


Servizio Tecnico Bacini
TARO-PARMA
via G. Garibaldi n°75 Parma

Cassa di laminazione sul T. Baganza nei comuni di Collecchio, Parma e Sala Baganza

Progetto Preliminare

01	12/05	Revisione generale	RV	MB	DC
00	09/04	Emissione	RV	MB	DC
INDICE	DATA	M O D I F I C H E	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
Relazione Tecnica					
I PROGETTISTI:			HANNO COLLABORATO:		
Prof. Ing. UGO MAJONE			Dott. Ing. Alessandro Balbo		
Dott. Ing. Marco Belicchi			Dott. Ing. Michele Ferrari		
Dott. Ing. Denis Cerlini			Dott. Ing. Nicola Pessarelli		
Dott. Ing. Franco Galli			Arch. Umberto Rovaldi		
Dott. Ing. Beatrice Majone			Dott. Ing. Renato Vacondio		
 STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI Via Inama, 7 - 20133 Milano - tel. +39.02.70120918 fax +39.02.70120923 Via Cavallotti, 16 - 43100 Parma - tel. +39.0521.508419 fax +39.0521.221022			ELABORATO: BAGP 11.02		
			Settembre 2004		

INDICE

PREMESSA.....	2
1. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DEL BACINO IDROGRAFICO	3
1.1 GENERALITÀ	3
1.2 IL TORRENTE PARMA	5
1.3 IL TORRENTE BAGANZA.....	7
2. ANALISI STORICA DEI PRINCIPALI EVENTI DI PIENA.....	9
3. ANALISI IDROLOGICA: ONDE DI PIENA SINTETICHE.....	13
3.1 GENERALITÀ	13
3.2 LE SCALE DI DEFLUSSO UTILIZZATE	13
3.3 IDROGRAMMI SINTETICI NELLE SEZIONI DI MISURA.....	14
3.4 IDROGRAMMI SINTETICI REGIONALIZZATI.....	19
3.5 DELAMINAZIONE	22
4. ANALISI IDRAULICA.....	24
4.1 GENERALITÀ	24
4.2 IL MODELLO MATEMATICO	25
4.2.1 Descrizione del codice di calcolo.....	25
4.2.2 Geometria utilizzata	26
4.2.3 Schematizzazione dell'invaso di laminazione.....	28
4.2.4 Condizioni al contorno	28
4.2.5 Scabrezze	28
4.2.6 Descrizione dei manufatti	29
4.3 EFFETTI DI LAMINAZIONE DELLA CASSA D'ESPANSIONE	32
4.3.1 Cassa completa.....	32
4.3.2 Primo lotto.....	36
5. TIPOLOGIE COSTRUTTIVE DEI MANUFATTI E DELLE ARGINATURE	39
6. CONCLUSIONI.....	41
ALLEGATO A – GRAFICI DELL'ANALISI IDRAULICA.....	43

PREMESSA

Il Servizio Provinciale Difesa del Suolo e Risorse Idriche Forestali della Regione Emilia Romagna ha affidato in data 03.07.2003 allo scrivente Studio Maione Ingegneri Associati la progettazione preliminare della “Cassa di espansione sul T. Baganza nei comuni di Parma, Collecchio e Sala Baganza”.

A seguito dell’assegnazione di questo incarico è stato redatto il *rapporto preliminare* in data “Ottobre 2003” con il quale sono stati acquisiti i risultati dello studio Idrologico e di quello idraulico a cura dell’Università degli studi di Parma¹ e gli stralci degli strumenti urbanistici alle diverse scale di pianificazione; sono state quindi effettuate diverse ipotesi di localizzazione dell’invaso confrontando gli aspetti idraulici, ambientali di uso del suolo che ciascuna ubicazione comporta ed è infine stata individuata una posizione ottimale della cassa di espansione.

Nella presente relazione tecnica sono state definite le caratteristiche principali della cassa di espansione ed in particolare: la tipologia di cassa in linea e/o fuori linea, il numero degli invasi e le loro principali caratteristiche idrauliche, la geometria dei diversi manufatti idraulici nonché le leggi che ne regolano il funzionamento. Sono quindi state effettuate le verifiche idrauliche attraverso l’implementazione di un modello matematico di moto vario imponendo come condizioni al contorno di monte gli idrogrammi sintetici ottenuti per i diversi tempi di ritorno. In questo modo è stato possibile definire i massimi livelli idrici ed i massimi volumi di ciascun invaso definendo successivamente le quote delle arginature perimetrali.

Una volta terminate le verifiche sull’assetto definitivo è stata analizzata anche l’ipotesi di realizzare la cassa mediante due lotti funzionali successivi: sono state ripetute le medesime verifiche idrauliche effettuate per l’assetto definitivo anche sulle sole opere di primo lotto al fine di quantificare quale sia la capacità di laminazione ottenibile con questa configurazione transitoria.

¹ “Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza”, Università degli studi di Parma, dipartimento di Ingegneria Civile, Ambiente e Territorio, Architettura, Prof. Paolo Mignosa e altri Marzo 2003 – Dicembre 2003.

1. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DEL BACINO IDROGRAFICO

1.1 Generalità

In questo paragrafo viene riportata una sommaria descrizione dell'intero bacino idrografico del torrente Parma chiuso alla sezione di foce in Po, comprensivo quindi del bacino del torrente Baganza oggetto specifico del presente lavoro.

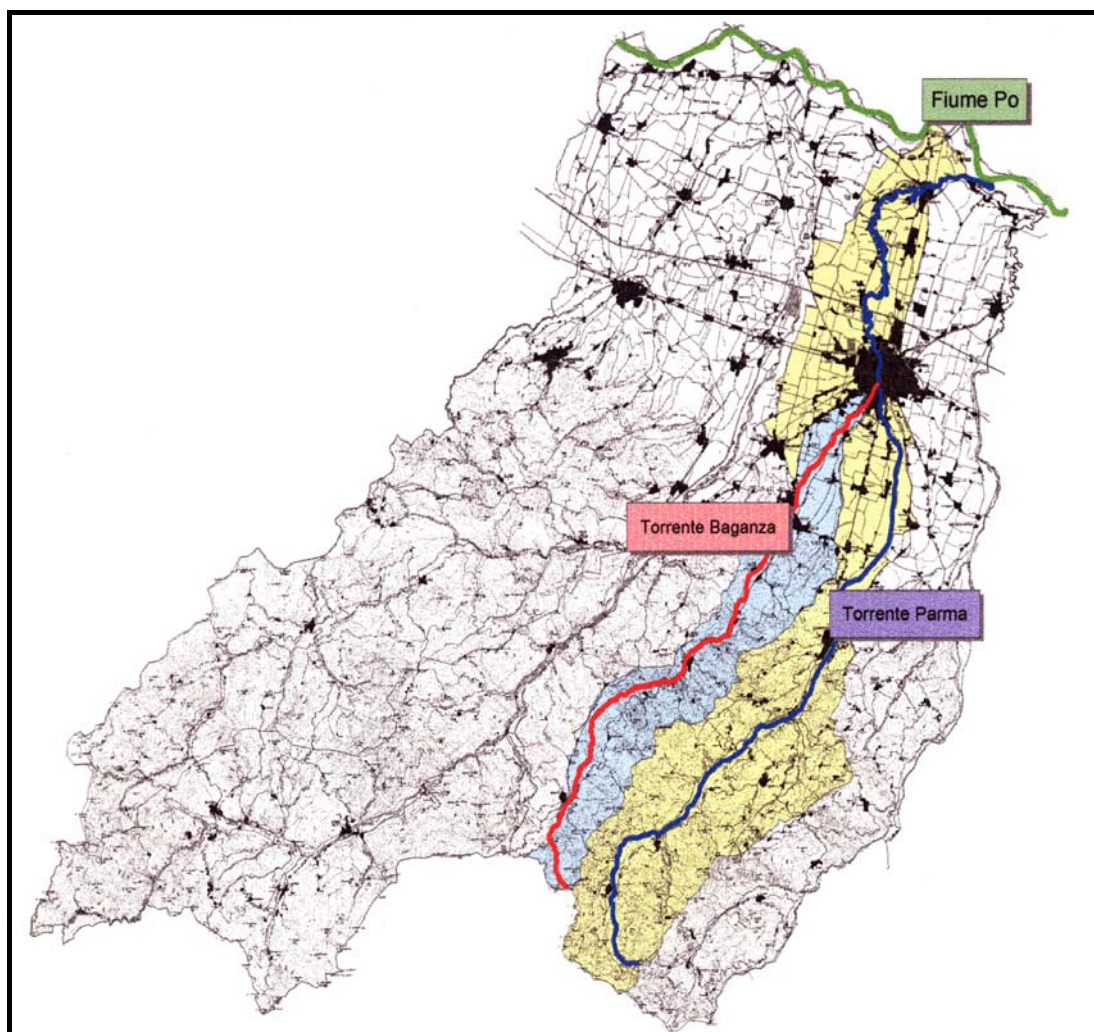


Figura 1 - Rappresentazione dei bacini idrografici del torrente Parma e del torrente Baganza

Come riportato in Figura 1 il bacino del torrente Parma si estende dall'Appennino Tosco-Emiliano fino alla Pianura Padana: i suoi confini naturali sono a sud lo spartiacque appenninico che lo separa

del bacino del fiume Magra, ad est e sud est lo spartiacque che lo separa dal bacino del torrente Enza, ad ovest e nord ovest lo spartiacque che lo divide dalla valle del fiume Taro, infine a nord e nord est il Po stesso lo separa dalla Lombardia.

Da una prima analisi si nota che il bacino ha una forma decisamente stretta ed allungata; nella parte a monte della città i sottobacini del Parma e del Baganza sono pressoché paralleli sino alla loro confluenza che avviene proprio in città.

Il bacino può essere suddiviso in due in due parti:

- una montana - collinare più pendente che si estende dal crinale appenninico (con quote massime di 1831 m s.l.m. del Monte Orsaro) sino alla città di Parma;
- una pianeggiante che comprende la zona a valle della città di Parma sino alla foce in Po, con quote da 60 m a 20 m s.l.m. per una lunghezza dell'asta torrentizia di circa 37 km.

La prima parte ricopre circa 2/3 della superficie totale del bacino ed è responsabile della formazione degli eventi di piena così come transitano attraverso la città. Tale porzione di bacino situata a monte della città, a causa della sua maggiore estensione, pendenza e per il coinvolgimento di una superficie che raggiunge altitudini elevate, (quindi interessate da precipitazioni generalmente più abbondanti), può ritenersi responsabile della formazione della quasi totalità (in termini di portate e volumi) di ciascun evento di piena che transita per la città di Parma. Viceversa la parte di bacino a valle della città ha pendenze modestissime, è composta da una rete fitta di canali artificiali, alcuni dei quali (finalizzati al drenaggio di bacini urbani di quartieri periferici) scaricano esigue portate in tempi piuttosto brevi; altri drenano terreni di campagna con deflussi piuttosto lenti.

Le parti alte dei due bacini presentano alcune affinità: un sostanziale parallelismo delle aste torrentizie, alcune comuni caratteristiche idrogeologiche, altitudini elevate, pressoché identici regimi pluviometrici. Questo non significa che necessariamente i due bacini vengano sollecitati da eventi meteorici contemporanei ed uniformi. In effetti, a causa anche delle considerevoli altitudini raggiunte dello spartiacque interno: (monte Borgognone 1401 m s.l.m. da cui nasce il torrente Baganza e poi, verso la pianura, il monte Polo 1419 m s.l.m., monte Cervellino 1492 m s.l.m. , monte Montagnana 1313 m s.l.m. ed infine, come ultimo contrafforte montuoso a circa 25 km dalla confluenza, il monte Sporno 1058 m s.l.m.) si registrano spesso sollecitazioni meteoriche differenti.

Tuttavia, gli eventi meteorici intensi verificatisi negli ultimi decenni che hanno dato origine ad eventi di piena particolarmente gravosi sia per la città di Parma che per il tratto di pianura del torren-

te Parma, hanno sempre interessato, anche se con precipitazioni differenti, entrambi i bacini montani o medio collinari.

Questo, di fatto, determina la generazione di due onde di piena distinte: una sul torrente Parma ed una sul torrente Baganza. Ne consegue che un problema importante è costituito dalla eventuale coincidenza temporale dei due colmi di piena alla confluenza del torrente Baganza proprio nel tratto di attraversamento della città di Parma.

1.2 Il torrente Parma

Il torrente Parma nasce dal complesso montuoso formato dal Monte Orsaro (1831 m s.l.m.) e dal Monte Marmagna (1851 m s.l.m.) che fa da spartiacque con il bacino del torrente Magra in provincia di Massa Carrara, dalla confluenza di tre rami iniziali: il torrente Parma del Lago Santo, delle Guadine e di Badignana. Ad est la quota più alta dello spartiacque con la valle del torrente Enza è quella del Monte Caio (1580 m s.l.m.), mentre ad ovest il Monte Borgognone (1401 m s.l.m.) fa da spartiacque con il bacino del torrente Baganza. Poco a valle di Corniglio confluisce nel Parma, in destra idraulica dalla omonima valle, il torrente Bratica (bacino di 33.6 km²), il più importante affluente per il tratto montuoso; nel tratto successivo non ci sono altre confluenze significative, ma solo rii secondari fino a Capoponte dove confluisce, sempre in destra idraulica, il torrente Parmossa (bacino di 32.6 km²). Appena a monte di Langhirano, in sinistra idraulica sfocia in Parma il rio Fabiola (bacino di 15.7 km²), ultimo affluente degno di nota. Successivamente tra Langhirano e Torrechiera sfociano in Parma solo rii secondari che sottendono bacini di piccola superficie; inoltre, in questa zona hanno inizio le maggiori derivazioni di canali irrigui verso la zona di media e bassa collina: in località Stadirano il canale Maggiore, il canale Comune poco più a valle e la canaletta di Monticelli in prossimità di Mariano.

A valle di Capoponte l'alveo è costituito da uno strato di ghiaie alluvionali di spessore rilevante e con dimensioni trasversali notevoli (fino a 600 m) e pendenza che si riduce rispetto al tratto montano: è la classica situazione in cui il corso d'acqua, abbandonando il fondovalle montano, genera una conoide alluvionale depositando materiale solido a causa della diminuzione della velocità della corrente.

Non appena il t. Parma raggiunge la periferia della città confluisce in destra idraulica il cavo Ariana; poco più a valle, in sinistra idraulica, immediatamente a monte del Ponte Italia si trova la confluenza con il t. Baganza.

Il tratto urbano del torrente Parma si sviluppa per una lunghezza di poco inferiore a 4 km e presenta andamento pressoché canalizzato. Si riscontrano diversi progressivi restringimenti della sezione trasversale dovuti sia alla presenza di ponti ma anche alla progressiva antropizzazione del territorio: è il caso della zona di ponte Dattaro, dove però l'altezza del piano stradale e dell'impalcato del ponte non provocano un'eccessiva ostruzione al moto della corrente. Diversamente accade in prossimità del ponte di Mezzo che collega il centro storico della città con la zona dell'Oltretorrente: l'esigua larghezza della sezione e l'ingombro delle pile del ponte ne fanno uno dei punti più critici del tratto cittadino.

A monte di Baganzola vi è l'immissione dalla sponda sinistra, regolata da un manufatto di intercettazione, del Cavo Abbeveratoio che adduce le acque di scarico della parte della città posta in sinistra idraulica del Torrente Parma provenienti dall'impianto di trattamento acque "Parma Ovest".

La presenza di terreni impermeabili fa sì che le acque freatiche vengano in superficie talvolta in forma di fontanili ma più spesso per mezzo di piccole sorgenti che adducono le acque direttamente nell'alveo, (il t. Parma a valle di Baganzola difficilmente si trova in secca anche in periodo estivo).

