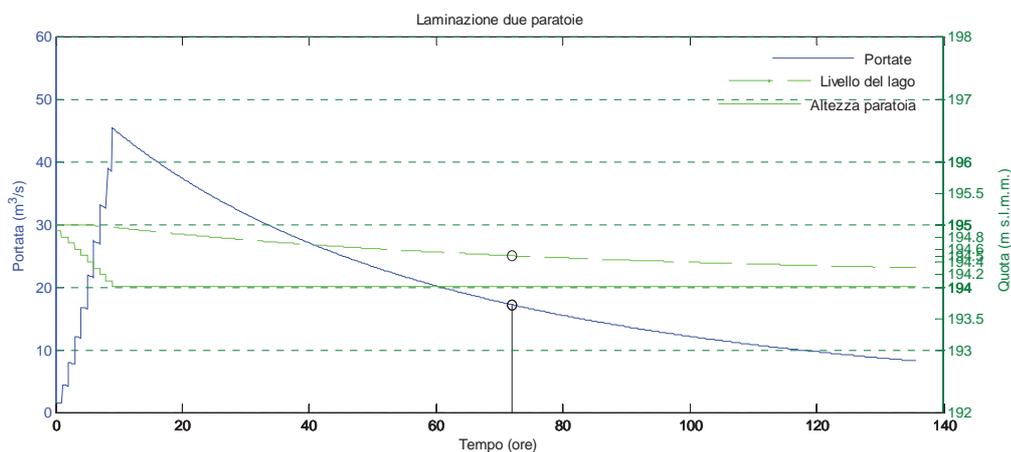


Figura 5-128 *Abbattimento graduale di due paratoie da 195 m a 194 m con manovre di 0,1 m ogni 60 minuti.*

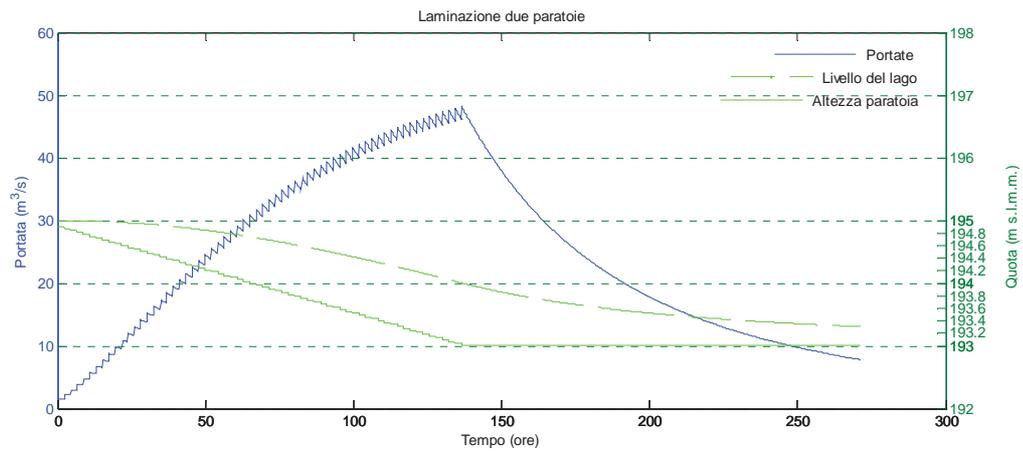


Figura 5-129 *Abbattimento graduale di due paratoie da 195 m a 193 m con manovre di 0,03 m ogni 130 minuti.*

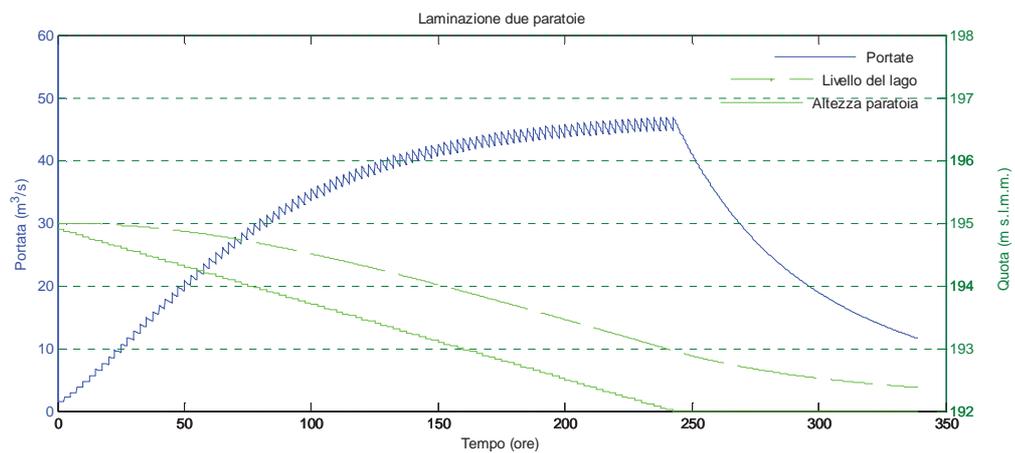


Figura 5-130 *Abbattimento graduale di due paratoie da 195 m a 192 m con manovre di 0,03 m ogni 150 minuti.*

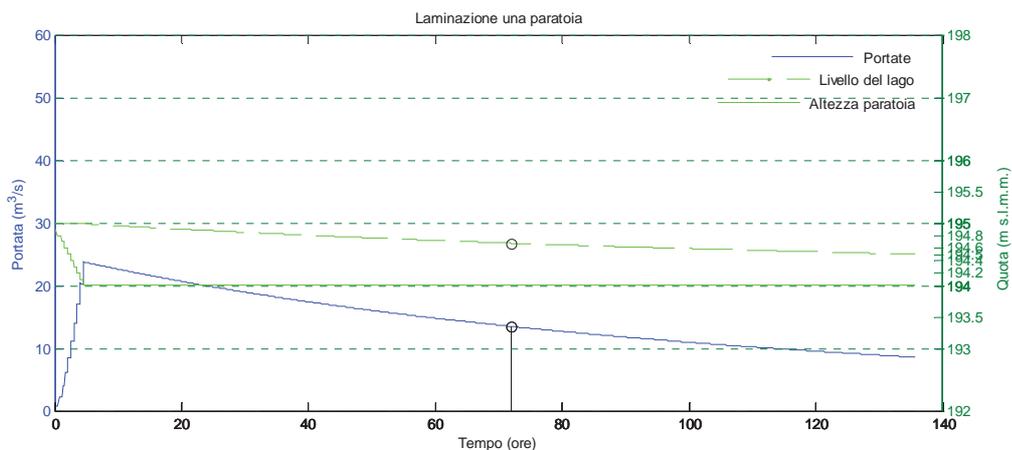


Figura 5-131 *Abbattimento graduale di una paratoia da 195 m a 194 m con manovre di 0,1 m ogni 30 minuti.*

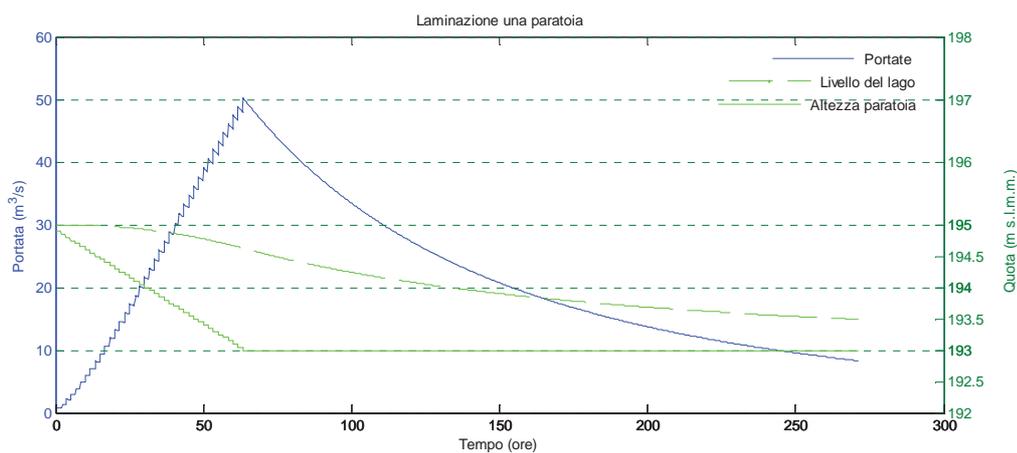


Figura 5-132 *Abbattimento graduale di una paratoia da 195 m a 193 m con manovre di 0,05 m ogni 100 minuti.*

