

ITCOLD

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

La gestione dell'interrimento dei serbatoi artificiali italiani



2009

Prefazione

Quando, due anni or sono, mi fu proposto dalla presidenza dell'ITCOLD di coordinare un gruppo di lavoro ad hoc sul tema: **“Progetto di gestione degli invasi per operazioni di svaso, sghiaimento e sfangamento delle dighe (Art. 114 del D.lgs 152/2006)”** ricordo che accettai il ruolo con duplice sentimento, da un lato di entusiasmo nell'affrontare una tematica importante e complessa riguardante la gestione dei serbatoi artificiali e da un altro di timore essendo conscio di non avere nessuna particolare competenza in diverse discipline specialistiche che riguardano la chimica la fisica e l'ecologia dei corpi idrici superficiali, che d'altro canto assumono un ruolo importante sulla tematica dell'interrimento dei serbatoi e soprattutto sulla loro gestione.

A conclusione delle attività del gruppo di lavoro, dopo due anni di grande impegno, posso tranquillamente affermare di essere stato molto fortunato in quanto hanno aderito al gruppo persone con grande competenza sulle diverse tematiche specialistiche che il gruppo di lavoro ha dovuto affrontare. Due sono stati gli obiettivi prioritari: il primo, di delineare un quadro quanto più esaustivo ed auspicabilmente chiaro dell'attuale contesto tecnico, amministrativo e normativo nel quale è possibile inquadrare la gestione dei sedimenti accumulati nei serbatoi artificiali, il secondo, di fornire delle linee guida per la loro gestione.

Il presente documento riassume e compendia i contributi di lavoro afferenti alle diverse tematiche affrontate dal Gruppo di Lavoro, indubbiamente il taglio è molto specialistico e multidisciplinare e per tale ragione la gran parte del materiale presentato deriva dalla compilazione ed elaborazione del lavoro di altri specialisti e cultori della materia. Il principale contributo del Coordinatore e dei membri del Gruppo di Lavoro è consistito quindi nel reperimento e nella scelta del materiale, nel peso relativo ed espositivo da attribuire ai vari argomenti e soprattutto nel cercare di mantenere un chiaro filo logico ed una chiarezza di presentazione in modo da poter risultare utile alle più svariate figure tecniche, amministrative, scientifiche ed istituzionali che a diverso titolo sono interessate a questo tema.

Il lavoro svolto non si è limitato solo a fornire un quadro conoscitivo aggiornato sul tema dell'interrimento dei serbatoi e della loro gestione, ma ha fornito anche una proposta di linee guida per l'approccio alla gestione dei sedimenti fondata sui seguenti principi: 1) tenere conto, innanzi tutto, della realtà che emerge dal campo; questa ha evidenziato in maniera chiara ed inequivocabile una forte variabilità di situazioni che differiscono l'una dall'altra, talvolta, per diversi ordini di grandezza; 2) qualsiasi proposta di intervento deve necessariamente basarsi anche su valutazioni di convenienza e ritorno economico dell'intervento; 3) le decisioni finali in merito all'attuazione di interventi di sfangamento/rimozione di sedimenti devono essere basate anche su un aggiornamento ed una rivalutazione attualizzata dei fabbisogni e delle disponibilità idriche a scala di bacino idrografico.

Alla luce delle precedenti considerazioni il gruppo di lavoro ha ritenuto inappropriato adottare un approccio unitario ed omogeneo per la redazione dei Progetti di Gestione di tutti i serbatoi artificiali indipendentemente dalle loro specifiche condizioni di interrimento, ambientali e di inserimento nel

contesto specifico. Viceversa si è ritenuto più opportuno e conveniente proporre metodologie diversificate ed incrementali che prevedono procedure rapide e semplici nei casi di serbatoi privi di interrimento significativo, e via via metodologie e procedure più complesse ed impegnative al crescere delle problematiche riscontrate.

L'approccio proposto differisce in maniera sostanziale rispetto a quanto previsto dall'attuale normativa tecnica, quindi, il documento può essere anche utilizzato come strumento per fornire spunti e suggerimenti a quanti a diverso titolo possono intervenire sull'aggiornamento delle normative di settore.

Ovviamente mi assumo pienamente la responsabilità di involontarie omissioni, di mancanza di chiarezza ed imprecisioni che sicuramente sono presenti nel documento ed a tal proposito sarò molto grato a chi vorrà segnalarle al fine di poter in futuro produrre una versione aggiornata e corretta.

Chiudo queste brevi note con un particolare ringraziamento a tutti i membri del Gruppo di Lavoro, i quali per affrontare e sviluppare i Terms of Reference che erano stati definiti come obiettivi da raggiungere, oltre che ad un assiduo impegno ed una grande passione, hanno dedicato un tempo significativo, in aggiunta a quello già rilevante dedicato al lavoro ordinario e soprattutto è risultato di fondamentale importanza poter disporre della loro specifica competenza ed esperienza acquisita e maturata con anni di impegno sul campo; questi sono stati gli ingredienti fondamentali messi a disposizione da tutti, senza i quali questo risultato, ne sono assolutamente certo, non sarebbe stato raggiunto.

Luglio 2009

Giovanni La Barbera

IL GRUPPO DI LAVORO

Progetto di gestione degli invasi – per operazioni di svasso, sghiaimento e sfangamento delle dighe (Art. 114 del D.lgs 152/2006)

NOME	ENTE	CONTATTI
Ing. Fabio Bizzini	Consorzio di Bonifica 7 - Caltagirone	fabio.bizzini@consorziobonifica7caltagirone.it Tel 0933.36000 - 360330 Cell 3334212398
Ing. Rosella Caruana	Enel GEM	rosella.caruana@enel.it tel 06.83053567 cell 3298622240
Prof. Pantaleone De Vita	Università di Napoli Federico II	padevita@unina.it Tel 081.2535069 Cell 3470395043
Ing. Giancarlo Fanelli	Enel Produzione.	giancarlo.fanelli@alice.it tel 06.83052006 cell 3294145357
Ing. Giovanni La Barbera (coordinatore)	Centro Iside s.r.l.	labarbera.giovanni@centroiside.net tel 0974.831321 – fax 0974.831346 cell 3296204020
Ing. Marianna Marchitelli	Consorzio di Bonifica Vulture – Alto Bradano	mariannamarc@tiscalinet.it Cell 330323014
Ing. Daniele Tiddia	Centro Iside s.r.l.	tiddia.daniele@centroiside.net tel 0974.831321 – 831346 cell 3487640909
Dr Tommaso Granata	Cesi S.p.A	tgranata@cesi.it 329/6717774 - 0523684388
Dr Valentina Passeri	Cesi S.p.A Area Ambiente –	passeri@cesi.it tel 0523-684266 fax 0523-684387
Ing. Silvia Castelli	Regione Lombardia D.G. Reti, Servizi di Pubblica Utilità e Sviluppo Sostenibile	silvia_castelli@regione.lombardia.it tel. 02.6765.4376 fax 02.6765.4173
Dott. Clara Bravi	Regione Lombardia D.G. Reti, Servizi di Pubblica Utilità e Sviluppo Sostenibile U.O. reti ed Infrastrutture Struttura Autoriz.e Certif.	Clara_bravi@regione.lombardia.it Tel. 02.6765.2572 Fax. 02.6765.4173
Prof. Francesco Gallerano	Università la Sapienza di Roma Ingegneria Idraulica	francesco.gallerano@uniroma1.it tel 06.44585046 - 06.44585062
Ing. Calogero Gambino	Regione Sicilia - A.R.R.A - Settore Infrastrutture per le Acque	gambinocalogero@gmail.com tel 091 6200284 cell. 3401604531

Un ricordo riconoscente e affettuoso all'Ingegnere Carlo Angelucci, recentemente scomparso, che ha fornito il suo prezioso contributo per arrivare alla redazione finale del rapporto.

NOTA

Le informazioni, analisi e conclusioni contenute nella presente memoria sono rivolte a tecnici capaci di comprenderne valore, portata e limiti. Malgrado l'attenzione impiegata nella redazione di questo testo, non è ovviamente possibile garantirne la completezza e l'eshaustività.

Si declina pertanto qualsiasi responsabilità derivante dall'interpretazione o dalla possibile applicazione, del contenuto del presente documento.

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	9
2. DESCRIZIONE FENOMENOLOGICA DEI PRINCIPALI PROCESSI FISICI.....	12
2.1. DEGRADAZIONE SUPERFICIALE ED EROSIONE DEL SUOLO	12
2.2. IL TRASPORTO SOLIDO FLUVIALE	12
2.3. LA SEDIMENTAZIONE NEI SERBATOI ARTIFICIALI	15
2.4. LE CORRENTI DI DENSITÀ.....	19
3. ALCUNE DEFINIZIONI OPERATIVE PER LO STUDIO DELL'INTERRIMENTO DEI SERBATOI	22
3.1. IL VOLUME DI INTERRIMENTO DI UN SERBATOIO.....	22
3.2. IL GRADO DI INTERRIMENTO PERCENTUALE DI UN SERBATOIO.....	22
3.3. IL VOLUME DI INTERRIMENTO MEDIO ANNUO DI UN SERBATOIO	23
3.4. IL TASSO PERCENTUALE MEDIO ANNUO DI INTERRIMENTO O PERDITA PERCENTUALE DI CAPACITÀ DI INVASO MEDIA ANNUA DI UN SERBATOIO	23
3.5. RELAZIONI TRA LE DIVERSE GRANDEZZE.....	25
4. I METODI E LE TECNICHE PER LA RIMOZIONE DEI SEDIMENTI DAI SERBATOI ARTIFICIALI (MISURE PASSIVE).....	26
<i>Flushing o fluitazione</i>	26
<i>Dragaggio e scavo con mezzi meccanici</i>	29
<i>Idrosuzione</i>	32
5. INTERAZIONE TRA ECOSISTEMI FLUVIALI E TRASPORTO SOLIDO FLUVIALE	34
5.1. EFFETTO DELLA TORBIDITÀ SULLE CARATTERISTICHE DEGLI ECOSISTEMI.....	34
5.2. VALORI DELLE CONCENTRAZIONI DEI SOLIDI SOSPESI PROVENIENTI DA OPERAZIONI DI SPURGO COMPATIBILI CON LE CARATTERISTICHE DEGLI ECOSISTEMI.	35
6. LA STIMA DEL VOLUME DI INTERRIMENTO DI UN SERBATOIO.....	39
6.1. STIMA INDIRETTA DEL VOLUME DI INTERRIMENTO DI UN SERBATOIO ARTIFICIALE IN UN INTERVALLO TEMPORALE DI N ANNI.....	39
6.2. STIMA DIRETTA DEL VOLUME DI INTERRIMENTO DI UN SERBATOIO IN UN INTERVALLO TEMPORALE DI N ANNI	40
6.3. GLI ERRORI DI MISURA E L'INCERTEZZA DI STIMA DEL VOLUME DI INVASO	41
6.4. IL RILIEVO BATIMETRICO.....	42
7. CLASSIFICAZIONE DEI SERBATOI IN RELAZIONE AL GRADO DI INTERRIMENTO	45
8. CLASSIFICAZIONE DEI SERBATOI IN RELAZIONE AL TASSO MEDIO ANNUO DI INTERRIMENTO	47
9. QUANTIFICAZIONE DELLA SEDIMENTAZIONE E DELL'INTERRIMENTO DEI SERBATOI ARTIFICIALI NEL MONDO	49
10. QUANTIFICAZIONE DELLA SEDIMENTAZIONE E DELL'INTERRIMENTO DEI SERBATOI ARTIFICIALI IN ITALIA	52
11. STIMA DEI COSTI CONNESSI ALLA PERDITA DI CAPACITÀ D'INVASO PER INTERRIMENTO DEI SERBATOI ITALIANI	58
12. LA NORMATIVA TECNICA ITALIANA NAZIONALE E REGIONALE SULLA GESTIONE DEI SEDIMENTI ACCUMULATI NEI SERBATOI ARTIFICIALI.....	61
13. PRINCIPALI CRITICITÀ RISCOSE NELL'APPLICAZIONE DELLE NORME ED ESIGENZA DI LINEE GUIDA	69
14. PROPOSTA DI LINEE GUIDA PER L'APPROCCIO DEL GESTORE ALLE PROBLEMATICHE DEI SEDIMENTI ACCUMULATI NEGLI INVASI.....	72
15. INVASI PRIVI DI INTERRIMENTO SIGNIFICATIVO.....	77
16. INVASI CON INTERRIMENTO SIGNIFICATIVO	79

16.1	STIMA E VALUTAZIONE DEL TASSO MEDIO ANNUO DI INTERRIMENTO DEL SERBATOIO	79
16.2	INVASI CON INTERRIMENTO SIGNIFICATIVO E TASSO MEDIO ANNUO DI INTERRIMENTO BASSO	80
16.2.1	<i>Indagine sulla distribuzione areale degli spessori dei sedimenti sul fondo del serbatoio.....</i>	80
16.2.2	<i>Prelievo di campioni di sedimento e di acqua dal serbatoio.....</i>	80
16.2.3	<i>Indagini ed analisi presso un laboratorio geotecnico sui campioni di sedimento per la caratterizzazione chimico-fisica.....</i>	84
16.2.4	<i>Analisi presso un laboratorio chimico – biologico sui campioni di sedimento e di acqua per la ricerca di eventuali sostanze contaminanti/inquinanti.....</i>	85
16.3	INVASI CON INTERRIMENTO E TASSO DI INTERRIMENTO MEDIO ANNUO ELEVATO	87
16.3.1	<i>Note introduttive di carattere generale</i>	87
16.3.2	<i>Studi ed analisi a scala di bacino imbrifero - l'applicazione di modelli geomorfologici quantitativi ..</i>	88
16.4	ANALISI DELLE DISPONIBILITÀ E DEI FABBISOGNI IDRICI – IL BILANCIO IDRICO	95
16.5	IL PIANO DI SFANGAMENTO	100
16.5.1	<i>Definizione dei volumi di sedimento da rimuovere dal serbatoio</i>	101
16.5.2	<i>Definizione delle modalità e delle tecnologie per la rimozione dei sedimenti dal serbatoio (misure passive)</i>	101
16.5.3	<i>Definizione dei tempi di esecuzione</i>	102
17.	RILIEVI E INDAGINI IN SITO PER IL CONTROLLO DELLE OPERAZIONI DI SFANGAMENTO/DISINTERRO.....	103
18.	AZIONI E PROCEDURE PER LA MITIGAZIONE DEGLI EVENTUALI IMPATTI SUL CORPO IDRICO RICETTORE A VALLE	105
19.	LA DIFESA ATTIVA DEI SERBATOI DALL'INTERRIMENTO	107
19.1	METODI PER LA RIDUZIONE DEI SEDIMENTI IN INGRESSO ALL'INVASO	107
19.1.1	<i>Riduzione della produzione di sedimenti nel bacino imbrifero a monte dello sbarramento</i>	107
19.1.2	<i>Intercettazione del trasporto solido verso il serbatoio.....</i>	110
19.2	METODI PER PREVENIRE IL FENOMENO DELLA SEDIMENTAZIONE ALL'INTERNO DEL SERBATOIO	110
19.2.1	<i>Trasporto ed evacuazione in corrente fluida (sluicing)</i>	110
19.2.2	<i>Scarico di correnti di densità (venting).....</i>	112
20.	CONCLUSIONI.....	114
21.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	117
2.	CASE HISTORIES.....	127
22.1	IL SERBATOIO DI QUARTO.....	127
22.1.1	<i>Dati caratteristici del serbatoio e storia evolutiva dell'interimento</i>	127
22.1.2	<i>Le analisi sui sedimenti</i>	131
22.2	IL SERBATOIO DI CAMPO TARTANO.....	136
22.2.1	<i>Caratteristiche di progetto</i>	136
22.2.2	<i>Il contesto di riferimento per la gestione futura dello sbarramento</i>	137
22.3	IL SERBATOIO DI COMUNELLI	146
22.3.1	<i>Dati generali del serbatoio</i>	146
22.3.2	<i>Dati caratteristici dell'impianto.....</i>	147
22.3.3	<i>Geologia dei terreni a valle del serbatoio.....</i>	148
22.3.4	<i>Geologia delle formazioni affioranti nel bacino imbrifero del serbatoio.....</i>	149
22.3.5	<i>Il bacino diretto e quello allacciato</i>	150
22.3.6	<i>Le opere di scarico.....</i>	152
22.3.7	<i>L'interrimento</i>	154
22.3.8	<i>La perdita della capacità utile</i>	155
22.3.9	<i>L'ostruzione degli scarichi profondi e il rischio di tracimazione della diga</i>	155
22.3.10	<i>Il rischio potenziale di inquinamento del serbatoio e dell'alveo a valle.....</i>	157
22.3.11	<i>La modificazione delle azioni agenti sulla diga</i>	160
22.3.12	<i>Conclusioni</i>	160
22.4	IL SERBATOIO DELLA DIGA CARMINE	162
22.5	IL SERBATOIO DI VALGROSINA	167
22.5.1	<i>Gli svassi e la fluitazione dei sedimenti del bacino di Valgrosina (AEM) anni 2006 e 2007</i>	167
22.5.2	<i>L'area di studio.....</i>	167
22.5.2.1	<i>Il Torrente Roasco</i>	169
22.5.2.2	<i>Il Fiume Adda.....</i>	171
22.5.3	<i>Il sistema idroelettrico oggetto di studio.....</i>	172
22.5.4	<i>Le modalità operative della fluitazione dei sedimenti nel 2006.....</i>	175

22.5.5	<i>Il piano di monitoraggio attuato per lo svaso del 2006</i>	179
22.5.5.1	I solidi sospesi.....	183
22.5.5.2	Parametri chimici e fisici	196
22.5.5.3	Il campionamento e l'analisi delle comunità biologiche	198
22.5.6	<i>Le modalità operative della fluitazione dei sedimenti nel 2007</i>	223
22.5.6.1	Il piano di monitoraggio attuato per lo svaso del 2007	224
23.	APPENDICI	254
23.1	APPENDICE I.....	254
23.1.1	<i>Simulazione numerica delle correnti di densità all'interno degli invasi artificiali</i>	254
23.2	APPENDICE II.....	266
23.2.1	<i>Stima dei costi medi delle operazioni di disinfero di un serbatoio artificiale con l'utilizzo di diverse tecnologie</i>	266

1. INTRODUZIONE

La presenza di uno sbarramento artificiale altera la naturale condizione di equilibrio dei corsi d'acqua, creando un'area caratterizzata da velocità idriche basse e, di conseguenza, da un'elevata capacità di sedimentazione del materiale solido trasportato dalla corrente.

I laghi artificiali che si vengono a creare a monte delle opere di sbarramento sono utilizzati per accumulare e modulare l'acqua a scopo idroelettrico, industriale, potabile, irriguo, ricreativo e per la laminazione delle piene; tuttavia, col passare del tempo essi perdono parte della propria capacità di accumulo a causa dell'interrimento determinato dalla sedimentazione del materiale solido trasportato dalle acque che affluiscono al serbatoio.

Il tasso di interrimento medio annuale (vedi definizione al cap.3) è estremamente variabile, dipende dalle caratteristiche idrogeologiche del bacino, dall'uso del suolo, dal regime idrico del corso d'acqua intercettato, dalle caratteristiche geo-morfologiche del bacino stesso ed inoltre è correlato al volume di invaso residuo del serbatoio ed alle modalità di gestione dello stesso.

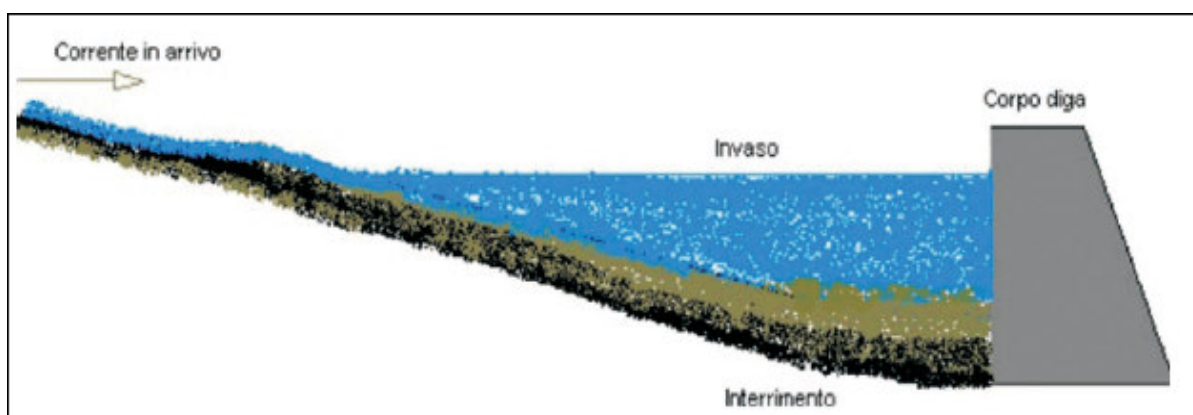


Figura 1.1 - Schematizzazione del fenomeno dell'interrimento

Vale la pena osservare che i sedimenti non vanno a depositarsi tutti nel punto più profondo del lago artificiale, ma cominciano a depositarsi subito allo sbocco dell'immissario, dove la corrente perde velocità, e la loro distribuzione lungo il serbatoio è anche funzione della granulometria oltre che della geometria e delle regole di gestione (vedi Fig. 1.1).

Nel contesto italiano si riscontrano, in alcuni bacini alpini, valori di produzione di sedimenti che superano le $1000 \text{ t}/(\text{km}^2 \cdot \text{anno})$, mentre, in media, in Italia i valori oscillano fra 120 e $600 \text{ t}/(\text{km}^2 \cdot \text{anno})$.

La situazione nell'Italia meridionale ed insulare non è meno gravosa. Infatti, in vaste aree di Sicilia, Campania, Puglia, Calabria, Basilicata e Molise, a seguito di eventi di pioggia intensi si verificano accentuati fenomeni di erosione superficiale sulle pendici erodibili e non coperte da vegetazione e carenti di sistemazioni idraulico-forestali ed agrarie, associati a fenomeni di trasporto di ingenti volumi di torbide, incomparabilmente maggiori di quelli che si riscontrano nei bacini imbriferi con suoli stabili e pendici con copertura boschiva o arborea, col conseguente interrimento dei serbatoi artificiali. In alcuni casi si associano anche fenomeni di impaludamenti ed esondazioni, soprattutto nelle aree particolarmente soggette a questi rischi.

A proposito della differenza tra regimi fluviali del nord e del sud del paese il Prof. Guglielmo Benfratello in "Sicilia arida ed alluvionata" così riferisce: *"Le piogge intense che si abbattano su terreni incolti ed ignudi in elevato pendio, trasportano e trascinano a valle enormi quantità di terre dello strato più fertile del suolo"*.

Ad esempio, Il maggiore fiume siciliano, il Simeto, il cui bacino imbrifero insiste per tre quarti su formazioni erodibili, ogni anno trasporta in mare ben sette milioni di metri cubi di torbide, un terzo circa di quanto ne porta in Adriatico il Po, il cui bacino è però quindici volte più grande. Le torbide del fiume Gela, nel Sud dell'isola, in quindici anni di esercizio, decantando nel lago artificiale creato dallo sbarramento della diga del Disueri (la vecchia Disueri), hanno ridotto a circa la metà la capacità utile del serbatoio.

Un modo alternativo di esprimere la produzione di sedimenti da parte del bacino imbrifero è quello di rapportare il volume di sedimento annualmente trasportato dall'acqua nel serbatoio all'area del bacino imbrifero sotteso dalla diga, ottenendo in tal modo un'altezza di suolo eroso (generalmente espresso in $\text{mm}/(\text{anno}\cdot\text{km}^2)$) e trasportato dai corsi d'acqua; i valori per i territori italiani possono variare da $0,25 \text{ mm}/(\text{anno}\cdot\text{km}^2)$ a $2 \text{ mm}/(\text{anno}\cdot\text{km}^2)$ e più. In qualche caso la quantità di sedimento trasportata può essere così elevata da far escludere la fattibilità dell'opera, poichè il lago risulterebbe completamente interrato in un tempo troppo breve.

Il tasso medio annuo complessivo di interrimento, a livello mondiale, secondo le stime della Banca Mondiale è compreso nel campo 0,6 – 0,8% della capacità di invaso complessiva iniziale. Questa stima, però, è poco indicativa delle diverse realtà locali dato che il problema è estremamente complesso e notevolmente variabile in relazione alla diversità delle situazioni reali riscontrate.

La capacità d'invaso rappresenta una risorsa costosa e non rinnovabile, infatti essa diminuisce sensibilmente a causa dell'interrimento e, se non si prevede la rimozione del materiale solido

depositato, tale risorsa rischia di perdersi col tempo, dato che non potrà mai verificarsi un naturale processo di eliminazione dei sedimenti.

Essa richiede in ogni caso un'attenta politica di gestione. Anche nei paesi in via di sviluppo ci si sta avvicinando infatti rapidamente alla utilizzazione di tutti i siti idonei a costruire nuovi serbatoi. Ciò anche per l'incalzare di vincoli tecnici, economici ed ambientali sempre più stringenti.

Così, come è già avvenuto in molti paesi industrializzati, il costo di recupero di un metro cubo d'invaso "perduto" per interrimento tende già ora ad essere prossimo se non eguale al costo dello stesso metro cubo "creato" ex novo per mezzo di una nuova diga.

2. DESCRIZIONE FENOMENOLOGICA DEI PRINCIPALI PROCESSI FISICI

2.1. Degradazione superficiale ed erosione del suolo

La tipologia del materiale trasportato dalla corrente dipende dal processo erosivo dei terreni afferenti alla rete di drenaggio che confluisce al lago artificiale.

Il fenomeno del trasporto solido fluviale si origina con processi di degradazione superficiale delle rocce in posto, con la loro erosione da parte dell'acqua di scorrimento superficiale e via via con il trasporto nei corsi d'acqua.

I meccanismi di *Degradazione superficiale*, possono essere determinati da uno o più dei seguenti fenomeni:

- ⇒ **Alterazione**: è l'insieme di processi chimici (ossidazione, idratazione, ecc.) nel corso dei quali muta la composizione mineralogica della roccia, con il peggioramento delle sue caratteristiche meccaniche fino alla rottura dei legami chimici.
- ⇒ **Dissoluzione**: è il processo chimico dovuto alle acque che disciolgono i minerali solubili delle rocce (come per esempio il carbonato di calcio CaCO_3), i gusci, gli scheletri e i resti animali e vegetali.
- ⇒ **Processi biologici**: rappresenta l'insieme dei processi nei quali organismi sottraggono minerali alle rocce per accrescersi contribuendo così al loro indebolimento.
- ⇒ **Erosione**: è la degradazione fisica che ha come effetto l'asportazione graduale di suolo o roccia per opera di agenti quali il vento, l'acqua o il ghiaccio oppure per effetto di movimenti gravitativi.

2.2. Il trasporto solido fluviale

Il materiale degradato di norma viene trasportato anche molto lontano dal punto di origine ove risiede la roccia madre. Concorrono al trasporto l'acqua, il vento, il ghiaccio e la forza di gravità che vengono detti mezzi di trasporto e sedimentazione.

La capacità di trasporto dei sedimenti da parte dei tratti di alveo a valle di uno sbarramento dipende dalle caratteristiche morfologiche e dalle condizioni di equilibrio dei tronchi stessi.

Un tratto di alveo inciso in montagna ha capacità di trasporto solido di norma molto elevata, a causa della forte pendenza, ed è quindi in grado di norma di recapitare più a valle tutto l'apporto solido che riceve dai versanti.

Un tratto di alveo alluvionato in ghiaia ha invece capacità di trasporto bassa e parte dell'apporto proveniente dai versanti si arresta nella rete idrografica che tende ad alluvionarsi, mentre il recapito a valle di apporto solido è minore di quella affluente.

Nel caso infine di tratto di alveo incassato in pianura il materiale viene trasportato essenzialmente in sospensione, con granulometria fine ed in quantità dipendente dalle condizioni di equilibrio della rete.

Tipo di tronco fluviale	Entità dell'apporto solido	Granulometria
TRONCO INCISO	Funzione delle caratteristiche meccaniche delle rocce che costituiscono l'alveo e i versanti	Materiale sottilissimo di tipo colloidale o grossi massi che si fermano nella zona di delta degli immissari
TRONCO ALLUVIONATO	Volume limitato	Ghiaia e sabbia trasportati sul fondo e materiale sottile trasportato in sospensione
TRONCO INCASSATO	Variabile in funzione delle caratteristiche del bacino	Materiale sottile trasportato in sospensione

Tabella 2.1 - Caratteristiche dei sedimenti nell'invaso al variare delle caratteristiche morfologiche del tronco in cui è realizzato lo sbarramento

Nel caso si effettui una operazione di flushing al fine di recapitare a valle di uno sbarramento sedimenti depositati nel serbatoio è noto che, a parità di caratteristiche del sedimento, la quantità di materiale che si riesce a trasportare a valle dipende dalle caratteristiche dell'opera di scarico utilizzata e dal carico idraulico disponibile.

A valle dello sbarramento viene dissipato l'eccesso di energia della corrente idrica, direttamente in alveo o attraverso opere di dissipazione, e l'alveo riceverà una corrente torbida pari a quella che è in grado di trasportare, corrispondente a quella che in condizioni naturali aveva modellato l'alveo stesso.

Poi, sarà necessario valutare la capacità di trasporto dei successivi tronchi della rete idrografica a valle.

Si è già detto che nel caso di tronchi incisi, a forte pendenza, questi hanno capacità di trasporto sicuramente maggiori di quella necessaria per convogliare a valle il materiale solido trasportato dalla corrente proveniente dallo scarico.

Detta corrente, infatti trasporterà materiale solido di dimensioni sicuramente minori di quello che passava precedentemente alla costruzione della diga e anche in quantità minori. Nel caso in cui a valle si incontrano prima tratti incisi e poi, dopo un cono di deiezione che comunque è presente nel tratto in cui la gola montana sbocca nella vallata, tronchi alluvionati, con materiale di fondo costituito da ghiaie, dovrà prima di tutto verificarsi se il tronco interessato dal conoide di deiezione, con le pendenze attuali, è in grado di trasportare a valle il materiale solido proveniente da monte.

Come è noto, infatti, lungo i cono di deiezione, in condizioni naturali, la corrente proveniente dalle gole montane deposita il materiale più grossolano, innalzando, in tempi più o meno lunghi, il fondo alveo e, quindi, facendo aumentare la pendenza e la capacità di trasporto del tronco stesso. In detti tronchi probabilmente, la pendenza attuale è sufficiente a trasportare il materiale più sottile di quello che arrivava precedentemente alla costruzione della diga.

E se anche non lo fosse, comunque il deposito di materiale non farebbe altro che assecondare una evoluzione naturale del tronco, per cui si ritiene che il rilascio in alveo in detti tronchi non debba suscitare perplessità.

Né dovrebbe suscitare perplessità la presenza a valle di un alveo alluvionato in fase di transizione, che tende a raggiungere l'equilibrio in seguito a un processo di deposito. Diverso è il problema nel caso dei tratti alluvionati a valle che abbiano raggiunto condizioni di equilibrio. In detti alvei, se da monte arrivassero portate liquide dell'ordine di grandezza delle portate di modellamento (all'incirca pari alla portata al colmo di piena ventennale), si potrebbero verificare erosioni o depositi se il contenuto di materiale solido fosse rispettivamente inferiore o superiore a quello corrispondente alle condizioni di equilibrio. Naturalmente perché questi fenomeni possano compromettere l'equilibrio del tronco considerato, la portata che li determina, con quel contenuto di materiale solido, dovrebbe perdurare in alveo per un tempo almeno pari a quello che si verificava, prima della costruzione della diga, in condizioni naturali e cioè per un tempo pari ad almeno due tre volte il tempo di corrivazione del bacino sotteso.

Se, infine, dovesse essere interessato dalla operazione di flushing un tratto incassato di pianura, ancora una volta si può far riferimento alla portata solida e al rapporto tra portata solida e portata liquida che possono transitare in alveo, senza compromettere l'equilibrio dell'alveo stesso.

2.3. La sedimentazione nei serbatoi artificiali

Le cause principali della deposizione di materiale all'interno dei serbatoi artificiali possono ricondursi fondamentalmente a due tipologie: di tipo fisico e di tipo chimico. La prima, che rappresenta di fatto la quasi totalità delle situazioni italiane, è dovuta alla diminuzione di velocità delle acque degli immissari all'entrata nel serbatoio; viene in sostanza a mancare l'energia necessaria al trasporto dei sedimenti in sospensione, fatto che provoca la deposizione, provvisoria o permanente, dei solidi in sospensione. La seconda tipologia, dipende sostanzialmente dall'interazione tra le varie specie chimiche in soluzione nelle acque e dà origine a depositi agevolati dall'evaporazione.

Con riferimento alla prima tipologia, l'evidenza sperimentale, in accordo alla legge fisica di Stokes che stabilisce le condizioni di equilibrio dei solidi in sospensione in una corrente fluida in funzione della velocità media della corrente e del diametro delle particelle in sospensione, permette di osservare che in genere, la frazione più grossolana si deposita immediatamente dopo l'ingresso del fiume nel bacino. Ciò è dovuto alla brusca diminuzione della velocità media della corrente; i sedimenti più fini sono invece trasportati più a valle e si depositano successivamente mano a mano che la velocità si riduce.

Il meccanismo prima descritto è però una schematizzazione semplificata che può anche discostarsi sostanzialmente da ciò che accade in realtà. Il fenomeno si complica per l'azione simultanea di vari fattori (immissioni con portate e carichi variabili; variazioni del livello del serbatoio, ecc...).

Le escursioni del livello d'invaso possono mettere a secco il sedimento ed accelerare la consolidazione per effetto del moto di filtrazione che si innesca per le mutate condizioni idrauliche al contorno. A questo si aggiunga anche l'effetto degli sforzi di taglio che possono portare a rottura le scarpate di materiale sedimentato.

La dinamica delle masse di materiale sedimentato risente di altre azioni connesse all'esercizio del serbatoio, come le manovre di riduzione del livello d'invaso attuate con velocità elevata che aggiungono ai fenomeni prima descritti anche un effetto di trascinamento. L'effetto di trascinamento è sfruttato nelle manovre di *flushing* o *sluicing* di cui si dirà più avanti.

I depositi di tipo fisico che si presentano in un invaso artificiale possono essere di quattro tipi (Figura 2.1):

Depositi a delta: contengono la frazione più grossolana dei sedimenti che rapidamente si deposita nella zona di immissione del fiume nel lago. Tale tipo di deposito può essere costituito interamente da sedimenti a grana grossa o contenere anche una piccola frazione di sedimenti fini come il limo.

Depositi a cuneo (wedge): sono più spessi in prossimità della diga e diventano più sottili andando verso monte. Questa forma è causata tipicamente dalle correnti di torbidità che trascinano i sedimenti fini nelle vicinanze della diga.

Depositi rastremati (tapering): si manifestano quando il deposito diventa progressivamente più sottile muovendosi verso la diga. Si presentano in genere nei lunghi invasi con un alto livello d'acqua.

Depositi uniformi: sono inusuali ma possono verificarsi in piccoli invasi con una frequente fluttuazione del livello dell'acqua ed un basso carico di sedimenti fini.

I diversi tipi di depositi possono trovarsi anche contemporaneamente in uno stesso serbatoio e possono variare da zona a zona del fondo del serbatoio stesso. Le differenze sono dovute alle diverse condizioni idrologiche, alla dimensione dei grani e alla geometria dell'invaso. Per esempio, nei serbatoi che hanno un livello d'acqua fluttuante nel corso dell'anno o che vengono periodicamente svuotati, i sedimenti depositati in precedenza possono essere erosi e spostati dai deflussi del fiume e dall'azione delle onde. Inoltre, bisogna considerare anche l'apporto di sedimenti da eventuali altri affluenti oltre all'immissario principale.

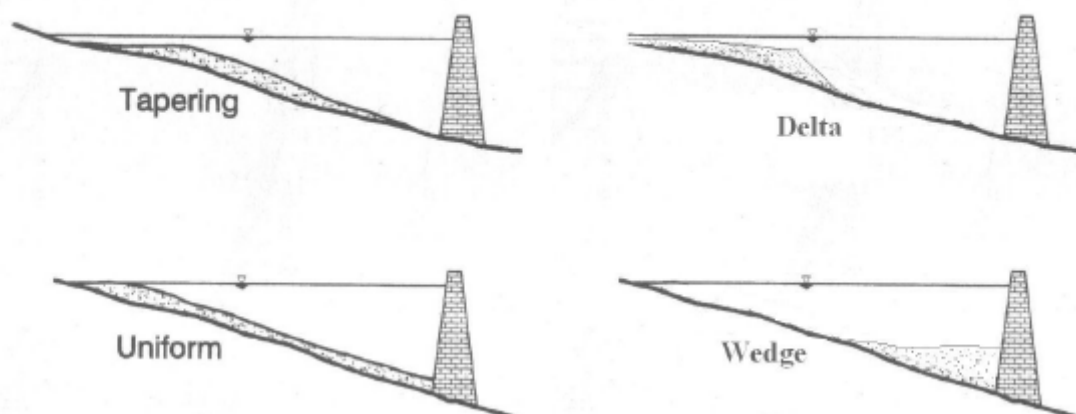


Figura 2.1 - Profili longitudinali di deposizione dei sedimenti negli invasi artificiali

Le zone di deposito lungo una sezione longitudinale di un generico serbatoio possono essere divise in tre zone principali, come illustrato in Figura 2.2.

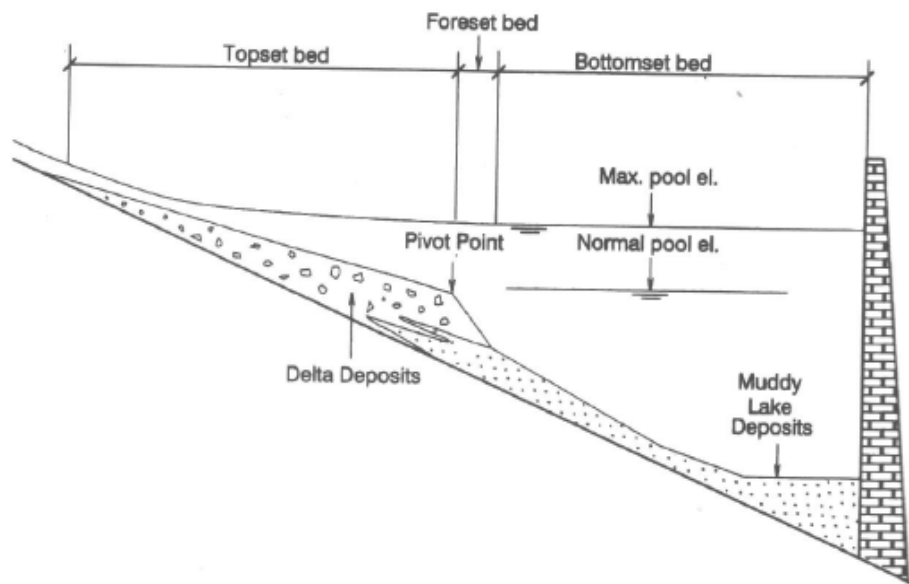


Figura 2.2 - Zone di deposizione in un invaso artificiale

Il “*topset bed*” corrisponde al rapido deposito di sedimenti. Esso termina in corrispondenza della fine del *deposito a delta*. Il “*foreset bed*” rappresenta la zona di passaggio dai *depositi a delta* (composti sia da materiale fine che grossolano) ai depositi di solo materiale fine ed è caratterizzata da un incremento della pendenza della superficie di interfaccia solido-liquido.

Il “*bottomset bed*” è uno strato di particelle fini che sono depositate da flussi stratificati (correnti di torbidità: si veda il successivo paragrafo 2.4), o da flussi non stratificati; il *bottomset bed* può includere anche materiale organico autoctono prodotto da alghe o piante acquatiche.

Il “*pivot point*” segna il passaggio tra il *topset bed* e il *foreset bed*. Il “*muddy lake*” è costituito dalle particelle più fini (limo e argilla) che sono trasportate fino alla diga dalle correnti di torbidità.

Le regole di funzionamento della diga hanno una grande influenza sulla forma dei depositi. Infatti, a seguito delle operazioni di svasso effettuate per eseguire ispezioni o manutenzione degli organi di manovra, si verificano variazioni nella struttura del profilo di sedimentazione, che provocano un maggiore accumulo di materiale sedimentato a ridosso delle opere di scarico. Tale materiale, che si addossa alle opere di scarico, può addirittura ostruirle mettendo in crisi le operazioni di regolazione, con risvolti negativi sulla sicurezza dello sbarramento.

L'ostruzione degli scarichi profondi è uno degli effetti più temibili della sedimentazione per le conseguenze sulla gestione del serbatoio. L'otturazione degli scarichi, infatti, provoca l'assunzione di provvedimenti da parte dell'Autorità di vigilanza che, nella maggioranza dei casi, consistono in una limitazione d'invaso per ridurre il rischio di rilasci incontrollati d'acqua a valle.

Se il blocco degli organi d'intercettazione dello scarico profondo permane per un lungo lasso di tempo, nelle operazioni di sfangamento si dovrà tenere conto che i dispositivi d'intercettazione mobile e fissi potrebbero essere danneggiati e non funzionare correttamente. In questo caso potrebbe rendersi necessario svuotare il serbatoio per la riparazione o sostituzione dei predetti organi.

Gli invasi inoltre possono avere uno sviluppo di linee di costa tale da innescare nuovi fenomeni erosivi che portano ad incrementare il carico dei sedimenti entrante nel lago, causando un'ulteriore modifica del volume e della forma dei depositi, come dimostrano le foto del serbatoio di Pozzillo riportate di seguito:



(C. Gambino, 2005)

Figura 2.3: Serbatoio Pozzillo – Sponda destra - Fenomeni erosivi dovuti al moto ondoso nel serbatoio alle quote alte. L'intensità del fenomeno arriva a denudare le radici degli alberi di eucaliptus.

(C. Gambino, 2005)



Figura 2.4 : Serbatoio Pozzillo - Il materiale localmente franato viene gradualmente trasportato nel serbatoio dall'azione del moto ondoso.

2.4. Le correnti di densità

Un fenomeno di grande importanza nei processi di sedimentazione ed interrimento dei serbatoi artificiali è la presenza di correnti di torbidità o di densità che si verificano in occasione dei fenomeni di piena. Il fenomeno delle correnti di densità, a causa dell'alta concentrazione di materiale solido in sospensione, dà origine a flussi di natura stratificata. All'interno della massa liquida contenuta nel serbatoio si possono individuare due fasi, una fase fluida superiore avente una densità minore, ed una fase fluida inferiore a contatto con il fondo del serbatoio avente una densità maggiore.

Le correnti di torbidità sono correnti di fluido in movimento con materiale in sospensione, che si muovono lungo un pendio attraverso aria, acqua o un altro fluido. La corrente si muove per gravità: infatti, a causa della presenza di particelle solide in sospensione la propria densità è

maggiore rispetto a quella del fluido circostante ed entro il quale essa scorre. Esempi di correnti di torbidità sono quelle subacquee in laghi, mari od oceani, originatesi per effetto di eventi quali tempeste di elevata magnitudine, piene fluviali o terremoti sottomarini.

Avendo densità maggiore rispetto all'acqua circostante, queste correnti (*density flow*) scorrono velocemente verso il basso per forza di gravità e poi, espandendosi sui fondali profondi, rallentano e depositano i materiali trasportati in sospensione. Nel caso delle correnti di torbidità che si verificano in laghi artificiali, se la corrente raggiunge la diga, determina l'accumulo del sedimento nella zona del piede di monte della diga formando il cosiddetto *muddy lake* (lago fangoso) (vedi Figura 2.5).

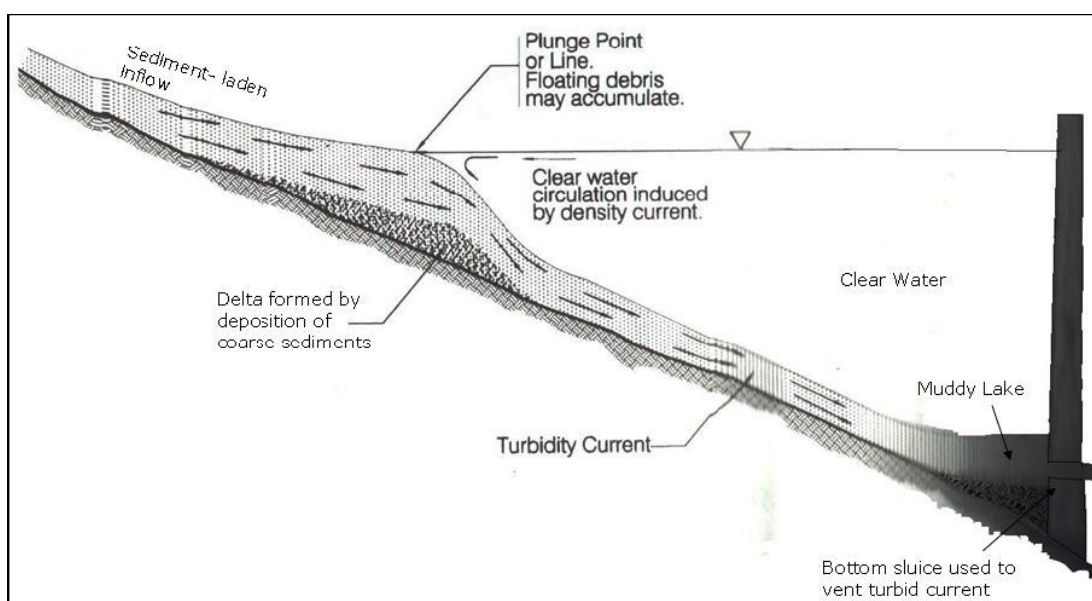


Figura 2.5 - Rappresentazione schematica del passaggio della corrente di torbidità attraverso un invaso

La velocità di avanzamento della corrente dipende dall'inclinazione del fondo: se la pendenza aumenta, la velocità cresce, incrementando anche la quantità di sedimenti trasportati e quindi la densità della corrente stessa. L'aumento di densità porta a sua volta ad incrementare ulteriormente la velocità in un meccanismo di "autoalimentazione", come si nota dalla relazione fra la velocità e la densità del flusso:

$$V = \frac{2 \cdot (\rho_2 - \rho_1)}{\rho_1} \cdot g \cdot h$$

dove:

- V è la velocità;
- ρ_2 è la densità della corrente di torbidità;

- ρ_1 è la densità del fluido entro cui scorre la corrente di torbidità;
- g è l'accelerazione di gravità;
- h è l'altezza d'acqua del lago;

La concentrazione dei sedimenti della corrente liquida in ingresso all'invaso è spesso elevata durante i periodi di piena degli immissari: si riscontra infatti sperimentalmente che la corrente fluida entrante possiede una densità più elevata rispetto a quella della massa liquida già presente nel serbatoio entro la quale si immette la corrente in ingresso. Si osserva sperimentalmente che i solidi in sospensione nella corrente fluida in ingresso nel serbatoio continuano ad essere trasportati lungo la parte inferiore della massa d'acqua già presente nel serbatoio con verso orientato alla diga, tali fenomeni vengono solitamente definiti come *correnti di torbidità o di densità*. Questo fenomeno fisico contribuisce in misura rilevante ai processi di sedimentazione nei serbatoi artificiali.

La relazione che governa e descrive il moto di una corrente di torbidità rispetto al fluido in cui essa scorre, in funzione della pendenza del fondo, può essere espressa da:

$$S = (\rho_1 - \rho_2) \cdot g \cdot h \cdot \alpha$$

dove:

- S è lo sforzo di taglio tra la corrente di torbidità e il fluido entro cui essa scorre;
- α è la pendenza del fondo.

Le relazioni precedenti mostrano come il moto della corrente di torbidità sia governato dalle differenze di densità fra la corrente stessa e l'ambiente fluido che l'avvolge, dallo sforzo di taglio, dall'altezza d'acqua del lago e dalla pendenza del fondo (Selley, 1982).

Per coloro i quali sono interessati a maggiori approfondimenti sugli aspetti riguardanti la modellazione fluidodinamica delle correnti di densità e delle tecniche di soluzione numerica delle relative equazioni differenziali alle derivate parziali, nella Appendice I, è riportata la sintesi di uno studio effettuato dal Prof Francesco Gallerano e dall'Ing Giovanni Cannata del Dipartimento di Idraulica Trasporti e Strade dell'Università di Roma "La Sapienza" dal titolo: **“Simulazione numerica delle correnti di densità all'interno degli invasi artificiali”**

3. ALCUNE DEFINIZIONI OPERATIVE PER LO STUDIO DELL'INTERRIMENTO DEI SERBATOI

Al fine di evitare confusioni sia lessicali che interpretative ed adottare un vocabolario comune di termini tecnici si ritiene utile fornire alcune definizioni operative che saranno poi utilizzate nell'ambito del presente lavoro.

3.1. Il volume di interrimento di un serbatoio

Il volume di interrimento di un serbatoio artificiale $(V_{INT})_{\Delta T}$ è il volume totale dei materiali solidi depositati all'interno del serbatoio in un dato intervallo temporale ΔT (generalmente espresso in anni) tra un tempo finale T_f ed un tempo iniziale T_i . Da un punto di vista operativo esso coincide con il valore assoluto della variazione del volume di invaso del serbatoio avvenuta nell'intervallo di tempo ΔT e dovuta all'interrimento. Infatti: $\Delta V_{\Delta T} = V_{T_f} - V_{T_i} \leq 0$ deve essere per forza una quantità minore o uguale a zero in quanto con il passare degli anni l'accumulo di sedimenti sul fondo del serbatoio determina una sottrazione di volume che prima era disponibile per l'acqua mentre ora è occupato da sedimenti, quindi è sicuramente $V_{T_f} \leq V_{T_i}$ e quindi $\Delta V_{\Delta T}$ rappresenta un volume di invaso perso (diminuzione di volume) che esisteva al tempo iniziale T_i , ma che al tempo finale T_f non esiste più. Quindi si definisce:

$$(V_{INT})_{\Delta T} = |\Delta V_{INVASO}|_{\Delta T} \quad (3.1)$$

3.2. Il Grado di Interrimento percentuale di un serbatoio

Il Grado di Interrimento percentuale GI% di un serbatoio artificiale è il rapporto tra il volume di interrimento riferito all'intervallo temporale ΔT ed il corrispondente volume di invaso al tempo iniziale V_{T_i} espresso in percento.

$$GI \% = \frac{(V_{INT})_{\Delta T}}{V_{T_i}} \times 100 \quad (3.2)$$

Da un punto di vista operativo ed applicativo questa grandezza è molto più efficace, rispetto al Volume di Interrimento $(V_{INT})_{\Delta T}$, nel rappresentare in maniera sintetica la parte dell'originario volume di invaso, definito al tempo iniziale T_i , che è stato perso per interrimento.

A titolo puramente esemplificativo, un Grado di Interrimento pari a $GI \% = 30\%$ per un generico serbatoio, sta ad indicare che il serbatoio in questione ha perso ad oggi per causa dell'interrimento il 30 % del suo originario volume di invaso che possedeva al tempo T_i .

3.3. Il volume di interrimento medio annuo di un serbatoio

Il Volume di Interrimento medio annuo è il rapporto tra il volume di interrimento occorso nell'intervallo di tempo ΔT (N anni) ed il numero di anni in ΔT .

$$\overline{(V_{INT})}_{annuo} = \frac{(V_{INT})_{\Delta T}}{(N_{anni})_{\Delta T}} \quad (3.3)$$

3.4. Il Tasso percentuale medio annuo di interrimento o perdita percentuale di capacità di invaso media annua di un serbatoio

Il “*Tasso percentuale medio annuo di Interrimento o perdita di capacità di invaso*” è il rapporto tra il volume di interrimento medio annuo e il volume d'invaso al tempo iniziale

$$TI\% = \frac{\overline{(V_{INT})}_{annuo}}{V_{T_i}} \times 100 \quad (3.4)$$

Esso rappresenta, per uno specifico serbatoio, la parte del volume di invaso originario che il serbatoio possedeva al tempo T_i , che viene perso annualmente a causa dell'interrimento. Ad esempio un valore di $TI\% = 1\%$ indica che ogni anno un centesimo del volume di invaso originario viene perso per interrimento e quindi di converso che se il $TI\%$ rimane costante nel tempo, in 100 anni di esercizio il serbatoio in questione è completamente interrimento.

Questo parametro è un importante indicatore del comportamento del bacino imbrifero sotteso dal serbatoio nei confronti della produzione di sedimenti. Serbatoi in cui si riscontrino valori di $TI\% \geq 2\%$ sottendono bacini imbriferi che manifestano una elevata produzione di sedimenti e di

conseguenza i serbatoi artificiali che sono inseriti in questi bacini idrografici potranno avere una vita operativa \leq a 50 anni.

Occorre peraltro ricordare che la capacità di intrappolare i sedimenti da parte di un serbatoio artificiale si riduce di pari passo con la riduzione del suo volume e perciò i valori del tasso medio annuo di interrimento TI% relativi al lungo periodo saranno significativamente minori dei corrispondenti valori relativi al periodo iniziale dei primi anni di esercizio. Si veda in proposito l'esempio del serbatoio di Quarto riportato come case history e descritto al capitolo 22.1 .

Entro certi limiti si può affermare che il tasso medio annuo calcolato rispetto al volume di invaso residuo (e non rispetto a quello iniziale) rimane costante (Reservoir Trap efficiency).

Il caso del serbatoio Pozzillo, ubicato nel comune di Regalbuto (EN), in Sicilia, consente qualche riflessione in merito a questo indice.

Il serbatoio è entrato in esercizio nel 1959 ed ha 50 anni di esercizio. Il volume di interrimento attuale è di circa 30 Mm³ a fronte di un volume di progetto del serbatoio di 130 Mm³. Questo è uno dei casi in cui la limitazione delle manovre di scarico intervenute con la Legge Merli, agevolata dalle pressioni esercitate dai beneficiari irrigui della risorsa, hanno condotto al blocco degli scarichi stessi.

Il volume d'interrimento medio annuo, suddividendo il volume d'interrimento (30 Mm³) sugli anni di esercizio (50), è 0,60 Mm³. Il tasso percentuale medio annuo d'interrimento o perdita di capacità media annua è 0,46%. Questo parametro indica che il bacino imbrifero a monte non è particolarmente produttivo in termini di sedimenti essendo TI% < 2% (TI%= tasso medio d'interrimento annuo percentuale). Tuttavia l'entità del volume di sedimenti da movimentare, cumulata nel tempo, è così elevata che si pongono seri problemi per la loro totale asportazione, sia di ordine economico che di siti di conferimento.

Appare necessaria, pertanto, una riflessione sui serbatoi con rilevante volume d'interrimento auspicando che per i casi di rilievo le norme a venire prospettino altri tipi di soluzione, alternativi al ripristino totale del volume di accumulo originario.

3.5. Relazioni tra le diverse grandezze

Le grandezze definite nei precedenti paragrafi sono legate dalle seguenti relazioni matematiche:

dalla (3.1) si ricava

$$(V_{INT})_{\Delta T} = (\overline{V_{INT}})_{annuo} \cdot (N_{anni})_{\Delta T} \quad (3.5)$$

sostituendo questa espressione nella precedente relazione (3.2) si ottiene:

$$GI \% = \frac{(V_{INT})_{\Delta T}}{V_{Ti}} \times 100 = \frac{(\overline{V_{INT}})_{annuo}}{V_{Ti}} \cdot (N_{anni})_{\Delta T} \cdot 100 = TI \% \times (N_{anni})_{\Delta T} \quad (3.6)$$

da cui segue che:

$$TI \% = \frac{GI \%}{(N_{anni})_{\Delta T}}$$

Dalla relazione (3.6) discende quindi che:

$GI \% = TI \% \cdot (N_{anni})_{\Delta T}$ che esprime il Grado di Interrimento di un serbatoio quando sono noti il Tasso medio Annuo di Interrimento ed il numero di anni in cui il fenomeno si è manifestato potendo assumere costante il Tasso TI%.

Sempre dalla (3.6) si può ricavare il volume di interrimento una volta noti il Grado di Interrimento percentuale ed il volume di invaso al tempo iniziale, oppure il Tasso medio Annuo di Interrimento, il volume di invaso al tempo iniziale, ed il numero di anni in cui il fenomeno di interrimento si è verificato:

$$(V_{INT})_{\Delta T} = \frac{GI \%}{100} \cdot V_{Ti} = \frac{TI \%}{100} \cdot (N_{anni})_{\Delta T} \cdot V_{Ti} \quad (3.7)$$

4. I METODI E LE TECNICHE PER LA RIMOZIONE DEI SEDIMENTI DAI SERBATOI ARTIFICIALI (MISURE PASSIVE)

Per quanto riguarda le metodologie per la rimozione dei sedimenti depositati ed accumulati nei serbatoi artificiali finalizzate ad ottenere un corrispondente recupero della capacità di invaso persa per interrimento, sono possibili le seguenti metodologie:

- il “flushing o fluitazione”;
- il dragaggio e scavo con mezzi meccanici;
- l'idrosuzione a gravità o con pompaggio.

Flushing o fluitazione

La tecnica di flushing consiste nell'aprire gli scarichi profondi in modo da indurre, in prossimità del fondo, condizioni idrauliche tali da causare, in particolare per la frazione fine del materiale, il trascinarsi, la ri-sospensione ed il rilascio a valle dello sbarramento dei sedimenti depositati. La tecnica è indirizzata, laddove possibile, a mobilitare il sedimento precedentemente depositato nell'invaso, consentendo quindi di contribuire al recupero del volume utile.

Affinché il flushing sia efficace è richiesto un livello dell'invaso sufficientemente basso in modo che l'erosione indotta sul fondo non sia limitata alla zona antistante lo scarico ("cono di erosione") ma si propaghi verso monte creando un alveo inciso ("erosione retrogressiva").

In Italia l'apertura degli scarichi di fondo è condizionata dalla normativa ambientale vigente. E' infatti possibile aprire gli scarichi per operazioni di gestione e manutenzione degli stessi, come previsto dalla D.Lgs 152/99 ma non è automaticamente e direttamente possibile aprirli per operazioni di sfangamento. Il flushing, pertanto, è una operazione di difesa passiva che solo in alcuni Paesi può essere condotta sistematicamente, ammesso che il sistema infrastruttura-bacino ne renda ottimale la sua applicazione.

Alcune condizioni idrauliche debbono essere assicurate per rendere efficaci le operazioni di flushing:

- la capacità idraulica degli scarichi di fondo deve essere sufficiente per tenere quanto più costante possibile il livello dell'acqua nell'invaso fino alla fine delle operazioni;
- la portata di scarico deve essere almeno il doppio della portata media annua del fiume nella sezione di sbarramento;
- la quantità di acqua utilizzata per le operazioni di flushing dovrebbe essere almeno il 10% della quantità media annua di acqua defluente nell'invaso.

Gli invasi per i quali il volume annuale di acqua affluente è molto più grande del volume di invaso sono più idonei per le operazioni di flushing dal momento che la disponibilità di acqua è maggiore. Un altro importante parametro è la scelta del periodo in cui effettuare le operazioni. Questo richiede una attenta valutazione delle caratteristiche stagionali del sito dal momento che elevate quantità di acqua possono raggiungere l'invaso per effetto dello scioglimento delle nevi o di piogge intense.

Generalmente i sedimenti più grossolani sedimentano già all'ingresso dell'invaso. Questi depositi possono essere rimossi con mezzi meccanici dal momento che è difficile mobilitarli mediante flushing.

Il risultato delle operazioni di flushing si concretizza nella formazione di una incisione sul letto di sedimenti. Quanto più la forma dell'invaso si avvicina a quella del canale inciso tanto più l'intervento di flushing è efficace. Questo significa che invasi lunghi e stretti sono generalmente più idonei per il flushing rispetto a bacini corti e larghi.

Uno studio condotto su 50 invasi sparsi per il mondo ha dato i seguenti risultati:

- è necessario conoscere in modo accurato le caratteristiche idrologiche e sedimentologiche delle acque di scorrimento;
- i piccoli invasi caratterizzati da un rapporto di immagazzinamento η tra capacità e volume di acqua affluito annualmente, di circa 0.3 sono quelli per cui il flushing risulta più efficace;
- i grandi invasi possono aver bisogno di canali di deviazione longitudinali e trasversali perché il flushing sia efficace;
- l'impatto a valle può essere una limitazione all'applicazione della tecnologia.

Dal punto di vista economico, il flushing risulta vantaggioso quando l'invaso ha già perso il 40-60% della sua capacità originaria.

Se il livello dell'acqua del bacino non è sufficientemente basso il flushing è scarsamente efficace. Lo scopo è di riportare il livello dell'acqua nell'invaso per quanto possibile a quello originario del fiume in modo da incrementare la velocità di flusso.

Come è stato visto prima, il flushing si concretizza nella formazione di una incisione sul letto di sedimenti che tende a incrementarsi sempre di più fino a far riguadagnare buona parte della capacità di invaso persa negli anni. Questo è perseguibile nei piccoli invasi. Nei grandi invasi, l'efficacia dell'intervento diminuisce a causa del fatto che i sedimenti molto lontani dagli scarichi di fondo non vengono mobilizzati.

Per gli invasi che hanno perso la maggior parte della loro originaria capacità d'invaso (ad esempio i serbatoi con Grado di Interrimento $GI\% > 50\%$), l'avvio delle operazioni di flushing può essere un problema a causa della difficoltà che insorgono ad aprire gli scarichi di fondo. Per superare questo problema può risultare opportuno dragare la zona nelle immediate vicinanze degli scarichi.

Per maggiori dettagli sugli aspetti operativi del flushing si rimanda il lettore interessato alla case history al paragrafo 22.5 a pagina 179.

Vantaggi:

Sono previsti elevati benefici diretti poiché notevoli quantità di materiali vengono asportati anche se si registra un incremento del carico di sedimenti nel flusso d'acqua in uscita dallo scarico e che viene rilasciato nel corso d'acqua a valle dello sbarramento. Può accadere che se le pendenze del tratto di valle sono più basse di quelle necessarie a mantenere in sospensione il carico di sedimenti con la portata e velocità assegnate, si verifichino fenomeni di deposizione di sedimenti che possono creare problemi tanto di natura tecnica (intasamenti) che di tipo ambientale (si veda in proposito la case history della diga di Val Grosina riportata al capitolo 22.5).

La deposizione di nuovi sedimenti all'interno del serbatoio viene limitata se questa tecnica viene combinata con successive operazioni di sluicing che consistono di fatto nella gestione delle piene attraverso gli scarichi di fondo quando il livello del serbatoio è basso.

I costi diretti di esecuzione risultano di gran lunga inferiori rispetto a quelli delle operazioni di dragaggio. Se però si tiene conto del costo dell'acqua sottratta all'utilizzazione industriale e l'usura delle opere idrauliche tali costi sovente possono risultare anche superiori a quelli di altre tecniche.

Svantaggi:

Il flushing, come lo scarico di correnti di densità, richiede opere di scarico che siano ubicate ad una quota molto bassa sul fondo del serbatoio. Inoltre, affinché le operazioni di flushing risultino efficaci è necessario che il livello del pelo libero dell'acqua nel serbatoio sia mantenuto a quote molto basse e ciò può provocare l'insorgere di fenomeni di smottamento lungo le sponde del serbatoio o anche di depositi di sedimento con conseguenti perdite della capacità d'immagazzinamento del serbatoio od ostruzione degli scarichi di fondo; a tal proposito è necessario che le operazioni di flushing siano condotte sotto opportuno monitoraggio.

L'improvviso rilascio di grandi accumuli di sedimento può provocare il riempimento delle opere di dissipazione a valle degli scarichi fino ad un loro eventuale intasamento.

I flussi con elevate concentrazioni di sedimenti ed elevata velocità possono provocare abrasione delle strutture di scarico, ed in tal caso saranno richiesti particolari trattamenti antiabrasione o periodici interventi di manutenzione;

I sedimenti in sospensione, ad elevate concentrazioni, possono influenzare la qualità dell'acqua e l'integrità degli ecosistemi posti a valle dello scarico. Questo limite risulta spesso cruciale per l'utilizzo di questa tecnica in molti paesi europei.

Dragaggio e scavo con mezzi meccanici

Lo scavo di sedimenti depositati può costituire una soluzione tecnica alternativa. L'applicazione di questa metodologia può essere distinta in tre fasi: lo scavo dei materiali, il loro trasporto ed infine il loro smaltimento in un luogo appropriato o, in taluni casi il loro riutilizzo all'interno del bacino stesso, come materiale di ripristino di zone poste al di sopra del livello massimo dell'acqua.

I metodi meccanici sono maggiormente adatti per materiali grossolani, quali sabbia e ghiaia, che vengono talora scavati dalla porzione iniziale del bacino mediante macchinari operati da terra. Le operazioni di scavo meccanico vengono generalmente eseguite tramite benne a catena, tramogge a ruota, pale meccaniche, benne, draghe a badilone o draghe a cucchiaia rovescia, pompe a fango rotative o alternative. Per la sua flessibilità d'impiego viene suggerito l'utilizzo dell'escavatore a cucchiaia rovescia.

Tale tecnica rappresenta una soluzione di sicura efficacia al problema dell'interrimento, ma comporta costi elevatissimi che variano da 10 €/m³ a 30 €/m³.

In alternativa si può procedere prima allo svuotamento totale dell'invaso e poi alla rimozione del sedimento utilizzando escavatori e pale meccaniche; tale operazione risulta meno costosa per quanto riguarda le spese per i mezzi meccanici ma più onerosa nel suo complesso a causa dello spreco di risorsa che in molti casi risulta inaccettabile.

L'opzione dello scavo con mezzi può, d'altro canto, sicuramente essere presa in considerazione in periodi particolarmente siccitosi che portino gli invasi già alle soglie del completo svuotamento; in ogni caso, comunque, il materiale rimosso va analizzato, eventualmente trattato e poi trasportato e sistemato in luoghi opportuni di stoccaggio o portato in discarica.

Talvolta il sedimento dragato viene posto in una vasca nella quale permane fino a perdere gran parte del suo contenuto d'acqua, per essere quindi trasportato in un sito adatto. La sistemazione dei materiali dragati può essere effettuata dentro il serbatoio in un sito idoneo fuori alveo o nel tratto di valle del corso d'acqua, allontanando così il deposito dagli scarichi.

La distinzione nei due sistemi di escavazione dei sedimenti si riflette nei sistemi di trasporto degli stessi.

I materiali scavati con mezzi meccanici (terrestri o montati su galleggiante), devono essere prima caricati su bette per poi essere condotti a riva al fine di consentire il trasbordo del materiale su camion che provvederanno al trasporto vero e proprio. Il trasporto con camion è un sistema flessibile nel senso che i volumi trasportati possono essere incrementati con corrispondente aumento dei viaggi e quindi dei mezzi d'opera anche se un aumento eccessivo di transito dei mezzi sulle piste o sulle strade adiacenti l'invaso, costituisce notevole impatto ambientale negativo oltre a determinare probabili danneggiamenti della rete viaria.

I materiali scavati mediante draghe vengono trasportati a mezzo tubazioni di refluento fino al sito di deposito della miscela acqua-sedimenti. Il trasporto avviene a spese del solo carico piezometrico gravitazionale, nel caso di idrosuzione a gravità, del carico piezometrico incrementato dell'energia fornita dalle pompe, nel caso di idrosuzione con pompaggio. Le lunghezze massime delle tubazioni di refluento sono limitate, ovviamente, dall'energia a disposizione anche se, in casi specifici, è possibile prevedere più stazioni di pompaggio in serie disposte lungo il tracciato della condotta. L'ausilio del pompaggio rende possibile, tra l'altro, la realizzazione di un sito di deposito dei sedimenti rimossi, posto a quota maggiore del livello idrico dell'invaso; in tal caso l'acqua di miscela, dopo la separazione dei sedimenti, può essere riconvogliata nell'invaso rendendo praticamente nullo il complessivo consumo di risorsa idrica.

Si possono avere situazioni locali tali da richiedere sistemi misti di trasporto: dalla draga a casse di deposito provvisorie sulle rive dell'invaso e da queste evacuazione mediante camion oppure escavi con mezzi terrestri sversati in bacini e/o tramogge dai quali il materiale, opportunamente arricchito di acqua, viene trasferito mediante tubazioni.

Il materiale scavato dall'invaso viene trasportato con camion, bette o tubazioni in zone di deposito provvisorie o permanenti.

Le zone di deposito provvisorie sono realizzate solo laddove la morfologia del territorio circostante l'invaso lo consente: saranno zone di superficie limitata, nel caso di scavo con mezzi meccanici e trasporto con camion o bette mentre dovranno essere superfici più estese nel caso si voglia accogliere la miscela acqua-sedimento asportata dalla draga e trasportata dalle tubazioni. In quest'ultimo caso, dovrà essere realizzata una "vasca", scavata o con argini in rilevato, con caratteristiche tali da consentire la decantazione del materiale solido presente nella miscela e lo sfioro delle acque chiarificate.

Le zone di deposito permanenti sono costruite nello stesso modo delle provvisorie, con maggiori accorgimenti per garantirne una maggiore durata nel tempo e prendendo in considerazione le condizioni meteorologiche notevolmente variabili, con l'obiettivo di far divenire tali realizzazioni parte integrante della morfologia locale del territorio, procedendo quindi a piantumazioni o a vere e proprie colture, anche in considerazione che i limi di sedimentazione sono un ottimo terreno per molte specie vegetali.

Il deposito provvisorio è particolarmente richiesto quando le caratteristiche chimico-fisico del sedimento rimosso e stoccato ne consentono il riuso:

- i materiali grossolani possono trovare impiego come inerti ed in generale nelle costruzioni;
- i materiali argillosi o limosi consolidati nelle casse di decantazione, possono anch'essi costituire un materiale da costruzione nell'industria dei laterizi o delle terrecotte, o talvolta essere utilizzati nell'industria del cemento o più frequentemente riutilizzati come top-soil agricolo.
- per scopi ambientali, è ipotizzabile il trasporto del materiale solido rimosso dall'invaso fino alla zona costiera dove i sedimenti, opportunamente sistemati, potrebbero consentire di recuperare preziose superfici di spiaggia procedendo così ai ripascimenti costieri.

Le seguenti ipotesi di utilizzo sono fortemente penalizzate se non impedito quando nei sedimenti, sulla base della caratterizzazione chimico-microbiologica, vengono riscontrati inquinanti che in funzione della loro concentrazione, non consentono il loro impiego "tal quale" ma hanno bisogno di un processo depurativo o detossificante.

I trattamenti di soil-washing o land-farming, molto correnti per il disinquinamento di terreni urbani o industriali o di sedimenti portuali, sono applicabili in toto ai sedimenti rimossi dagli invasi ma costituiscono un onere aggiuntivo da considerare accuratamente nel progetto nell'ambito dei costi-benefici dell'intervento stesso.

Altre esperienze indicano diverse possibilità di utilizzo nel settore agricolo, sia come terreno agricolo vero e proprio, sia per la realizzazione di materassi costituiti da materiale impermeabile e miscele di terreni per colture, utilizzati in zone agricole in cui i terreni originali, troppo permeabili, necessitano di un volume eccessivo di acqua per l'irrigazione.

Vantaggi:

L'efficienza del dragaggio (volume di depositi rimossi rispetto al volume d'acqua scaricata) risulta molto maggiore di quella del flushing e tramite tale tecnica può essere recuperata completamente la capacità di immagazzinamento originaria del bacino;

I sedimenti fini dragati possono essere utilizzati in agricoltura per le loro proprietà ammendanti e fertilizzanti mentre i materiali più grossolani possono essere utilizzati come materiali da costruzione;

Svantaggi:

E' necessario lo smaltimento dei materiali asportati.

La tecnica di dragaggio costituisce una soluzione temporanea, che deve essere ripetuta regolarmente nel tempo e, presentando costi elevati, la sua adozione riguarda tipicamente i serbatoi di minori dimensioni.

Le operazioni di dragaggio richiedono spesso l'utilizzo dell'acqua d'alimentazione, che viene sottratta alle utilizzazioni di valle.

Tra i principali inconvenienti del metodo si sottolinea la possibilità di mobilitazione di elementi inquinanti durante la rimozione dei sedimenti dal fondo.

Costi diretti:

Sono previsti i costi d'esecuzione e dell'acqua d'alimentazione utilizzata in funzione del metodo impiegato ed i costi per l'eventuale smaltimento dei sedimenti asportati.

Il rapporto costi/benefici risulta abbastanza elevato, ma indubbiamente efficace, costo stimato in 4-7 euro per m³ di sedimento.

A tale costo si deve comunque aggiungere quello per i costi fissi del cantiere, che dipendono dall'ampiezza e dalla difficoltà dell'intervento e possono arrivare ad incidere in misura anche superiore.

Idrosuzione

Ci sono due tipi di tecniche di idrosuzione per la rimozione dei sedimenti:

- Idrosuzione con dragaggio;
- Idrosuzione con bypass.