Il tratto di corso d'acqua a valle della città è caratterizzato da pendenze modeste, con alcuni tratti in contropendenza in prossimità della foce.

Questo fatto provoca un progressivo rallentamento della corrente idrica che nel tempo ha determinato una situazione di alveo pensile rispetto al piano di campagna. Si distingue fino alla foce una classica morfologia di alveo meandriforme caratterizzata da due argini laterali che delimitano la golena, invasa solo in occasione di piene rilevanti, e l'alveo nel quale scorrono le portate di magra e di morbida.

E' proprio in questo tratto che si realizza una evidente laminazione del colmo di piena, effetto dovuto alla presenza di zone di golena che invasano consistenti volumi d'acqua. Già in prossimità di Colorno, e fino alla foce in Po, l'alveo si restringe ulteriormente divenendo ancor più pensile e perdendo gran parte degli invasi golenali.

A Colorno confluiscono nel Parma i tre più importanti canali di pianura: il canale Lorno, il canale Galasso ed il canale Naviglio Navigabile. Durante gli eventi di piena più gravosi Colorno, per la presenza di questi quattro corsi d'acqua, diventa un nodo idraulico critico perché di frequente i suddetti canali sono soggetti ad evidenti fenomeni di rigurgito provocati dagli elevati livelli idrometrici del Parma che non permettono di scaricare le acque se non molto lentamente .

La confluenza del Parma in Po è situata solo 7 km a valle di Colorno, in località Croce di Mezzani; in questo tratto si apprezza un dislivello del fondo alveo di soli 5 m.

1.3 Il torrente Baganza

Il torrente Baganza ha origine dal complesso del Monte Borgognone (1375 m s.l.m.) e confluisce, dopo un percorso di circa 57 km nel torrente Parma, nella città omonima poco a valle di Ponte Nuovo.

Lungo il suo percorso bagna, in sequenza da monte verso valle, i seguenti comuni: Berceto, Calestano, Terenzo, Sala Baganza, Collecchio, Felino e Parma.

Le caratteristiche idrologiche e morfologiche del bacino, caratterizzato da un regime pluviometrico sublitoraneo - appenninico, danno origine ad un corso d'acqua a carattere torrentizio.

L'analisi morfometrica del bacino, consente di individuare due tratti sostanzialmente omogenei: il tratto montano, dalla sorgente sino a Marzolarà, ed il successivo di bassa collina fino alla confluenza con il torrente Parma.

Il bacino del torrente Baganza presenta una forma allungata con direzione prevalente sudovest - nordest. Nella morfologia del bacino si riscontra una sostanziale asimmetria che si riflette in una altrettanto asimmetrica distribuzione delle aree drenate e della struttura del reticolo idrografico. Il corso d'acqua, soprattutto nella sua parte montana, scorre molto più vicino alla Val Taro che alla Val Parma; lo spartiacque che lo separa dalla Val Taro presenta altitudini più basse (Monte Formigare 1205 m s.l.m., Monte Marino 1068 m s.l.m) rispetto allo spartiacque con il torrente Parma (Monte Cervellino 1492 m s.l.m., Monte Montagnana 1313 m s.l.m.). Ne consegue che nel tratto che va da Berceto sino a Calestano i versanti di sinistra sono poco estesi e molto pendenti: da questi si generano rii scoscesi e brevi in cui prevale il ruscellamento superficiale.

Le formazioni geologiche prevalenti sono di origine sedimentaria con elevate componenti argillose facilmente erodibili che danno origine nella alta e media collina ad una valle con profilo a "V" con versanti ripidi (calanchi argillosi).

In sponda destra i versanti sono più dolci, il reticolo afferente all'asta principale in fondovalle è ordinato in modo piuttosto elementare e presenta una maggiore densità di drenaggio rispetto al versante sinistro.

A valle di Marzolarà l'alveo del torrente si allarga; per restringersi nuovamente a San Martino Sinzano fino alla confluenza, raggiungendo valori minimi di circa 50 m in prossimità di Ponte Nuovo.

Poco a monte di Sala Baganza cessa completamente la funzione drenante del torrente nei confronti dei versanti e già da Marzolarà hanno inizio le derivazioni idriche superficiali quali il Canale del Vescovo ed il Canale di Felino. Unico affluente degno di nota del torrente Baganza è lo scolmatore del torrente Cinghio che vi si immette nei pressi di Gaione, infine poco a monte dell'idrometrografo di Ponte Nuovo, confluisce dalla sponda sinistra lo scolmatore del Cavo Baganzale. Circa 500 m a valle di Ponte Nuovo il Baganza si immette nel torrente Parma immediatamente a monte di P.te Italia.

2. ANALISI STORICA DEI PRINCIPALI EVENTI DI PIENA

Per l'analisi storica delle piene è stato necessario acquisire i dati relativi agli strumenti di misura idrometrografica presenti lungo le aste. A tal fine è stata acquisita la relazione idrologica redatta dall'Università di Parma² in cui sono stati ricostruiti i massimi eventi di piena per ogni anno di funzionamento dei due idrometrografi storici presenti sul bacino. Il primo strumento è posto sulla sponda destra dell'alveo di magra del torrente Parma, dopo la confluenza con il torrente Baganza, quasi al termine del tratto cittadino (poco a valle di P.te Bottego). Per questo strumento la serie storica è disponibile dal 1956 al 2002 con alcuni significativi periodi di interruzione; in particolare, non si dispone della registrazione dell'evento più intenso verificatosi nell'autunno del 1980 poiché la piena ha distrutto lo strumento.

Il secondo idrometrografo è posizionato invece sul torrente Baganza in sponda destra circa 600 m a monte della confluenza in Parma poco a monte di Ponte Nuovo. Le registrazioni dei livelli idrometrici sono disponibili dal 1975 al 2002; anche per questa seconda stazione di misura non sono disponibili i dati di alcuni anni.

Di seguito, nelle tabelle 1 e 2, sono riportate le altezze idrometriche massime annuali registrate rispettivamente sul t. Baganza all'idrometrografo di P.te Nuovo e sul t. Parma all'idrometrografo di P.te Bottego.

² Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza. Marzo 2003, Prof. Paolo Mignosa.

N° evento	Data di inizio dell'evento			Max altezza idro- metrica (cm)
	Anno	Giorno	Mese	
1	1975	3	Aprile	165
2	1975	14	Dicembre	184
3	1976	16	Dicembre	181
4	1980	15	Ottobre	356
5	1981	28	Dicembre	148
6	1982	8	Novembre	249
7	1983	16	Marzo	189
8	1984	4	Giugno	158
9	1985	20	Gennaio	289
10	1986	26	Aprile	205
11	1987	5	Ottobre	144
12	1987	9	Aprile	170
13	1988	11	Febbraio	177
14	1989	8	Novembre	160
15	1989	24	Febbraio	164
16	1990	22	Novembre	242
17	1990	15	Ottobre	269
18	1991	2	Maggio	264
19	1992	16	Ottobre	258
20	1993	1	Ottobre	153
21	1994	8	Settembre	219
22	1994	11	Giugno	193
23	1995	22	Dicembre	163
24	1996	2	Ottobre	224
25	1997	6	Novembre	164
26	1997	17	Dicembre	187
27	1997	26	Giugno	234
28	1998	4	Novembre	144
29	1998	7	Aprile	170
30	1998	30	Settembre	94
31	1999	21	Ottobre	293
32	2000	2	Novembre	370
33	2001	12	Marzo	200
34	2002	21	Ottobre	290

Tabella 1 – Altezze idrometriche massime annuali registrate nel T. Baganza dall'idrometrografo di Ponte Nuovo (zero idrometrico a quota 58.895 m s.l.m.).

N° evento	Data di inizio dell'evento			Max altezza idrometrica (cm)
	Anno	Giorno	Mese	
1	1956	28	Aprile	202
2	1957	8	Aprile	221
3	1957	7	Novembre	212
4	1958	13	Dicembre	264
5	1959	26	Marzo	240
6	1959	23	Dicembre	316
7	1960	14	Ottobre	366
8	1960	15	Aprile	308
9	1960	15	Dicembre	342
10	1961	3	Gennaio	308
11	1961	23	Aprile	301
12	1961	25	Novembre	269
13	1962	4	Marzo	254
14	1963	4	Marzo	294
15	1964	24	Marzo	267
16	1964	26	Novembre	264
17	1965	17	Novembre	310
18	1966	1	Dicembre	381
19	1967	3	Novembre	327
20	1968	20	Febbraio	278
21	1968	14	Novembre	340
22	1969	13	Gennaio	352
23	1970	5	Gennaio	257
24	1971	18	Marzo	297
25	1972	8	Settembre	302
26	1973	21	Gennaio	280
27	1973	21	Settembre	353
28	1974	27	Aprile	330
29	1975	3	Aprile	260
30	1975	14	Dicembre	298
31	1976	16	Dicembre	243
32	1977	28	Agosto	342
33	1977	20	Febbraio	292

N° evento	Data di inizio dell'evento			Max altezza idrometrica (cm)
	Anno	Giorno	Mese	
34	1978	11	Aprile	319
35	1978	24	Febbraio	280
36	1979	11	Ottobre	274
37	1980	31	Gennaio	257
38	1981	28	Dicembre	286
39	1982	8	Novembre	370
40	1984	2	Ottobre	284
41	1986	26	Aprile	172
42	1987	5	Ottobre	215
43	1987	9	Aprile	210
44	1988	11	Febbraio	180
45	1989	24	Febbraio	177
46	1989	21	Novembre	220
47	1990	22	Novembre	304
48	1990	15	Ottobre	233
49	1991	2	Maggio	239
50	1992	16	Ottobre	299
51	1992	16	Novembre	331
52	1993	16	Ottobre	271
53	1994	11	Giugno	308
54	1994	8	Settembre	313
55	1995	22	Dicembre	284
56	1996	2	Ottobre	291
57	1997	6	Novembre	303
58	1997	17	Dicembre	226
59	1997	26	Giugno	244
60	1998	30	Settembre	284
61	1998	4	Novembre	265
62	1998	7	Aprile	196
63	1999	18	Ottobre	466
64	2000	1	Novembre	412
65	2001	12	Marzo	315
66	2002	15	Ottobre	406

Tabella 2 - Altezze idrometriche massime annuali registrate nel T. Parma dall'idrometrografo di Ponte Bottego (zero idrometrico a quota 49.31 m s.l.m.).

Analizzando i dati idrometrici registrati in città sul t. Parma (Stazione di P.te Bottego, Tabella 2) si nota come gli eventi maggiormente significativi siano, in ordine decrescente, quelli degli anni 1999, 2000, 2002 e 1966.

L'evento di piena del 1980 appare, sulla base di una serie di informazioni indirette, il maggiore di tutta la serie storica analizzata. Esso, infatti, provocò la chiusura al traffico di molti ponti, la tracciatura delle acque in sponda destra nel tratto a valle di Parma ed alcuni allagamenti a causa del rigurgito della rete idraulica minore (Cavo Abbeveratoio e zone della bassa pianura). Fu in questa occasione che l'idrometrografo di P.te Bottego venne divelto; le tracce lasciate dalla corrente, portano a stimare la quota idrometrica relativa alla sezione di P.te Bottego in 5.20 m.

Osservando gli idrogrammi acquisiti si nota che gli eventi di piena, presentano durate modeste, che raramente superano 24 - 48 ore.

Confrontando i dati idrometrici emerge una sostanziale correlazione fra gli eventi di piena dei due torrenti: quasi sempre l'evento che ha generato la massima altezza idrometrica sul t. Parma è lo stesso che ha prodotto il massimo valore di tirante idrico sul t. Baganza; quasi mai accade che un evento di piena significativo interessi uno solo dei due torrenti.

3. ANALISI IDROLOGICA: ONDE DI PIENA SINTETICHE.

3.1 Generalità

Per quanto riguarda l'analisi idrologica sono stati acquisiti i risultati del già citato studio a cura dell'Università degli studi di Parma: (*“Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza”*, Marzo 2003, Prof. Paolo Mignosa e altri); nel presente capitolo se ne richiamano principali contenuti ed i risultati ottenuti. In detto studio sono stati definiti gli idrogrammi sintetici in corrispondenza di diverse sezioni di interesse del sistema Parma – Baganza: per quanto riguarda le due stazioni di misura di Ponte Bottego sul t. Parma e Ponte Nuovo sul t. Baganza (vedi tavola BAGP 1102) in cui sono disponibili le registrazioni delle onde di piena si è scelto di procedere all'elaborazione statistica diretta degli idrogrammi di piena storici; per la sezione di Ponte Dattaro (situata sul torrente Parma a monte della confluenza con il Baganza) si è invece dovuto adottare un procedimento di regionalizzazione dell'informazione idrologica a partire dai dati delle altre due sezioni strumentate in quanto non sono disponibili le serie storiche “locali” delle onde di piena.

Al fine di definire le onde di piena sintetiche in tutte le altre sezioni dei due torrenti, da quelle più a monte (in corrispondenza dell'abitato di Marzolaro sul torrente Baganza e di Pannocchia sul torrente Parma) a quelle più a valle (confluenza Po), approfittando del fatto che nei tratti di interesse non vi sono immissioni o prelievi che possano modificare apprezzabilmente i volumi di piena, si sono applicate procedure idrauliche di “*delaminazione*” o di “*laminazione*”, a seconda se si dovesse procedere verso monte o verso valle rispetto alla sezione nella quale erano disponibili, per altra via, le onde di piena sintetiche.

3.2 Le scale di deflusso utilizzate

Per l'elaborazione statistica dei dati idrologici raccolti si è reso necessario operare la conversione delle altezze idriche registrate in idrogrammi di portata; tale operazione necessita della scala di deflusso valida per il periodo di interesse.

Per il t. Baganza alla sezione di Ponte Nuovo non esiste nessuna scala di deflusso pubblicata e dedotta da misure dirette di portata, pertanto è stato necessario ricavarla attraverso simulazioni effettuate sul modello matematico.

Per il t. Parma alla sezione di Ponte Bottego, invece, esistono diverse scale di deflusso pubblicate sugli annali idrologici fino all'anno 1977. Dopo una attenta comparazione dei risultati delle simula-

zioni effettuate tramite modello matematico con quelle condotte su modello fisico³, e con i dati delle misure dirette di portata da cui sono state interpolate le scale pubblicate, è stata adottata la scala di deflusso dedotta dal modello matematico anche per questa seconda stazione di misura. Per maggiori dettagli si veda quanto riportato nel già citato studio a cura dell'Università degli studi di Parma.

3.3 Idrogrammi sintetici nelle sezioni di misura

La procedura più conveniente per la definizione di idrogrammi di piena sintetici si basa sull'elaborazione statistica delle massime portate medie \bar{Q}_D in assegnata durata D :

$$\bar{Q}_D = \max \left(\frac{1}{D} \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau \right)$$

dove il massimo è calcolato rispetto a tutte le possibili finestre temporali $(t-D, t)$, di ampiezza D , contenute nel generico idrogramma di piena. Per ciascun idrogramma di piena registrato viene calcolato il valore massimo assunto dalla portata media per n durate prefissate. Si ottengono così n serie di portate composte ciascuna da un numero di dati pari al numero di eventi.