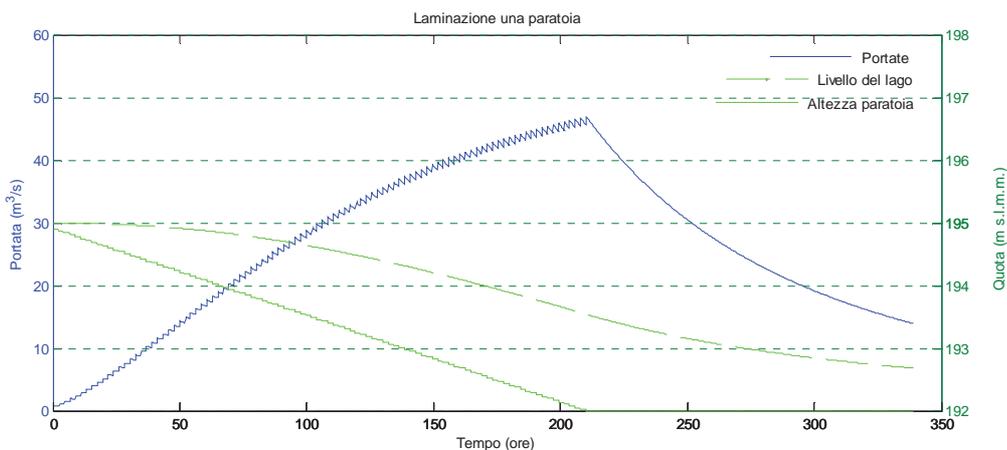


Figura 5-133 *Abbattimento graduale di una paratoia da 195 m a 192 m con manovre di 0,03 m ogni 130 minuti.*

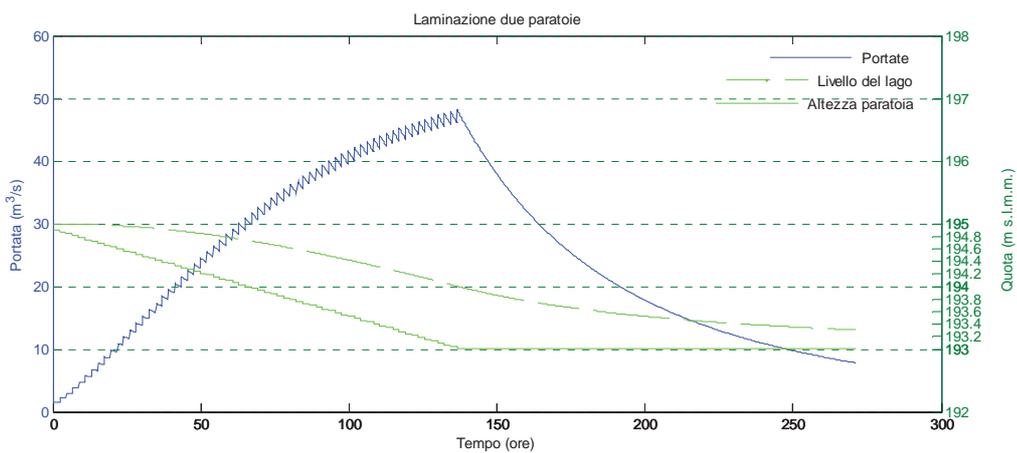


Figura 5-134 *Abbattimento graduale di due paratoie da 195 m a 193 m con manovre di 0,03 m ogni 130 minuti.*

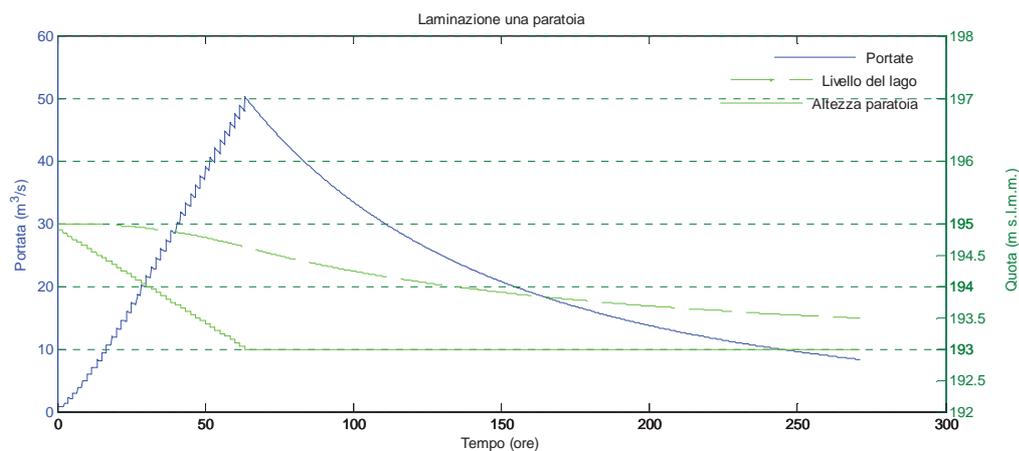


Figura 5-135 *Abbattimento graduale di una paratoia da 195 m a 193 m con manovre di 0,05 m ogni 100 minuti.*

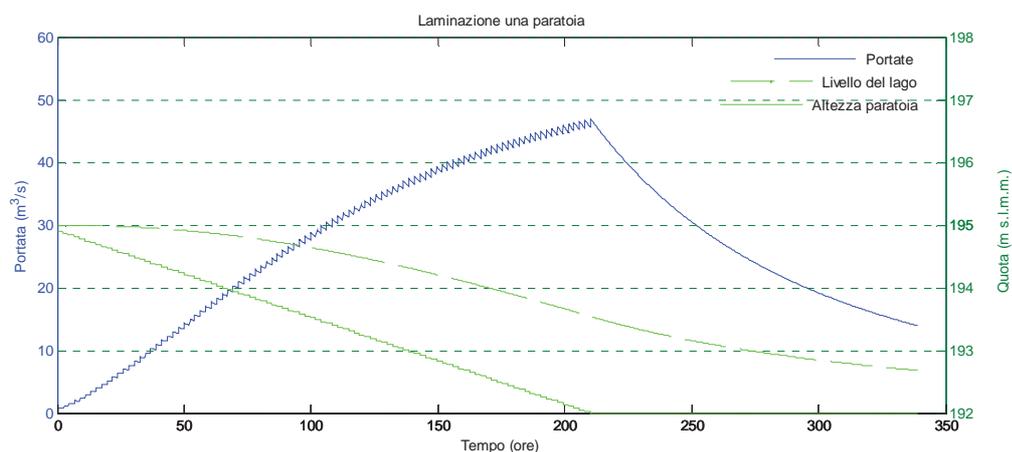


Figura 5-136 *Abbattimento graduale di una paratoia da 195 m a 192 m con manovre di 0,03 m ogni 130 minuti.*



Politecnico di Bari
Dipartimento di Ingegneria delle
Acque e di Chimica



Regione Puglia
Settore Protezione Civile

Piano di Laminazione preventivo dell'Invaso di Occhito sul Fiume Fortore

Direttiva 27.02.2004 e s.m.l., "Indirizzi operativi per la gestione organizzativa e funzionale del sistema di allertamento nazionale e regionale per il rischio idrogeologico ed idraulico ai fini di protezione civile"



RAPPORTO FINALE

Allegato 4: Aree inondabili con Flo-2D Scala 1:5000

Convenzione tra la Regione Puglia - Settore Protezione Civile ed il Politecnico di Bari - D.I.A.C.