Nell'idrosuzione con dragaggio i sedimenti accumulati vengono rimossi e trasportati in un sito a valle della diga attraverso una tubazione, sfruttando il dislivello energetico tra monte e valle. Nell'idrosuzione con bypass viene applicato lo stesso principio ma la tubazione collega il sito di ingresso del corso d'acqua nell'invaso e la zona a valle della diga. In questo modo i sedimenti vengono trasportati attraverso la tubazione prima ancora che sedimentino.

Lo scarico dei sedimenti a valle della diga può avere un grosso impatto in quanto aumenta notevolmente la torbidità dell'acqua.

Le principali componenti di un impianto di idrosuzione sono: l'opera di presa, la tubazione, valvole, strutture ausiliarie, ecc. Per l'idrosuzione con bypass è richiesto inoltre un sistema per separare i sedimenti dall'acqua. Per l'idrosuzione con dragaggio sono necessari invece un pontone per spostare la presa della tubazione, un idro-jet per disgregare i sedimenti consolidati insieme a idonea strumentazione per il monitoraggio delle operazioni.

5. INTERAZIONE TRA ECOSISTEMI FLUVIALI E TRASPORTO SOLIDO FLUVIALE

5.1. Effetto della torbidità sulle caratteristiche degli ecosistemi

I solidi sospesi svolgono un'azione meccanica diretta (abrasione ed occlusione) sugli apparati respiratori e alimentari dei pesci e degli invertebrati e sulla componente vegetale acquatica. Sui pesci le micro-lesioni dei tessuti epiteliali possono inoltre aprire la via ad infezioni da parte di funghi e batteri; la mortalità per soffocamento si verifica solo ad elevate concentrazioni, anche se sono diversi i fattori che intervengono nel raggiungimento della soglia di letalità (dimensione delle particelle, ossigeno disciolto, durata dell'esposizione, concentrazione di fondo).

È noto che i pesci pur sopportando bene elevate concentrazioni (attraversamento di fiumi in torbida) se hanno la possibilità di scelta si spostano in acque limpide per cui solo nel caso non sia possibile uno spostamento, per la rapidità dell'evento o l'assenza di connessioni con aree non direttamente interessate, si innescano fenomeni di morie.

La torbidità influisce sulla capacità di penetrazione dell'energia luminosa utilizzabile dagli organismi autotrofi con ripercussioni sull'intera rete trofica e sulla produttività dell'ecosistema. Le condizioni di torbidità determinano inoltre un'alterazione del comportamento degli organismi che utilizzano la vista come percezione sensoriale, le cui capacità di individuare le prede e instaurare relazioni sociali sono limitate dalla scarsa o nulla visibilità. L'azione abrasiva sul substrato dell'alveo si ripercuote negativamente sul drift degli organismi bentonici e determina la scomparsa del periphyton. In generale si osserva all'aumentare della concentrazione dei solidi sospesi e della portata, un aumento della porzione di organismi che vengono trasportati a valle ad opera del drift, che raggiunge livelli catastrofici.

Si assiste ad una riduzione delle risorse trofiche: per esempio gli invertebrati raschiatori sono penalizzati dalla distruzione del periphyton di cui si cibano, operata dall'abrasione dei solidi sospesi e dall'impedimento alla fotosintesi; i pesci risentono della diminuzione della comunità macrobentonica che, in aggiunta alla minor efficienza di predazione, comporta una riduzione del tasso di alimentazione e di crescita; questo rappresenta il principale effetto sub-letale dei solidi sospesi. L'ostruzione degli interstizi tra i ciottoli causa la scomparsa dei microhabitat di fondo, indispensabili alla vita sia degli invertebrati che dei primi stadi vitali dei pesci (uova e larve di Salmonidi) con il conseguente abbassamento della qualità biologica e funzionale.

La deposizione del sedimento sulle aree di frega impedisce la regolare schiusa delle uova e lo sviluppo degli avannotti in quanto il riempimento degli spazi interstiziali limita la circolazione

dell'acqua e gli scambi gassosi a livello della superficie delle uova. Inoltre la deposizione di sedimento può impedire alle larve di emergere dai nidi di frega, intrappolandole nel sedimento dopo la schiusa.

Effetti indiretti sul biota si verificano quando gli organismi, che si affidano all'habitat acquatico per la riproduzione, la nutrizione e rifugio, vengono influenzati dalla perdita di porzioni di habitat o dalla sua degradazione. I cambiamenti di morfologia dell'alveo possono per esempio causare una riduzione delle aree di frega disponibili ed aumentare la competizione per tali siti e nel contempo influenzare la struttura e la funzionalità della comunità macrobentonica.

L'apporto di sedimento a valle può esser tale da determinare alterazioni a livello di mesohabitat, con il riempimento di pozze e la formazione di barre ed isole nei raschi riducendo la diversità idraulico-morfologica e rendendo più instabile la conformazione dell'alveo. Per contro il rilascio di sedimento può in alcuni casi migliorare l'eterogeneità degli habitat fisici a valle, in cui gli equilibri tra trasporto solido, erosione, sedimentazione e quindi morfologia dell'alveo erano stati alterati dall'intrappolamento del sedimento nel serbatoio a monte.

L'effetto dei solidi sospesi sulla fauna acquatica dipende non solo dalle concentrazioni raggiunte, ma anche dalla durata dell'esposizione, dalla sensibilità degli organismi colpiti, dal periodo di esecuzione delle operazioni e da una serie di altri parametri, quali ossigeno disciolto, temperatura, forma e granulometria del materiale in sospensione. Alcuni sostengono che sono le condizioni di ipossia determinate dalla tossicità del sedimento, la principale causa di mortalità della fauna ittica durante operazioni di fluitazione, perché come evidenziato nei loro esperimenti i fenomeni di mortalità, dovuti ai solidi sospesi, a breve termine appaiono solo a concentrazioni molto elevate (eccetto per le larve).

Si osserva inoltre che il tempo di sopravvivenza è diverso a seconda che il pesce venga esposto a sabbia o argilla in sospensione: a parità di concentrazione la durata di esposizione che causa la morte degli individui è di molto inferiore per la sabbia

5.2. Valori delle concentrazioni dei solidi sospesi provenienti da operazioni di spurgo compatibili con le caratteristiche degli ecosistemi.

Con specifico riferimento a quanto esposto al precedente paragrafo, si può ammettere che la salvaguardia degli ecosistemi per quanto riguarda la torbidità delle acque risulta sicuramente assicurata quando si verificano le seguenti condizioni:

1. se i valori delle concentrazioni C della corrente rilasciata a valle durante un'operazione di flushing corrispondono a quelli di eventi di piena ricorrenti (ad esempio piene ventennali).

2. se l'onda di piena provocata dal flushing non avviene in maniera troppo rapida;
3. se il materiale scaricato non differisca eccessivamente, quanto a dimensioni, rispetto al materiale che costituisce il substrato in maniera che non si alterino significativamente le caratteristiche dello stesso.

Al fine di definire la portata da rilasciare a valle atta a garantire la salvaguardia delle caratteristiche fisiche del corpo idrico, chimico-fisiche delle acque nonché il mantenimento delle biocenosi tipiche delle condizioni naturali locali, si tiene conto delle caratteristiche morfologiche dei successivi tronchi di alveo (pendenza di fondo i e larghezza B), della granulometria del materiale di fondo e di sponda e della tipologia di fauna ittica che popola ciascuno di essi (vedi Tabella.5.1)

	Tratti incisi e alluvionati molto stretti	Tratti alluvionati unicorsali	Tratti alluvionati pluricorsali	Tratti incassati di pianura
Granulometria media	Maggiore di quella delle ghiaie	Ghiaie	Ghiaie	Sabbie
Caratteristiche geometriche dell'alveo	i e B indipendenti da Q e da Q_s	i - dipendente da Q e da Q_s B - dipendente dalla geomorfologia	i - dipendente da Q e da Q_s B_i - dipendente da Q e da Q_s	i e B dipendenti da Q
Specie ittiche	salmonidi	ciprinidi	ciprinidi	Ciprinidi/anguille

Tabella 5.1: Tipologia di specie ittiche che popolano le diverse tipologie di tronchi d'acqua

Di seguito si riporta il significato dei simboli riportati nella tabella 54.1:

- i = pendenza di fondo dell'alveo;
- B = larghezza dell'alveo;
- Q = portata totale (liquida + solida)
- Q_s = portata solida

Come è noto, la sopravvivenza degli organismi acquatici è intimamente legata alle caratteristiche del substrato e ai valori assunti dalle caratteristiche idrodinamiche della corrente (prime tra tutte velocità e profondità dell'acqua). In particolare, per quanto riguarda le caratteristiche del substrato, questo è stato codificato (con codici da 1 a 8) in base alle caratteristiche granulometriche e alla natura del materiale di fondo (colloidale o non colloidale, di natura organica, detriti vegetali.) (vedi Tabella 5.2)

Substrato	Codice
Detrito vegetale e materiale organico	1
Argilla – Limo	2
Fango	3
Sabbia	4
Ghiaia	5
Ciottoli-Pietre	6
Massi	7
Fondo roccioso	8

Tabella 5.2: Codificazione dei tipi di substrato per un Salmo Fario secondo Bovee

Ciò premesso, ad ogni valore di profondità, di velocità media della corrente e delle caratteristiche del substrato è stato associato un “indice di preferenza”, dedotto in base ad osservazioni sperimentali, considerando varie specie ittiche in vari stadi evolutivi; l’indice di preferenza, variabile tra 0 e 1, esprime la frequenza con cui la specie ittica in questione in quel preciso stadio vitale ha dimostrato di preferire il corrispondente valore di h , di v o di substrato (vedi Tabella 5.2). È evidente che le curve di preferenza sono tanto più restrittive quanto più è delicata la specie ittica cui si fa riferimento. Nella Figura 5.1 si riportano le curve di preferenza dedotte per la trota fario, sicuramente più delicata dei ciprinidi.

Come si nota dalla curva di preferenza del substrato per la trota fario adulta considerando un substrato di sabbia, con codice 4 (Figura 5.1b), si ha un ottimo indice di idoneità, a conferma che con diametri corrispondenti a sabbia, con una velocità di sedimentazione maggiore di 0,5 m/s, non si hanno problemi per eventuali operazioni di flushing.

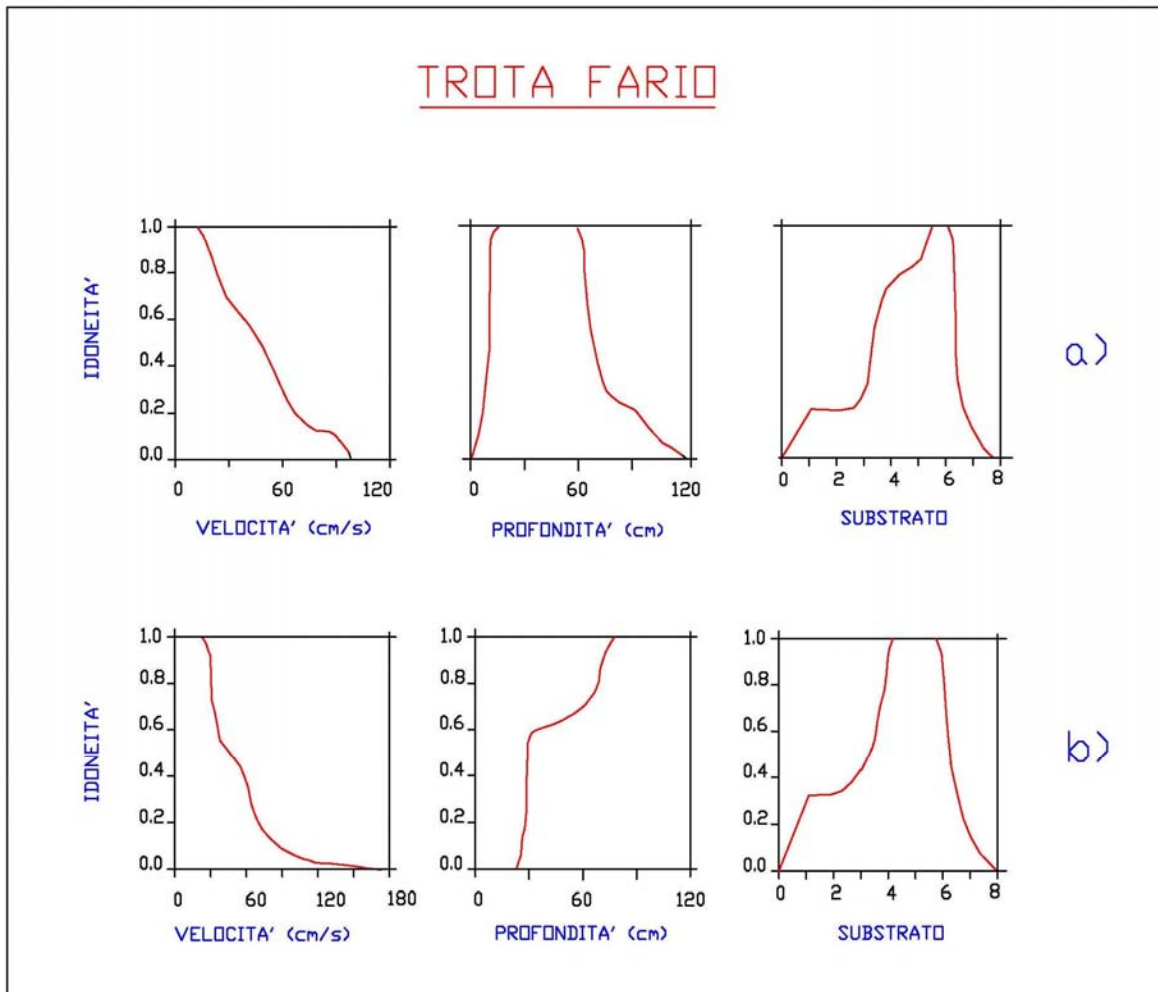


Figura 5.1: Curve di preferenza o di idoneità ambientale per la Trota Fario allo stadio di avannotto (a) ed adulto (b)

6. LA STIMA DEL VOLUME DI INTERRIMENTO DI UN SERBATOIO

Il volume di materiale solido sedimentato deve essere documentato con un apposito rilievo che può essere effettuato con diverse tecniche; per la parte immersa si possono eseguire rilievi di tipo batimetrico (associati o meno a GPS) distribuiti oppure concentrati in sezioni e per la parte emersa rilievi topografici o fotogrammetrici. E' anche possibile, quando l'area emersa è di modeste dimensioni rispetto a quella immersa rilevata con batimetria e la morfologia delle sponde è regolare, estrapolare alla parte emersa il rilievo della parte immersa. In alcuni casi è infine possibile determinare la curva dei volumi attuale in base ai gradienti di svaso a varie quote in presenza di afflusso noto (o nullo).

Di seguito vengono descritte le principali tecniche di indagine per la stima del volume di materiale solido sedimentato all'interno di un serbatoio.

6.1. Stima indiretta del volume di interrimento di un serbatoio artificiale in un intervallo temporale di N anni

Rilievo del volume di invaso

La stima del volume di interrimento può essere effettuata per via indiretta tramite la differenza del volume di invaso rilevato in due epoche diverse. In questo caso la stima è affetta da un errore assoluto pari alla somma degli errori assoluti dei due rilievi. Tenuto conto che per i serbatoi italiani la vita media attuale è di circa 66 anni, che i rilievi originari sono stati di solito effettuati attraverso rilievi topografici di tipo tradizionale, di cui non è nota la precisione e la tolleranza d'errore, ed i rilievi successivi effettuati con tecniche moderne che possono contenere l'errore di stima, nei casi più favorevoli al 2% - 3%, appare scontato che la stima dell'interrimento così effettuata possa non essere mai migliore del 5% del volume totale di invaso al tempo del rilievo.

I metodi di rilievo del volume di invaso possono dividersi in due categorie, quelli che possono essere effettuati a serbatoio pieno e quelli che richiedono che il serbatoio sia svasato.

A serbatoio pieno il rilievo del volume di invaso può essere effettuato:

- Con batimetrie da natante su sezioni predefinite; la precisione del rilievo dipende dal numero e dalla distanza delle sezioni, dalla densità dei punti rilevati in ciascuna sezione

dalla morfologia del fondo del serbatoio e dalla profondità dell'acqua;

- Con attrezzatura GPS differenziale sincronizzata ad ecoscandaglio mono o multi beam installata su imbarcazione leggera e collegata a punti fissi a terra; la precisione del rilievo dipende dalla precisione della strumentazione, dalla densità dei punti rilevati, dalla morfologia del fondo e dalla profondità dell'acqua;
- Attraverso misure della portata derivata, ripetute a quote diverse, effettuate in un prefissato arco di tempo, rilevando le corrispondenti variazioni di livello e la portata naturale in afflusso. In questo caso la precisione è indipendente dalla morfologia del terreno e dal tirante di acqua.

A serbatoio vuoto il rilievo del volume di invaso può essere effettuato:

- Con tecniche di tipo topografico a terra; in questo caso la precisione del rilievo può variare ampiamente, dipendendo dalla classe degli strumenti adottati, dalla configurazione della rete di rilievo, dalla densità dei punti rilevati, nonché dalla morfologia del fondo del serbatoio;
- Con tecniche di tipo fotogrammetrico terrestre o aereo; anche in questo caso la precisione di rilievo è variabile dipendendo dalle apparecchiature utilizzate, dalla scala delle foto e dal loro adattamento alle aree da rilevare, dalla densità dei punti restituiti e dalla morfologia del fondo;

In conclusione è possibile affermare che la precisione dei diversi metodi descritti è ampiamente variabile e per tale motivo è opportuno predisporre tutti gli accorgimenti necessari affinché l'errore complessivo di misura sia contenuto in qualche unità per cento.

6.2. Stima diretta del volume di interrimento di un serbatoio in un intervallo temporale di N anni

La stima diretta del volume di interrimento del serbatoio può essere effettuata attraverso il rilievo diretto degli spessori di sedimento determinate in punti che, a seconda della tecnica utilizzata, possono variare notevolmente in numero ed ubicazione. Di seguito vengono descritte le caratteristiche principali delle diverse tecniche.

Tecniche di rilievo degli spessori di sedimento a serbatoio invasato

1. sub-bottom profiler: recentemente sono stati sviluppati dei sub-bottom profiler portatili che permettono, attraverso l'uso di frequenze parametriche, di assolvere contemporaneamente alle funzioni di ecoscandaglio e di sub-bottom. La precisione del rilievo è tanto maggiore quanto più netta è la differenza di consistenza del materiale sedimentato rispetto a quello del fondo originario ed è anche influenzata dal battente idrico e dalla morfologia del fondo del serbatoio;
2. Rilievo diretto dello spessore di sedimento attraverso perforazioni del fondale, eseguite da natante opportunamente equipaggiato, con prelievo di campioni di materiale o rilievo delle loro caratteristiche meccaniche in sito (prove penetrometriche); la precisione puntuale del rilievo dipende dalla differenza delle caratteristiche dei materiali sedimentati rispetto a quelle del fondo originario. Queste tecniche si prestano per una stima puntuale del sedimento ma non sono idonee ad una adeguata determinazione di tutto il volume a causa del numero di punti che occorrerebbe indagare e dei costi conseguenti;

Tecniche di rilievo degli spessori di sedimento a serbatoio svasato

1. Rilievo diretto dello spessore di sedimento attraverso perforazioni del fondale, con prelievo di campioni di materiale o rilievo delle loro caratteristiche meccaniche in sito (prove penetrometriche);
2. Rilievo diretto degli spessori attraverso indagini di tipo geofisico o geoelettrico a serbatoio vuoto; anche in questo caso la precisione, oltre che dalla differenza di consistenza del materiale sedimentato rispetto a quello di fondo originario, dipende dalla densità ed estensione dei rilievi effettuati.

6.3. Gli errori di misura e l'incertezza di stima del volume di invasato

E' utile evidenziare che, in ogni caso, il rilievo del volume dell'invaso attuale sarà affetto da un errore tanto maggiore quanto più grossolana è la tecnica adottata (nei casi più favorevoli di batimetria distribuita con ecoscandaglio accoppiato a GPS, morfologia delle sponde non acclive, tiranti di acqua limitati e buona densità dei punti rilevati, tale errore è almeno del 2-3 % del volume rilevato. L'interrimento presente nel serbatoio viene determinato per differenza fra il volume di invasato originario e quello attuale. Del volume originario di norma non è noto il metodo

di rilievo né la precisione, che può al più solo essere intuita in base al dettaglio delle planimetrie e sezioni di progetto; tenuto però conto che il rilievo originario è di norma associabile a tecniche topografiche discrete più o meno grossolane, ci si può attendere una precisione variabile da 4 % ad oltre 8 %. Il volume di interrimento determinato come differenza dei due rilievi (originario ed attuale) è perciò affetto da un errore assoluto di stima pari alla somma degli errori assoluti dei due rilievi; in generale possiamo perciò affermare che, in ragione delle precisioni dei singoli rilievi, l'interrimento viene stimato con un errore percentuale riferito al volume di invaso che è certamente superiore al 5 % ma che in taluni casi può anche raggiungere il 10 %. In base alle considerazioni fatte è perciò opportuno che venga sempre evidenziata la precisione che si ritiene di associare alla stima dell'interrimento, che dovrà essere definita caso per caso in base alle considerazioni sopra accennate. Conseguentemente un volume di interrimento risultante pari o inferiore all'errore di stima non deve essere considerato significativo, mentre se il volume di interrimento supera l'errore di stima se ne deve considerare significativa la sola parte che eccede tale errore. Queste considerazioni saranno poi richiamate e torneranno utili quando si classificheranno i serbatoi in base al grado di interrimento GI% di cui è già stata fornita la definizione al capitolo precedente.

6.4. Il Rilievo Batimetrico

I serbatoi artificiali di ritenuta idrica sono soggetti, nel corso della loro vita, a eventi che ne modificano la morfologia a seguito di fenomeni continui, come l'interrimento dovuto al trasporto solido di materiale degli affluenti, di operazioni programmate dal gestore, come gli svasi o le fluitazioni di sedimento, o di eventi accidentali non controllabili, come le frane; ne consegue che la loro capacità di invaso è destinata a modificarsi nel tempo e deve essere periodicamente verificata.

Il rilievo batimetrico di un serbatoio di ritenuta idrica artificiale, effettuato ad un determinato tempo, fornisce la stima del volume di acqua invasato, al medesimo tempo, e costituisce una delle principali informazioni che vengono ricercate nell'espletamento delle attività di monitoraggio sullo stato fisico del serbatoio stesso.

La realizzazione di mappe batimetriche consente anche di localizzare la distribuzione del materiale di interrimento e permette di valutare la necessità di procedere alla sua rimozione (a fini di sicurezza e di manutenzione) e di ottimizzarne le modalità di asportazione. Inoltre, dal confronto delle mappe relative a tempi diversi è possibile ricavare informazioni sulla velocità di interrimento di un serbatoio, o più correttamente del Tasso medio Annuo di Interrimento TI.

L'esecuzione delle indagini morfobatimetriche presenta la necessità di ricorrere a una serie di scelte operative (come la modalità di esecuzione) e teoriche (integrazione dei dati sulle aree non coperte dai rilievi, tipologia di modello matematico da utilizzare per la ricostruzione del modello digitale dell'invaso e conseguentemente per il calcolo del volume invaso nel serbatoio) che hanno riflessi sulla qualità dei risultati, oltre che sulla praticabilità e sui costi dell'indagine.

La modalità di esecuzione di un rilievo batimetrico non è standardizzabile a priori anche se generalmente i migliori risultati si ottengono con natanti equipaggiati con sistema di posizionamento satellitare (con correzione differenziale del segnale DGPS) sincronizzato con l'ecoscandaglio.

Con questa impostazione del rilievo si ottengono una serie di punti in coordinate georeferenziate che costituiscono la base per la definizione di una griglia di calcolo dalla quale ottenere la mappa con le isobate e successivamente il calcolo dei volumi di invaso. I dati così ottenuti sono associabili a quelli di altri rilievi.

Infatti a causa delle differenti morfologie e condizioni di invaso gli esiti migliori si ottengono integrando i risultati del rilievo batimetrico con quelli di indagini topografiche, aerofotogrammetriche o attraverso l'integrazione con la cartografia ufficiale esistente per avere una definizione ottimale dell'invaso da caratterizzare anche nelle sue condizioni al contorno.

La diffusione di software che creano modelli digitali degli invasi attraverso griglie di calcolo ottenute dai dati batimetrici fanno preferire per i rilievi in campo un percorso di navigazione che copra al meglio (secondo le effettive esigenze) la superficie dell'invaso rispetto ad una navigazione per sezioni.

Per la caratterizzazione batimetrica di un serbatoio idrico sarebbe preferibile che le attività di rilievo in sito vengano programmate prima e poi effettuate quando il pelo libero dell'acqua nel serbatoio è alla quota di massima regolazione o molto prossima ad essa, e questo soprattutto per ridurre al minimo le superfici da caratterizzare con altre tipologie di rilievo. Poiché ciò non è sempre realizzabile per motivi connessi alla gestione dell'impianto e, considerando che la quota del bacino può oscillare nel corso delle misure, queste ultime devono essere riferite alla quota effettiva del pelo libero del corpo idrico. Per tale motivo è necessario registrare, nel corso delle misure, l'andamento delle eventuali oscillazioni del pelo libero del bacino per poter correggere, in fase di rielaborazione dati, le profondità relative lette dall'ecoscandaglio e riferirle altimetricamente in quote IGM [m s.l.m.].

Le oscillazioni della superficie liquida che si verificano nell'arco di tempo dei rilievi costituiscono pertanto le condizioni di riferimento della misura.

Ai fini della riduzione degli errori di misura è di notevole importanza anche la taratura dell'ecoscandaglio che deve essere di tipo idrografico di precisione. Questo genere di strumenti infatti richiede tra i parametri di inizializzazione il valore di velocità di trasmissione del suono in acqua che è alla base della misura ed è influenzata da condizioni di temperatura e torbidità presenti nel corpo d'acqua. Il parametro in questione è da determinare con apposito strumento (velocimetro acustico).

Per determinare quantitativamente il volume di interrimento di un serbatoio artificiale relativo ad un intervallo temporale ΔT (espresso in anni), è indispensabile poter garantire al meglio la possibilità di sovrapporre i rilievi effettuati rispettivamente al tempo iniziale T_i ed a quello finale T_f dell'intervallo in questione. Per raggiungere tale obiettivo è necessario disporre di opportuni software specialistici o di sistemi in grado di garantire l'esatta conversione delle coordinate dal sistema satellitare a quello piano di riferimento. I sistemi satellitari infatti lavorano con coordinate spaziali riferite all'ellissoide WGS84 che richiedono una rototraslazione per passare a una rappresentazione cartografica nel piano.

La georeferenziazione assoluta dei punti di misura (nel sistema Gauss Boaga o UTM) richiede la conoscenza di un elemento della rete geodetica nazionale predisposta dall'Istituto Geografico Militare (rete IGM95) che si trovi nelle vicinanze della zona dei rilievi. Le informazioni riportate sulla monografia relativa a tale punto consentono di collegarsi alla rete geodetica nazionale e di effettuare con precisione (grazie ai parametri sito-specifici di passaggio tra diversi sistemi di riferimento allegati alla monografia) la roto-traslazione dal sistema WGS84 all'ellissoide Internazionale, riferimento del sistema Gauss Boaga o UTM).

Le modalità di esecuzione dei rilievi, i dettagli relativi al problema dei contorni ed alla sovrapposizione con altre indagini (aerofotogrammetria e cartografia ufficiale), unitamente alla valutazione dell'errore di misura, sono state oggetto di pubblicazione di Cesi S.p.A. nell'ambito della ricerca di sistema 2003÷2005 nel progetto GEN 21 (sottoprogetto 4 IDRO) "Analisi delle metodologie di indagine per la raccolta di dati batimetrici e dei metodi di calcolo dei volumi in corpi idrici" (S. Pastori et al. 2004, 2005)¹.

¹ Pubblicazioni A5-049377 del 2005 e A4-524701 del 2004 disponibili nel sito internet della ricerca di sistema <http://www.ricercadisistema.it>

7. CLASSIFICAZIONE DEI SERBATOI IN RELAZIONE AL GRADO DI INTERRIMENTO

Ai fini della definizione delle metodologie di approccio da parte di un gestore, alla complessa problematica della gestione dei sedimenti accumulati nel corso degli anni di esercizio di un serbatoio artificiale, è importante operare da subito una prima classificazione dei serbatoi in due categorie:

1. Serbatoi privi di interrimento significativo;
2. Serbatoi con interrimento significativo.

E' infatti evidente che la complessità e l'impegno tecnico ed economico delle attività che il gestore deve espletare nei due casi differiscono in modo rilevante per diversi ordini di grandezza.

Al fine di operare la suddetta classificazione è indispensabile dapprima individuare il parametro idoneo a permettere tale classificazione e successivamente definire un valore limite di soglia che discrimina le due classi. Per quanto riguarda la scelta del parametro, quello che maggiormente si presta a tal fine è il Grado di Interrimento percentuale GI% (come definito al cap. 3).

Una volta scelto il parametro discriminatorio occorre procedere alla individuazione e alla definizione di un valore limite di soglia che separi le due categorie di invasi. La questione in apparenza semplice è alquanto complessa ed articolata in quanto essa è condizionata dall'errore di stima che si determina in funzione delle diverse metodologie disponibili per il rilievo del volume di interrimento di un serbatoio, di cui si è già ampiamente trattato al capitolo 6.

In linea generale si può affermare che il valore limite di soglia V_{lim} può essere compreso nel campo:

$$3\% \leq V_{lim} \leq 10\%$$

con il valore inferiore valido per i metodi più raffinati, precisi ed affidabili ed il valore superiore rappresentativo dei metodi più grossolani ed approssimati.

Possiamo quindi definire:

1. Serbatoi privi di interrimento significativo quelli per cui $GI\% \leq V_{lim}$;

2. Serbatoi con interrimento significativo quelli per cui $GI\% > V_{lim}$.

Tradotto in termini pratici, un serbatoio privo di interrimento significativo è un serbatoio che nel corso di tutta la sua vita operativa ha perso per interrimento un volume d'invaso inferiore al prodotto di V_{lim} (non espresso in percentuale) per il volume iniziale del serbatoio al momento della sua entrata in esercizio.

Per quanto concerne le indagini e gli studi sulla quantificazione della sedimentazione e dell'interrimento condotti dal Gruppo di Lavoro ITCOLD, le cui sintesi e conclusioni sono riportate al successivo capitolo 10, si precisa che, in considerazione del fatto che nella maggioranza dei casi dei serbatoi presi in considerazione, si disponeva di rilievi topografici della superficie di fondo del serbatoi effettuati con tecniche tradizionali al tempo della costruzione del serbatoio e che a quel tempo l'errore di stima della misura del volume di invaso era anche dell'ordine del 10% - e si disponeva di rilievi recenti, effettuati nell'ultimo decennio con tecniche moderne di batimetrie da natante con ecoscandaglio e GPS differenziale, eventualmente associati a rilievi topografici di precisione della parte emersa, affetti da un errore di stima della misura dell'ordine del 3%, ne discende che il calcolo della variazione della capacità di invaso, coincidente con il volume dei sedimenti depositati nel serbatoio stesso, ottenuto per differenza delle due misure è affetto da un errore di stima mediamente dell'ordine del 5%. In definitiva quindi per gli studi condotti sul campione di 285 serbatoi italiani, associati ad altrettante grandi dighe, è stato assunto un valore di $V_{lim} = 5\%$ quale valore limite di soglia che discrimina i serbatoi privi di interrimento significativo da quelli con interrimento significativo.

8. CLASSIFICAZIONE DEI SERBATOI IN RELAZIONE AL TASSO MEDIO ANNUO DI INTERRIMENTO

L'approccio da parte del gestore di un invaso artificiale alla complessa tematica dei sedimenti accumulati nel corso della vita operativa, necessita, oltre che della fondamentale conoscenza del volume di interrimento presente nel serbatoio e del relativo grado di interrimento, anche di un'altra fondamentale informazione che è il volume di interrimento medio annuo rapportato al volume di invaso totale al tempo iniziale di entrata in esercizio dello stesso – definito come tasso medio annuo di interrimento del serbatoio.

Questo parametro, la cui definizione ed il cui significato ingegneristico sono stati forniti al precedente capitolo 3, fornisce in termini immediati un'informazione quantitativa della “velocità” di interrimento del serbatoio espressa come volume perso per interrimento su anno, rapportato al volume iniziale. E' evidente che tanto più alto è il tasso medio annuo di interrimento tanto più velocemente il serbatoio perde la sua capacità di accumulo per causa dell'interrimento.

D'altro canto tanto più alto è il tasso di interrimento medio annuo di un dato serbatoio, tanto maggiore è il volume dei sedimenti che annualmente mediamente si accumulano nel serbatoio stesso per effetto del trasporto solido fluviale. Poiché i sedimenti, come visto nei precedenti paragrafi, si originano per fenomeni di alterazione ed erosione dei suoli nel bacino imbrifero sotteso alla sezione di sbarramento – il tasso medio annuo di interrimento di un serbatoio è anche un efficace *indice* o indicatore del comportamento del bacino imbrifero nei riguardi della produzione annua di sedimenti e di corrispondente trasporto solido fluviale.

Con tale parametro è quindi possibile, dopo aver definito un opportuno valore limite di soglia K_{lim} , discriminare i serbatoi artificiali e soprattutto i connessi bacini imbriferi in due categorie:

1. *Serbatoi ed annesso bacino imbrifero con tasso di interrimento medio annuo Basso* – in questi casi $TI\% \leq K_{lim}$, \rightarrow non vi sono particolari problematiche di eccesso di produzione di sedimenti nel bacino imbrifero e di relativo trasporto solido fluviale.
2. *Serbatoi ed annesso bacino imbrifero con tasso di interrimento medio annuo Elevato* – in questi casi $TI\% > K_{lim}$, \rightarrow vi sono sicuramente rilevanti problematiche di eccessiva produzione di sedimenti nel bacino imbrifero e di relativo trasporto solido fluviale.

In via del tutto indicativa si può assumere un valore di $K_{lim} = 2\%$ come separatore delle due classi sopra definite.

E' di tutta evidenza che qualora un gestore di un serbatoio artificiale si trovi, malauguratamente, a gestire un serbatoio che ricade nella seconda categoria e quindi con un tasso di interrimento medio annuo "elevato" – nel momento in cui deve decidere sul come procedere ed attuare un piano di sfangamento del serbatoio, può avere l'interesse, almeno nei casi più rilevanti, ad eseguire anche indagini e studi sul bacino imbrifero finalizzati a comprendere le cause che danno origine ad un elevato trasporto solido e le aree del bacino imbrifero in cui questo fenomeno maggiormente si genera. La finalità di questi studi ed indagini è quella di poter poi fare delle valutazioni tecnico economiche sulla opportunità/necessità di interventi sul bacino imbrifero con opere di sistemazione e di mitigazione dell'erosione del suolo e del trasporto solido fluviale.

9. QUANTIFICAZIONE DELLA SEDIMENTAZIONE E DELL'INTERRIMENTO DEI SERBATOI ARTIFICIALI NEL MONDO

A livello mondiale si osserva che il forte sviluppo delle attività costruttive delle dighe e quindi anche di capacità di invaso si è avuto dopo la seconda guerra mondiale, raggiungendo il picco massimo intorno al 1970 (punto di flesso della curva blu cumulata del numero di serbatoi riportata in Figura 9.1)

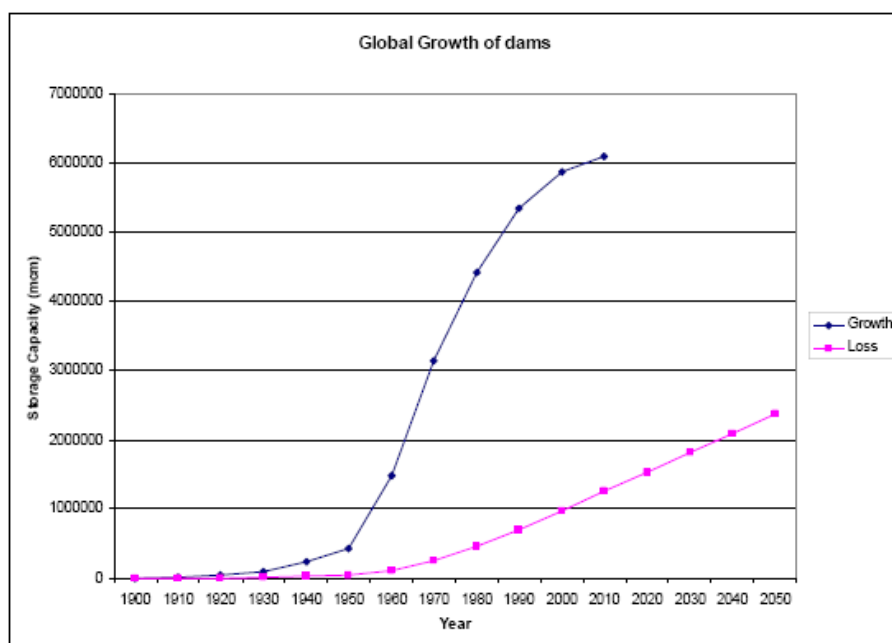


Figura 9.1 – Capacità di invaso e sedimentazione

L'analisi della figura 9_1 evidenzia che solo il 7% dell'attuale capacità d'invaso è stata realizzata prima del 1950. La vita media dei serbatoi artificiali nel mondo è oggi stimabile in circa 35 anni. Poiché la maggior parte dei serbatoi sono stati progettati con una capacità morta che in genere si colma di sedimenti e quindi si esaurisce dopo una vita operativa di 50 anni, si evince che nei prossimi 15 – 20 anni il problema dell'interrimento diverrà un serio problema sia di tipo gestionale che ambientale.

Sia a livello mondiale, ma anche, come si vedrà nel successivo capitolo, a scala nazionale, è stato riscontrato che per una modesta percentuale dei serbatoi in esercizio, l'interrimento è diventato un serio problema già dopo soli 10 anni di esercizio. Mediamente l'interrimento comincia a costituire un serio problema dopo circa 50 anni di esercizio operativo.

Il tasso di interrimento medio annuo (o anche in modo equivalente tasso medio annuo di perdita di capacità di invaso) stimato a livello mondiale è di circa lo 0,6% della capacità d'invaso iniziale che il serbatoio possedeva al tempo dell'entrata in esercizio.

Vi è da osservare che l'effetto dell'interrimento è diverso in funzione del tipo di utilizzo prevalente dell'acqua invasata. In particolare, l'effetto della perdita di capacità d'invaso è sicuramente minore per un serbatoio a fini idroelettrici, rispetto agli effetti molto più seri e pesanti che si riscontrano nei serbatoi per usi irrigui o potabili.

Gli studi e le analisi condotte a livello mondiale hanno portato quindi a stimare all'anno 2006 un grado di interrimento medio (equivalente alla perdita di capacità d'invaso) compresa tra il 20% ed il 25%; mentre invece sono state fatte delle previsioni al 2050, sulla base di estrapolazioni dei dati attualmente disponibili, che stimano il grado di interrimento medio dei serbatoi del mondo compreso tra il 45% ed il 50%.

Nei climi semiaridi delle zone meridionali del mediterraneo, l'effetto primario dell'interrimento dei serbatoi artificiali si tradurrà in una perdita secca di capacità d'invaso per gli usi potabili, domestici, industriali e soprattutto per l'irrigazione.

L'interrimento dei serbatoi artificiali, oltre al fatto ovvio di ridurre la capacità d'invaso del serbatoio, può in alcune aree o zone comportare ulteriori problemi. Ad esempio nei serbatoi sprovvisti di dispositivi o azioni e procedure finalizzate a prevenire l'interrimento, le nuove condizioni di equilibrio si raggiungono solo quando la capacità d'invaso residua si è ridotta a qualche percento di quella iniziale. Ciò porta come conseguenza che l'interrimento può causare gravi danni o disfunzioni alle opere di presa e derivazione dell'acqua, come ad esempio evidenziato nelle figure 9.2 e 9.3, comprese anche le turbine e le condotte forzate nel caso di serbatoio con impianto idroelettrico.



Figura 9.2

Serbatoio Olivo – Intasamento dell'opera di derivazione. E' da valutare se la quota d'imbocco della derivazione sia troppo vicina a quella dello scarico di fondo. Le manovre di derivazione creano probabilmente un "cono di chiamata" del sedimento depositato nell'intorno dell'imbocco. Non è escluso che all'interrimento contribuisca la bassa velocità dell'acqua nell'adduttore (foto E.S.A.).



(C. Gambino, 2001)

Figura 9.3

Serbatoio Comunelli – Inghiottitoio in corrispondenza dello scarico di fondo. consolidamento del sedimento è causato da un moto di filtrazione verticale.

10. QUANTIFICAZIONE DELLA SEDIMENTAZIONE E DELL'INTERRIMENTO DEI SERBATOI ARTIFICIALI IN ITALIA

La normativa tecnica stabilisce che le grandi dighe sono quelle che superano i 15 metri di altezza e/o con un volume di invaso superiore ad 1.000.000,00 (un milione) di metri cubi. La responsabilità sulle attività di sorveglianza sulla sicurezza strutturale ed idraulica delle grandi dighe ricade sul governo centrale ed in particolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Sulla base dei dati ufficiali pubblicati dal Ministero delle Infrastrutture, aggiornati al marzo 2007, si deduce che le grandi dighe in Italia sono 543, delle quali 15 sono fuori esercizio per motivi tecnici (vedi Figura 10.1).

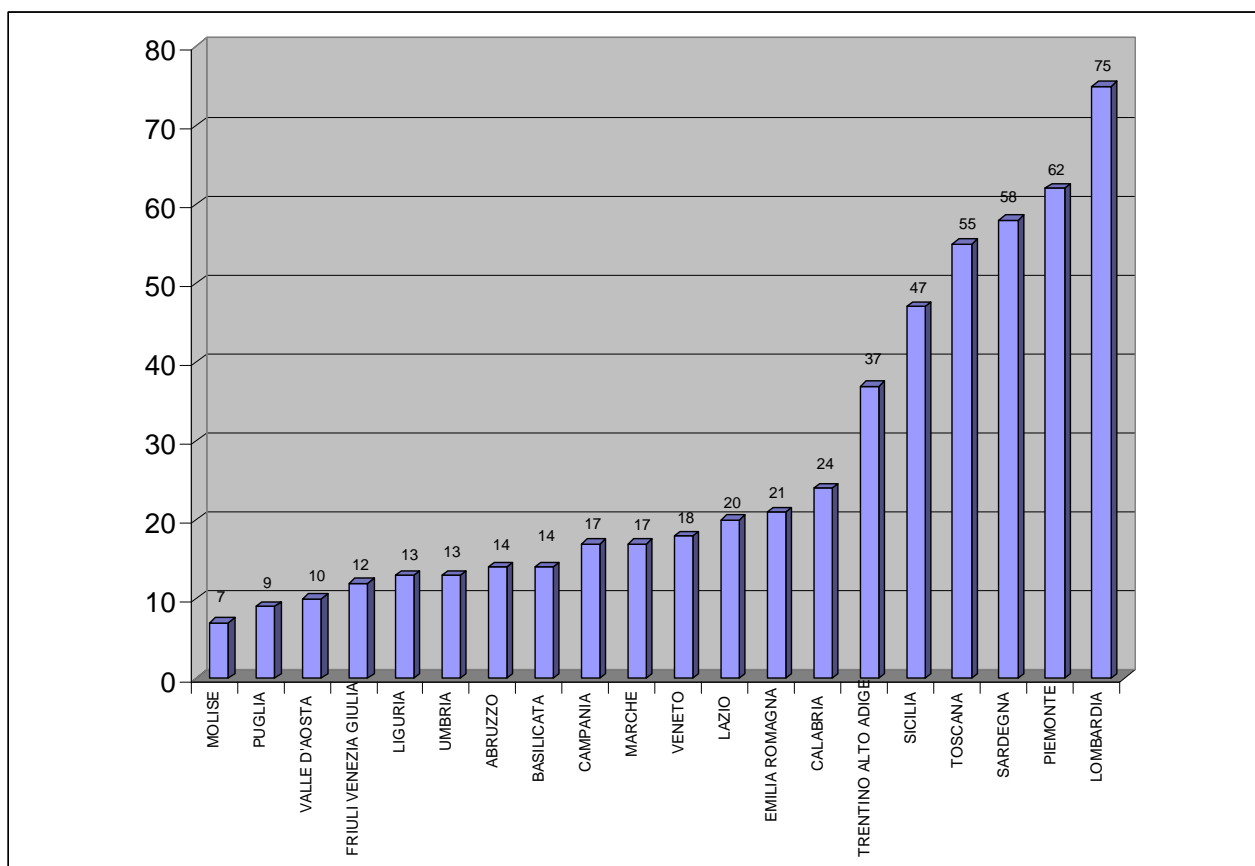


Figura 10.1: Numero di grandi dighe per regione in ordine crescente

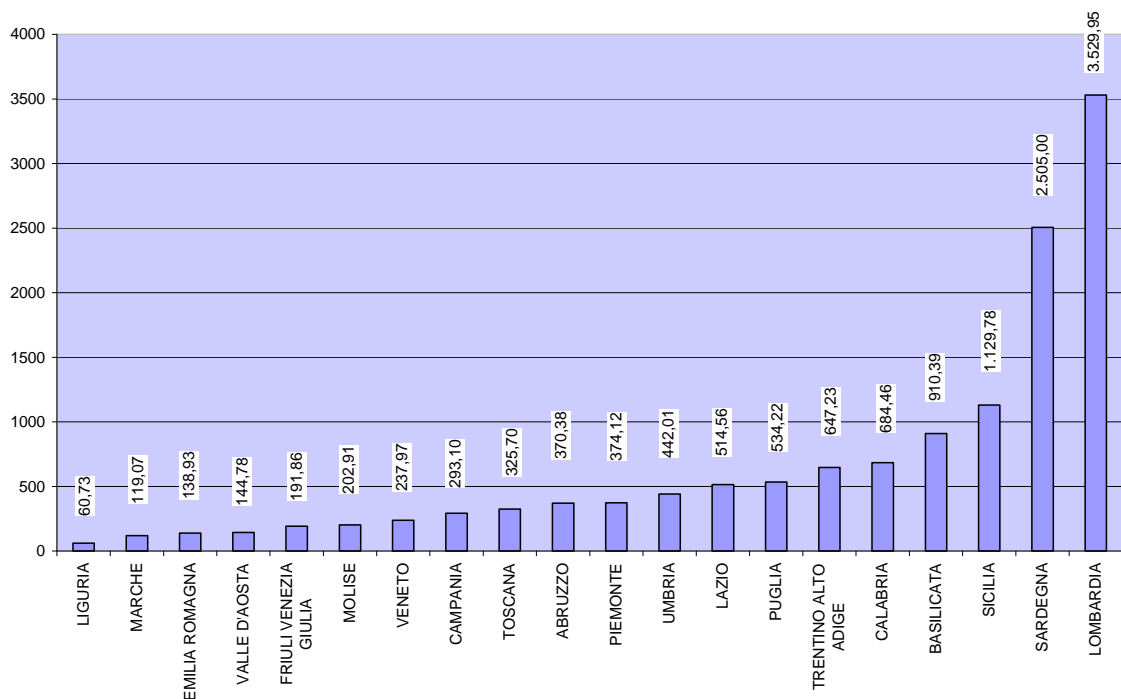


Figura 10.2: Capacità di invaso potenziale dei serbatoi italiani per regione in ordine crescente

La capacità d’invaso complessiva dei 543 serbatoi di accumulo italiani è di circa 13,35 km³ (tredicimiliardi trecentocinquantamiliardi di metri cubi) (vedi Figura 10.2). Con riferimento alla Figura 10.3 si è calcolato che l’età media delle grandi dighe italiane è di circa 66 anni. L’analisi mette in luce come l’evoluzione temporale della realizzazione dei serbatoi artificiali di accumulazione idrica in Italia, sia dal punto di vista costruttivo che da quella dei diversi usi delle acque invase, risulta abbastanza articolata e complessa accompagnandosi in modo non sempre sincrono con lo sviluppo economico, sociale e tecnologico dell’Italia nel ventesimo secolo.

A partire dall’inizio del secolo ventesimo e fino agli anni 50/60 la tipologia costruttiva prevalente era di tipo murario ed il corrispondente uso prevalente dell’acqua invasata era per la produzione idro-elettrica,

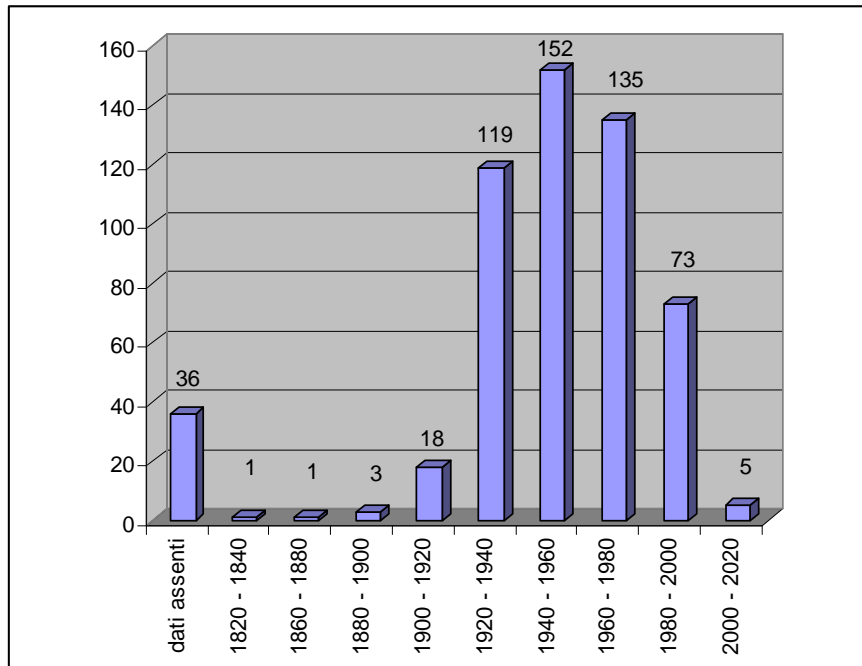


Figura. 10.3: Cronologia storica della costruzione delle grandi dighe in Italia

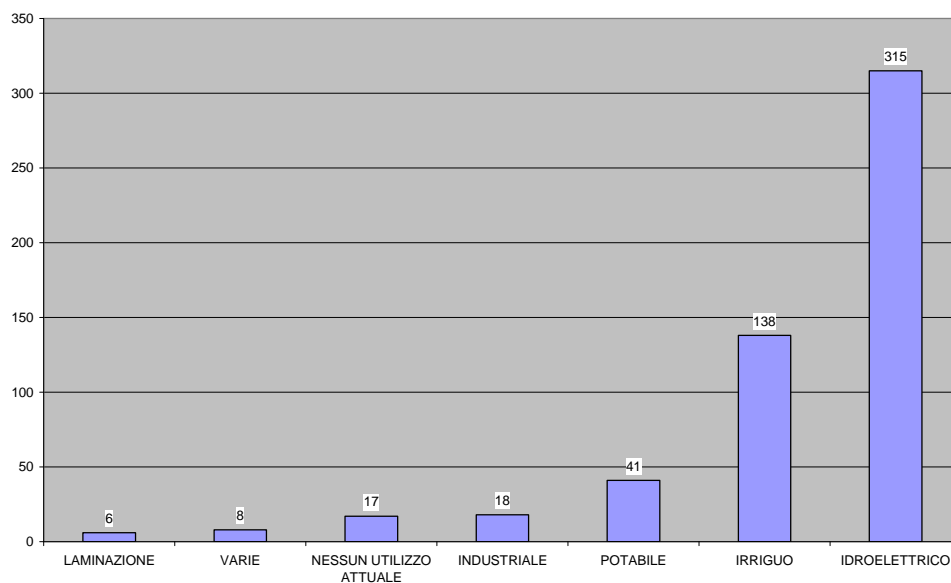


Figura 10.4: Numero delle grandi dighe e relativo utilizzo dell'acqua d'invaso

Nella seconda metà del secolo la tipologia costruttiva che si è andata via via affermando è stata quella delle dighe in materiali sciolti e contemporaneamente si è avuta una più vasta gamma di utilizzazioni delle acque di invaso con l'affermarsi di una preponderante domanda per uso irriguo.

E' stata effettuata una stima dell'entità complessiva dell'interrimento dei serbatoi italiani utilizzando le informazioni di n° 285 serbatoi pari a circa il 52% del parco totale (543) e corrispondenti ad un volume complessivo di invaso potenziale di 7,35 miliardi di m³ pari a circa il 55% del volume totale di invaso potenziale di tutte le grandi dighe italiane (13,35 miliardi di m³).

Innanzitutto sono stati considerati privi di interrimento i serbatoi per i quali è stata stimata una variazione del volume di invaso inferiore al 5% del volume originario e ciò per i motivi di incertezza della stima di cui si è già discusso ai precedenti capitoli 3 e 6.

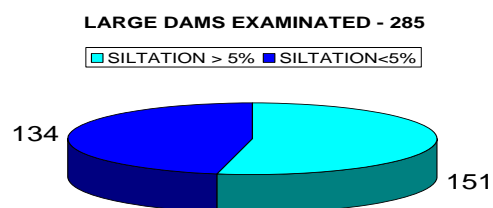


Figura 10.5: Quadro riassuntivo sullo stato di interrimento rilevato nei 285 serbatoi analizzati

I dati sono stati aggregati per due macroaree omogenee: quella alpina, che interessa le regioni del nord Italia ed è interessata dalla catena delle Alpi, le cui cime più alte superano i 4.000 m s.l.m., e quella appenninica relativa alle altre regioni (centro sud e isole) interessata dai rilievi degli Appennini, caratterizzati da cime inferiori a 3.000 m s.l.m. In particolare la catena alpina è costituita prevalentemente da rocce metamorfiche ed ignee mentre quella appenninica da rocce sedimentarie di tipo torbiditico e carbonatico.

Il grado di interrimento è trascurabile per gli invasi a quota più alta con bacino imbrifero di più ridotte dimensioni e di norma caratterizzato da terreni poco erodibili; cresce per gli invasi a quote minori e con bacini progressivamente maggiori e caratterizzati da terreni più erodibili, determinando riduzioni anche significative dell'invaso, fino in alcuni casi più critici ad annullarlo.

Macro area	Quota m.s.l.	SERBATOI ESAMINATI	Grado di Interrimento >5%			Grado di Interrimento < 5%	
			Numero di serbatoi	Numero di Serbatoi	Volume d'invaso m ³	Volume interrato m ³	Numero di Serbatoi
		ALPI					
	>1000	47	16	1,22E+08	1,32E+07	31	4,18E+08
	<1000	50	38	3,33E+08	7,41E+07	12	3,31E+08
APPENNINI	>1000	16	8	4,18E+08	3,37E+07	8	1,61E+08
	<1000	146	86	3,84E+09	2,11E+09	60	1,44E+09
TOTALE		285	151	4,75E+09	2,24E+09	134	2,62E+09

Tabella 10.1: Interrimento dei 285 serbatoi analizzati. Analisi basata su altitudine sul livello medio marino e aggregazione per macro-aree

Risulta innanzitutto che quasi la metà (47%) dei serbatoi analizzati (134 su 285) sono privi di un apprezzabile interrimento. Per quelli interrati (53%) (151 su 285) risulta una riduzione media del volume di invaso del 47% (vedi Figura 10.5).

Un'analisi più di dettaglio ha consentito di evidenziare che:

per la macroarea alpina:

- l' 88% dei serbatoi al di sopra di 2000 metri sono privi di interrimento;
- il 66 % dei serbatoi tra 1000 e 2000 metri sono privi di interrimento;
- per i serbatoi al di sotto dei 1000 metri solo il 24 % sono privi di interrimento.

per la macroarea appenninica

- il 50 % dei serbatoi tra 1000 e 2000 metri sono privi di interrimento;
- solo il 41% dei serbatoi al di sotto di 1000 metri sono privi di interrimento

A completamento dell'indagine è stato predisposto un istogramma delle frequenze assolute delle percentuali d'interrimento sempre con riferimento al campione analizzato ed alle due macroaree alpina ed appenninica (vedi Figura 10.7).

Sulla base del campione esaminato pari al 53% dei grandi serbatoi italiani è stata valutata una riduzione complessiva del volume di invaso pari al 30% (vedi Tabella 10.1). Estendendo tale

risultato a tutti i serbatoi italiani risulta una perdita totale del volume invasato pari a circa 4 miliardi di m³ (30% di 13,350 miliardi di m³).

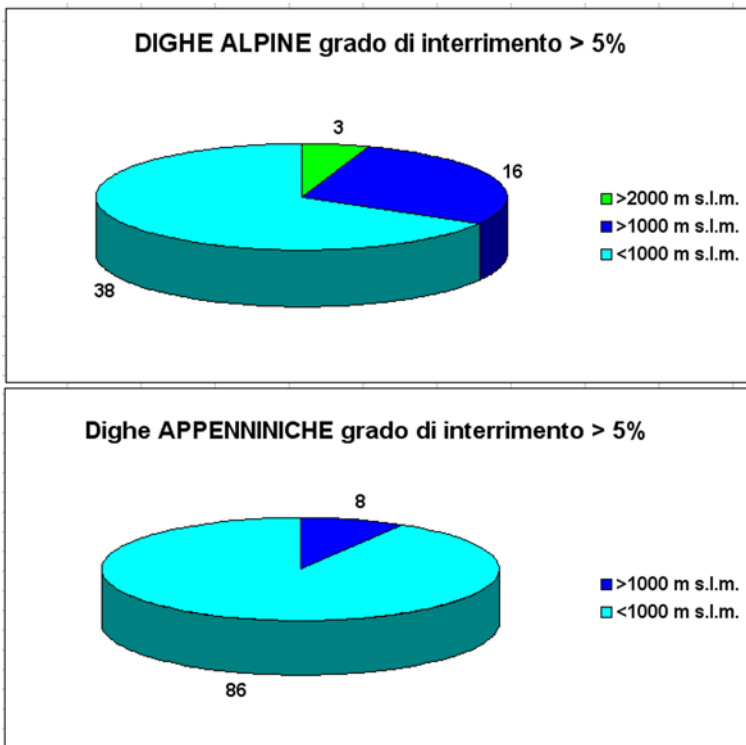


Figura 10.6: Distribuzione dei serbatoi con interrimento > 5% in funzione della quota sul livello medio marino suddivisi per macro-aree omogenee

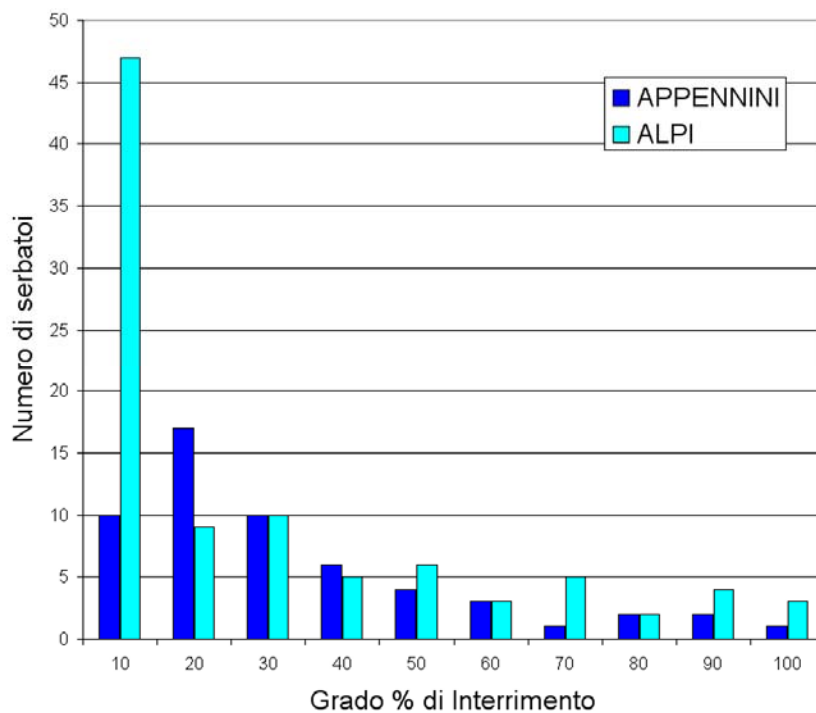


Figura 10.7: Frequenze assolute del Grado di Interrimento percentuale dei 285 serbatoi del campione preso in esame

11. STIMA DEI COSTI CONNESSI ALLA PERDITA DI CAPACITÀ D'INVASO PER INTERRIMENTO DEI SERBATOI ITALIANI

I costi² connessi alla perdita di capacità utile d'invaso derivano fondamentalmente da due contributi: uno è dato dal mancato utilizzo della risorsa idrica e l'altro è connesso al recupero della capacità d'invaso. Si ritiene utile evidenziare che anche il recupero della capacità d'invaso comporta, nella maggioranza dei casi, un mancato utilizzo di risorsa idrica, ma questo come si vedrà nel seguito sarà valutato a parte.

Stima dei costi dovuti al mancato utilizzo della risorsa idrica

La presenza di interrimento rappresenta una riduzione delle possibilità di utilizzazione di un invaso che si traduce in una perdita di utilizzo. Nel caso di serbatoi per erogazione di acqua per usi acquedottistici potabili o per irrigazione la riduzione di invaso causata dall' interrimento si traduce in una perdita di produzione direttamente proporzionale.

Per gli invasi idroelettrici invece occorre innanzitutto distinguere tra impianti ad acqua fluente ed impianti ad accumulo (bacino o serbatoio).

- Nel primo caso la riduzione del volume di invaso per interrimento non determina conseguenze per la produzione idroelettrica;
- Nel secondo caso la perdita di invaso non determina apprezzabile diminuzione della produzione complessiva di energia; piuttosto la perdita si manifesta nella produzione di energia pregiata in quanto si riduce la capacità di regolazione e modulazione dell'invaso stesso. La mancata produzione di energia pregiata si può assumere che sia all'incirca proporzionale alla riduzione della capacità di invaso.

Complessivamente perciò l'impatto sulla produzione idro-elettrica è meno che proporzionale rispetto alla variazione del volume d'invaso.

Sulla base del campione statistico presentato precedentemente e tenendo conto del valor medio del metro cubo di acqua per le differenti utilizzazioni risulta una perdita di produzione annua corrispondente a circa 300 milioni di euro associata alla riduzione di invaso presente attualmente nei serbatoi italiani.

In particolare per quanto riguarda l'ambito irriguo la riduzione di volume corrisponde ad una minore area irrigata di circa 500.000 ettari.

² - Nel documento i costi sono espressi in milioni di Euro M€ - in alcuni casi quando ritenuto necessario tra parentesi è riportato il valore in multipli o sottomultipli.

Stima dei costi connessi al recupero della capacità d'invaso

Con riferimento alla valutazione precedente dell'interrimento totale dei serbatoi italiani pari a circa 4 miliardi di m³, nel seguito proponiamo una stima, se pur ampiamente orientativa, del costo necessario per la rimozione totale di tali sedimenti. Si tiene a precisare che nelle valutazioni esposte nel seguito non si è tenuto conto di eventuali riutilizzi dei sedimenti quali ammendanti agricoli o altri usi per mancanza di dati reali significativi.

L'ipotesi della totale rimozione dei sedimenti corrisponde in effetti a quanto prescritto dalle attuali normative (DM 30 giugno 2004). In effetti ai fini del funzionamento in sicurezza delle opere tale intervento non risulterebbe necessario se non in una parte minima o limitata. Per poter effettuare la valutazione si sono fatte alcune ipotesi semplificative che prescindono dalla reale fattibilità degli interventi (ad esempio ricollocazione dei sedimenti, disponibilità di acqua, ecc.):

- Il 30%, pari a 1200 Mm³ (1,2 miliardi di Euro) viene rimosso per fluitazione; considerando una torbidità media complessiva pari a 4-5 g/l tale operazione richiede un consumo di acqua di 500.000 Mm³ con una perdita di produzione del valore di oltre 40.000 M€;
- Il 20% , pari a 800 Mm³ costituito da materiale di pregio (ghiaia e sabbia) riutilizzabile in buona parte, è considerato rimosso solo al costo dello scavo (5 €/m³) ritenendo compensati dal valore di mercato tutti gli oneri di trasporto, lavaggio e selezione. Il costo complessivo è quindi di 4000 M€;
- Il 16%, pari a 640 Mm³ costituito da materiale inerte, viene rimosso con dragaggio in acqua, prosciugato e sistemato a scarica in prossimità del serbatoio, con un costo medio unitario di circa 28 € ed un costo complessivo di circa 18.000 M€; Si considera tale operazione priva di riflessi sulla produzione;
- Il 30%, pari a 1200 Mm³ costituito da materiale inerte, viene rimosso con scavo all'asciutto con mezzi meccanici e sistemato a scarica in prossimità del serbatoio, con un costo medio unitario di circa 25 € ed un costo complessivo di circa 30.000 M€ di cui orientativamente 10.000 M€ dovuti a perdita di produzione;
- Il 4%, pari a 160 Mm³ costituito da materiale inquinato, viene conferito a discariche speciali ovvero inertizzato al costo unitario di 176 € per un totale di circa 28.000 M€ di cui circa 4000 M€ dovuti a perdita di produzione.

Complessivamente perciò nello scenario ipotizzato l'ordine di grandezza dell'onere totale di rimozione dei 4000 Mm³ ad oggi accumulati nei serbatoi italiani ammonterebbe a circa 120.000 M€. Di questi 120.000 M€ circa 66.000 M€, pari al 55%, riguardano le attività e circa 54.000 M€, pari al 45% la perdita di produzione associata.

Risulta in evidenza che, a parte il materiale di pregio i cui costi si ripagano praticamente da soli, tra le operazioni di rimozione quella del flushing non risulta tra le più economiche in quanto essa comporta un elevato consumo d'acqua con conseguente perdita di produzione/utilizzo. Assumendo quindi il costo del flushing pari ad 1 di seguito sono indicati i costi delle altre operazioni di rimozione:

- il dragaggio in acqua costa circa 0,84
- lo scavo all'asciutto costa circa 0,75
- il conferimento a deposito di materiale inquinato costa 5 volte di più

Va peraltro rilevato che la stima della produzione perduta ha significato solo come valore medio del parco impianti, essendo nei singoli casi fortemente dipendente dalla situazione specifica.

Depurando i costi della perdita di produzione ipotizzata risulta che il costo dell'attività di dragaggio è circa 1,5 volte più alto di quello dello scavo all'asciutto

Infine, nella seguente tabella si evidenziano le incidenze percentuali sui costi complessivi dei diversi metodi di recupero della capacità d'invaso, con le rispettive quantità riportate.

Metodo di rimozione	Quantità %	Incidenza sui costi complessivi %
fluitazione	30	34
materiale di pregio scavato	20	3
materiale inerte con dragaggio in acqua	16	15
materiale inerte con scavo all'asciutto	30	25
materiale inquinato conferito a discarica	4	23

Tabella 11.1 - Incidenze percentuali sui costi complessivi dei diversi metodi di recupero della capacità d'invaso

In fondo al documento, in Appendice II, sono riportate le valutazioni analitiche medie a base delle stime di costo delle diverse tipologie di operazioni per la rimozione dei sedimenti dai serbatoi di cui sopra.

12 LA NORMATIVA TECNICA ITALIANA NAZIONALE E REGIONALE SULLA GESTIONE DEI SEDIMENTI ACCUMULATI NEI SERBATOI ARTIFICIALI

L'evoluzione del quadro normativo italiano con specifico riferimento alla tematica della gestione dei sedimenti accumulati nei serbatoi artificiali è stata abbastanza articolata e complessa, a partire dagli anni settanta del secolo scorso sino ad oggi; di seguito si riporta l'elenco in ordine cronologico delle principali normative nazionali che via via sono state emesse e successivamente modificate o abrogate:

1. Legge 319/76 (legge Merli) sulla tutela delle acque dall'inquinamento
2. D.lgs 130 del 1992 sulla qualità delle acque dolci per essere idonee alla vita dei pesci.
3. Legge 584 del 1994 su competenze del servizio nazionale dighe
4. D.lgs 152 del 1999 sulla tutela delle acque dall'inquinamento
5. Decreto del Ministero dell'Ambiente del 30 giugno 2004 sui criteri per la redazione del progetto di gestione degli invasi
6. Piani di Tutela delle Acque Regionali
7. Nuovo Codice Ambientale D.lgs 152 del 2006

Nei successivi paragrafi si riportano le principali considerazioni sulle normative nazionali e regionali, inquadrandole nel contesto della loro evoluzione storica e temporale.

Evoluzione della normativa nazionale e conseguenze sulla gestione dei serbatoi artificiali

Nel 1976 è stata promulgata la legge 10 maggio 1976 n. 319 (denominata Legge Merli), che aveva lo scopo di regolamentare gli scarichi industriali per porre rimedio al grave problema dell'inquinamento indotto dagli stessi sui corpi idrici ricettori. Essa era basata su soglie di ammissibilità di concentrazione di una serie di parametri che caratterizzavano il liquido scaricato nel corpo ricettore. In un'interpretazione restrittiva della legge anche gli scarichi delle dighe sono stati assimilati agli scarichi industriali ed in particolare la legge fissava un valore di torbidità limite del liquido allo scarico di 80 mg/l che di fatto era incompatibile con i valori che solitamente si riscontrano sia durante le piene naturali dei corsi d'acqua e sia in occasione dell'apertura degli scarichi di fondo per effettuare possibili operazioni di spurgo e disinterro, come fino ad allora erano state effettuate, con concentrazioni superiori di oltre due ordini di grandezza. Da ciò è risultato che la grande maggioranza degli Enti gestori di dighe, per non incorrere in sanzioni, ha

cessato l'apertura degli scarichi per effettuare cacciate, pur rappresentando questa una normale pratica per l'evacuazione dei sedimenti, per il mantenimento della funzionalità delle paratoie e per la conservazione della capacità utile dell'invaso. Questa situazione, che si è protratta per più di un ventennio, è stata dannosa sia sotto l'aspetto dell'economia di esercizio della risorsa idrica, in quanto in alcuni invasi si è perso più del 50 % della capacità utile per effetto dell'interrimento, e sia sotto l'aspetto della sicurezza, in quanto gli organi di scarico essendo stati, in alcuni casi, completamente o parzialmente ostruiti e sepolti dai sedimenti, hanno perso la loro funzionalità con la conseguenza che l'organo di vigilanza sulla sicurezza delle dighe (ex Registro Italiano Dighe - RID), ha imposto pesanti limitazioni alle quote di invaso e quindi si è determinata un'ulteriore causa di grave danno economico per l'intera collettività.

Il Dlgs 152/99 ha finalmente, almeno concettualmente, posto fine a questa grave stortura legislativa, riconoscendo che gli scarichi delle dighe non devono essere assoggettati alla disciplina degli scarichi industriali e che le operazioni di svaso, sghiaimento e sfangamento sono finalizzate ad "assicurare il mantenimento della capacità di invaso", consentendo ai gestori di dighe di poter evacuare i sedimenti anche attraverso gli organi di scarico, con la condizione che il gestore stesso rispettasse tutti i criteri ed i vincoli di qualità ambientale che il predetto decreto prevede per i corpi idrici ricettori, ed all'uopo predisponesse un "*Progetto di gestione dell'invaso*" da sottoporre a parere preventivo del Registro Italiano Dighe, e successivamente da far approvare dalla regione competente (Art. 40, comma 2). L'emanazione del Decreto 30 giugno 2004 da parte del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio, ha poi definito i criteri che devono essere seguiti dai gestori delle dighe per la redazione del Progetto di gestione degli invasi ai sensi dell'Art. 40 del D.Lgs 152/99 e del successivo Decreto del 29 dicembre 2003 n. 391, riguardante i criteri di classificazione dello stato ecologico dei corpi idrici lacustri. Il "progetto di gestione" contiene indagini conoscitive effettuate sul bacino idrografico, sulle caratteristiche chimico-fisiche e di qualità delle acque dell'invaso e dei sedimenti al fondo del serbatoio e sulla base di queste informazioni definisce sia il quadro previsionale delle operazioni di apertura degli scarichi per l'evacuazione dei sedimenti finalizzate da un lato a mantenere nel tempo l'efficienza funzionale degli organi di scarico e dall'altra a mantenere o a recuperare l'eventuale capacità utile del serbatoio persa per interrimento. Il progetto di gestione contiene anche le specifiche delle misure di prevenzione e tutela del corpo ricettore, dell'ecosistema acquatico, delle attività di pesca e delle risorse idriche invase e rilasciate a valle dello sbarramento, che devono essere messe in atto durante le operazioni stesse.

In base all'interpretazione corrente di tale norma al termine della concessione per l'utilizzazione delle acque i serbatoi devono essere riconsegnati allo Stato con l'invaso utile completamente privo di interrimento.

Quest'ultima richiesta costituisce un onere aggiuntivo per i Concessionari che fino ad allora erano tenuti al rispetto del RD n. 1775 /1933, in base al quale le opere devono essere restituite al termine della concessione "in stato di regolare funzionamento"; ciò significa che un vaso può essere riconsegnato anche interrato, a condizione che l'interrimento non impedisca o comunque ostacoli il regolare funzionamento delle opere di scarico e di presa.