La curva di riduzione dei colmi di piena per assegnato tempo di ritorno è la legge $\bar{Q}_D = \bar{Q}_D(T)$, dalla quale possono poi essere ricavati gli idrogrammi di riferimento in corrispondenza dei tempi di ritorno di interesse. Tale curva rappresenta la relazione che lega la portata media \bar{Q}_D alla corrispondente durata D , fissato il generico valore del tempo di ritorno T . Per determinare la curva di riduzione dei colmi di piena nel presente caso si è adottata una procedura indiretta, obbligata dal fatto che non si è potuto tenere conto dell'evento del 1980 poiché di tale evento si dispone soltanto di un valore della portata al colmo ma non di tutte le altre massime portate medie. Si è seguita perciò l'impostazione proposta dal *NERC* (1975), ponendo in relazione i quantili $\bar{Q}_D(T)$ con quelli della portata al colmo $Q_0(T)$ per mezzo del rapporto di riduzione $\varepsilon_D(T)$:

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\bar{Q}_D(T)}{Q_0(T)} \quad (1)$$

L'opportunità della posizione (1) è dovuta alla circostanza che numerosi studi, a partire proprio da quello condotto dal *NERC*, hanno evidenziato che i rapporti di riduzione dedotti sulla base

³ Crf. Ministero dei Lavori Pubblici. Magistrato per il Po. Ufficio Speciale del Genio Civile per il Po. Parma perizia 22.12.1970 n°2090 per lo studio sui modelli idraulici presso il centro sperimentale di Boretto. Modello torrente Parma. Modello realizzato a fondo fisso in scala indistorta 1:40 ed in similitudine di Froude, riprodotto il tratto del torrente Parma compreso fra la confluenza con il Baganza e il ponte della ferrovia.

dell'analisi statistica delle osservazioni idrometriche risultano praticamente indipendenti dal tempo di ritorno T . In effetti l'ipotesi di base, comune a tutte le formulazioni presentate in letteratura per il rapporto di riduzione, è che esso possa essere considerato indipendente dal tempo di ritorno, cosa che si verifica se (trascurando l'influenza dei momenti di ordine superiore al secondo) il coefficiente di variazione $CV(\bar{Q}_D)$ e la funzione di distribuzione di \bar{Q}_D si mantengono costanti al variare della durata D . Sotto queste ipotesi, che sono verificate con approssimazione accettabile nella gran parte dei casi, ε_D si riduce al rapporto tra le medie di \bar{Q}_D e Q_0 :

$$\varepsilon_D = \frac{\mu(\bar{Q}_D)}{\mu(Q_0)} \quad (2)$$

Tra i diversi approcci proposti in letteratura per l'identificazione della forma della legge di riduzione (2) è stato adottato quello proposto da Bacchi et al. (1992) secondo cui il rapporto di riduzione assume l'espressione seguente:

$$\varepsilon_D = \sqrt{\frac{\theta}{2D} \left[2 + e^{-\frac{4D}{\theta}} - \frac{3\theta}{4D} \left(1 - e^{-\frac{4D}{\theta}} \right) \right]}$$

in cui il parametro temporale θ viene dedotto attraverso una interpolazione ai minimi quadrati. Una volta ricavato l'andamento di ε_D , l'equazione della curva di riduzione dei colmi di piena risulta essere:

$$\bar{Q}_D(T) = Q_0(T) \varepsilon_D$$

e richiede, quindi, la determinazione della distribuzione di probabilità della portata al colmo $Q_0(T)$. Si sottolinea che per l'analisi statistica delle portate al colmo nel Parma a ponte Bottego si è tenuto conto del valore di massimo dell'evento del 1980. Tale valore è stato stimato in $1162 \text{ m}^3/\text{s}$ convertendo il livello idrometrico di 5.20 m (ricavato dalle tracce lasciate dalla corrente) con la scala di deflusso ottenuta attraverso il modello matematico.

Per l'elaborazione statistica dei campioni delle portate al colmo massime annuali Q_0 sono stati considerati inizialmente tre diversi modelli probabilistici tra i più usati nelle valutazioni idrologiche di questo tipo: la distribuzione di Gumbel, la distribuzione GEV e la distribuzione Lognormale.

Per l'analisi statistica delle portate al colmo Q_0 si è utilizzata la distribuzione GEV:

$$P(x) = \exp \left\{ - \left[1 - \frac{k(x - \xi)}{\alpha} \right]^{\frac{1}{k}} \right\}$$

poiché si è verificata una buona e sostanziale corrispondenza fra le curve teoriche ed i valori osservati.

Come si è già accennato, per ricostruire la forma dell'onda di piena è necessario ricavare dagli idrogrammi di piena storici l'informazione sulla posizione r che la portata al colmo assume all'interno della finestra temporale che contiene il valore massimo delle portate medie di assegnata durata.

Per come è stato definito, il valore di r può variare tra 0 e 1; in particolare assume il valore 0 se il picco cade all'inizio della finestra temporale considerata, mentre assume valore 1 se il picco cade alla fine della finestra stessa. Si hanno così a disposizione tante serie temporali di posizione del picco quante sono le durate analizzate; ai fini della ricostruzione dell'idrogramma di piena è stato calcolato il valore medio di ogni serie.

Per ottenere una forma il più possibile regolare dell'onda sintetica i punti (D, r) , ottenuti con la procedura sopra descritta, sono stati interpolati, sia per la stazione di P.te Bottego che per la stazione di P.te Nuovo, con una funzione del tipo:

$$r_D(D) = a + \frac{b}{c + (D)^d}$$

dove i valori delle quattro costanti a, b, c, d , sono stati determinati con una procedura di interpolazione ai minimi quadrati.

La costruzione dell'idrogramma sintetico si effettua quindi imponendo che la massima portata media in ciascuna durata coincida con quella prevista dalla curva di riduzione dei colmi di piena; la forma dell'idrogramma è determinata dal coefficiente esprimente la posizione del picco r . L'idrogramma sintetico è dunque definito dalle condizioni:

$$\int_{-r_D D}^0 Q(\tau; T) d\tau = r_D \bar{Q}_D(T) D; \quad \int_0^{(1-r_D)D} Q(\tau; T) d\tau = (1-r_D) \bar{Q}_D(T) D \quad (3)$$

Le espressioni di due rami dell'idrogramma $Q(t; T)$ prima e dopo il colmo si ottengono differenziando le (3) rispetto alla durata D :

$$Q(t; T) = \frac{\frac{d}{dD} (r_D \bar{Q}_D(T) D) \Big|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} (r_D D) \Big|_{D=D(t)}}, t = -r_D D \quad (-r_{D_f} D_f \leq t \leq 0)$$

$$Q(t; T) = \frac{\frac{d}{dD} ((1-r_D) \bar{Q}_D(T) D) \Big|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} ((1-r_D) D) \Big|_{D=D(t)}}, t = (1-r_D) D \quad (0 \leq t \leq (1-r_{D_f}) D_f)$$

In Figura 2 e in Figura 3 sono rappresentati gli idrogrammi sintetici ottenuti con la procedura precedentemente descritta per il t. Parma a Ponte Bottego e per il t. Baganza a Ponte Nuovo.

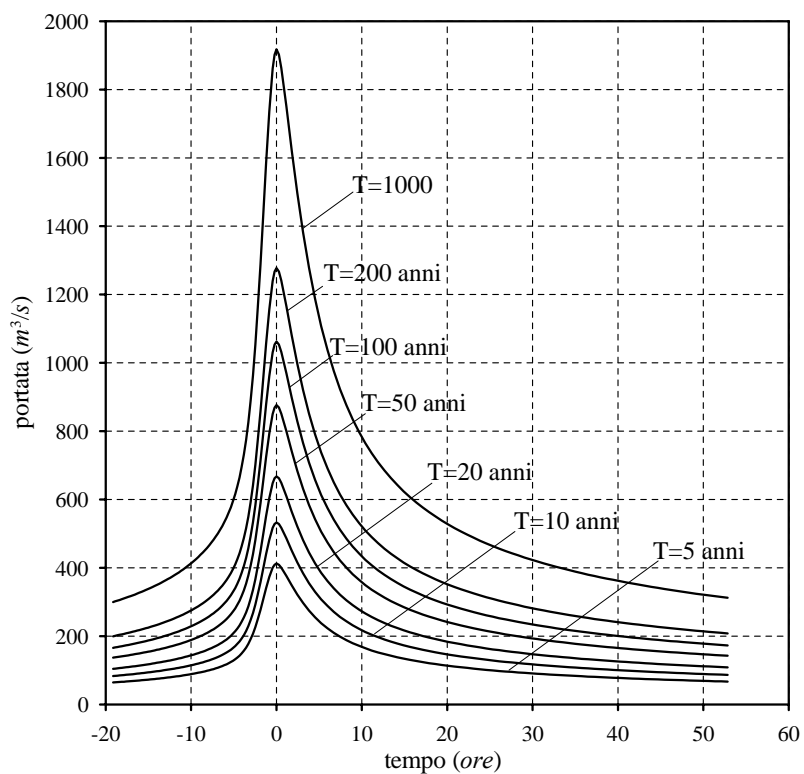


Figura 2 - Onde di piena sintetiche per il t. Parma a P.te Bottego.

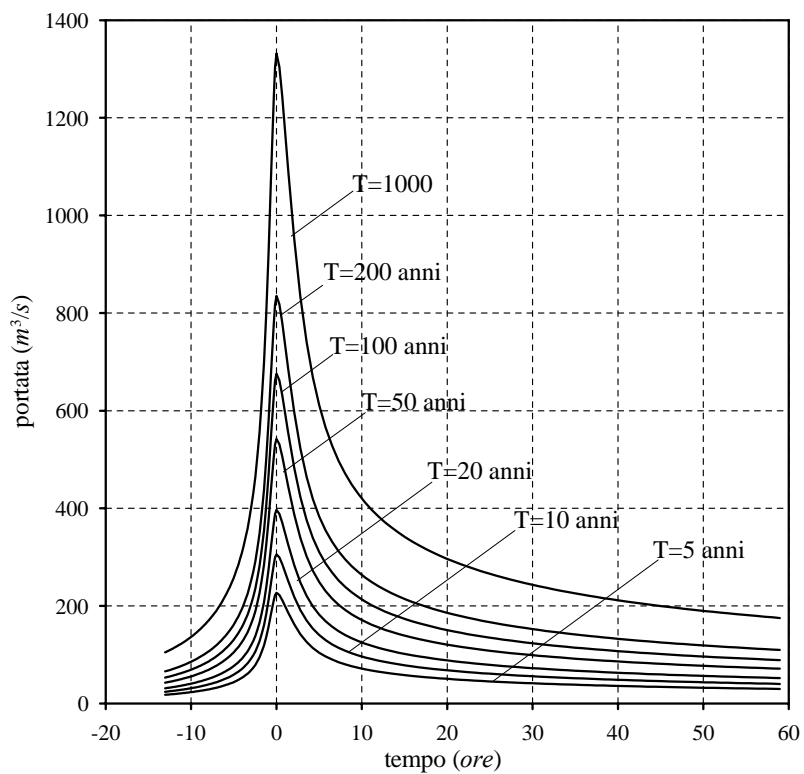


Figura 3 - Onde di piena sintetiche per il t. Baganza a P.te Nuovo.

3.4 Idrogrammi sintetici regionalizzati.

La procedura di stima regionale degli idrogrammi sintetici è in ogni punto analoga a quella già descritta nel Paragrafo 3.3 per la costruzione degli idrogrammi sintetici locali, e pertanto può essere schematizzata nei seguenti punti:

- stima regionale dei quantili delle portate al colmo $Q_0(T)$;
- stima regionale del rapporto di riduzione ε_D ;
- stima regionale del coefficiente r_D di posizione del picco.

Il problema della stima regionale delle portate al colmo $Q_0(T)$ è ricondotto alla taratura di formule regressive per la stima indiretta di $\alpha(Q_0)$, $\xi(Q_0)$, $k(Q_0)$, ricavando la portata al colmo di piena $Q_0(T)$ anche in questo caso con il modello GEV.

Nel caso specifico si è deciso di non regionalizzare tutti e tre i parametri della distribuzione GEV, ma di adottare come valore del parametro $k(Q_0)$, il valore medio ottenuto per le due sezioni:

$$k(Q_0) = \frac{k_{bottego} + k_{nuovo}}{2} = -0.234$$

dove $k_{bottego}$ e k_{nuovo} sono i parametri delle distribuzioni GEV elaborate per le sezioni di Ponte Bottego e Ponte Nuovo.

La regionalizzazione è quindi ricondotta alla determinazione di una relazione che legghi i rimanenti due parametri, $\alpha(Q_0)$, e $\xi(Q_0)$ alle caratteristiche morfologiche del bacino. Essendo soltanto due le stazioni strumentate si sono cercate relazioni, in funzione della sola area del bacino A , di tipo lineare:

$$\alpha(Q_0) = a + b \cdot A \quad \xi(Q_0) = c + d \cdot A$$

I valori dei coefficienti a , b , c , d si calcolano imponendo il passaggio per i due punti $(A_{Bottego}; \alpha_{Bottego})$, $(A_{Nuovo}; \alpha_{Nuovo})$ e $(A_{Bottego}; \xi_{Bottego})$, $(A_{Nuovo}; \xi_{Nuovo})$.

Si ottengono le seguenti espressioni:

$$\alpha(Q_0) = 46.008 + 0.0943 \cdot A \quad \xi(Q_0) = 44.677 + 0.2871 \cdot A$$

nella quale i parametri α e ξ sono espressi in (m³/s) e l'area A è espressa in km².

Una volta ricavate le formule di stima regionale dei parametri $\alpha(Q_0)$ e $\xi(Q_0)$ si può procedere agevolmente al calcolo delle portate al colmo in funzione del tempo di ritorno sulla base del modello GEV:

$$Q_0 = \xi + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]^k \right\} \quad (k \neq 0)$$

In fase di elaborazione delle onde per le sezioni strumentate si è ricorso all'utilizzo della relazione monoparametrica per la stima del rapporto di riduzione ε_D . Per ottenere il rapporto di riduzione per una sezione non strumentata è pertanto sufficiente regionalizzare il parametro θ .

Anche in questo caso si è assunta una relazione lineare con l'area drenata:

$$\theta = a \cdot A + b \quad (4)$$

calcolando poi i parametri a , b imponendo il passaggio per i punti $(A_{Bottego}; \theta_{Bottego})$, $(A_{Nuovo}; \theta_{Nuovo})$

la legge lineare (4) assume la seguente forma:

$$\theta = 4.38 + 7.13 \cdot 10^{-3} (A - 222.6)$$

nella quale il parametro θ è espresso in *ore* e l'area A è espressa in km^2 .

Si è proceduto infine alla taratura di una formula di stima indiretta della posizione del picco r_D . Ipotizzando che il parametro di scala temporale di r_D coincida con quello del corrispondente rapporto di riduzione, (nel caso in esame il parametro θ della curva monoparametrica), la funzione $r_D(D/\theta)$ è stata determinata raggruppando le coppie $(D/\theta_{loc}; r_D)$ relative alle due stazioni considerate ed interpolandole con un'espressione del tipo:

$$r_D \left(\frac{D}{\theta} \right) = a + \frac{b}{c + \left(\frac{D}{\theta} \right)^d}$$

I valori delle quattro costanti a , b , c , d , sono stati determinati mediante una interpolazione ai minimi quadrati ottenendo la seguente espressione:

$$r_D \left(\frac{D}{\theta} \right) = -0.03071 + \frac{1.5551}{3.8118 + \left(\frac{D}{\theta} \right)^{0.49011}}$$

In Figura 4 e in Figura 5 sono riportati gli idrogrammi sintetici, ottenuti con le due procedure sopra descritte, rispettivamente per le stazioni di P.te Bottego e di P.te Nuovo. Dal confronto tra gli idrogrammi sintetici *locali* e quelli ricavati con la procedura di stima *regionale* emerge che la regionalizzazione non comporta apprezzabili deformazioni dei valori del picco. Si nota, invece, una lieve differenza nella forma delle onde dovuta alla regionalizzazione dell'andamento del coefficiente r di posizione del picco. I volumi complessivi delle onde rimangono invariati poiché dipendono unicamente dal valore di θ .