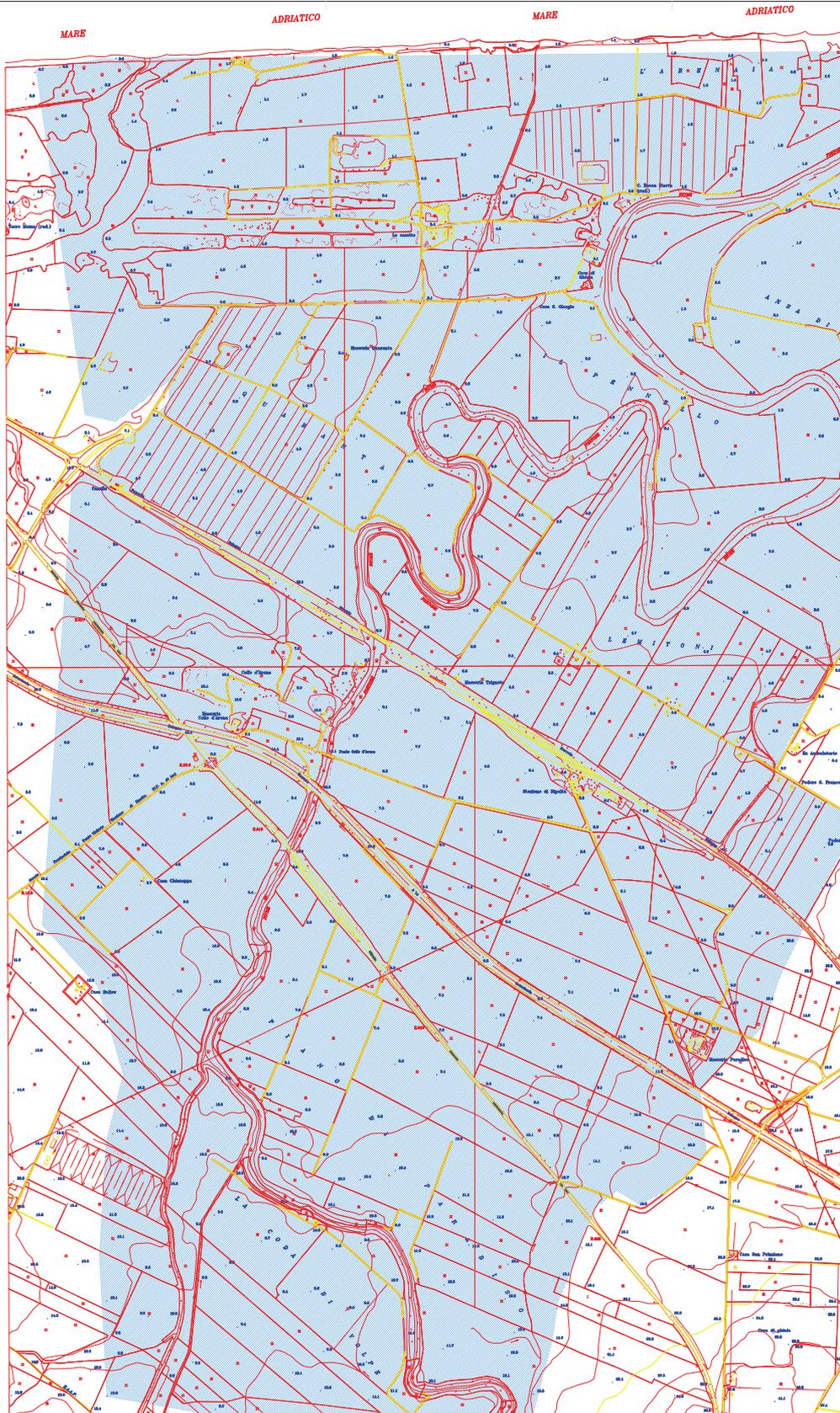
Gruppo di lavoro:

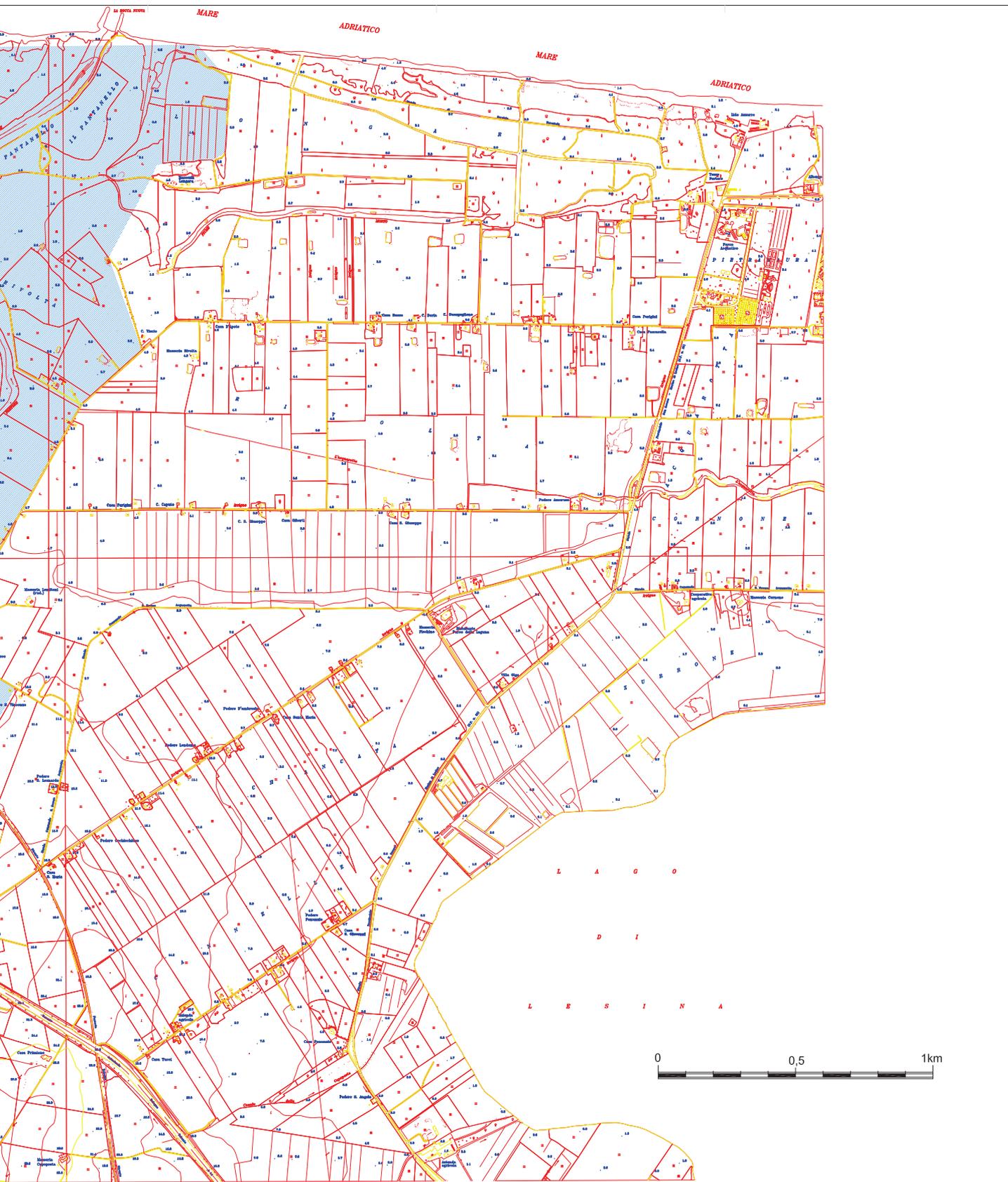
Prof. Ing. A.F. **Piccini** (Responsabile Scientifico)
 Prof. Ing. V. **Jacobellis** (Coordinatore)
 Col. V. **Lafocchia** (Consulente)
 Dott. Ing. C. **Apollonio**
 Dott. Ing. V. **Gigante**
 Dott. Ing. A. **Gicca**
 Geom. L. **Vidale**