Si osserva che la prescrizione di disinterro al termine della concessione è un obbligo fissato per tutti i serbatoi, indipendentemente dalle conseguenze di tipo economico ed ambientale che da tale fatto potrebbero scaturire. A titolo di esempio si evidenzia che spesso nei serbatoi si sono venute a creare situazioni di particolare pregio ambientale/ paesaggistico/ turistico con la nascita di ecosistemi di particolare valore che verrebbero irrimediabilmente perduti o seriamente danneggiati rimuovendo i sedimenti.

Inoltre un recupero del volume di vaso determinerebbe automaticamente l'aumento della capacità del serbatoio a trattenere nuovi sedimenti, alterando equilibri ormai stabili e sottraendo quindi maggiori volumi di sedimento all'alveo di valle ed alle coste. Si ritiene perciò che una norma così drastica spesso non rappresenti la soluzione migliore; sarebbe peraltro opportuno valutare con la necessaria flessibilità ogni singolo caso tenendo presente che l'unico volume di interrimento che necessariamente deve essere rimosso è quello che impedisce il regolare funzionamento delle opere (scarichi, presa). Vale anche la pena osservare che l'onere economico necessario per ottemperare alla prescrizione di disinterro totale è spesso insostenibile in relazione alle reali dimensioni del business correlato. Ciò significa che molti impianti si troverebbero per questo fuori mercato.

Infine occorre anche osservare che nei casi in cui si determinano gli apporti solidi più rilevanti (come ad esempio per il serbatoio di Quarto più avanti citato) l'eventuale disinterro risulterebbe un'operazione senza fine, con effetto molto limitato nel tempo o al limite praticamente nullo, essendo i tempi necessari alla rimozione paragonabili a quelli che sono sufficienti al fiume per vanificare l'operazione.

Il Dlgs. n. 152/1999 è stato sostituito dal Dlgs. n. 152/2006 (anch'esso peraltro in fase di revisione) che a proposito di operazioni di svaso, sghiaimento e sfangamento ripete quanto

prevedeva il precedente Dlgs. n. 152/99 e demanda ad un successivo DM (non ancora emesso) la definizione delle modalità. Transitoriamente resta perciò in vigore il DM 30/06/2004.

Le normative tecniche regionali sulla gestione dei sedimenti nei serbatoi artificiali.

Allo stato attuale alcune Regioni italiane hanno emanato i Regolamenti Regionali per gli sbarramenti non soggetti alle norme del DPR 01/11/59, n.1363, come previsto dall'art.1, comma 2 del DM 30/06/04. Questi regolamenti per alcune specifiche tematiche costituiscono le uniche fonti di informazioni ed indicazioni a carattere tecnico. Finora le regioni che hanno approvato questi regolamenti regionali sono:

- il Veneto (Deliberazione della Giunta n.138 del 31/01/06)
- il Piemonte (DPGR 29/01/08, n.1/R)
- la Sardegna (Deliberazione della Giunta Regionale 4 marzo 2008 n. 13/12);
- la Sicilia (Piano di Tutela delle Acque della Sicilia – allegato 22, approvato con ordinanza Commissariale del 27 dicembre 2007)
- la Valle d'Aosta (Piano di Tutela delle Acque, allegato F, approvato con Deliberazione del Consiglio Regionale n°1788/XII del 08/02/06)
- Provincia Autonoma di Trento (Piano di Tutela delle Acque – Norme di attuazione, approvato con DGR del 30/12/04)
- Provincia Autonoma di Bolzano (Decreto del presidente della Provincia 21/01/2008, n. 6)

In tali documenti si esplicita, ad esempio, come devono essere caratterizzati le acque e il sedimento, quali sono le sue potenziali destinazioni in caso di asportazione; nel caso di svaso o sfangamento fissano i limiti di solidi sospesi che non devono essere superati nel corpo idrico di valle, stabiliscono le misure di mitigazione e prevenzione degli interventi e il piano di monitoraggio; distinguono tra operazioni specifiche e operazioni ordinarie o prevedono diversi contenuti del Progetto di gestione per le diverse tipologie di bacino, illustrano l'iter autorizzativo del progetto di gestione.

Di seguito si riportano tre tabelle nelle quali sono sintetizzate le indicazioni fornite da alcune Regioni.

Regione	Caratterizzazione dei sedimenti	Caratterizzazione delle acque
PIEMONTE	carotaggi dove lo spessore del sedimento è > 3 m prelievo anche di 1 campione di sedimento a monte dell'invaso, in un'area priva di impatti antropici granulometria natura litologica frazione % sostanza organica analisi secondo tab.1, all.5, titolo V, parte IV, DLgs 152/06 e secondo all. I, parte III del DLgs 152/06	prelievo di campioni nel punto più profondo secondo all. I, parte III del DLgs.152/06 e tab. 1A del medesimo allegato.
VENETO	secondo D.M. 25/10/1999, n.471 se il sedimento è costituito in prevalenza da limi è necessario effettuare anche analisi microbiologica e tossicologica	-
SARDEGNA	numero di campioni variabile in base alla superficie dell'invaso; carotaggi continui fino al fondo originario dell'invaso dove lo spessore del sedimento è > 3 m granulometria caratteristiche chimiche secondo all.2, titolo V, parte IV del DLgs 152/06 e, se necessario, secondo tab.1, all.5, titolo V, parte IV del DLgs 152/06 e secondo tab.2, all. A, D.M. 367/03 mineralogia saggi biologici	2 campionamenti stagionali prelievo di 1 campione in superficie, uno a mezz'acqua, uno in prossimità del fondo, nel punto più profondo dell'invaso parametri: pH, temperatura, ossigeno disciolto, conducibilità, SST, BOD ₅ , COD, azoto totale, azoto ammoniacale, azoto nitrico, azoto nitroso, fosforo totale, Mn, As, Cd, Cr totale, Cr VI, Hg, Ni, Pb disciolti se necessario anche parametri selezionati da tab. 1A e 1B, all.1, parte III, DLgs 152/06
VAL D'AOSTA	ricerca degli inquinanti di cui all'all.1 del DLgs 152/99 e secondo D.M. 367/2003	in conformità al titolo II, capi I e II e agli allegati del DLgs 152/99
TRENTO	-	-
BOLZANO	analisi chimico-fisiche secondo DLgs. 152/06 e eventuale saggio biologico	secondo DLgs. 152/06
SICILIA	prelievo di 1 campione ogni 100 Ha, con un minimo di 3 campioni (coda bacino, mezzeria, a ridosso del corpo di ritenuta) D.M. 5/2/1998 come integrato dal D.M. 186/06, CER 170502 D.M. 30/08/2005, tab. 5	prelievo di 1 campione in superficie, uno in al centro della colonna d'acqua, uno in prossimità del fondo in mezzeria del lago.

Tabella 12.1 - Caratterizzazione dei sedimenti e delle acque invasate

Regione	Solidi sospesi e ossigeno disciolto			Macroinvertebrati bentonici		Fauna ittica	Idromorfologia
	dove	quando	strumenti	dove	quando		
PIEMONTE	almeno in una stazione ad una adeguata distanza dallo sbarramento. Se gli effetti interessano anche aree protette, va prevista una stazione di monitoraggio in tali siti.	durante le operazioni e 7 giorni dopo il termine delle attività, in continuo o per campionamenti discreti a intervalli regolari. Durante le operazioni registrazione in continuo della portata al punto di scarico	sonda per torbidità, ossigeno disciolto e portata	a monte e a valle dell'invaso, in un punto adeguato	prima delle attività, 3-4 settimane dopo il termine delle operazioni e a distanza di 4 mesi	-	-
VENETO	a monte e 200-500 m a valle del punto di scarico, ad una profondità di circa 20-30 cm sotto il pelo dell'acqua.	un'ora prima dell'inizio delle operazioni e fino a 6 ore dopo, almeno ogni 2 ore	torbidimetro, con Imhoff, sonda per ossigeno disciolto	a monte e a valle dell'invaso, ad un'opportuna distanza	prima delle attività, subito dopo il termine delle operazioni e a distanza di 6 mesi	indagine prevista dopo le operazioni idrauliche a cura della Provincia	-
SARDEGNA	a monte e 200-500 m a valle del punto di scarico, ad una profondità di circa 20-30 cm sotto il pelo dell'acqua.	in continuo o con intervalli non superiori a 15 minuti. Misure con con Imhoff almeno ogni 30 minuti. Campioni da portare in laboratorio ogni ora. Misure ossigeno disciolto almeno ogni 15 minuti	torbidimetro, con Imhoff, sonda per ossigeno disciolto	a monte e a valle dell'invaso, ad un'opportuna distanza. Una stazione di monitoraggio anche nel principale corso d'acqua in cui confluisce l'affluente.	prima delle attività, subito dopo il termine delle operazioni e a distanza di 6 mesi	indagine nell'invaso e nel corpo idrico ricettore, prima dell'inizio delle operazioni, immediatamente dopo e a circa 6 mesi dall'evento.	rilievo della struttura dell'alveo in tre sezioni a valle dello sbarramento, prima dello svaso, immediatamente dopo e a distanza di circa 6 mesi
VAL D'AOSTA	da determinarsi sulla base dell'analisi di esperienze pilota	da determinarsi sulla base dell'analisi di esperienze pilota	torbidimetro	numero variabile di stazioni con campionamento quantitativo o semiquantitativo	prima dello svaso e dopo lo svaso	7-9 stazioni su un tratto di diversi km con campionamento quantitativo, prima dello svaso e dopo 1 o 2 giorni	portata, capacità idraulica del corpo ricettore..., struttura dell'alveo, caratteristiche chimico-fisiche dell'acqua, vegetazione
TRENTO	-	-	-	-	-	-	-
BOLZANO	in una stazione subito a valle della diga	in continuo	torbidimetro	-	-	-	-
SICILIA	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 12.2 - Modalità di monitoraggio del corpo idrico ricettore in caso di svasso o fluitazione

Regione	Solidi sospesi	Ossigeno disciolto
PIEMONTE	>40 g/l è per un periodo <0,5 h 15 g/l<conc SS< 20 gr/l per un periodo <1,5 h 10 g/l<conc SS< 15 gr/l per un periodo <3,0 h 5 g/l<conc SS< 10 gr/l per un periodo <6,0 h <5 g/l fino al termine delle operazioni	sempre superiori a 5 mg/l, pari a circa il 40% di saturazione
VENETO	valore massimo come media di 2 ore: 2% v/v (circa 30 g/l) valore massimo come media di 4 ore: 1 % v/v (circa 15 g/l) valore massimo come media per l'intera durata dell'operazione: 0.65% v/v (circa 9.8 g/l) valore guida come media di 2 ore: 1 % v/v (circa 15 g/l) valore guida come media per l'intera durata dell'operazione: 0.40% v/v (circa 60g/l)	valore medio non inferiore all'80% della percentuale di saturazione e valore minimo non inferiore al 60%.
SARDEGNA	valore di picco < 4% v/v (circa 60 g/l) media di 2 ore < 2% v/v (circa 30g/l) media di 4 ore < 1% v/v (circa 15 g/l) media per l'intera durata dell'operazione < 0,65% v/v (circa 9,8 g/l)	media di 2 ore > 80% di saturazione valore minimo > 60% di saturazione
VAL D'AOSTA	-	-
TRENTO	-	-
BOLZANO	valori riferiti alle operazioni di fluitazione controllata del bacino di rio Fortezza: 0,3% per le prime 36 ore 0,7% come valore medio per l'intera durata dell'operazione 1% come valore medio su 2 ore 1,5% come valore massimo per 20 minuti	-
SICILIA	in caso di svaso, per quanto possibile, deve essere garantita una adeguata diluizione del materiale solido compatibile col corpo ricettore	-

Tabella 12.3: Rassegna dei limiti di concentrazione di solidi sospesi, di ossigeno disciolto e delle richieste avanzate dalle Regioni

13. PRINCIPALI CRITICITÀ RISCONTRATE NELL'APPLICAZIONE DELLE NORME ED ESIGENZA DI LINEE GUIDA

Nonostante la normativa di riferimento dati dal 2004, non si ha notizia di una avviata attività di gestione dei sedimenti dei serbatoi. Finora si registrano interventi sperimentali di modesta rilevanza.

Le ragioni di questa inerzia rispetto alle attese sono dovute:

1. alla carenza delle norme;
2. alla attribuzione della competenza del rilievo e della condivisione dei dati territoriali e sito-specifici;
3. alle procedure tecnico amministrative di approvazione dei progetti di gestione;

Il concetto di sedimento e il tipo di analisi da eseguire per la sua caratterizzazione erano contemplati nell'allegato 1 del DLgs.152/99, cui si rifà il DM 30 giugno 2004, ma scompaiono nel successivo DLgs. 152/06, creando un vuoto al quale talvolta si supplisce associando la gestione dei sedimenti alla gestione dei rifiuti, anche se nessuna tipologia di rifiuti è davvero assimilabile al materiale sedimentato nei bacini artificiali. Il sedimento è un componente della matrice ambientale complessiva, insieme all'acqua interstiziale ed altre sostanze di cui va accertata la concentrazione comparandola con valori di riferimento al momento della sua caratterizzazione chimico-fisico-biologica per valutare correttamente la sua destinazione finale in caso di movimentazione.

La norma vigente è carente al riguardo per cui non è noto come debba considerarsi il materiale sedimentato (matrice ambientale) all'interno di bacini artificiali e come debba essere trattato, se asportato dalla sua sede, non disponendo della definizione di sedimento pericoloso e delle indicazioni relative al pre-trattamento e trattamento per lo smaltimento.

Inoltre, non fornisce alcuna prescrizione sulle modalità di rimozione dei sedimenti né indicazioni sul campionamento e sulla loro caratterizzazione sotto ogni aspetto.

Il secondo punto dell'elenco, inerente la competenza del rilievo dei dati e la loro condivisione con il Gestore di un serbatoio, riguardanti i parametri territoriali e sito-specifici a monte ed a valle del serbatoio stesso, è un altro argomento su cui si arenano le iniziative.

E' quanto mai necessario che venga sciolto il nodo della competenza degli adempimenti, quali debbano fare capo alle Regioni e quali ai Gestori.

In particolare, nell'ambito dei Piani di Tuela delle Acque, le Regioni dovrebbero:

- Prevedere le misure per la tutela delle acque invasate e per il monitoraggio ambientale dei corpi idrici a monte e a valle dello sbarramento;

- Riportare una descrizione delle attività antropiche che influenzano la qualità delle acque;
- Stabilire le modalità per il controllo prima, durante e dopo le operazioni di svaso, sfangamento e spurgo;
- Fissare, in funzione degli obiettivi di qualità definiti per gli specifici corpi idrici, i livelli e la persistenza delle concentrazioni che non possono essere superati durante le operazioni di svaso, sfangamento e spurgo in modo da non arrecare danni irreversibili al corpo recettore.

Lo stesso Ministero per l’Ambiente non ha mancato di evidenziare che la mancata individuazione di tali livelli massimi di concentrazione preclude di fatto la possibilità ai gestori degli invasi di rispettare le scadenze fissate dal decreto 30.6.2004 per la presentazione dei progetti di gestione.

Le uniche indicazioni di carattere tecnico sono attualmente fornite da alcuni Regolamenti Regionali per gli sbarramenti non soggetti alle norme del DPR 01/11/59, n.1363, come previsto dall’art.1, comma 2 del DM 30/06/04 .

Data l’attuale situazione normativa e il diverso modo di adeguarsi ad essa da parte delle Regioni, emerge una molteplicità di situazioni in cui versano le procedure di approvazione dei progetti di gestione presentati che, sostanzialmente, si riducono a due grandi gruppi.

Un primo gruppo è costituito dai progetti di gestione che sono stati presentati agli Uffici competenti e per i quali sono trascorsi i sei mesi previsti dal D.M. 30.6.2004, entro cui l’Amministrazione avrebbe dovuto avviare e concludere l’istruttoria. Questo gruppo ha acquisito il beneficio del silenzio – assenso. Nella stessa categoria rientrano anche quei Gestori che avendo comunque predisposto il progetto di gestione e avendolo presentato a Regioni che non hanno ancora designato il ramo di amministrazione competente all’istruttoria vedono trascorrere i sei mesi senza alcuna interlocuzione. Queste situazioni, però, sono assoggettate ad eventuali future richieste di modifiche da parte delle Autorità competenti e pongono il Gestore davanti al rischio di danno ambientale qualora le manovre attuate e/o la movimentazione della matrice ambientale asportata rivelassero la presenza di sostanze pericolose.

Nell’altro gruppo rientrano invece i progetti di gestione che sono esaminati presso gli uffici allo scopo istituiti dalle Regioni e che quindi ottengono l’approvazione o sono oggetto di richieste di modifica e integrazioni. Gli Uffici territoriali designati competenti prescrivono e limitano le previsioni del progetto di gestione, applicando il principio di cautela a causa dell’incompletezza e della poca chiarezza normativa, snaturandone l’impostazione e, talvolta, fino a bloccare l’iniziativa. L’attuazione del progetto di gestione, una volta che è approvato, patisce del fatto che gli Uffici Territoriali ne richiedano l’approvazione preventiva da parte di tutti gli Enti che hanno competenza sul territorio ogni volta che si deve attuare una fase del progetto, essendo gli interventi nel loro complesso distribuiti nel tempo.

Da quanto precede emerge la necessità di riferirsi a norme e linee guida che colmino le lacune evidenziate e consentano di redigere ed applicare i progetti di gestione tenendo presente che esistono serbatoi dove il problema dell'interrimento non è rilevante ovvero in cui il bacino imbrifero non ha notoriamente problemi di inquinamento. Per queste ultime due categorie è opportuno che il progetto di gestione possa essere semplificato.

14. PROPOSTA DI LINEE GUIDA PER L'APPROCCIO DEL GESTORE ALLE PROBLEMATICHE DEI SEDIMENTI ACCUMULATI NEGLI INVASI

Premessa

La normativa tecnica, sia nazionale che regionale, sulla gestione dei sedimenti accumulati nei serbatoi delle grandi dighe italiane, prescrive una serie di adempimenti ai gestori delle dighe affinché possano procedere con le operazioni di rimozione dei sedimenti accumulati.

In particolare, la norma attuale prevede che il gestore predisponga un "*Progetto di Gestione dell'Invaso*", e che a seguito della sua approvazione da parte degli organi competenti regionali, il gestore possa procedere alla gestione dei sedimenti. Purtroppo la normativa ha avuto una sua travagliata evoluzione e allo stato attuale è manchevole di una chiara definizione delle procedure operative

Si ritiene quindi che possa essere di utilità, sia ai gestori degli invasi, sia ai progettisti degli interventi di gestione dei sedimenti, sia ai redattori dei progetti di gestione e sia agli organi amministrativi nazionali e regionali a cui compete l'approvazione ed il controllo delle attività svolte dal gestore della diga, fornire delle linee guida per le attività di gestione dei sedimenti accumulati nei serbatoi delle grandi dighe in Italia.

Criteri generali per l'impostazione di un approccio operativo da parte del gestore di un serbatoio alla gestione dei sedimenti

Entrando nel merito delle tematiche e delle attività che è indispensabile affrontare e svolgere per poter procedere alla gestione dei serbatoi artificiali con specifico riferimento ai sedimenti e all'interrimento, è indispensabile evidenziare subito che la problematica dell'interrimento dei serbatoi è fortemente legata al sito specifico e varia di diversi ordini di grandezza da un serbatoio ad un altro. In particolare le indagini e gli studi condotti dal Gruppo di Lavoro su un campione di 285 grandi dighe italiane su un totale di 543 ha evidenziato che circa la metà dei serbatoi considerati sono risultati di fatto privi di interrimento significativo. La definizione tecnico operativa di cosa debba intendersi per serbatoio privo di interrimento significativo è stata fornita al precedente capitolo 8.

Definizioni a parte, si intuisce subito che le problematiche tecnico operative ed ambientali ed i relativi impegni economici che è necessario affrontare nel caso di serbatoi con interrimento significativo differiscono in maniera sostanziale e rilevante per diversi ordini di grandezza, rispetto ai serbatoi privi di interrimento significativo. A seguito di tale constatazione appare necessario, se non indispensabile, definire approcci diversificati per le due classi di serbatoi così come individuate e definite al capitolo 8:

- per i **“serbatoi privi di interrimento”** si propone di adottare una procedura di indagine rapida e semplificata che permetta una redazione agile e snella del “Progetto di Gestione dell’Invaso”,
- per i **“serbatoi con interrimento”** risulta invece necessario procedere con approcci diversificati e via via più complessi in funzione dei risultati che si ottengono sia dalle indagini per la caratterizzazione quantitativa sulla qualità dei sedimenti e delle acque invase attraverso la ricerca di specifiche sostanze contaminanti e/o inquinanti ed il relativo confronto con valori di soglia, sia dalla determinazione del Tasso Medio annuo di Interrimento (TI%) del serbatoio, così come definita al capitolo 6.

Il diagramma di flusso o a blocchi riportato in Figura 14.1 definisce la logica operativa da seguire e la sequenza delle attività da svolgere, in funzione delle situazioni che si determinano di caso in caso, e che si ritiene necessario effettuare per la redazione del Progetto di Gestione dell’Invaso. Di seguito si commentano i passaggi e le attività più rilevanti nelle diverse situazioni evidenziate dal diagramma di flusso.

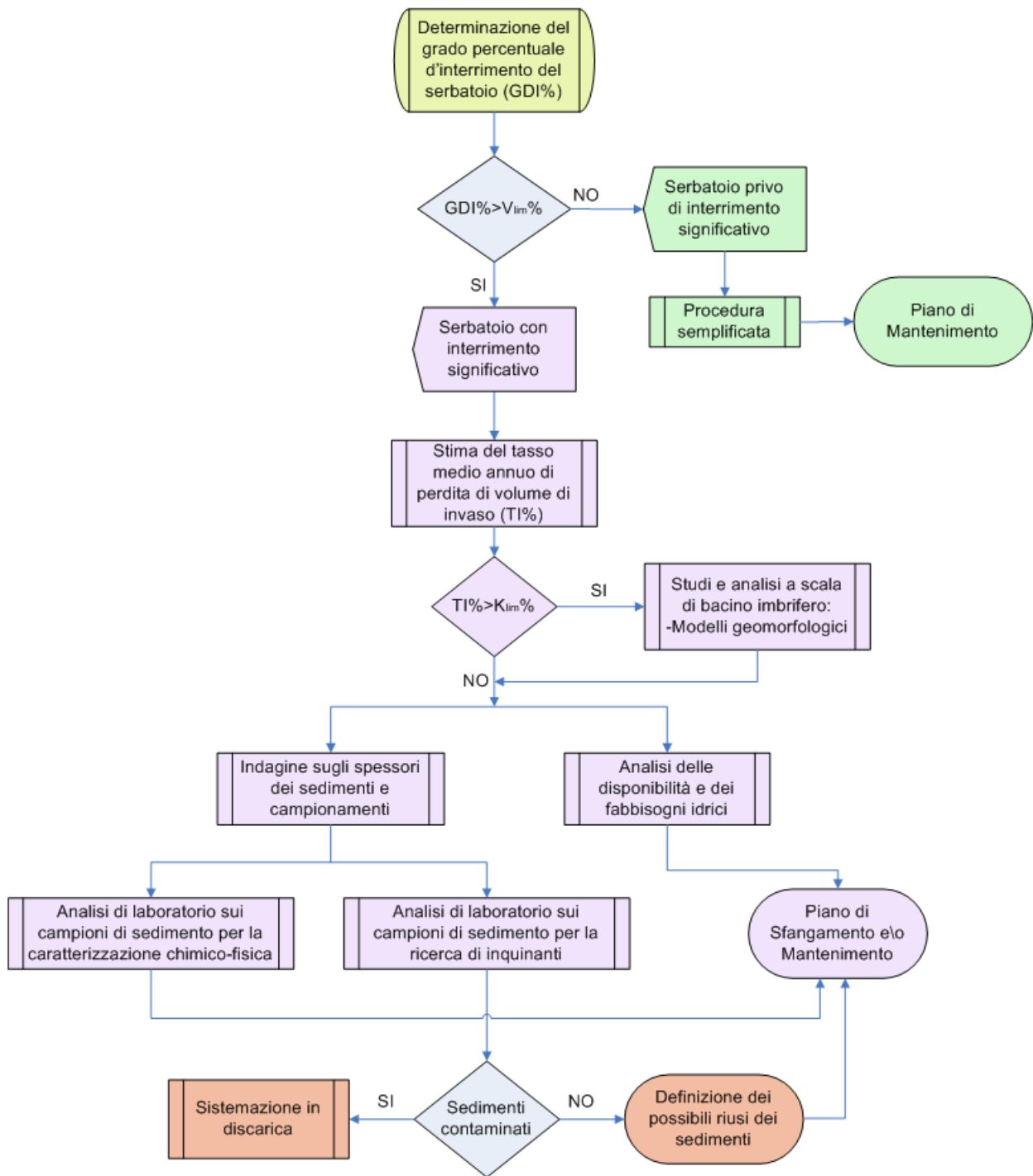


Figura 14.1: Diagramma di flusso delle procedure operative per la redazione di un Progetto di Gestione di Invaso

Innanzitutto, operando una lettura a macro-livelli, il diagramma di figura 14.1 evidenzia che si possono individuare 5 distinte macro-attività ed in particolare:

- 1 *Stima quantitativa del volume dei sedimenti accumulati nel serbatoio e del corrispondente Grado di Interrimento del serbatoio:* La prima e fondamentale attività, prodromica a tutte le

altre, da parte di chi è preposto alla gestione dei sedimenti accumulati nel serbatoio, è finalizzata alla stima del “Volume di interrimento del serbatoio” $(V_{INT})_{\Delta t}$ originatosi in un intervallo temporale Δt di N anni. E’ evidente che i volumi in gioco, qualora di entità significativa, condizioneranno in maniera sostanziale le scelte delle modalità di rimozione dei sedimenti dal serbatoio (sfangamento) ed i relativi costi.

- 2 *Individuazione dei serbatoi privi di interrimento significativo*: se dalle indagini condotte in sito risulta che il valore del Grado di Interrimento GDI % è minore del valore limite di soglia come definito al capitolo 8, allora si ricade nel macro-gruppo dei “Serbatoi privi di interrimento significativo”; in tali casi si adotterà una procedura di indagine rapida e semplificata, come meglio definita al successivo capitolo 16, a valle della quale si redigerà il Progetto di Gestione del Serbatoio.
- 3 *Individuazione dei serbatoi con interrimento significativo*: se dall’indagine batimetrica risulta che il GDI % è invece maggiore del valore limite di soglia come definito al capitolo 8, allora si ricade nel macro-gruppo dei “Serbatoi con interrimento significativo” e si segue la procedura indicata nel diagramma di flusso in Figura 14.1.
- 4 *Individuazione dei serbatoi con interrimento significativo e tasso medio annuo di interrimento o di perdita di volume/capacità di invaso per interrimento elevato*: se per un serbatoio con interrimento significativo si riscontra anche un tasso medio annuo di

interrimento $TI\% = \frac{(V_{INT})_{\Delta t}}{V_T} \times 100 > K_{lim}$ e quindi il tasso medio annuo di interrimento è

elevato, in tali casi può risultare consigliabile che il gestore dell’invaso prima di procedere con qualsiasi intervento di rimozione dei sedimenti e recupero di capacità utile d’invaso, conduca ed esegua una serie di studi ed analisi a scala di bacino imbrifero, eventualmente anche ricorrendo all’utilizzo di modelli geomorfologici implementati su GIS, al fine di individuare le zone all’interno del bacino idrografico che maggiormente concorrono alla produzione di sedimenti ed eventualmente anche ad identificarne le cause.

- 5 *Individuazione dei serbatoi con interrimento significativo e sedimenti contaminati/inquinati*: per i serbatoi con interrimento significativo può accadere che le indagini di laboratorio sui sedimenti e sulle acque di invaso evidenzino la presenza di sostanze contaminanti o inquinanti, in tal caso il materiale non potrà essere riutilizzato ma dovrà essere conferito in idonea discarica.

Raccomandazioni di carattere generale

Ogni informazione riportata nel progetto di gestione deve essere possibilmente associata ad una valutazione quantitativa che sarà proposta come migliore stima, anche se talvolta la sua incertezza rimane rilevante (ad es.: “Sulla base dei rilievi di interrimento il trasporto solido annuo è stimato in $10 \text{ m}^3/\text{km}^2$ di bacino” oppure “il rilascio di sedimenti per manovra di uno scarico risulta dal calcolo inferiore a 2 m^3 ”). E’ infatti opportuno evitare di fornire informazioni solo qualitative e non caratterizzabili quantitativamente.

La priorità di garantire il corretto funzionamento degli organi di scarico e di presa nonché la tutela della risorsa idrica invasata potrà generare ulteriori interventi da abbinare al piano di sfangamento e/o mantenimento al fine di ottenere un completo Progetto di Gestione.

15. INVASI PRIVI DI INTERRIMENTO SIGNIFICATIVO

Si considerano invasi privi di interrimento significativo quei serbatoi il cui volume totale di invaso ha subito variazioni dell'ordine di grandezza della precisione dei rilievi effettuati per accertarlo. In particolare riferendosi alle metodologie di indagine tipiche ed a forme e dimensioni dei serbatoi tipiche del parco italiano si può affermare che il grado di incertezza dei rilievi è compreso nell'intervallo tra il 3% ed il 10% del volume totale.

In particolare, nella grande maggioranza dei casi, i serbatoi privi di interrimento significativo sono ubicati a media o ad alta quota (tra i 1.000 ed oltre i 2.000 m s.l.m.), con bacini imbriferi limitati e costituiti da terreni poco erodibili ovvero da invasi fuori alveo privi di un bacino diretto di estensione significativa.

Procedura semplificata per invasi privi di interrimento

Per gli invasi privi di interrimento significativo, definiti come sopra, si forniscono i seguenti indirizzi:

- E' sufficiente produrre (se disponibile) il rilievo originario del serbatoio insieme ad una documentazione di alcune fotografie scattate in occasione di precedenti svassi, che evidenzino l'assenza di interrimento (o la sua presenza in misura trascurabile) documentando anche la agibilità delle opere di scarico profondo (vedi la case history al paragrafo 22.4); la chiarezza di tale documentazione consente di evitare di effettuare specifici rilievi e batimetrie;
- L'evidenza di assenza di fonti di inquinamento e di significativa presenza antropica nel bacino imbrifero afferente all'invaso consente di evitare l'effettuazione di specifiche analisi chimico fisiche di acque e sedimenti in alveo (è anche possibile eventualmente riferirsi a dati di letteratura, se esistenti). Sarà sufficiente fornire idonea documentazione (fotografie, cartografia tematica) che attesti l'uso del territorio a monte e l'assenza di fonti di pressione antropica.
- Se il bacino imbrifero afferente alla sezione di sbarramento è caratterizzato da potenziali fonti di inquinamento, le acque invasate e il materiale sedimentato dovranno essere caratterizzati eseguendo le analisi chimico-fisiche riportate al successivo capitolo 16. Tuttavia, per questo tipo di bacini, sarà sufficiente prelevare un unico campione di acqua e

sedimenti nei pressi dello sbarramento, dove ragionevolmente si trova accumulato un minimo di sedimento.

L'assenza di interrimento e quindi di trasporto solido significativo portano come conseguenza che anche nelle condizioni naturali (in assenza dello sbarramento) il trasporto solido è da considerare trascurabile; a tale proposito vale però la pena evidenziare che, ipotizzando sempre di essere in condizioni naturali di assenza dello sbarramento, in occasione degli eventi di piena sono sempre possibili punte di concentrazione di solidi sospesi di alcuni grammi/litro, sia pure per tempi limitati e con contributi integrali trascurabili ai fini dell'interrimento del serbatoio. Ciò perché il dato della concentrazione di solidi sospesi in condizioni naturali può essere preso a riferimento come limite da non superare in occasione di aperture degli scarichi, ed ancorché il serbatoio sia non significativamente interrimento, tali manovre determinano comunque un rilascio di solidi in sospensione.

16. INVASI CON INTERRIMENTO SIGNIFICATIVO

Nel caso di un invaso con interrimento significativo, così come definito al capitolo 8, il gestore deve necessariamente procedere ad effettuare una serie di indagini più accurate e dettagliate rispetto al caso in cui si sia in presenza di invaso privo di interrimento. In particolare, è indispensabile procedere alla caratterizzazione dei sedimenti e dell'acqua nella colonna sovrastante, dal punto di vista chimico, fisico e biologico. In parallelo a tali indagini è inoltre necessario stimare in maniera quanto più attendibile possibile, il *tasso medio annuo di interrimento* del serbatoio e ciò per comprendere se si è in presenza di un bacino imbrifero con una produzione annua di sedimento che ricade nella norma di accettabilità, oppure se si è in presenza di una situazione di produzione anormalmente elevata di sedimenti, ed in tali situazioni è ovviamente indispensabile procedere con indagini e studi a scala di bacino idrografico per individuare le zone di origine dell'elevata produzione di sedimenti e comprendere i meccanismi ed i fenomeni fisici che sono all'origine dei sedimenti e del loro trasporto a valle.

16.1 Stima e valutazione del tasso medio annuo di interrimento del serbatoio

Per la stima del tasso medio annuo di interrimento di un serbatoio artificiale TI%, come illustrato al capitolo 3, paragrafo 3.4, è necessario conoscere e definire le seguenti grandezze fisiche:

1. il volume totale di interrimento del serbatoio nell'intervallo temporale di riferimento;
2. il volume medio annuo di sedimenti accumulati nel serbatoio ottenuto come rapporto tra il volume totale di interrimento ed il numero di anni dell'intervallo temporale di riferimento.
3. il volume/capacità del serbatoio al tempo iniziale di inizio dell'esercizio dello stesso.

Un volta definite e note quantitativamente le grandezze sopraccitate è di fatto noto anche il tasso medio annuo di interrimento così come definito al paragrafo 3.4

La stima del TI% del serbatoio permette in definitiva di classificare il serbatoio nelle due categorie come definite al capitolo 8.

16.2 Invasi con interrimento significativo e tasso medio annuo di interrimento basso

Per questa categoria di serbatoi non è necessario effettuare indagini e studi a scala di bacino imbrifero in quanto la produzione, il trasporto e l'accumulo finale dei sedimenti nel serbatoio rientrano in un campo di normalità. Si procederà quindi con le diverse attività descritte nei successivi sottoparagrafi.

Nel caso invece si ricada nella categoria dei serbatoi interruti e con tasso medio annuo di interrimento maggiore del valore limite di soglia, allora oltre alle attività descritte nel presente paragrafo 16.2 devono essere effettuate anche le attività di cui al paragrafo 16.3

16.2.1 Indagine sulla distribuzione areale degli spessori dei sedimenti sul fondo del serbatoio

Per quanto attiene alla stima della distribuzione areale degli spessori dei sedimenti accumulati sul fondo di un serbatoio si rimanda al Capitolo 6 del presente rapporto ed in particolare al sottocapitolo 6.2 in cui sono descritte le tecniche di stima diretta del volume di interrimento in un intervallo temporale di N anni.

16.2.2. Prelievo di campioni di sedimento e di acqua dal serbatoio

I sedimenti rappresentano un'importante matrice ambientale per la valutazione dello stato di salute di un ecosistema. Infatti, la frazione più fine del materiale sedimentato, in particolare, è in grado di trattenere elevate quantità di inquinanti, soprattutto metalli, che possono essere rilasciati in fase acquosa in seguito al verificarsi di fenomeni di natura fisica (ad esempio la ri-sospensione causata da piene o intense precipitazioni), biologica (es. attività biologica degli organismi) e/o chimica (es. variazione del potenziale di ossido-riduzione). I sedimenti possono quindi influenzare la qualità delle acque e la composizione delle comunità biologiche presenti.

La qualità delle acque invasate risulta invece importante per il corretto funzionamento dell'impianto, sia nel caso di invasi idropotabili e irrigui, sia nel caso di restituzione delle acque nel corpo idrico ricettore, dopo essere state turbinate per la produzione di energia elettrica. L'assenza di un livello significativo di inquinamento delle acque garantisce anche la possibilità di effettuare operazioni idrauliche senza arrecare effetti nocivi al corso d'acqua a valle della ritenuta.

La presenza di inquinanti nei sedimenti o nelle acque invasate dipende soprattutto dalla presenza di attività antropiche a monte dell'invaso, quali scarichi industriali, civili, attività di pastorizia, attività di cava, nonché da sversamenti nel corso d'acqua e dalla presenza di rocce ricche in metalli.

La caratterizzazione chimico-fisica dei sedimenti e delle acque dovrebbe quindi essere mirata alla ricerca degli inquinanti che più probabilmente influenzano l'intero bacino idrografico afferente l'invaso.

Sedimenti

Per quanto riguarda l'individuazione di punti rappresentativi per il prelievo di campioni di sedimento su cui effettuare le determinazioni chimiche e fisiche, risulta certamente utile la conoscenza anche largamente qualitativa della distribuzione spaziale dei sedimenti all'interno del lago. Infatti, un approccio basato sull'individuazione di maglie o transetti regolari, se pur metodologicamente corretto, potrebbe dare luogo ad un numero elevato di campioni con tempi e costi conseguenti senza ottenere completamente i risultati attesi. Si ricorda peraltro che, a differenza dei siti industriali ove sono presenti di norma puntuali fonti inquinanti, la naturalità dei processi che governano il trasporto solido e la sedimentazione garantisce una buona uniformità e/o una graduale variabilità delle caratteristiche dei sedimenti all'interno di un serbatoio. In proposito si ritiene di norma non necessario insistere con campionamenti su sedimenti sabbiosi e ghiaiosi da considerare inerti e prevedere invece, con riferimento alle dimensioni tipiche dei serbatoi italiani:

- ⇒ per serbatoi con superficie dello specchio liquido alla quota di massimo vaso fino a 1 km²: 3 punti di campionamento
- ⇒ per serbatoi con superficie dello specchio liquido alla quota di massimo vaso fino a 10 km²: 5 punti di campionamento
- ⇒ per serbatoi con superficie dello specchio liquido alla quota di massimo vaso maggiore a 10 km²: 7 punti di campionamento

considerando che almeno 1 stazione dovrà essere ubicata in corrispondenza degli scarichi profondi o in prossimità dello sbarramento.

I campioni verranno generalmente prelevati nello strato superficiale di sedimento (fino a circa 50 cm di profondità) e solo dove sarà strettamente necessario (es. significativi impatti antropici a monte dell'invaso) si procederà al prelievo di carote profonde. Quest'ultimo tipo di campionamento richiede infatti attrezzature particolari che aumentano sensibilmente il costo delle operazioni e che presentano notevoli difficoltà logistiche per il loro utilizzo in numerosi serbatoi.

In generale, risulta che:

- il prelievo di campioni di sedimento superficiale, esteso ai primi centimetri di deposito, è determinante per la comprensione di fenomeni che avvengono in corrispondenza dell'interfaccia acqua-sedimento e per la verifica dell'esistenza di uno stato di contaminazione recente;
- il prelievo di campioni profondi, preferibilmente esteso a tutto l'ammasso sedimentato, è utile nei casi in cui si ricerchino indicazioni geologiche intrinseche quali successione stratigrafica e grado di compattazione, nonché la verifica di un probabile stato di contaminazione "storica" del sedimento.

La scelta del campionatore da utilizzare per il prelievo risulta condizionata dalla natura del sedimento e varia anche in base alle determinazioni da effettuare. Per la scelta del tipo di campionatore può farsi riferimento al quadro sinottico riportato nella seguente Tabella 16.1

Tipo di Campionatore	Natura del sedimento		
	Fangoso	Limo - argilloso	Sabbioso
Carotieri			
Benthos	E	B	S
Alpine	B	B	S
Phleger	B	E	B
Benne			
Franklin	B	B	B
Dietz-Lafond	B	B	S
Ekman-Birge	E	B	S
Peterson	B	B	B
Van Veen o Shipek	E	B	B
Ponar	E	E	B

Tabella 16.1 - Tipologia di campionatori (E = Eccellente; B = Buono; S = Scadente)

Infine, per il prelievo, le analisi, nonché per la conservazione del campione, si dovrà fare riferimento a procedure standardizzate quali le metodiche CNR-IRSA, ASTM, ISO, al DM 11/5/92

e al DM 13/9/99. Utili informazioni relative alla caratterizzazione e al campionamento di sedimenti in ambiente marino e fluviale sono fornite dal “Manuale per la movimentazione di sedimenti marini”, redatto di concerto dall’ICRAM e dall’APAT (2006).

Se risultasse necessario procedere al prelievo di campioni profondi, tale materiale dovrà essere inviato ad un laboratorio geotecnico presso il quale andranno eseguite una serie di indagini finalizzate a caratterizzare da un punto di vista chimico-fisico il sedimento stesso. Ad esempio le caratteristiche rilevanti ai fini degli studi per il progetto di gestione sono: la curva granulometrica, il contenuto di sostanze organiche, il peso dell’unità di volume, il contenuto d’acqua ecc. (vedi paragrafo 16.2.3).

Un’altra serie di campioni prelevati sempre dal fondo del serbatoio dovranno invece essere inviati ad un laboratorio di analisi chimiche e biologiche al fine di verificare che all’interno dei sedimenti non si siano accumulate sostanze tossiche ed inquinanti. La ricerca di queste ultime può essere limitata all’accertamento della sola presenza di elementi inquinanti indipendentemente da come essi sono legati; in questo caso le analisi sono da considerare sufficienti solo se tali elementi risultano sotto i limiti normativi. Qualora taluno degli elementi fosse presente in quantità superiore occorre effettuare i test di cessione per verificare se l’elemento in questione è presente in forme stabili ovvero in forme che possono essere cedute al corpo idrico, e solo nel secondo caso si può parlare di presenza oltre il limite di legge dell’elemento in questione.-(vedi paragrafo 16.2.4)

Acqua

Per la caratterizzazione della colonna d’acqua sovrastante il materiale sedimentato si ritiene utile procedere al campionamento:

- nel punto più profondo del serbatoio per invasi con superficie dello specchio liquido alla quota di massima regolazione inferiore o uguale a 80 ha (0,8 km²);
- in più punti significativi del serbatoio per invasi con superficie dello specchio liquido alla quota di massima regolazione maggiore di 80 ha (0,8 km²).

Si prevede di prelevare un campione in superficie, uno sul fondo ed un campione intermedio tra i primi due.

Il prelievo deve essere effettuato con un campionatore dotato di un sistema di apertura e chiusura attivabile a diverse profondità, come ad esempio bottiglie tipo Niskin o tipo Ruttner. I campioni

devono essere analizzati e conservati secondo metodiche riconosciute a livello nazionale o internazionale.

16.2.3 Indagini ed analisi presso un laboratorio geotecnico sui campioni di sedimento per la caratterizzazione chimico-fisica

La fase di caratterizzazione risulta un tassello fondamentale nell'ambito della predisposizione dei Progetti di Gestione in quanto fornisce indicazioni sulle caratteristiche chimico-fisiche dei sedimenti dando indicazioni sia verso l'individuazione del destino ultimo sia verso la scelta della strategia di rimozione più efficace. In generale, un sedimento lacuale o marino, si comporta come una matrice di accumulo di sostanze chimiche ed organiche, nonché di trasformazione di alcuni composti, ciò deriva dalla particolare struttura piuttosto eterogenea del sedimento comprendente:

- 1) una fase solida inorganica, di origine minerale conseguente all'erosione superficiale dei versanti del bacino;
- 2) una fase solida organica rappresentata dalle spoglie animali e vegetali;
- 3) una fase liquida rappresentata da acqua interstiziale, con valori molto variabili in funzione della granulometria e del grado di compattazione

Ai fini di una corretta caratterizzazione del sedimento risulta opportuno definire:

- a) la natura del sedimento con riferimento agli aspetti clastici e chimico-fisici che individuano la composizione del sedimento;
- b) le sostanze che possono determinare uno stato di alterazione della matrice sedimento;
- c) le tecniche e le metodiche di campionamento e successiva analisi delle sostanze presenti nel sedimento;
- d) i valori di riferimento con cui confrontare i risultati ottenuti per definire il grado di alterazione.

16.2.4 Analisi presso un laboratorio chimico – biologico sui campioni di sedimento e di acqua per la ricerca di eventuali sostanze contaminanti/inquinanti

Gli aspetti relativi allo stato qualitativo dei sedimenti sono da considerarsi come attività preliminari indispensabili alla predisposizione del Piano di Sfangamento e/o Mantenimento di un invaso. In particolare la caratterizzazione permette, a valle di una indagine a scala di bacino e sito-specifica e del prelievo di campioni rappresentativi dell'ammasso sedimentato (superficiale e profondo), di definire le caratteristiche chimico-fisiche del sedimento. Dalla presenza di possibili contaminanti deriva la scelta del destino finale riservato al materiale sedimentato. Il contributo degli studi relativi alla gestione del sedimento permette di definire le modalità, i tempi, i costi e le tecnologie più idonee alla rimozione del sedimento, nonché di stabilire o un possibile uso sostenibile dei sedimenti o lo smaltimento in discarica.

Su un campione integrato di sedimento, derivante dall'integrazione di tutti i campioni prelevati nell'invaso, saranno effettuate le analisi in riferimento alla tab.1, all.5, parte IV del DLgs. 152 e in riferimento al DM 03/08/05.

In particolare, saranno determinati i seguenti parametri:

sul campione tal quale

Metalli (As, Cd, Cr VI, Cu, Hg, Pb, Ni, Zn);

Idrocarburi totali

Grassi e Oli animali/vegetali

Oli minerali

IPA, PCB

TOC

umidità

sull'eluato del sedimento

Metalli (As, Ba, Cd, Cr, Cu, Hg, Mo, Ni, Pb, Sb, Se, Zn)

Cloruri, Fluoruri, Solfati

DOC

Indice fenolo

pH

Per la caratterizzazione dei sedimenti potranno essere analizzati ulteriori parametri, rispetto a quelli sopra citati, in base alla valutazione delle pressioni antropiche che gravitano sul bacino idrografico afferente, con particolare riferimento a pesticidi organoclorurati, diossine e furani, amianto.

Qualora qualche parametro risultasse presente in concentrazioni elevate dovranno essere valutati i livelli di fondo naturale del territorio circostante l'invaso e del bacino imbrifero afferente tramite campionamenti diretti o indagini bibliografiche sulle caratteristiche litologiche dei suoli.

Sulla base dell'esperienza maturata negli ultimi anni da parte dei Gestori, le normative scelte per il confronto dei limiti di concentrazione risultano quelle più idonee per la caratterizzazione dei sedimenti, in assenza di una normativa specifica che definisca i criteri di qualità del materiale presente nei bacini artificiali. Per tale problematica si rimanda all'esperienza del Lago di Quarto (riportata come case history al paragrafo 22.1), dove l'utilizzo di limiti di concentrazioni diversi ha messo in luce criticità per la definizione della qualità del materiale sedimentato.

Al fine di valutare anche dal punto di vista ecotossicologico la qualità del materiale sedimentato nel bacino, oltre ai parametri chimici sopra descritti, deve essere effettuato anche un test di esposizione dell'eluato del sedimento al crostaceo *Daphnia magna* per valutarne l'effetto su una componente biologica, come previsto dal DLgs 152/06. Il test prevede la valutazione della mortalità esponendo gli organismi all'eluato per 24 ore alla temperatura di 21°C al buio, secondo la metodica APAT CNR IRSA 8020 Man 29 2003.

Nel caso in cui le concentrazioni dei parametri analizzati siano conformi ai limiti fissati dalla legislazione i sedimenti potranno essere rimossi anche tramite fluitazione a valle o riutilizzati a diversi scopi. Qualora le concentrazioni superassero i limiti di legge il materiale sedimentato sarà rimosso tramite asportazione e verrà destinato a trattamento specifico o conferito in idonea discarica, secondo la normativa vigente.

In particolare, i sedimenti rimossi potranno essere posizionati in cumuli su idonea area di stoccaggio. Su ciascun cumulo dovrà essere prelevato un adeguato numero di campioni da sottoporre a successive analisi di verifica. In questo modo sarà possibile circoscrivere la contaminazione ed avviare a discarica solo il quantitativo di sedimenti effettivamente inquinato. Per il campionamento su cumuli si farà riferimento alle linee guida APAT "Indirizzi guida per la gestione delle terre e rocce da scavo" del Maggio 2005.

La qualità delle acque deve invece essere definita valutando, su ciascun campione prelevato, quei parametri che descrivono la presenza di inquinanti specifici e lo stato trofico: i metalli previsti dalla tabella 1/A dell'allegato 1 alla parte III del DLgs 152/06, clorofilla, trasparenza, alcalinità, nitrati, nitriti, ammonio, azoto totale, fosforo totale e fosforo ortofosfato.

Durante il campionamento devono inoltre essere registrati, in corrispondenza del punto di prelievo e su tutta la colonna d'acqua, temperatura, pH, concentrazione di ossigeno disciolto, percentuale di saturazione e conducibilità, utilizzando una sonda multiparametrica.

16.3 Invasi con interrimento e tasso di interrimento medio annuo elevato

16.3.1 Note introduttive di carattere generale

Nei casi in cui si dovesse riscontrare un elevato tasso medio annuo di interrimento e per i quali fosse ritenuto opportuno effettuare la stima e la previsione dell'origine di tali elevati fenomeni erosivi nel bacino imbrifero a monte, ai fini della previsione quantitativa dell'interrimento di un invaso artificiale, essa costituisce senz'altro una problematica complessa da affrontare anche per gli specialisti del settore, soprattutto per la usuale mancanza di affidabili serie storiche di dati di monitoraggio su aree campione riguardanti la perdita di suolo da un lato, ed il trasporto solido dall'altro, sia torbido in sospensione che di fondo. In una siffatta condizione, caratterizzata da assenza di misure dei processi erosivi, sarebbe possibile l'applicazione di un modello distribuito come l'USLE (Wischmeier, Smith; 1962, 1965, 1978); tuttavia, la mancanza di specifiche tarature dei fattori K, erodibilità, e C, colturale, ne renderebbe problematica l'applicazione, soprattutto in relazione alla variabilità dei suddetti parametri in intervalli piuttosto ampi. Infatti, le peculiarità dei terreni affioranti nell'ambito di ciascun bacino imbrifero, ed anche delle diverse tipologie di uso del suolo riscontrabili nei diversi bacini, richiederebbero una specifica caratterizzazione, da effettuarsi su parcelle sperimentali. Oltre alle suddette incertezze è, comunque, da non trascurare il reale campo di applicazione del metodo USLE, limitato alle forme di erosione idraulica areale, ovvero alla sheet-erosion ed alla rill-erosion, e non alla gully-erosion, che invece caratterizza spesso e diffusamente le unità geologico-tecniche affioranti nell'ambito dei diversi bacini (soprattutto in quelli in cui sono presenti le formazioni strutturalmente complesse di tipo B3).

Nei casi in cui siano presenti le citate controindicazioni all'applicazione dei modelli distribuiti tipo USLE, una valida alternativa è costituita dal ricorso all'applicazione di modelli di tipo geomorfologico quantitativi.

Si ritiene che il ricorso all'utilizzo di tali metodi si possa ritenere concettualmente corretto e quindi conduca a stime accettabili del volume di interrimento medio annuo di un serbatoio, oltre ai casi in cui sono valide le motivazioni già esposte in precedenza, anche in quei casi in cui l'interrimento dell'invaso possa essere attribuito soprattutto ed in maniera preponderante al trasporto torbido in sospensione, e quindi riferito principalmente alla frazione granulometrica più fine, ad esempio quando la componente del trasporto solido di fondo è in gran parte bloccata da briglie ed altre opere di sistemazione fluviale del corso d'acqua a monte dell'invaso, oppure quando la natura geologico-tecnica delle formazioni affioranti nel bacino imbrifero è tale da produrre sedimenti a granulometria medio fine.

16.3.2 Studi ed analisi a scala di bacino imbrifero - l'applicazione di modelli geomorfologici quantitativi

Se, come già accennato, per il bacino in esame non risultano disponibili rilievi diretti di portata liquida e solida effettuati prima o dopo la costruzione dello sbarramento una stima del trasporto solido è comunque possibile utilizzando i risultati dell'applicazione di modelli geo-morfologici.

In particolare, un recente studio riguardante tutto il territorio nazionale è stato pubblicato nel (1994) da E. Raiter e intitolato "Un'analisi del trasporto solido in sospensione nei fiumi italiani" nel quale l'Autore, utilizzando tutti i dati torbiometrici rilevati nel tempo dal Servizio Idrografico Italiano relativi a 141 bacini, definisce le leggi di previsione della torbidità specifica media (o meglio la concentrazione dei solidi sospesi per m³ di acqua di ciascun fiume, sulla base dell'appartenenza dello stesso ad una macro regione omogenea e di alcune caratteristiche specifiche del bacino (altitudine media, precipitazioni annue). Tenuto poi conto che la maggior parte dei rilievi del Servizio Idrografico riguardano la prima metà del secolo passato i dati sono per lo più caratteristici della situazione di alveo precedente la realizzazione degli invasi.

Nello studio l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in sei macro aree omogenee, ciascuna delle quali può essere considerata genericamente omogenea dal punto di vista dell'erosibilità della superficie:

- una zona Alpina, che raccoglie tutti i bacini alpini sino al fiume Tanaro, compreso;
- una zona Appenninica, che raccoglie i bacini che si affacciano sulla pianura Padana e Romagnola sino al fiume Foglia escluso;
- una zona Tirrenica, che si estende dal litorale Ligure sino a quello Campano;
- una zona Adriatica, nella quale ricadono i bacini che si affacciano sulla riviera Romagnola, a partire dal fiume Foglia sino al confine con il territorio pugliese;

- una zona Adriatico – Jonica, che comprende i bacini nella Regione Puglia;
- una zona Tirrenico – Jonica cui appartengono i bacini della Basilicata, della Calabria e della Sicilia.

Le analisi eseguite sulle grandezze esaminate (altezza media del bacino, massimo dislivello, percentuale di aree lacuali, portata media del corso d'acqua, valor medio della precipitazione annua, valore medio del massimo annuale di precipitazione mensile) hanno consentito di selezionare, per ciascuna macro area, quelle grandezze maggiormente significative e caratteristiche del bacino stesso ed individuare una specifica relazione rappresentativa della torbidità specifica media.

Di seguito si riportano per le diverse macro aree le rispettive leggi di correlazione ricavate con metodi di regressione lineare multipla basate sulle serie storiche dei dati disponibili:

1. Macro area *Tirrenica*

è stata ricavata la seguente legge della torbidità specifica media:

$$T_s = 0,226 \times \Delta h_{\max}^{1,670} \times h_a^{-1,610}$$

dove:

T_s = Torbidità specifica media in kg/m^3

Δh_{\max} = Dislivello massimo del bacino imbrifero in metri

h_a = Altezza di precipitazione media annuale in mm

2. Macro area Alpina

è stata ricavata la seguente legge della torbidità specifica media:

$$T_s = 0,0004052083 \times A^{0,7159} \times \Delta h_{\max}^{-1,5166} \times H_m^{3,1170} \times V^{12,1459} \times Q^{-1,2495} \times h_a^{-0,5608}$$

Dove:

T_s = è la torbidità specifica media, in kg/m^3

A = è l'area del bacino, in km^2

Δh_{\max} = è il dislivello massimo del bacino, in m,

H_m = è l'altezza media del bacino, in m,

V = è l'indice dei serbatoi, pari a $\exp(-V_m/Q)$ con V_m il volume degli invasi a monte, in 10^6 m^3 , e Q la portata media del corso d'acqua, in m^3/s ;

(qualora a monte della sezione in esame non sono presenti invasi artificiali $V = 1$)

Q = è la portata media del corso d'acqua, in m^3/s

h_a = è il valore della precipitazione media annuale, in mm

3. Macro area *Appenninica Settentrionale*

è stata ricavata la seguente legge della torbidità specifica media:

$$T_s = 78832 \times 10^5 \times h_a^{-3,079}$$

Dove:

T_s = è la torbidità specifica media, in kg/m^3

h_a = è il valore della precipitazione media annuale, in mm

4. Macro area *Adriatica*

è stata ricavata la seguente legge della torbidità specifica media:

$$T_s = 1687907 \times H_m^{-2,128}$$

Dove:

T_s = è la torbidità specifica media, in kg/m^3

H_m = è l'altezza media del bacino, in m

5. Macro area *Tirrenico – Jonica*

è stata ricavata la seguente legge della torbidità specifica media:

$$T_s = 373,9 \times 10^5 \times A^{0,759} \times h_a^{-2,118} \times H_m^{-1,142}$$

Dove:

T_s = è la torbidità specifica media, in kg/m^3

A = è l'area del bacino, in km^2

h_a = è il valore della precipitazione media annuale, in mm

H_m = è l'altezza media del bacino, in m

6. Macro area *Adriatico – Jonica*

è stata ricavata la seguente legge della torbidità specifica media:

$$T_s = 232,3 \times h_a^{-1,993} \times \Delta h_{\max}^{1,167}$$

Dove:

- T_s = è la torbidità specifica media, in kg/m^3
 h_a = è il valore della precipitazione media annuale, in mm
 Δh_{\max} = è il dislivello massimo del bacino, in m,

Un altro studio che merita di essere menzionato e che ha riguardato principalmente i bacini ricadenti nella macro area omogenea dell'Appennino Centro Meridionale è quello condotto da (Ciccacci et alii, 1980) che si fonda anch'esso sulla individuazione di correlazioni statistiche esistenti tra il trasporto torbido in sospensione (T_u), misurato nei bacini attrezzati dall'ex-Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (S.I.M.N.), ed alcuni parametri geomorfico-quantitativi del reticolo idrografico (Strahler, 1965).

Infine, uno studio di applicazione delle correlazioni di (Ciccacci et alii, 1980) al bacino imbrifero sotteso alla sezione di sbarramento della diga di Piano della Rocca sul fiume Alento è stato condotto da P. De Vita e G. La Barbera (2006) rielaborando due delle formule di Ciccacci con i dati dei parametri geo-morfologici specifici del bacino imbrifero dell'Alento ed ottenendo le seguenti relazioni di correlazione empiriche specifiche per il bacino dell'Alento stesso.

Le due formule di correlazione utilizzate sono di seguito riportate:

$$\text{Log } T_u = 0.35312 \cdot D + 1.43225 \quad (R2 = 0.96221)$$

$$\text{Log } T_u = 0.26777 \cdot D + 0.01115 \cdot ga + 1.61437 \quad (R2 = 0.96659)$$

dove:

T_u = trasporto torbido - $t/(\text{anno} \times \text{km}^2)$;

D = densità di drenaggio, rappresentata dal rapporto tra la sommatoria delle lunghezze di tutti i tratti della rete idrografica e la superficie del bacino - (km^{-1}) ;

ga = densità di anomalia gerarchica, rappresentata dal rapporto tra il numero di aste idrografiche di primo ordine, necessarie a rendere regolare la gerarchizzazione della rete idrografica, e la superficie del bacino idrografico stesso - (km^{-2}).

Le suddette formule empiriche sono state applicate in maniera innovativa, rispetto alla loro proposizione originale, sia per l'approccio statistico che ha consentito la stima dell'intervallo fiduciario (95% di probabilità) delle regressioni lineari e sia per l'implementazione delle stesse, mediante l'utilizzazione di un sistema informativo geografico (GIS), su aree non corrispondenti a bacini idrografici di ordine gerarchico inferiore, ma sulle aree di affioramento di unità geologico-tecniche di uguale tipologia (Fig. 16.1).

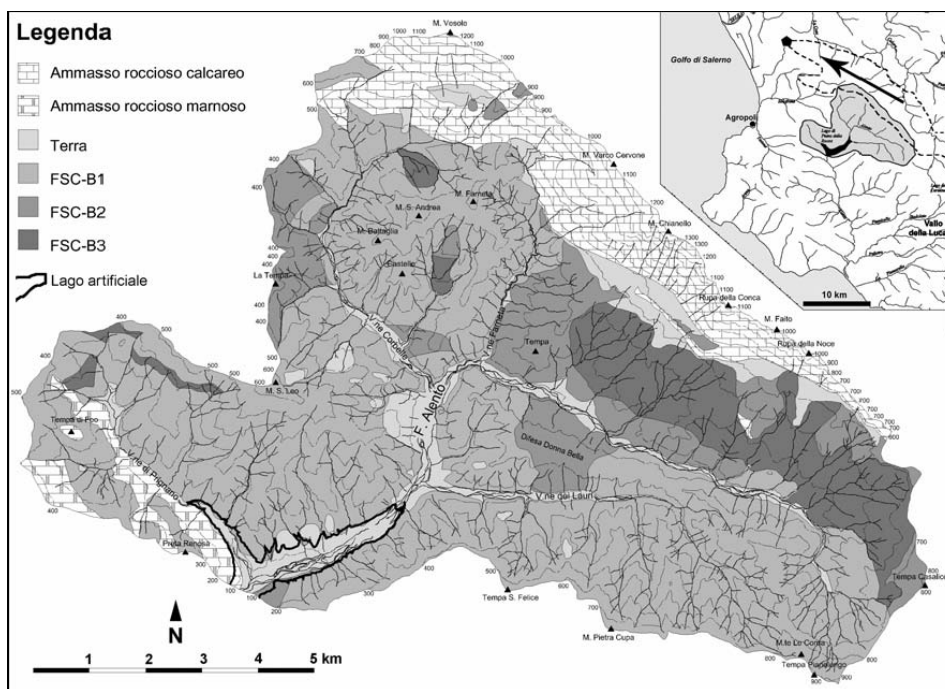


Figura 16.1. Carta della tipologia di unità geologico-tecniche nel bacino sul fiume Alento sotteso dall'invaso di Piano della Rocca (modificato da *De Vita*, 1996). I terreni sono stati aggregati nelle classi di ammasso roccioso, terra e, per quanto riguarda le formazioni strutturalmente complesse (FSC), nelle classi B1, B2 e B3 (*Esu*, 1977). Gli ammassi rocciosi nella parte alta del bacino sono costituiti dai termini calcarei della dorsale Monte Chianiello – Monte Vesole – Rupa della Conca la cui circolazione idrica sotterranea ha recapito all'esterno del bacino. Nello schema in alto a destra è visualizzato il bacino nell'ambito del sistema idrografico dell'intera area ed il recapito della circolazione idrica sotterranea della dorsale carbonatica, indicata dalla linea tratteggiata (*Celico*, 1978; 1983), all'esterno del bacino. Il punto centrale del corpo diga è localizzato alle coordinate: $40^{\circ}18'52''.26N$, $2^{\circ}39'28''.31E$ (longitudine da Monte Mario).

Tale approccio ha consentito di definire i limiti probabilistici insiti nei modelli di regressione ed ha, inoltre, permesso di caratterizzare le aree del bacino, omogenee per ciò che attiene la diversa predisposizione all'erosività. I risultati ottenuti (Fig. 16.2) appaiono del tutto confrontabili con quelli del trasporto torbido misurato nell'ambito della porzione del bacino del fiume Agri

(Basilicata) sottesa dall'invaso del Pertusillo (ANSELMINI et alii, 1996), caratterizzata da unità geologico-tecniche e condizioni climatiche e vegetazionali simili a quelle del bacino del fiume Alento. La trasformazione del trasporto torbido (Tu) in volumi è stata effettuata considerando il peso di volume secco dei sedimenti, prevalentemente limosi e poco consolidati, pari a circa 1.12 gr/cm³ (U.S. Bureau of Reclamation, 1954).

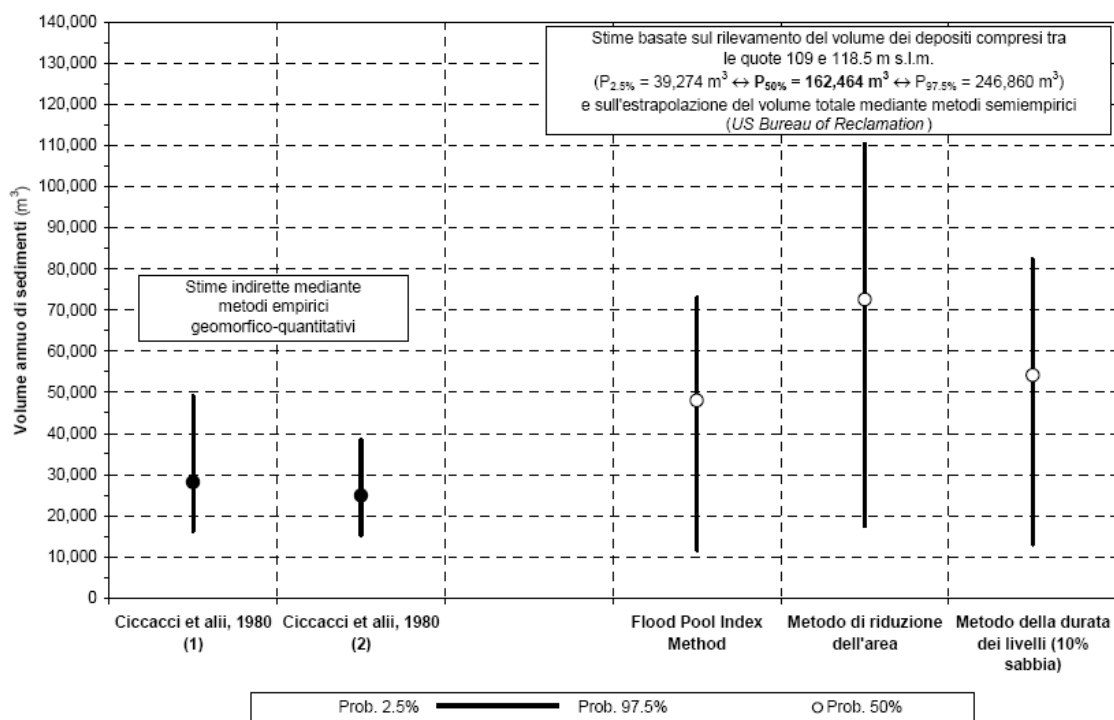


Figura 16.2 Confronto tra le stime del volume medio annuo di interrimento ottenute mediante l'applicazione dei differenti metodi illustrati nei paragrafi precedenti. Le barre verticali esprimono gli intervalli di confidenza nell'intervallo di probabilità del 95%.

In base al suddetto approccio è stato possibile impostare anche l'analisi della distribuzione dell'erosività nel bacino idrografico, resa possibile grazie al criterio distribuito con cui sono stati applicati i modelli empirici di Ciccacci et alii (1980). I rilievi e le analisi territoriali in sito hanno messo in evidenza che le unità geologico-tecniche con tipologia di complessità strutturale B3, sono quelle caratterizzate da un grado più elevato di erosività, mentre nelle unità con complessità strutturale B2 e B1 l'erosività decresce progressivamente a causa della diminuzione della densità di drenaggio. La differente densità di drenaggio tra i differenti tipi di unità geologico-tecniche è fondamentalmente imputabile alla differente permeabilità dell'ammasso che, nel caso del tipo B3, è più ridotta, favorendo i processi di ruscellamento e quindi di erosione.

Le formule sopra riportate forniscono una stima della torbidità specifica media annua del fiume. È altresì noto che la torbidità specifica media cresce all'aumentare delle portate con progressione più che lineare e, in generale, è possibile affermare che la torbidità aumenta incrementandosi, di norma, di almeno uno o due ordini di grandezza passando dalle condizioni medie a quelle di morbida ed a quelle degli eventi di piena maggiori.

16.4 Analisi delle disponibilità e dei fabbisogni idrici – il Bilancio Idrico.

Per gli invasi con interrimento, una volta che sono state svolte le seguenti attività propedeutiche:

1. è stato definito il volume complessivo dei sedimenti presenti sul fondo del serbatoio,
2. è stata definita la distribuzione areale degli spessori dei sedimenti accumulati sul fondo del serbatoio;
3. sono stati effettuati i campionamenti all'interno degli spessori del sedimento;
4. sono state condotte le indagini qualitative di laboratorio sui sedimenti e sulle acque e queste hanno escluso la presenza di sostanze tossiche e contaminanti sia nel sedimento che nell'acqua

si dispone di tutte le informazioni propedeutiche necessarie ma non sufficienti per procedere alla definizione dei volumi di sedimento da rimuovere dal serbatoio per recuperare la corrispondente capacità utile di invaso.

A questo punto è importante ribadire un concetto molto importante che di fatto mal si accorda con quanto prescritto nel Decreto Ministeriale 30 giugno 2004 sull'obbligo per il gestore di recuperare tutta la capacità utile del serbatoio entro la data di scadenza della concessione. Infatti, riteniamo che la definizione del volume di sedimenti da rimuovere debba essere condotta di volta in volta con specifico riferimento a tre diversi fattori:

1. innanzi tutto bisogna garantire la perfetta funzionalità degli organi di scarico del serbatoio al fine di garantire la sicurezza idraulica dell'opera;
2. in secondo luogo è necessario aggiornare gli studi e le valutazioni sulle disponibilità e sui fabbisogni idrici a valle dei quali si definiscono gli eventuali deficit;
3. infine è necessario fare anche valutazioni economiche in termini di ritorni economici a fronte dell'investimento necessario per il recupero della capacità d'invaso.

Nel seguito si forniscono elementi di maggiore dettaglio operativo con specifico riferimento al precedente punto 2 tralasciando i punti 1 e 3 in quanto fortemente dipendenti dallo specifico caso in esame.

Si precisa che effettuare una *Analisi delle Disponibilità e dei Fabbisogni Idrici*, di fatto equivale ad effettuare il *Bilancio Idrico* alla scala del bacino o sottobacino in esame. La verifica del bilancio idrico rappresenta lo strumento fondamentale e propedeutico all'identificazione delle misure necessarie per assicurare l'equilibrio tra le disponibilità, reperibili e prelevabili in un bacino o sottobacino di riferimento, ed i fabbisogni per le differenti utilizzazioni, nel rispetto delle necessità

dell'ecosistema acquatico. L'equilibrio del bilancio idrico costituisce, quindi, una delle azioni principali di pianificazione dell'uso del territorio, a livello di bacino o di sottobacino idrografico omogeneo, in grado di incidere positivamente anche sulla riduzione dei fenomeni di inquinamento delle acque.

Per la determinazione del bilancio idrico a scala di bacino idrografico sono necessarie informazioni organiche e approfondite sulle caratteristiche dei corpi idrici, sia superficiali sia sotterranei, nonché sulle domande o fabbisogni per i diversi usi e sugli impatti di maggiore rilievo. La figura di seguito riportata esemplifica quanto descritto.

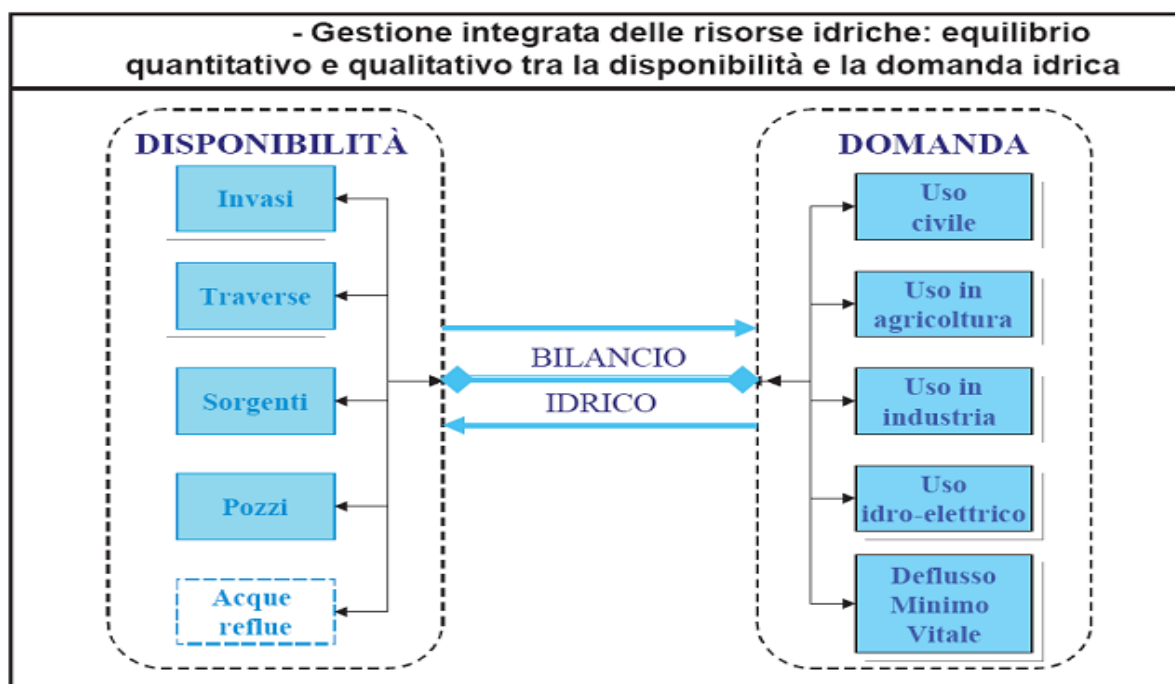


Figura 16.3 – Equilibrio quantitativo e qualitativo tra la disponibilità e la domanda idrica

I criteri e le modalità operative per la redazione del Bilancio Idrico sono normate dal Decreto del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del territorio, 28 luglio 2004: *“Linee guida per la predisposizione del bilancio idrico di bacino, comprensive dei criteri per il censimento delle utilizzazioni in atto e per la definizione del minimo deflusso vitale, di cui all’art. 22, c.4, del Decreto Lgs 11 maggio 1999, n. 152”*.