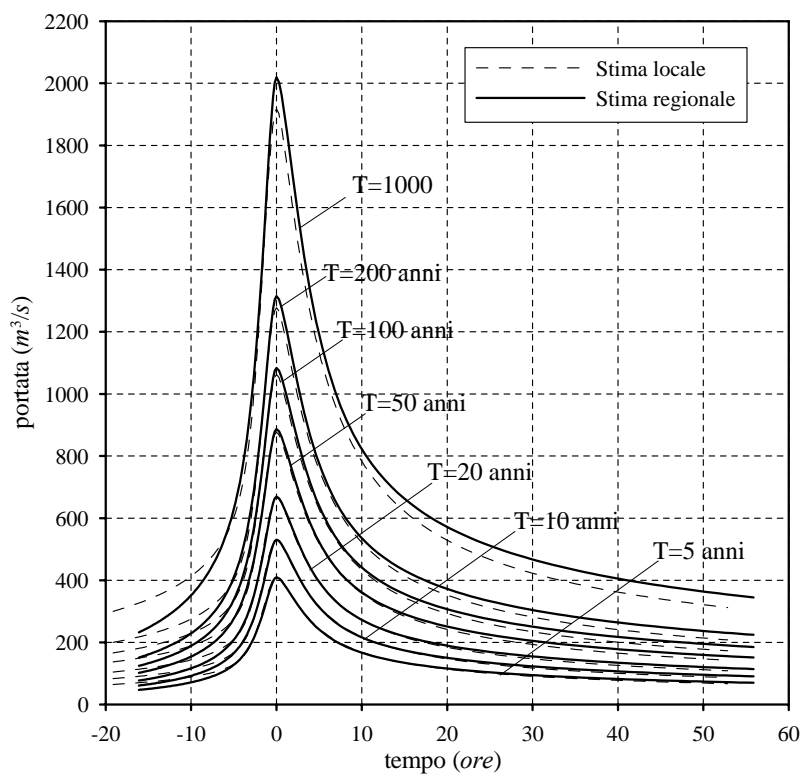


Figura 4 - Idrogrammi sintetici ottenuti dalla stima locale e dal modello regionale (Parma a P.te Bottego).

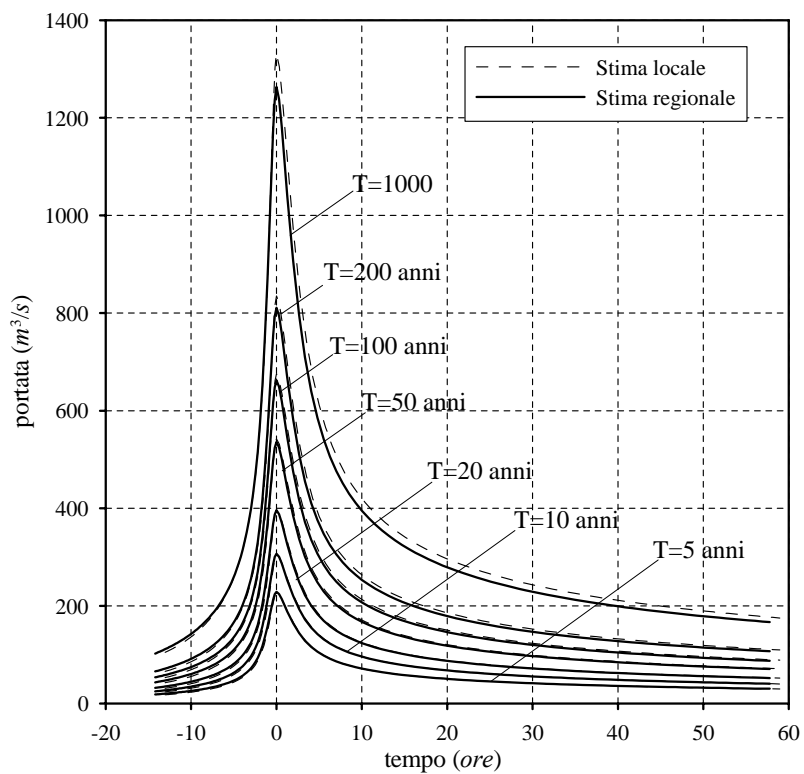


Figura 5 - Idrogrammi sintetici ottenuti dalla stima locale e dal modello regionale (Baganza a P.te Nuovo).

Nella sezione di interesse localizzata sul torrente Parma, immediatamente a monte dell'immissione del Baganza (in corrispondenza di Ponte Dattaro), non è presente alcuna stazione di misura idrometrica; quindi gli idrogrammi sintetici sono stati ricavati attraverso la procedura regionale precedentemente illustrata.

Il bacino del Parma chiuso alla sezione di ponte Dattaro presenta una superficie sottesa di 395.4 km²; utilizzando tale valore nella procedura di regionalizzazione precedentemente descritta si ottengono gli idrogrammi sintetici rappresentati in Figura 6.

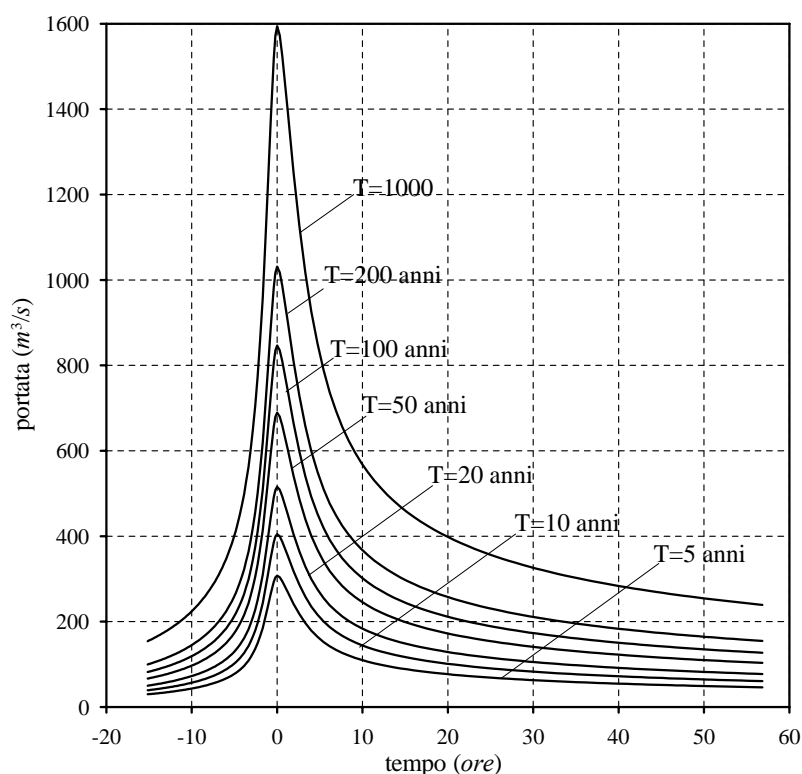


Figura 6 - Idrogrammi sintetici ottenuti dalla stima regionale per la sezione di Ponte Dattaro.

3.5 Delaminazione

Le onde di piena sintetiche riportate in Figura 5 e in Figura 6 sono relative rispettivamente alle sezioni di Ponte Nuovo e di Ponte Dattaro, ovvero a due sezioni sulle aste dei torrenti Baganza e Parma immediatamente a monte della loro confluenza.

Per il successivo studio che riguarda il progetto della cassa di espansione sul torrente Baganza, nonché per verificare gli effetti della costruenda cassa sul torrente Parma, si sono presi in considerazio-

ne e descritti mediante modello matematico i seguenti tratti a monte della confluenza Parma-Baganza:

- Baganza: dal Ponte di Marzolaro alla confluenza in Parma;
- Parma: dal Ponte di Panocchia alla confluenza in Baganza.

E' necessario, pertanto, individuare le onde di piena sintetiche per i medesimi tempi di ritorno in corrispondenza delle sezioni di monte dei suddetti tratti (Ponte di Marzolaro e Ponte di Panocchia) da assegnare come condizioni al contorno al modello matematico; a tal fine si è proceduto all'applicazione del Metodo Muskingum.

Quest ultimo fa parte di quei modelli matematici di propagazione delle piene detti "idrologici" in quanto sostituiscono all'equazione della conservazione della quantità di moto una equazione di tipo "concettuale" che descrive in maniera globale il comportamento del tronco fluviale. In questo modo, una volta tarati i parametri, è possibile "delaminare" le onde sintetiche, ovvero ricostruire l'onda di piena in una sezione di monte partendo dall'idrogramma sintetico originariamente ricavato per la sezione di valle.

L'applicazione del metodo Muskingum ai corsi d'acqua in esame consente di definire gli idrogrammi di piena sintetici per le sezioni di monte dei tratti modellati.

Tuttavia, sia attraverso l'applicazione del metodo Muskingum sia analizzando i risultati delle simulazioni effettuate con il modello matematico, è stato possibile verificare che il comportamento dei due torrenti nella zona a monte della città di Parma è essenzialmente di tipo cinematico: tendono a trasferire le onde di piena senza modificare apprezzabilmente né il valore del picco né la distribuzione dei volumi.

4. ANALISI IDRAULICA

4.1 Generalità

Per quanto riguarda le analisi idrauliche, sono stati acquisiti i risultati dello studio a cura dell'Università degli studi di Parma: (*"Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza"*, Dicembre 2003, Prof. Paolo Mignosa e altri) in cui viene analizzato il livello di sicurezza idraulica del sistema Parma – Baganza nei diversi scenari:

- senza alcuna cassa di espansione,
- con la sola cassa di espansione sul torrente Parma,
- con la presenza sia della cassa di espansione sul t. Parma che sul t. Baganza.

Dette analisi hanno evidenziato che, per garantire un adeguato livello di sicurezza idraulica alla città di Parma anche per eventi con tempo di ritorno pari a 200 anni, è necessario realizzare, oltre alla cassa sul t. Parma, un secondo invaso di laminazione posizionato sul t. Baganza e finalizzato ad abbatterne la portata duecentennale da $811 \text{ m}^3/\text{s}$ a $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Sulla base dei risultati dello studio idraulico a cura dell'Università degli studi di Parma sono state analizzate, nell'ambito del presente progetto preliminare, differenti ipotesi di ubicazione della cassa di laminazione. In particolare nel rapporto preliminare del presente progetto preliminare (Ottobre 2003) sono stati analizzati gli strumenti di pianificazione urbanistica e territoriale (vedi elaborati BAGP 1103-BAGP 1107) e le caratteristiche morfologiche del t. Baganza al fine di individuare il tratto più idoneo ad ospitare l'invaso di laminazione. Le analisi effettuate hanno evidenziato che la posizione migliore per la realizzazione di una cassa di espansione risulta essere quella compresa fra il comune di Sala Baganza e l'abitato di S. Ruffino. All'interno di questo tratto di torrente sono state quindi ipotizzate due ubicazioni possibili e ne sono state valutate le caratteristiche idrauliche, ambientali e di disponibilità delle aree. Nel complesso, non esistono motivazioni che facciano nettamente preferire una delle due ipotesi di localizzazione. Tuttavia, l'ubicazione 2 – monte (vedi elaborato CPI 1108) è stata individuata, di concerto con i responsabili del Servizio Tecnico dei Bacini Taro e Parma, come quella maggiormente idonea in quanto consente la leggera riduzione del volume invasato e va ad interessare, in sponda destra, una porzione di territorio attualmente soggetta ad attività estrattive. Si precisa che le valutazioni comparative sulle due ipotesi di ubicazione, sono riportate nel rapporto preliminare; di seguito vengono descritte le analisi idrauliche relative alla soluzione prescelta.

4.2 Il modello matematico

4.2.1 Descrizione del codice di calcolo

La determinazione dei livelli idrici in alveo corrispondenti alla portata di interesse è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo MIKE 11. Il modello idraulico MIKE 11 del Danish Hydraulic Institute è un programma di calcolo che, tramite la risoluzione delle equazioni differenziali di De Saint-Venant, consente di determinare i profili di corrente sia in condizioni di moto vario che di moto permanente.

Si riportano di seguito alcuni richiami teorici sul moto vario delle correnti a superficie libera e sui metodi di risoluzione delle equazioni che lo descrivono. Il moto di una corrente idrica a superficie libera, nella quale non siano presenti significative componenti trasversali di moto, è descritto matematicamente dalle equazioni di continuità e del moto, note come equazioni di De Saint-Venant monodimensionali.

Nelle ipotesi di fluido omogeneo ed incompressibile, pendenza di fondo modesta, distribuzione della pressione idrostatica nelle sezioni trasversali, assenza di immissioni e sottrazioni di portata, tali equazioni assumono la forma seguente:

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g \cdot |Q| \cdot Q}{\chi^2 \cdot A \cdot R} = 0 \end{cases} \quad (4.1)$$

dove:

h è la quota idrica misurata rispetto ad un livello orizzontale di riferimento (m);

A è l'area bagnata (m^2);

R è il raggio idraulico (m);

χ è il coefficiente di scabrezza di Chezy ($\text{m}^{1/2} \text{s}^{-1}$);

Q è la portata ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$);

g è la accelerazione di gravità (ms^{-2});

β è il coefficiente di ragguaglio delle quantità di moto che solitamente si pone uguale all'unità.

Il coefficiente di resistenza di Chezy χ può essere valutato con l'espressione di Strickler:

$$\chi = k_S \cdot R^{1/6} \quad (4.2)$$

in cui k_S è il coefficiente di scabrezza di Strickler.

Una volta definite le condizioni al contorno e quelle iniziali Le equazioni (4.1) vengono risolte numericamente mediante uno schema alle differenze finite di tipo implicito attraverso lo schema di Abbot a 6 punti.

4.2.2 Geometria utilizzata

Per la costruzione del modello matematico del t. Baganza sono state utilizzate le sezioni trasversali rilevate per conto dell'Assessorato Ambiente della provincia di Parma nel 1998, è stato così descritto il tratto di corso d'acqua compreso fra il ponte di Sala Baganza e la confluenza nel t. Parma.

Nella zona della cassa di espansione è stato poi effettuato nel novembre 2003 il rilievo di un piano quotato per conto del Servizio Tecnico Bacini Taro e Parma a cura della società Alfaprogetti s.r.l. di Parma. Al fine di descrivere con un dettaglio adeguato la geometria del t. Baganza nella zona dell'invaso di laminazione sono state estratte dal piano quotato 14 sezioni ad una distanza di circa 100 m l'una dall'altra. Nella Tabella 3 sono riportate le principali caratteristiche delle sezioni trasversali utilizzate per la descrizione geometrica del torrente Baganza; nell'elaborato BAGP 1110 sono riportate le tracce planimetriche delle sezioni trasversali.

n° sezione	Anno rilievo	Progressiva da monte(m.)	Quota sponda sx (m s.l.m.)	Quota sponda dx (m s.l.m.)	Quota fondo alveo (m s.l.m.)
P.te Sala	1998	16223	169.83	169.90	162.38
35	1998	16282	164.72	164.54	161.76
34	1998	16655	159.78	160.51	156.93
33	1998	17149	154.59	154.71	151.00
31	1998	17510	150.72	151.11	147.30
sez-1	2003	17962	146.08	145.85	142.56
sez-2	2003	18062	146.57	144.44	141.21
sez-3	2003	18162	143.10	143.48	140.82
sez-4	2003	18262	141.97	142.28	139.49
sez-5	2003	18362	140.48	141.62	138.44
sez-6	2003	18462	141.13	139.81	137.49
sez-7	2003	18562	140.06	138.30	136.07
sez-8 M	2003	18642	139.39	137.48	134.89
sez-8 V	2003	18662	139.39	137.48	134.89
sez-9	2003	18762	137.31	136.42	134.03
sez-10	2003	18862	137.20	135.79	132.88
sez11	2003	18962	136.17	134.49	131.60
sez12	2003	19062	134.22	133.04	130.72
sez13	2003	19162	132.46	132.31	129.40
sez14	2003	19262	131.29	131.20	128.17
24	1998	19604	128.60	130.29	124.36
22	1998	20120	123.20	123.49	119.50
21	1998	20316	119.87	120.87	117.67
19	1998	20652	117.10	117.87	114.39
18	1998	21240	111.38	111.80	108.50
17	1998	21737	107.27	107.26	104.35
16	1998	22171	104.16	103.57	100.28
14	1998	23054	95.61	95.61	91.35
13	1998	23561	91.94	90.94	87.50
12	1998	23951	88.99	89.14	83.73
11	1998	24403	85.44	85.73	80.68
10	1998	24841	83.19	83.22	78.01
9	1998	25286	79.91	81.20	74.78
8	1998	25625	76.85	78.15	71.93
7	1998	26037	74.95	74.49	68.52
6	1998	26286	72.89	72.90	66.92
5	1998	26765	69.69	67.49	63.90
4	1998	27062	67.77	67.79	62.19
3B Ponte Nav. M	1998	27431	65.33	65.44	59.73
3B Ponte Nav. V	1998	27441	65.33	65.44	59.73
1	1998	27682	64.50	64.10	59.37
P.Nuovo M	1998	27802	64.50	64.60	58.81
P.Nuovo V	1998	27822	64.50	64.60	58.81
2	1998	27840	64.34	64.04	58.19
3 confl Parma	1998	28015	62.74	62.50	57.60

Tabella 3 – Caratteristiche principali delle sezioni strasversali del t. Baganza.