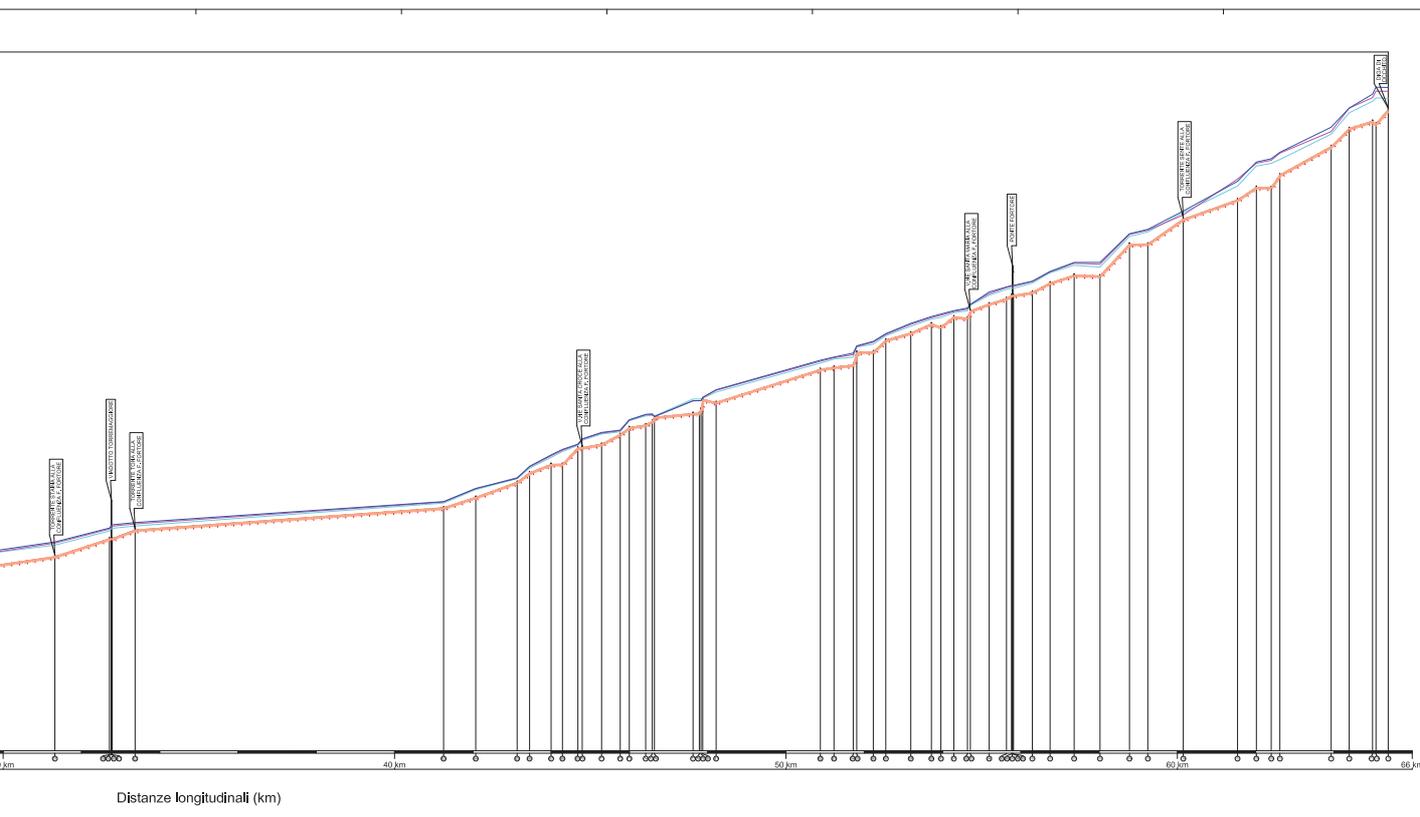
Bari 09-10-2007
 Rev. 25-05-2008
 App. 28 - 10 - 2009

LEGENDA:

-  Aree ad alta probabilità di inondazione definite dal presente studio







444-414
 Dipartimento Regionale
 Difesa Soggetti

Plano di Limitazione preventivo dell'Invaso di Occhio sul Fiume Fortore

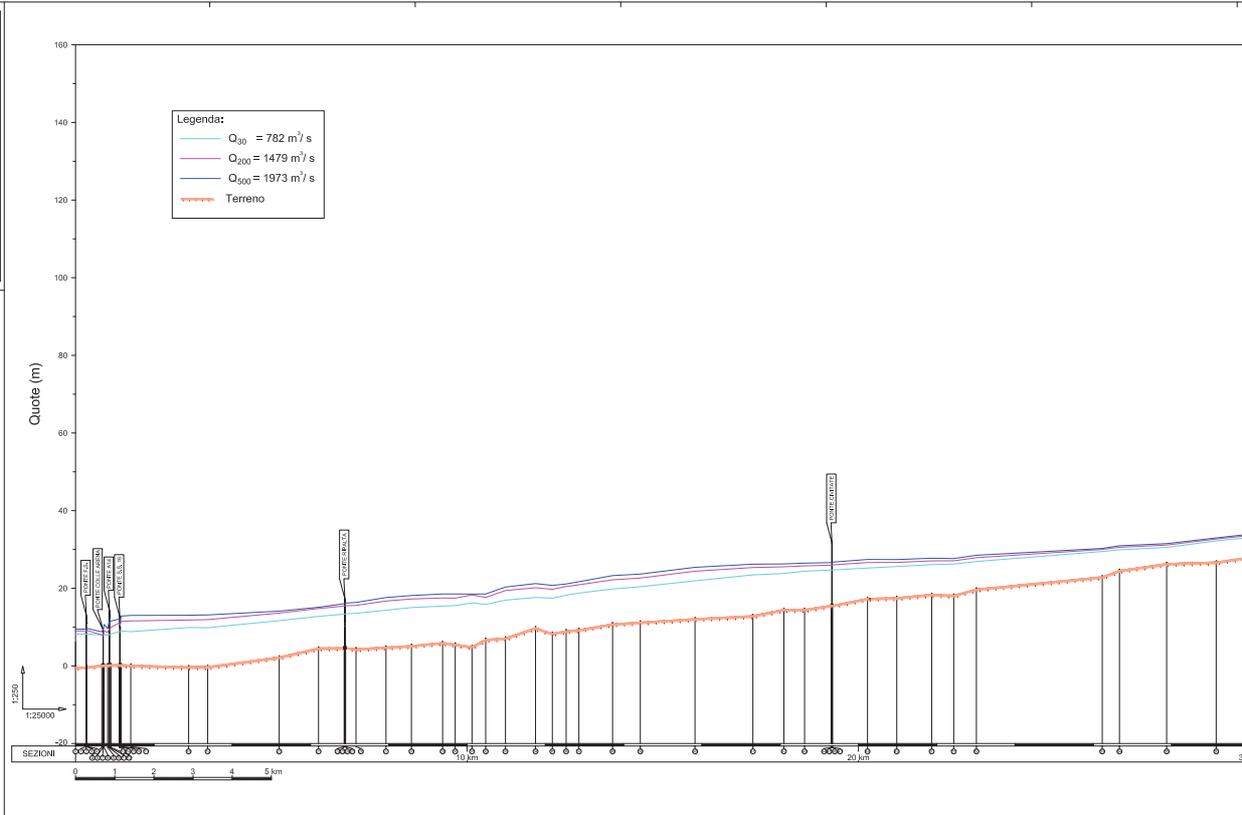
Obiettivo del Piano è quello di limitare l'espansione del territorio a rischio di alluvione, assicurando la sicurezza delle persone e dei beni, e la protezione dell'ambiente.