Il decreto stabilisce che l'equilibrio del bilancio idrico è finalizzato alla tutela quantitativa e qualitativa della risorsa, in modo da consentire un consumo idrico sostenibile e da concorrere al raggiungimento degli obiettivi di qualità ambientale definiti nel Piano di Tutela delle Acque di cui all'art. 44 del D.Lgs 152/1999 e s.m.i..

Il bilancio idrico per i corpi idrici superficiali e sotterranei ha lo scopo di costituire uno strumento analitico per:

- la valutazione della disponibilità delle risorse idriche, al netto delle risorse necessarie alla conservazione degli ecosistemi acquatici, e della compatibilità con gli usi delle acque;
- l'analisi e la comprensione delle interazioni con lo stato di qualità dei corpi idrici;
- lo sviluppo di scenari di gestione delle risorse idriche compatibili con la tutela qualitativa e quantitativa.

Ai fini del conseguimento degli obiettivi di tutela, ai sensi dell'art. 44, c.4 del D.Lgs. 152/99, il bilancio idrico rappresenta una componente fondamentale del modello quali – quantitativo di bacino o sottobacino destinato alla rappresentazione in continuo della dinamica idrologica e idrogeologica, degli usi delle acque e dei fenomeni di trasporto e trasformazione delle sostanze inquinanti nel suolo e nei corpi idrici.

Il bilancio idrico evidenzia infatti frequenza e durata dei periodi critici legati o a particolari periodi di magra e conseguenti ridotti poteri di diluizione e autodepurazione, o a periodi piovosi in cui è massimo il trasporto di inquinanti di origine diffusa verso i corpi idrici ricettori.

La formazione del bilancio idrico, non può prescindere dalla determinazione del Deflusso Minimo Vitale (DMV) inteso come la portata minima necessaria in ogni tratto omogeneo di corso d'acqua per garantire la salvaguardia delle caratteristiche del corpo idrico e delle acque, nonché per mantenere le biocenosi tipiche delle condizioni naturali locali.

Il bilancio idrico, riferito ad un assegnato periodo di tempo, è nei fatti espresso da un'equazione di continuità dei volumi entranti e uscenti e di quelli invasati nel bacino superficiale e nel bacino idrogeologico, che vengono definiti sulla base della perimetrazione territoriale prescelta. Infatti, l'equilibrio del bilancio idrico è da verificare, oltre che alla scala di bacino, anche per i sottobacini alla scala di dettaglio individuata dalla pianificazione di bacino.

Una volta che si sia ricostruito il bilancio idrologico, necessario ai fini della ricostruzione del processo di trasformazione afflussi–deflussi e, conseguentemente, della valutazione della risorsa idrica che sia possibile regolare ed utilizzare, la condizione di equilibrio del bilancio idrico di un bacino o sottobacino è espressa dalla disuguaglianza:

$$R_{ut} - \sum F_i + R_{riu} + V_{rest} \geq 0$$

Tali termini rappresentano i volumi totali delle risorse e dei fabbisogni idrici, riferiti ad esempio al periodo di un anno, con i significati seguenti:

Rut = *risorsa idrica totale, superficiale e sotterranea, utilizzabile nel bacino o sottobacino;*

ΣFi = *sommatoria dei fabbisogni totali per gli usi potabili e civili non potabili, agricoli, industriali e idroelettrici;*

Rriu = *risorsa idrica totalmente riutilizzata nel bacino stesso;*

Vrest = *volumi idrici totalmente restituiti al bacino da usi antropici interni al bacino o sottobacino.*

Sembra utile precisare che la precedente disuguaglianza esprime la condizione di equilibrio del bilancio idrico di bacino in termini di programmazione qualora sia riferita ai fabbisogni, mentre esprime la condizione di equilibrio allo stato attuale quando riferita agli utilizzi.

Con specifico riferimento alla perdita di capacità utile di un serbatoio artificiale per fenomeni di interrimento, questa di fatto si traduce in una corrispondente riduzione del termine *Rut* nell'equazione di bilancio, e quindi, ciò potrebbe comportare che la disuguaglianza dell'equazione di bilancio idrico si inverta da maggiore o uguale a zero a negativa e quindi ci si viene a trovare in una condizione di *criticità e stress ambientale*. Per uscire da tale situazione di criticità il recupero di capacità utile d'invaso dai serbatoi interrimenti deve costituire una delle possibilità tecniche da valutare prioritariamente in abbinamento alle altre valutazioni descritte ai precedenti punti 1 e 2 del presente paragrafo.

Da un punto di vista operativo il diagramma a blocchi riportato nella figura 16.4 illustra uno schema di gestione delle risorse idriche ottimale che garantisca il soddisfacimento dell'equazione di bilancio idrico come sopra esplicitata.

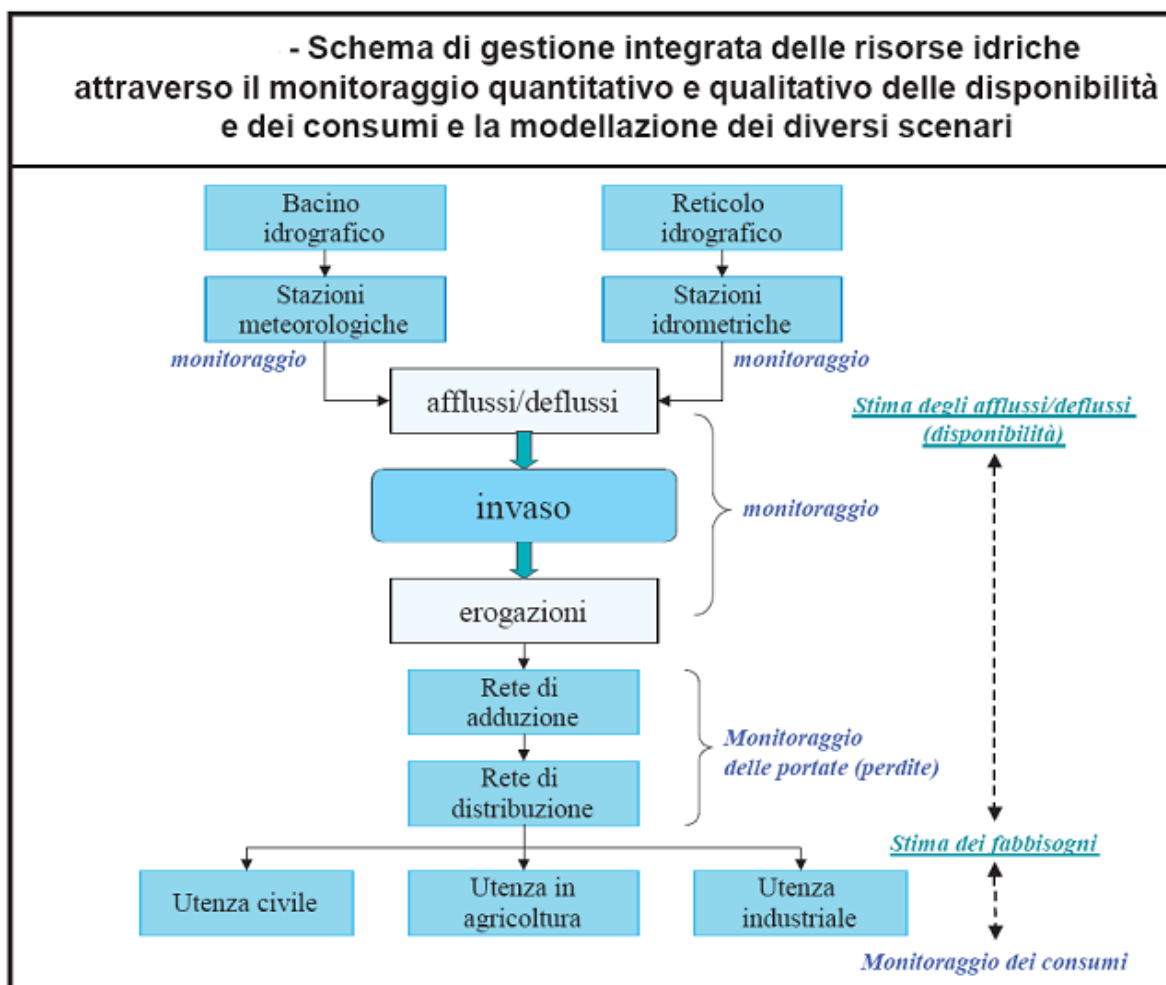


Figura 16.4 – Schema di gestione delle risorse idriche ottimale che garantisca il soddisfacimento dell’equazione di bilancio idrico

Una volta effettuata l’analisi del Bilancio Idrico a scala di bacino si dispone di valutazioni statistico-probabilistiche, da un lato sulle disponibilità idriche nel corso degli anni atte a garantire sia un elevato grado di qualità tanto dei corpi idrici che degli ecosistemi, e dall’altro sui consumi di acqua nelle diverse utilizzazioni (potabile, idroelettrico, irriguo, industriale ecc.).

L’analisi delle disponibilità in termini di risorse idriche superficiali e sotterranee da un lato e dei fabbisogni idrici necessari per soddisfare le esigenze delle varie utenze, consente in definitiva di definire quantitativamente l’entità del volume di sedimenti che è opportuno rimuovere dal serbatoio; questo volume può sia coincidere con la rimozione totale dei sedimenti accumulati oppure può riguardare solo un’aliquota parziale. Lo studio e l’analisi del Bilancio idrico deve inoltre permettere di definire i tempi di rimozione, tale parametro diventa uno dei tanti vincoli che condizionano poi il progettista nella scelta dei metodi e delle tecnologie di rimozione più adatte a soddisfare i diversi vincoli progettuali.

In definitiva quindi, può anche verificarsi che a valle di tutti gli studi condotti, per il gestore sia conveniente non rimuovere affatto i sedimenti accumulati nel serbatoio oppure rimuoverne solo una quota parte, fermo restando che deve mettere in atto tutte le azioni necessarie per garantire gli aspetti di sicurezza strutturale ed idraulica dell'opera.

16.5 Il Piano di sfangamento

Il piano di sfangamento di un serbatoio artificiale deve necessariamente definire:

1. Il volume complessivo di sedimento da rimuovere;
2. I tempi di esecuzione;
3. Le metodologie e le tecnologie da impiegare per la rimozione del sedimento.

Per la definizione dei volumi da rimuovere sarà determinante l'analisi delle disponibilità e dei fabbisogni idrici con il supporto delle informazioni che scaturiscono dal monitoraggio batimetrico-stratigrafico.

Per i tempi di esecuzione saranno fondamentali le informazioni che scaturiscono dalla gestione del sedimento (qualora l'obiettivo ultimo è l'utilizzo e/o lo smaltimento) così come quelle dedotte dagli elementi di tutela dell'ecosistema; è inoltre indispensabile una stima della concentrazione dei solidi sospesi qualora si ipotizzi un utilizzo ambientale dei sedimenti, quale la re-immissione in alveo.

Infine, la scelta delle metodologie e tecnologie di rimozione del sedimento sarà condizionata dalla natura del sedimento, dai volumi in gioco, dai tempi di esecuzione dell'intervento, dal sito di stoccaggio o di smaltimento, dall'eventuale necessità di trattamento nonché dalla destinazione ultima degli stessi (utilizzo e/o smaltimento). I siti di stoccaggio, utilizzo e/o smaltimento contemplati dal piano di sfangamento e/o mantenimento potranno risultare sia a monte sia a valle dello sbarramento e saranno definiti come sintesi tecnico-economica e strategica dell'intervento di rimozione.

Tutte le informazioni specifiche disponibili al momento della redazione del progetto di gestione saranno rese note nello stesso, mentre, per gli scenari non prevedibili, verrà redatto un piano operativo di dettaglio o programma di sintesi almeno quattro mesi prima dell'inizio delle operazioni idrauliche, come previsto dal DM 30/06/04. Tale piano operativo è da intendersi come aggiornamento del Progetto di Gestione stesso, che può essere anche attuato per stralci.

16.5.1 Definizione dei volumi di sedimento da rimuovere dal serbatoio

Alla luce della normativa vigente, delle esigenze di sicurezza idraulica e strutturale degli impianti, del corretto soddisfacimento del bilancio idrico a scala di bacino idrografico, si individuano le seguenti diverse esigenze di rimozione dei sedimenti accumulati nel serbatoio:

- rimozione dei volumi che impediscono il regolare funzionamento delle opere di scarico profonde. Questi interventi riguardando aspetti di sicurezza e quindi devono essere posti in atto nel breve periodo compatibile con i tempi tecnici necessari (1-3 anni) e devono essere ripetuti periodicamente al degradarsi delle condizioni di sicurezza.
- Rimozione parziale di un'aliquota del volume complessivo di interrimento che consente di conseguire quindi una migliore utilizzazione della risorsa idrica che tende a soddisfare tanto le disponibilità idriche che i diversi fabbisogni. La definizione di questo volume deriva da uno studio del Bilancio Idrico a scala di bacino idrografico, così come descritto al paragrafo 16.4. Questi interventi riguardano aspetti di esercizio e devono trovare la loro convenienza economica nell'ottimizzazione dell'esercizio. Si tratta di interventi che possono essere affrontati nel medio periodo (10-20 anni) ed essere ripetuti nel tempo.
- Rimozione di tutto il volume di interrimento al fine di adempiere alle prescrizioni del DM 30 giugno 2004. Questi interventi devono essere ritardati il più possibile ed essere collocati negli ultimi anni precedenti la riconsegna dell'impianto (termine della concessione) al fine di evitare l'inutile rischio di vedere vanificato il lavoro da eventi di piena rilevanti sempre possibili e di evitare di anticipare inutilmente nel tempo ingenti risorse economiche. Peraltro si è già avuto modo di mettere in evidenza l'assurdità di tale norma.

16.5.2 Definizione delle modalità e delle tecnologie per la rimozione dei sedimenti dal serbatoio (misure passive)

La scelta delle modalità più opportune per la rimozione dei sedimenti dal fondo del serbatoio dipende da numerose circostanze idrologiche, morfologiche, costruttive, economiche e sociali. Essa varia in funzione (Bianchini, 2006):

- delle dimensioni del serbatoio;
- dell'accessibilità del sito;

- della quantità del materiale da rimuovere;
- dei vincoli temporali per la rimozione del materiale;
- delle caratteristiche fisico-chimiche del materiale;
- dei vincoli normativi ed ambientali;
- della possibilità di dislocare opportunamente il materiale rimosso;
- del rapporto costi/benefici.

Per maggiori dettagli sulle tecniche di rimozione dei sedimenti accumulati sul fondo del serbatoio si rimanda il lettore al precedente capitolo 4.

16.5.3 Definizione dei tempi di esecuzione

E' opportuno che il progetto di gestione preveda, almeno orientativamente, i tempi per il ripristino della capacità utile, ciò ancorché non siano previsti nel breve e medio periodo interventi; è infatti comunque sempre possibile modificare le previsioni.

Si suggerisce di individuare l'arco temporale nel quale collocare gli interventi (ad es.: gli ultimi 10 anni prima della scadenza della concessione) e di attribuire parte del volume da rimuovere ad ognuna delle metodologie previste, indicando per ciascuna la frequenza (ad es.: il 50 % del materiale sedimentato sarà rimosso con fluitazioni in coda ad eventi di piena da attuare in media ogni 3 anni, il 20 % con spurghi ed asportazione meccanica a lago vuoto previsti ogni 5 anni, ed il restante 30 % per asportazione meccanica a lago pieno che sarà attuata negli ultimi tre anni di validità della concessione).

17. RILIEVI E INDAGINI IN SITO PER IL CONTROLLO DELLE OPERAZIONI DI SFANGAMENTO/DISINTERRO

Per valutare gli effetti idrobiologici delle operazioni di svaso e di fluitazione e per controllare l'esecuzione delle manovre stesse, dovranno essere effettuate specifiche attività di monitoraggio lungo il fiume ricettore a valle dello sbarramento prima, durante e dopo gli interventi di gestione idraulica programmati (si veda al riguardo la case history al paragrafo 22.5 riguardante le manovre di fluitazione condotte sul serbatoio di Valgrosina).

Le indagini “prima dei rilasci” hanno l'obiettivo di fornire dati sulla situazione iniziale degli indicatori ecologici considerati, in condizioni di normale esercizio del bacino.

I controlli previsti per la fase “dopo i rilasci” sono invece indirizzati alla verifica degli effetti potenziali delle operazioni idrauliche sugli indicatori presi in considerazione e al riscontro del loro recupero nel medio termine spazio-temporale.

Il piano di monitoraggio classico deve prevedere lo svolgimento delle seguenti indagini:

- monitoraggio della qualità dell'acqua a valle dello sbarramento durante i rilasci, con il monitoraggio di solidi sospesi, ossigeno disciolto, temperatura, pH, conducibilità;
- controllo dei macroinvertebrati bentonici a valle della diga, tramite la determinazione dell'Indice Biotico Esteso (I.B.E.) (effettuato prima e dopo i rilasci);
- indagine ittiologica quantitativa nel fiume ricettore a valle della diga (effettuata prima e dopo i rilasci).

Per il controllo della qualità delle acque devono essere utilizzate sonde fisse immerse in acqua, che registrano in continuo i dati, e l'utilizzo periodico di coni Imhoff, al fine di controllare l'output della sonda. La stazione di monitoraggio, quando possibile, deve essere ubicata a breve distanza dallo sbarramento (circa 500-1000 m) in modo da valutare direttamente le condizioni dello scarico e poter quindi intervenire prontamente in caso di superamento dei limiti. Il monitoraggio dovrà essere avviato circa un'ora prima dell'inizio delle operazioni, per registrare le condizioni di partenza, e terminare quando risultano ripristinate le caratteristiche chimico-fisiche del corso d'acqua.

L'indagine ittiologica e l'applicazione dell'indice I.B.E. vengono effettuati prima dell'inizio delle attività, a breve distanza temporale dall'evento e dopo un congruo periodo di tempo perché le comunità biologiche si siano ricostituite. Indicativamente si può prevedere:

- una campagna prima dell'avvio dei rilasci, per documentare le condizioni iniziali delle comunità biologiche;
- una campagna da 3 a 4 settimane dopo i rilasci, per individuare l'impatto a breve delle operazioni idrauliche;
- una campagna 4-6 mesi dopo i rilasci, per valutare il ripristino delle condizioni iniziali.

18. AZIONI E PROCEDURE PER LA MITIGAZIONE DEGLI EVENTUALI IMPATTI SUL CORPO IDRICO RICETTORE A VALLE

Per ridurre i potenziali effetti legati alle operazioni di svaso o fluitazione da un bacino artificiale, è possibile ricorrere a diverse strategie di mitigazione e prevenzione degli impatti.

Di seguito si riportano alcune azioni di carattere generale:

- 1. Apertura graduale degli scarichi, per evitare bruschi aumenti di portata nel corpo idrico ricettore che possono provocare un allontanamento della fauna ittica verso valle.**
- 2. Chiusura degli scarichi di fondo, in caso del superamento dei limiti di concentrazione di solidi sospesi o di ossigeno disciolto fissati nel progetto di gestione.**
- 3. Diluizione dell'acqua torbida in uscita dal bacino tramite rilascio di acqua pulita dagli scarichi più superficiali o tramite l'utilizzo di sistemi di bypass direttamente allacciati al corso d'acqua a monte del bacino.**
- 4. Ripristino delle condizioni precedenti lo svaso o la fluitazione tramite "cacciate di acqua pulita" direttamente attraverso gli organi di scarico superficiali, come forma di lavaggio dell'alveo, per un congruo periodo dal termine delle attività.**
- 5. Programmazione delle operazioni al di fuori del periodo riproduttivo della fauna ittica, per non danneggiare le fasi critiche della riproduzione.**
- 6. Realizzazione di strutture di recupero della fauna ittica a valle dello sbarramento.**
- 7. Ripopolamento ittico del bacino e del corso d'acqua di valle.**
- 8. Programmazione degli interventi al di fuori del periodo di magra, in modo che la portata del corpo idrico ricettore sia compatibile con il mantenimento dell'ecosistema fluviale.**
- 9. Evitare la concomitanza di svassi o fluitazioni nello stesso bacino idrografico.**
- 10. Comunicazione agli altri utenti a valle dell'inizio e della fine delle operazioni.**
- 11. Realizzazione di un sistema di pre-ritenuta a monte del bacino, allo scopo di intercettare una parte dei sedimenti in ingresso.**

Alcune delle soluzioni proposte presentano però delle difficoltà nella loro applicazione. Ad esempio, talvolta non è possibile evitare svassi o fluitazioni durante i periodi di riproduzione della fauna ittica, soprattutto nei corsi d'acqua a vocazione salmonicola, dove il periodo riproduttivo

(novembre-febbraio) coincide con il periodo delle morbide, cioè quello favorevole per lo svolgimento delle attività.

Inoltre, in certi corsi d'acqua, che scorrono in valli profondamente incise, non è possibile prevedere sistemi di ritenuta dei sedimenti a monte o realizzare strutture di recupero della fauna ittica a valle dello sbarramento.

Ancora, durante le fasi terminali di un'operazione di fluitazione, momento in cui l'erosione dei sedimenti può essere significativa, il bacino risulta quasi svuotato, rendendo impossibile diluire la torbida tramite l'esercizio degli organi di manovra superficiali. In questo caso, solo la presenza di un bypass direttamente allacciato a monte dell'invaso garantirebbe la possibilità di diluizione. Tuttavia, tali sistemi non possono essere realizzati presso tutti gli invasi, sia per problemi logistici e di accessibilità, sia perché in alcune circostanze i costi non sarebbero economicamente sostenibili, se paragonati ai benefici indotti.

Per ogni caso andranno valutate le migliori strategie attuabili per la mitigazione degli impatti, in base alle caratteristiche sito-specifiche dell'area e dell'impianto.

19. LA DIFESA ATTIVA DEI SERBATOI DALL'INTERRIMENTO

Le azioni attive di difesa dei serbatoi sono di tipo preventivo in quanto con esse si cerca di evitare o ridurre quanto più possibile che il fenomeno della sedimentazione nell'invaso si verifichi, contrariamente alle misure di tipo passivo dove si lascia che il fenomeno della sedimentazione avvenga e che da esso ne scaturisca come conseguenza un danno economico dovuto alla perdita di disponibilità di risorsa idrica superficiale causata dall'interrimento. Poiché il danno da interrimento è di tipo "riparabile" allora con le misure di tipo passivo si procede alla rimozione dei sedimenti accumulati nel serbatoio recuperando in tal modo capacità utile ma pagando il caro prezzo dei costi che ovviamente bisogna sobbarcarsi per attuare tali misure.

I metodi di difesa attiva dall'interrimento si possono raggruppare in due categorie:

1. Metodi per la riduzione dei sedimenti in ingresso all'invaso;
2. Metodi per la prevenzione della sedimentazione all'interno del serbatoio.

Di seguito si forniscono alcune indicazioni sulle tecniche operative e sulle annesse problematiche riguardanti le due categorie poco anzi citate.

19.1 Metodi per la riduzione dei sedimenti in ingresso all'invaso

19.1.1 Riduzione della produzione di sedimenti nel bacino imbrifero a monte dello sbarramento

I metodi per la riduzione delle concentrazioni di trasporto solido nel fiume principale e nei suoi immissari in modo da ottenere tassi medi annui di interrimento molto bassi nel serbatoio ($TI\% < 0,5\%$), si possono raggruppare a loro volta in due sottocategorie *misure estensive* e *misure intensive*.

Con questo tipo di azioni si cerca di raggiungere l'obiettivo di una significativa riduzione dell'apporto solido del fiume (tanto la concentrazione dei solidi sospesi quanto il trasporto solido di fondo) mediante la realizzazione di interventi di sistemazione e di stabilizzazione nel bacino imbrifero a monte dell'invaso (piantumazioni, ecc) e nella rete di drenaggio (briglie e soglie di stabilizzazione della pendenza longitudinale dei torrenti di diverso ordine del reticolo idrografico). In sostanza con questa tipologia di misure attive si tende ad evitare o meglio ridurre a valori quanto più accettabili le portate solide in ingresso al serbatoio.

Occorre prima di tutto distinguere i processi di erosione che si verificano nel bacino imbrifero a monte del serbatoio, che è possibile distinguerli in:

- *erosione superficiale*, interessa principalmente le aree coltivate o prive di copertura vegetale permanente;
- *erosione di volume o di massa*, interessa principalmente frane e colate detritiche in bacini naturali anche coperti da folta vegetazione.

Gli interventi di tipo estensivo si applicano essenzialmente nel primo caso e permettono di ottenere notevoli benefici, essi consistono essenzialmente in azioni di rivestimento e miglioramento della copertura vegetale dei suoli degradati delle pendici del bacino a monte dell'invaso. Gli interventi sono solitamente di tipo forestale con l'impianto di colture boschive ed agrario con la messa a dimora di bassa vegetazione a cespuglio. Il manto vegetale così costituito protegge il suolo sottostante dall'azione diretta degli agenti atmosferici mitigando gli effetti dannosi derivanti dall'impatto della pioggia sul suolo e dal ruscellamento superficiale. Ovviamente per ragioni di carattere essenzialmente economico questo tipo di interventi si presta nel caso di bacini idrografici di dimensioni medio piccola (100-200 Km²).

Nel secondo caso si ottengono benefici adottando solitamente interventi intensivi che sono localizzati nella rete idrografica e consistono nella realizzazione di opere idrauliche in alveo, di tipo trasversale quali le briglie di ritenuta e terrazzamenti di vario tipo, oppure longitudinali di difese spondali quali gabbionate, muri di sponda e negli anni più recenti opere realizzate con tecniche di ingegneria naturalistica con utilizzo prevalente di legname e pietrame.

Le briglie sono opere di tipo strutturale, che possono essere distinte in opere di "consolidamento" (briglie chiuse) e di "trattenuta" (briglie aperte). Le briglie di consolidamento hanno lo scopo di ridurre la tendenza all'erosione dei corsi fluviali modificando la pendenza del thalweg, e di ottenere in tal modo la stabilizzazione degli alvei, delle sponde e delle strutture connesse (strade, ponti, argini). Con tali strutture si opera un bilanciamento tra capacità di trasporto della corrente ed alimentazione solida, raggiungendo una situazione di equilibrio in tempi molto più rapidi rispetto a quelli impiegati naturalmente dai corsi d'acqua. Le briglie di trattenuta hanno la funzione di modulare il trasporto solido durante eventi di piena particolarmente intensi, riducendo la portata solida mediante l'arresto "discriminato" del materiale di dimensioni maggiori (per questo motivo vengono dette "briglie

selettive”), compresi materiali ingombranti di varia natura (ceppaie ed interi alberi), lasciando invece passare quelli più fini.

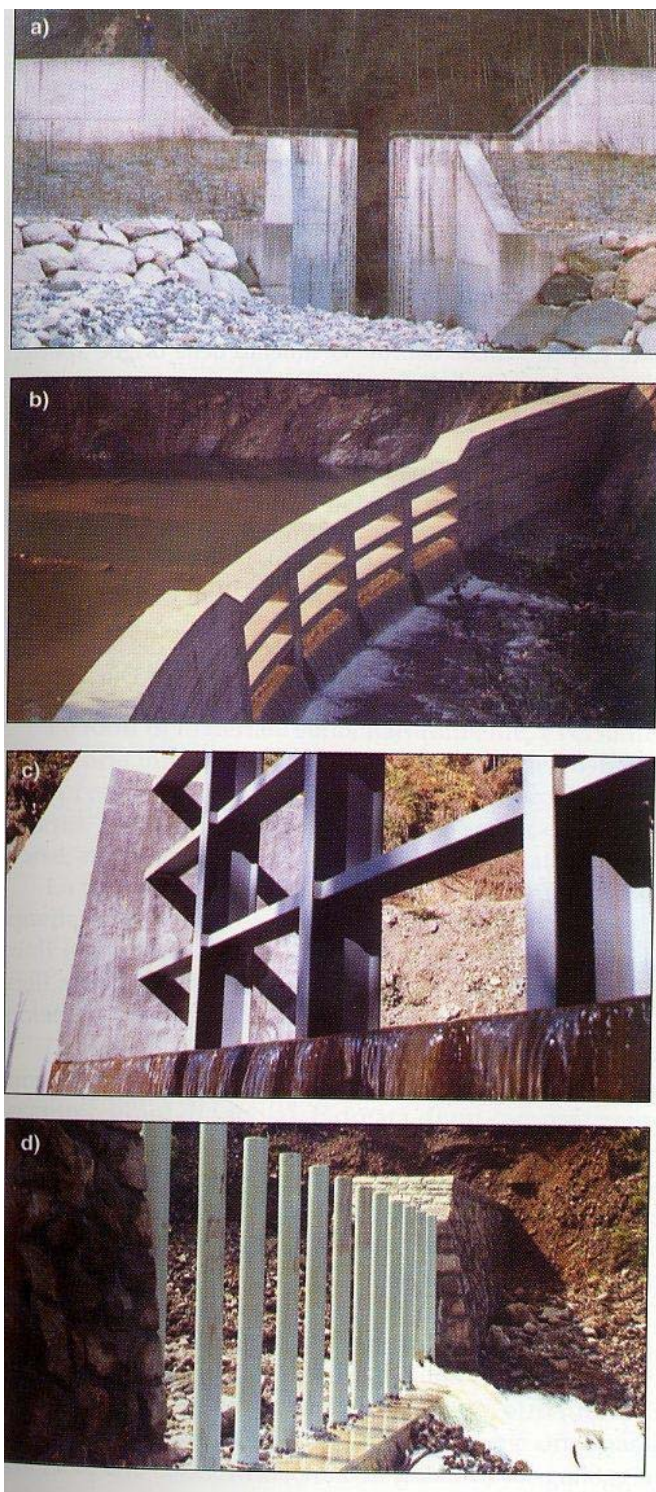


Figura 19.1 - Diverse tipologie di briglie selettive: a) briglia a fessura; b) briglia a finestra; c) briglia a reticolato; d) briglia a pettine (da [11] monografie)

Anche se si ottengono buoni risultati tramite queste metodologie, non si devono sopravvalutare i benefici che esse sono in grado di fornire alla sedimentazione: infatti, l'efficacia di tali opere dipende da numerosi fattori, come la tipologia del tronco fluviale e le caratteristiche morfologiche dei versanti del bacino. Inoltre, gli effetti si evidenziano solo dopo circa 10 anni dalla realizzazione degli interventi estensivi ed intensivi. (Albergo et al., 2006).

19.1.2 Intercettazione del trasporto solido verso il serbatoio.

Questa tecnica consiste nella realizzazione di *piccoli invasi* o *trincee di ritenuta*, che si riempiono progressivamente di sedimenti. Questi ultimi devono essere periodicamente raccolti e collocati altrove con mezzi meccanici. Questa tecnica è vantaggiosa rispetto alla rimozione diretta dal serbatoio in quanto rende più facili ed economici l'accesso dei mezzi, le operazioni di raccolta e il successivo allontanamento del materiale, scegliendo in maniera opportuna la località ove collocare il bacino e la trincea.

Un ulteriore sistema consiste nell'effettuare un'opportuna gestione delle portate in ingresso a monte dell'invaso, evitando che quelle con maggiore torbidità transitino e si immettano nel serbatoio, venendo intercettate, deviate e restituite a valle attraverso idonee opere di diversivo o di *gallerie di by-pass*, con le quali è possibile dirottare a valle della diga gran parte del materiale solido convogliato dal corso d'acqua durante le piene. Lo svantaggio di quest'ultima soluzione è rappresentato dalla necessità di utilizzare una significativa quantità di acqua, che non potrà, quindi, essere invasata nel serbatoio; inoltre tale soluzione può ragionevolmente essere adottata solo nei casi in cui le portate di piena siano non rilevanti o comunque compatibili con la possibilità di realizzare le opere di by-pass.

19.2 Metodi per prevenire il fenomeno della sedimentazione all'interno del serbatoio

19.2.1 Trasporto ed evacuazione in corrente fluida (sluicing).

Durante i periodi di piena il carico di sedimenti in afflusso è generalmente grande, soprattutto nelle zone aride e semiaride; in particolare, la prima fase della piena è la più ricca di sedimenti, mentre la "coda" di essa è caratterizzata da acqua relativamente più pulita.

Durante la piena è necessario fare in modo di mantenere basso il livello nel serbatoio agendo sugli scarichi di fondo; di conseguenza, le velocità del flusso della corrente idrica all'interno del serbatoio si mantengono

sufficientemente elevate e tali da mantenere in sospensione le particelle. In tal modo, flussi molto concentrati possono essere rilasciati dagli scarichi di fondo durante le stagioni di piena, mentre acque più limpide possono essere raccolte nei restanti periodi. In altre parole, si opera secondo l'espressivo modo di dire cinese: "scaricare il torbido e invasare il pulito" (G. Di Silvio, 1996) [39], [40]. Questa tecnica operativa richiede che gli scarichi di fondo siano di dimensioni tali da permettere un'adeguata capacità di scarico dell'acqua. Questa tecnica è stata applicata in alcuni casi con successo per il controllo e la minimizzazione della sedimentazione nei serbatoi artificiali e per preservare la loro capacità di immagazzinamento a lungo termine, tuttavia l'efficacia di tale procedura è legata alle dimensioni ed alla collocazione degli scarichi di fondo, alla forma dell'invaso, nonché alla conoscenza del regime idrologico del corso d'acqua sul quale insiste lo sbarramento.

Vantaggi:

- lo sluicing riduce considerevolmente la deposizione di sedimenti;
- lo sluicing può essere effettuato utilizzando organi di scarico posizionati a livelli più alti rispetto al fondo del bacino, come gli scarichi intermedi.
- la deposizione di sedimenti fini può essere ridotta fino a 2/3 per bacini con rapporto di immagazzinamento η di 0,3 – 0,7 dove η è definito dal rapporto della seguente espressione:

$$\eta = \frac{V_{invaso}}{\int_0^{365} q(t) \cdot dt}$$

Con:

V_{invaso} = Volume di invaso del serbatoio (può considerarsi costante nell'arco temporale di qualche anno, ma in generale su periodi temporali che superano la decina di anni è da considerare variabile a causa dell'interrimento)

$q(t)$ = portata giornaliera entrante nel serbatoio nell'anno considerato (variabile da un anno all'altro)

Svantaggi:

- possibilità di sedimentazione a valle degli scarichi;
- è indispensabile la disponibilità di una quantità elevata d'acqua in ingresso al bacino.

19.2.2 Scarico di correnti di densità (venting).

Le acque di piena contenenti un elevato carico di sedimenti sono più dense di quelle limpide e quando entrano in un bacino tendono ad immergersi sotto la superficie e a viaggiare verso valle in prossimità del fondo del lago, raggiungendo infine il fronte della diga (vedi figura 19.2). I sedimenti trasportati da tali correnti di densità possono essere scaricati dal bacino aprendo gli scarichi di fondo.

L'efficienza dello scarico delle correnti di densità dipende da diversi fattori, quali:

- altezza dal fondo e capacità degli scarichi;
- □ quantità d'acqua scaricata e livelli d'acqua nel serbatoio durante le operazioni di scarico;
- tempi di apertura e chiusura degli scarichi di fondo.

Le operazioni di apertura possono essere ottimizzate installando un tubo di campionamento presso il fronte diga che permette il monitoraggio della concentrazione di sedimenti nell'acqua. Le condizioni più favorevoli all'adozione delle tecniche dello scarico di correnti di densità si ottengono in presenza di:

- bacini corti e stretti, con pendenza elevata;
- flussi in ingresso consistenti;
- picchi di elevata portata della piena in ingresso;
- elevata concentrazione delle particelle di limo ed argilla;
- scarichi di fondo posizionati ad una bassa elevazione rispetto al fondo del serbatoio;
- scarichi di fondo del serbatoio in grado di evacuare una grossa portata;
- elevati livelli d'acqua nel serbatoio durante i periodi di scarico.

Il comportamento della corrente di densità in serbatoi reali può non essere descrivibile con precisione; inoltre, non è possibile predire con sicurezza il comportamento delle correnti di densità prima che il serbatoio venga costruito. Per di più, con l'entrata in esercizio dell'invaso, una volta che i sedimenti iniziano ad accumularsi, la pendenza del fondo tende a decrescere, provocando una riduzione della velocità

e della capacità di trasporto dei sedimenti da parte delle correnti di densità, che possono anche dissiparsi prima di raggiungere il fronte della diga.

A differenza dello sluicing, affinché il venting sia efficace è necessario che il livello idrico nel serbatoio sia abbastanza elevato. Ciò comporta un minore spreco della risorsa idrica e la possibilità di applicare questa procedura anche ai grandi invasi. Per contro, però, non è detto che la corrente di densità si formi e che abbia l'energia per giungere fino allo scarico di fondo.

Vantaggi:

- il venting può ridurre la deposizione di sedimenti nei bacini dal 20 all'80%.

Svantaggi:

- difficoltà di gestione operativa;
- è indispensabile la disponibilità di una quantità elevata d'acqua nel bacino.

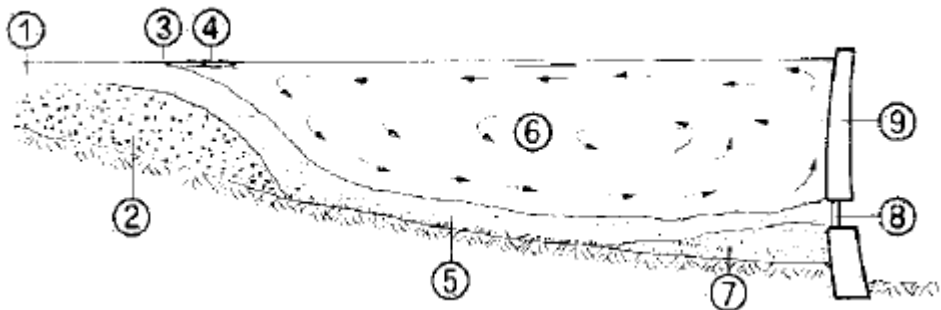


Figura 19.2 - (1) portata in ingresso, (2) delta, (3) punto di immersione della corrente di densità, (4) detriti galleggianti, (5) corrente di densità, (6) acqua pulita, (7) deposito di sedimenti, (8) scarico di fondo, (9) diga

Per coloro i quali sono interessati a maggiori approfondimenti sugli aspetti riguardanti la modellazione fluidodinamica delle correnti di densità e delle tecniche di soluzione numerica delle relative equazioni differenziali alle derivate parziali, nella Appendice I, è riportata la sintesi di uno studio effettuato dal Prof Francesco Gallerano e dall'Ing Giovanni Cannata del Dipartimento di Idraulica Trasporti e Strade dell'Università di Roma "La Sapienza" dal titolo: **“Simulazione numerica delle correnti di densità all'interno degli invasi artificiali”**

20. CONCLUSIONI

Sulla base di un campione esaminato pari ad oltre la metà dei grandi serbatoi italiani è stata stimata la perdita complessiva di invaso di tutti i serbatoi che, come si è visto, ammonta a circa 4.000 Mm³ (4 miliardi di m³) pari a circa il 30% del volume totale originario.

Come si è visto la perdita di volume si traduce in una perdita di produzione annua che è stata stimata dell'ordine di 300 M€. Per quanto riguarda l'ambito irriguo la perdita di invaso corrisponde ad una riduzione di 500.000 ettari di aree irrigabili.

E' innanzi tutto da rilevare che l'interrimento oggi esistente è certamente superiore a quello che si sarebbe verificato qualora la gestione degli impianti fosse sempre stata attenta al problema ed aggiornata alle conoscenze tecnico ambientali in materia; ciò non è stato principalmente a causa severità delle leggi italiane che per molti decenni hanno di fatto impedito ai gestori di asportare i sedimenti per recuperare capacità di accumulo.

Da circa un decennio, la mutata sensibilità del legislatore, anche per l'obbligo di rispettare gli indirizzi comunitari, ha dato luogo alla promulgazione di nuove leggi capaci di superare la situazione di completa inattività nel campo della gestione dei sedimenti determinata dalla precedente normativa (legge Merli).

Si deve però evidenziare che a tale positivo avvio di iniziative stenta ancora a seguire un'adeguata attività operativa.

Si ritiene che ad una decisa spinta al riavvio delle attività possa contribuire in maniera determinante la emanazione di precise normative tecniche di riferimento, capaci di indirizzare la progettazione ed esecuzione delle operazioni di gestione dei sedimenti nonché il monitoraggio ambientale delle stesse.

E' auspicabile anche che tali normative contengano criteri e indirizzi il più possibile uniformi per tutte le Regioni italiane, limitando le differenze ad effettive e significative esigenze locali.

Tali normative dovranno fornire un valido supporto di copertura agli uffici territoriali che sono chiamati ad autorizzare ed a verificare sul campo le operazioni di gestione dei sedimenti ed è auspicabile che i funzionari di tali uffici possano ricevere uno specifico addestramento in materia, al fine di consentire loro una gestione non solo burocratica delle autorizzazioni.

Sintetizzando i suggerimenti che a tale proposito le presenti Linee Guida evidenziano, si deve innanzi tutto ricordare che, in base al censimento effettuato, circa la metà dei serbatoi italiani è privo di un interrimento significativo; per essi appare inutilmente penalizzante l'integrale adozione di norme che si riferiscono ad invasi con interrimento e deve quindi essere prevista una applicazione delle norme commisurata al loro stato reale.

Mentre per i serbatoi affetti da interrimento è auspicabile un'applicazione graduata delle norme che deve essere commisurata sia alla gravità del processo di interrimento sia alla qualità dei sedimenti presenti.

Infine si ritiene ragionevole graduare l'applicazione delle norme anche all'entità dei singoli interventi di gestione dei sedimenti progettati ed al contesto ambientale di riferimento favorendo l'adozione di opportune semplificazioni per gli interventi meno impegnativi dal punto di vista tecnico ed ambientale e per quelle operazioni che presentano comunque impatti meno rilevanti.

La necessità di una flessibile applicazione, adeguata alle specifiche esigenze, è da auspicare per quanto riguarda la totale rimozione del sedimento accumulato, entro la scadenza della concessione; prescrizione questa che può essere di maggior impatto ambientale di altre soluzioni meno radicali. Anche dal punto di vista economico la totale rimozione dei sedimenti può comportare oneri non comparabili con le dimensioni del business correlato all'uso dell'acqua e quindi determinare in ultima analisi la perdita di parte del parco idrico italiano.

Fra tutte le possibilità di gestione dei sedimenti dovrebbero essere sempre preferite quelle soluzioni che prevedono il rilascio dei sedimenti in alveo, anche al fine di favorire il riequilibrio delle dinamiche fluviali e costiere a valle del serbatoio. Al contrario la collocazione a discarica di sedimenti rimossi dal serbatoio dovrebbe rappresentare l'ultima possibilità da adottare solo quando nessuna altra fosse percorribile.

Occorre anche ricordare che le operazioni di rilascio in alveo dei sedimenti devono poter essere effettuate senza timore adottando valori di torbidità che a livello medio risultino almeno analoghe a quelle che si verificano durante rilevanti eventi di piena e tenendo conto dello stato reale di degrado dell'alveo a valle nell'arco dell'anno.

Infine il reimpiego del sedimento rimosso come materiale da costruzione o come materia prima nell'industria, ove possibile, dovrebbe trovare sostegno in appositi provvedimenti legislativi incentivanti.

E' stato anche evidenziato come l'approccio al problema, in particolare per la caratterizzazione dei siti, non può essere analogo a quello adottato per i siti industriali inquinati, ove possono essere presenti puntuali fonti inquinanti che determinano una ampia variabilità delle caratteristiche dei terreni anche in aree modeste; nei serbatoi idrici la naturalità dei processi che governano il trasporto solido e la sedimentazione garantisce una buona uniformità e/o una graduale variabilità delle caratteristiche dei sedimenti all'interno dell'invaso.

Infine si ritiene indispensabile distinguere tra studi e indagini strettamente necessari per supportare i progetti di gestione, dagli studi di maggiore ampiezza mirati ad una più ampia conoscenza ambientale; i primi rientrano certamente nei compiti del gestore mentre i secondi riguardano attività e responsabilità di enti pubblici territoriali cui sono demandate le specifiche competenze anche in termini di pianificazione.

In ogni caso, oggi il gestore di un serbatoio si trova solo ad affrontare tecnicamente ed economicamente i problemi determinati dall'interrimento del serbatoio e dal suo eventuale carico inquinante. E' noto l'effetto di concentrazione ed accumulo dei sedimenti che si verifica nei serbatoi artificiali e, nei pochi casi in cui ne ricorrono le condizioni, della eventuale presenza di sostanze inquinanti, le quali a loro volta, una volta entrate nel serbatoio tendono anch'esse a subire fenomeni di accumulo ed aumento della concentrazione. In considerazione di tali evidenze, si ritiene indispensabile che nell'ambito delle valutazioni specifiche delle situazioni in atto e degli interventi che ne conseguono, siano coinvolti i soggetti responsabili della immissione in alveo di prodotti e sostanze inquinanti, al fine di contribuire alla soluzione dei problemi in misura proporzionale; (Direttiva CE/2000/60 che sancisce il principio "chi inquina paga")

Giova, altresì, fare rilevare che la presenza dei serbatoi artificiali genera condizioni favorevoli per un uso del suolo diverso da quello agricolo. Insediamenti urbani, industriali ed infrastrutturali sono sorti assai spesso dopo la costruzione dei serbatoi beneficiando delle condizioni di protezione idraulica che questi hanno prodotto. A fronte di un incremento del valore dei territori a valle oggetto di tali trasformazioni, i gestori dei serbatoi sono onerati da costosi interventi manutentori e/o di adeguamento senza alcuna partecipazione dei beneficiari occulti (hidden beneficiaries).

Appare auspicabile, pertanto, una equa distribuzione dei costi, anche in termini di sfangamento, da parte di questi ultimi soggetti, pubblici o privati che siano.

Infine, in estrema sintesi, si rileva che in Italia il problema della gestione dei sedimenti è stato certamente penalizzato dalle leggi vigenti o dalla loro applicabilità. L'obbligo di conformarsi alle regole comunitarie ha fornito al Legislatore l'occasione di emanare nuove leggi capaci di superare l'inadeguatezza di quelle precedenti, leggi che però ancora stentano ad essere applicate con sistematicità. Appare ineludibile un deciso riavvio delle attività di gestione dei sedimenti al fine di perseguire al meglio la salvaguardia di opere, le dighe ed i relativi serbatoi, necessarie per la gestione dell'acqua, un bene destinato a diventare sempre più prezioso.

21. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1]. ACHILLI M., COGLIATI N., GAROFALO E., ZAFFIGNANI P., “Definizione di metodologie e indicatori per la valutazione della pericolosità dei sedimenti dei bacini idroelettrici”. Rapporto Ricerca di Sistema CESI, Progetto IDRO, 2005.
- [2]. AGI (1985) – Schema geologico dell'Italia – in “Geotechnical Engineering in Italy”, ISSMFE Golden Jubilee, Roma.
- [3]. ALBERGO G., DE VINCENZO A., MOLINO B., VIPARELLI R., “L'influenza dell'erosione superficiale e di massa sull'interrimento degli invasi”. XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma 11-16 settembre 2006.
- [4]. ANSLEMI B., L. BLASI, F. CAUTILLI, C. CROVATO, S. GRAUSO, “La sedimentazione nell'invaso artificiale del Pertusillo (fiume Agri, Basilicata)”, *Geologia Tecnica e Ambientale*, 4, (1996), pp. 19-34.
- [5]. BALSAMO E. (1955) – Le sistemazioni idraulico forestali e idraulico agrarie a difesa dei serbatoi in Sicilia – VIII Congresso Nazionale Ingegneri Italiani , Milano, 29 ottobre – 4 novembre.
- [6]. BALSAMO E. (1958) – La sistemazione del bacino imbrifero afferente al serbatoio di Pozzillo, in Sicilia, attuata dall'ERAS. - XI Congresso Nazionale Ingegneri Italiani su “La Montagna”, Milano, 3-5 novembre.
- [7]. BARBAGALLO S. - CIRELLI G.L. - CONSOLI S., “La gestione dei sedimenti in alcuni grandi serbatoi siciliani - Il processo di interrimento degli invasi; genesi, effetti ed interventi per la

- tutela dell'ambiente”, *Edit. Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata*, 2004, pag. 117-126;
- [8]. BAIOTTO F., BAZZOFFI P., JACOMINI C., MUNAFÒ M., NAPOLI R., PIVA F., PUGLIESE A., VITTORI E. (2003) -GIS integration of PISA model for assessing net soil erosion trends and off-farm risk from existing databases. Agricultural impacts on soil erosion and soil biodiversity: developing indicators for policy analysis Proc. OECD expert meeting Rome 25-28 March, 2003, pp. 272-282.
- [9]. BAZZOFFI PAOLO, ABBATTISTA FRANCESCO, VANINO SILVIA, NAPOLI ROSARIO, FAIS ANDREA, NINO PASQUALE; Loss of water storage capacity of reservoirs in Southern Italy: economic implications of sedimentation – 2005
- [10]. BAZZOFFI P., VAN ROMPAEY A. (2003) - Pisa model to assess off-farm sediment flow indicator at watershed scale in Italy. Agricultural impacts on soil erosion and soil biodiversity: developing indicators for policy analysis Proc. OECD expert meeting Rome 25-28 March, 2003, pp. 263-272.
- [11]. BENFRATELLO G. (1971) - Sicilia arida e alluvionata - Rotary Club Roma Sud, IV, Ist. di Idraulica, Palermo, 84.
- [12]. BERTI P. (1963) – L’apporto solido nel serbatoio di Gela – VIII Congresso d’Idraulica, Pisa, aprile.
- [13]. BIANCHINI A. (1999) – Rimozione dei materiali sedimentati dagli invasi artificiali – ERGA S.p.A. Gruppo ENEL – internet.
- [14]. BONARDI G., F. AMORE, G. CIAMPO, P. DE CAPOA, P. MICCONNET, V. PERRORE, “Il Complesso Liguride Auct.: stato delle conoscenze e problemi aperti sulla sua evoluzione pre-appenninica ed i suoi rapporti con l’arco calabro”, *Mem. Soc. Geol. It.*, 43. (1988).
- [15]. BORLAND W.M, “Reservoir Sedimentation”, *River Mechanics*, H.W. Shen, Ed., Water Resources Publications, (1971) ch. 29, pp 1-38.
- [16]. BRAVO GUILLEN G. (2002) – a cura di, “Sedimentacion en embalses”- Sociedad Española de Presas y Embalses, Madrid.
- [17]. CANNAROZZO M., FERRO V. (1985) – Un semplice modello regionale per la valutazione del trasporto solido in sospensione nei corsi d’acqua siciliani – Istituto di Idraulica dell’Università di Palermo, Pubblicazione n° 195.
- [18]. CANNAROZZO M., FERRO V. (1987) – Sull’interrimento dei serbatoi artificiali – Accademia Nazionale di Scienza, Lettere ed Arti di Palermo, seduta del 26 marzo.

- [19]. CANNAROZZO M., FERRO V. (1988a) – Il problema dell'interrimento dei serbatoi artificiali; un diverso approccio di risoluzione alla luce dei precedenti studi – *Idrotecnica* n. 5, settembre – ottobre (Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo, Pubblicazione n° 230).
- [20]. CANNAROZZO M., FERRO V. (1988b) – Confronto tra alcuni modelli per la previsione dei volumi di interrimento dei serbatoi artificiali siciliani – *Atti dell'Accademia Nazionale di Scienza, Lettere ed Arti di Palermo* (Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo, Pubblicazione n° 237).
- [21]. CAPOZZA F. (1963) – Influenza del fattore geomorfologico e litologico sul trasporto solido del Fiume Agri a monte della diga del Pertusillo. *Rass. Lav. Pubbl.*, 12, dic. 1963, pp. 24.
- [22]. CASCIELLO C., P. DE VITA, D. STANZIONE, A. VALLARIO, “Idrogeologia e idrogeochimica del Monte della Stella (Cilento - Campania meridionale)”, *Quaderni di Geologia Applicata Pitagora*, (1995), vol.2, pp. 327-334.
- [23]. CASSARA' M., CATALANO A., CURTO G., DI FERRO D., GAMBINO C., GIUNTA S., JAPPELLI R., LORIA M., MAURO M., MELISENDA GIAMBERTONI I., PASCUCCI V., PIAZZA F. (2006), “Holistic approach to dam safeguard and reservoir operation in Sicily”, *ICOLD XXII Congr. and Symp. « Dams in the societies of the XXI century »*, Barcelona, Balkema, June.
- [24]. CELICO P., “Idrogeologia dei massicci carbonatici, delle piane quaternarie e delle aree vulcaniche dell'Italia centro-meridionale (Marche e Lazio meridionali, Abruzzo, Molise e Campania)”. *Quaderni Casmez*, (1983), 4/2, Roma.
- [25]. CELICO P., “Schema idrogeologico dell'Appennino carbonatico centro-meridionale” *Mem. e Note Ist. Geol. Appl.*, (1978), 14, Napoli.
- [26]. CELICO P., P. DE VITA, A. ALOIA, “Caratterizzazione idrogeologica della Formazione di Monte Sacro (Cilento - Campania meridionale)”, *Geologia Applicata e Idrogeologia*, (1993), vol. XXVIII, pp. 243-252.
- [27]. CICCACCI S., P., FREDI, E. LUPIA PALMIERI, F. PUGLIESE, “Contributo dell'analisi geomorfica quantitativa alla valutazione dell'entità dell'erosione nei bacini fluviali”. *Boll. Soc. Geol. It.*, (1980), 99, pp. 455-516.
- [28]. COPERTINO V.A.; MOLINO B. Università degli Studi della Basilicata. Dipartimento di Ingegneria e fisica dell'ambiente – “Il controllo del processo di sedimentazione e della qualità delle acque negli invasi artificiali”, workshop, Potenza 27 gennaio 1995 - Associazione Idrotecnica Italiana.

- [29]. D'ARGENIO B., "L'Appennino campano-lucano. Vecchi e nuovi modelli geologici tra gli anni sessanta e gli inizi degli anni ottanta", 74° Congr. Naz. Soc. Geol. It. Relazioni, (1988), pp. 1-13.
- [30]. D'ARGENIO B., T. PESCATORE, P. SCANDONE, "Schema geologico dell'Appennino meridionale - (Campania e Lucania)", Atti del Conv. "Moderne vedute sulla geologia dell'Appennino", Acc. Naz. Lincei, (1973), Quaderno N. 183.
- [31]. DE SANCTIS E., ITALIANO A. (1997) – Sedimentation phenomena and evacuation methodologies for the Sabetta reservoir on the Bussento River in the Campania Appennine chain (Southern Italy) - Proceedings XIX° Congress ICOLD, Firenze.
- [32]. DE VITA P., "Caratterizzazione idrogeologica e geomorfologico applicativa del "Flysch del Cilento". Tesi di dottorato in Geologia del Sedimentario VII Ciclo, (1996), Università di Napoli e Palermo.
- [33]. DE VITA P., LA BARBERA G. (2006) – Studi per il progetto di gestione dell'invaso di Piano della Rocca sul fiume Alento (Campania meridionale): qualità delle acque e stima dell'interrimento. Atti del XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche - IDRA 2006, pp. 1-16.
- [34]. DELLA TORRE A., TAMBURINI A., ENEL Hydro. "I metodi di pulizia dei serbatoi in Italia e all'estero alla luce delle normative vigenti". Rapporto Ricerca di Sistema CESI, Progetto PERFORMA, 2000.
- [35]. DELLO VICARIO E. PETACCIA A., SAVANELLA V., "Caratteri descrittivi delle grandi dighe italiane", *L'Acqua*, N. 5/1999, pag. 25-36;
- [36]. DI BERARDINO P., JAPPELLI R., PERCOPO E. (1997) – Replacing a dry masonry dam without service interruption – XIX Congresso ICOLD, Q75, R43, Firenze.
- [37]. DI PIAZZA G. V., DI STEFANO C., FERRO V., SANTORO M. (2004) – Risposta erosiva di un bacino percorso da incendio in ambiente mediterraneo – *L'Acqua*, 6.
- [38]. DI STEFANO C., FERRO V., GERACI L. (2005) – Monitoraggio degli eventi erosivi e calibrazione del modello SEED nel bacino sperimentale SPA1 in Sicilia — *L'Acqua*, 1.
- [39]. DI SILVIO G., "La sedimentazione dei serbatoi: nuovi approcci a un vecchio problema - Il processo di interrimento degli invasi; genesi, effetti ed interventi per la tutela dell'ambiente", *Edit. Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata*, 2004, pag. 91-100 e pag. 117-126;
- [40]. DI SILVIO G., "Interrimento e riabilitazione degli invasi artificiali", *L'Acqua*, Associazione Idrotecnica Italiana, 6/1996, novembre-dicembre, pp. 49-54.

- [41]. DOUGLAS I. (1967) – Man, vegetation and the sediment yield of rivers. *Nature*, 215, 925-928.
- [42]. ESU F., “Behaviour of slopes in structurally complex formations”, *Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations*, (1977), Capri 2, A.G.I. Roma.
- [43]. FAN JIAHUA AND MORRIS GREGORY L. “Reservoir Sedimentation. II: Reservoir Desiltation and Long-Term Storage Capacity”, *J. Hydr. Engrg.*, VOLUME 118, ISSUE 3, PP. 370-384 (MARCH 1992).
- [44]. FAN JIAHUA AND MORRIS GREGORY L. “Reservoir Sedimentation. I: Delta and Density Current Deposits”, *J. Hydr. Engrg.*, Volume 118, Issue 3, pp. 354-369 (March 1992).
- [45]. FOURNIER F. (1949) – Les facteurs climatiques de l'érosion du sol. *Assoc. Geogr. Franc. Bull.*, 203, 97-103.
- [46]. FOURNIER F. (1960) – Climat et érosion: la relation entre l'érosion du sol par l'eau et les précipitations atmosphériques. *Presses Univ. de France, Paris*, 201 pp.
- [47]. GAROFALO E., GRANATA T., “Raccolta di dati, rilievi in campo e monitoraggio di parametri chimico-fisici di un invaso reale sottoposto a rilasci di acqua e sedimenti”. *Rapporto Ricerca di Sistema CESI, Progetto IDRO, 2005*.
- [48]. GATTI D., BRASI O., MAFFIO A., “Applicazione e sviluppo di modelli matematici ad un caso reale di rilascio di acqua e sedimenti, per la previsione della torbidità dell'acqua rilasciata a valle dell'invaso. Applicazione ad un lago artificiale reale”. *Rapporto Ricerca di Sistema CESI, Progetto IDRO, 2005*.
- [49]. GAZZOLO T. & BASSI G.– “Contributo allo studio del grado di erodibilità dei terreni costituenti i bacini montani dei corsi d'acqua italiani”, *Min. Lav. Pubbl. Gior. Gen. Civ.*, 1961, pp. 1, 9-19;
- [50]. FONSECA R.M.F., BARRIGA F.J.A.S., FYFE W.S. (2003) – Dam Reservoir Sediments as Fertilizers and artificial Soils. Case Studies from Portugal and Brazil – *Proceedings of International Symposium of the Kanazawa University 21st-Century COE Program Vol. 1*, Edited by Naoto KAMATA, Kanazawa, Japan.
- [51]. GAMBINO C. (2006) - “Influenza della gestione dei serbatoi artificiali sulle risorse idriche” – in “Risorse idriche dai serbatoi artificiali: l'importanza della qualità della gestione”, *Acc. Georgofili, Sezione Sud-Ovest, Aula Magna Facoltà Agraria, Palermo*, 14 novembre.
- [52]. GAMBINO C. (2005) - “Argomenti per la compilazione di linee guida per l'interrimento”; documento stilato per l'Ufficio del Commissario delegato per l'emergenza idrica in Sicilia;

- [53]. HOBBS B.L., "Forecasting Distribution of Sediment Deposits in Large Reservoirs", ETL 1110-2-64, (1969), Department of the Army. Office of the Chief of Engineers, Washington, DC. International Association of Engineering Geology, "Engineering geological maps. A guide to their preparation", The UNESCO Press, (1976), Paris, p. 79.
- [54]. HUGHES R.A.N. & SCOTT C. W. (2002) – Dam heightening – the UK perspective – Proceedings of the International Congress on Conservation and Rehabilitation of Dams, Madrid, 11-13 novembre.-
- [55]. HURAUT J.P. & al. (2002) – Ambuklao hydroelectric scheme – sedimentation of the reservoir and rehabilitation program - Proceedings of the International Congress on Conservation and Rehabilitation of Dams, Madrid, 11-13 novembre.
- [56]. IRSA-CNR, "Metodi analitici per le acque", APAT, Manuali e Linee Guida, (2003), 29, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, p. 61.
- [57]. INDELICATO S., MAZZOLA G., CONSOLI S., TOSCANO A., "Valutazione ed analisi dell'interrimento del serbatoio artificiale Ragoletto (Sicilia sud-orientale)", XXX° - Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma 11-16 settembre 2006.
- [58]. JAPPELLI R., D'AMICO A., LIGUORI V., VALORE C. (1977) – The complexities of the gessoso – solfifera formation in Sicily – Int. Symp. On Structurally complex formations, Capri, Vol. II.
- [59]. JAPPELLI R. (1978) – Le fondazioni delle dighe di terra nell'Italia Meridionale e in Sicilia – Rassegna dei caratteri meccanici delle formazioni argillose di base – Rel. Gen. XIII Convegno AGI, Merano, giugno.
- [60]. JAPPELLI R. (1978): Le fondazioni delle dighe di terra nell'Italia meridionale e in Sicilia, Rassegna dei caratteri meccanici delle formazioni argillose di base. Relazione Generale, XIII, AGI, Merano, giugno.
- [61]. JAPPELLI R. ET AL. (1979): Some Italian experiences on the mechanical characteristics of structurally complex formations. IV International Congress Rock Mechanics, Montreux.
- [62]. JAPPELLI R. AND OTHERS (1980): A survey of main dams in Sicily, Maingraf, Milano.
- [63]. JAPPELLI R. (1996): L'opera e gli insegnamenti di Arrigo Croce, RIG, 1.
- [64]. JAPPELLI R. (1998): Lavori interrotti: motivi ed iniziative per il completamento. Giornata ITCOLD presso il Cons. Sup. LL.PP., 22 maggio.
- [65]. JAPPELLI R. (2002): Le costruzioni geotecniche per le grandi dighe in Italia, III Conferenza "Arrigo Croce", AGI, Roma, RIG 2, 2003.

- [66]. JAPPELLI R. (2002): Monumental Dams: Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics, vol. 23, M. Fremond and F. Maceri Ed., Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 2005.
- [67]. JAPPELLI R. (2005): Difetti delle grandi dighe e rimedi strategici, Convegno “Problemi strutturali nell’Ingegneria delle Dighe”, Accademia Nazionale dei Lincei, febbraio, 2004, L’Acqua 1.
- [68]. JAPPELLI R. (2006): Difetti delle dighe: cause, effetti, analisi, rimedi, Conferenza per invito al XXII AGI, Palermo, 23 settembre 2004, RIG
- [69]. LANE E. W., KOELZER V. A. (1943) – Density of sediment deposited in reservoirs – Report n.9, Federal Inter-Agency Sedimentation Project, St. Antony Falls Hydraulic Laboratory, Minneapolis, Minnesota.
- [70]. LANGBEIN W.B. & SCHUMM S.A. (1958) – Yield of sediment in relation to mean annual precipitation. Trans. Am. Geoph. Un., 39, 1076-1084.
- [71]. LARA J.M., “Revision of the Procedure to Compute Sediment Distribution in Large Reservoirs”, U.S. Bureau of Reclamation, (1962), Denver, Colorado.
- [72]. LUCARELLI C., RIGHETTI M., SERAFINI M., TOFFOLO M. “Uso accoppiato di modelli di simulazione numerica ed analisi sedimentologiche per la valutazione del trasporto di sedimenti in un lago”. XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma - 11-16 settembre 2006.
- [73]. MAFFIO A. ENEL HYDRO. “Modelli matematici tridimensionali per lo studio dell’interrimento dei serbatoi elettrici”. Rapporto Ricerca di Sistema CESI. Progetto PERFORMA, Dicembre 2000.
- [74]. MAFFIO A., GAROFALO E., “Modelli e metodologie a supporto della gestione dell’interrimento e della qualità dell’acqua degli invasi: il contributo della Ricerca di sistema”- XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma 11-16 settembre 2006.
- [75]. MAURANDI A. & SANCHEZ G. (2002) – Eliminación de sedimentos en el Embalse de Alfonso XIII (Confederación H. del Segura – Murcia) - Proceedings of the International Congress on Conservation and Rehabilitation of Dams, Madrid, 11-13 novembre.
- [76]. MILLER C. R. (1953) – Determination of the Unit Weight of Sediment for use in sediment volume computations – US Bureau of Reclamation.
- [77]. MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE, Conto Nazionale dei Trasporti e delle Infrastrutture – Anno 2005 con elementi informativi per l’anno 2006, Roma, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, pubbl. 2007;

- [78]. MOLINO B., “Interrimento e recupero di capacita degli invasi artificiali - Il processo di interrimento degli invasi; genesi, effetti ed interventi per la tutela dell’ambiente”, *Edit. Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata*, 2004, pag. 117-126.
- [79]. MOTTA D., PACHECO R., BARONI F., “Approccio metodologico e numerico per l’elaborazione del piano di gestione di un invaso”. XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma 11-16 settembre 2006.
- [80]. MUÑOZ LOPEZ J. G., RUIZ SANCHEZ J. M., GRANADOS GARCIA A. (2002) – Recrecimiento de la presa de Camarillas - Proceedings of the International Congress on Conservation and Rehabilitation of Dams, Madrid, 11-13 novembre.
- [81]. OGNIBEN L., “Schema introduttivo della geologia del confine calabro-lucano”, *Mem., Soc. Geol., It.*, (1969), 8, pp. 453-763.
- [82]. PALMIERI A., SHAH F., ANNADALE G.W., DINAR A. (2003) – Reservoir Conservation: economic and engineering evaluation of alternative strategies for managing sedimentation in storage reservoirs – The International Bank for Reconstruction and Development / The World Bank, Washington D.C., june.
- [83]. PECK C.B. (2004) – Walthamstow Reservoirs n° 4 & n° 5 embankment protection – in “Long term benefits and performance of dams”, edited by Henry Hewlett, Thomas Thelford, London. Proceedings of the 13th Conference of the British Dam Society and the ICOLD European Club meeting held at the University of Kent, Canterbury, UK from 22 to 26 June.
- [84]. PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO (Piano di Tutela delle Acque – Norme di attuazione, approvato con DGR del 30/12/04)
- [85]. PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO (Decreto del presidente della provincia del 21/01/2008, n. 6)
- [86]. REGIONE VENETO (Deliberazione della Giunta n.138 del 31/01/06)
- [87]. REGIONE PIEMONTE (DPGR 29/01/08, n.1/R)
- [88]. REGIONE SARDEGNA (Deliberazione della Giunta regionale - 4 marzo 2008 n. 13/12);
- [89]. REGIONE SICILIA (Piano di Tutela delle Acque della Sicilia – allegato 22, approvato con ordinanza Commissariale del 27 dicembre 2007)
- [90]. REGIONE VALLE D'AOSTA (Piano di Tutela delle Acque, allegato F, approvato con Deliberazione del Consiglio Regionale n°1788/XII del 08/02/06)

- [91]. SANTORO M. (1987) – Studi sulla difesa dalle esondazioni dei tronchi vallivi siciliani - rapporto annuale, G.N.D.C.I., U.O.3.11.
- [92]. SGROSSO I., “Criteri ed elementi per una ricostruzione paleogeografica delle zone esterne dell’Appennino centro-meridionale”, Mem. Soc. Geol. It., (1986), 38.
- [93]. STRAHLER A.N., “The earth sciences”, Harpes & Row Pubbl., New York, (1965), p. 681.
- [94]. STRAND R.I., E.L. PEMBERTON, “Reservoir Sedimentation”, In “Design of Small Dams”, U.S. Bureau of Reclamation, (1987), Denver.
- [95]. TAMBURINO V., BARBAGALLO S., ZIMBONE S.M., CIRELLI G.L. (1993) – La gestione dei sedimenti del serbatoio Pozzillo – Ingegneria Agraria, Anno XXIV, n. 2, giugno, Edagricole.
- [96]. TURI A., GINANNI F., CAPORALI E., FEDERICI G., PRETI F., “Monitoraggio dell’interrimento di un invaso artificiale”. XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma 11-16 settembre 2006.
- [97]. UCEDA J. L. et al. (1997) – Problems of the silting up of the bottom outlet of the Santolea Reservoir - Q 74, R. 50, Proceedings XIX° Congress ICOLD, Firenze.
- [98]. USACE (1989) – Instruction for compilation of Reservoir Sedimentation data summary – EM 1110-2-4000, Appendix L.
- [99]. U.S. BUREAU OF RECLAMATION, Sedimentation Section, “Distribution of Sediment in Reservoirs”, Interim Report, Denver, Colorado, (1954).
- [100]. WISHMEIER W.H., D.D. SMITH, “Soil loss estimation as a toll in soil and water management planning”, Int. Assoc. Scient. Hydrol. Pub., (1962), 59, pp. 148-159.
- [101]. WISHMEIER W.H., D.D. SMITH, “Predicting rainfall erosion losses from cropland east of the RockyMountain”. Agr. Handbook, (1965), n. 282, U.S. Dept. of Agr.
- [102]. WISHMEIER W.H., D.D. SMITH, “Predicting rainfall erosion losses a guide to conservation planning”, Agr. Handbook, (1978), n. 537, USDA, Washington, USA.
- [103]. WU BAOSHENG, ASCE M; WANG GUANGQIAN, AND JUNQIANG XIA. Case Study: “Delayed Sedimentation Response to Inflow and Operations at Sanmenxia Dam”, J. Hydr. Engrg., Volume 133, Issue 5, pp. 482-494 (May 2007).

Monografie:

- [1]. BATUGA D.G. – JORDAAN J.M. “Siltng and Desilting of Reservoirs” Balkema - 2000
- [2]. BUSCARNERA CRISTINA; CELENZA ANTONELLA: La sedimentazione nei bacini artificiali: fenomenologia del problema e metodologie di soluzione – tesi di laurea - Facoltà di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale – Politecnico di Milano – Anno Accademico 2007 - 2008
- [3]. CITRINI D., NOSEDA G., “Idraulica”, Casa editrice Ambrosiana, seconda edizione, 2002.
- [4]. COPERTINO V.A., MOLINO B. “Workshop: Il Controllo del Processo di Sedimentazione e della Qualità delle Acque negli Invasi Artificiali” – Potenza 27 gennaio 1995
- [5]. ICOLD (1989) – Sedimentation control of reservoirs – Bulletin n° 67
- [6]. ICOLD (1998) – Dealing with reservoir sedimentation – Bulletin n° 115
- [7]. ICOLD (2007) – Mathematical modelling of sediment transport and deposition in reservoirs – Bulletin n° 140
- [8]. MAIONE U., BRATH A., MIGNOSA P. – “Sistemazione dei Corsi D’Acqua – Metodi avanzati nella progettazione di interventi di ingegneria naturalistica” Atti del coeso di aggiornamento Politecnico di Milano – BIOS – 4-8 Ottobre 1999
- [9]. MORRIS G.L. AND FAN J., “Reservoir Sedimentation Handbook”. McGraw-Hill, New York, 1997.
- [10]. NOVA R., “Fondamenti di meccanica delle terre”. McGrawHill, 2002.
- [11]. REGIONE LOMBARDIA – Definizione dell’impatto degli svassi di bacini artificiali sull’ittiofauna e valutazione di misure di protezione. – Quaderno di ricerca n. 90 – Luglio 2008
- [12]. SCESI L., PAPINI M., GATTINONI P., “Geologia applicata. Il rilevamento geologicotecnico”. Volume 1, II Edizione. Casa editrice ambrosiana, 2006.
- [13]. SELLEY, R.C.. “An introduction to sedimentology” / R.C. Selley. - second edition. - Londra : Academic Press, 1982.
- [14]. WHITE R. (2001) – Evacuation of sediment from reservoirs – Thomas Telford, London.
- [15]. WORLD BANK (2003) – Reservoir Sedimentation - The International Bank for Reconstruction and Development / The World Bank, Washington D.C.
- [16]. UNESCO – International Hydrological Programme – Proceedings of International Workshop on: “Ecological, sociological and economic implications of sediment management in reservoirs” - Paestum – Italy 8-10 april 2002

2. CASE HISTORIES

22.1 *Il serbatoio di Quarto*

Ente gestore: *Enel Produzione*

Esempio di serbatoio con Grado di Interrimento GI% maggiore del 90 % e Tasso medio annuo di Interrimento TI% elevato maggiore del 2% .