4.2.3 Schematizzazione dell'invaso di laminazione

Al fine di implementare in maniera corretta il sistema di invasi di cui è composta la cassa di espansione è stato adottato uno schema di modellazione quasi bidimensionale: la descrizione nel modello matematico dell'invaso 1 (vedi planimetria di progetto BAGP1111) è stata effettuata mediante l'inserimento di un manufatto di controllo ubicato fra la sezione sez-8 M e la sez-8 V dotato di luci di fondo e sfioratore di emergenza (manufatto A, vedi paragrafo 4.2.6.1) e il relativo adeguamento delle quote arginali nelle diverse sezioni trasversali.

Gli invasi 2 e 3 della cassa di espansione (invasi fuori linea rispettivamente di monte e di valle) sono stati descritti nel modello matematico attraverso un secondo "branch" collegato al torrente Baganza mediante i due link seguenti:

- il manufatto B di alimentazione dell'invaso 2 di monte;
- il manufatto E (sfioratore di emergenza dell'invaso 3 di valle).

Infine, l'invaso 3 viene alimentato dall'invaso 2 mediante lo sfioratore denominato manufatto C.

4.2.4 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno di monte utilizzate nelle simulazioni effettuate sono gli idrogrammi sintetici ottenuti tramite la procedura di regionalizzazione in corrispondenza della sezione di misura di Ponte Nuovo. Si è ritenuto di poter utilizzare detti idrogrammi come condizione al contorno di monte poiché, come già detto, nel tratto fra il ponte di Sala Baganza e Ponte Nuovo il t. Baganza non sono presenti immissioni significative ed inoltre il comportamento del corso d'acqua è essenzialmente cinematico: trasferisce le onde di piena senza modificare né il colmo né la distribuzione dei volumi.

La condizione al contorno di valle per il t. Baganza è rappresentata dalla confluenza con il t. Parma; mediante opportune simulazioni si è verificato che, già in corrispondenza della sezione 1 (progr. 27682 m), gli effetti del rigurgito sono sostanzialmente trascurabili, pertanto le caratteristiche cinematiche della corrente nella zona della cassa di espansione risultano del tutto indipendenti dalla condizione al contorno di valle.

4.2.5 Scabrezze

Le scabrezze utilizzate nelle simulazioni sono le medesime utilizzate nell'ambito delle simulazioni condotte nello studio idraulico a cura dell'Università degli studi di Parma: nel tratto di t. Baganza compreso fra la sezione del ponte di Marzolaro (prog. 5910 m) e quella di confluenza in Parma

(progr. 28015 m) è stato assegnato un coefficiente di scabrezza di Strickler variabile linearmente con la progressiva, da $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

4.2.6 Descrizione dei manufatti

4.2.6.1 manufatto A

Il manufatto A, posizionato all'interno dell'alveo del t. Baganza regola secondo una opportuna legge la portata defluente a valle della cassa di espansione. Esso è costituito da una soglia tracimabile al di sotto della quale sono posizionate 4 luci di fondo a sezione trapezia. Le dimensioni e le quote principali del manufatto sono riportate in Tabella 4 ed in Figura 7.

Quota fondo luci manufatto principale z_f (m s.l.m.)	134.89
Larghezza di ciascuna luce al fondo (m)	7.0
Larghezza di ciascuna luce in sommità (m)	3.0
Altezza di ciascuna luce h (m)	3.0
Area della sezione di ciascuna luce A (m^2)	15.0
Quota ciglio sfiorante (m s.l.m.)	144.10
Lunghezza ciglio sfiorante (m)	200

Tabella 4: Dimensioni e quote principali del manufatto regolatore

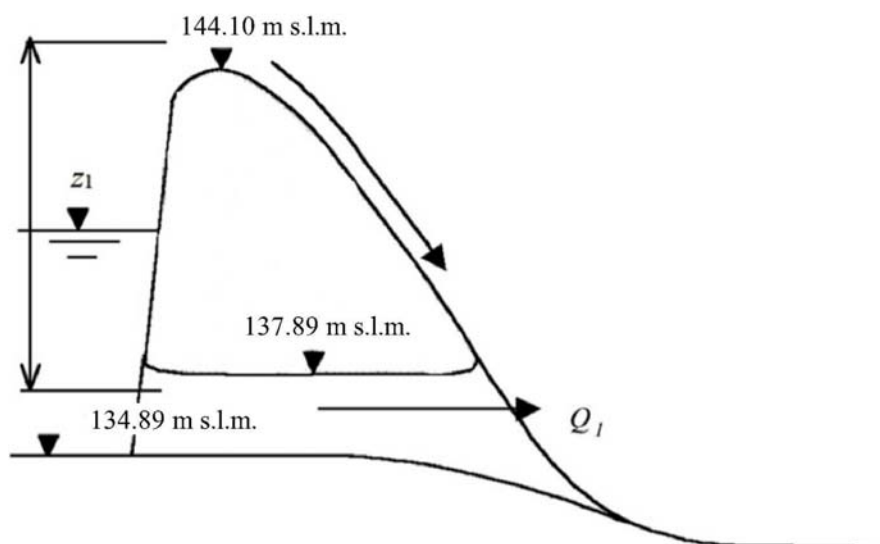


Figura 7: Sezione trasversale schematica del manufatto regolatore in alveo (manufatto A)

Con riferimento allo schema di Figura 7 possono essere identificate le seguenti condizioni di efflusso dal manufatto principale:

- efflusso a pelo libero attraversi le luci non rigurgitato da valle: la corrente lenta proveniente da monte subisce un passaggio per lo stato critico in corrispondenza di una sezione in prossimità dell'imbocco;
- efflusso in pressione: per un certo valore del tirante idrico (superiore alla quota cielo delle luci di fondo) il funzionamento delle luci avviene in pressione;
- efflusso in pressione e sfioratore in funzione: quando la quota idrica a monte del manufatto supera quella del ciglio sfiorante alla portata scaricata dalle luci di fondo si aggiunge quella tracimata al di sopra dello sfioratore. Lo scaricatore di superficie è sagomato con un profilo Creager (coefficiente di deflusso $\mu_0 = 0.490$) la cui quota idrica di progetto è determinata dal transito della portata millenaria (145.36 m s.l.m.).

Al fine di descrivere correttamente il funzionamento del manufatto sono state inserite nel modello matematico implementato due strutture: una tipo “culvert” che permette di descrivere il funzionamento delle luci di fondo, ed una tipo “weir” che schematizza il funzionamento dello sfioratore; in Figura 8 è riportata la scala di deflusso del manufatto A.

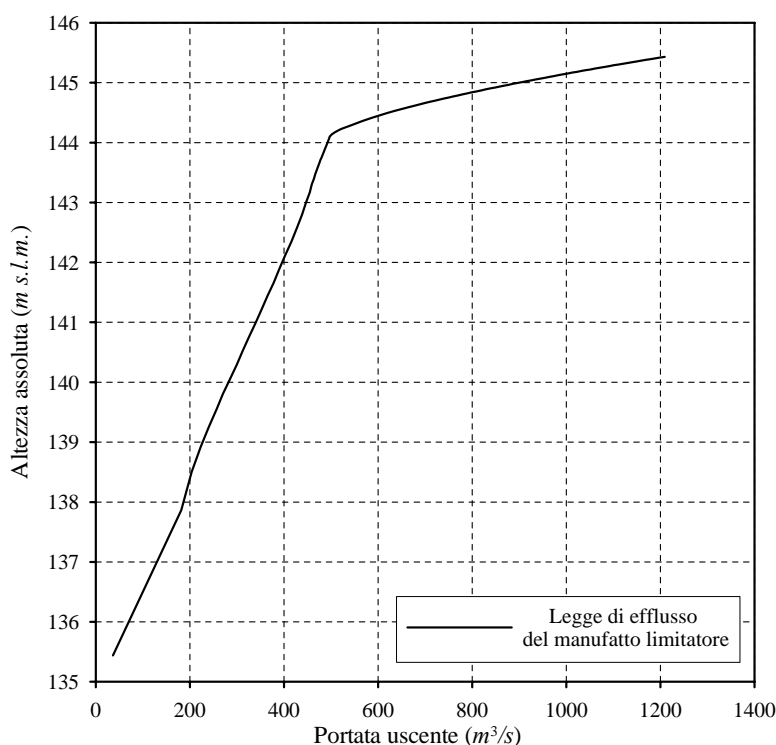


Figura 8 – Scala di deflusso del manufatto A

4.2.6.2 manufatto B

Il manufatto B rappresenta il collegamento fra l'invaso 1 e l'invaso 2. E' costituito da una soglia sfiorante di lunghezza pari a 150 m s.l.m. con ciglio posto a quota 142.70 m s.l.m. Al variare del livello idrico nei due invasi (1 e 2), l'efflusso sullo stramazzo può essere libero ovvero rigurgitato. Questo manufatto è stato simulato nel modello matematico mediante l'introduzione di un "link" di collegamento fra il fiume e gli invasi fuori linea.

4.2.6.3 manufatto C

Il manufatto C è finalizzato all'alimentazione dell'invaso 3 dall'invaso 2; è costituito da una soglia sfiorante lunga 100 m con ciglio a quota di 143.15 m s.l.m.. Lo stramazzo presenta una profilatura di tipo Creager (coefficiente di deflusso $\mu_0 = 0.49$) definita per una quota idrica di progetto pari a 145.25 m s.l.m.. ed è stato implementato nel modello mediante l'inserimento di una struttura di tipo "weir". Come si può notare dai risultati delle simulazioni detto manufatto non è mai rigurgitato, poiché i livelli idrici nell'invaso 3 si mantengono sempre inferiori alla quota della soglia.

Inoltre il manufatto è dotato di due luci di fondo finalizzate allo svuotamento dell'invaso 2 una volta terminato il passaggio della piena. Ciascuna delle due luci è di dimensioni pari a 3 m x 3 m ed è dotata di paratoie. Queste due luci di fondo non sono state schematizzate nel modello idrodinamico poiché durante il passaggio della piena devono rimanere chiuse al fine di garantire un corretto invaso dei settori 2 e 3 della cassa di espansione.

4.2.6.4 Manufatto D

Il manufatto D rappresenta l'opera che, assieme al canale di scolo, permette lo svuotamento dell'invaso 3 successivamente al passaggio della piena. Esso è costituito da due luci a sezione quadrata con lato pari a 3 m, dotate di paratoie piane. Queste luci sono state descritte nel modello idrodinamico come quasi completamente chiuse: si è dovuto assegnare un grado di apertura minimo finalizzato ad evitare l'insorgere di fenomeni di instabilità numerica nel modello matematico; tuttavia, la portata evacuata tramite il manufatto risulta essere del tutto trascurabile rispetto a quella defluente nell'alveo durante tutta la durata della piena. La loro apertura, infatti, dovrà avvenire solo successivamente al transito della piena, quando la diminuzione delle portate defluenti in alveo consente di effettuare lo svuotamento degli invasi.

4.2.6.5 manufatto E

Il manufatto E rappresenta lo sfioratore di emergenza dell'invaso 3. Esso è costituito da una soglia di lunghezza pari a 300 m con ciglio a quota pari a 137.25 m s.l.m.; al fine di limitarne la lunghezza anche questo sfioratore deve presentare una profilatura di tipo Creager definita per una quota idrica di progetto pari a 138.25 m s.l.m. Questo manufatto è stato schematizzato nel modello idraulico mediante una struttura di tipo "weir".

4.3 **Effetti di laminazione della cassa d'espansione**

4.3.1 **Cassa completa**

Il progetto della cassa d'espansione sul torrente Baganza è stato definito considerando in ingresso alla cassa l'idrogramma sintetico con tempo di ritorno pari a 200 anni (vedi paragrafo 3): fissate le geometrie dei diversi invasi sono stati dimensionati gli stramazzi di collegamento fra gli invasi 1 -2 e 2 - 3 (manufatti B e C) in modo tale che lo sfioratore del manufatto principale sulla cassa in linea non entrasse in funzione. Il funzionamento della cassa è poi stato verificato con le onde sintetiche ricavate per gli altri tempi di ritorno. I risultati di tali simulazioni sono riportati in forma grafica

nell'allegato A, mentre la Figura 9 e la Tabella 5 sintetizzano i principali risultati, riportando per ogni tempo di ritorno le seguenti grandezze:

1. portata massima in ingresso alla cassa Q_e ;
2. portata massima in uscita dalla cassa di espansione Q_u ;
3. rapporto di laminazione $\eta=Q_u/Q_e$;
4. portata massima scambiata tra l'invaso 1 (in linea) e l'invaso 2 (fuori linea di monte) Q_{1-2} ;
5. portata massima scambiata tra l'invaso 2 (fuori linea di monte) e l'invaso 3 (fuori linea di valle) Q_{2-3} ;
6. quota idrica massima nell'invaso 1 z_1 ;
7. quota idrica massima nell'invaso 2 z_2 ;
8. quota idrica massima nell'invaso 3 z_3 ;
9. volume massimo dell'invaso 1 W_1 ;
10. volume massimo dell'invaso 2 W_2 ;
11. volume massimo dell'invaso 3 W_3 ;

Valori massimi	Tempo di ritorno (anni)					
	5	10	20	50	100	200
$Q_e (m^3/s)$	229	307	396	536	662	811
$Q_u (m^3/s)$	221	291	366	447	471	506
$\eta=(Q_u)/Q_e$	0.97	0.95	0.92	0.84	0.71	0.62
$Q_{1-2} (m^3/s)$	0	0	0	64	178	307
$Q_{2-3} (m^3/s)$	0	0	0	0	0	194
$z_1 (m \text{ s.l.m.})$	139.21	140.37	141.68	143.21	143.67	144.11
$z_2 (m \text{ s.l.m.})$	136.00	136.00	136.00	139.35	143.27	144.09
$z_3 (m \text{ s.l.m.})$	135.00	135.00	135.00	135.00	135.00	137.22
$W_1 (10^6 m^3)$	0.162	0.265	0.432	0.687	0.773	0.859
$W_2 (10^6 m^3)$	0.000	0.000	0.000	0.242	1.063	1.300
$W_3 (10^6 m^3)$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.247
$W_{tot}(10^6 m^3)$	0.162	0.265	0.432	0.929	1.836	3.406

Tabella 5 – Valori massimi delle grandezze caratteristiche della cassa di espansione sul torrente Baganza (Portate, livelli idrici e volumi).