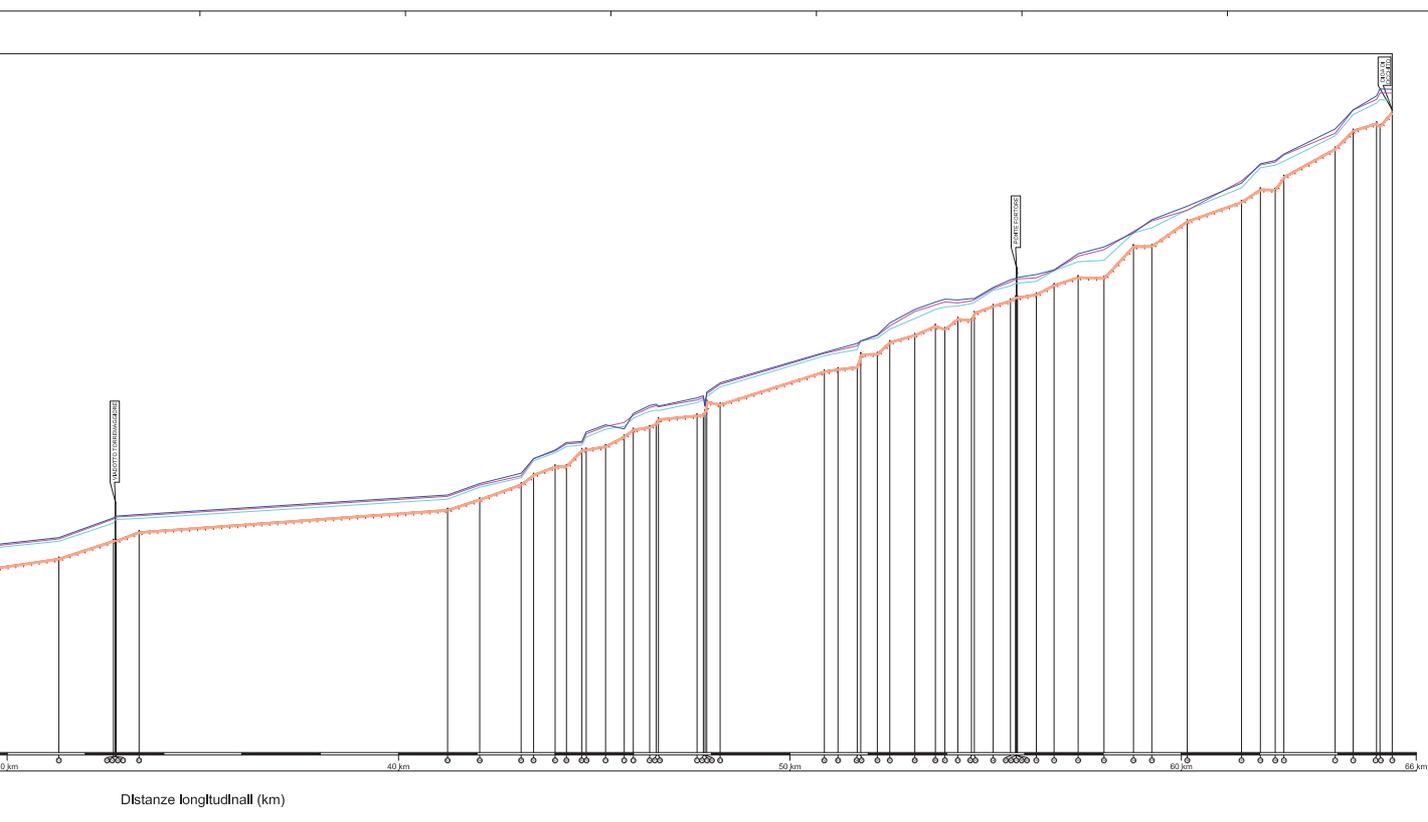
RAPPORTO FINALE

Allegato 2: Profili longitudinali delle sezioni

Commissione Regionale Puglia - Settore Protezione Civile ed E.P. Provinciale di Bari - D.R. n. 10/14

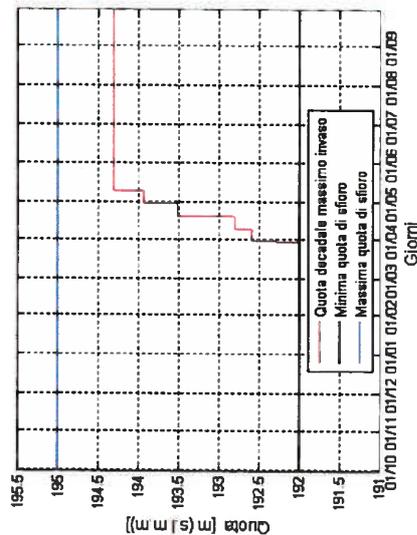
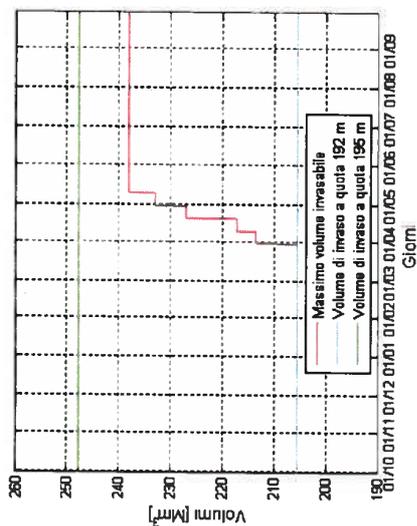
Gruppo di lavoro:
 Prof. Ing. G. M. Di Lorenzo - D.R. n. 10/14
 Ing. G. M. Di Lorenzo - D.R. n. 10/14
 Ing. G. M. Di Lorenzo - D.R. n. 10/14
 Ing. G. M. Di Lorenzo - D.R. n. 10/14
 Ing. G. M. Di Lorenzo - D.R. n. 10/14
 Ing. G. M. Di Lorenzo - D.R. n. 10/14





ALLEGATO 1
Scenario di laminazione n.3

Scenario 3 - '09 ($\Delta t = 15$ giorni, $T = 10$ anni)



Periodo	Quota di Invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]	Periodo	Quota di Invaso [m. s.l.m.]	Volume disponibile [Mm³]
1° Gennaio - 10 Gennaio	192.00	42.17	1 maggio - 10 maggio	193.93	14.66
11 Gennaio - 20 Gennaio	192.00	42.17	11 Maggio - 20 Maggio	194.29	9.57
21 Gennaio - 30 Gennaio	192.00	42.17	21 Maggio - 31 Maggio	194.29	9.57
31 Gennaio - 9 Febbraio	192.00	42.17	1 Giugno - 10 Giugno	194.29	9.57
10 Febbraio - 19 Febbraio	192.00	42.17	11 Giugno - 20 Giugno	194.29	9.57
20 Febbraio - 28/29 febbraio	192.00	42.17	21 Giugno - 30 Giugno	194.29	9.57
1° Marzo - 10 Marzo	192.00	42.17	1 Luglio - 10 Luglio	194.29	9.57
11 Marzo - 20 Marzo	192.00	42.17	11 Luglio - 20 Luglio	194.29	9.57
21 Marzo - 31 Marzo	192.00	42.17	21 Luglio - 31 luglio	194.29	9.57
1 Aprile - 10 Aprile	192.58	34.01	1 Agosto - 10 Agosto	194.29	9.57
11 Aprile - 20 Aprile	192.80	30.46	11 Agosto - 20 Agosto	194.29	9.57
21 Aprile - 30 Aprile	193.51	20.61	21 Agosto - 31 Agosto	194.29	9.57
			1 Settembre - 10 Settembre	194.29	9.57
			11 Settembre - 20 Settembre	194.29	9.57
			21 Settembre - 30 Settembre	194.29	9.57
			1 Ottobre - 31 Dicembre	192.00	42.17

ALLEGATO 2
Verbale riunione 11/07/2013

REGIONE PUGLIA



Area Politiche per la riqualificazione, la tutela e
la sicurezza ambientale e per l'attuazione delle opere pubbliche
Servizio Protezione Civile



VERBALE DELLA RIUNIONE DEL GIORNO 11 LUGLIO 2013

Sede: Protezione Civile

Oggetto: *Direttiva P.C.M. 27.02.2004* – Adozione del Piano di Laminazione della diga di Occhito sul fiume Fortore.