22.1.1 **Dati caratteristici del serbatoio e storia evolutiva dell'interrimento**

Il bacino idrico di Quarto è situato in prossimità dell'abitato di Quarto Nuovo (FO), lungo la strada statale 71 Cesena – Bagno di Romagna, a valle della confluenza del torrente La Para con il fiume Savio, ad un'altitudine di ca. 320 m s.l.m. . La diga di ritenuta, costruita tra il 1923 e il 1925, è di tipo a gravità con 4 contrafforti centrali.

Nel bacino di Quarto si sono manifestati subito dopo la realizzazione dello sbarramento, importanti fenomeni di deposizione del materiale solido trasportato dai tributari Savio e Para, tali da modificare sensibilmente i contorni del lago e, soprattutto, la capacità di invaso.

Il trasporto solido elevato è alimentato da rocce marnose arenacee facilmente erodibili di cui è costituito prevalentemente il bacino imbrifero;

Per tali motivi fino dal 1925 si sono effettuati diversi rilievi finalizzati allo studio del trasporto solido e del conseguente interrimento del lago (Servizio Idrografico Italiano nel 1933 e nel 1958; ENEL nel 1995; CESI nel 2006).

Nel tempo il deposito del sedimento all'interno del bacino è andato a colmare progressivamente varie zone del lago favorendo la crescita di una fittissima vegetazione palustre oltre a varie essenze arboree, riducendone la caratteristica dell'invaso da lago a ramo fluviale.

In tabella 22.1. si riportano, riferiti ai vari periodi in cui si sono effettuati i rilievi, i dati di capacità di invaso, volumi di interrimento tra due rilievi consecutivi e progressivi e la percentuale di interrimento progressiva. Da questa tabella si evince che dal 1925 al 2006 il bacino ha perso il 97% delle sue capacità di invaso.

Periodo	Capacità di invaso a 317.8 m s.l.m. (m ³)	Volume di interrimento parziale nel periodo (m ³)	Volume di interrimento progressivo (m ³)	Volume medio annuo di interrimento (m ³)	Tasso di interrimento medio annuo %	Grado di interrimento o riduzione della capacità di invaso %
1925	4543000					
1933	2183000	2360000	2360000	295000	6,50	52
1938	1737000	445000	2805000	89000	1,95	62
1941	1404000	333000	3138000	111000	2,44	69
1958	617000	787000	3925000	66000	1,45	86
1995	372000	245000	4170000	6600	0,14	92
2006	146000	226000	4396000	20000	0,44	97

Tabella 22.1 - Variazione della capacità di invaso nel tempo

Dal confronto dei valori di profondità massima per un certo numero di sezioni lungo i rami del Savio e del Para, nel periodo 1925 – 2006, si rileva come il fondale in prossimità dello sbarramento si sia progressivamente innalzato fino al 2006. Lungo i due rami invece i fenomeni di innalzamento si sono manifestati in modo evidente fino al rilievo del 1995 mentre la profondità è tornata ad aumentare tra il 1995 e il 2006. Questo probabilmente è la conseguenza delle progressive modificazioni morfologiche dell'invaso che nella sua parte di monte si è progressivamente trasformato in un alveo fluviale in cui la corrente tende a scavare il fondo quando è libera di scorrere mentre nella parte più a valle, frenata dallo sbarramento, continua a determinare fenomeni di sedimentazione.

I dati della tabella 22.1. sono stati anche riportati in forma grafica nella Figura 22.1. ed evidenziano una progressiva riduzione del gradiente di crescita dell'interrimento (Tasso di Interrimento medio annuo), a conferma della sempre minore capacità dell'invaso di intrappolare nuovi sedimenti. La conformazione morfologica dell'invaso ha ormai raggiunto una condizione di stabilità nella quale i fenomeni di erosione e di sedimentazione si bilanciano ed ove le zone umide interessate dal canneto sono state sottratte in maniera definitiva al serbatoio e si possono considerare come aree esterne

all'alveo fluviale normalmente interessato dallo scorrimento dell'acqua.

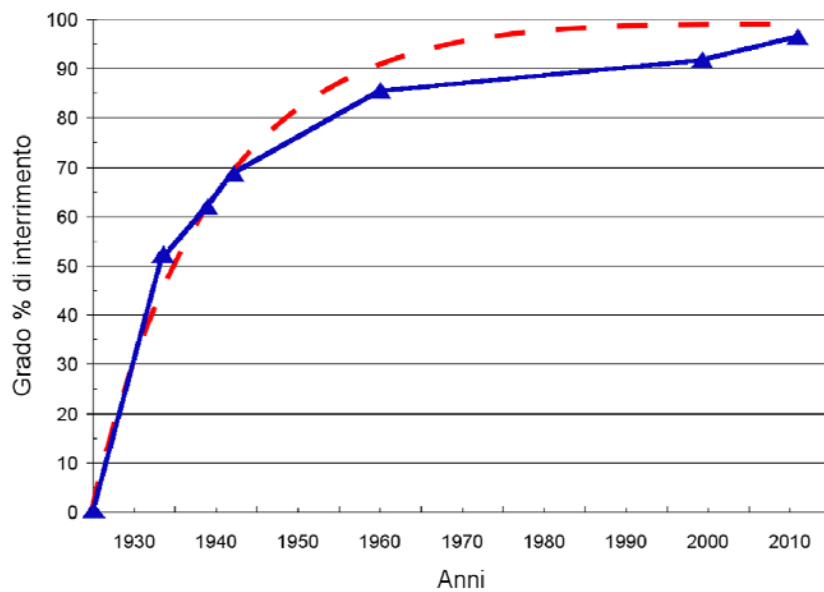


Figura 22.1 - Progressiva riduzione del gradiente di crescita della curva GI % del Grado di Interrimento o equivalentemente del Tasso medio Annuo TI% di interrimento

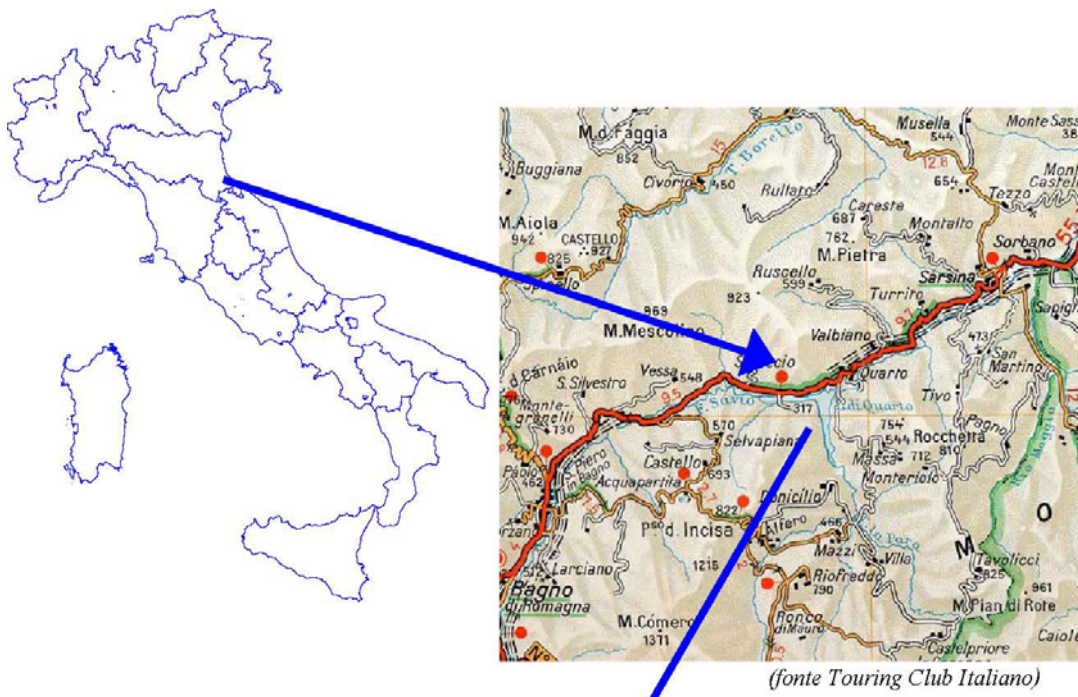


Figura 22.2 - Area geografica di ubicazione del bacino di Quarto



Figura 22.3 - Veduta d'insieme dell'estensione del canneto sviluppatosi nella zona prospiciente lo sbarramento

22.1.2 Le analisi sui sedimenti

All'interno dell'Accordo per "La tutela delle acque e la gestione integrata delle risorse idriche" (stipulato il 20.12.2002 tra il Governo della Repubblica Italiana e la Regione Emilia Romagna), il 21.05.2004 è stato sottoscritto un "Accordo di Programma per la Tutela del Lago di Quarto" da Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio, Regione Emilia Romagna, Provincia di Forlì-Cesena, Comuni di Sarsina, Verghereto e Bagno di Romagna, Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, Enel.

Il progetto aveva come obiettivo l'elaborazione di indirizzi specifici per l'ottimizzazione della gestione del lago per il contenimento di eventuali impatti sulla qualità e quantità delle acque e la regolamentazione degli usi legittimi compatibili da un punto di vista ambientale.

Per definire le caratteristiche del materiale sedimentato nel bacino, il Comitato Tecnico Operativo ha definito un piano di monitoraggio e campionamento per il 2006 particolarmente vasto che prevedeva il prelievo di carote da 1 o 2 m in diverse stazioni (alcune in aree sommerse, altre in aree emerse) e

l'analisi di diversi parametri chimici di tipo organico e di tipo inorganico, fisici, microbiologici ed ecotossicologici. In alcune stazioni sono stati prelevati anche campioni d'acqua su cui sono stati determinati i parametri chimico-fisici per definire la qualità della colonna d'acqua sovrastante i sedimenti. Inoltre, in un numero limitato di punti, è stato campionato anche il macrobenthos, per integrare le informazioni di origine chimica con quelle di tipo biologico che, riassumendo in sé gli effetti di più tipi di stress, sono in grado di evidenziare le conseguenze di varie forme di alterazione, in atto o pregresse.



Figura 22.4 – Ubicazione dei punti di campionamento dell'acqua, del terreno e del benthos

Le analisi effettuate sui campioni di macrobenthos e sui campioni di acqua, secondo il DLgs152/06³ e in accordo ai metodi APAT, non hanno evidenziato criticità particolari.

La caratterizzazione del materiale sedimentato, analizzato secondo procedure nazionali/internazionali ufficialmente riconosciute (IRSA/CNR, EPA, ISO), non ha evidenziato segni di inquinamento

³ In assenza di indicazioni specifiche, si è fatto riferimento al DLgs. 152/99 e successive modifiche e integrazioni

antropico. Le concentrazioni dei parametri considerati risultavano rispettare i limiti imposti dalla tab1/A, allegato 5 alla parte IV del DLgs 152/06. Alcuni degli stessi valori, se confrontati con il DM 367/2003 (Regolamento concernente la fissazione di standard di qualità nell'ambiente acquatico per le sostanze pericolose), con il Protocollo Fanghi di Venezia del 1993 e con the Canadian Guidelines for the Protection of Aquatic Life del 1999, mostravano un superamento dei limiti, indicando un inquinamento del materiale.

Analizzando i risultati analitici nel dettaglio, si è notato che i metalli risultavano uniformemente distribuiti nei terreni e nei sedimenti, sia in termini di distribuzione spaziale orizzontale, ma anche nell'intera carota di sedimento (quindi in senso verticale). La deviazione standard calcolata su un set di 98 campioni, inferiore al 20%, è un indice particolarmente significativo di come tali metalli fossero distribuiti in maniera omogenea in tutta l'area del Lago di Quarto indagata e depone a favore di una loro origine geochimica comune. Inoltre, negli strati superficiali delle carote non risultava alcun fattore di arricchimento dei metalli considerati, che sarebbe stato indice di apporti antropici, rispetto agli strati più profondi. Gli indici applicati hanno mostrato una buona correlazione dei dati e diverse fonti bibliografiche confermano la presenza di elevate concentrazioni di metalli nel bacino idrografico stesso. La composizione del sedimento e il quadro generale dei dati evidenziati ha consentito di affermare che le concentrazioni di metalli riscontrate nei terreni e sedimenti riflettono i livelli di fondo propri dei bacini del fiume Savio e del torrente Para.

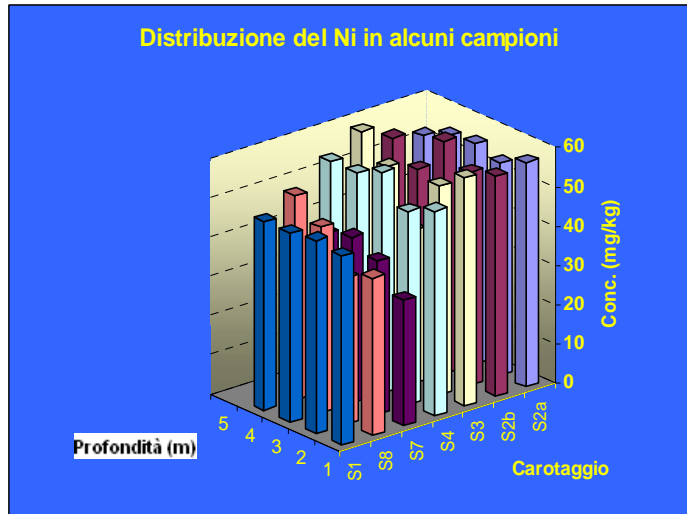


Figura 22.5 – andamenti delle concentrazioni di Nichel riscontrate su alcuni campioni

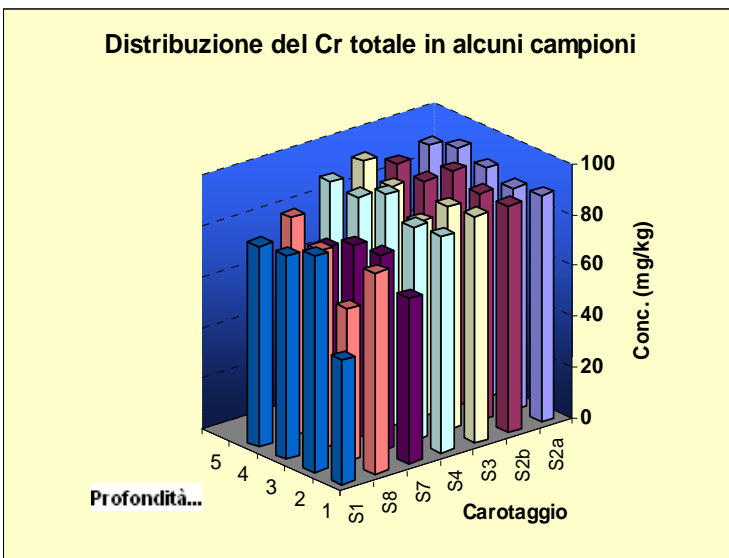


Figura 22.6 - andamenti delle concentrazioni di Nichel riscontrate su alcuni campioni

Nello stesso modo, la concentrazione di idrocarburi pesanti, non rispettava i limiti fissati nel Protocollo Fanghi di Venezia del 1993; un'analisi approfondita del profilo (fingerprint), ottenuto dal gascromatogramma con rivelatore FID (GC/FID), ha evidenziato che nel sedimento erano presenti prevalentemente quegli idrocarburi derivanti dalla degradazione delle sostanze organiche, mentre risultavano praticamente assenti quelli di origine antropogenica.

In sintesi, dalle attività svolte nel bacino di Quarto si evince che, in assenza di una normativa specifica sui sedimenti lacustri:

- i dati ottenuti dalla caratterizzazione del materiale sedimentato negli invasi artificiali devono essere analizzati criticamente e contestualizzati sito-specificamente, valutando le caratteristiche geolitologiche del bacino idrografico e le pressioni antropiche;
- le norme e gli standard di riferimento relativi a matrici diverse non permettono di definire correttamente la qualità del sedimento lacustre;
- l'omogeneità dei risultati delle analisi conferma la non necessità di un eccessivo numero di campionamenti ed analisi eseguiti a breve distanza. Infatti normalmente in un serbatoio non si è in presenza di puntuali fonti di inquinamento come accade nei siti industriali; al contrario la naturalità stessa dei processi favorisce la uniformità e/o una graduale variabilità della qualità dei sedimenti all'interno di un serbatoio

22.2 Il serbatoio di Campo Tartano

Ente gestore: *Enel Produzione*

Esempio di ristrutturazione degli scarichi del serbatoio finalizzata a migliorare la gestione dei sedimenti.

22.2.1 Caratteristiche di progetto

La diga di Campo, realizzata nel 1927-29, sbarra il torrente Tartano, affluente di sinistra dell'Adda in Valtellina, realizzando un serbatoio di circa 1.300.000 m³ alla quota di massima regolazione di 955,00 m.s.l.m.

Lo sbarramento è stato originariamente dotato di

- uno scarico di superficie dotato di sei sifoni Gregotti aventi la capacità di scarico di 180 m³/s
- uno scarico di fondo principale realizzato con una tubazione metallica del diametro di un metro con soglia alla quota 905,48 m.s.l.m. e capacità di scarico 15 m³/s
- uno scarico di fondo sussidiario ed opera di presa con soglia alla quota 906,00 m.s.l.m. e capacità di scarico di 45 m³/s

Notizie sulla gestione del serbatoio effettuata in passato

L'apporto solido del torrente Tartano è stato stimato in circa 40.000 m³/anno.

Il controllo dell'interrimento del serbatoio è stato effettuato, fin dai primi anni di esercizio mediante periodiche fluitazioni effettuate a lago parzialmente invasato o svasato.

L'entrata in vigore della legge Merli (1976) ha reso più difficoltosi e più rari tali interventi, facendo sì che l'interrimento accumulato nel serbatoio subisse un progressivo incremento.

In due occasioni nel corso della vita dell'opera gli scarichi profondi della diga si sono occlusi durante tali operazioni, la prima volta nel 1987 e la seconda nel 2005.

In ambedue i casi il fatto si è verificato a lago pressoché svasato durante operazioni di fluitazione nelle quali si era cercato di mobilitare rilevanti quantitativi di sedimento.

Nel primo caso l'occlusione ha interessato ambedue gli scarichi ed il ripristino della loro funzionalità è stato possibile dragando a lago pieno il materiale addossato a monte degli imbocchi.

Nel secondo caso, non essendosi verificata la contemporanea ostruzione totale dei due scarichi profondi, è stato possibile mantenere il serbatoio a quote sufficientemente basse per consentire l'intervento di macchine operatrici di movimento terra direttamente nel serbatoio.

Per ambedue gli eventi l'occlusione è stata determinata dalle seguenti circostanze:

- l'accumulo progressivo di interrimento determinato dalle sempre maggiori difficoltà riscontrate nel procedere a periodiche cacciate per i vincoli imposti dalla legge Merli.
- La decisione di operare a serbatoio pressoché svasato in condizioni estreme di fluitazione al fine di mobilitare notevoli quantità di sedimento.
- La presenza di griglie metalliche installate a protezione dell'imbocco di ambedue gli scarichi, che hanno rappresentato un ostacolo significativo al deflusso solido.
- L'esigenza di effettuare la regolazione delle portate durante le fluitazioni attraverso gli stessi scarichi profondi.

A seguito del primo evento di occlusione l'Enel ritenne autonomamente di proporre la realizzazione di torrini panconabili di protezione degli scarichi profondi atti a consentirne l'agibilità anche con livelli di interrimento paragonabili a quelli del 1987.

Tali torrini avrebbero comunque rappresentato una soluzione non definitiva, in grado di allontanare nel breve e medio periodo il rischio di intasamento degli scarichi fin quando l'interrimento non avesse raggiunto la loro sommità, a quel punto il problema si sarebbe comunque ripresentato ovviamente con una maggiore gravità.

L'iter di autorizzazione di tali torrini si è protratto fino al 1999 allorché il Dlgs. 152/99 ha riconosciuto la non applicabilità della Legge Merli agli scarichi delle dighe; veniva perciò meno il vincolo normativo che aveva determinato la criticità di gestione dei sedimenti e suggerito l'esigenza dei torrini al fine di poter convivere entro certi limiti con il progredire dell'interrimento del serbatoio.

Il successivo D.M. attuativo del 30/06/04 ha inoltre prescritto "il mantenimento ed il graduale ripristino della capacità utile"; pertanto mentre in passato il Gestore avrebbe potuto legittimamente convivere con uno scenario di interrimento progressivamente crescente, oggi tale scenario non è più consentito e, nel medio periodo, il Gestore deve anzi provvedere, quanto meno, agli interventi necessari per evitare incrementi significativi dell'interrimento.

22.2.2 Il contesto di riferimento per la gestione futura dello sbarramento

La nuova normativa ha sancito l'obbligo per il Gestore di evitare l'aggravamento del livello di interrimento in previsione del ripristino del volume originario utile al termine della concessione.

Il grado di interrimento attuale del serbatoio di Campo Tartano è oggi modesto, non superando i 300.000 m³, ed è praticamente assente nella parte più prossima all'imbocco degli scarichi profondi.

Sono perciò stati realizzati i seguenti interventi di modifica degli scarichi dello sbarramento

- sostituzione degli obsoleti sifoni Gregotti con un nuovo scarico di superficie dotato di due luci provviste di paratoie piane di 7,0 x 4,0 m con soglia a quota 951,50 m.s.l.m. la cui portata esitabile alla quota di massimo invaso (955,50 m.s.l.m.) è di 240 m³/s
- realizzazione di un nuovo scarico di mezzo fondo con soglia a quota 923,00 m.s.l.m., in aggiunta a quelli esistenti, avente la capacità massima di scarico di 24 m³/s
- rimozione delle griglie esistenti a protezione degli scarichi di fondo, lasciando il loro imbocco libero

Il complesso dei nuovi scarichi consentirà di effettuare operazioni di fluitazione in un vastissimo campo di portate affluenti, con qualunque livello di lago nell'ambito delle quote di esercizio ordinario ed avendo la possibilità di effettuare la regolazione continua delle portate con gli scarichi di superficie e mezzo fondo non impegnati nella fluitazione a cui sono deputati i due scarichi profondi che possono essere utilizzati a bocca completamente aperta.

I primi due scarichi consentono all'occorrenza di effettuare anche una ampia diluizione delle portate fluite mantenendo la torbidità di scarico entro limiti sempre accettabili.

Infine, nell'ipotesi anche se poco probabile che si dovessero nuovamente ostruire gli scarichi profondi, lo scarico di mezzo fondo rappresenta una sicurezza che consente comunque lo svasso fino a quote compatibili con l'intervento nel serbatoio di macchine operatrici di movimento terra atte a ripristinarne la funzionalità.

In particolare per la gestione del serbatoio finalizzata al controllo dei sedimenti sono previsti interventi sistematici ed interventi volontari di gestione dei sedimenti.

Gli interventi sistematici sono posti in atto ogni volta che si verificano circostanze favorevoli; nel dettaglio si tratta:

- di aperture degli scarichi profondi nelle fasi di piena, non appena la portata in transito supera quella dello scarico di fondo, al fine di favorire la formazione di correnti di densità che minimizzino il deposito dei sedimenti in afflusso;
- del progressivo abbassamento del livello del serbatoio nelle fasi decrescenti di piena al fine di favorire la graduale rimobilitazione di quanto già sedimentato.

Gli scarichi più profondi, di fondo principale e sussidiario, vengono mantenuti aperti completamente, lasciando la regolazione delle portate agli altri scarichi a quota più alta. Ovviamente queste operazioni sono anche in grado di garantire la funzionalità degli scarichi profondi.

Gli interventi volontari sono posti in atto saltuariamente qualora gli interventi sistematici non fossero sufficienti da soli a controllare l'interrimento e consistono in fluitazioni da porre in atto durante periodi di morbida a serbatoio parzialmente o totalmente svasato. Se del caso possono essere previsti anche mirati interventi di scavo con mezzi meccanici.

Naturalmente mentre gli interventi sistematici vengono attuati ogni volta che si verificano le condizioni, gli interventi volontari sono decisi caso per caso e richiedono la messa a punto di uno specifico progetto.

Per la diga di Campo Tartano è stato redatto, ed è stato approvato dalle Autorità competenti, il “progetto di gestione” ai sensi del D.Lgs. 152/2006 che prevede le modalità di gestione dei sedimenti sopra descritte.

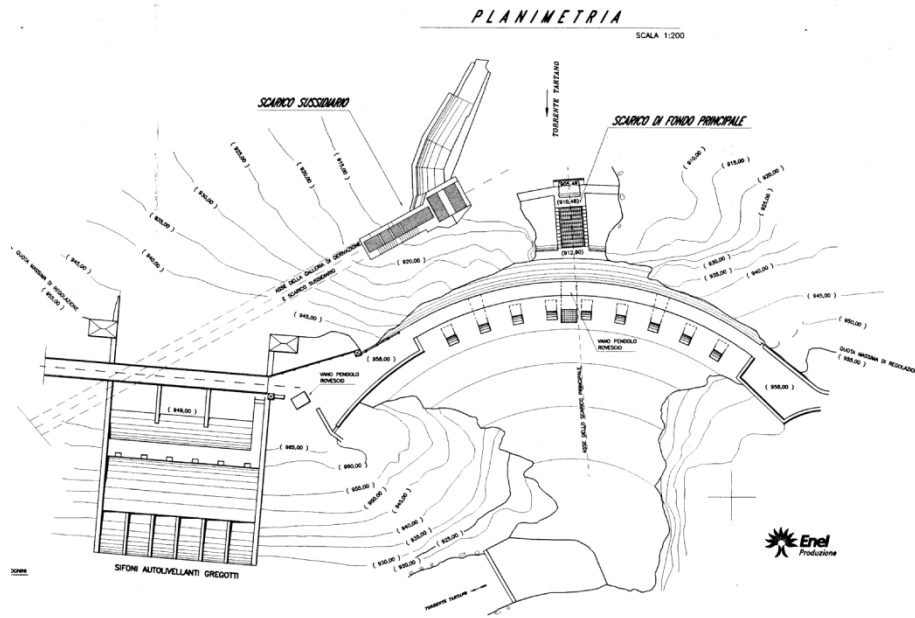


Figura 22.7: Planimetria situazione originaria

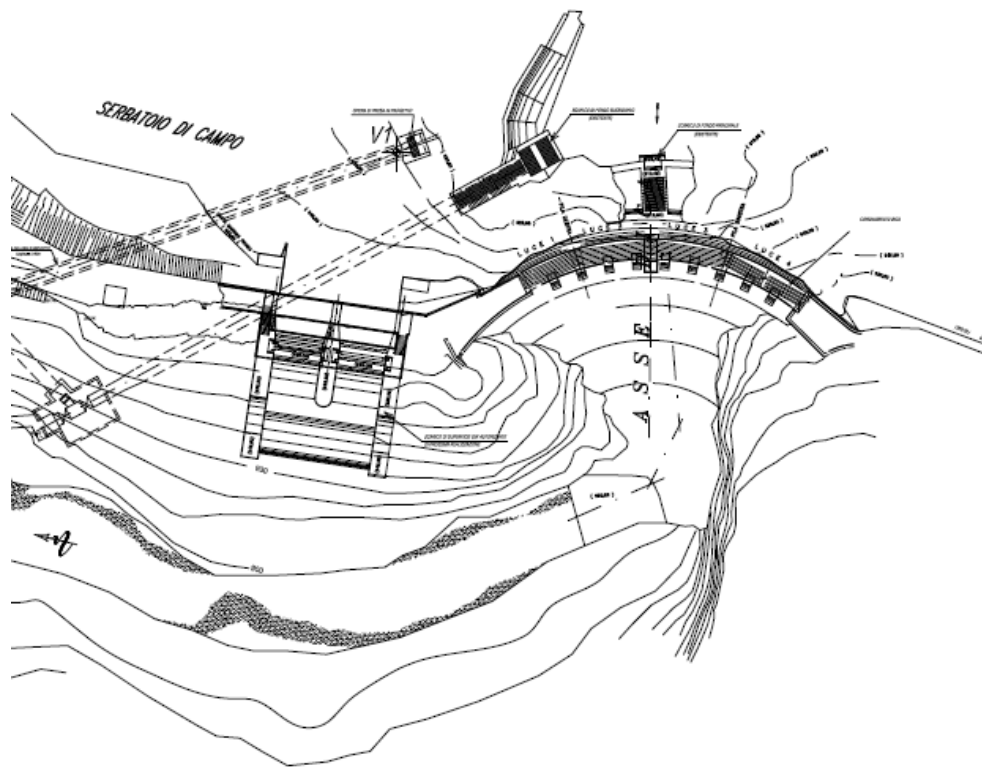


Figura 22.8: Planimetria situazione attuale

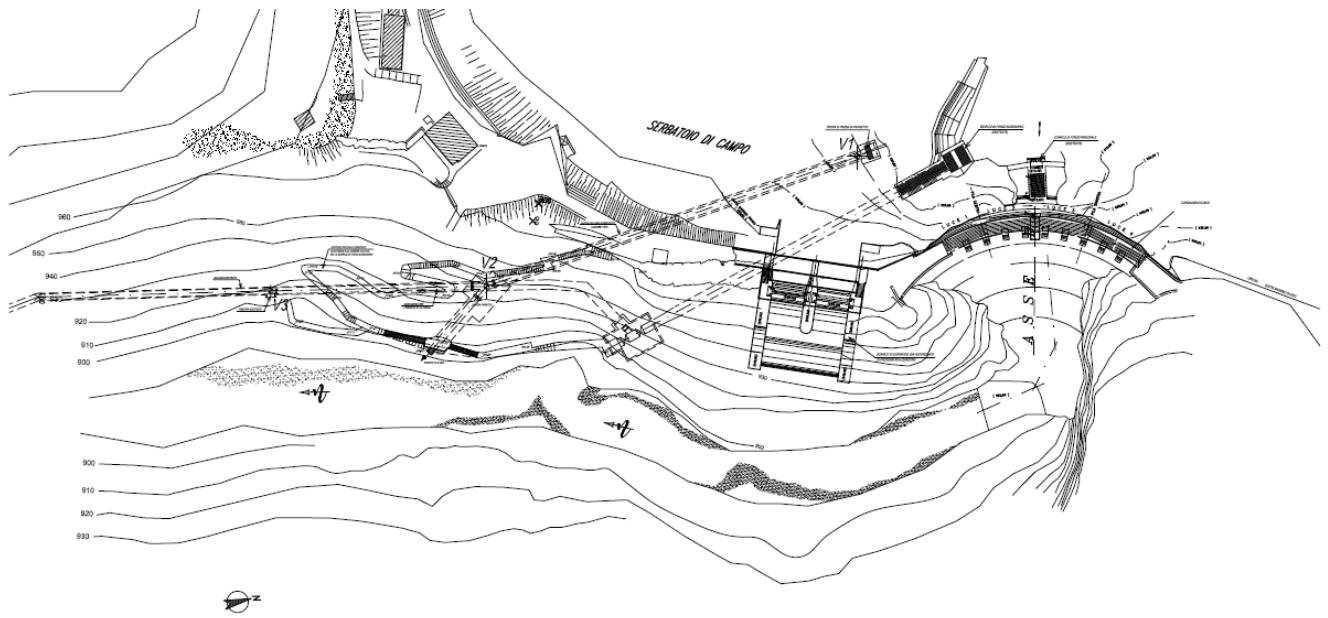


Figura 22.9: Planimetria situazione attuale

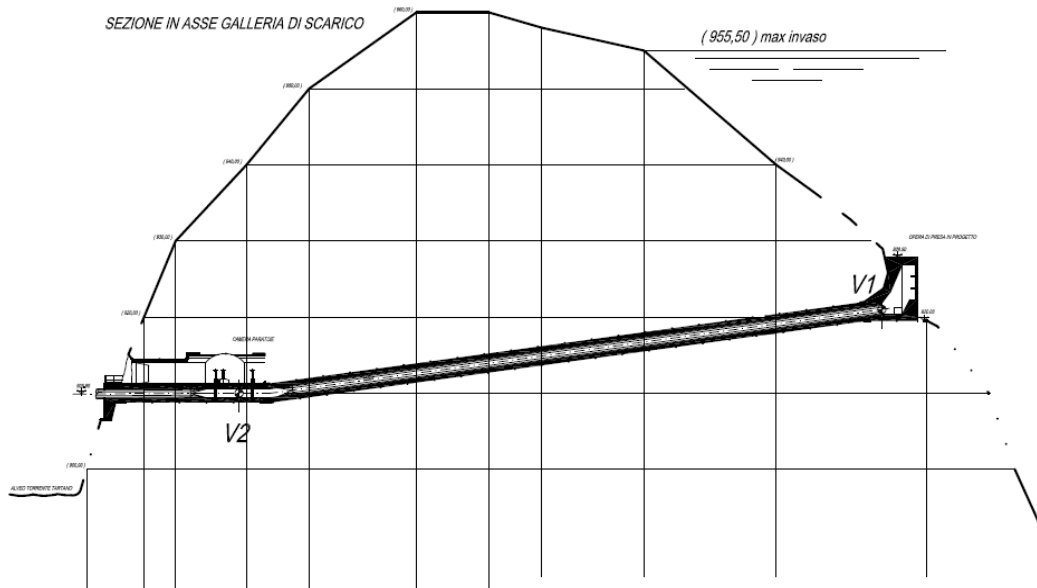


Figura 22.10: Profilo nuovo scarico di mezzofondo

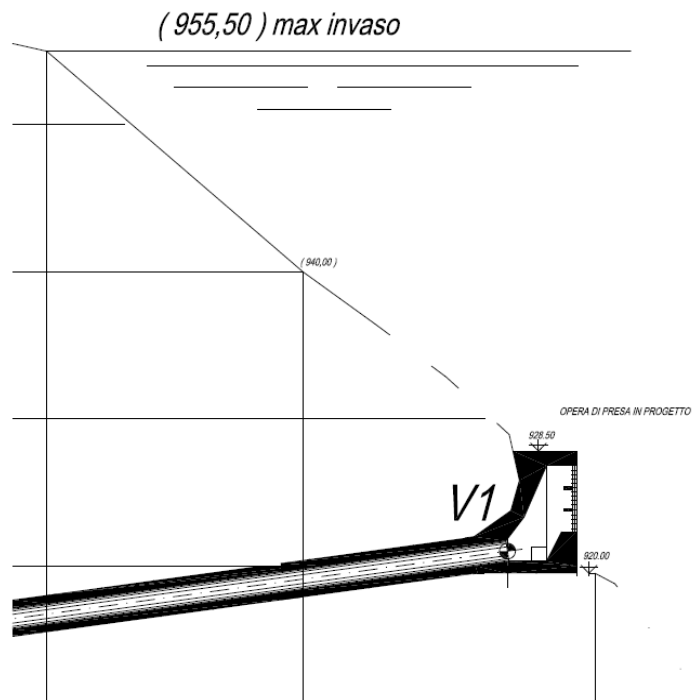


Figura 22.11: Imbocco nuovo scarico di mezzofondo

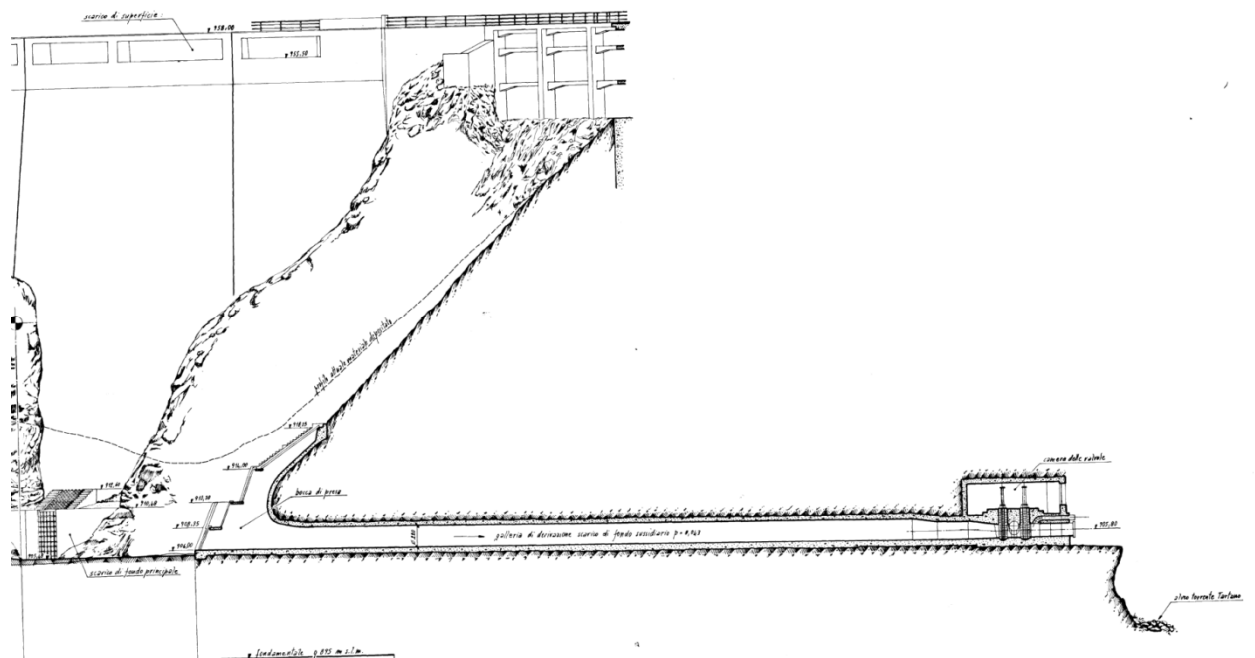


Figura 22.12: Scarico Sussidiario - profilo

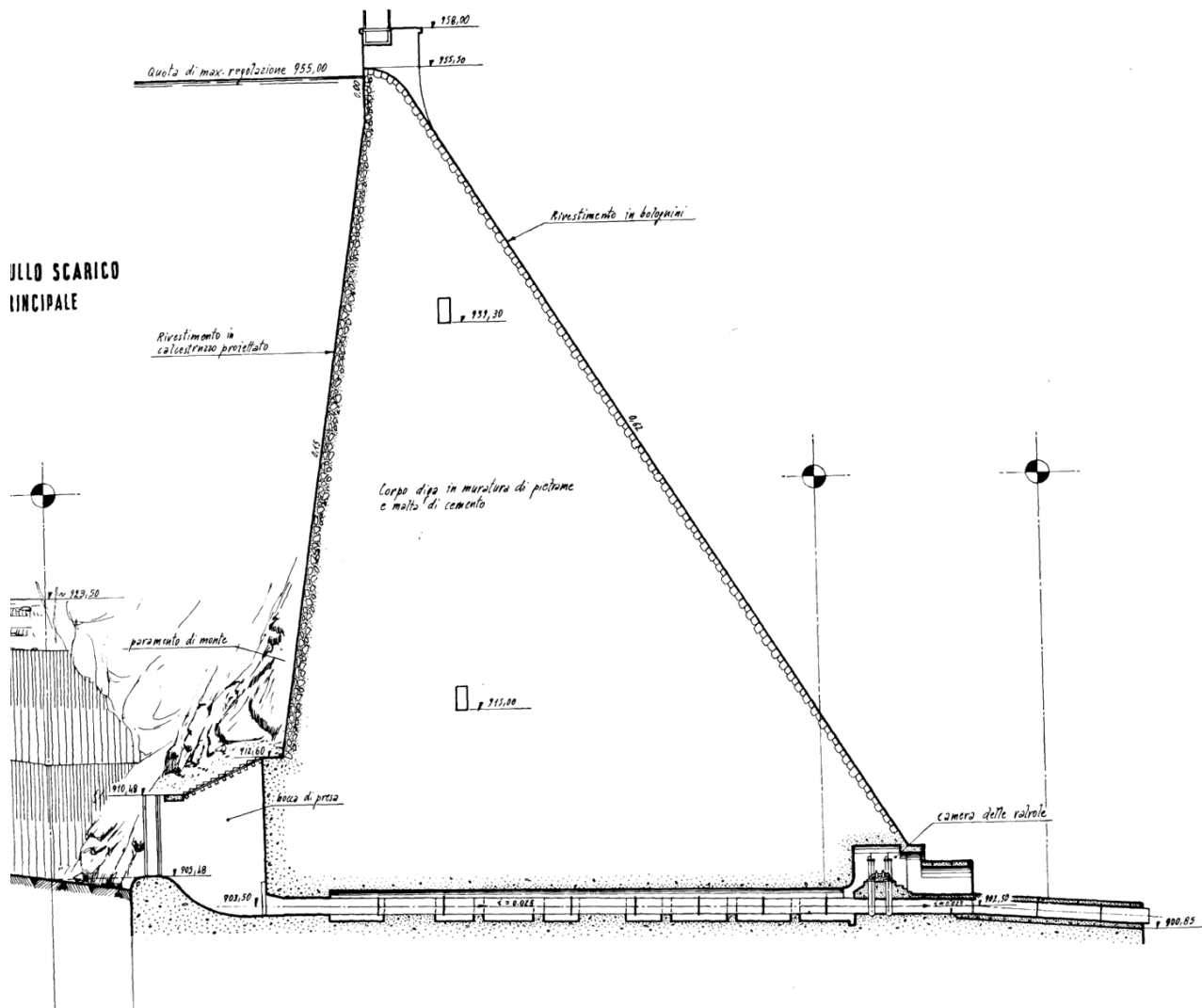


Figura 22.13: Scarico di fondo



Figura 22.14: Serbatoio di Campo Tartano – Stato dell'interrimento



Figura 22.15: Serbatoio di Campo Tartano – Disinterro imbocco scarichi



Figura 22.16: Serbatoio di Campo Tartano – Disinterro imbocco scarichi

22.3 Il serbatoio di Comunelli

Ente gestore: Regione Sicilia – ARRA Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque

Esempio di serbatoio con **Tasso medio annuo di Interimento TI %** elevato e **Grado di Interrimento GI%** significativo. E' in corso la redazione di un progetto di intervento per la messa in sicurezza del corpo diga e per mantenere un volume di regolazione atto a soddisfare le esigenze irrigue.

22.3.1 Dati generali del serbatoio

Il serbatoio di accumulo creato dalla diga Comunelli, che sbarra l'omonimo torrente, è situato nel comune di Butera in provincia di Caltanissetta. La capacità utile è di sei milioni di metri cubi, destinati alla regolazione dei deflussi per scopo irriguo a servizio delle aree agrarie della piana valliva, estese 2000 ha. Il serbatoio, realizzato negli anni 60 del secolo scorso mediante una diga di materiali sciolti, assolveva inoltre al compito di modulare le piene dell'omonimo torrente.

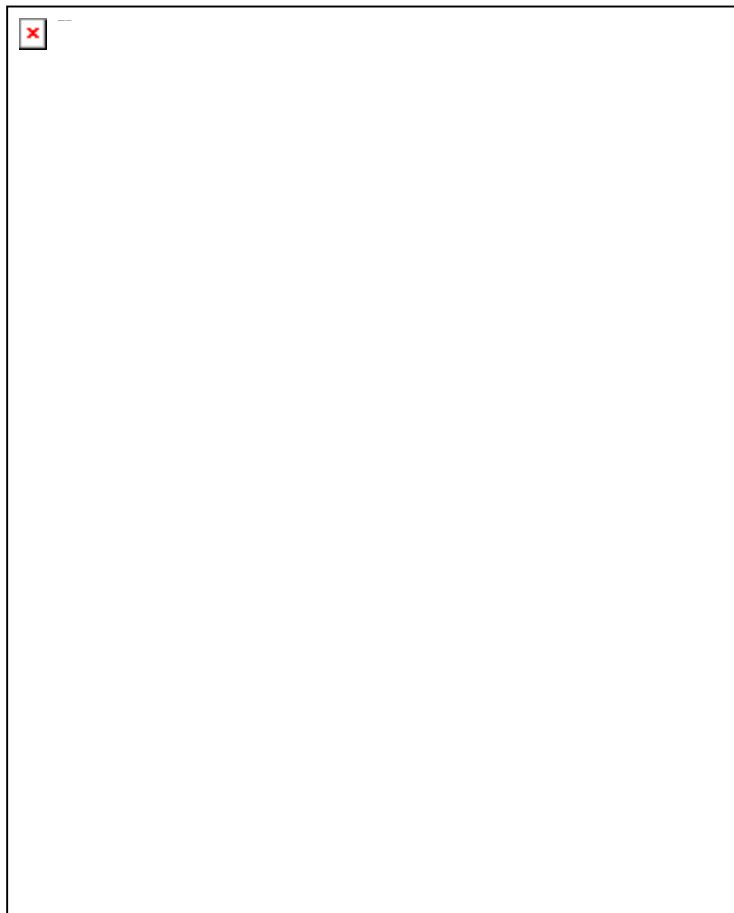


Fig.22.17: Serbatoio Comunelli – Planimetria Diga e scarichi.

La costruzione del serbatoio é iniziata nel 1961 ed é terminata nel 1968; nello stesso anno é iniziata la fase di esercizio, con i primi invasi sperimentali. Pertanto attualmente la vita dell'impianto é di 41 anni. Il serbatoio ha un volume complessivo di progetto di $9.90 \times 10^6 \text{ m}^3$ di cui $1.80 \times 10^6 \text{ m}^3$ di capacità morta, destinata agli interrimenti, $6.00 \times 10^6 \text{ m}^3$ di capacità utile fra le quote 79.00 e 89.00 m s.m. e $2.10 \times 10^6 \text{ m}^3$ di capacità destinata alla laminazione delle piene in corrispondenza del massimo invaso previsto a quota 91.40 m s.m.

22.3.2 Dati caratteristici dell'impianto

I dati caratteristici dell'impianto nella situazione di progetto originario possono essere riassunti come segue.

Diga di materiali sciolti, zonata con nucleo di terra per la tenuta (classe B/b, secondo il D.M. 24.3.1982)

Quota coronamento:	93.00 m s.l.m.
Larghezza del coronamento:	6.00 m
Sviluppo del coronamento:	680.00 m
Quota più depressa delle fondazioni:	57.60 m s.l.m.
Altezza massima del rilevato (sul punto più depresso):	35.40 m
Altezza massima di ritenuta (dal fondo alveo a monte a q. 64.00):	27.40 m
Franco totale:	1.60 m
Grado di sismicità della zona:	0
Quota di massimo invaso:	91.40 m s.l.m.
Quota minima di regolazione:	79.00 m s.l.m.
Volume invasato:	
alla quota di massimo invaso:	$9.90 \times 10^6 \text{ m}^3$
alla quota massima di regolazione	$7.80 \times 10^6 \text{ m}^3$
alla quota minima di regolazione	$1.80 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume utile di regolazione:	$6.00 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume di capacità morta:	$1.80 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume di laminazione:	$2.10 \times 10^6 \text{ m}^3$
Superficie del bacino imbrifero:	
sotteso direttamente:	82 km ²

allacciato:	55 km ²
Portata di massima piena:	
di progetto:	900 m ³ /s
Portate massime di scarico:	
con livello a quota di massimo invaso (91.40)	
– scarico di superficie:	700 m ³ /s
con livello a quota di massima di regolazione (89)	
– scarico di fondo:	60 m ³ /s
Tempo di vuotamento del serbatoio (fino a q. 79.00 m s.l.m.):	30 ore
Volume del corpo diga:	1.30 x 10 ⁶ m ³
Galleria d'allacciamento Rizzuto	
Sviluppo:	3350 m
sezione minima – policentrica da:	2.40 m
pendenza fondo:	0.0037 m/m
portata massima di derivazione:	12 m ³ /s

22.3.3 Geologia dei terreni a valle del serbatoio

I terreni della valle del t. Comunelli, nella zona interessata dal serbatoio, sono prevalentemente costituiti da argille scagliose, varicolori, riconducibili all'Oligocene-Miocene Inferiore in base alla microfauna presente, ma riferibili almeno al Pliocene Medio che è l'epoca in cui esse raggiunsero l'attuale posizione nella serie stratigrafica ed acquistarono il particolare assetto caotico da cui sono caratterizzate; posizione ed assetto che le argille in questione avrebbero assunto a seguito di fenomeni di "colamento gravitativo" o di "correnti di torbidità". Durante il movimento esse si sono mescolate con argille di diversa età ed hanno inglobato elementi litoidi delle formazioni che costituivano il substrato sul quale il colamento avveniva. Tali ammassi o accumuli, detti "olistostromi", contengono inglobati in essi elementi litoidi, detti "olistoliti". Olistoliti di cospicue dimensioni sono i materiali litici, ascrivibili alla serie gessoso solfifera, specialmente evaporiti calcaree, che, preservando le sottostanti argille dai processi di degradazione esterna, hanno determinato la formazione dei due speroni montuosi in corrispondenza dei quali è impostata la diga.

22.3.4 Geologia delle formazioni affioranti nel bacino imbrifero del serbatoio

Le formazioni presenti nel bacino idrografico a monte sono quelle, abbastanza estese, delle sabbie e arenarie plioceniche; nel bacino sono pure presenti numerosi sparsi lembi di calcari evaporitici della serie gessoso-solfifera.

I depositi marini del Pliocene e del Pleistocene inferiore (Calabriano) hanno spiccate caratteristiche di erodibilità.

La facies predominante è rappresentata da marne argillose grigio-azzurrognole con sottili intercalazioni di limi sabbiosi, ben stratificate, sedimentate generalmente sulla piattaforma continentale a profondità inferiore ai 200 m. Le marne derivano dall'erosione delle torbiditi dell'Oligocene e del Miocene in fase di emersione. Una facies particolare, rappresentata da marne bianche (trubi), praticamente prive di frazione clastica e derivanti dalla sedimentazione di <<fanghi a globigerine>> è caratteristica della Calabria e della Sicilia.



(C. Gambino, 2004)

Fig. 22.18 - Depositi sabbiosi su argille (Plio-pleistocene) nell'area del gelese.

Il bacino a monte della diga Comunelli è stato oggetto negli anni 80 di interventi di sistemazione idraulico-forestale realizzati in modo frammentario e perciò senza i risultati attesi da un intervento previsto più articolato, non attuato per ragioni finanziarie. Gli interventi realizzati hanno riguardato la

sistemazione idraulica di alcuni affluenti e la forestazione di piccola parte delle aree più erodibili, nonché la realizzazione, a monte dell'invaso, di una vasca di decantazione fuori alveo, della capacità di circa 140.000 m³. Questa ha inizialmente assolto al suo compito, ma l'aver trascurato il periodico svuotamento ne ha, ovviamente, vanificato l'azione di mitigazione negli anni successivi. Gran parte del bacino, ed in particolare i versanti su cui insiste la cittadina di Butera, a monte del serbatoio, alla cui base scorre il torrente Comunelli, sono ancora oggi oggetto di frane che alimentano l'apporto solido al serbatoio.

Il fenomeno dell'interrimento dipende da vari fattori:

- dalle caratteristiche fisiche del serbatoio;
- dalla erodibilità degli affioramenti geologici nelle aree che alimentano il bacino imbrifero;
- dallo stato di dissesto idrogeologico del bacino;
- dal regime pluviometrico che caratterizza la zona climatica in cui ricade il torrente Comunelli, spiccatamente a carattere torrentizio, contrassegnato da lunghi periodi di siccità con deflussi quasi nulli alternati da periodi in cui gli eventi assumono un carattere alluvionale.

Tutti questi fattori sono presenti in maniera più o meno evidente nel caso in argomento.

22.3.5 Il bacino diretto e quello allacciato

Il bacino sotteso ha complessivamente una estensione di 137 km², di cui 82 km² di bacino diretto e 55 km² di bacino allacciato mediante galleria di valico (galleria Rizzuto) che convoglia le acque derivate dall'opera di presa sul torrente Rizzuto, contermini del torrente Comunelli.

L'allacciamento al torrente Rizzuto e' costituito da un'opera di presa sul torrente Rizzuto, capace di derivare una portata massima di 12 m³/s, tramite una presa a trappola posta sul ciglio di una briglia in calcestruzzo, collegata alla galleria di valico Rizzuto- Comunelli, che adduce le acque derivate fino al serbatoio Comunelli.



Fig. 22.19: Torrente Comunelli – Bacino a monte della diga - Nonostante il bosco, si notano evidenti segni di erosione nei Trubi. Ai piedi del pendio il corso del Torrente (C. Gambino, 2003).



Fig. 22.20: Butera – Bacino del T. Comunelli – Frane (C. Gambino, 2003).

Lo sviluppo della galleria é di circa 3350 m, la sezione interna é di tipo policentrico con dimensione massima variabile da 2.40 a 2.80, la pendenza di fondo è pari a 0.0037 m/m, la portata di progetto è pari a 12 m³/s.

Allo scopo di meglio sfruttare la risorsa idrica del torrente, caratterizzata da eventi di piena di breve durata e di consistente entità e da portate di magra e di morbida presso che irrilevanti, negli anni 83-84 del novecento , è stata realizzata, a monte della suddetta opera di presa, una vasca di modulazione dei deflussi del torrente, della capacità di 200.000 m³, collegata ad un'altra opera di presa, capace di derivare dal torrente portate fino a 50 m³/s.

L'acqua temporaneamente immagazzinata nella vasca viene avviata alla galleria e, quindi, al serbatoio Comunelli, tramite una luce di svuotamento della vasca, regolata da una paratoia, il cui grado di apertura è asservito ai livelli idrici dell'acqua fluente nella galleria. In tal modo la gran parte delle portate del Rizzuto vengono captate e derivate nel serbatoio Comunelli tramite la galleria di valico, il cui funzionamento a pieno regime non è limitato al solo periodo dell'evento di piena, ma a tutto il tempo necessario a trasferire al serbatoio i volumi modulati dalla vasca.

22.3.6 Le opere di scarico

Le opere di scarico del serbatoio comprendono uno scarico di superficie e uno scarico di fondo.

Lo scarico di superficie, ubicato in sponda destra, ha imbocco sagomato a vasca con soglia libera a quota 89.00 m s.l.m. (quota massima di regolazione).

Segue un canale fugatore all'aperto, della lunghezza di circa 218 m, che immette in apposita vasca di dissipazione del tipo a risalti gradualmente. Alla vasca fa seguito un canale di raccordo all'alveo del torrente Comunelli.

Con livello alla quota di massimo invaso, 91.40 m.s.l.m., la portata scaricata dallo sfioratore di superficie è di 700 m³/s e, grazie all'effetto di laminazione del serbatoio, consente di controllare una piena con colmo di 900 m³/s, come risulta dalle verifiche di progetto.



Fig. 22.21 - Diga Comunelli - Scarico di superficie sagomato a barca con profilo della soglia Creager-Scimemi
(Foto C. Gambino, 2009).

Lo scarico di fondo é costituito da galleria disposta in sponda destra, che immette nella stessa vasca di dissipazione dello scarico di superficie.

La galleria é intercettata da una coppia di paratoie piane 1.50 x 2.20 m, disposte al fondo di apposito pozzo d'accesso. La sezione della galleria é circolare $\varnothing = 2.40$ m, nella tratta di circa 99 m a monte paratoie, e policentrica 3.30 x 4.05 m nella tratta di valle.

L'opera é munita a monte di imbocco a pipa con soglia di sfioro a quota 66.00 m s.l.m.. e fondo a quota 61.87 m s.l.m.

Con livello idrico nel serbatoio alla quota massima di regolazione 89.00 m s.m. la portata scaricata risulta, nel progetto originario, pari a 60 m³/s.

Il tempo di vuotamento fino alla quota minima di regolazione (79.00 m s.l.m.) previsto nel progetto originario é circa 30 ore, mentre il vuotamento totale fino alla soglia dello scarico di fondo (66.00 m s.l.m.) si protrarrebbe fino a circa 44 ore.

22.3.7 L'interrimento

A causa della spiccata erodibilità del bacino imbrifero sotteso, si sono accumulate nel serbatoio grandi quantità di materiale solido.

In occasione di un'intensa precipitazione, il 27 settembre 1971, caddero in meno di 3 ore ben 230 mm di pioggia ed il serbatoio si riempì, partendo dal minimo invaso, in circa 8 ore e sfiorò dallo scarico di superficie con un carico sulla soglia di circa 50 cm. Nel contesto di questo stesso evento si ebbero in sostanza modesti effetti sulla struttura della diga, limitati allo strappo ed all'erosione del manto di terra vegetale del paramento a valle della diga, ma cospicui apporti solidi che si accumularono, specie a ridosso della diga, fino a raggiungere l'imbocco dell'opera di presa irrigua.

Un intervento di cacciata, eseguito in tempi successivi, consentì di liberare l'imbocco della presa irrigua e di evacuare, tramite lo scarico di fondo, a valle una quantità di interrimento stimato in circa 350.000 mc, che si accumularono nell'alveo di valle, riempiendolo per una lunghezza di circa 3 km. I materiali accumulati a valle vennero poi asportati e venne così ripristinata la sezione di deflusso del torrente.

La mancanza di successive cacciate e gli ulteriori apporti solidi portarono negli anni successivi alla completa ostruzione dello scarico di fondo.

Nel 1988 è stato eseguito un rilievo stimando un volume d'interrimento di oltre $2,0 \times 10^6 \text{ m}^3$, con spessore massimo di circa 14 m in corrispondenza dello scarico di fondo e di 4,70 m in media.

Nel 2003 la quota raggiunta dal materiale solido in corrispondenza dell'imbocco dello scarico di fondo era di circa 83,75 m s.l.m., con uno spessore di circa 17,75 m.

Nel 2005 la quota raggiunta dal materiale solido in corrispondenza dello scarico di fondo era circa 84,00 m s.l.m. con uno spessore di 18 m.

Non si hanno a disposizione molti dati sul progredire dell'interrimento. L'entità specifica del trasporto solido può tuttavia essere valutato mediamente in $130.000 \text{ m}^3/\text{anno}$, tenuto conto sia delle cacciate effettuate nei primi anni 70, ed in particolare di quella consistente di cui si è detto, e del verificato funzionamento della vasca di decantazione a monte diga entrata in funzione nei primi anni 80, che ha consentito di trattenere a monte un volume solido di circa 140.000 m^3 .

Dall'esame di documentazione agli atti si è ricostruito il probabile progredire del fenomeno negli anni, riassunto nella tabella che segue.

Anno	Curva di livello raggiunta dall'interrimento (m s.l.m.)	H dell'interrimento rispetto alla quota di minimo invaso (66.00 m s.l.m.) (m)	Volume interrimento (Mm ³)
1968	66,30	0	0
1971	78,60	12,60	1,6
1988	80,00	14,00	2,25
2003	83,75	17,75	4,0
2008	84,30	18,30	4,15
2009	84,70	18,40	4,62

Tab. 22.2 – Probabile evoluzione dell'interrimento desunta da notizie agli atti del Consorzio di Bonifica 5 Gela.

L'interrimento del serbatoio ha cumulato tutti gli effetti indesiderati che, a vario grado nel corso del tempo, influenzano sia la disponibilità della risorsa che la sicurezza del serbatoio:

- La perdita di capacità utile;
- L'ostruzione degli scarichi profondi;
- Il rischio di tracimazione della diga;
- Il rischio potenziale di inquinamento del serbatoio e dell'alveo a valle;
- La modificazione delle azioni sulla diga.

22.3.8 La perdita della capacità utile

La capacità utile del serbatoio è stata compromessa con il conseguente precario e insufficiente servizio irriguo al comprensorio irriguo cui è asservita l'opera. Alla riduzione del volume utile di regolazione sostituito dal fango, si è aggiunta la limitazione d'invaso imposta dall'Autorità che vigila sulla sicurezza della diga che ha imposto nel 1996 la limitazione della quota d'invaso a 84,00 m s.l.m., oggi inferiore alla quota raggiunta dal fango.

22.3.9 L'ostruzione degli scarichi profondi e il rischio di tracimazione della diga

Il blocco dello scarico di fondo si verificò perché non si eseguirono manovre di cacciata successive a quella dei primi anni 70, con il conseguente consolidamento del fango nella galleria dello scarico fino a ridosso delle paratoie. In quella operazione si accertò infatti, non soltanto, come detto, il quasi totale riempimento di un lungo tratto dell'alveo di valle, con i conseguenti negativi riflessi sulla funzionalità idraulica dello stesso e sulla sua situazione ambientale, ma anche una sostanziale difficoltà di

manovrare le paratoie dello scarico di fondo, le cui apparecchiature, ormai vetuste, non consentivano di vincere la resistenza dovuta ad un deflusso avente alta densità per la presenza di una gran massa di sostanze solide.

A seguito dell'accertato blocco delle paratoie, nel 1996 l'Autorità di Vigilanza impose, per gestire il serbatoio, l'installazione di una terna di sifoni posti a scavalco sulla soglia dello scaricatore di superficie in grado di rilasciare una portata complessiva di $6 \text{ m}^3/\text{s}$. Con questo dispositivo il serbatoio si poteva svuotare dalla quota massima di regolazione (89,00 m s.l.m.) alla quota dell'interrimento (84,00 m s.l.m.) in circa 174 ore, tempo di gran lunga superiore rispetto al tempo di vuotamento di progetto (tra 30 e 44 ore). L'Autorità di Vigilanza (al tempo il Servizio Nazionale Dighe) nel 1996 chiese, anche, al Gestore di individuare la quota d'invaso che a seguito dell'ingresso di un idrogramma di piena con tempo di ritorno 1000 anni non avrebbe superato la quota di massimo invaso di progetto (91,40 m s.l.m.). Questa quota risultò essere la 84,00 m s.l.m., di poco superiore alla quota raggiunta dal fango; la portata di picco con $T_r = 1000$ anni risultò $1032 \text{ m}^3/\text{s}$.

A seguito della rivalutazione della sicurezza idraulico-idrologica della diga, ai sensi della L. 139/2004, la massima portata di picco con $T_r = 1000$ anni è stata pressochè confermata in $1031 \text{ m}^3/\text{s}$.

I risultati della rivalutazione della sicurezza idrologico idraulica, effettuata ai sensi della L. 139/2004, si riassumono nella seguente tabella 23.2.2.

Nel corso dell'emergenza idrica protrattasi ininterrottamente dal 2002 al 2006, si pervenne ad un progetto definitivo che prevedeva la costruzione di un nuovo scarico di fondo e il sovrizzo del corpo diga di 3,65 m per adeguare il franco, ai sensi del D.M. 24 marzo 1982, anche alla nuova classificazione sismica della provincia di Caltanissetta, in cui ricade il serbatoio.

Per garantire un minimo di erogazione di risorsa, nelle more dell'esecuzione dei lavori di adeguamento della diga, L'Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque, subentrata nella gestione al Consorzio di Bonifica 5 Gela, ha richiesto ed ottenuto nel 2007 di gestire il serbatoio a due quote diverse nei periodi autunno-vernino e primaverile-estivo. Nel primo periodo, si manteneva il serbatoio asciutto; durante il periodo primaverile, essendo assai remota la possibilità di un evento di piena con $T_r = 1000$ anni, si assunse come possibile un evento con $T_r = 500$ anni e si individuò la quota massima di esercizio di 86,00 m s.l.m. (87,00 m s.l.m. in caso di eventi di piena ai sensi della circolare DSTN/2/7019/ 1995). L'autorizzazione fu subordinata all'attivazione di un sistema di allerta e di una unità di crisi allorché le previsioni meteo della Protezione Civile avessero preannunciato la possibilità di precipitazioni di 155 mm di pioggia nell'arco delle 24 ore.

Tr (Anni)	Onde di piena affluenti		Corrispondenti onde di scarico laminate					
	Qa	Va	Ipotesi A			Ipotesi B		
			Solo scarico di superficie			Scarico di sup.+fondo		
			Qs	Vs	S	Qs	Vs	S
10	81	1.18	50	0.81	0.411	65	1.15	0.026
20	120	1.75	80	1.05	0.562	79	1.59	0.180
50	200	2.91	144	2.16	0.835	136	2.44	0.525
100	292	4.26	221	3.26	1.112	213	3.49	0.850
200	427	6.22	336	4.9	1.471	328	5.10	1.249
500	705	10.28	576	8.37	2.107	573	8.53	1.935
1000	1031	15.01	771	12.34	2.864	804	12.57	2.632
1300	1189	17.33	877	14.2	3.360	889	14.45	3.087
2000	1488	21.68	994	17.56	4.280	1044	17.88	4.077

Qa, Qs = portate al colmo (m³/s); a = afflusso, s= scarico
Va, Vs = volume complessivo dell'idrogramma (10⁶ m³)
S= sopralzo (m) del livello d'invaso dalla quota di normale ritenuta (89,00 m s.l.m.)

Tab 22.3 - Laminazione parametrica del serbatoio. Sovr. %= percentuale di impegno del franco.

Recentemente, recependo le indicazioni dell'Autorità di vigilanza, si sono studiate alcune soluzioni provvisorie che prevedono, in aggiunta al necessario ripristino della funzionalità dello scarico di fondo, l'abbassamento della soglia dello sfioratore di superficie in modo che la piena con Tr= 1000 anni non superi la quota di massimo invaso, anche in assenza dello scarico di fondo, in presenza di volumi accumulati. Questa soluzione consentirebbe di non interrompere l'erogazione della risorsa nelle more di un adeguamento del franco, della realizzazione di un nuovo scarico di fondo e dello sfangamento del serbatoio.

Da rilevare che, già in sede di progetto della diga, il franco regolamentare allora vigente venne rispettato tramite un robusto muro para onde, alto 1,10 m.

22.3.10 Il rischio potenziale di inquinamento del serbatoio e dell'alveo a valle

La mancanza di indicazioni per la caratterizzazione chimica e biologica dei sedimenti ha rallentato le iniziative volte alla loro rimozione e all'individuazione di un sito di conferimento.

Nel corso del tempo, tuttavia, si sono tentati degli approcci per la caratterizzazione della matrice sedimento, anche dal punto di vista geotecnico oltre che chimico.

Nel 1989 furono prelevati e sottoposti a prove geotecniche 5 campioni indisturbati prelevati dalla zona d'invaso, a profondità variabili da 5 a 9,60 m dal piano del sedimento. Le indagini geotecniche evidenziarono che la matrice sedimento può classificarsi dal punto di vista granulometrico come argilla

con limo debolmente sabbioso o limo con argilla debolmente sabbiosa. Non sono noti i punti di campionamento, ma si presume che i prelievi siano stati effettuati a ridosso del corpo di ritenuta e in sponda destra. Il peso specifico dei grani è $\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$; il peso secco dell'unità di volume varia nell'intervallo $\gamma_d = 0,90 \div 1,40 \text{ t/m}^3$; il contenuto naturale d'acqua varia nell'intervallo $0,30 \div 0,70$ con grado di saturazione prossimo all'unità.

I limiti di Atterberg variano:

- Limite di liquidità: $w_l = 0,60 \div 0,78$;
- Limite di plasticità: $w_p = 0,26 \div 0,32$;
- Indice di plasticità: $I_p = 0,34 \div 0,46$.

Sulla carta di plasticità i campioni si situano nel campo delle argille inorganiche di alta plasticità; sulla carta di attività ricadono prevalentemente tra le argille inattive.

L'indice di consistenza è molto basso e ricade nell'intervallo $I_c = 0,17 \div 0,23$.

La resistenza meccanica a sforzi totali (prove triassiali non consolidate non drenate UU) mostrò che i campioni avevano $c = 0,5 \div 0,8 \text{ t/m}^2$ e $\varphi = 0$; a sforzi efficaci (prova di taglio diretto consolidata drenata) $c' = 0 \text{ t/m}^2$ e $\varphi' = 18^\circ \div 22^\circ$.

Le prove edometriche hanno evidenziato un modulo di compressione $E' = 85 \div 300 \text{ t/m}^2$, che fu attribuito all'eccessivo confinamento con cui è eseguita la prova edometrica e allo scarso effetto drenante causato dalla bassa permeabilità del materiale che era dell'ordine di 10^{-9} cm/s .

Il materiale nella realtà va considerato a bassa capacità portante perché è allo stato semifluido e si disgrega facilmente sotto la pressione delle mani e tende a rifluire lateralmente sotto carico.

Dal punto di vista della caratterizzazione chimica del sedimento, si dispone di alcune analisi. Una prima analisi è stata condotta su un campione di materiale prelevato sulla sponda destra del serbatoio nel novembre del 2001. Il materiale è stato classificato col codice CER 170502 e pertanto utilizzabile per rinterri, riempimenti ed altro in quanto proveniente da siti non inquinati e comunque con concentrazione di inquinanti non superiori ai limiti stabiliti dalla normativa allora vigente.

I parametri determinati sul rifiuto tal quale sono quelli riportati nella tabella che segue.

Parametri determinati sul rifiuto tal quale	Concentrazione (mg/Kg)	Concentrazione limite (mg/Kg)
Benzene	<0,1	500
Toluene	<0,1	50.000
Xileni	<0,1	50.000
Oli minerali	45	--
Fenoli	<0,1	5.000
Antimonio (Sb)	<1	50.000
Arsenico (As)	0,55	100
Berillio (Be)	<1	500
Cadmio (Cd)	0,77	100
Cromo VI (Cr)	0,68	100
Mercurio (Hg)	<0,1	100
Piombo (Pb)	68	5.000
Rame tot. (Cu)	37	--
Sommatoria (C/CL)	<1	1

Fu eseguito anche il test di cessione con acido acetico 0,5 M a pH= 5 con il seguente risultato

Parametro	Concentrazione (mg/l)	Concentrazione limite (mg/l) tab. A 319/76
Arsenico (As)	<0,01	0,5
Cadmio (Cd)	<0,01	0,02
Cromo VI (Cr)	<0,1	0,2
Mercurio (Hg)	<0,001	0,005
Piombo (Pb)	<0,01	0,2
Rame (Cu)	<0,01	0,1
Selenio (Se)	n.d.	0,03

n.d.: non determinato

Nel 2008 furono eseguite ulteriori analisi su cinque campioni di sedimento prelevati sempre lungo le sponde del serbatoio. Queste ulteriori analisi furono effettuate perché si prospettava l'impiego dei sedimenti come materiale per capping di una discarica di fosfo gessi nell'area del gelese.

Le analisi, molto più estese delle precedenti, accertarono che il materiale poteva essere avviato al recupero in quanto conforme al punto 12.2. del D.M. 6.2.1998 e s.m. e confermandosi come fanghi di dragaggio, codice CER 170502.

La caratterizzazione del materiale è stata condotta seguendo le procedure nazionali o internazionali ufficialmente riconosciute (IRSA/CNR, EPA, ISO).

Non sono state condotte indagini sul benthos e sull'acqua.

Le procedure per l'avvio delle operazioni di sfangamento si arenarono per l'emergere di complessi problemi finanziari.

22.3.11 La modificazione delle azioni agenti sulla diga

Le conseguenze dell'interrimento sono diverse a seconda del tipo di diga. Nel caso di dighe di materiali sciolti, come la diga Comunelli, l'interrimento generalmente espone la diga a più elevato rischio di tracimazione ed a una più marcata spinta orizzontale. Nel caso in esame le verifiche statiche effettuate hanno dimostrato la sufficiente resistenza della struttura alle maggiori spinte orizzontali e, non essendovi manto di tenuta artificiale, l'interrimento non crea problemi di ispezione e manutenzione della porzione di paramento che soggiace all'interrimento.

22.3.12 Conclusioni

Il serbatoio Comunelli si trova in uno stato di empasse legato ad una serie di problemi irrisolti. Oltre ai problemi finanziari, la caratterizzazione del materiale sedimentato fin qui condotta potrebbe essere valutata insufficiente per rappresentare l'intera massa presente nel serbatoio a causa dell'esiguità del materiale analizzato. Ciò è conseguenza della mancanza di indicazioni normative sullo svolgimento del campionamento del sedimento e dell'acqua. Inoltre, la mancanza di concentrazioni di riferimento con cui confrontare le concentrazioni degli analiti rilevati potrebbe seriamente bloccare le iniziative intraprese per portare avanti lo sfangamento in assenza di norme certe.

A questi problemi si aggiungono anche quelli derivanti dalla indisponibilità di un sito di conferimento e/o di una caratterizzazione del materiale per un riutilizzo, dalla mancanza di indicazioni sui pre-trattamenti e/o trattamenti ammissibili sul sedimento rimosso per compilare il progetto di gestione.

In caso si dovesse adottare in parallelo al dragaggio dei sedimenti anche la fluitazione del materiale a valle, peserebbe sull'esecuzione di questa operazione anche l'assenza di valori di riferimento delle concentrazioni massime ammissibili del materiale in sospensione e della loro persistenza.

Il serbatoio ha ormai raggiunto una fase molto delicata.

Se si adotta il provvedimento suggerito dall'Autorità di Vigilanza, e cioè l'abbassamento temporaneo della quota di sfioro, bisogna contestualmente prevedere l'avvio di manovre periodiche di sfangamento volte a rimuovere almeno il sedimento depositatosi tra due sfangamenti successivi.

Se non si opera in tal senso, la vita utile del serbatoio diminuirà più rapidamente.

Questi provvedimenti sono da intendersi temporanei, perché gli interventi risolutivi per un completo recupero del serbatoio non possono prescindere, oltre che dal recupero della capacità utile con lo sfangamento, dalla realizzazione di un nuovo scarico di fondo e dal sovrizzo del corpo diga. In

alternativa a quest'ultimo provvedimento potrebbe valutarsi la realizzazione di un ulteriore scarico di superficie.

Il fenomeno dell'interrimento, tuttavia, si riproporrà in futuro se non si studiano ed attuano gli adeguati provvedimenti di sistemazione del suolo, di sistemazioni idrauliche e di manutenzione periodica delle opere in grado di mitigare il trasporto solido che giunge al serbatoio.