La massima efficienza della cassa, (corrispondente al minimo rapporto di laminazione η), si ottiene per l'evento di piena duecentennale mentre l'efficienza minima si manifesta invece per bassi tempi di ritorno (5-20 anni) per i quali la cassa in linea si invasa (invaso 1) solo in parte mentre quelle fuo-

ri linea non si invasano affatto (invasi 2 e 3). Per questi tempi di ritorno le portate in uscita dalla cassa risultano comunque inferiori alla massima portata compatibile con le caratteristiche dell'alveo di valle fissata in $500 \text{ m}^3/\text{s}$ nello studio idraulico dell'Università di Parma. Alla luce delle precedenti considerazioni è possibile affermare che lo schema progettuale a 3 invasi permette di ottenere due significativi benefici:

- la maggior parte del volume è disponibile negli invasi fuori linea consentendo di ottenere una laminazione efficiente, tendente a quella ideale, anche con manufatti idraulici del tutto privi di organi mobili;
- gli invasi fuori linea vengono allagati con frequenze molto inferiori a quelle ottenibili per casse formate da un solo invaso; in particolare gli invasi 2 e 3 vengono allagati solo per eventi con tempo di ritorno superiori rispettivamente a 20 e 100 anni.

Il volume complessivo invasato nella cassa per l'evento con tempo di ritorno duecentennale (evento di progetto) è pari a $3.406 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

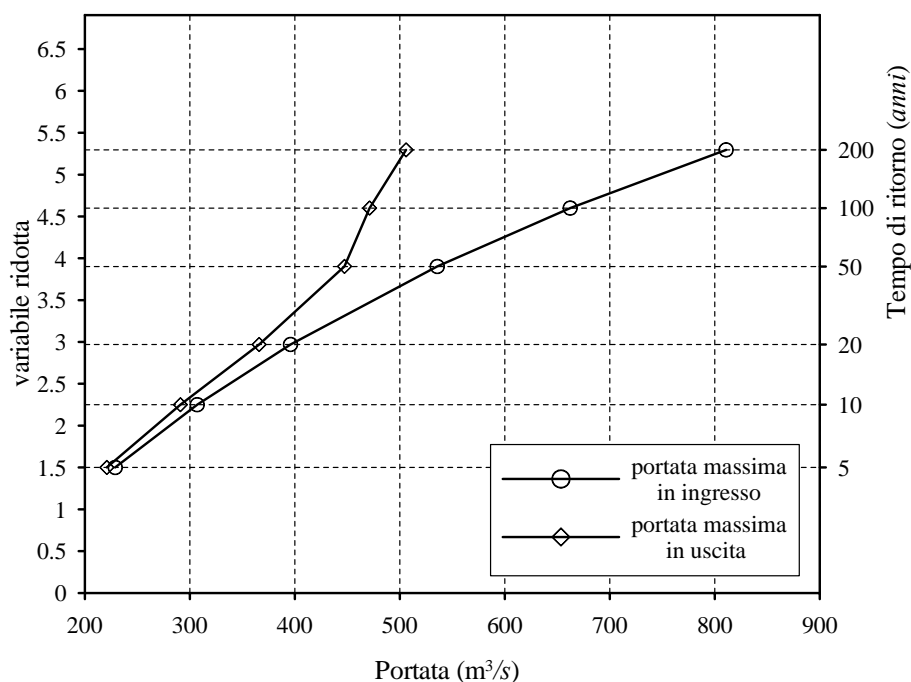


Figura 9 – Andamento, in funzione del tempo di ritorno, delle portate in ingresso ed in uscita dalla cassa di espansione.

4.3.1.1 Simulazione dell'evento millenario

Al fine di definire le quote delle arginature perimetrali della cassa di espansione, dell'intradosso dei ponti carrabili previsti sui diversi manufatti e la lunghezza degli sfioratori di emergenza (manufatti A ed E) si è fatto riferimento a quanto indicato nel DM 24.03.1982 “*Norme tecniche per la proget-*

tazione e la costruzione delle dighe di sbarramento” in cui, relativamente agli sbarramenti classificati come *“dighe in materiali sciolti”* è indicato che:

- il franco netto per invasi di altezza inferiori a 15 m deve essere almeno pari a 1.5 m;
- la portata massima da scaricare per il più gravoso evento di piena previsto deve essere evacuabile unicamente con gli scarichi di superficie.

Pertanto è stata effettuata una simulazione in moto vario adottando come condizione al contorno di monte l'idrogramma sintetico con tempo di ritorno di 1000 anni⁴ e considerando le luci di fondo del manufatto in linea (manufatto A) completamente occluse. In Figura 10 sono rappresentati gli idrogrammi di piena in ingresso ed in uscita dai diversi invasi. Le massime quote idriche così ottenute sono pari a: 145.36 m s.l.m. nell'invaso 1, 145.25 m s.l.m. nell'invaso 2 e 138.25 m s.l.m. nell'invaso 3. I volumi invasati risultano invece pari a $1.118 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, $1.639 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ e $1.514 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ rispettivamente negli invasi 1 2 e 3; pertanto le quote delle arginature sono state fissate pari a 147.00 m s.l.m. per gli invasi 1 e 2 e pari a 140.00 m s.l.m. per l'invaso 3.

⁴ Nella circolare del 06/04/05 n° 3199 del Registro Italiano Dighe è specificato che la portata da assumere a riferimento per gli invasi classificati come dighe (DM del 28.03.82) è quella avente un tempo di ritorno pari a 1000 anni.

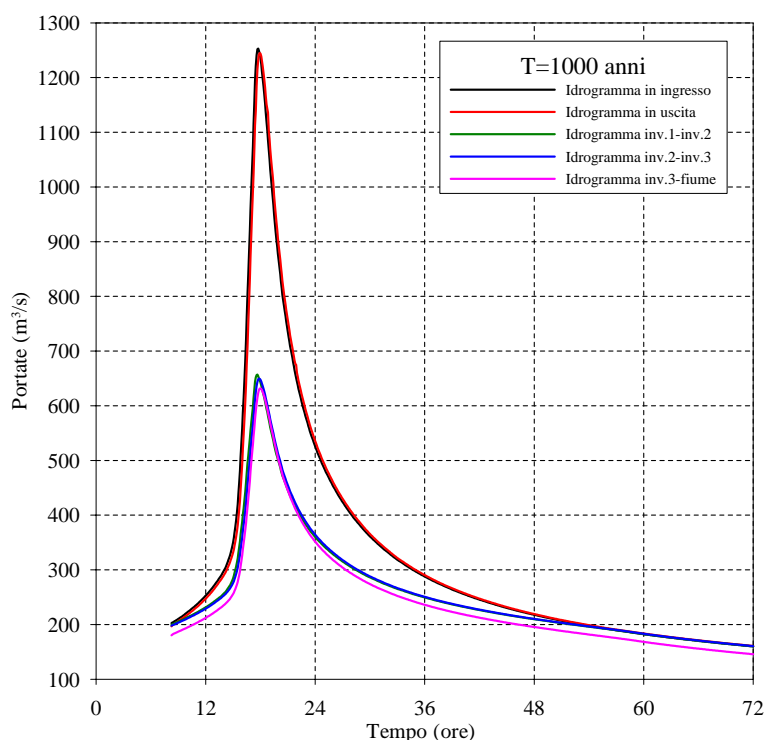


Figura 10 – Idrogrammi in ingresso ed in uscita dai 3 invasi della cassa di espansione; simulazione effettuata con l'idrogramma millenario e gli scarichi delle luci di fondo del manufatto di regolazione completamente occlusi.

Come risulta evidente osservando gli idrogrammi di portata rappresentati in Figura 10, l'idrogramma millenario non è laminato dalla cassa di espansione, questo poiché l'evento di progetto per cui sono stati definiti i volumi dei diversi invasi e le quote delle soglie di emergenza è quello duecentennale. Infatti, nel caso di transito di eventi con tempo di ritorno superiore a quello di progetto (200 anni), è necessario verificare che il transito della piena non causi fenomeni catastrofici quali la tracimazione delle arginature ovvero il crollo dei manufatti. Le verifiche effettuate considerando un tempo di ritorno pari a 1000 anni risultano pertanto necessarie per determinare le massime quote idriche e, di conseguenza, le quote da assegnare alle sommità delle arginature degli invasi nonché le caratteristiche degli sfioratori di emergenza.

4.3.2 Primo lotto

La suddivisione della porzione fuori linea della cassa di laminazione in due invasi consente, oltre a ridurre la frequenza di allagamento dell'invaso 3 rispetto a quanto accadrebbe nell'ipotesi di realizzare un solo invaso fuori linea, di prevedere che la costruzione dell'intera cassa di laminazione in due lotti funzionali successivi: il primo lotto dovrà comprendere la realizzazione degli invasi 1 e 2 (e dei manufatti A, B, C), mentre il secondo lotto riguarderà la costruzione dell'invaso 3 e dei re-

stanti due manufatti D ed E. In questo modo le opere di primo lotto, una volta ultimate, saranno in grado di operare una parziale, ma comunque significativa, laminazione delle piene.

Al fine di definire quale sia la reale capacità di abbattimento dei colmi di piena ottenibile mediante la costruzione dei soli invasi 1 e 2 sono state perciò realizzate opportune verifiche idrauliche: in Figura 11 è riportato il grafico che sintetizza i risultati di queste verifiche. Come si può osservare, per tempi di ritorno non superiori a 100 anni la portata in uscita dalla cassa di espansione nella configurazione “primo lotto” non si modifica rispetto a quella ottenibile nell’assetto definitivo. Per tempi di ritorno superiori invece la presenza dell’invaso 3 (comparto fuori linea di valle) svolge una funzione fondamentale: nell’ipotesi di realizzare le sole opere di primo lotto il colmo di un evento duecentennale si riduce da 811 m³/s a 691 m³/s (vedi Figura 12); viene pertanto superato il valore della portata compatibile fissato in 500 m³/s nel già citato studio dell’università degli studi di Parma.

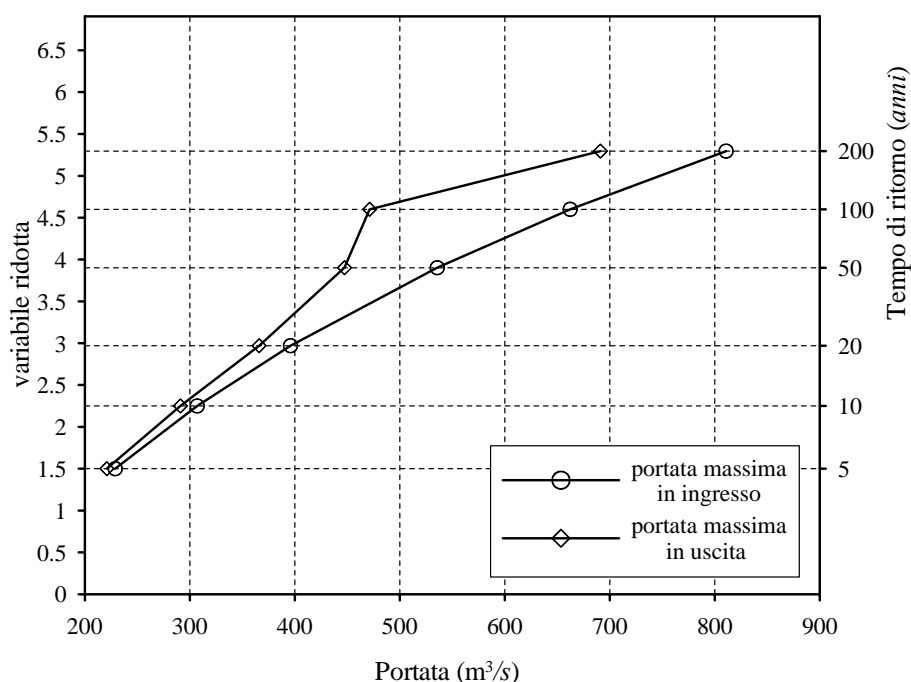


Figura 11 - Andamento, in funzione del tempo di ritorno, delle portate in ingresso ed in uscita dalla cassa di espansione nell’ipotesi di realizzare soltanto le opere di primo lotto.

Utilizzando l’idrogramma duecentennale come condizione al contorno di monte i livelli idrici ottenuti nelle simulazioni con la cassa nella configurazione “primo lotto” sono risultati i seguenti: 144.11 m s.l.m. nell’invaso 1 e 144.09 m s.l.m. nell’invaso 2, a cui corrispondono rispettivamente volumi di $0.859 \cdot 10^6$ m³ e $1.3 \cdot 10^6$ m³.

Anche per l'assetto di progetto di "primo lotto" sono state ripetute le verifiche idrauliche che considerano il transito dell'idrogramma millenario ipotizzando la completa occlusione delle luci di fondo del manufatto regolatore in alveo (manufatto A): i massimi livelli idrici sono i medesimi già ottenuti nell'analoga simulazione effettuata considerando anche la realizzazione dell'invaso 3: 145.36 m s.l.m. nell'invaso 1 e 145.25 m s.l.m. nell'invaso 2.

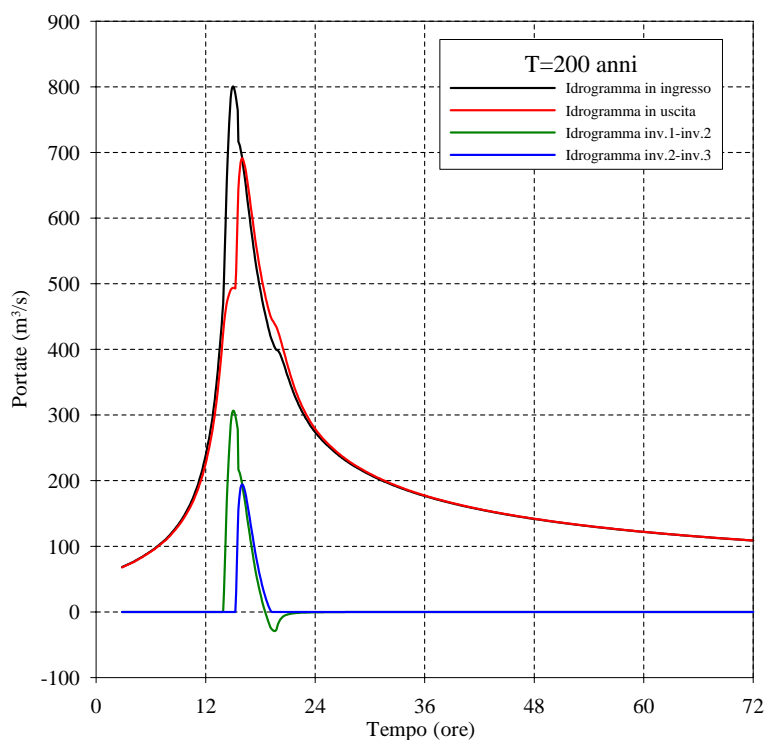


Figura 12 – Idrogrammi in ingresso ed in uscita dagli invasi della cassa di espansione; simulazione per T=200 anni nell'ipotesi di realizzazione delle sole opere di primo lotto (invasi 1 e 2)

5. TIPOLOGIE COSTRUTTIVE DEI MANUFATTI E DELLE ARGINATURE

Per quanto riguarda la definizione tipologica dei manufatti si può fare riferimento ai seguenti gruppi omogenei di opere:

- a) manufatti di derivazione, restituzione e collegamento degli invasi;
- b) manufatti di intercettazione;
- c) arginature.

Al primo gruppo appartengono i seguenti manufatti:

- manufatto A, in alveo, limitatore della portata defluente a valle della cassa di espansione;
- manufatto B, di alimentazione dell'invaso 2 dall'invaso 1;
- manufatto C, di collegamento tra l'invaso 2 e l'invaso 3;
- manufatto E, sfioratore di emergenza dell'invaso 3.

Tutti i manufatti sopra citati (dotati o meno di luci di fondo) sono concepiti come soglie sfioranti libere, opportunamente sagomate, in grado di accompagnare al piede le portate esitate (manufatti A e C), ovvero di determinare la formazione di un getto libero areato (manufatti B ed E).