In data 11 luglio 2013 si è tenuta, su convocazione del Servizio Protezione Civile regionale (Prot n. 5964 del 28/06/2013), una riunione tecnica finalizzata all'esame congiunto del "*Piano di Laminazione preventivo dell'invaso di Occhito rev. del 2009*" (D.G.R. n.1698 del 21.11.2006 di affidamento dello studio), di seguito denominato "Piano" e alla definizione dello scenario da assumere quale riferimento per la laminazione delle piene sul fiume Fortore.

Premesso:

- che il Piano, redatto anche sulla base dei dati disponibili presso il Consorzio di Bonifica per la Capitanata a seguito degli eventi di piena occorsi nell'anno 2009, rappresenta una proposta metodologica finalizzata alla scelta di un programma statico di laminazione. Esso si articola su diversi probabili scenari di evento per differenti tempi di ritorno e aggregazioni temporali. Negli anni passati, il Tavolo Tecnico appositamente costituito, ha applicato in via sperimentale lo studio redatto, utilizzando come programma statico di laminazione delle piene lo scenario ritenuto il più efficace e cautelativo in relazione all' officiosità del corso d'acqua.
- Che in data 18 marzo 2010, presso la sede del Dipartimento della Protezione Civile, si è tenuta la presentazione del Piano, nel corso della quale è stato espresso unanime apprezzamento sullo studio, è stata ribadita l'importanza che lo stesso riveste in relazione alle complesse problematiche inerenti le criticità idrauliche della zona valliva del fiume Fortore ed è stata rimarcata la necessità di una formale condivisione con tutti gli Enti e Strutture interessate. In occasione della predetta riunione è emersa inoltre la necessità di corredare il Piano di una *Relazione di Sintesi* dello stesso.
- Che in occasione della stessa riunione del 18 marzo 2010 è emersa la necessità di definire, in considerazione degli elementi a rischio presenti, gli scenari di rischio idraulico a valle della diga di Occhito, e le specifiche *Procedure di Attuazione del Piano nonché dei piani di emergenza*, al fine di pervenire ad un corretto governo degli eventi di piena.

- Che il rappresentante del Consorzio per la Bonifica della Capitanata, in qualità di gestore, nell'evidenziare che la risorsa idrica dell'invaso di Occhito costituisce un approvvigionamento fondamentale per l'uso potabile e per l'economia della provincia di Foggia, fa presente che ritiene indispensabile che il piano di laminazione comunque salvaguardi la possibilità di raggiungimento della quota (195 m s.l.m.) di massima regolazione di progetto autorizzata (pur temperata con le finalità precipue del piano di laminazione), tanto per garantire la piena potenzialità di accumulo dell'opera a tutela anche degli altri interessi evidenziati.
- Che il rappresentante della Provincia di Foggia si riserva di dare formale parere sulla proposta di piano.
- Che il rappresentante dell'Autorità di Bacino Interregionale conferma il parere espresso con nota prot. N° 1498/10 del 20/09/2010 anche se si richiama la necessità di integrare lo stesso con una planimetria catastale del tratto vallivo del fiume Fortore con indicata l'area di pertinenza fluviale utilizzata per le analisi del piano di laminazione.
- Che i rappresentanti del Centro Funzionale del Molise, le cui competenze stabilite dalla Direttiva del 27/02/2004 sono esclusive al bacino di monte dell'invaso di Occhito, nell'esprimere apprezzamento per l'obiettivo di proceduralizzare le manovre di gestione con un piano di laminazione statico, conferma il precedente parere e si riserva di far pervenire eventuali ulteriori osservazioni in considerazione della recente riorganizzazione al vertice dell'A.R.P.C.
- Che il delegato del Servizio Risorse Naturali della Regione Puglia si riserva di valutare se rientra nelle competenze del Servizio esprimere parere, che in caso affermativo, sarà successivamente formalizzato.
- Che il Dirigente dell'Ufficio Coordinamento Strutture Provinciali BA/FG della Regione Puglia condivide la proposta di Piano di Laminazione.
- Che la rappresentante della Prefettura di Foggia si riserva di far conoscere il parere di competenza avendo preso atto dei pareri espressi dai rappresentanti delle Strutture tecniche convenute e, in particolar modo di quanto rilevato dal rappresentante del Consorzio per la Bonifica della Capitanata.

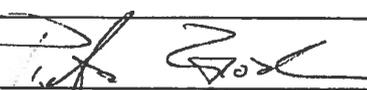
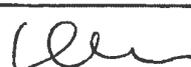
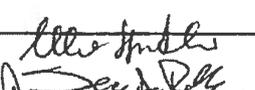
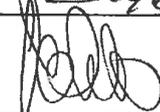
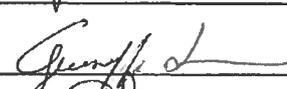
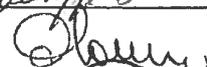
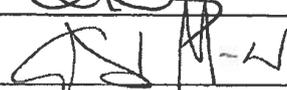
Il Servizio Protezione Civile, preso atto di quanto rappresentato dagli intervenuti, riferisce che, nelle more della definizione delle Procedure di Attuazione del Piano di laminazione del F. Fortore e dell'istituzione dell'*Unità di Comando a Controllo* per la gestione delle piene nel bacino del fiume Fortore, procederà a proporre alla Giunta Regionale l'adozione dello scenario n.3 dello studio preliminare prodotto (rif. pag. 252), il più prudentiale per le attuali condizioni dell'alveo.

Ciò considerato che:

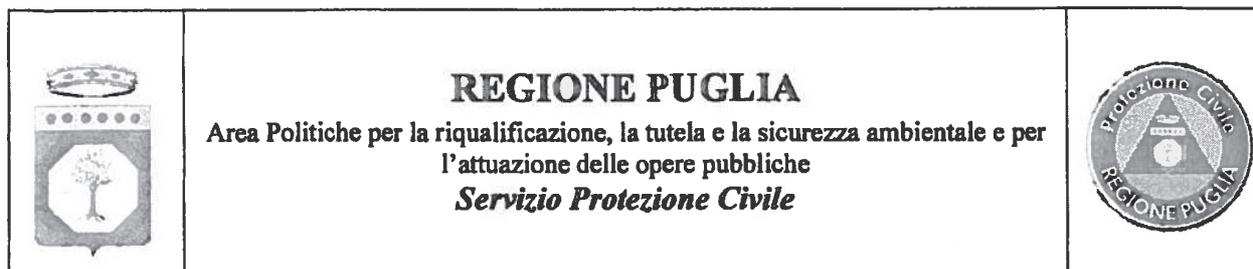
- lo scenario statico di riferimento, formalmente adottato, potrà essere variato qualora si ravvisino cambiamenti significativi in merito alla capacità di deflusso dell'alveo di valle per effetto di interventi di tipo strutturali.
- Contestualmente si procederà alla definizione e condivisione delle procedure di gestione del piano di laminazione e alla costituzione dell'*Unità di Comando e Controllo*.