22.4 Il serbatoio della diga Carmine

Ente gestore: *Consorzio Irriguo di Miglioramento Fondiario di Vallo della Lucania (SA)*

Esempio di serbatoio **privo di interrimento significativo** dopo circa 30 anni di esercizio – la documentazione fotografica allegata illustra ed evidenzia senza ombra di dubbio la totale assenza di sedimenti sul fondo e la completa pulizia e funzionalità degli organi di presa e di scarico del serbatoio.

DATI PRINCIPALI DELLA DIGA DESUNTI DAL PROGETTO APPROVATO

Altezza della diga (ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982)	48,40 m
Altezza della diga (ai sensi della L. 584/94)	46,40 m
Altezza di massima ritenuta	36,40 m
Quota coronamento:	596,10 m.s.l.m.
Franco (ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982)	2,00 m
Franco netto (ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982)	1,40 m
Sviluppo del coronamento:	265,00 m
Volume della diga	856.000,00 m ³
Grado di sismicità della zona:	0 – non sismico
Classifica ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982	materiali sciolti di terra zonata (B.b)

DESCRIZIONE DELL'OPERA

La diga è realizzata in materiali sciolti, con nucleo centrale in limi argillosi e contronuclei in materiali limo sabbiosi, rinfianchi con misto di fiume (monte) e con blocchi di calcare marnoso (valle) e con scogliera in blocchi di calcare.

La tenuta idraulica è realizzata mediante taglione e schermo di iniezioni di miscela ternaria su due file di fori verticali. Il sistema drenante è realizzato con filtro sub-verticale a doppio strato e da un tappeto filtrante monostrato in ghiaia e sabbia.

DATI PRINCIPALI DEL SERBATOIO DESUNTI DAL PROGETTO APPROVATO

Quota di massimo invaso:	594,10	m.s.l.m.
Quota massima di regolazione:	593,50	m.s.l.m.
Quota di minima regolazione	560,00	m.s.l.m.
Superficie dello specchio liquido		
- alla quota di massimo invaso	0,203	km ²
- alla quota massima di regolazione	0,198	km ²
- alla quota minima di regolazione	0,004	km ²
Volume totale di invaso (ai sensi del D.M. n. 44 del 24/03/1982)	3,15x10 ⁶	m ³
Volume di invaso (ai sensi della L. 584/94)	3,03x10 ⁶	m ³
Volume utile di regolazione	3,02x10 ⁶	m ³
Volume di laminazione	0,12x10 ⁶	m ³
Superficie del bacino imbrifero direttamente sotteso:	1,95	km ²
superficie del bacino imbrifero allacciato	18,87	km ²
Portata di massima piena di progetto:	51,00	m ³ /s
Tempo di ritorno		non disponibile

DESCRIZIONE DEL BACINO IMBRIFERO AFFERENTE L'INVASO

Il bacino imbrifero è inciso da alcuni corsi d'acqua mediamente acclivi. Non vi è presenza di fenomeni franosi attivi mentre è diffusa la copertura arborea con limitate zone coltivate ed assenza di insediamenti abitativi ed antropici.

DESCRIZIONE DELLE SPONDE DELL'INVASO

Le sponde dell'invaso sono coperte prevalentemente da vegetazione e limitatamente da zone coltivate. Sono assenti zone con fenomeni franosi attivi.

DESCRIZIONE DELL'ALVEO A VALLE DELLO SBARRAMENTO

A valle della diga l'alveo del torrente Carmine è rimasto quello naturale ed, in generale, non si evidenziano situazioni che possano dare origine a fenomeni di rigurgito.

NOTIZIE SULL'INTERRIMENTO E SUA EVENTUALE INFLUENZA SULLA FUNZIONALITA' DELLE OPERE DI SCARICO

I dati relativi a 28 anni di esercizio dell'invaso non registrano alcun significativo interrimento. L'invaso può essere classificato come "*invaso privo di interrimento significativo*". In proposito è utile evidenziare che la gran parte delle acque in ingresso provengono da bacini limitrofi su cui sono presenti opere di sbarramento e derivazione che provvedono a sedimentare i materiali in sospensione trasportati dalle acque. Di seguito viene fornita una documentazione fotografica realizzata nel 2006 in cui si evidenzia in maniera inequivocabile la totale assenza di interrimento significativo e la completa funzionalità delle opere di scarico e di derivazione.



Figura 22.22: diga Carmine - fondo del serbatoio con evidenza delle opere di scarico e di presa



Figura 22.23: diga Carmine - fondo del serbatoio con evidenza delle opere di scarico e di presa

22.5 Il serbatoio di Valgrosina

Ente gestore: *AEM S.p.A. (Milano) – oggi a2a S.p.A.*

Esempio di sperimentazione e messa a punto di **operazioni di fluitazione dei sedimenti** attraverso lo scarico di fondo del serbatoio con annesse sperimentazioni e messa a punto di tecniche e procedure di monitoraggio ambientale sul corpo idrico ricettore a valle dello sbarramento

22.5.1 Gli svassi e la fluitazione dei sedimenti del bacino di Valgrosina (AEM) anni 2006 e 2007

Lo svasso di Valgrosina nell'estate 2006 ha rappresentato il primo caso studio di questa ricerca; la ripetizione dell'evento nell'estate del 2007 ha consentito di effettuare nuove indagini, rendendo così possibile un confronto dei risultati degli effetti ambientali dei due eventi e un affinamento delle tecniche di studio impiegate.

22.5.2 L'area di studio

L'area di indagine sulla quale sono stati concentrati i maggiori sforzi, comprende il bacino idrografico del T. Roasco e il tratto di F. Adda compreso fra Grosio e l'invaso artificiale di Sernio, a valle del quale si è ritenuto che l'effetto ecologico dello svasso del bacino di Valgrosina potesse risultare decisamente più limitato. La verifica sperimentale di tale ipotesi è stata eseguita durante il primo evento tramite indagini lungo l'intera asta del F. Adda compresa fra Grosotto e la foce nel Lago di Como.

Figura 22.24 - diga di Valgrosina.



L'invaso di Valgrosina, situato a circa 1.200 m s.l.m. presso l'abitato di Fusino, lungo l'omonima valle, fa parte dell'impianto idroelettrico di Grosio della società AEM S.p.A., oggi a2a.

La Valgrosina, una delle maggiori valli tributarie di destra della Valtellina, si estende dall'abitato di Grosio sino alla cima Piazzi dividendosi in due grandi rami:

- □ la Val di Eita (ramo orientale), che scende in direzione N-S dalla cima de' Piazzi, ricevendo in destra orografica la Val d'Avedo;
- □ la Val di Sacco (ramo occidentale) che si estende in direzione O-E. La Val di Eita è solcata dal T. Roasco di Eita che, provenendo dal passo di Verva, attraversa il pianoro di Eita, per poi confluire nella diga di Valgrosina, mentre la Val di Sacco è percorsa dal T. Roasco di Sacco che si origina presso il Lago Zapelasc e confluisce con il T. Roasco di Eita a circa 500 m a valle della diga di Fusino.

Il bacino imbrifero naturale sotteso all'invaso di Valgrosina ha una estensione di circa 60 km² e si sviluppa su un territorio montano quasi completamente esente da attività antropica. È caratterizzato perlopiù dalla presenza di accumuli detritici e affioramenti litoidi privi di vegetazione (45% circa),

coperture vegetali caratterizzate prevalentemente da vegetazione rupestre (28% circa) e boschi di conifere (15% circa). Il bacino allacciato è decisamente più esteso di quello naturale, e pari a circa 531 km², includendo il territorio dell'Alta Valtellina, peraltro densamente abitato e frequentato da numerosi turisti.

22.5.2.1 Il Torrente Roasco

- Il T. Roasco vero e proprio prende forma solo dopo qualche centinaio di metri dalla diga dell'invaso di Valgrosina, in corrispondenza della confluenza con la Val di Sacco, scorrendo successivamente in una profonda forra poco accessibile, prima di sfociare nell'Adda in destra idrografica, nei pressi dell'abitato di Grosotto. Il tratto a valle della diga si sviluppa per un percorso di circa 7 km, 5 dei quali all'interno della forra.
- Le sue acque sono alimentate dal deflusso minimo vitale, rilasciato dalla presa sul T. Roasco di Sacco e, procedendo verso valle, da diversi piccoli rii che solcano alcune vallette laterali. Il T. Roasco è un tipico corso d'acqua montano a discreta pendenza e substrato grossolano, con mesohabitat dominato da sequenze step-pool e riffle, accompagnate nelle zone di maggior pendenza da pool e cascade.
- Per quanto riguarda la vocazionalità ittica, il T. Roasco è tipicamente ascrivibile alla zona della
- trota fario.

Figura 22.25 - il T. Roasco nella forra, tratto a riffle.



Figura 22.26 - il T. Roasco nella tratto terminale, presso la località Selve del Dom a monte di Grosotto.

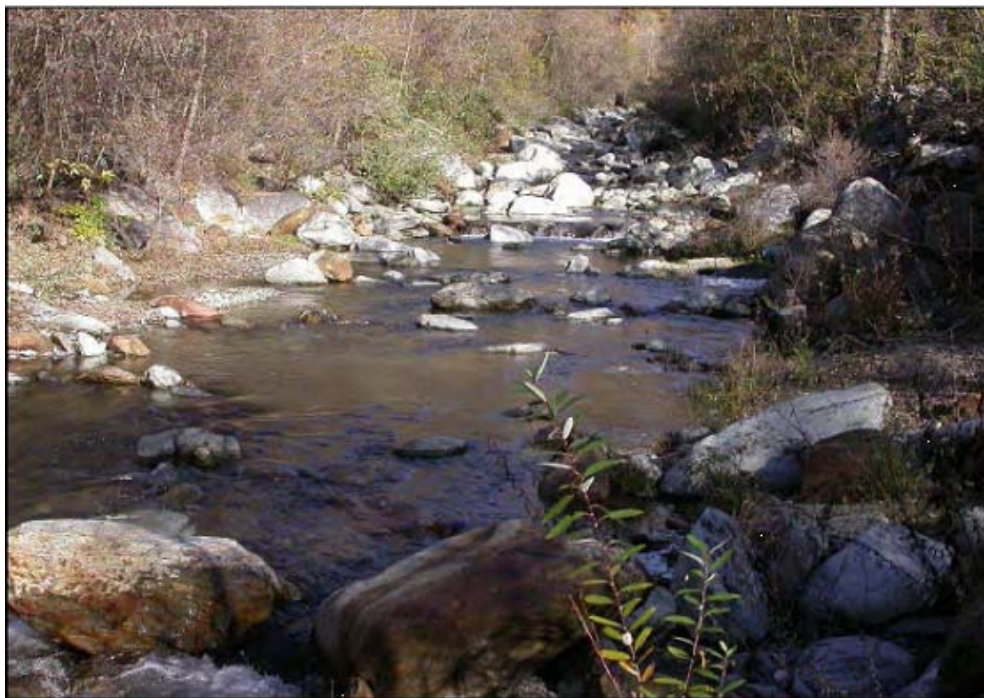


Figura 22.27 - il T. Roasco nella tratto terminale a Grosotto, poco prima della foce in F. Adda.



22.5.2.2 Il Fiume Adda

Il F. Adda nasce a 2.237 m di quota dai laghi Alpisella (Parco Nazionale dello Stelvio) situati sopra Bormio e, dopo aver attraversato la Valtellina per un tratto di circa 125 km, sfocia nel Lago di Como, a Gera Lario (loc. Fuentes). Il suo bacino imbrifero si estende per una superficie di circa 4.550 km², comprendente anche la Valle del Poschiavino, situata in territorio elvetico.

Il regime idrologico dell'Adda è di tipo nivo-glaciale, caratterizzato cioè da un periodo di magra invernale tra dicembre e marzo, e da un incremento delle portate in primavera, in coincidenza con lo scioglimento delle nevi e l'aumento delle precipitazioni. Le portate massime vengono raggiunte solitamente durante l'estate (giugno - luglio), quando le temperature più elevate provocano il parziale scioglimento dei ghiacciai. Le portate dell'Adda risultano regolate artificialmente lungo tutto il suo corso e la presenza di grandi invasi, a partire da poco dopo le sorgenti (dighe di Cancano e S. Giacomo), ne modifica sostanzialmente il regime ideologico. In relazione ai cicli di funzionamento degli impianti, le acque invasate sono turbinate e restituite al fiume con un andamento fortemente discontinuo, con variazioni consistenti fra il giorno e la notte, così come fra i giorni feriali e i fine settimana. Subito a valle delle prese le portate sono invece ridotte al solo deflusso minimo vitale.

Dal ponte di Grosio fino a Lovero, nel tratto interessato direttamente dagli effetti dello svaso, sono frequenti arginature e difese spondali che riducono la continuità biologica in senso trasversale. Per quanto riguarda la fauna ittica, l'Adda a monte dell'invaso di Sernio esprime una vocazionalità a Salmonidi con la trota fario quale specie dominante, che risulta ben rappresentata e tipicamente associata allo scazzone. Occasionalmente possono essere inoltre rinvenuti esemplari di trota iridea, provenienti dalle pratiche di ripopolamento. Tale vocazionalità ittica si mantiene inalterata sino a Tirano ove il corso d'acqua, per il mutare delle caratteristiche morfologiche e per l'entità delle portate, diviene maggiormente idoneo, rispetto alla porzione a monte, anche per il temolo e (almeno a livello teorico) per la trota marmorata.

Figura 22.28 - *il F. Adda immediatamente a valle della confluenza del T. Roasco a Grosotto.*



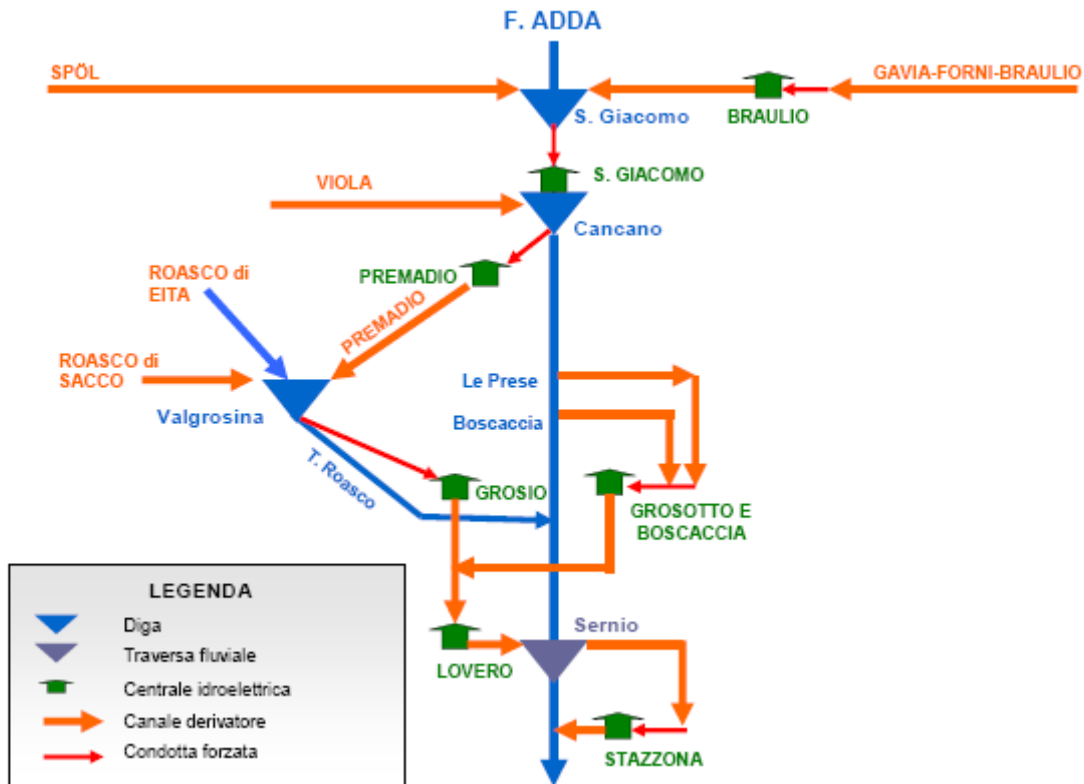
22.5.3 Il sistema idroelettrico oggetto di studio

Le acque del bacino di Valgrosina sono alimentate direttamente dal T. Roasco d'Eita e, mediante un breve canale derivatore sotterraneo della lunghezza di 1,5 km, da quelle del T. Roasco di Sacco. Il principale contributo però, proviene dal canale derivatore Premadio-Val Grosina che, dopo un percorso di circa 21 km, convoglia nel bacino le portate turbinare dalla centrale di Premadio; lungo il suo tragitto sotterraneo vengono immesse, mediante 5 opere di presa, le acque del T. Viola prelevate a Premadio, quelle del T. Frodolfo prelevate ad Uzza e quelle del T. Massanigia, del T. Vendrello e del T. Migiondo.

A valle della centrale di Premadio si succedono gli impianti di Grosio, Lovero e Stazzona. La centrale in caverna di Grosio, la maggiore per potenza installata dell'intero sistema idroelettrico AEM in Valtellina (428 MW potenza installata, 598 m salto medio effettivo), è in esercizio dal 1960. Le acque

turbinate sono immesse in vasconi di carico (Vasconi di Grosotto) dai quali diparte il canale di Lovero, che alimenta l'omonima centrale.

Figura 22.29 - schema idroelettrico delle acque del sistema a2a S.p.A..



Pur avendo una capacità relativamente modesta (1.200.000 m³), il bacino di Valgrosina ha un ruolo determinante nel sistema idroelettrico locale poiché, oltre a permettere la regolazione parziale delle portate naturali del T. Roasco di Eita direttamente affluente, costituisce il bacino di modulazione delle portate giornaliere che arrivano dall'alta Valtellina attraverso il canale Premadio-Valgrosina e che alimentano la sottostante centrale di Grosio. Questo bacino svolge quindi un'importante funzione di compensazione e rifasamento delle portate scaricate dalla centrale di Premadio e di alimentazione variabile della centrale di Grosio.

La capienza relativamente piccola del bacino oggetto di svaso, in rapporto ai volumi aggiunti, comporta un tempo di ricambio medio dell'acqua del serbatoio dell'ordine delle 24 ore. Il bacino di Valgrosina è dotato di sistemi di by-pass delle portate immesse dal canale derivatore della Val di Sacco e dell'immissione diretta della Val d'Eita, che permettono di oltrepassare il bacino. In particolare, è

presente un canale di by-pass della portata con presa a monte del serbatoio e scarico a valle, dimensionato per convogliare in modo naturale le portate di piena del T. Roasco d'Eita in alveo, senza interessare il bacino. Durante gli eventi di piena particolarmente intensi viene comunque mantenuto il livello di invaso nel bacino, mediante l'apertura dello scarico di fondo o eventualmente la derivazione di portate residue sull'impianto di Grosio, così da predisporre il bacino per un eventuale effetto di laminazione. Di conseguenza, gli eventi di piena caratterizzati da portate del T. Roasco d'Eita superiori ai $30 \text{ m}^3/\text{s}$, generalmente non interferiscono con il bacino (e quindi con i depositi) in quanto la portata dell'Eita viene convogliata nella galleria di by-pass e, con l'apertura dello scarico di fondo, viene mantenuto il minimo livello d'invaso. Durante il normale esercizio dal serbatoio non vengono rilasciate portate in alveo. Il Deflusso Minimo Vitale (DMV) viene rilasciato dalla presa Sacco, che deriva l'acqua dal T. Roasco di Sacco verso il bacino di Valgrosina; il T. Roasco prende quindi forma solo dopo la confluenza con la Val di Sacco, a circa 0,9 km dalla diga. Dopo questo punto scorre in una gola piuttosto incisa per circa 6 km prima di sfociare nell'Adda, in sponda destra, all'altezza dell'abitato di Grosotto.

Il sedimento depositato nel bacino deriva quasi totalmente dal materiale in sospensione trasportato dall'Adda a monte di Premadio, e dal Frodolfo a monte di Uzza, le cui acque captate dalle rispettive opere di presa, vengono derivate nel canale Premadio-Valgrosina, specialmente nel periodo estivo. Si tratta di materiale con granulometria fine che non si è depositato nei dissabbiatori delle relative prese. Si stima un deposito medio annuo di $15.000 \div 20.000 \text{ m}^3$.

Per quanto riguarda il volume effettivo di materiale solido depositato nel bacino (prima dello svaso), in base alla differenza fra la capacità d'invaso all'inizio della costruzione e la capacità d'invaso attuale, si stima in 200.000 m^3 , quasi tutti accumulati sotto la quota minima di gestione normale dell'invaso. Questa quota minima coincide con la platea dello scarico del canale derivatore Premadio-Valgrosina a 1.193 m s.l.m., mentre sopra tale quota non vi sono depositi significativi di materiale.

Figura 22.30 - *invaso di Sernio.*



22.5.4 Le modalità operative della fluitazione dei sedimenti nel 2006

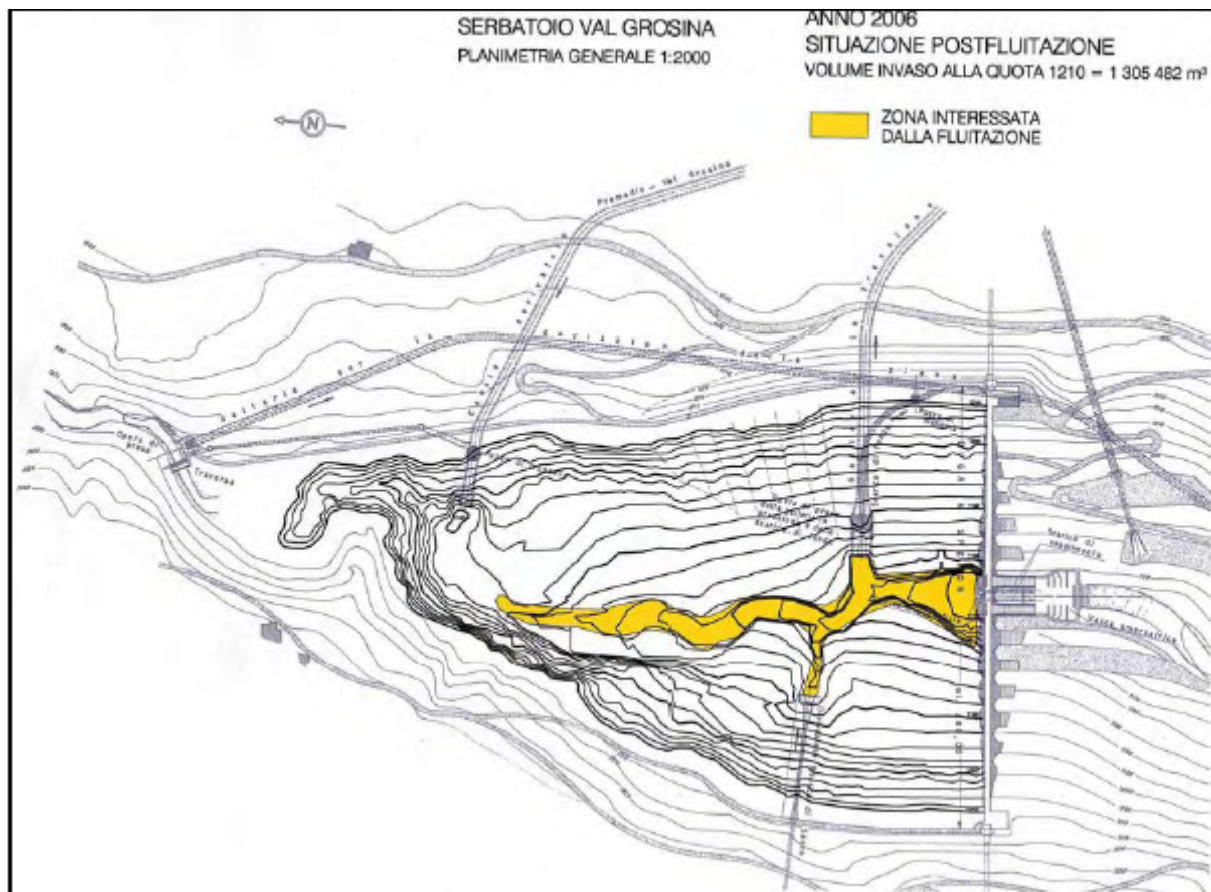
Secondo quanto indicato nel Piano di Gestione dell'invaso di Valgrosina, il volume di sedimento da rimuovere mediante fluitazione risultava circa 20.000 m³, valore corrispondente alla stima media di incremento annuo di deposito nel bacino.

Le operazioni di svasso hanno avuto inizio il 28 agosto 2006 e si sono svolte con le seguenti modalità:

1. interruzione dell'immissione del canale derivatore Premadio – Valgrosina;
2. deviazione delle derivazioni dell'opera Eita e dell'opera Sacco;
3. riduzione del livello dell'acqua nel serbatoio di Val Grosina;
4. apertura delle paratoie destra e sinistra della diga di Fusino;

5. apertura dello scarico di fondo della diga di Valgrosina.

Figura 22.31 - planimetria del serbatoio e zona interessata dalla fluitazione.



Nella fase iniziale il materiale addossato allo scarico di esaurimento ostruiva il condotto che attraversa il corpo diga e sbocca nella vasca di smorzamento situata ai piedi della stessa; l'espulsione di tale materiale è stata possibile solo dopo aver invaso acqua nel bacino per incrementare la pressione nel condotto e aver pompato acqua nel suo tratto terminale.

Per garantire le massime diluizioni possibili, alle portate connesse allo svuotamento del serbatoio sono state aggiunte le portate del Roasco d'Eita e del Roasco di Sacco (per un totale di circa $4 \text{ m}^3/\text{s}$), ambedue interamente deviate a valle dello sbarramento, e le portate derivate dal piccolo serbatoio di Fusino (capacità di circa 70.000 m^3).

Nei giorni successivi, prima che il sistema entrasse a regime, sono state sperimentate diverse modalità di fluitazione tra cui, per esempio, operazioni di reinvaso/svaso. Tali manovre, determinando un ulteriore accumulo di materiale nei pressi degli scarichi e un aumento incontrollabile delle

concentrazioni dei solidi sospesi nel T. Roasco, sono state ritenute non efficaci ai fini del controllo delle concentrazioni di solidi, e quindi interrotte.

Per movimentare i sedimenti addossati alla diga, estremamente compattati nel tempo, sono stati utilizzati anche dei getti d'acqua in pressione dal coronamento alimentati dalla presa Sacco, il cui contributo alla rimozione del materiale è risultato tuttavia trascurabile.

Figura 22.32 - *utilizzo di getti d'acqua per erodere il materiale addossato agli scarichi di esaurimento.*



Le operazioni sono proseguite utilizzando diverse portate di ruscellamento e rimuovendo il materiale mediante l'utilizzo di mezzi meccanici. Questa procedura ha consentito un buon controllo della concentrazione di solidi in sospensione nelle acque in uscita dal bacino artificiale.

La rimozione dei sedimenti dal serbatoio di Valgrosina è stata effettuata nel corso di 13 giorni consecutivi, dal mattino del 28/08 alla sera del 09/09 del 2006. Durante questo periodo non si sono verificati eventi meteorici tali da interferire con le operazioni in atto. La rimozione del materiale ha interessato prevalentemente la zona centrale del bacino, in corrispondenza dell'alveo naturale del T. Roasco, e gli scarichi di fondo ed esaurimento della diga.

Il sedimento fluitato è risultato composto prevalentemente da limo, con presenza di sabbia e di ciottoli, mentre il contenuto di materiale organico costituiva circa il 3,4% del sedimento totale.

Dai risultati analitici di campioni superficiali raccolti in diversi punti del serbatoio a bacino vuoto, è risultata una densità media del materiale secco pari a 2.530 kg/m^3 e una porosità del 46% (Espa et al., 2007). La densità media del materiale saturo è risultata pari a 1.370 kg/m^3 ; trattandosi di campioni scolati, si presume che tale valore sia in realtà sovrastimato. Secondo quanto ricavato risulterebbe che un metro cubo di materiale sedimentato in diga corrisponda a circa 1.370 kg di materiale essiccato.

Figura 22.33 - *il fondo del bacino di Valgrosina all'inizio e alla fine delle operazioni di fluitazione; a sinistra il secondo giorno (29 agosto 2006) a destra l'ultimo giorno (9 settembre 2006).*



Figura 22.34 - rimozione del sedimento coadiuvata da mezzi meccanici.



22.5.5 Il piano di monitoraggio attuato per lo svaso del 2006

Il piano di monitoraggio delle operazioni di svaso è stato distinto in due parti:

- □ misurazione, durante le operazioni, dei solidi sospesi e degli altri parametri chimici e fisici di maggiore importanza;
- □ valutazione degli effetti ecologici della fluitazione mediante lo studio di alcuni indicatori biologici, quali i pesci ed i macroinvertebrati, e il confronto dei risultati prima e dopo le operazioni di svaso.

L'analisi dei parametri chimico-fisici delle acque durante lo svaso

Vista la finalità del progetto, i parametri presi in considerazione sono stati i solidi sospesi (il più importante descrittore per l'evento in questione), l'ossigeno, il pH, la conducibilità e la temperatura. Il monitoraggio dei solidi sospesi, durante lo svaso, è stato effettuato secondo le seguenti modalità:

- in campo, in continuo, mediante misuratori della concentrazione dei solidi sospesi;
- in campo, tramite i coni Imhoff, ad intervalli di tempo stabiliti;
- in laboratorio, a posteriori, mediante analisi di campioni prelevati in campo.

Gli ulteriori parametri chimico-fisici sono stati misurati con sonde da campo.

Data la difficile accessibilità del T. Roasco nelle vicinanze della diga, la stazione di controllo in continuo dei solidi sospesi è stata posizionata in località Selve del Dom, a circa 5,3 km dallo sbarramento. Qui è stata installata una sonda fissa (SC Lange 100) che ha permesso di registrare i valori di concentrazione dei solidi sospesi e di ossigeno con frequenza di 1 minuto. La sonda, nel corso di tutto l'evento, ha registrato un totale di 18.300 dati. Oltre alla sonda, sono stati impiegati i coni Imhoff e, per la verifica analitica dei dati registrati in campo, sono stati raccolti circa 215 campioni d'acqua, 160 dei quali sono stati sottoposti a specifiche analisi di laboratorio. I campioni sono stati prelevati il primo giorno con una frequenza di 15 minuti e, nei giorni successivi, ad ogni significativa variazione di concentrazione rilevata dagli strumenti in uso. Tale criterio ha consentito di rilevare tutto l'ambito della variabilità delle concentrazioni che si sono verificate durante l'evento.

La stazione di monitoraggio principale sul F. Adda è stata posizionata a Mazzo di Valtellina, circa 2 km a valle dalla confluenza del T. Roasco, e il monitoraggio è avvenuto mediante l'utilizzo di sonde portatili e coni Imhoff. Sul F. Adda, nel corso delle 2 settimane di fluitazione, sono stati condotti degli ulteriori rilievi in diverse località dislocate lungo l'asta fluviale sino al Lago di Como.

Figura 22.35 - il Fiume Adda a valle di Stazzona (a sinistra) e a Dubino (a destra).



Figura 22.36 - carta delle stazioni di monitoraggio chimico – fisico per lo svasso di Valgrosina 2006.

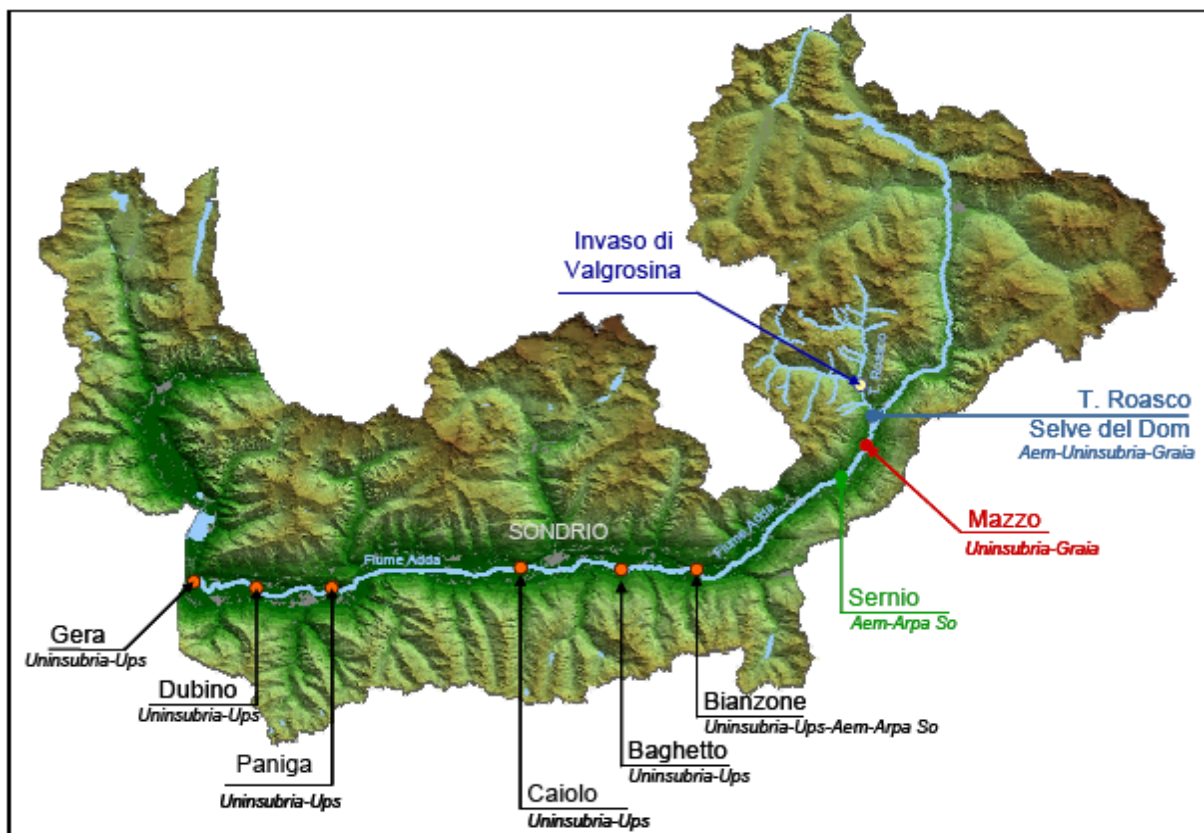


Figura 22.37 - da sinistra a destra: sonde portatili per la misurazione di pH, conducibilità, ossigeno disciolto e solidi sospesi.



Figura 22.38 - sonda fissa per la misurazione dei solidi sospesi.



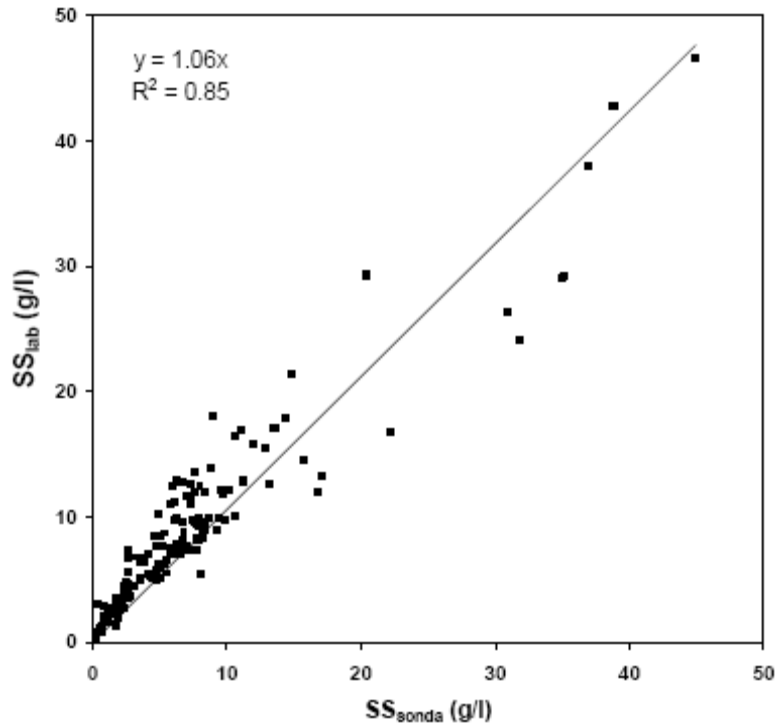
Figura 22.39 - misurazione in campo dei solidi sospesi mediante coni Imhoff.



22.5.5.1 I solidi sospesi

Il confronto fra i valori di concentrazione dei solidi sospesi in g/l misurati con la sonda in campo (SST_{sonda}) e le relative misure analitiche eseguite in laboratorio (SST_{lab}), ha messo in evidenza una buona correlazione fra i dati ($SST_{lab} = 1,06 SST_{sonda}$ $R^2 = 0,85$; $N = 149$), come illustrato nel grafico in Figura 22.40 in cui viene riportata la retta di regressione (con l'intercetta posta a zero) e la sua espressione analitica. Per questa analisi sono stati utilizzati i valori analitici su 152 campioni d'acqua, tre dei quali relativi al fuori scala dello strumento, e perciò non considerati nell'analisi statistica. Si sottolinea che la maggior parte dei valori è compresa fra 0 e 10 g/l ed è relativa al primo giorno di fluitazione in cui sono stati prelevati e analizzati 44 campioni.

Figura 22.40 - relazione tra le misure della sonda (SS_{sonda}) e le misure analitiche (SS_{lab}).



Sulla base di questo risultato non si è ritenuto necessario operare una calibrazione a posteriori dei valori della sonda che, pertanto, sono stati utilizzati tal quali nelle elaborazioni finali. I dati registrati dalla sonda fissa hanno permesso di ricostruire l'andamento in continuo delle concentrazioni dei solidi sospesi per l'intero periodo in cui è avvenuta la fluitazione dei sedimenti. Il diagramma delle concentrazioni presenta un trasporto solido di base di poco inferiore a 0,5 g/l, mentre i valori massimi (superiori a 30 g/l) risultano limitati a 4 eventi di breve durata (da 2 a 4 ore), che si sono presentati nel corso della prima settimana, quando il sistema non era ancora a regime ed il controllo delle concentrazioni risultava difficoltoso.

I valori più elevati, corrispondenti al fondo scala della sonda (pari a 50 g/l), si sono verificati il primo giorno (28 agosto), a seguito delle prove di ruscellamento con l'immissione a bacino vuoto di 500 l/s del T. Roasco di Eita, e il 2 settembre, in occasione dell'apertura del secondo scarico di esaurimento. È da evidenziare che le durate di questi picchi transitori risultano limitate a poche ore e quindi trascurabili se rapportate alla durata complessiva dell'evento. Mentre, come illustrato dalla curva di durata delle

concentrazioni riportata in Figura 20, le concentrazioni di durata maggiore, pari al 70% del tempo complessivamente impiegato per l'operazione di svasso, risultano comprese tra 1 e 10 g/l. Le concentrazioni superiori a 10 g/l e quelle inferiori a 1 g/l hanno presentato, durante l'operazione, tempi di permanenza modesti, corrispondenti rispettivamente al 10% e al 20% della durata complessiva.

Figura 22.41 - andamento della concentrazione dei solidi sospesi in g/l rilevato dalla sonda (in nero) e misure analitiche di laboratorio (in rosso).

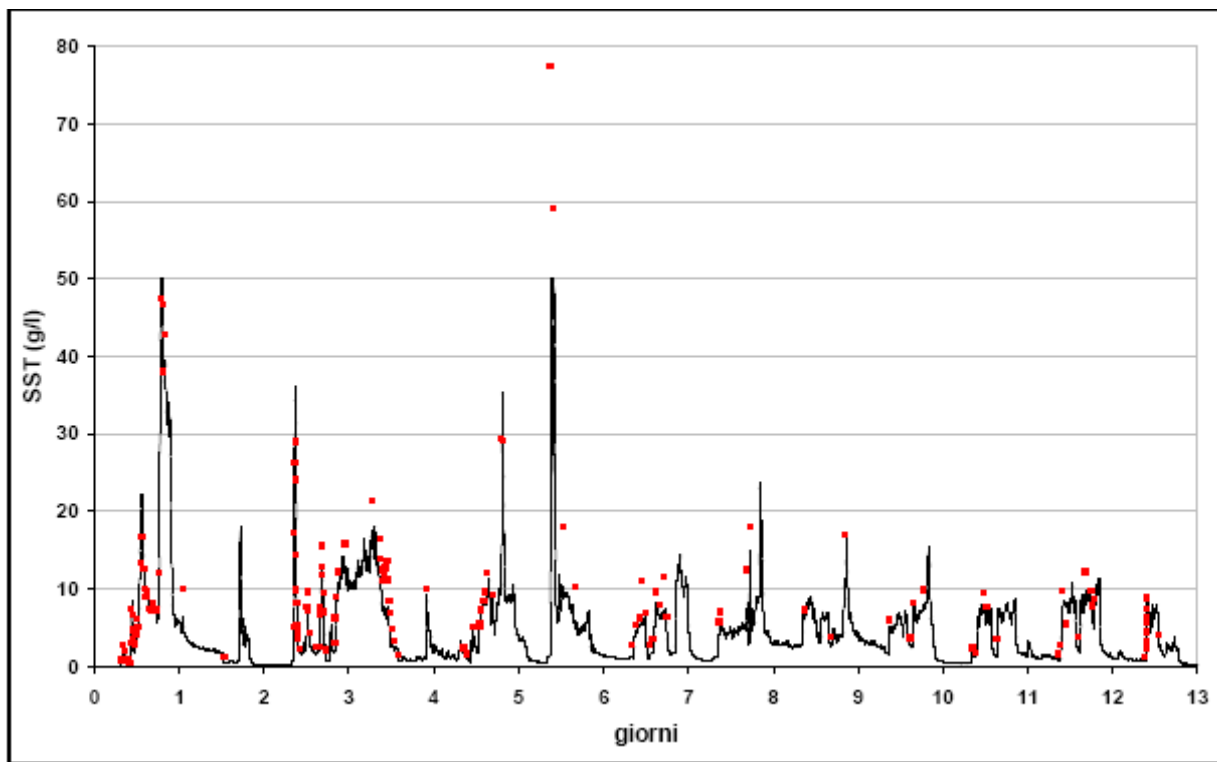
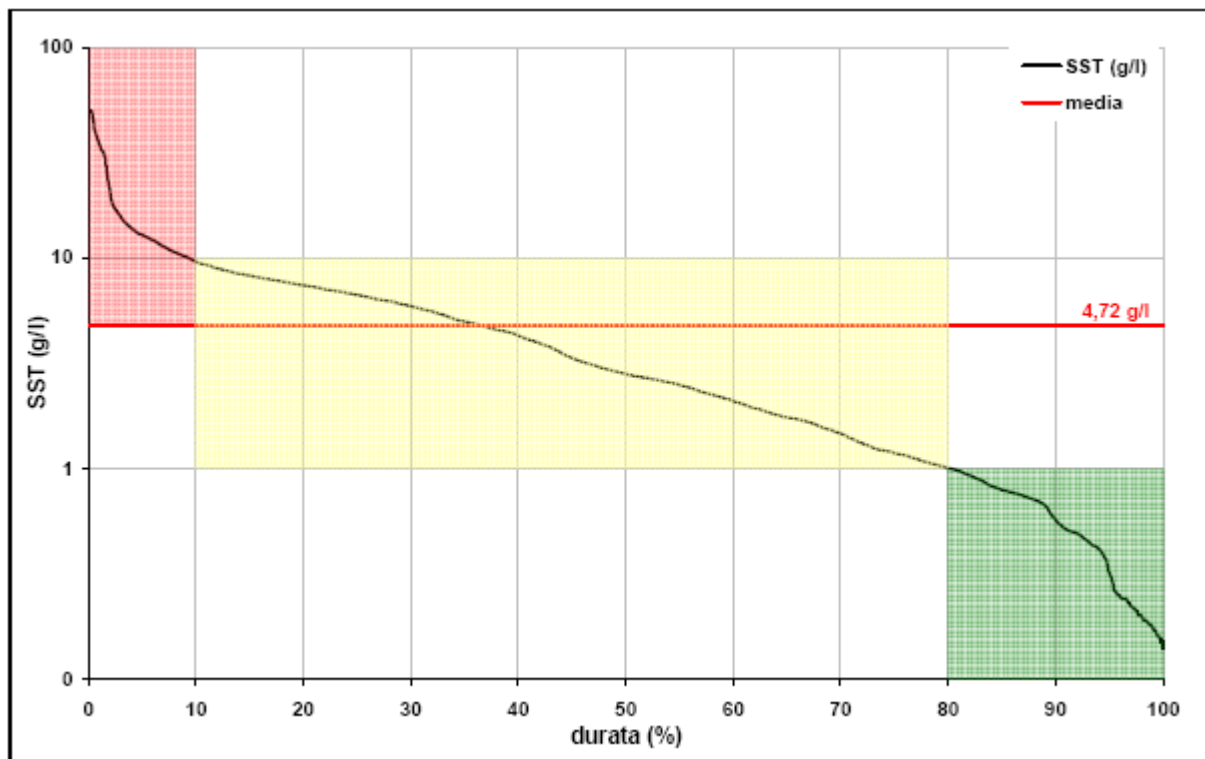


Figura 22.42 - curva di durata dei solidi sospesi nel Torrente Roasco alla sezione di misura di Selve del Dom. Le concentrazioni sono riportate in scala logaritmica.



La concentrazione media dei solidi sospesi relativa all'intero periodo della fluitazione (circa 305 ore) è risultata pari a 4,7 g/l, con una portata media nel T. Roasco di 3,2 m³/s. Nel corso dei 13 giorni di attività, la massa totale dei solidi sospesi transitata nel T. Roasco alla sezione di misura di Selve del Dom, stimata come prodotto tra la concentrazione e la portata, integrate nel tempo, è risultata pari a 17 x10⁶ kg, corrispondente ad un volume di circa 12,5 x10³ m³, considerando una densità di 1,370 kg/m³. Il primo giorno di fluitazione è quello ritenuto più critico per le difficoltà legate al controllo delle operazioni e quindi al rilascio dei sedimenti al momento dell'apertura degli scarichi, soprattutto se questa operazione non ha luogo da molto tempo.

Figura 22.43 - fuoriuscita del sedimento e dell'acqua residua presente nel bacino dallo scarico di esaurimento.



Dopo i primi giorni di fluitazione, le concentrazioni dei solidi sospesi misurate a Selve del Dom risultavano strettamente correlate alle operazioni che si svolgevano in diga, quindi, di fatto, sotto il pieno controllo del gestore.

Esaminando la dinamica dei solidi sospesi rilevata sul F. Adda alla sezione di misura di Mazzo di Valtellina, situata circa 2 km a valle della confluenza con il T. Roasco, si evidenzia una notevole corrispondenza con quella di Selve del Dom, ad indicare che le variazioni misurate sono tutte riconducibili alle operazioni effettuate in diga.

Confrontando i valori massimi e minimi delle concentrazioni rilevate nelle due sezioni di misura, è stato calcolato un tempo medio di percorrenza dei picchi di solidi fra le due stazioni di circa 65 minuti. Con riferimento al processo di diluizione, è da segnalare che i valori registrati sul F. Adda sono risultati mediamente 3,2 volte inferiori a quelli misurati nel T. Roasco. Dal rapporto di diluizione calcolato, e tenendo conto del tempo di corrivazione esistente fra le due stazioni, è stato possibile stimare la dinamica complessiva delle concentrazioni dei solidi sospesi anche per la stazione di Mazzo.

La concentrazione media dei solidi sospesi relativa all'intero periodo di fluitazione nel F. Adda è risultata pari a circa 1,5 g/l.

Dalla curva di durata delle concentrazioni riportata in Figura 22.46, le concentrazioni di durata maggiore, pari al 90% del tempo complessivamente impiegato per l'operazione di svaso, risultano

comprese tra 0,1 e 3 g/l; diversamente, concentrazioni superiori a 10 g/l, hanno presentato tempi di permanenza modesti, inferiori allo 0,5%.

Nel F. Adda si osserva comunque una significativa riduzione delle concentrazioni rispetto al T. Roasco, per effetto della diluizione operata dalle maggiori portate presenti in alveo. Come evidenziato nella Figura 22.47, infatti, le portate del F. Adda sono risultate costantemente 3 volte superiori a quelle del T. Roasco.

Figura 22.44 - andamento della concentrazione dei solidi sospesi a Mazzo di Valtellina nei 13 giorni di fluitazione.

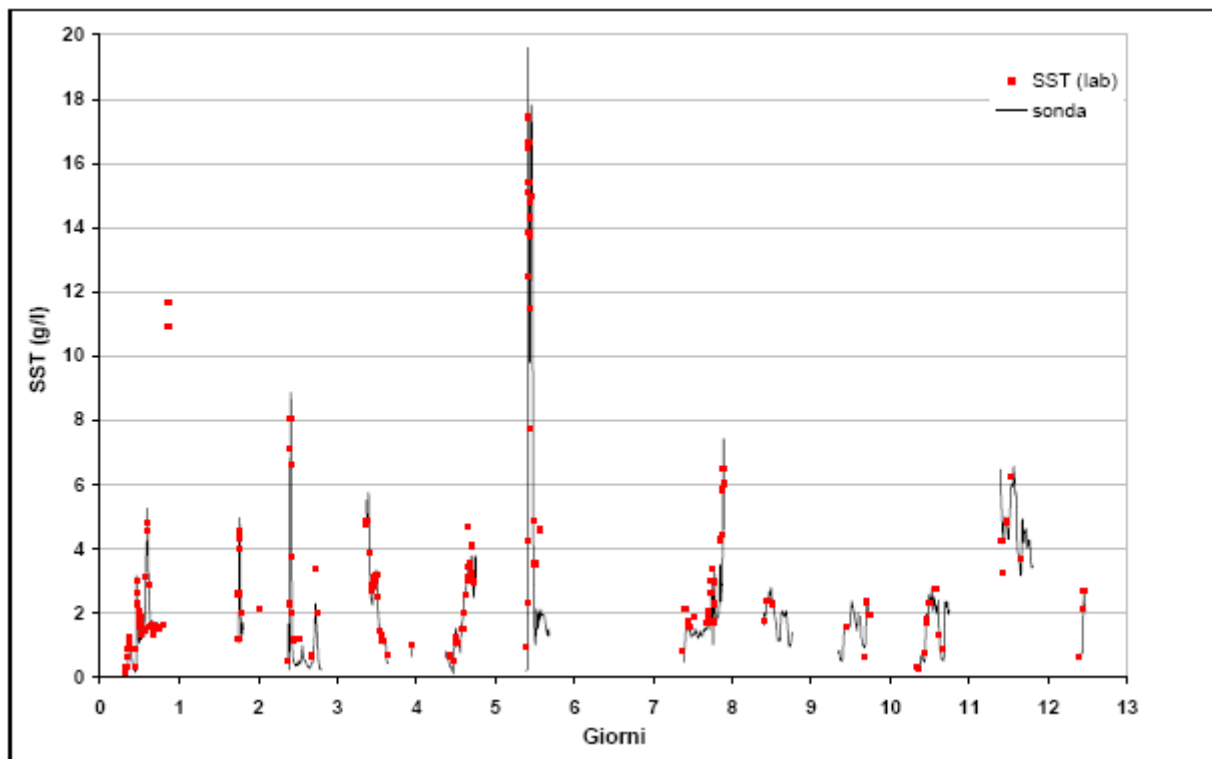


Figura 22.45 - concentrazione dei solidi sospesi misurate nel F. Adda alla a Mazzo di Valtellina (in rosso) e a Selve del Dom nei 13 giorni di fluitazione.

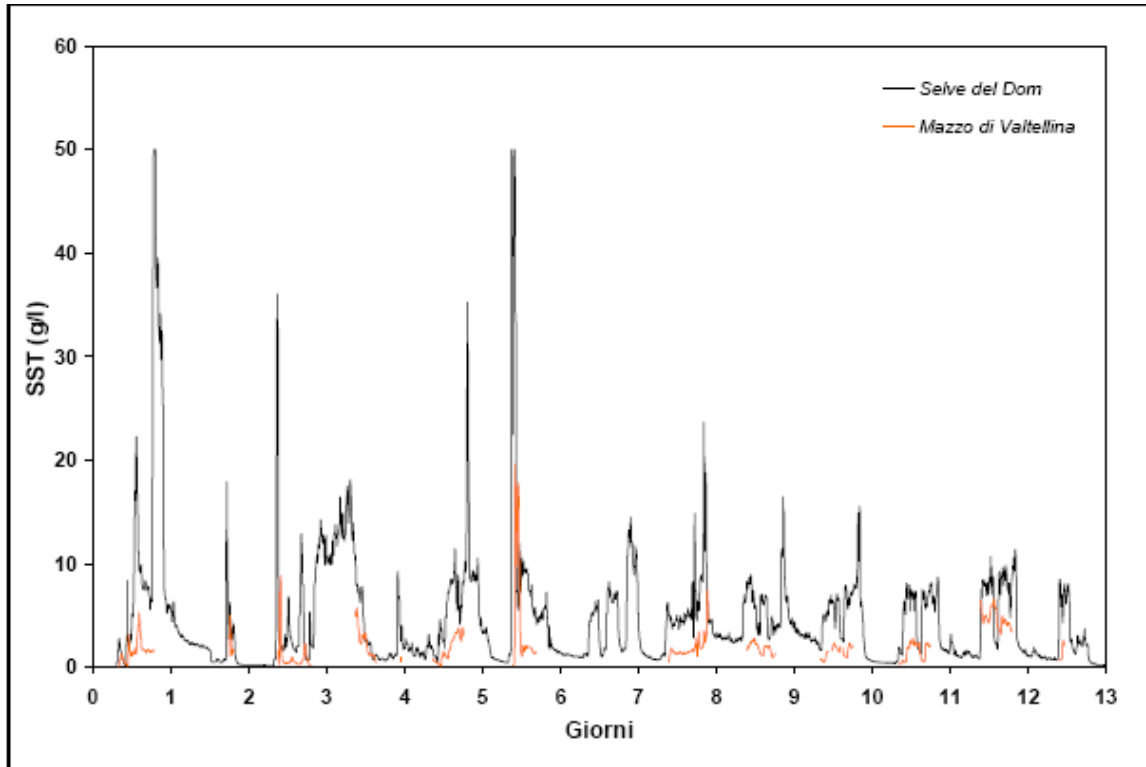


Figura 22.46 - curva di durata % delle concentrazioni dei solidi sospesi per la stazione di Mazzo sul F. Adda, ricavata sulla base dei dati complessivi.

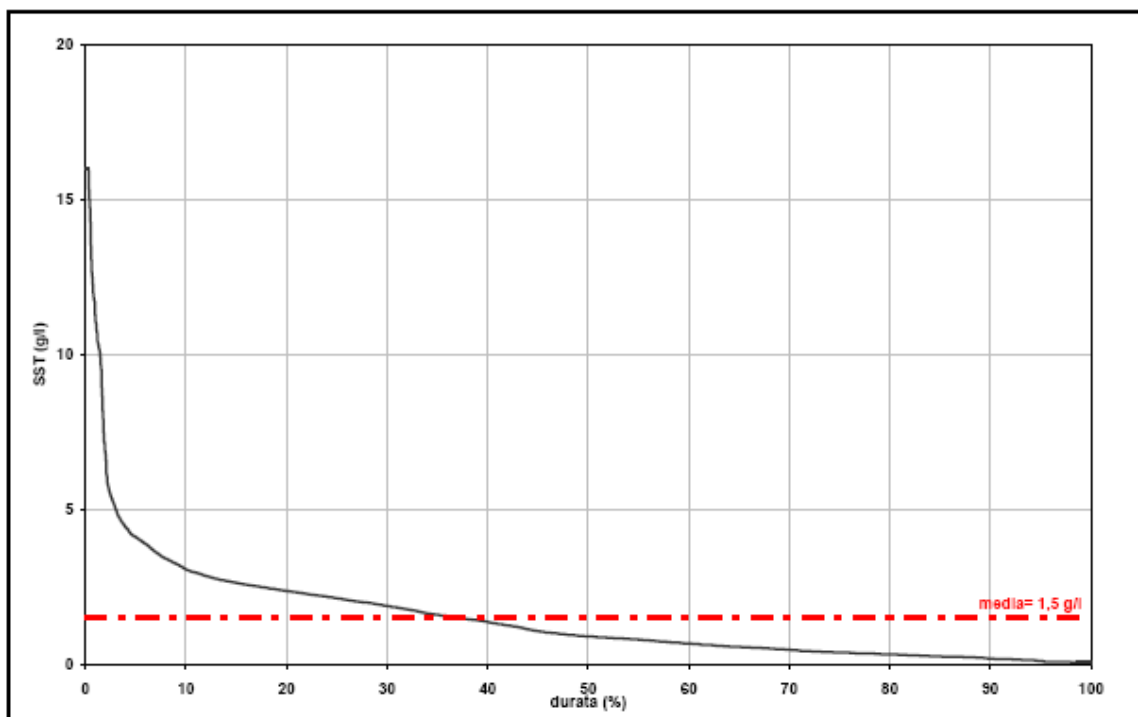
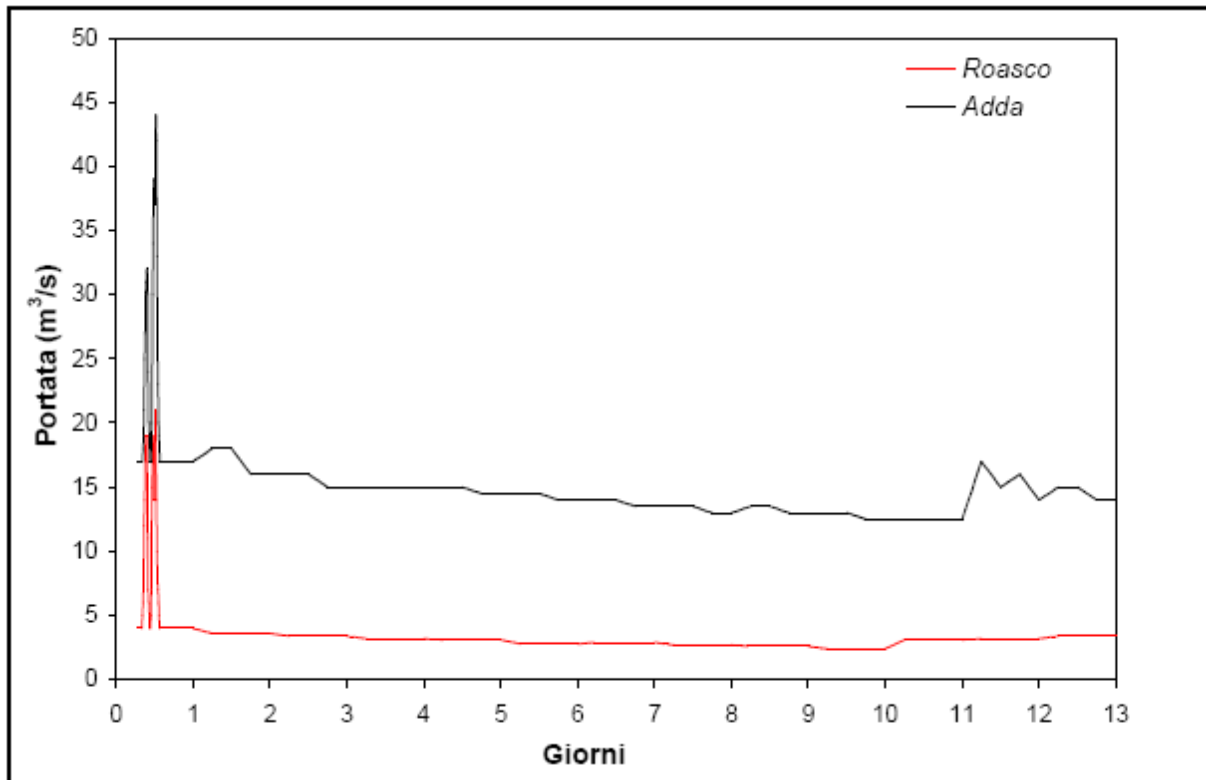
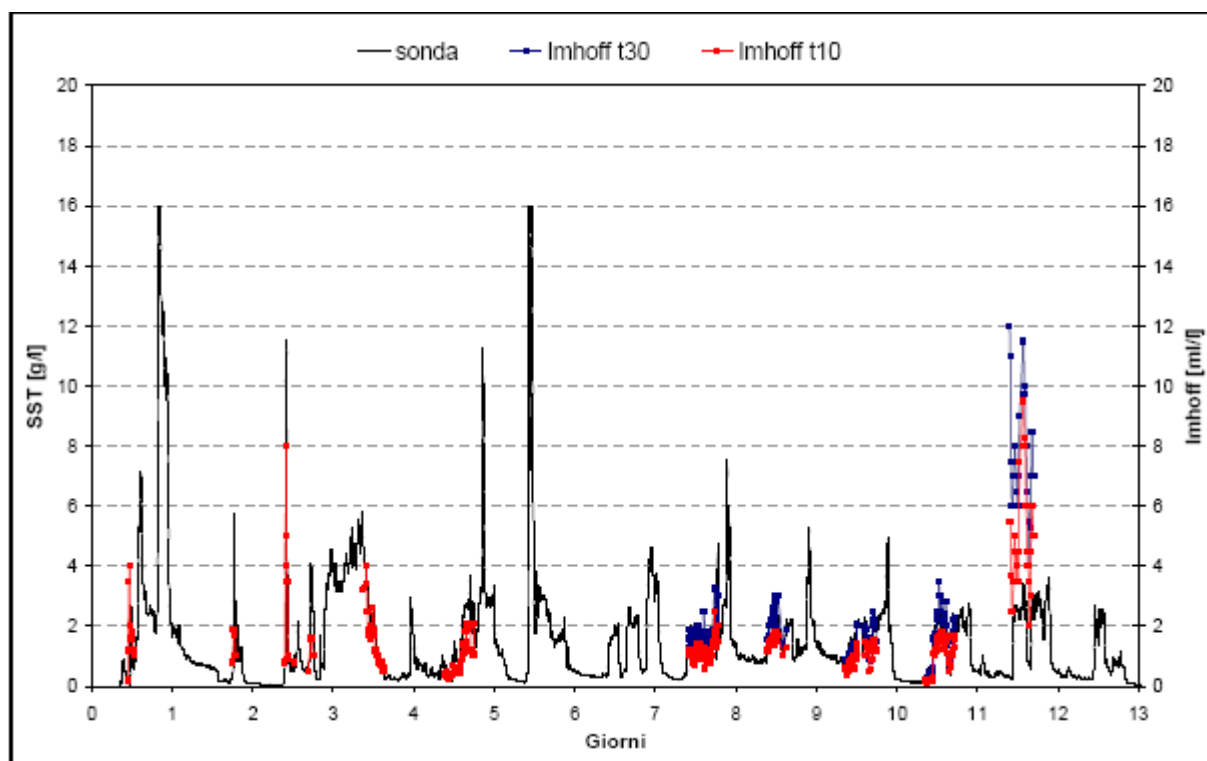


Figura 22.47 - andamento delle portate del T. Roasco (sezione di Grosotto) e in Adda (sezione al ponte Nova) per tutta la durata delle operazioni.



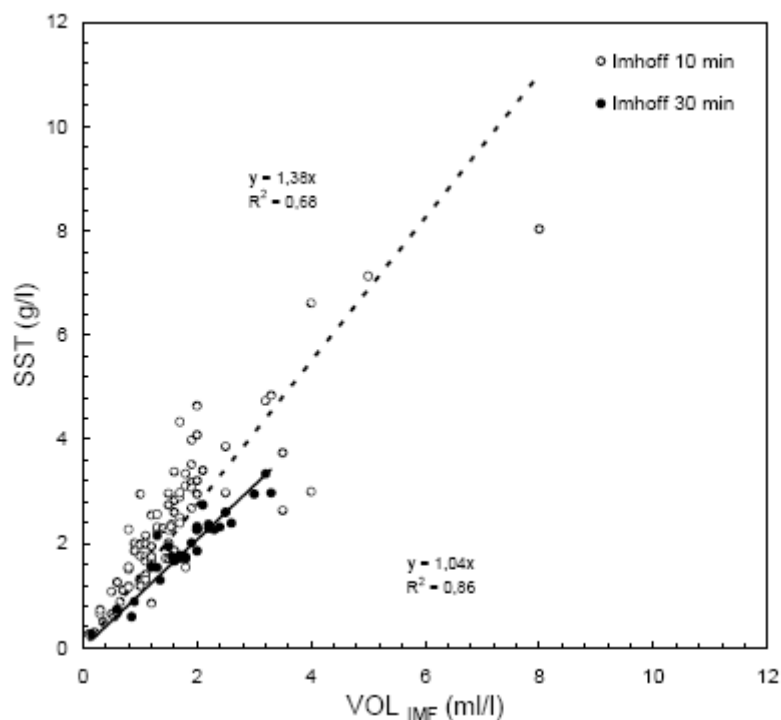
Come per il T. Roasco, anche per il F. Adda è stato possibile mettere in evidenza il rapporto esistente tra le operazioni eseguite in diga e la variazione delle concentrazioni dei solidi sospesi. Nel corso delle operazioni di fluitazione, la notte tra il 7 e l'8 settembre 2006, si è verificato un evento meteorico particolarmente intenso che ha interessato il territorio del Comune di Valdidentro, in Alta Valtellina, che ha provocato nel F. Adda un aumento del trasporto torbido a monte della confluenza con il T. Roasco. È interessante notare come tale episodio abbia determinato a Mazzo dei valori di base più elevati sia nelle concentrazioni (mediamente circa 2 g/l), sia nelle portate. Durante tutto il periodo dello svasso, anche per la stazione di Mazzo il monitoraggio dei solidi sospesi è stato effettuato mediante i coni Imhoff. In totale sono state eseguite in campo 260 letture volumetriche su campioni d'acqua prelevati con una frequenza media di 15 minuti (Figura 22.48).

Figura 22.48 - concentrazione dei solidi sospesi rilevata dalla sonda a Selve del Dom e valori dei coni Imhoff dopo un tempo di sedimentazione di 10 min (in rosso) e dopo 30 min (blu).



Dopo la lettura a 10 min e in alcuni casi a 30 min, sono stati recuperati e successivamente analizzati in laboratorio circa 90 campioni al fine di stabilire la relazione fra i solidi sospesi totali e i solidi sedimentabili e quindi fra la massa in g/l e il volume in ml/l dei sedimenti fluitati. Nel grafico in Figura 22.49 è riportata la retta di regressione ottenuta correlando analiticamente i valori di concentrazione dei solidi sospesi (g/l) con quelli di volume (ml/l) rilevati in campo. Per l'elaborazione statistica sono state effettuate 87 analisi di laboratorio per tempi di sedimentazione di 10 min, e 32 per tempi di 30 min. Per tempi di sedimentazione pari a 10 min, la retta di regressione indica che 1 ml/l di volume corrisponderebbe a circa 1,38 g/l. Per tempi di sedimentazione maggiori (t30) il rapporto peso/volume è risultato sostanzialmente uguale all'unità come per i dati rilevati nella sezione di misura Selve del Dom.

Figura 22.49 - retta di regressione fra i solidi sospesi (g/l) e i solidi sedimentabili (ml/l) ottenuta confrontando i dati di laboratorio con quelli di campo.



Le concentrazioni dei solidi sospesi rilevate alle stazioni di misura sul F. Adda sono state ottenute in seguito all'analisi di 108 campioni così distribuiti: 33 a Mazzo, 27 a Lovero, 27 a valle della traversa di Sernio e 21 a Tresenda. Le analisi sono state eseguite seguendo le procedure riportate nel rapporto tecnico sulle metodologie.

Ponendo a confronto le concentrazioni rilevate nelle quattro sezioni localizzate tra Mazzo e Tresenda, situata a circa 20 km dalla confluenza con il T. Roasco, è possibile evidenziare il progressivo decadimento dei valori procedendo verso valle, dovuto sia all'effetto della sedimentazione, sia alle diluizioni operate dalle portate presenti in Adda. I dati rilevati permettono inoltre di descrivere in modo completo il propagarsi dei picchi di trasporto torbido dovuti alle operazioni iniziali effettuate in diga, e consentono di formulare delle importanti considerazioni. Sino al ponte Nova (Lovero, a monte

dell'invaso di Sernio) sono ben riconoscibili i tre picchi di concentrazione dovuti alle prime operazioni di svaso, mentre a valle della traversa di Sernio, per effetto della sedimentazione del materiale all'interno del bacino e in particolare della frazione più grossolana, si osserva una sensibile riduzione delle concentrazioni.

Confrontando la concentrazione media misurata a monte dell'invaso (1,13 g/l) con quella rilevata a valle (0,36 g/l), è possibile valutare il processo di sedimentazione del carico torbido proveniente da monte. Procedendo verso valle le concentrazioni si riducono ulteriormente, passando da valori prossimi a 5 g/l (Mazzo di Valtellina), a valori inferiori ad 1 g/l (Tresenda).

L'effetto della sedimentazione lungo l'alveo fluviale è messo in evidenza anche dalla progressiva riduzione della percentuale in peso dei solidi sedimentabili in 4 sezioni di misura disposte da monte verso valle: 2 sul T. Roasco e 2 sul F. Adda. Come si osserva dal grafico in Figura 22.52, lungo il T. Roasco l'effetto della sedimentazione è meno evidente, probabilmente a causa dell'elevata pendenza che questo corso d'acqua presenta nel tratto dalla diga (Fusino) sino a Selve del Dom, mentre a Mazzo, sul F. Adda, pur diminuendo di circa il 10% rispetto a Fusino, si mantiene comunque entro valori percentuali piuttosto elevati. Fra Mazzo e Tresenda si osserva un importante decremento, la percentuale dei solidi sedimentabili rispetto ai solidi sospesi totali è scesa quasi del 50% rispetto alla stazione di Mazzo. Tale fenomeno è spiegabile con la progressiva sedimentazione e selezione del materiale lungo l'alveo e, come dimostrato precedentemente, dall'effetto dell'invaso di Sernio che costituisce un importante bacino di decantazione dei sedimenti.

Figura 22.50 - andamento della concentrazione dei solidi sospesi lungo l'asta del fiume Adda da Mazzo di Valtellina sino a Tresenda il giorno 28-8-06.

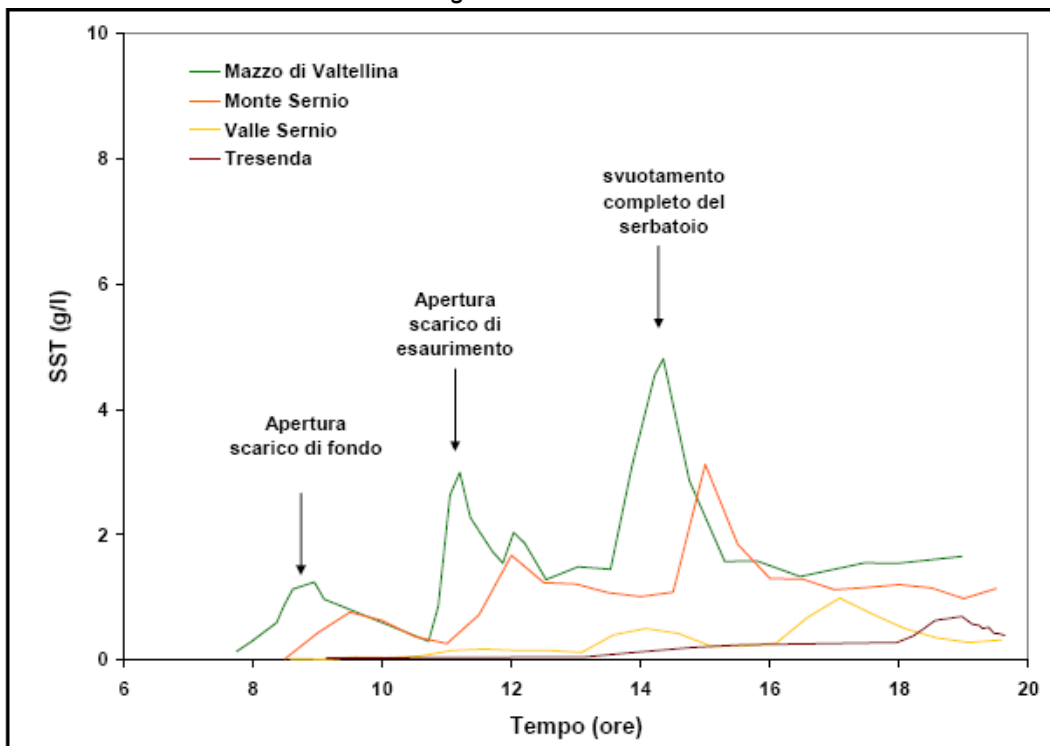
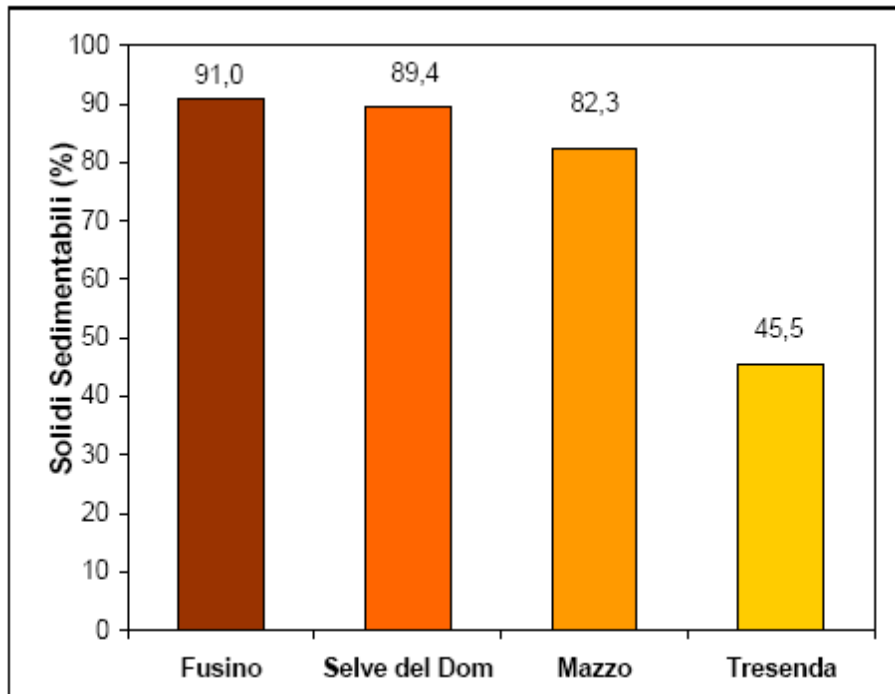


Figura 22.51 - percentuale in peso dei solidi sedimentabili ricavata per 4 sezioni di misura disposte in ordine da monte verso valle.