In tutti i casi, al piede del manufatto è prevista la realizzazione di una vasca di dissipazione in cui si verifica la transizione tra la corrente veloce incidente e la corrente lenta di valle per mezzo di un risalto. A causa dell'elevato potenziale erosivo connesso alle turbolenze che si sviluppano nel risalto, in presenza di alvei composti da materiali granulari, è indispensabile realizzare idonei manufatti di protezione del fondo alveo al fine di proteggere le opere in elevazione (soglie di sfioro) da fenomeni erosivi in grado di determinarne lo scalzamento.

Il dimensionamento idraulico delle vasche di dissipazione è stato effettuato utilizzando le usuali formule di letteratura per la determinazione delle caratteristiche idrodinamiche della corrente veloce incidente, nonché l'equazione globale dell'equilibrio dinamico per la determinazione dell'altezza idrica coniugata di valle in corrente lenta. Sulla base di questo dato e delle caratteristiche della corrente di valle sono state definite la quota del fondo vasca e le caratteristiche geometriche e tipologiche della soglia di uscita. La lunghezza delle vasche di smorzamento è stata adottata in questa fase di dimensionamento preliminare pari a sei volte l'altezza idrica coniugata di corrente lenta, adottando un opportuno coefficiente di sicurezza; nel caso del manufatto principale in alveo (Manufatto A) per ridurre la lunghezza della vasca sono state inserite una serie di "denti dissipatori".

Per la realizzazione di tutti i manufatti (sia le soglie in elevazione che il rivestimento di fondo delle vasche di dissipazione) è previsto l'utilizzo di conglomerato cementizio armato; per la realizzazione

della protezione di fondo delle vasche si potrà valutare la possibilità di realizzare rivestimenti mediante selciato di pietrame opportunamente immorsato nella struttura in calcestruzzo sottostante. Tutte le opere in elevazione saranno dotate degli elementi strutturali necessari per garantire un'adeguata connessione con gli adiacenti rilevati arginali al fine di dare continuità alla tenuta idraulica delle arginature; inoltre, i manufatti saranno dotati, lato monte, di elementi di tenuta (ad es. diaframmi) di lunghezza opportuna al fine di evitare fenomeni di sifonamento e di ridurre anche l'entità delle sottospinte idrauliche.

Al secondo gruppo appartiene il solo manufatto D che consente lo svuotamento dell'invaso 3 successivamente al transito dell'onda di piena. Esso è costituito da un manufatto scatolare a due canne a sezione quadrata, da realizzarsi in calcestruzzo armato, completo di muri d'ala e strutture di sottofondazione atte al contrasto di eventuali fenomeni di sifonamento ed al contenimento delle sottospinte idrauliche. I due forni sono dotati di doppio dispositivo di intercettazione (paratoie piane) sia a monte che a valle, nonché di gargami per la messa in opera di panconi da utilizzarsi per operazioni di manutenzione. Tutti i manufatti sono dotati degli elementi costruttivi in grado di conferire la necessaria continuità alla tenuta idraulica delle arginature ed a scongiurare eventuali fenomeni di sifonamento e/o aggiramento laterale del manufatto stesso.

Per quanto attiene le arginature verrà adottata una sezione tipo caratterizzata da paramenti con pendenza pari ad 1:2 (v:h), interrotti da banche orizzontali ad interasse verticale massimo di 5 metri. Tale sagoma consente il ricoprimento della linea di filtrazione assunta con pendenza pari a 1:5, così come suggerito in letteratura. Per la formazione dei rilevati verrà utilizzato materiale idoneo, sia per caratteristiche statiche che per quanto attiene le problematiche di filtrazione, prelevato dalle aree in cui verrà realizzata la cassa di laminazione. Con gli elementi attualmente in possesso per la redazione del presente progetto preliminare non è possibile effettuare una compiuta caratterizzazione granulometrica del materiale litoide in sito. Nelle successive fasi progettuali, sulla base delle indagini geologiche e geotecniche di approfondimento (vedi elaborato BAGP 1104) sarà possibile valutare le caratteristiche granulometriche dei materiali disponibili in sito, le caratteristiche di permeabilità dei terreni di imposta, nonché l'eventuale necessità di dotare le arginature (o alcuni tratti delle stesse) di elementi di tenuta idraulica quali, ad esempio, diaframmi plastici o in calcestruzzo armato.

6. CONCLUSIONI

Nella presente relazione tecnica sono state svolte tutte le analisi necessarie per definire le caratteristiche principali della cassa di espansione ed in particolare: la tipologia di cassa in linea e/o fuori linea, il numero degli invasi e le loro principali caratteristiche idrauliche, la tipologia e geometria dei manufatti idraulici necessari per regolarne il funzionamento. Sono quindi state effettuate le verifiche idrauliche del funzionamento dell'invaso di laminazione utilizzando un modello matematico di moto vario imponendo come condizioni al contorno di monte gli idrogrammi sintetici ottenuti per diversi valori di tempo di ritorno (200 anni come piena di progetto e 1000 anni come massima piena per la verifica dei franchi delle arginature). E' stato quindi possibile determinare i massimi volumi ed i massimi livelli idrici presenti in ciascuno dei tre invasi, definendo così le quote da assegnare alla sommità delle arginature perimetrali.

La cassa di espansione risulta composta da tre invasi: il primo ubicato "*in linea*" sul torrente Baganza limitata, lato valle, dal manufatto manufatto A la cui funzione è quella di limitare secondo una legge opportuna le portate in uscita. I restanti due invasi sono posizionati "*fuori linea*", in destra idraulica, sono alimentati mediante soglie libere che mettono in collegamento l'invaso 1 con l'invaso 2 e quest ultimo con l'invaso 3. Considerando come evento di progetto quello con tempo di ritorno pari a 200 anni, i volumi invasati nei tre serbatoi sono: $0.859 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, $1.300 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, $1.247 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ rispettivamente negli invasi 1, 2 e 3; il volume complessivo invasato è pertanto di $3.406 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Come si può notare i volumi dei due invasi fuori linea sono molto maggiori di quello dell'invaso in linea; ciò permette ottenere una laminazione dell'idrogramma di progetto che è prossima a quella ideale (e quindi una minimizzazione del volume complessivo della cassa) nonostante i manufatti idraulici siano del tutto privi di organi mobili. Oltre all'idrogramma duecentennale sono state effettuate verifiche della cassa di espansione imponendo come condizione al contorno di monte anche gli idrogrammi ottenuti per differenti tempi di ritorno, si è così potuto verificare che: per bassi tempi di ritorno (5-20 anni) la porzione in linea si invasa solo in parte mentre quelle fuori linea non si invasano affatto (invasi 2 e 3). Per questi tempi di ritorno le portate in uscita dalla cassa risultano comunque inferiori alla massima portata compatibile. La parte fuori linea della cassa è allagata solo per eventi con tempi di ritorno superiori a 20 e 100 anni rispettivamente per l'invaso 2 e 3. Si può quindi affermare che suddividendo la porzione fuori linea in due invasi in serie si ottiene, a parità di volume complessivo invasato sia una riduzione delle massime altezze idriche negli invasi sia una riduzione delle frequenze di allagamento nell'invaso 3.

In considerazione del fatto che il volume complessivo invasato supera il valore di 1'000'000 m³ nella definizione delle quote di sommità delle arginature, e della lunghezza delle soglie sfioranti di emergenza si è ritenuto opportuno applicare quanto previsto nel D.M. 24.03.1982 “ *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*” per le dighe di materiali sciolti. Pertanto è stata effettuata una verifica idraulica imponendo come condizione al contorno di monte l'idrogramma millenario considerando completamente occluse le luci di fondo del manufatto A.

Una volta terminate le verifiche della cassa di espansione nell'assetto definitivo a tre comparti è stata analizzata anche l'ipotesi di realizzare la cassa attraverso due lotti funzionali successivi: in particolare, è stata considerata la possibilità di realizzare un “I lotto” di opere comprendenti l'invaso 1 e l'invaso 2 con i rispettivi manufatti accessori (manufatti A, B, C). Sono state quindi ripetute le stesse verifiche idrauliche effettuate per l'assetto definitivo anche per la configurazione “*di primo lotto*” al fine di valutare la capacità di laminazione della cassa di espansione in questa configurazione transitoria.

Per tempi di ritorno inferiori a 100 anni la portata in uscita dalla cassa di espansione non si modifica sostanzialmente rispetto a quella ottenibile nell'assetto definitivo, mentre per tempi di ritorno superiori la presenza dell'invaso 3 svolge una funzione fondamentale. Infatti, la portata al colmo di piena in ingresso con T=200 anni (811 m³/s) viene ridotta in uscita dalla cassa a 691 m³/s: nella configurazione “*di primo lotto*”, quindi, pur ottenendosi una significativa laminazione della piena duecentennale viene superato il valore di portata compatibile per l'alveo di valle (500 m³/s).