- Che il Servizio Protezione Civile ha trasmesso agli interessati gli elaborati inerenti la Relazione di Sintesi e una prima bozza delle Procedure di Attuazione per l'acquisizione di un formale riscontro (nota prot. n. 7965 del 06/08/2010).
- Che le osservazioni formulate in merito alle summenzionate Procedure hanno evidenziato la necessità di individuare in modo chiaro ed univoco, nell'ambito dello stesso documento, le modalità di costituzione e funzionamento operativo dell'*Unità di Comando e Controllo* e le regole tecniche cui il gestore della diga deve attenersi in funzione dei probabili scenari di rischio atteso in occasione di eventi di piena con prefissato tempo di ritorno.
- Che il Servizio Protezione Civile ha affidato al Dipartimento di Ingegneria delle Acque e di Chimica del Politecnico di Bari, già incaricato della redazione degli studi del Piano, lo svolgimento di uno specifico studio sugli "*Scenari di Rischio Idraulico a valle della diga di Occhito sul fiume Fortore*", i cui contenuti sono in corso di verifica.
- Che la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 8 febbraio 2013, recante "*Indirizzi operativi per l'istituzione dell'Unità di Comando e Controllo del bacino del fiume Po ai fini del governo delle piene, nonché modifiche ed integrazioni alla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27 febbraio 2004 e successive modificazioni*", costituisce di fatto e, per quanto applicabile in relazione alla diversa estensione dei territori interessati, una linea guida per la costituzione e la definizione delle modalità di funzionamento delle Unità di Comando e Controllo e delle strutture tecniche di supporto alla decisione di protezione civile relativamente alle azioni di governo delle piene.
- Che il Decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 concernente l'*Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvione* (pubblicata su G.U. del 2 aprile 2010, n.77), all'art.7 comma 5, lettera c) prevede che i connessi Piani di gestione per la pianificazione di emergenza tengano conto delle attività inerenti la regolazione dei deflussi posta in essere anche attraverso i piani di laminazione e che pertanto le attività svolte precedentemente richiamate concorreranno alla definizione del Piano di gestione del rischio alluvioni del F. Fortore.
- Che il rappresentante della Direzione Dighe del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti conferma il parere sulla proposta di piano reso dalla Direzione con nota prot. N° 10298 del 30/09/2010 e allegata relazione del 28/09/2010 che espone e richiama. In particolare richiama la necessità che il piano, oltre alla definizione dei livelli di invaso di esercizio nei vari periodi dell'anno comprenda anche procedure e regole cui il gestore della diga debba ordinariamente attenersi per garantire nei prefissati periodi gli effetti di laminazione, nel rispetto della sicurezza della diga. Richiama inoltre la circostanza che eventuali limitazioni eccessive delle portate scaricabili nella fase crescente della piena potrebbero ridurre gli effetti di laminazione in particolare in caso di eventi di piena con tempi di ritorno più elevati di quelli posti a base del piano (10 anni).
- Che il rappresentante del Dipartimento della Protezione Civile conferma il parere sulla proposta di piano reso con nota DPC/PREN/84244 del 09/11/2010 e nell'esprimere generale apprezzamento per il lavoro svolto, rammenta che la Direttiva del 27/02/2004 non prevede per il Dipartimento un'intesa in ordine ai piani di laminazione ma un mero ruolo di coordinamento per la predisposizione e adozione dei suddetti piani.

Letto, confermato e sottoscritto.

STRUTTURA	NOMINATIVO	FIRMA
Dipartimento Protezione Civile	PIETRO GIORDANO	
Prefettura UTG di Foggia	CARMELA PALUSO	
Prefettura UTG di Campobasso	ZUCCHETTI	
^{DG} Ufficio Tecnico Dighe (Roma)	VINCENZO CHIEPPA	
Regione Molise - Protezione Civile		
Regione Molise - Centro Funzionale	SPIDALIERI MARIO DI PILLA SERGIO	
AdB interregionale fiumi trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore	TEOGLIO CARLO	
Servizio Risorse Naturali	LARAZZERA GIUSEPPE	
Ufficio coordinamento S.T.P. Ba-Fg	BILAURO LUCIA	
Provincia di Foggia	MARTELLI NICHELE	
Consorzio per la Bonifica della Capitanata	ANNUNZIO GIUSEPPE	
Regione Puglia Servizio Protezione Civile		

ALLEGATO 3
Verbale riunione 26/09/2013



RESOCONTO DELLA RIUNIONE DEL GIORNO 26 SETTEMBRE 2013

Sede: Servizio Protezione Civile

Oggetto: Piano di Laminazione preventivo dell'invaso di Occhito sul fiume Fortore: valutazione richiesta Consorzio per la Bonifica della Capitanata.

In data 26 settembre 2013 si è tenuta, su convocazione del Servizio Protezione Civile (Prot. n. 7967 del 19/09/2013), una riunione, alla presenza di rappresentanti dei Servizi Protezione Civile, Lavori Pubblici, Risorse Naturali e Foreste e del Consorzio della Bonifica della Capitanata-CBC (vedi foglio di presenza allegato), per un confronto sulla richiesta di ristoro economico (Prot. n. 12937 del 18 luglio 2013), ai sensi dell'art.22, comma 4, della LR 13.03.2012, n°4, da parte dello stesso CBC, conseguente a possibili minori introiti dovuti a mancati accumuli della risorsa idrica per effetto dell'applicazione del Piano di laminazione.

La riunione fa seguito ad un precedente incontro in data 16.09.2013, limitato alle sole componenti regionali sopra richiamate.

Il Servizio Protezione Civile introduce l'incontro richiamando i termini essenziali della problematica, partendo dalle previsioni della Direttiva P.C.M. 27/02/2004 inerenti al Piano di Laminazione e sottolineando che l'adozione dello scenario n°3 previsto dal Piano di laminazione rappresenta, allo stato, la scelta più cautelativa, tra le varie contemplate dallo stesso Piano, ai fini di protezione civile, pur in una logica di compromesso con le esigenze connesse all'utilizzazione della risorsa idrica.

Vengono inoltre evidenziate le criticità connesse agli eventi di piena del F. Fortore in relazione alla presenza di importanti e vitali infrastrutture di trasporto nella parte bassa del corso d'acqua che già in passato ed in più occasioni sono state soggette ad interruzione. Peraltro l'importante dissesto idrogeologico sulla linea ferroviaria Foggia-Benevento in località Montaguto, pur in presenza dei significativi interventi di consolidamento del versante recentemente eseguiti, potrebbe costituire nel futuro motivo di accentuazione della criticità per le richiamate infrastrutture di trasporto attraversanti il F.Fortore in relazione ad una possibile ed imprevedibile evoluzione del contesto geomorfologico locale.

Viene infine rappresentato il parere unanime dei Servizi regionali coinvolti, anticipato nella nota di convocazione della presente riunione, in merito alla inammissibilità della richiesta del CBC così come formulata.

Viene anche richiamata l'autorizzazione in linea tecnica al raggiungimento della quota di massima regolazione (195,00 mslm) concessa dal Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali - Servizio Nazionale Dighe (oggi Ministero delle Infrastrutture) con nota Prot. n°128 del 28.01.2000 e si rammenta la attuale mancanza del rilascio del titolo di concessione di derivazione di acqua pubblica relativa al serbatoio di Occhito.

Con le premesse richiamate, il Servizio Protezione Civile apre il confronto, auspicando che si possa giungere alla condivisione di un percorso comune.

Gli altri Servizi regionali presenti, invitati ad integrare - ove necessario - l'introduzione del Servizio Protezione Civile, giudicano la stessa esaustiva.

Il CBC fa presente che con la richiesta di ristoro economico di cui alla nota Prot. n°12937 del 18.07.2013 si intendeva nei fatti evidenziare la presenza di altre problematiche connesse alla gestione del serbatoio di Occhito, oltre a quelle di stretto interesse ai fini di protezione civile, in particolare di quelle che si riferiscono al pieno soddisfacimento delle necessità irrigue di un comprensorio già completamente attrezzato per l'utilizzazione dell'intera risorsa accumulabile (fino alla quota di massima regolazione), necessità che, in una logica di gestione pluriennale dell'invaso, potrebbe non essere garantita a seguito di limitazioni connesse all'applicazione dello scenario 3 definito dal Piano di laminazione.

Il CBC al riguardo precisa che la previsione di cui all'art. 22 comma 4 della LR 13.03.2012 di ristoro ai Consorzi di Bonifica dei minori introiti conseguenti all'erogazione di acqua ad uso irriguo nel caso di scarsità di risorse idriche, sia indipendente dalle cause che la determinano, ascrivibili a cause naturali (carenza di precipitazioni e di conseguente accumulo) o derivanti, come potrebbe configurarsi nel caso in esame, a limitazioni di vaso. Pertanto il CBC è dell'avviso che l'applicazione della richiamata norma, nella logica di una gestione pluriennale del serbatoio, possa valere anche nel caso trattato, pur con le limitazioni fissate dalla stessa norma nel comma 3 e nel medesimo comma 4 dell'art.22.