Una descrizione complessiva della dinamica delle concentrazioni di solidi sospesi lungo l'asta del F. Adda, dalla stazione a monte dell'invaso di Sernio fino alla foce nel Lago di Como, è fornita dal diagramma riportato in Figura 22.52. Da segnalare la riduzione delle concentrazioni prima e dopo l'invaso di Sernio, e l'effetto dello scarico della centrale di Stazzona sulle concentrazioni a valle dello stesso. Come è noto, le acque prelevate dal bacino di Sernio vengono turbinate dalla centrale di Stazzona per poi essere restituite nuovamente al F. Adda poco a valle della confluenza con il Torrente Poschiavino. La stazione a monte dello scarico della centrale presenta di conseguenza valori relativamente più bassi rispetto alle stazioni a valle, per effetto delle diluizioni operate dal T. Poschiavino. Lo scarico della centrale determina un incremento delle concentrazioni che, comunque, si mantengono al di sotto di 0,5 g/l.

Figura 22.52 - diagrammi "box and whisker" delle concentrazioni dei solidi sospesi lungo l'asta dell'Adda.

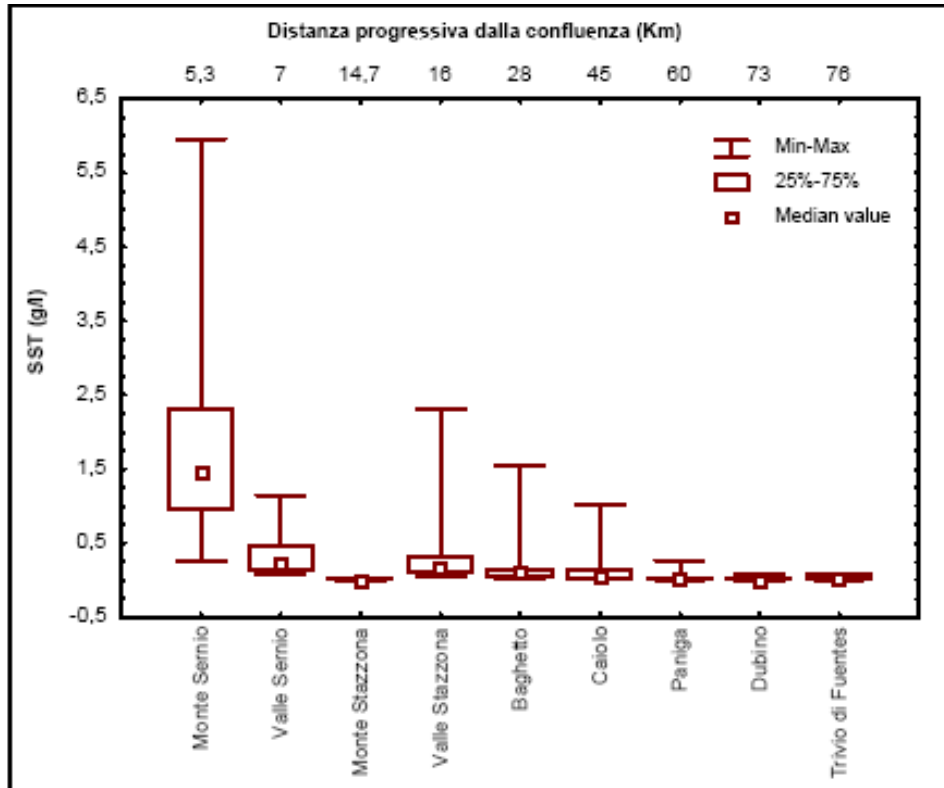


Figura 22.53 - rimescolamento delle acque nel F. Adda a valle dello scarico della centrale di stazzona.



22.5.5.2 Parametri chimici e fisici

Nel grafico in Figura 22.543 è riportato, a titolo esemplificativo, l'andamento dei principali parametri chimici e fisici (ossigeno, temperatura, pH, conducibilità) rilevati con apposite sonde portatili ogni 30 minuti, il giorno 30 agosto a Selve del Dom. Come si può osservare i descrittori di qualità valutati, ad eccezione della conducibilità, non subiscono variazioni degne di nota attestando nel complesso una situazione di buona qualità delle acque del T. Roasco durante la fluitazione. In particolare, i valori di ossigeno disciolto rilevati subiscono delle modeste modificazioni al passaggio del carico torbido, diminuendo leggermente in corrispondenza dei valori massimi dei solidi sospesi. L'entità delle variazioni è comunque trascurabile poiché le concentrazioni si mantengono sempre in prossimità dei 10 mg/l, valore considerato ottimale per la fauna acquatica. Le acque veloci e turbolente tipiche di un corso d'acqua montano come il T. Roasco, e il limitato contenuto di sostanza organica (3,4%) nel sedimento rilasciato dalla diga, hanno contribuito a mantenere l'ossigeno su valori decisamente elevati. Anche la percentuale di saturazione dell'ossigeno disciolto, qui non riportata, si mantiene sempre al di sopra del limite critico (60%), con valori costantemente superiori al 90%. Per quanto riguarda la conducibilità, come evidenziato nel grafico in Figura 22.55, i valori rilevati seguono l'andamento della concentrazione dei solidi sospesi, aumentando in corrispondenza dei picchi e diminuendo con il passaggio del carico torbido. L'entità della variazione è comunque modesta e compresa tra 70 e 110 ($\mu\text{S}/\text{cm}$), e non influisce sulla qualità delle acque del torrente. Sulla base di quanto rilevato nei primi giorni di svaso, in cui non sono state osservate variazioni significative dei parametri monitorati, nei giorni successivi sono state effettuate solo alcune misure occasionali. I valori rilevati si sono sempre mantenuti entro intervalli ottimali per le comunità acquatiche.

Figura 22.54 - andamento dell'ossigeno (mg/l), della temperatura(°C) e della conducibilità (µS/cm) a Selve del Dom il giorno 30 agosto 2006.

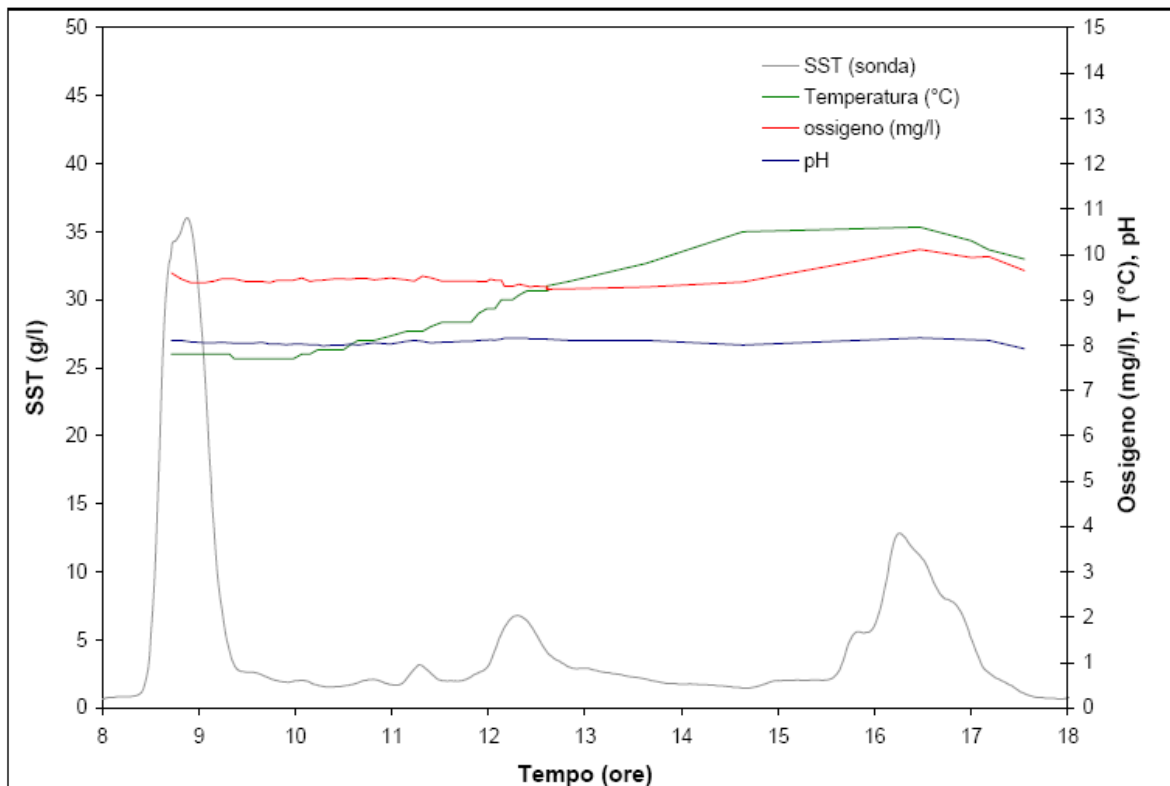


Figura 22.55 - andamento dei solidi sospesi (mg/l) e della conducibilità (µS/cm) a Selve del Dom il giorno 30 agosto 2006.

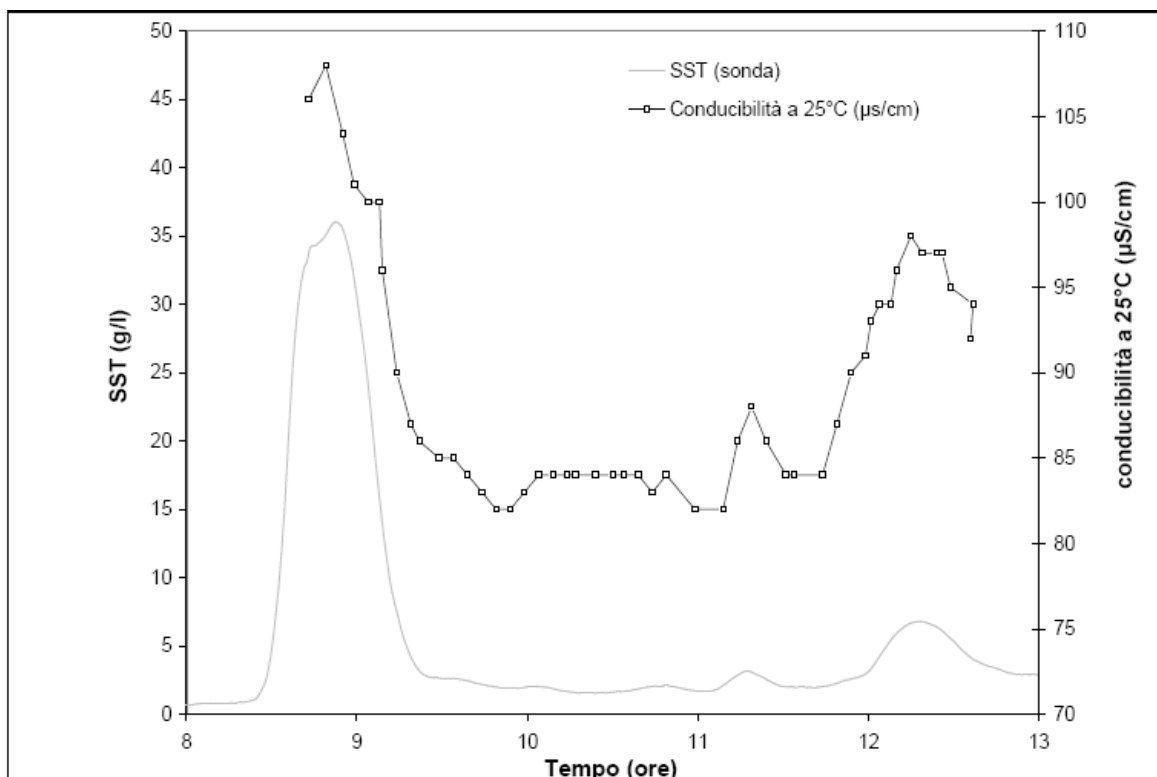


Figura 22.56 - *il T. Roasco durante lo svaso.*



22.5.5.3 Il campionamento e l'analisi delle comunità biologiche

Per quanto riguarda la valutazione di eventuali effetti delle operazioni di fluitazione dei sedimenti sulle biocenosi acquatiche, sono stati indagati i pesci e i macroinvertebrati.

Lo studio della comunità ittica

La valutazione degli effetti sulla comunità ittica dei corsi d'acqua a valle della diga è stata effettuata mediante campionamenti con elettrostorditore in due tratti del T. Roasco e in tre tratti sul F. Adda: a Mazzo, a Tirano ed a Tresenda. Le località di campionamento sono state scelte in base a criteri di rappresentatività idraulico-morfologica del tratto fluviale. Il piano seguito per le indagini ittiche ha previsto, per ciascuna stazione, un rilevamento immediatamente prima e uno immediatamente dopo lo svaso (entro 2-3 settimane).

Figura 22.57 - campionamento di fauna ittica nel T. Roasco.



Il T. Roasco è stato indagato nella sua porzione terminale in due tratti:

- □ un primo tratto in località Selve del Dom;
- un secondo tratto nella zona di bandita di pesca situata a circa 500 m dalla foce in Adda.

La comunità ittica del T. Roasco è risultata costituita quasi unicamente dalla trota fario (*Salmo (trutta) trutta*), accompagnata da sporadici esemplari di trota iridea (*Oncorhynchus mykiss*), ibrido marmorata-fario, trota marmorata (*Salmo trutta marmoratus*) e scazzone (*Cottus gobio*). L'effetto dello svasso sui pesci è stato di conseguenza valutato in riferimento alla specie dominante, la trota fario, alla quale del resto il T. Roasco appartiene in termini di zonazione ittica.

Il campionamento quantitativo effettuato prima dello svaso ha evidenziato la presenza di una popolazione di trota fario estremamente numerosa (con un valore di densità decisamente superiore a quelli tipici di ambienti simili) e con una struttura piuttosto squilibrata nel tratto di Selve del Dom, per effetto di una presenza eccessiva di individui subadulti (dovuti ad una immissione pregressa); allo squilibrio contribuisce una riduzione del numero di adulti dovuta al prelievo alieutico. La presenza di giovani dell'anno testimonia il successo riproduttivo naturale.

Nel tratto in bandita di pesca, grazie all'assenza di prelievo alieutico e di ripopolamenti, la popolazione di trota fario è risultata invece abbondante e con una struttura equilibrata, con un'adeguata proporzione tra le diverse classi di età; anche in questo caso si può osservare il contributo della riproduzione naturale.

Nelle settimane successive allo svaso sono stati ripetuti i campionamenti effettuati in precedenza sugli stessi tratti e con le stesse modalità operative ed è stato quindi possibile valutare l'effetto indotto dalle operazioni di svaso. Nella stazione di Selve del Dom la densità post-svaso della trota fario ha registrato un netto decremento, con una perdita pari a circa il 73% degli individui; l'analisi delle strutture di popolazione consente di evidenziare che l'impatto è sostanzialmente a carico delle classi giovanili, con una forte riduzione di individui 0+ e 1+.

Nella stazione in zona bandita la densità post-svaso ha subito una riduzione del 41% circa; in questo caso è risultato evidente che la classe di età nettamente più colpita è stata quella dei giovani dell'anno, mentre sugli adulti l'effetto non è stato apprezzabile, come testimoniato anche dal calo contenuto in termini di biomassa. Da segnalare la maggiore presenza di trota marmorata e ibridi che si è registrata nel periodo post-svaso, dovuta alla risalita dal F. Adda per motivi riproduttivi; tale evento non si verifica nella stazione di Selve del Dom a causa di una traversa invalicabile presente nell'abitato di Grosotto, che impedisce l'interscambio di fauna ittica con il tratto terminale del Roasco e con il F. Adda.

Le relazioni lunghezza-peso e il coefficiente di condizione K calcolato in situazione pre- e post-svaso, portano a rilevare una perdita di peso delle trote fario in entrambe le stazioni; ciò è stato presumibilmente determinato sia dalla forte riduzione della densità macrobentonica, alimento principale delle trote, sia dallo stress e dalla difficoltà di predazione indotti dalla torbidità dell'acqua.

Figura 22.58 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco a Selve del Dom – densità

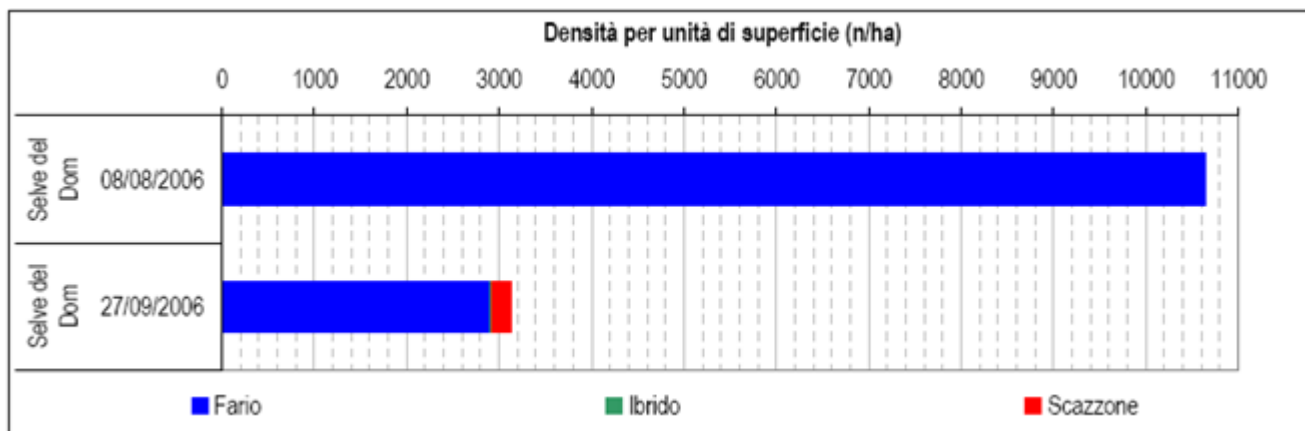


Figura 22.59 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco a Selve del Dom – biomassa

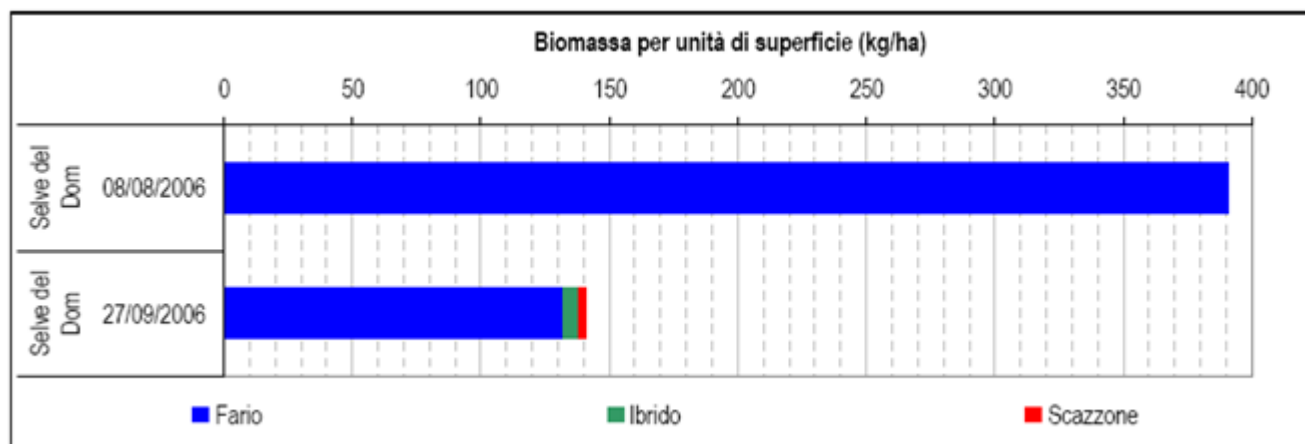


Figura 22.60 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco in zona bandita – densità.

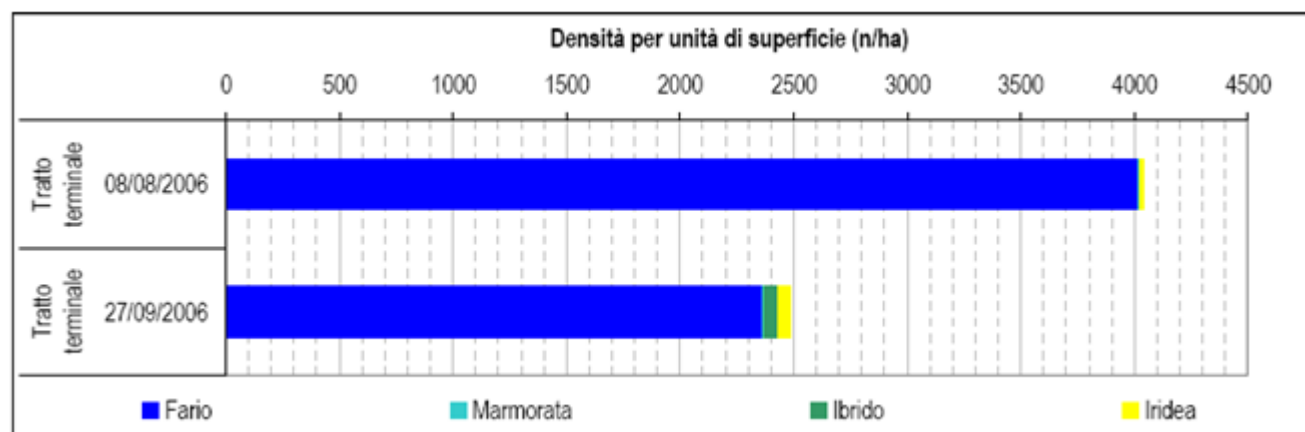


Figura 22.61 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco in zona bandita – biomassa

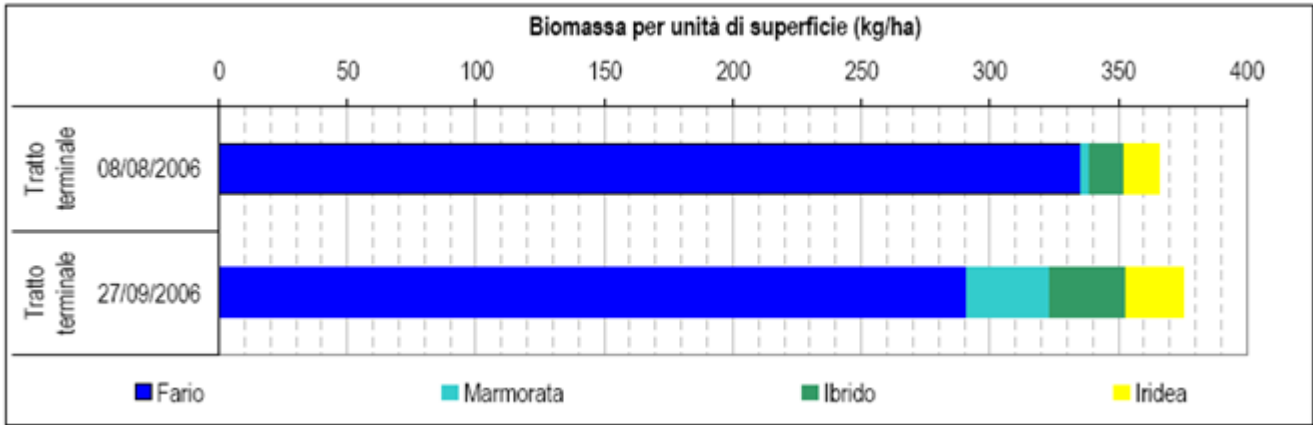


Figura 22.62 - distribuzione di frequenza delle classi di lunghezza di trota fario - T. Roasco, Selve del Dom.

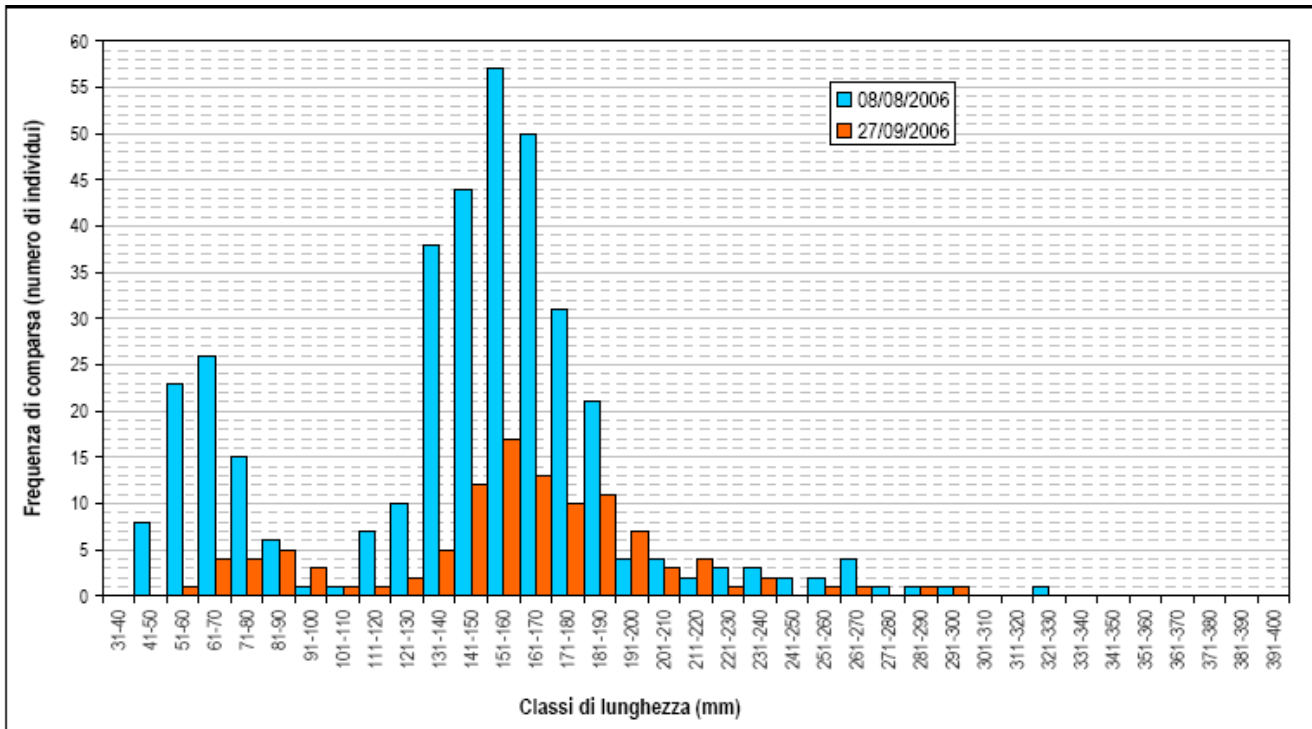


Figura 22.63 - distribuzione di frequenza delle classi di lunghezza di trota fario - T. Roasco, zona di bandita.

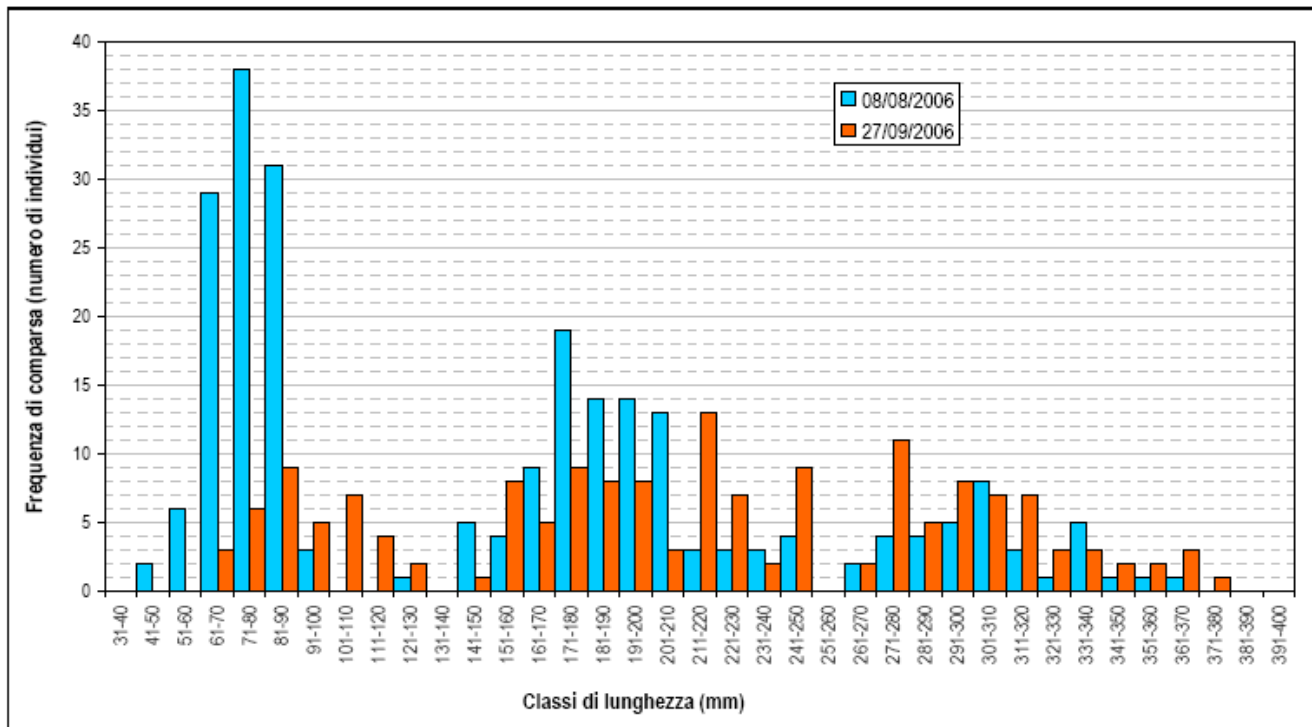


Figura 22.64 - relazione lunghezza-peso per la trota fario – T. Roasco, Selve del Dom.

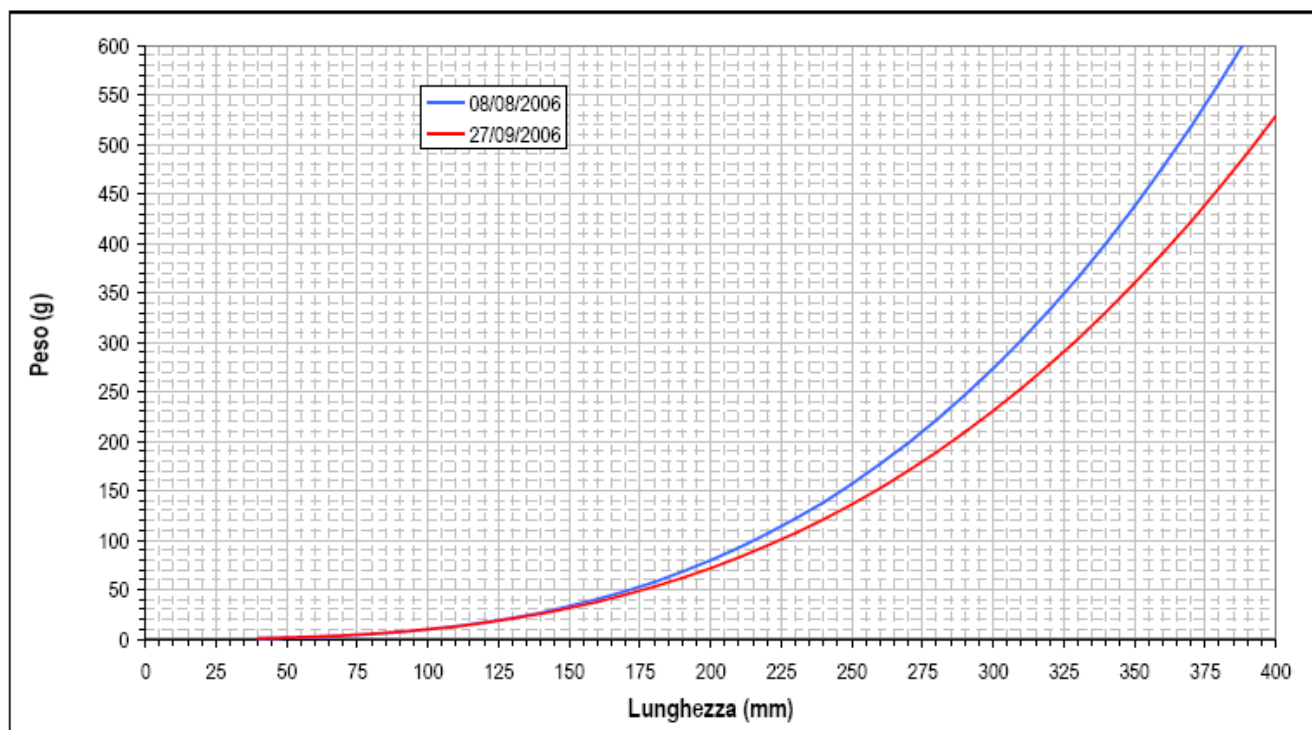
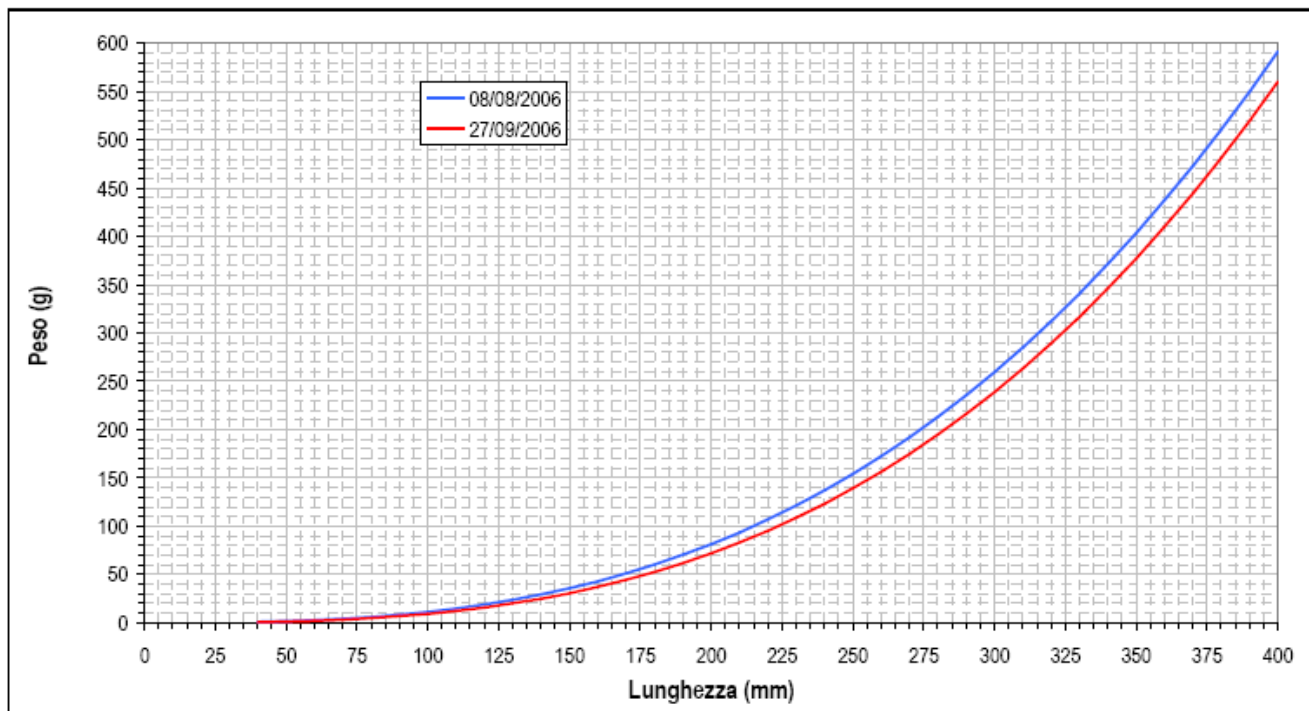


Figura 22.65 - relazione lunghezza-peso per la trota fario – T. Roasco, zona di bandita.



La fauna ittica del F. Adda è stata indagata in tre tratti:

- in località Mazzo, poco a valle della confluenza del Roasco;
- nella zona di bandita di pesca situata nell'abitato di Tirano, a valle dell'invaso di Sernio;
- a Tresenda, a valle dello scarico della centrale di Stazzona.

Nel primo tratto, in località Mazzo, sono stati svolti campionamenti semiquantitativi, che hanno consentito di definire la composizione della comunità ittica; questa è risultata largamente dominata dalla trota fario sia nelle indagini pre-svaso di agosto che in quelle post-svaso di settembre, affiancata dalla sporadica presenza di individui di trota marmorata, ibrido marmorata x fario, trota iridea e scazzone. Anche in questo caso è stata selezionata la trota fario come specie indicatrice per valutare gli effetti della fluitazione e ne è stata definita la struttura di popolazione. Dai confronti della situazione pre- e post-svaso è emersa una riduzione importante a carico delle classi giovanili (più chiara per i giovani dell'anno, in quanto i subadulti erano scarsamente rappresentati anche prima dello svaso),

mentre gli adulti hanno mostrato un incremento numerico. L'analisi del coefficiente di condizione ha mostrato una riduzione dello stesso sia per i subadulti che per gli adulti nel passaggio dalla situazione pre-svaso a quella post-svaso, a testimonianza di una situazione di stress; in condizioni non perturbate, infatti, sarebbe stato lecito attendersi un incremento del K, almeno negli adulti, per l'avvicinarsi del periodo riproduttivo.

È necessario però ricordare che, in corrispondenza della fine dello svaso, il tratto di Adda tra Sondalo e Sernio è stato interessato da un evento eccezionale di trasporto solido, causato da una imponente frana nel T. Rezzalasco, i cui effetti sono risultati assai più gravi di quelli dovuti allo svaso. Infatti, a seguito di tale fenomeno, sono stati osservati numerosi pesci morti e consistenti depositi di sedimento fine a monte della foce del T. Roasco, in zone pertanto indiscutibilmente estranee alle operazioni di fluitazione del bacino di Valgrosina. Per questo motivo risulta impossibile distinguere con certezza tra gli effetti subiti dalla fauna ittica nel tratto di Adda presso Mazzo dovuti allo svaso di Valgrosina, e quelli successivamente causati dall'evento eccezionale della Val Rezzalo.

Figura 22.66 - gli effetti della frana in Val Rezzalasco; pesci morti e cumuli di sedimento ai lati dell'alveo del F. Adda a Grosotto, poco a monte della confluenza del T. Roasco.



Figura 22.67 - struttura di popolazione della trota fario nel F. Adda a Mazzo.

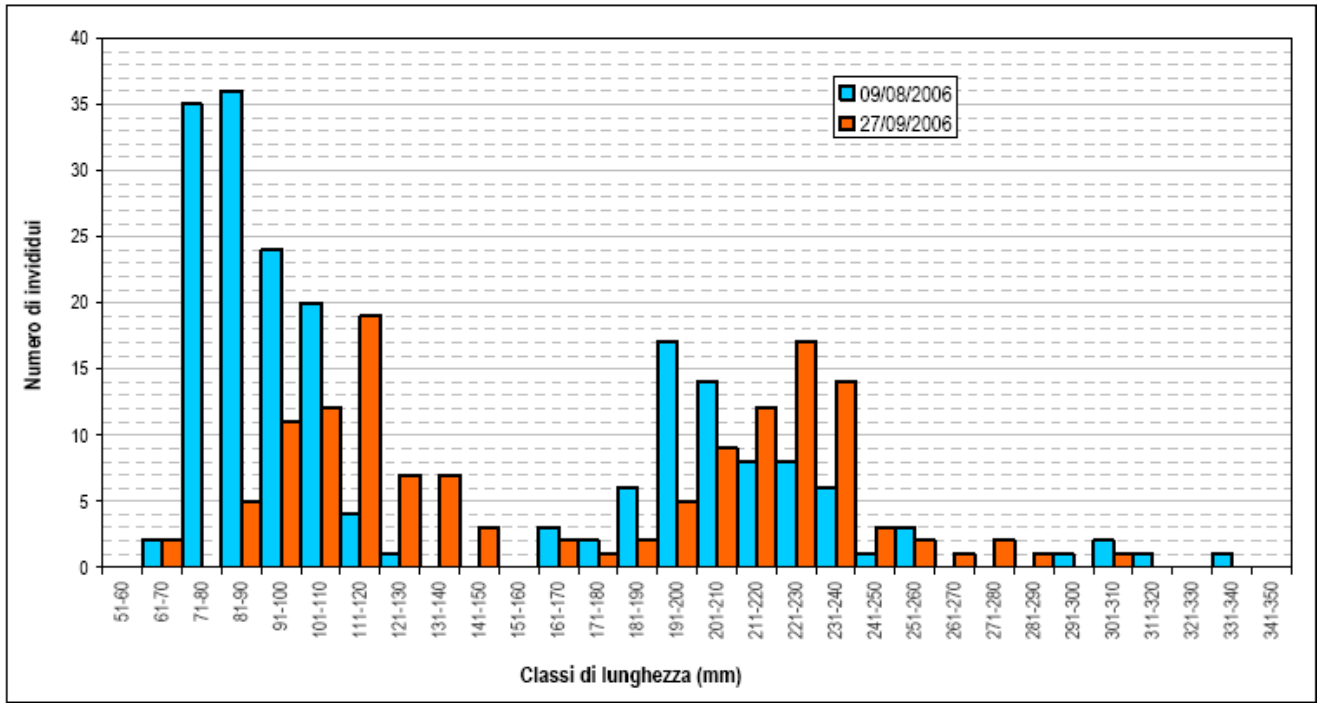
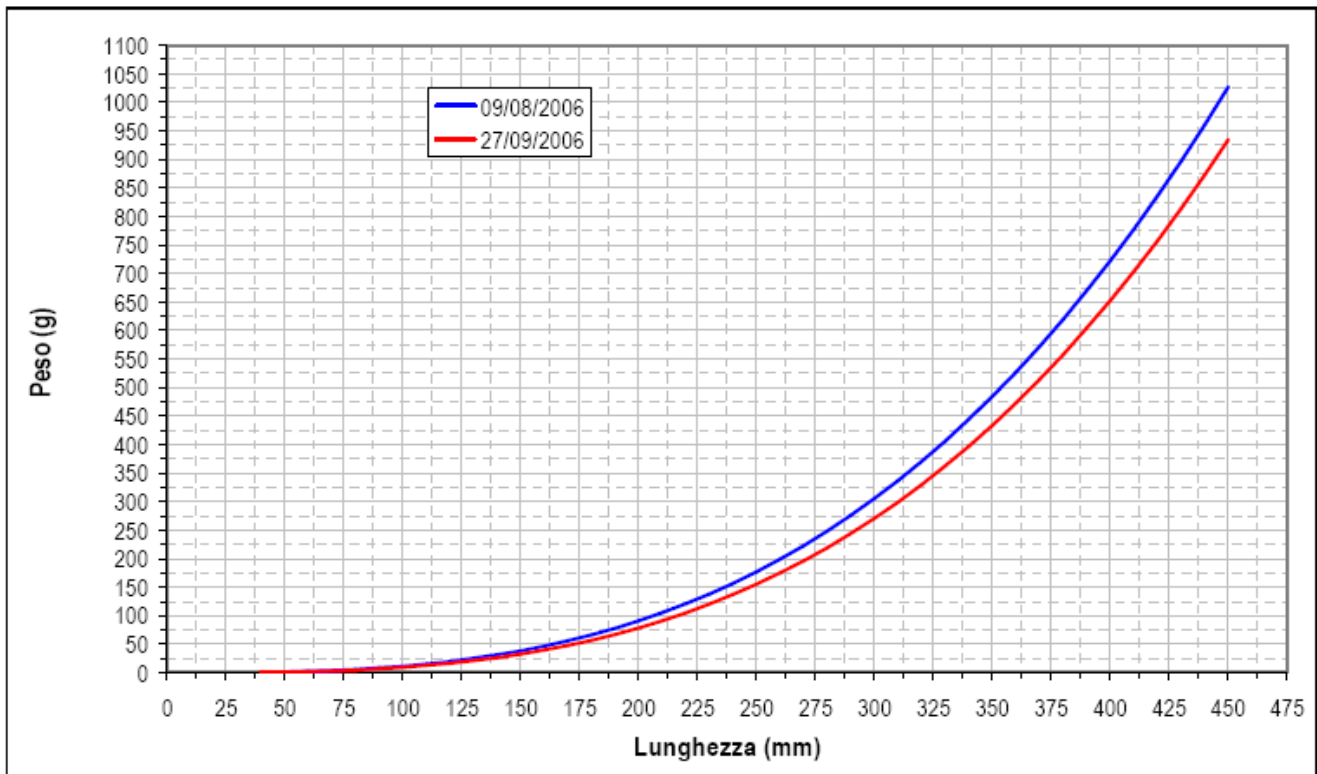


Figura 22.68 - relazione lunghezza-peso per la trota fario – F. Adda a Mazzo.



Per quanto riguarda il tratto nella bandita di pesca a Tirano, quindi a valle dell'invaso di Sernio, è stato possibile effettuare campionamenti quantitativi. Anche in questo caso è risultata evidente la dominanza della trota fario, accompagnata da pochi individui di temolo, marmorata, ibrido e iridea nel primo

campionamento; nel secondo campionamento tali specie non sono state più rinvenute e la trota fario è risultata costituire il 100% degli individui catturati. In questo tratto la struttura di popolazione della trota fario, in entrambi i campionamenti, ha mostrato una carenza di individui giovani, con gli 0+ sostanzialmente assenti, evidenziando problemi nella riproduzione naturale, probabilmente connessi anche alla natura del substrato di fondo presente in questo tratto. Nel complesso non sono state osservate alterazioni dopo lo svaso, sia a livello di struttura che di dati quantitativi (densità e biomassa), come del resto atteso in considerazione del ridotto trasporto solido cui è stato soggetto il tratto fluviale in questione. Il carico torbido è stato, infatti, bypassato attraverso il canale della centrale di Stazzona (oltre ad essere in parte sedimentato nell'invaso di Sernio).

Figura 22.69 - composizione della comunità ittica nel F. Adda a Tirano – densità.

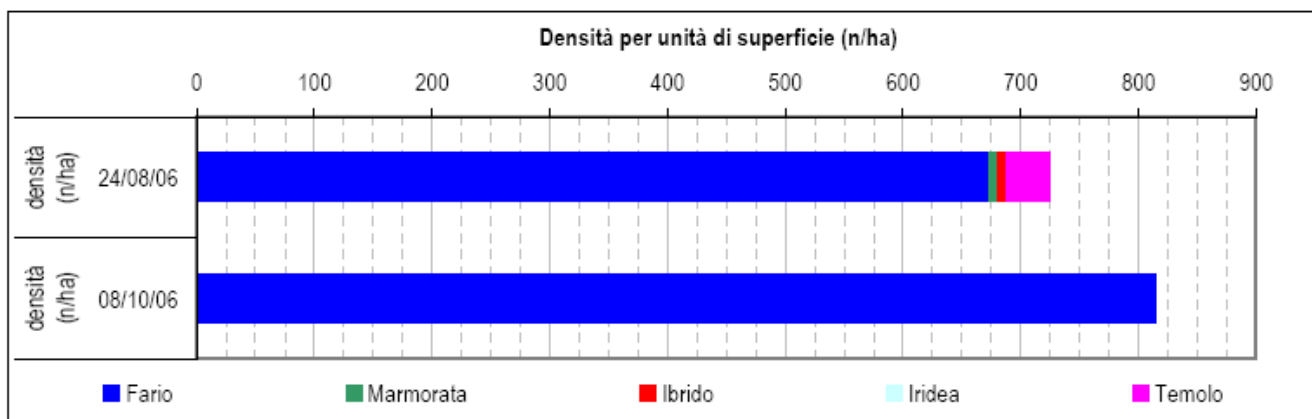


Figura 22.70 - composizione della comunità ittica nel F. Adda a Tirano – biomassa.

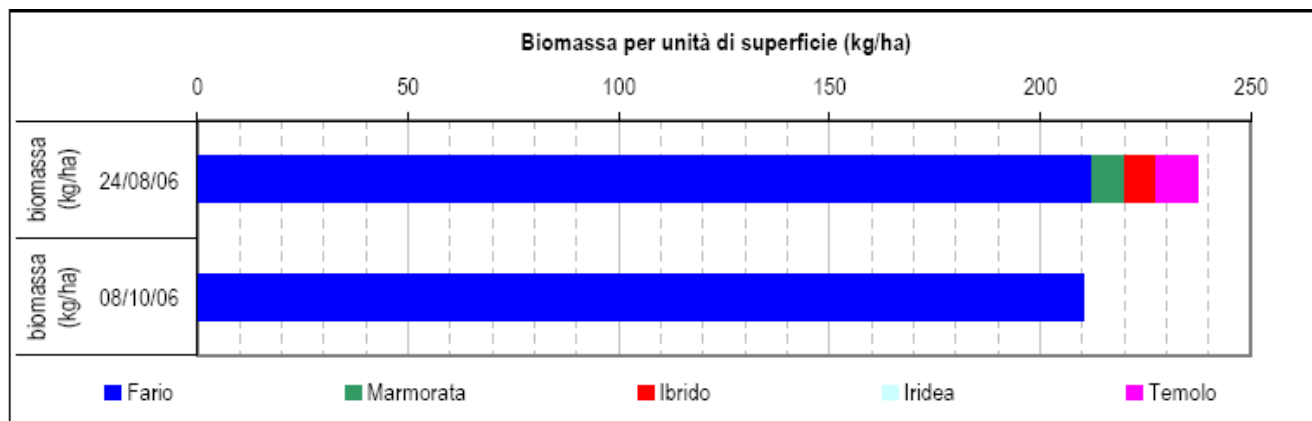
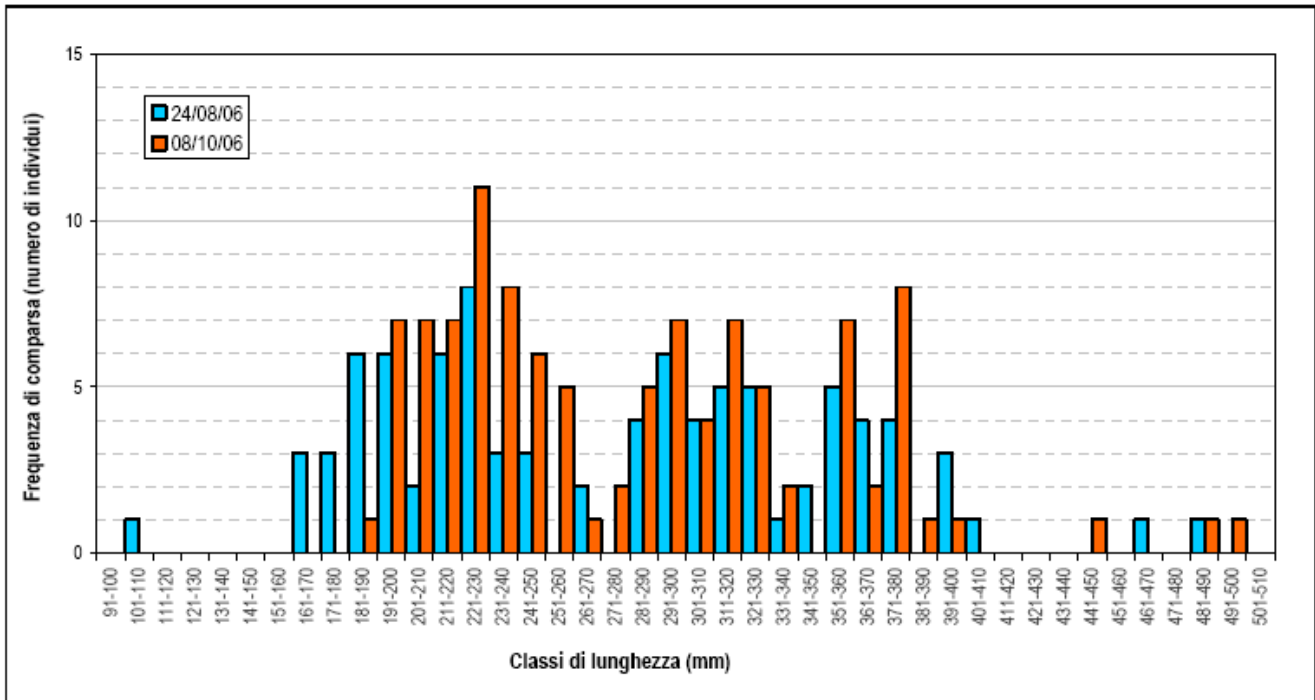


Figura 22.71 - struttura di popolazione della trota fario nel F. Adda a Tirano.



Nella stazione di Tresenda, posta a valle della centrale AEM di Stazzona e della confluenza del Torrente Poschiavino, la comunità ittica è risultata composta dalla trota fario, dal temolo e, in numero sporadico, da marmorata e ibrido marmorata x trota fario. Sono inoltre stati catturati alcuni scazzoni, non considerati nei dati quantitativi per la difficoltà di campionare efficacemente tale specie. Non si rilevano variazioni a carico della fauna ittica, imputabili agli effetti della fluitazione; si può osservare dai grafici che nel periodo post-svaso si è verificata una riduzione di densità di trota fario, che ha però mantenuto sostanzialmente simile la biomassa. Il temolo invece ha mantenuto densità simili, ma ha incrementato notevolmente la biomassa. Entrambe le popolazioni (trota fario e temolo) hanno evidenziato carenza di giovani dell'anno, con tutta probabilità ascrivibile alle severe variazioni delle portate che limitano fortemente la riuscita della riproduzione naturale.

Figura 22.72 - composizione della comunità ittica nel F. Adda a Tresenda – densità.

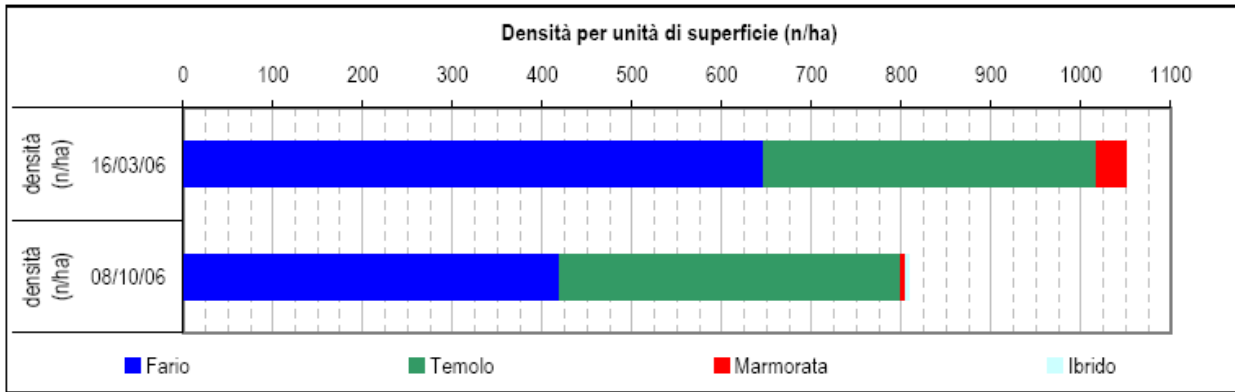


Figura 22.73 - composizione della comunità ittica nel F. Adda a Tresenda – biomassa.

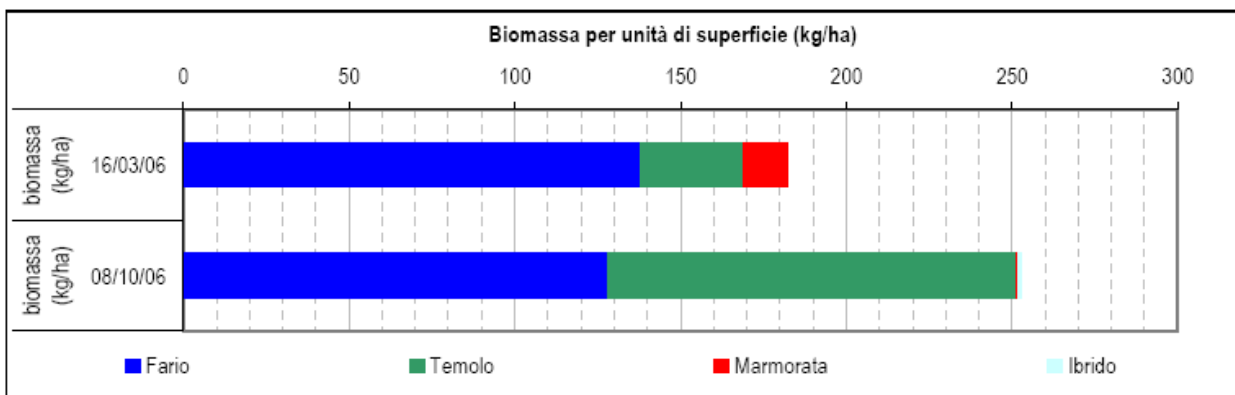
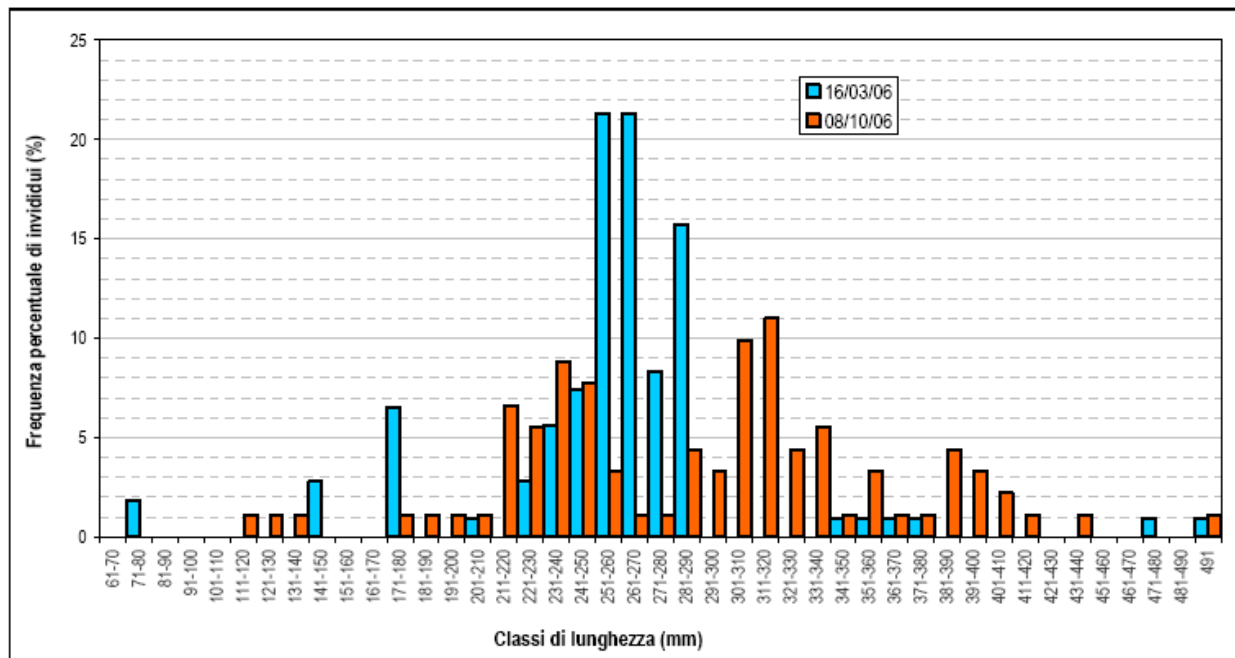


Figura 22.74 - struttura di popolazione della trota fario nel F. Adda a Tresenda.



La comunità macrobentonica

Lo studio della comunità macrobentonica è stato effettuato con le seguenti modalità:

- campionamenti qualitativi mediante retino immanicato in transetti rappresentativi delle diverse tipologie ambientali presenti in ciascuna stazione di campionamento;
- campionamenti quantitativi mediante retino Surber nelle zone riffle-run in ciascuna stazione di campionamento, con almeno 3 repliche per stazione nel T. Roasco e 5 nel F. Adda.

Per quanto riguarda la localizzazione delle stazioni di campionamento, sul T. Roasco sono stati indagati 4 tratti, mentre per quanto riguarda il F. Adda sono state indagate 10 diverse stazioni. In merito alla cadenza temporale, sono state condotte due campagne precedenti lo svasso, a marzo e ad agosto 2006; nell'ottobre 2006 è stato eseguito il campionamento post-svasso per la valutazione degli effetti.

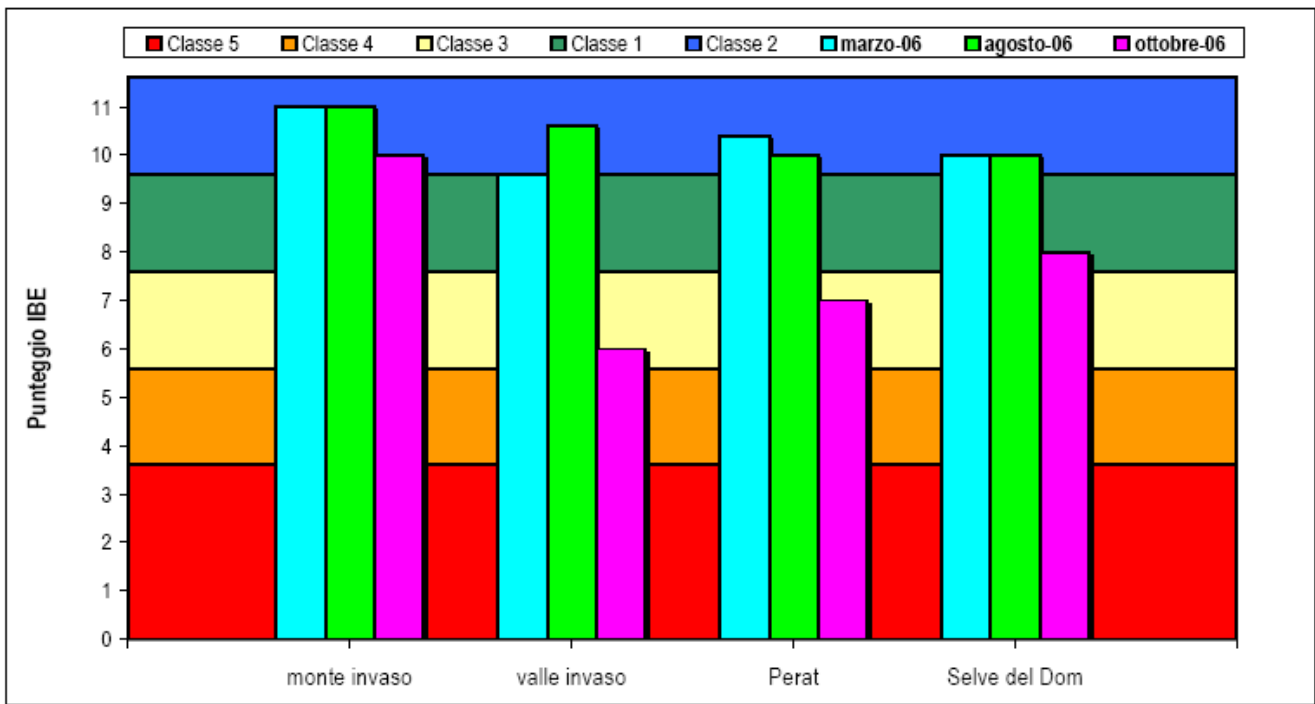
L'analisi degli effetti sulle comunità macrobentoniche del T. Roasco è avvenuta anche mediante l'ausilio di alcuni substrati artificiali posizionati in un ramo laterale del torrente a Selve del Dom; tali substrati sono stati preparati e posizionati circa un mese prima dall'inizio dello svasso per consentirne la colonizzazione. Un substrato è stato recuperato una settimana prima dell'inizio delle operazioni e tre durante lo svasso, rispettivamente dopo il primo giorno (29 agosto), dopo 8 giorni (5 settembre) e al termine delle operazioni di fluitazione (8 settembre). Il quinto substrato è stato raccolto circa un mese dopo il termine dello svasso (5 ottobre) per osservare l'eventuale processo di recupero della comunità.

Figura 22.75 - campionamenti di fauna macrobentonica nel T. Roasco; a sinistra di tipo quantitativo con retino Surber, a destra di tipo semiquantitativo con retino immanicato per l'Indice IBE



L'andamento della qualità biologica nel T. Roasco secondo l'Indice IBE è riportato nella Figura 54; da essa si evince che nella stazione a monte dell'invaso di Val Grosina, non perturbata dalla fluitazione, l'IBE si mantiene nell'ambito di una I classe di qualità sia prima che immediatamente dopo lo svaso. Nella stazione posta a valle dell'invaso è possibile osservare che, da una situazione ottimale con una I classe di qualità, dopo la fluitazione si passa ad una III classe di qualità. Tale andamento si ripete sostanzialmente nella stazione in loc. Perat, in posizione intermedia tra il bacino di Valgrosina e la foce del Roasco, dove nuovamente si assiste ad un peggioramento, passando da una I classe prima della fluitazione, ad una III classe dopo l'operazione. Nella stazione posta presso il tratto terminale del Roasco, in loc. Selve del Dom, si osserva nuovamente una situazione ottimale prima dello svaso, analoga a quella delle altre stazioni; dopo la fluitazione la qualità scende di una classe, passando da una I ad una II classe, con una riduzione quindi meno sensibile rispetto alle due stazioni più a monte.

Figura 22.76 - punteggio IBE ottenuto nelle diverse stazioni sul T. Roasco, prima e dopo la fluitazione.



Analizzando con maggiore dettaglio le variazioni della composizione tassonomica della comunità macrobentonica nelle stazioni a valle dell'invaso dopo la fluitazione, si osserva quanto segue:

- nella stazione localizzata poco a valle dell'invaso si verifica una sensibile riduzione del numero di taxa presenti prima della fluitazione, che passano da 21 a 7; in particolare scompaiono i

Plecotteri, e gli Efemerotteri restano rappresentati dal solo genere *Baetis*, il gruppo tassonomico più tollerante a fenomeni di perturbazione;

- anche nella stazione in loc. Perat la perdita di taxa è marcata, con il passaggio da 19 a 7 unità sistematiche; i Plecotteri non scompaiono, ma sono rappresentati unicamente dal genere *Perla*, mentre gli Efemerotteri, come nella stazione precedente, si riducono al solo genere *Baetis*;
- nella stazione di Selve del Dom la perdita di unità sistematiche (19 prima della fluitazione, 9 subito dopo) resta importante, sebbene inferiore ai casi precedenti; la qualità complessiva secondo l'indice IBE subisce però una minore flessione, grazie al fatto che rimangono 2 generi di Plecotteri (*Leuctra* e *Perla*). È interessante osservare che anche in questo caso l'unico genere di Efemerottero rinvenuto dopo lo svaso è *Baetis*.

Per quanto riguarda invece i dati quantitativi si osserva che, mentre nella stazione di riferimento a monte dell'invaso la densità macrobentonica aumenta di circa il 50% nel periodo post-svaso, in tutte le altre stazioni si registra una evidente contrazione numerica dopo la fluitazione. In particolare si può rilevare che:

nella stazione poco a valle dell'invaso si registra una perdita del 94% degli individui presenti prima dello svaso. L'indice di Shannon rimane sostanzialmente invariato (da 1,60 a 1,67); a dispetto, infatti, della forte riduzione del numero di taxa (da 29 a 8), si registra una più equa ripartizione numerica di quelli superstiti, mentre in precedenza la sola specie *Baetis alpinus* arrivava al 61% del totale;

- nella stazione in località Perat si registra una perdita del 95% degli individui presenti prima dello svaso. L'indice di Shannon resta sostanzialmente invariato (da 1,73 a 1,75); anche in questo caso si verificano una forte riduzione del numero di taxa (da 20 a 8) a cui corrisponde una più equa ripartizione numerica di quelli superstiti, (in precedenza la sola specie *Baetis alpinus* arrivava al 53% del totale);
- nella stazione in località Selve del Dom si registra ancora una perdita del 95% degli individui presenti prima dello svaso. In questo caso l'indice di Shannon scende da 2.33 a 1.75; anche in questa stazione si verifica un sensibile calo del numero di taxa (da 26 a 8), accompagnato però da un maggior peso del taxon prevalente, sempre rappresentato da *Baetis alpinus*.

Una stazione supplementare per il campionamento quantitativo della comunità macrobentonica è stata posizionata in località Selve del Dom all'interno di un ramo laterale del T. Roasco che alimenta una piccola derivazione; anche in questo caso si è rilevata una consistente contrazione numerica degli

individui macrobentonici, che si sono ridotti del 97% dopo lo svaso, e una riduzione della diversità, con il passaggio da 24 taxa prima della fluitazione a 7 dopo. L'indice di Shannon è sceso da 2,02 a 1,62, a causa della perdita di diversità.

Nel complesso, i dati quantitativi indicano in modo concorde una perdita di individui macrobentonici superiore al 90% in tutte le stazioni sul T. Roasco a valle del bacino, a prescindere dalla loro distanza dalla diga. In termini assoluti, si osserva che le densità macrobentoniche in tali stazioni, nel mese successivo alla fluitazione, sono tutte inferiori a 250 individui/m², mentre nella stazione di riferimento a monte dell'invaso la densità è superiore ai 1.000 individui/m². Per quanto riguarda la diversità, si è osservata una perdita di circa i due terzi del totale dei taxa presenti prima dello svaso, senza evidenziare una particolare selettività nei confronti di specifici taxa.

Figura 22.77 - densità della comunità macrobentonica nelle diverse stazioni sul T. Roasco, prima e dopo la fluitazione.

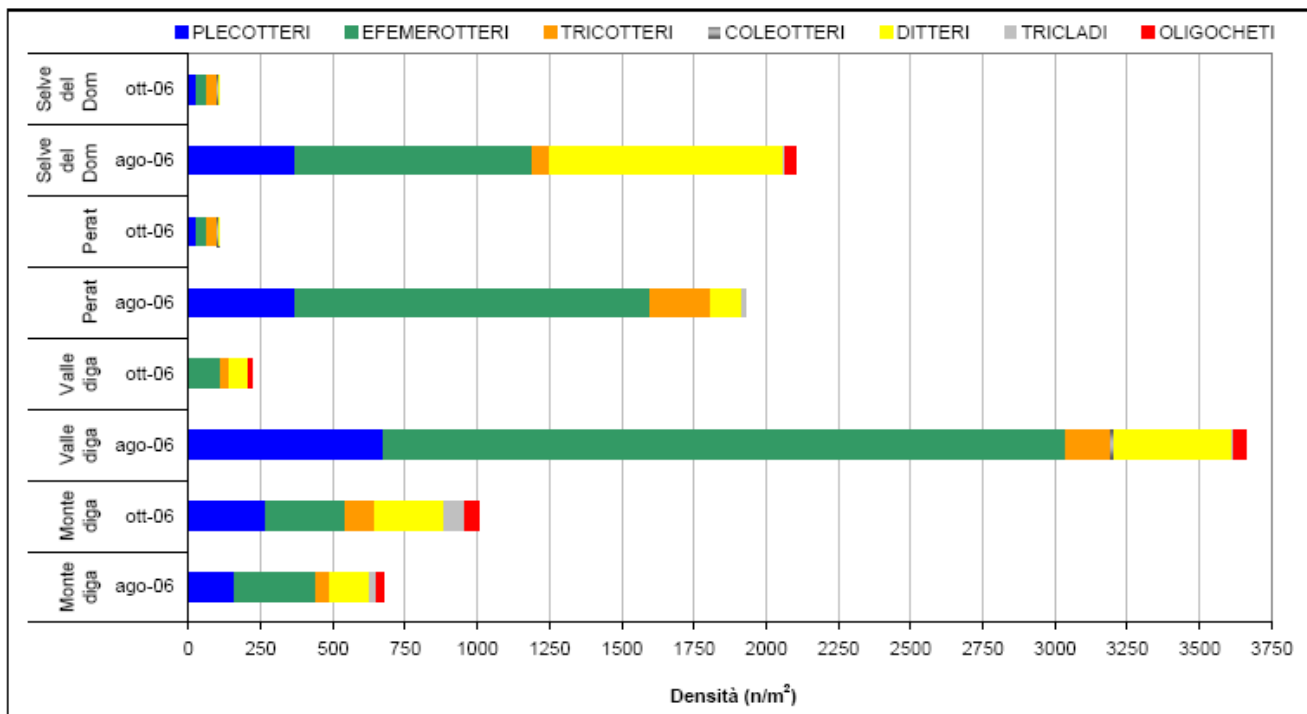


Figura 22.78 - composizione percentuale della comunità macrobentonica nelle diverse stazioni sul T. Roasco, prima e dopo la fluitazione.