ALLEGATO A – GRAFICI DELL'ANALISI IDRAULICA

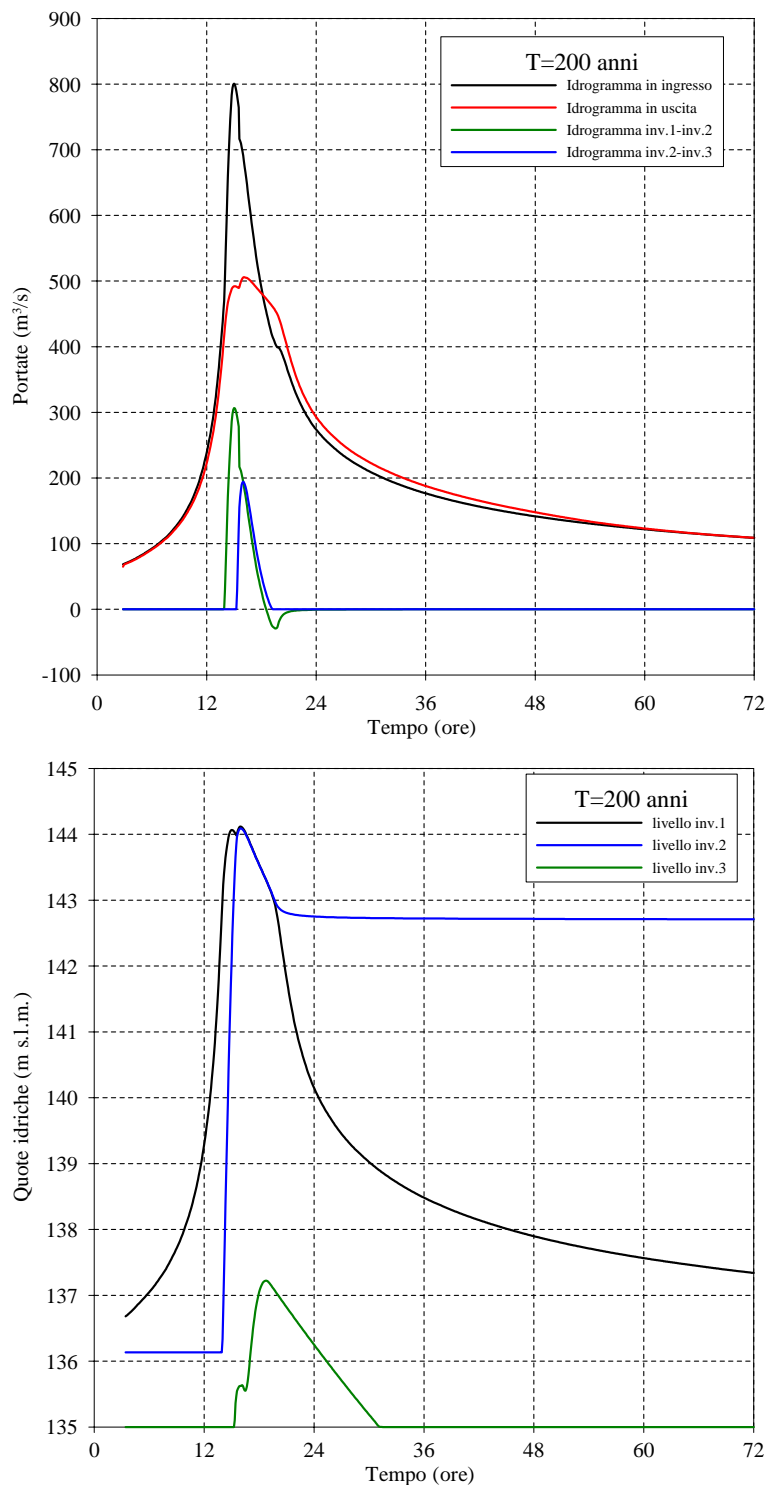


Figura 13 - Risultati della simulazione per T=200 anni

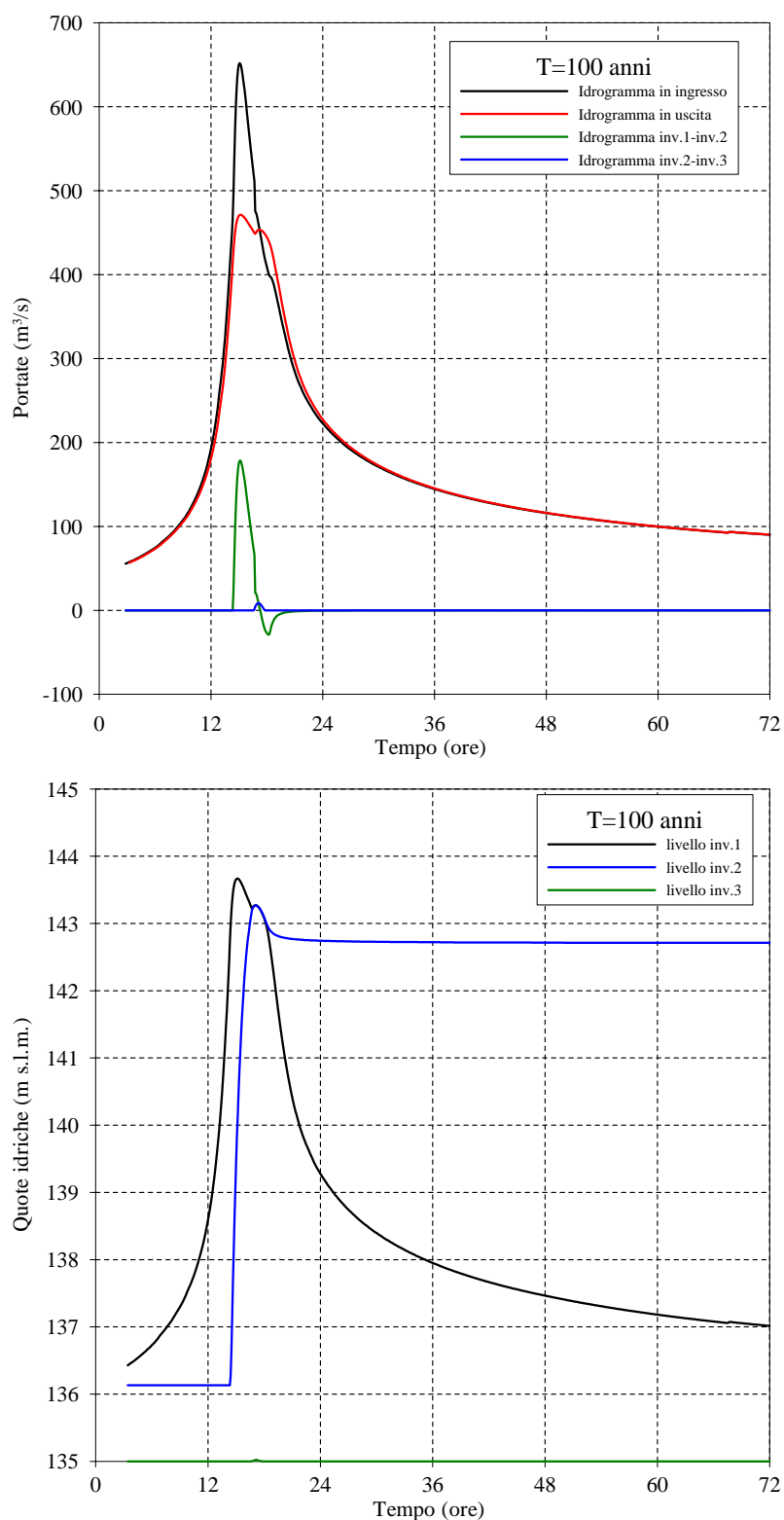


Figura 14 - Risultati della simulazione per T=100 anni

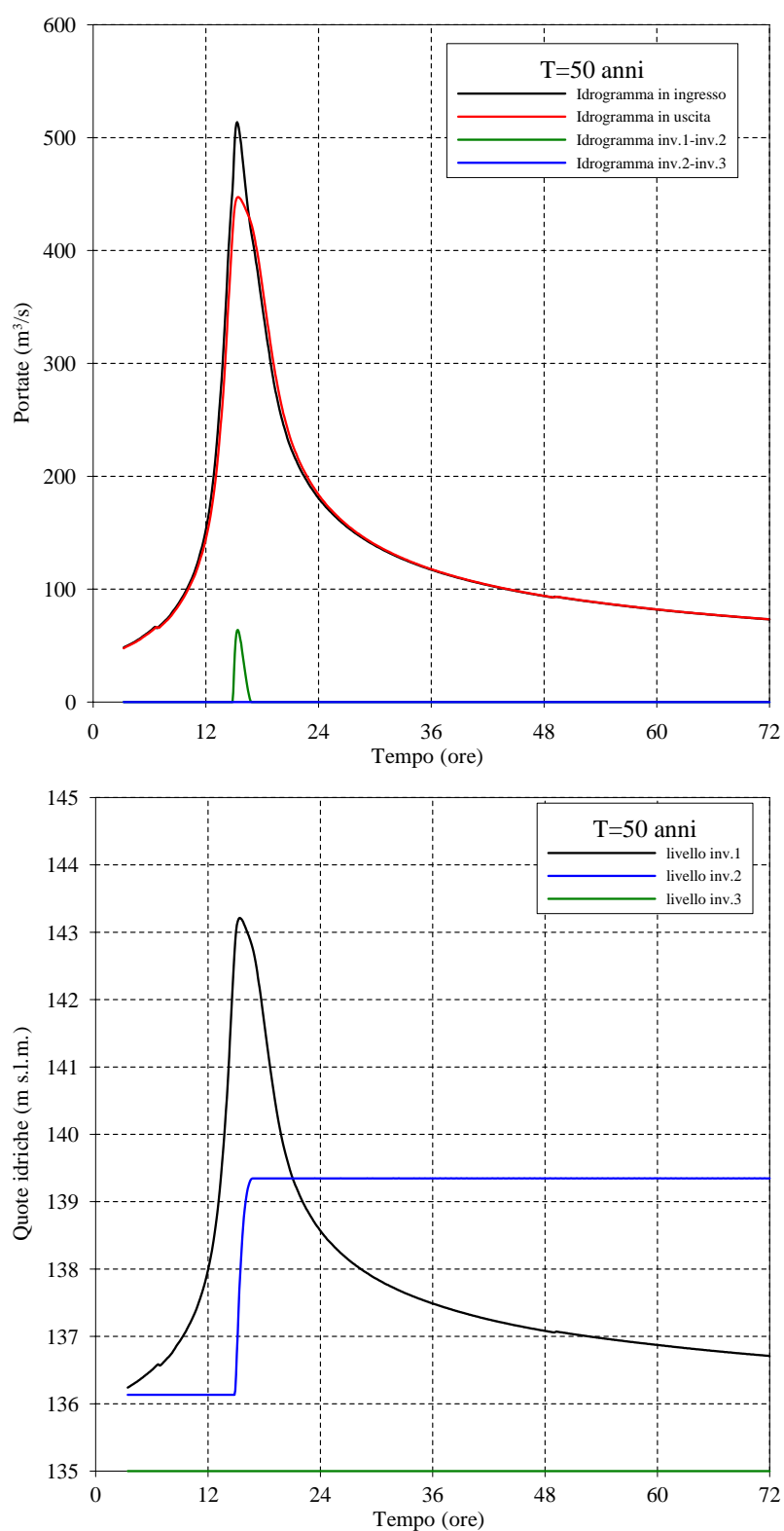


Figura 15 - Risultati della simulazione per T=50 anni

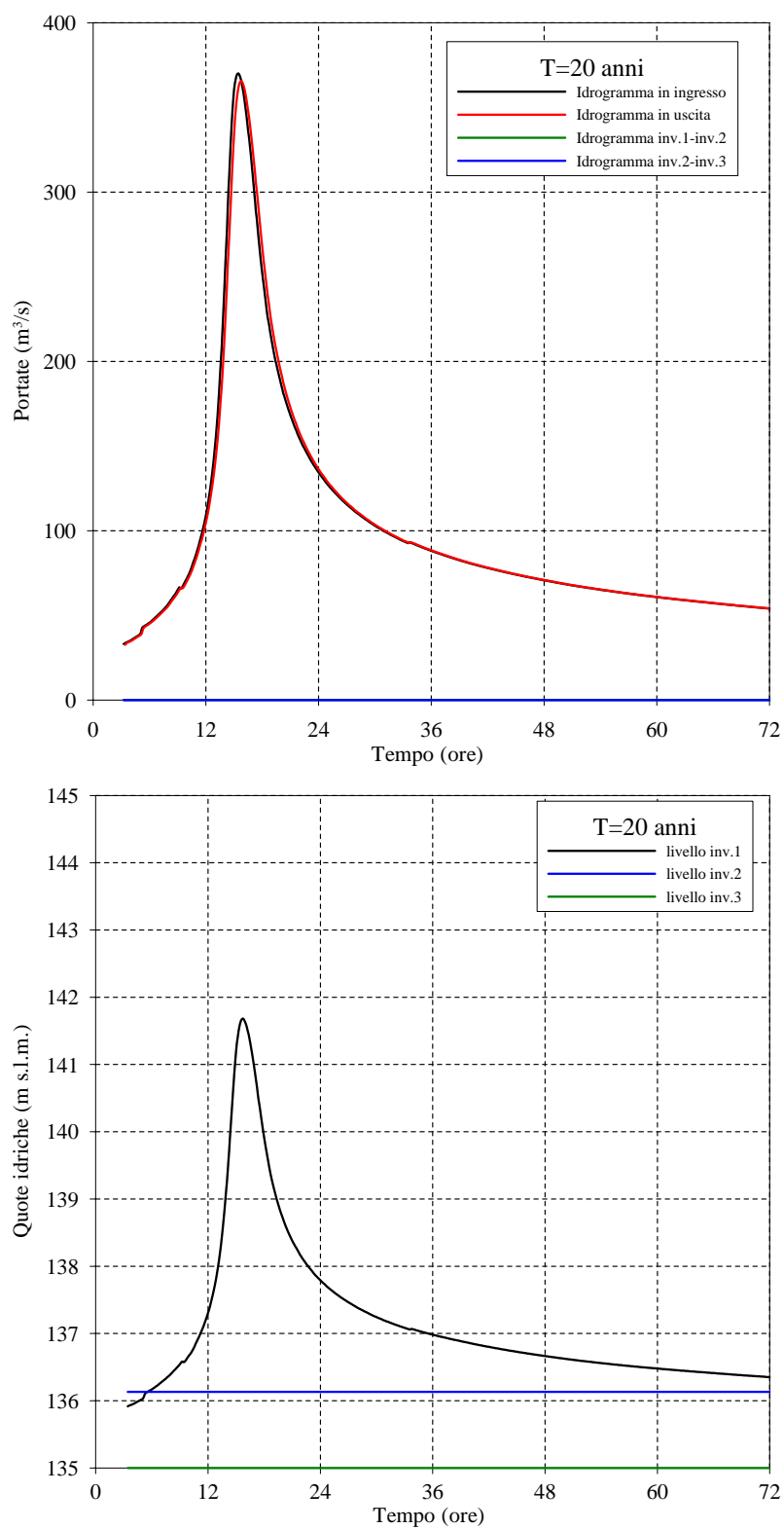


Figura 16 - Risultati della simulazione per T=20 anni

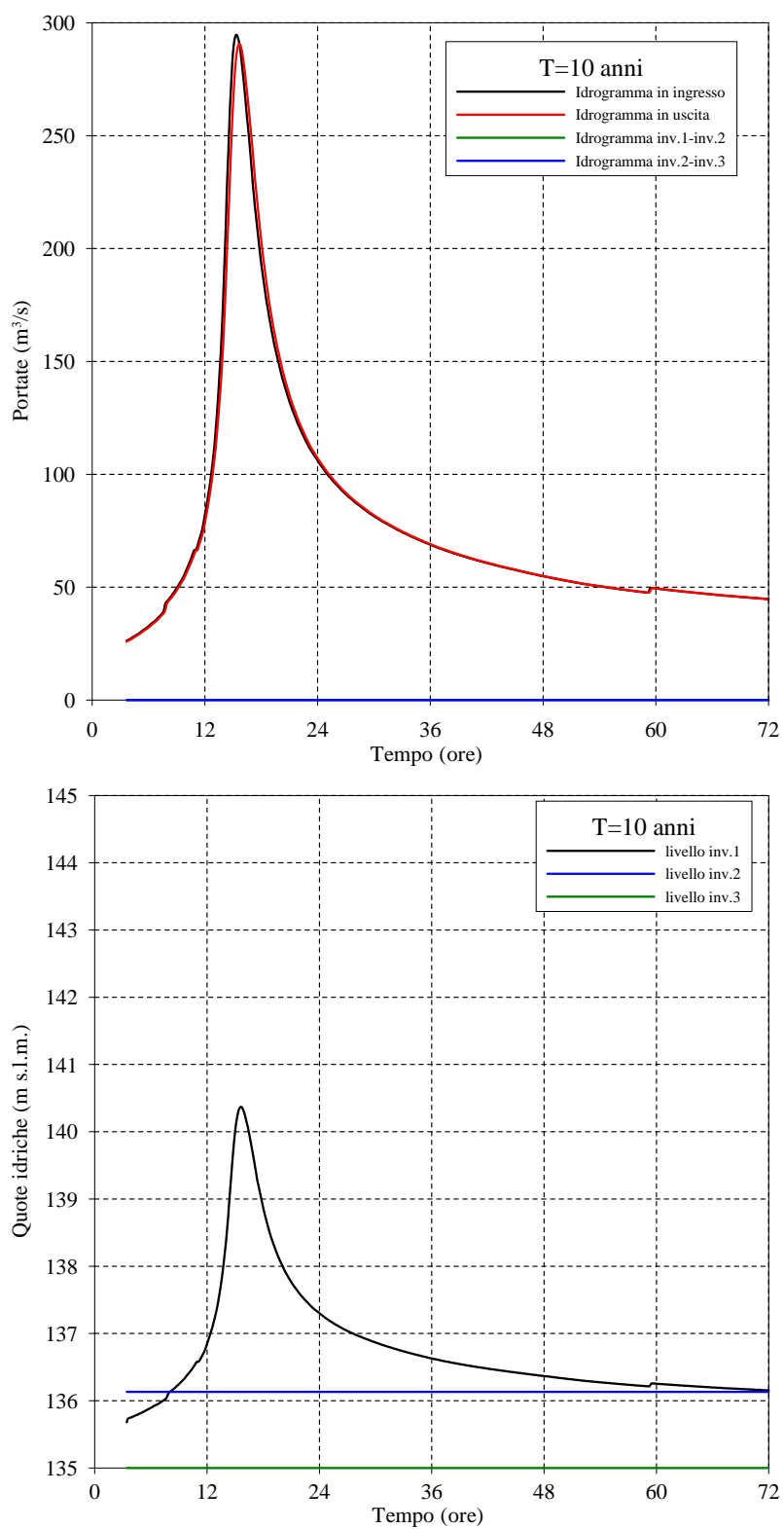


Figura 17 - Risultati della simulazione per T=10 anni

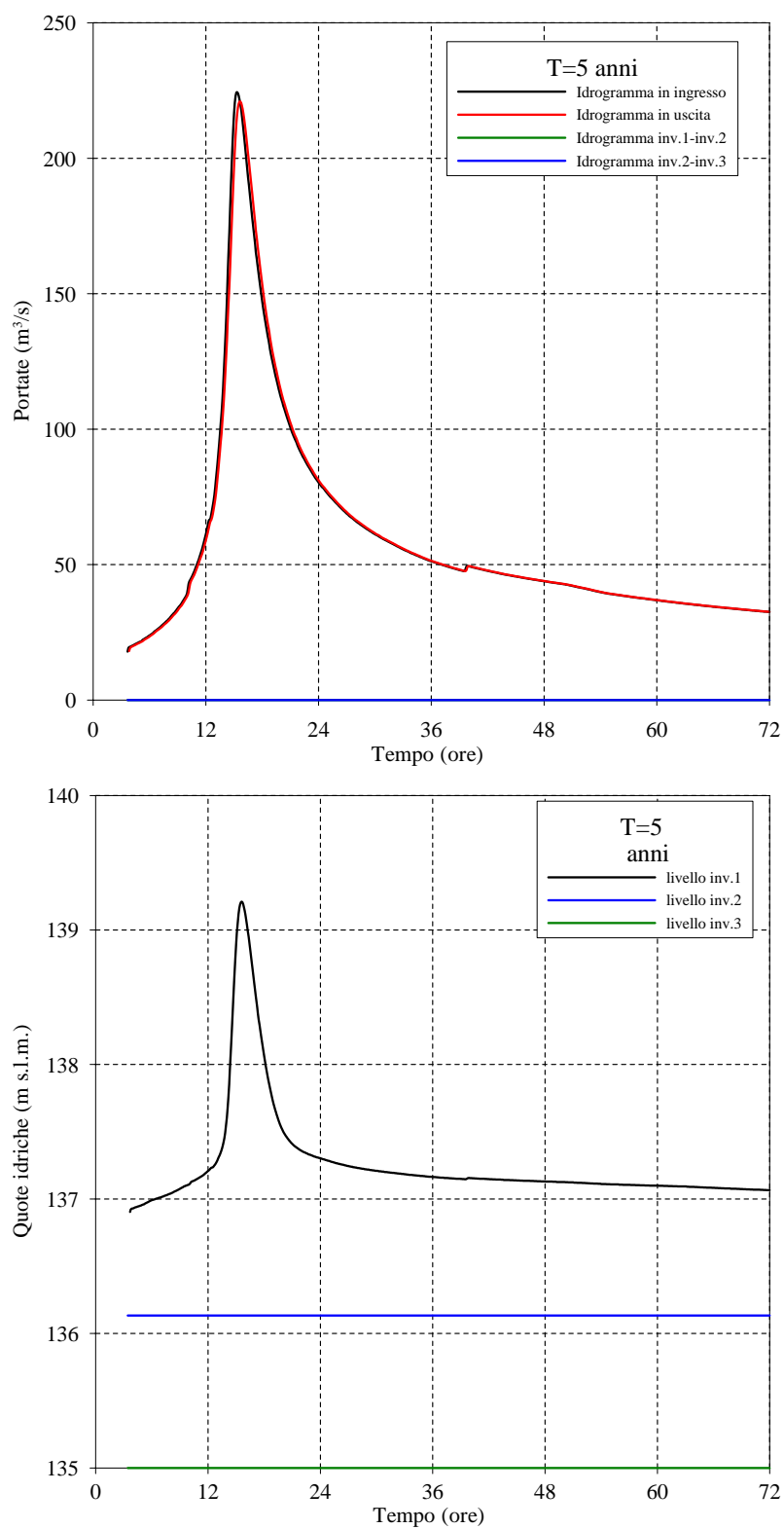


Figura 18 - Risultati della simulazione per T=5 anni