Il CBC rimarca inoltre la richiamata autorizzazione in linea tecnica ad invasare fino alla quota di massima regolazione ed afferma di condividere l'impostazione del Piano di laminazione in corso di adozione, prendendo atto dell'orientamento in ordine alla scelta dello scenario n°3 con le limitazioni ivi contenute, in grado di assicurare la più adeguata azione preventiva di protezione civile.

I Servizi regionali, nel prendere atto di quanto asserito dal CBC, in particolare delle motivazioni addotte a sostegno della richiesta di ristoro economico, sono comunque dell'avviso, fermo restando l'esigenza della conclusiva definizione della procedura di concessione alla derivazione, che la suddetta possibilità debba comunque essere vagliata in relazione agli eventuali effettivi mancati accumuli determinati dall'applicazione del Piano di laminazione, da determinarsi in relazione ad una puntuale contabilizzazione degli stessi.

Il Servizio Lavori Pubblici, in relazione alla mancanza di concessione alla derivazione, fa presente che la stessa, allorché assentita, possa comunque essere soggetta a limitazioni rispetto alla piena utilizzabilità in linea tecnica della risorsa accumulata (corrispondente alla quota di massima regolazione), conseguenti a sopravvenute esigenze di interesse pubblico, ivi incluse quelle connesse alla protezione civile.

Si conviene in ogni caso all'unanimità sulla opportunità di prevedere che il Piano di laminazione venga aggiornato periodicamente con frequenza biennale e comunque al manifestarsi di situazioni significative diverse in relazione essenzialmente alla capacità di deflusso dell'alveo a valle dello sbarramento di Occhito e di evidenziare nello stesso Piano e nel provvedimento di Giunta di approvazione dello stesso la circostanza che lo sbarramento non è sottoposto a limitazioni di vaso, essendo stato assentito dal Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali - Servizio Nazionale Dighe (oggi Ministero delle Infrastrutture) con nota Prot. n°128 del 28.01.2000 il raggiungimento della quota 195 mslm, corrispondente a quella di massima regolazione.

Si conviene infine sull'opportunità di sottoporre alla Giunta Regionale, nell'ambito della proposta di Deliberazione di adozione del Piano di laminazione della diga di Occhito, la necessità di procedere, di concerto tra i Servizi Lavori Pubblici e Foreste, ad una attenta valutazione tecnico-economica dei benefici in termini di possibilità di maggiore accumulo idrico nel serbatoio derivanti dall'esecuzione di idonei interventi di completamento del miglioramento della capacità di deflusso del F.Fortore a valle dello sbarramento di Occhito, ivi inclusi quelli riferiti all'adeguamento degli attraversamenti delle importanti arterie di comunicazione ubicati nella parte del corso d'acqua più prossima alla foce (SS16, Autostrada A14, Ferrovia dello Stato), da confrontarsi con le possibili perdite economiche derivanti dalla mancanza di una quantità di risorsa adeguata da destinare agli usi preposti, in particolare all'agricoltura (attesa la riserva di destinazione della stessa risorsa già oggi assicurata all'uso potabile).

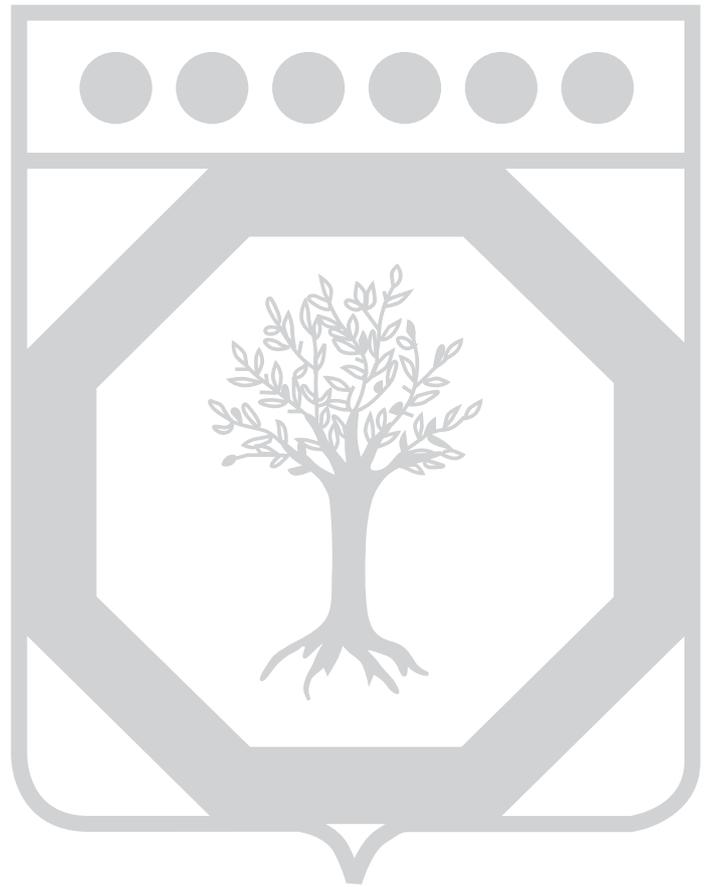
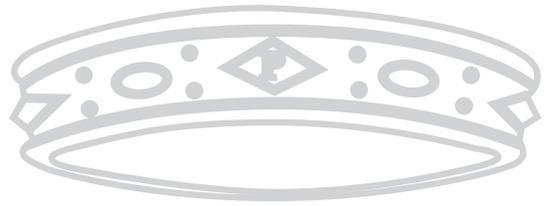


REGIONE PUGLIA
Area Politiche per la riqualificazione, tutela e la sicurezza
ambientale e per l'attuazione delle opere pubbliche
Servizio Protezione Civile



**Riunione del 26.09.2013 ore 10.30 - sede
Oggetto: Piano di laminazione preventivo dell'invaso di Occhito sul fiume Fortore: valutazione richiesta Consorzio per la Bonifica della Capitanata.**

ENTE	COGNOME	NOME	TELEFONO	CELLULARE	E-MAIL	FIRMA
Consorzio per la Bonifica della Capitanata	FATTIBENE	RAFFAELE	0881-485257	836 741840	caffese.fattibene@bonificapuglia.it	<i>[Signature]</i>
	DI MUNILLO	GIUSEPPE	0881-785111	336-203522	giuseppe.di.munilo@bonificapuglia.it	<i>[Signature]</i>
	PILUBINO FARACE	ANTONIO PIETRO	0881-706077 0881-706074	329-5432879 398-4829956	antoniopilubino@regione.puglia.it pietrofarace@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
Servizio Lavori Pubblici	EMANUELE	ORLANDO	0881-706071	3338528388	emanuele@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
	PASTORE	GIUSEPPE	080/5407837	392/9276320	g.pastore@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
Servizio Risorse Naturali	ARAZZERA	GIUSEPPE	080/5207810	3819521082	giuseppe.arazzer@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
	PINTO	FRANCESCO	348-9123703	080-9179817	francesco.pinto@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
Servizio Agricoltura Regionale	CONDANU	EMANUELE	393-8825381		emanuele@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
	LIMONGELLI	LUCA	080-5802213		luca.limongelli@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
Servizio Protezione Civile		PIERLUCA	080-5802231	3384033777	pietroluca@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>
	AMORIS	GIUSEPPE	080-5802249	3351300472	giuseppe.amorisi@regione.puglia.it	<i>[Signature]</i>



BOLLETTINO UFFICIALE

della Regione Puglia

Direzione e Redazione: Lungomare Nazario Sauro, 33 - 70121 Bari

Tel. 080 540 6316 / 6372 / 6317 - Fax 080 540 6379

Sito internet: <http://www.regione.puglia.it>

e-mail: burp@pec.rupar.puglia.it - burp@regione.puglia.it

Direttore Responsabile **Dott. Antonio Dell'Era**

Autorizzazione Tribunale di Bari N.474 dell'8-6-1974

S.T.E.S. s.r.l. - 85100 Potenza