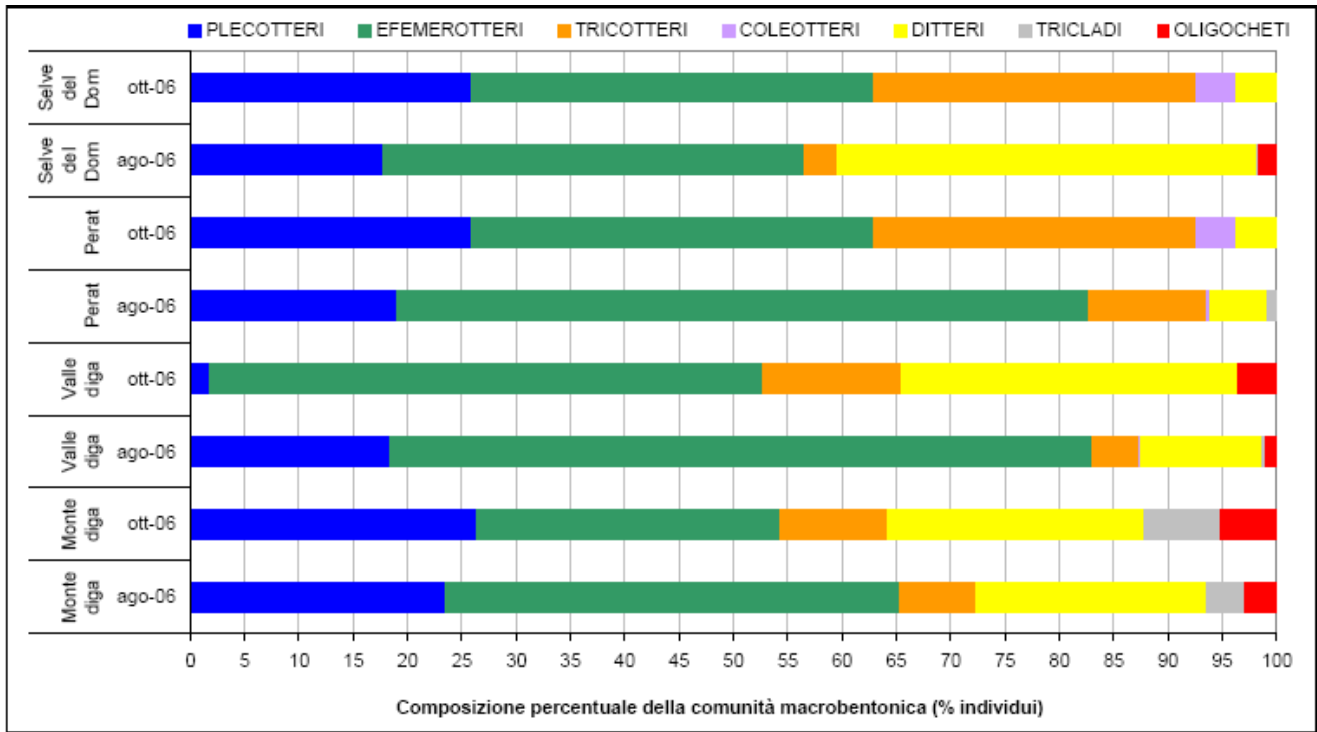
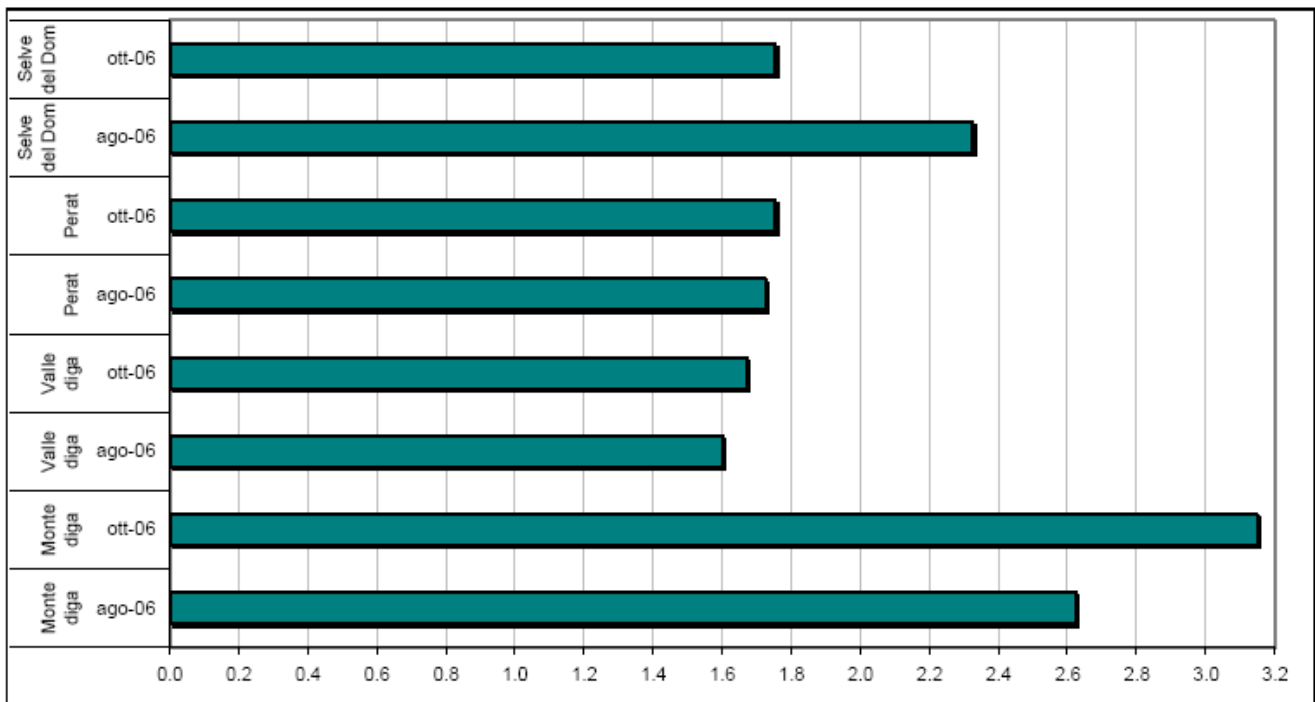


Figura 22.79 - indice di diversità di Shannon per la comunità macrobentonica nelle diverse stazioni sul T. Roasco, prima e dopo la fluitazione.



Per quanto riguarda i substrati artificiali, in quello raccolto prima dello svaso sono state rinvenute 31 unità sistematiche, suddivise tra 8 ordini; il gruppo più rappresentato in termini numerici è risultato quello dei Ditteri, con il 51,9% degli individui (dominati dalla famiglia dei Chironomidae), seguito poi dai Plecotteri con il 32,3%, dai Tricotteri con il 7,4%, dalle Tricladi con il 4,8% e dagli Efemerotteri con il 3,6%. Nel substrato prelevato il giorno successivo all'inizio dello svaso, la densità ha presentato un'evidente contrazione numerica, risultando inferiore dell'89% rispetto a quella precedente alla fluitazione, con la perdita di circa un quarto dei taxa presenti in precedenza, e con uno spostamento delle percentuali di abbondanza relativa: i Plecotteri salgono al 51,2% del totale, mentre i Ditteri scendono al 23,7%.

Il campione prelevato una settimana dopo l'inizio dello svaso mostra un ulteriore decremento numerico della comunità, con una perdita di individui pari al 95,1% del numero totale iniziale e scompaiono altri 3 taxa; in termini di composizione percentuale si riscontra una riduzione dei Plecotteri, che scendono al 29,9%, e un aumento dei Ditteri che raggiungono il 32,8%, mentre gli Oligocheti arrivano a rappresentare il 23% degli individui totali. Il campione prelevato al termine della fluitazione, dopo due settimane dall'inizio dello svaso, mostra una situazione abbastanza stabile, con una perdita di individui che si è assestata al 95,7% del totale iniziale pre-svaso; i Ditteri aumentano la loro importanza relativa, arrivando al 44,4%, seguiti dai Tricotteri con il 25,2% e dai Plecotteri con il 23,8%. A un mese dalla fine delle operazioni l'analisi del substrato raccolto mostra una situazione relativamente stabile; gli individui superstiti sono pari al 6,4% del campione pre-svaso, con una differenza pertanto del 93,6%; a livello di composizione percentuale si assiste ad un incremento dell'importanza relativa dei Tricotteri, che raggiungono il 60,4%, seguiti dai Ditteri con il 25,6% e dai Plecotteri con il 6,6%.

Figura 22.80 - substrato artificiale prima della posa nel ramo laterale del T. Roasco.



Figura 22.81 - substrati artificiali subito dopo il recupero; a sinistra prima dello svaso, a destra dopo lo svaso.



Il dato più interessante fornito dall'analisi dei substrati artificiali è costituito dal fatto che la perdita più consistente, sia in termini di numero di individui, sia in numero di taxa, è avvenuta nel primo giorno di operazioni; successivamente, il numero di individui ha subito oscillazioni molto meno rilevanti, mostrando un accenno di ricolonizzazione a distanza di un mese dalla fine della fluitazione. Anche in questo caso, come per i campioni prelevati direttamente dall'alveo del torrente, la perdita quantitativa di macroinvertebrati è risultata superiore al 90% degli individui presenti precedentemente allo svaso. Il

processo di ricolonizzazione all'interno dei substrati si ritiene che sia particolarmente complesso e rallentato, rispetto all'alveo del torrente, per la maggiore difficoltà che la corrente incontra nel "ripulire" il sedimento che vi si è infiltrato.

Figura 22.82 - risultati dell'analisi dei substrati artificiali posizionati nel T. Roasco a Selve del Dom; abbondanza numerica dei macroinvertebrati.

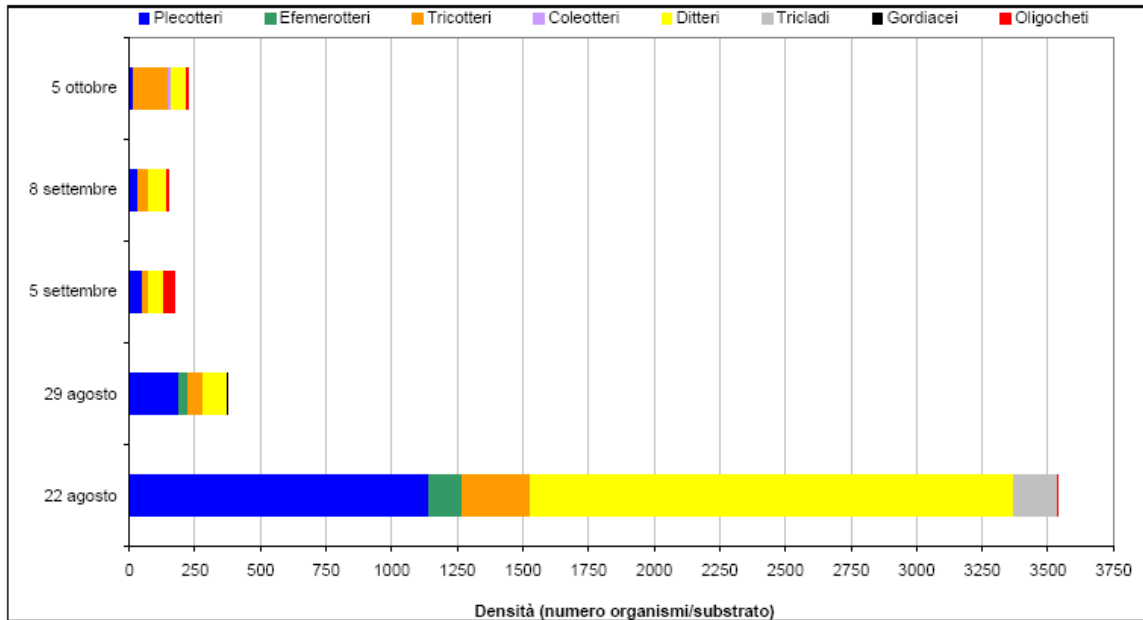
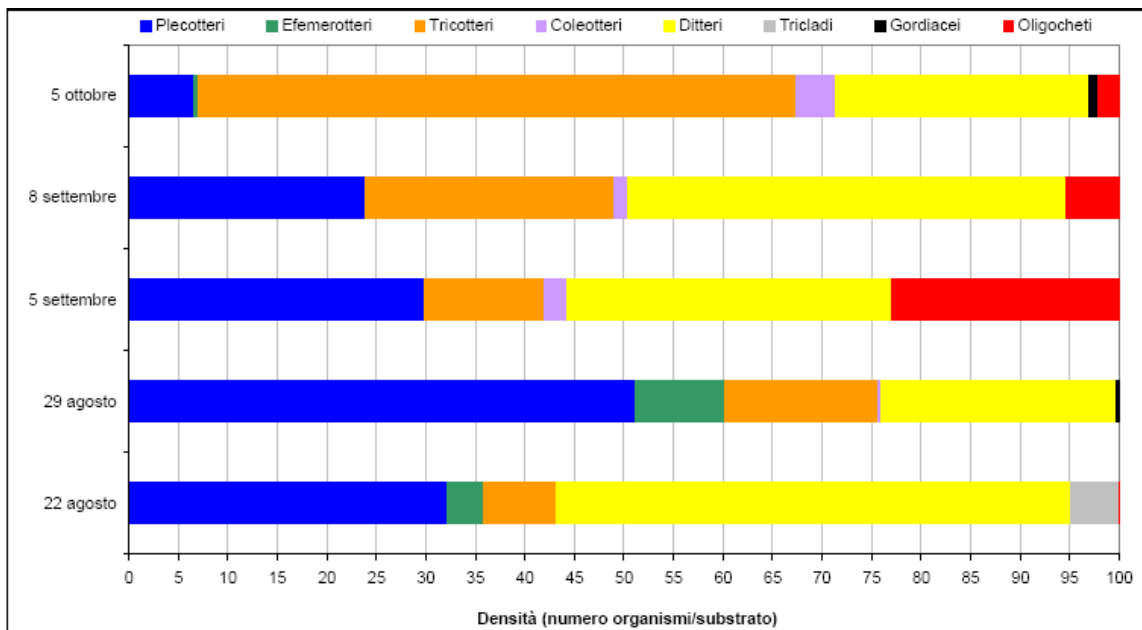


Figura 22.83 - risultati dell'analisi dei substrati artificiali posizionati nel T. Roasco a Selve del Dom; composizione percentuale dei macroinvertebrati.



La comunità macrobentonica del F. Adda è stata indagata in modo semiquantitativo in 10 stazioni di campionamento che hanno permesso una dettagliata ricostruzione dell'andamento dell'Indice IBE prima e dopo lo svaso, per un tratto compreso tra poco sopra la confluenza del T. Roasco ed il confine provinciale, prima dello sbocco nel Lago di Como. Il tratto tra la foce del T. Roasco e Tirano, dove si presumevano i maggiori effetti dell'operazione, è stato monitorato con maggiore dettaglio spaziale e temporale.

I risultati portano a rilevare che la qualità biologica delle acque del F. Adda dopo lo svaso è risultata analoga a quella pre-svaso nel tratto a monte dell'invaso di Serio, con l'unica eccezione rappresentata dalla stazione a monte della confluenza del T. Roasco, dove si passa da una II classe ad una III classe. In questo caso la riduzione di qualità biologica non può essere attribuita all'operazione di fluitazione, in quanto si tratta della stazione di controllo posta a monte della foce del T. Roasco e quindi non interessata dallo svaso. Si può inoltre osservare che nella stazione immediatamente a valle dell'immissione del Roasco in Adda, pur restando nell'ambito di una III classe di qualità, l'IBE dopo la fluitazione sale da 6 a 7. Nella stazione di Lovero la situazione resta pressoché immutata. Nella prima stazione del tratto a valle dell'invaso di Sernio si può osservare che il punteggio IBE scende da una II a una III classe nel periodo prima dello svaso, mentre nel mese successivo il punteggio e la classe di qualità restano invariati. Anche a Stazzona, dove confluiscono le acque cariche di sedimento provenienti dall'invaso di Sernio, non si registra alcuno scostamento dell'Indice IBE tra prima e dopo la fluitazione di Valgrosina. Procedendo verso valle lungo l'asta dell'Adda, il confronto dell'Indice IBE prima e dopo lo svaso fornisce indicazioni contrastanti; in località Baghetto (Comune di Chiuro) si assiste ad un miglioramento da una III ad una II classe di qualità, mentre a Caiolo si verifica un peggioramento da una II ad una IV classe di qualità. A Paniga l'IBE permane nell'ambito di una III classe, pur con una modesta riduzione di punteggio da 7-6 a 6, mentre nella stazione di chiusura a Dubino vi è un netto peggioramento, passando addirittura da una II ad una V classe. Nel complesso i risultati ottenuti dal monitoraggio IBE dell'asta del F. Adda consentono di affermare che la fluitazione del bacino di Valgrosina non ha provocato effetti apprezzabili sulle comunità macrobentoniche del F. Adda; i peggioramenti evidenti riscontrati a Caiolo e Dubino sono, infatti, da ascrivere ad altre cause, dal momento che si tratta rispettivamente della terz'ultima e dell'ultima stazione in termini di distanza dalla foce del Roasco e pertanto sottoposte a perturbazioni con entità inferiori a quelle più a monte. Si rammenta che nel mese di agosto 2007, per via della siccità eccezionale, la Regione Lombardia ha imposto un rilascio di un ingente deflusso dai bacini montani

che ha, di fatto, generato una situazione di “piena artificiale” protrattasi per numerosi giorni, con presumibili ripercussioni negative sulla fauna macrobentonica.

In alcune stazioni sono stati effettuati anche dei campionamenti di tipo quantitativo, per ottenere informazioni più dettagliate rispetto a quelle fornite dal solo Indice IBE. Il risultato più interessante è rappresentato dal confronto tra la situazione pre- e post-svaso immediatamente a monte e a valle della foce del T. Roasco; si può, infatti, osservare che nel sito a monte, non perturbato dagli effetti della fluitazione, si verifica un crollo della densità macrobentonica (-86,5%), mentre il sito di valle, il più direttamente soggetto agli effetti dello svaso tra quelli del Fiume Adda, mostra una densità superiore in tempi successivi alla fluitazione (+29%). Anche a Lovero e Tirano si riscontra un incremento di densità tra prima e dopo lo svaso, rispettivamente pari al 281% e al 49% del valore di agosto; a Paniga si registra invece a ottobre una perdita del 41,7% degli individui presenti in agosto prima della fluitazione. Come già affermato, esaminando l'andamento dell'Indice IBE, di nuovo si può affermare che le variazioni della comunità macrobentonica registrate lungo il F. Adda tra il periodo pre-svaso e quello nel mese successivo allo svaso non evidenziano relazioni dirette con l'operazione di fluitazione di Valgrosina. Le variazioni più rilevanti sono, infatti, rappresentate dalla perdita di individui a monte dell'immissione del Roasco, non interessata dagli effetti dello svaso, e dall'incremento di densità nella stazione di Lovero, che avrebbe dovuto essere il sito più perturbato subito dopo quello immediatamente a valle della foce del Roasco (dove si rileva invece un incremento numerico degli individui).

Si può pertanto concludere che l'impatto della fluitazione sulla comunità macrobentonica dell'Adda sia stato di entità tale da non poter essere rilevato, anche a causa di due eventi eccezionali che hanno determinato perturbazioni assai più rilevanti dello svaso. Il primo di essi è stato il rilascio straordinario di acqua dagli invasi montani al fine di sopperire al deficit idrico della pianura, che ha comportato la presenza in alveo di ingenti portate per tutto il mese di agosto. Il secondo evento si è verificato in corrispondenza della fine delle operazioni di svaso, quando un'imponente frana in Val Rezzalo ha riversato nel T. Rezzalasco un ingente quantitativo di terriccio, che ha successivamente raggiunto l'Adda provocando un'onda anomala di piena e un notevole trasporto solido, seguiti da una elevata sedimentazione di materiale.

Figura 22.84 - andamento dell'Indice IBE nelle stazioni di campionamento sul F. Adda a monte dell'invaso di Sernio.

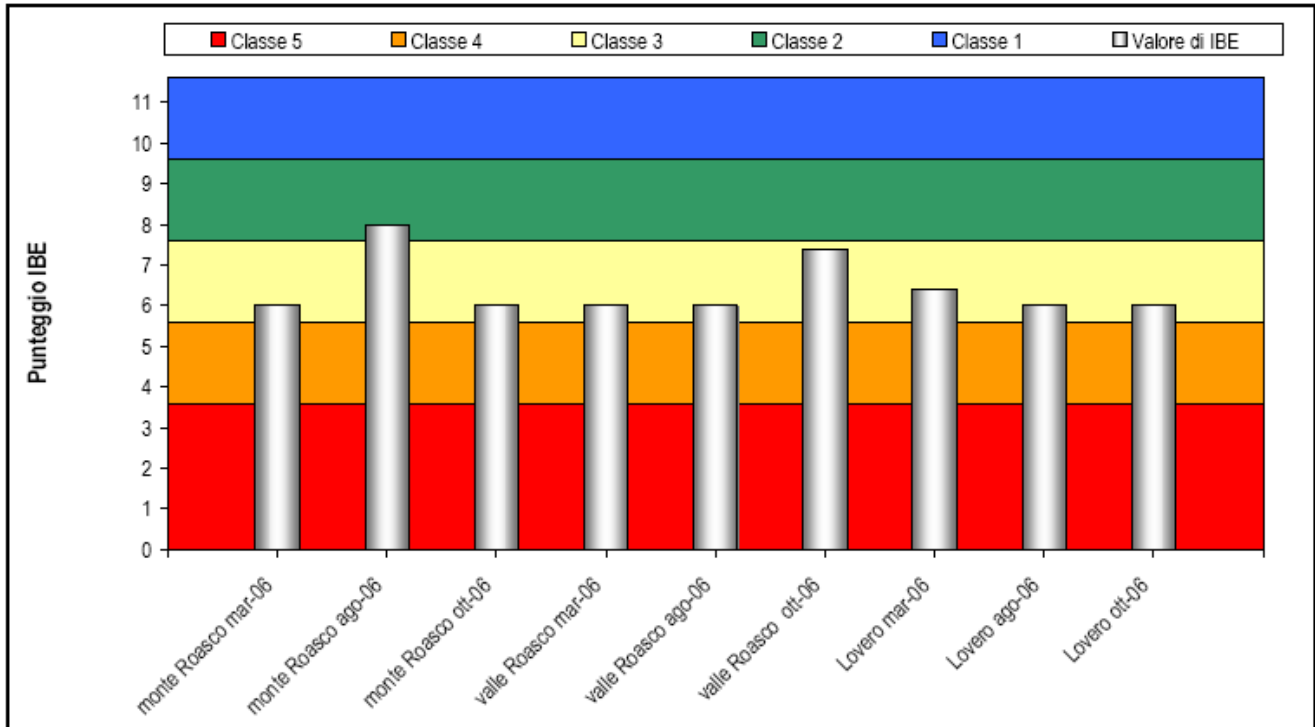


Figura 22.85 - andamento dell'Indice IBE nelle stazioni di campionamento sul F. Adda a valle dell'invaso di Sernio

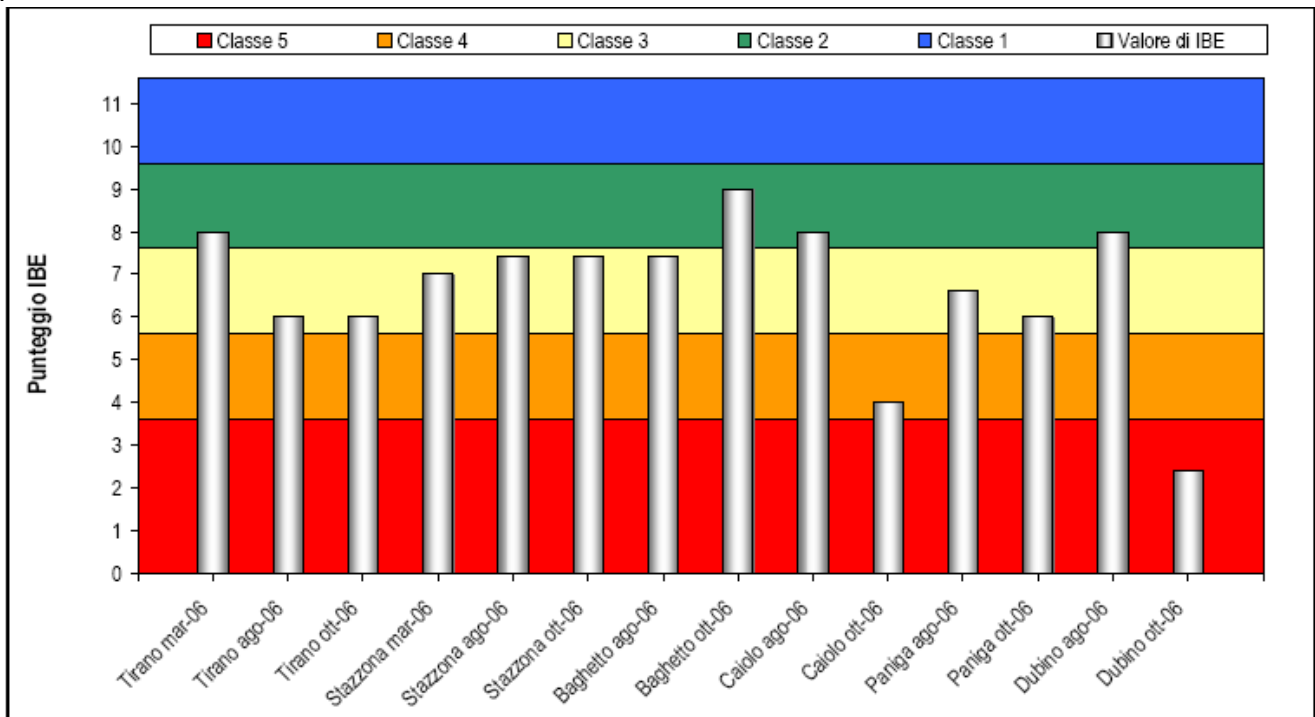


Figura 22.86 - risultati dei campionamenti quantitativi di macroinvertebrati sul F. Adda: confronto delle densità prima e dopo lo svaso.

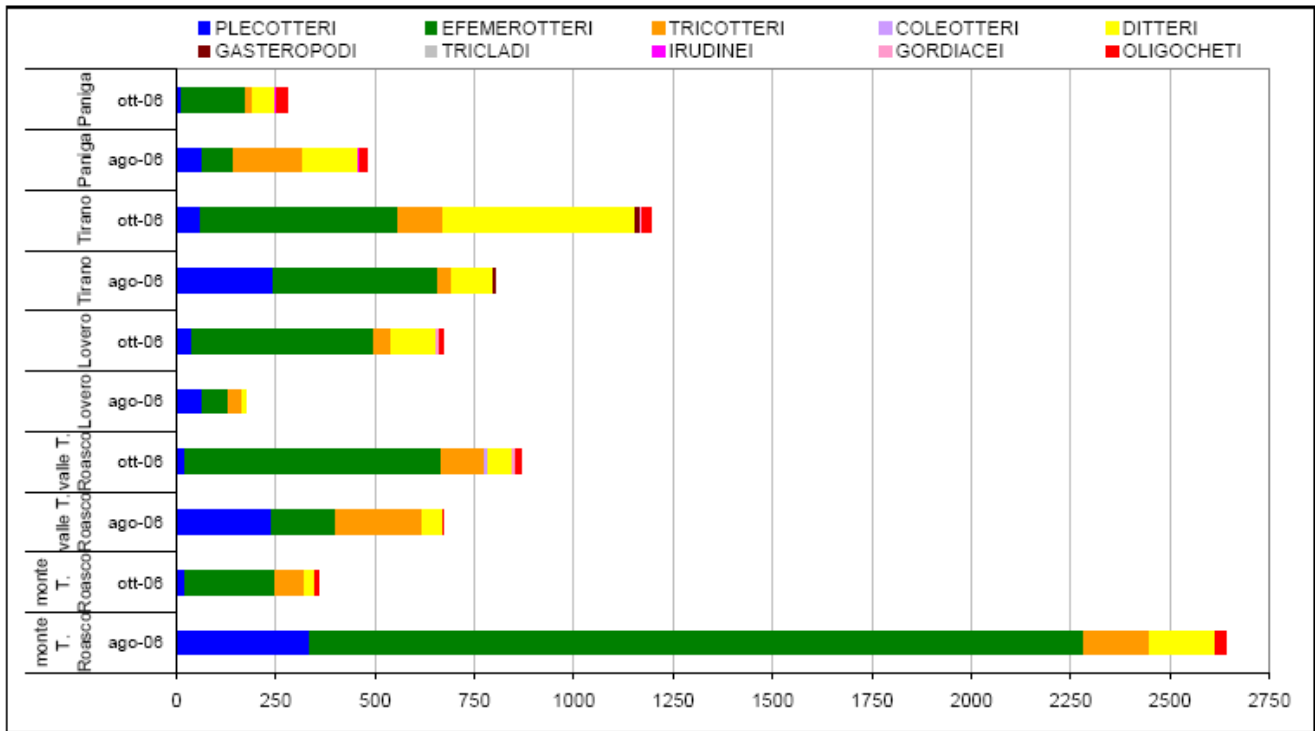
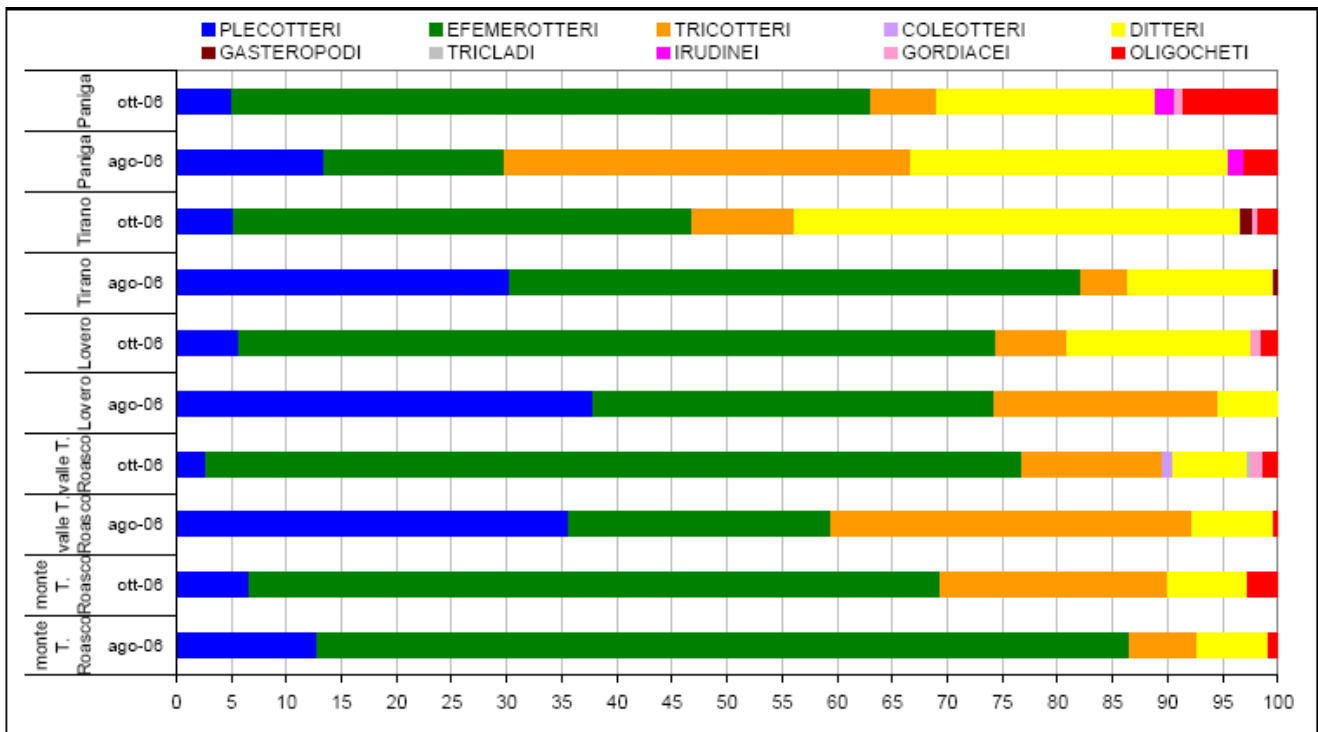


Figura 22.87 - risultati dei campionamenti quantitativi di macroinvertebrati sul F. Adda: confronto della composizione percentuale prima e dopo lo svaso.



22.5.6 Le modalità operative della fluitazione dei sedimenti nel 2007

Dopo la fluitazione eseguita nell'estate 2006, nel 2007 si è ripetuta l'operazione di rimozione dei sedimenti dal bacino di Valgrosina in conformità a quanto stabilito dal piano di gestione dell'invaso. Ripristinata la funzionalità degli scarichi di esaurimento e di fondo con l'intervento messo in atto l'anno precedente, l'obiettivo di questa seconda operazione è stato quello di recuperare la capacità di invaso rimuovendo circa 20.000 m³ di sedimenti, pari alla quota di sedimentazione annua, depositati nella parte centrale e in coda al serbatoio. Le operazioni hanno avuto inizio il giorno 20 agosto 2007 e sono proseguite, con le stesse modalità operative adottate l'anno precedente, sino al 31 agosto 2007 per 12 giorni consecutivi.

Come l'anno precedente, il primo giorno, dopo aver deviato le derivazioni dalla Val d'Eita e dalla Valle di Sacco, è stato ridotto il livello del serbatoio mediante lo scarico di fondo, e successivamente è stato aperto lo scarico di esaurimento per permettere lo svuotamento completo dell'invaso. Sulla base dell'esperienza del 2006, al fine di evitare il raggiungimento di concentrazioni di solidi sospesi troppo elevate, con la fuoriuscita dei sedimenti addossati allo scarico di esaurimento, l'operazione di rilascio di acqua pulita dal bacino di Fusino è stata posticipata.

Nello stesso giorno, ultimata la fase di ruscellamento naturale delle acque di filtrazione del bacino, hanno avuto inizio le operazioni di fluitazione per ruscellamento controllato della derivazione di Val d'Eita e di Premadio. La rimozione dei sedimenti è proseguita con le stesse modalità precedentemente sperimentate ma, rispetto al 2006, il sedimento è stato fatto fluitare anche dallo scarico di fondo anziché solamente da quello di esaurimento. A tale scopo è stata costruita una tura all'interno del bacino per alzare il livello di base e permettere la fuoriuscita del materiale dallo scarico di fondo; la movimentazione del materiale è avvenuta anche mediante l'utilizzo di 2 escavatori, uno in coda al serbatoio e l'altro in prossimità dell'opera di scarico. Negli ultimi giorni sono state utilizzate anche delle pompe alimentate dalla presa Sacco per rimuovere il materiale depositato lungo le sponde. Tutte le manovre sopra elencate sono state coordinate in modo tale da mantenere nel T. Roasco le stesse concentrazioni medie dei solidi sospesi rilevate l'anno precedente.

Figura 22.88 - esemplare di scazzone catturato nel Fiume Adda a Grosotto.



22.5.6.1 Il piano di monitoraggio attuato per lo svaso del 2007

Come l'anno precedente anche per quest'evento il monitoraggio è stato distinto in due parti:

- il monitoraggio durante l'operazione, con analisi dei parametri chimico-fisici delle acque;
- □ la valutazione degli effetti biologici dello svaso con campionamenti biologici eseguiti prima e dopo le operazioni.

Le metodologie sono le medesime impiegate nell'evento del 2006.

L'analisi dei parametri chimico-fisici delle acque durante lo svaso L'andamento dei parametri durante le operazioni di fluitazione del bacino di Valgrosina è stato monitorato nelle seguenti stazioni di misura:

- □ T. Roasco, in località Selve del Dom;
- F. Adda, in località Mazzo.

Figura 22.89 - stazioni di monitoraggio dei solidi sospesi sul T. Roasco (Selve del Dom) e sul F. Adda (Mazzo).



I solidi sospesi

Per una corretta valutazione dei dati è necessario premettere che nel dicembre 2006 una frana ha parzialmente sbarrato il T. Roasco a valle della confluenza dei due rami, determinando la formazione di un piccolo invaso che ha “operato” da sedimentatore; si ritiene pertanto che i valori di concentrazione di solidi sospesi misurati a Selve del Dom siano inferiori rispetto a quanto effettivamente fuoriuscito dalla diga e che il loro andamento non sia correlabile chiaramente alle operazioni svolte in diga.

Figura 22.90 - il piccolo bacino creato dalla frana a valle della confluenza del T. Roasco di Eita.



Nel corso dei 12 giorni di attività, la sonda fissa installata alla sezione di Selve del Dom ha registrato, con frequenza di 40 secondi, un totale di circa 25.500 valori di concentrazione che hanno permesso di ricostruire la dinamica complessiva dei solidi sospesi per il T. Roasco. Data la buona corrispondenza fra i dati della sonda e quelli di laboratorio riscontrata nel corso del precedente svaso, per le elaborazioni finali sono stati utilizzati i dati tal quali, senza ricorrere ad una ulteriore verifica con le misure analitiche.

Come si può osservare dalla Figura 69, durante la prima settimana i valori di concentrazione sono risultati piuttosto contenuti per effetto della parziale sedimentazione del materiale nel bacino formato dalla frana; nella seconda settimana, invece, l'utilizzo di portate di ruscellamento maggiori nell'invaso e la progressiva tracimazione del materiale depositatosi nel bacino a valle della diga, hanno determinato delle concentrazioni più elevate a Selve del Dom, anche se solo in una occasione sono risultate superiori a 10 g/l.

La concentrazione media dei solidi sospesi relativa all'intero periodo di fluitazione è risultata pari a circa 3 g/l, con una portata media nel T. Roasco di 4,4 m³/s.

Con riferimento alla curva di durata riportata in Figura 70, le concentrazioni di durata maggiore, pari al 70% del tempo complessivamente impiegato per l'operazione di fluitazione dei sedimenti, risultano comprese tra 0,1 e 3 g/l. Valori superiori a 10 g/l hanno presentato tempi di permanenza modesti, inferiori all'1% della durata totale delle operazioni.

Figura 22.91 - dinamica complessiva delle concentrazioni dei solidi sospesi registrate nel T. Roasco alla sezione di misura di Selve del Dom nel corso dell'intera operazione.

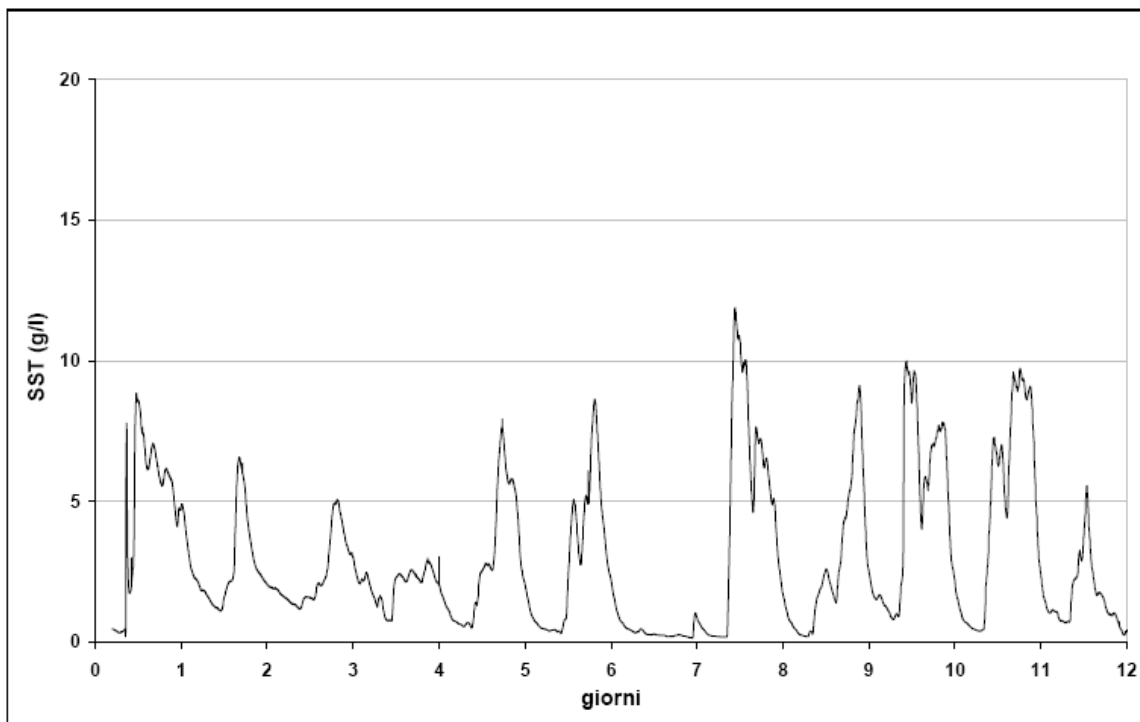
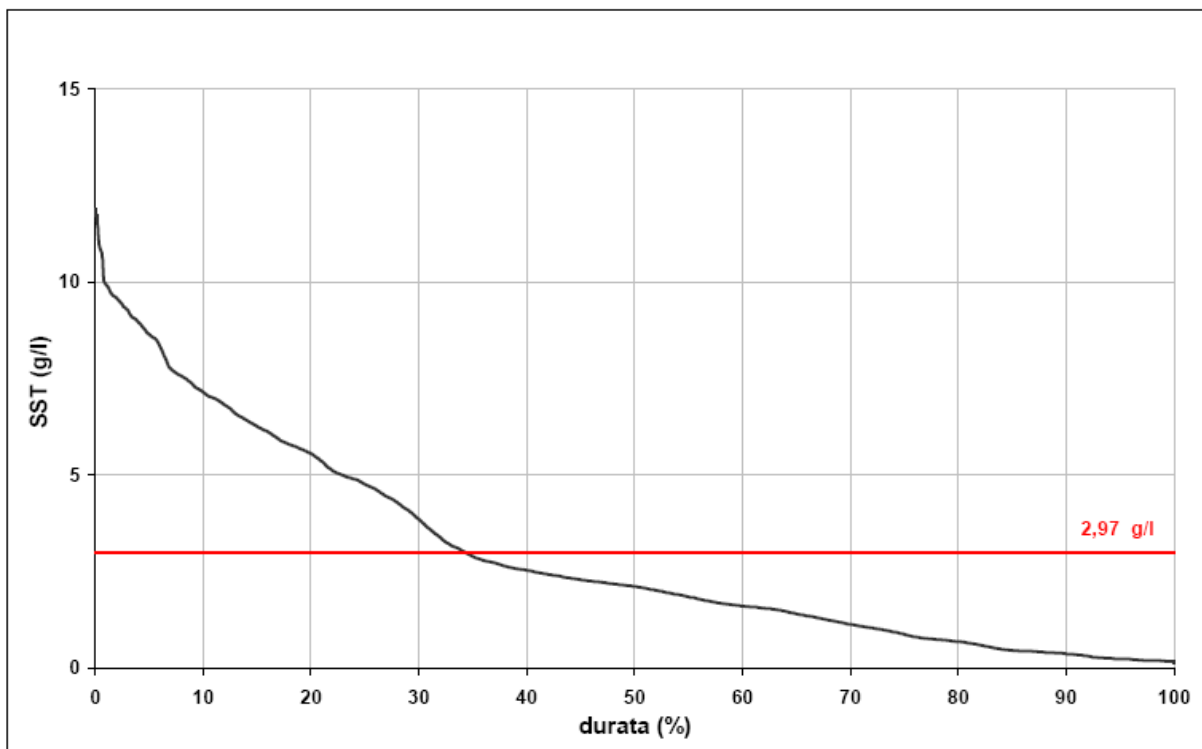


Figura 22.92 - curva di durata % della concentrazione dei solidi sospesi misurata a Selve del Dom.

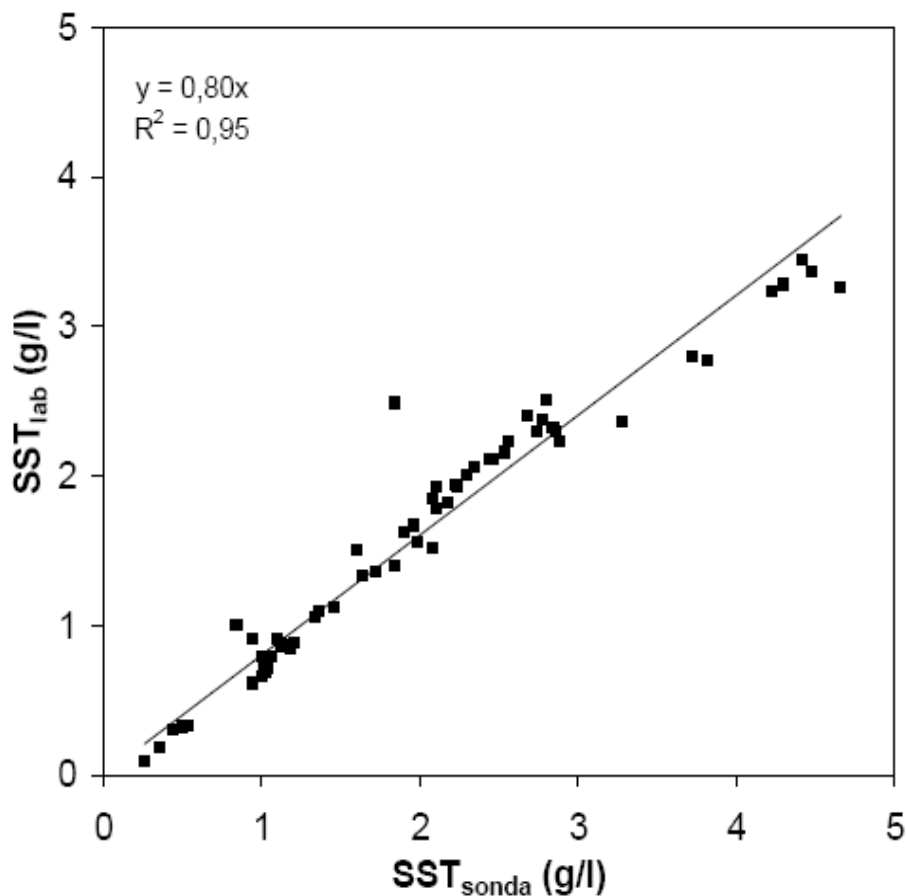


Nel corso dei 12 giorni di fluitazione, la massa totale dei solidi sospesi transitata alla sezione di misura di Selve del Dom, stimata come prodotto della concentrazione per la portata integrato nel tempo, è risultata pari a circa 14×10^6 kg. Si stima però che nel bacino formato dalla frana a valle della diga si siano depositati circa 20.000 m^3 di sedimento.

Il monitoraggio dei solidi sospesi sul F. Adda è stato eseguito, con sonda e coni Imhoff, per quattro giorni campione, il 20, 24, 27 e 31 agosto 2007, in quanto già dopo il primo giorno di fluitazione il sistema era entrato in regime e mostrava una certa ripetibilità.

Per la verifica a posteriori dei dati di campo, la cui misura, come è noto, può essere influenzata dalla variazione delle caratteristiche del sedimento, sono stati analizzati in laboratorio 61 campioni. Tali campioni sono stati prelevati con cadenza oraria coprendo tutto l'ambito delle concentrazioni riscontrate nel corso del monitoraggio. La retta di regressione ottenuta dal confronto fra i dati della sonda e i dati di laboratorio è riportata nel grafico seguente.

Figura 22.93 - retta di regressione ottenuta dal confronto fra i dati sui solidi sospesi della sonda e quelli di laboratorio.



Confrontando i valori massimi e minimi di concentrazione dei solidi sospesi rilevati nelle due sezioni di misura, è stato calcolato un tempo medio di percorrenza del carico torbido fra le due stazioni pari a 1 ora; per quanto riguarda il rapporto fra le concentrazioni, i valori registrati sul F. Adda sono risultati mediamente di 3 volte inferiori a quelli misurati nel T. Roasco, come accaduto nel 2006.

Dal calcolo del rapporto di diluizione, e tenendo conto dell'intervallo di tempo che intercorreva al passaggio del carico torbido nelle due sezioni di misura, sono stati ricavati l'andamento complessivo dei solidi sospesi e la curva di durata delle concentrazioni anche per la stazione di Mazzo.

Esaminando i valori dei solidi sospesi alla sezione di misura di Mazzo, si osservano, come atteso, punte massime di concentrazione di minore intensità rispetto a quelle rilevate a Selve del Dom, imputabili alla diluizione operata dalle maggiori portate in Adda. Mediamente i valori sono inferiori a 1 g/l, con valori massimi di concentrazione limitati a brevi episodi, ad eccezione del primo giorno, di circa 3,5 g/l.

Figura 22.94 - andamento della concentrazione di solidi sospesi nel F. Adda a Mazzo per tutta la durata delle operazioni di fluitazione.

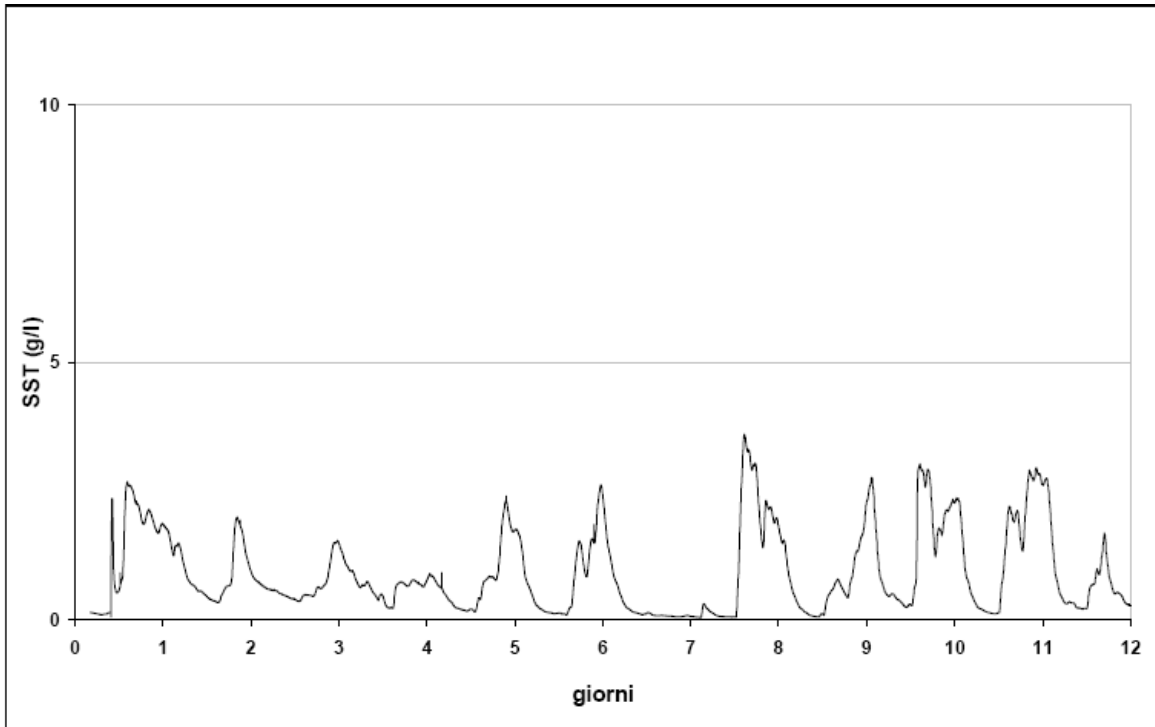
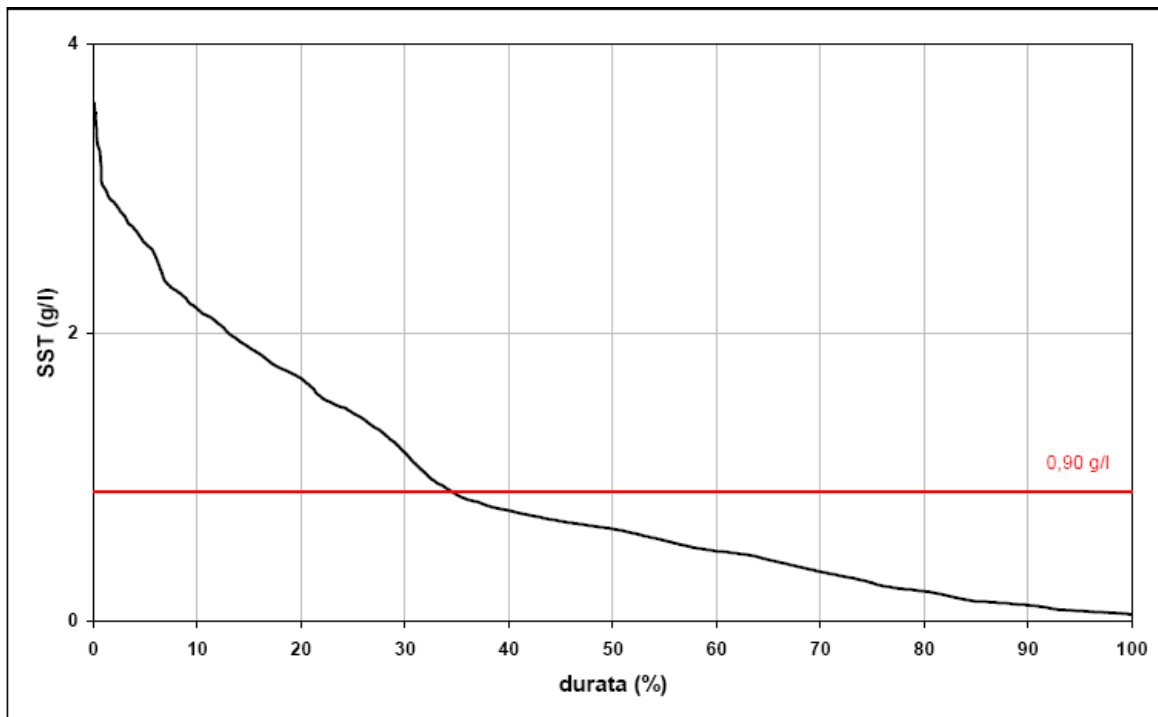


Figura 22.95 - curva di durata della concentrazione di solidi sospesi nel F. Adda a Mazzo.

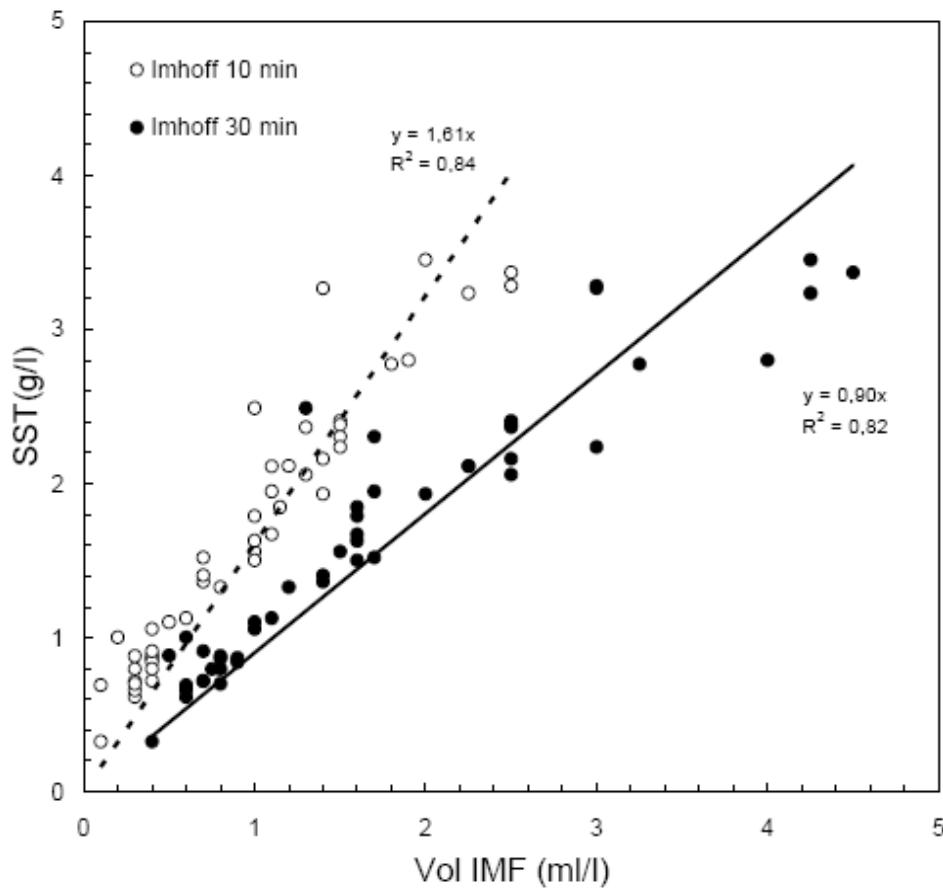


Nella stazione di Mazzo, per il monitoraggio dei solidi sospesi, sono stati utilizzati anche i coni Imhoff. I campioni sono stati prelevati circa ogni 15 minuti e fatti sedimentare per un tempo di 30 min con lettura intermedia del valore a 10 min. In totale sono stati analizzati in campo circa 160 campioni nei 4 giorni in cui si è svolto il monitoraggio.

Il confronto fra i valori dei coni Imhoff misurati in campo con circa 50 misure analitiche di laboratorio, ha permesso di ottenere la relazione fra i solidi sedimentabili (SS) e la concentrazione dei solidi sospesi per entrambi i tempi di sedimentazione considerati (t10 e t30).

Nella Figura 22.96 sono illustrate le rette di regressione lineare per i due tempi di sedimentazione considerati e la loro espressione analitica

Figura 22.96 - relazione fra i solidi sedimentabili (Vol IMF) e i solidi sospesi (SST).



Dall'equazione della retta risulta che 1 ml/l di volume di solidi sedimentabili corrisponde a circa 1,61 g/l a 10 minuti e a 0,90 g/l a 30 min.

Il campionamento e l'analisi delle comunità biologiche

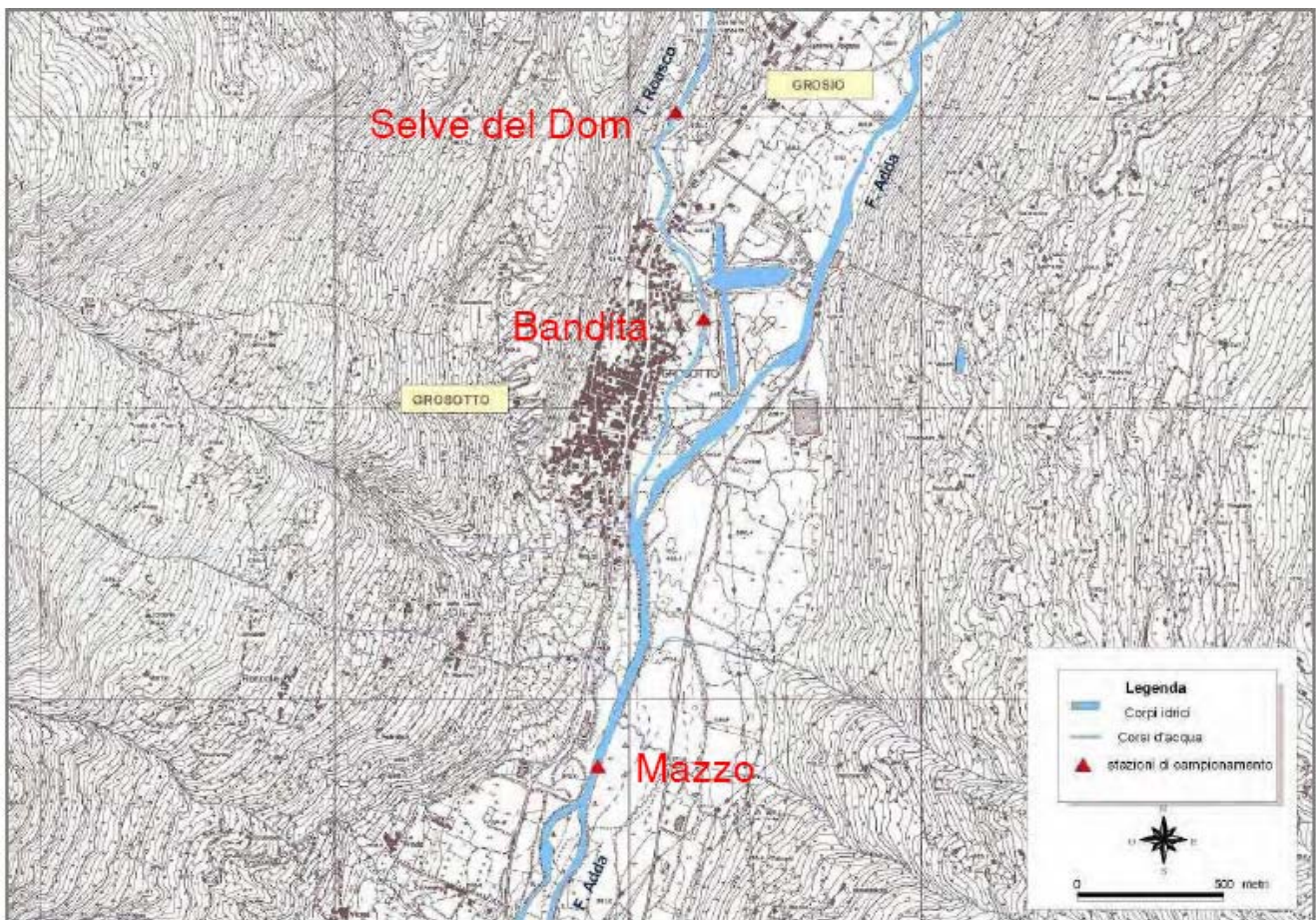
Per quanto riguarda le indagini biologiche, sono stati svolti campionamenti quantitativi, prima e dopo lo svaso, sia sulla fauna ittica che su quella macrobentonica, in diversi tratti del T. Roasco e del F. Adda.

Lo studio della comunità ittica

Lo studio sulla fauna ittica ha interessato i seguenti tratti, già indagati nel 2006:

- due tratti del T. Roasco nella parte terminale prima della foce, uno a Selve del Dom e uno nella zona di bandita di pesca situata a circa 500 m dalla foce in Adda;
- un tratto del F. Adda, a Mazzo, a valle della confluenza con il T. Roasco.

Figura 22.97 - localizzazione dei tratti indagati lungo il T. Roasco ed il F. Adda nel 2007.



La comunità ittica nel T. Roasco risulta costituita quasi esclusivamente dalla trota fario (*Salmo (trutta) trutta*), come nel 2006, con sporadica presenza di ibridi marmorata x fario, trota marmorata (*Salmo trutta marmoratus*) e scazzone (*Cottus gobio*). L'effetto dello svaso sui pesci è stato di conseguenza valutato in riferimento alla specie dominante, la trota fario, alla quale del resto il T. Roasco appartiene in termini di zonazione ittica.

Il campionamento quantitativo effettuato prima dello svaso ha evidenziato la presenza di una popolazione di trota fario abbondante e con una struttura di età equilibrata nel tratto di Selve del Dom, tenuto conto dell'effetto del prelievo alieutico sull'abbondanza degli adulti. La presenza di giovani dell'anno indica il successo della riproduzione naturale nonostante le operazioni di fluitazione avvenute nella precedente estate.

Nel tratto in bandita, la popolazione di trota fario è risultata abbondante e con una struttura equilibrata, con un'adeguata proporzione tra le diverse classi di età, grazie all'assenza di prelievo alieutico e di ripopolamenti; anche in questo caso si può osservare il contributo della riproduzione naturale.

Nelle settimane successive allo svaso sono stati ripetuti i campionamenti effettuati in precedenza sugli stessi tratti e con le stesse modalità operative, ed è stato quindi possibile valutare l'effetto legato allo svaso. Nella stazione di Selve del Dom la densità post-svaso della trota fario ha registrato un decremento, con una perdita di circa il 36% degli individui e del 23% della biomassa; l'analisi delle strutture di popolazione consente di evidenziare che l'impatto è sostanzialmente a carico delle classi giovanili, con una riduzione di individui 0+ e 1+.

Nella stazione in zona bandita la densità post-svaso ha subito una riduzione del 53% circa, mentre la biomassa è scesa solo del 21%; in questo caso è risultato evidente che la classe di età più colpita è stata quella dei giovani dell'anno, mentre sui subadulti e sugli adulti l'effetto non è stato apprezzabile, come testimoniato anche dal modesto calo in termini di biomassa.

Dall'analisi delle relazioni lunghezza-peso e del coefficiente di condizione K in situazione pre- e postsvaso, si è potuto rilevare un dimagrimento delle trote fario in entrambe le stazioni, sia per gli adulti che per i subadulti.

Figura 22.98 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco a Selve del Dom – densità.

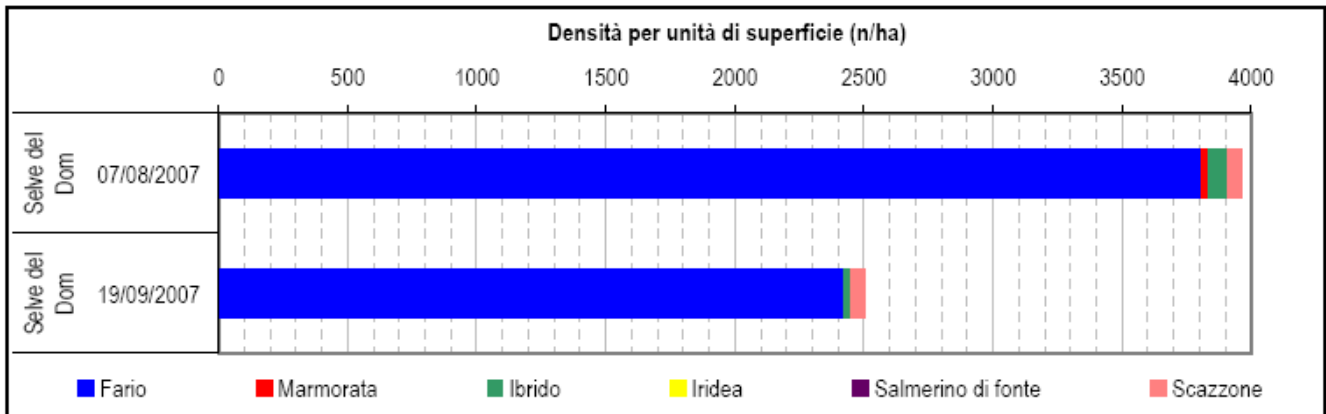


Figura 22.99 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco a Selve del Dom – biomassa.

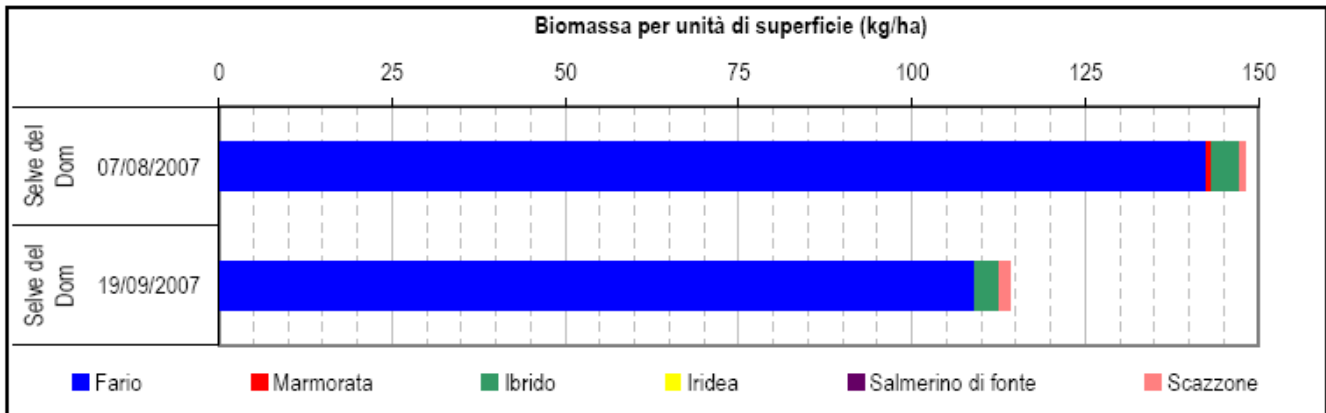


Figura 22.100 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco in zona bandita – densità

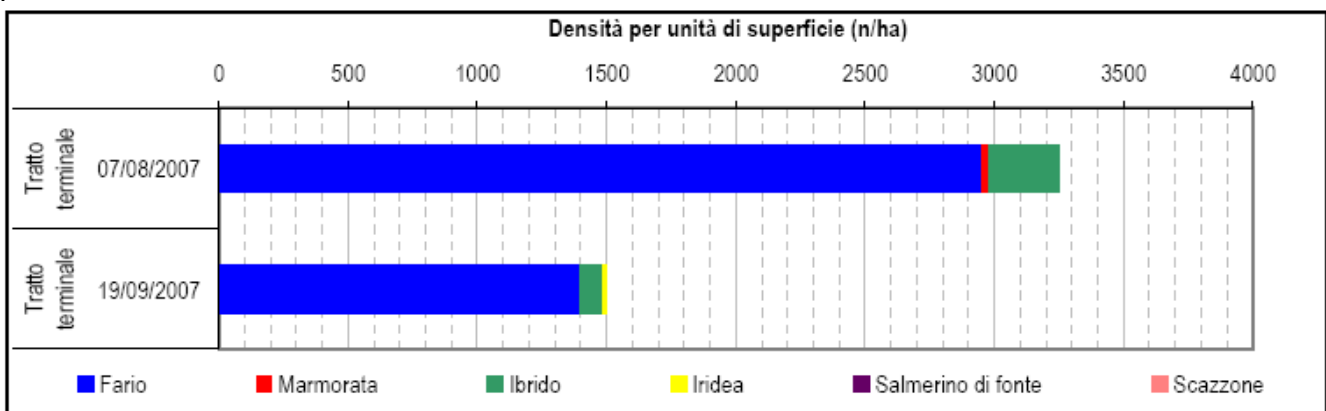


Figura 22.101 - composizione della comunità ittica nel T. Roasco in zona bandita – biomassa

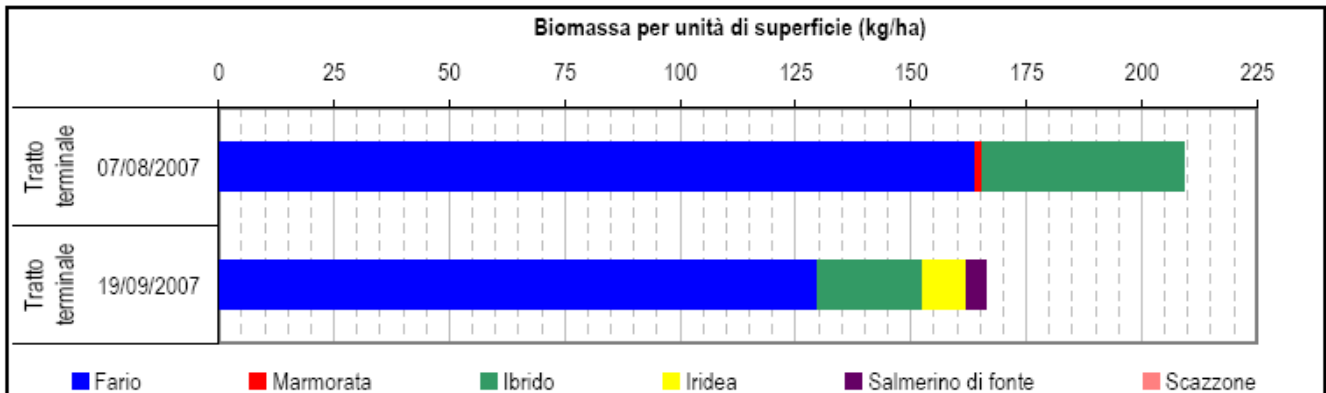


Figura 22.102 - distribuzione di frequenza delle classi di lunghezza di trota fario - T. Roasco, Selve del Dom.

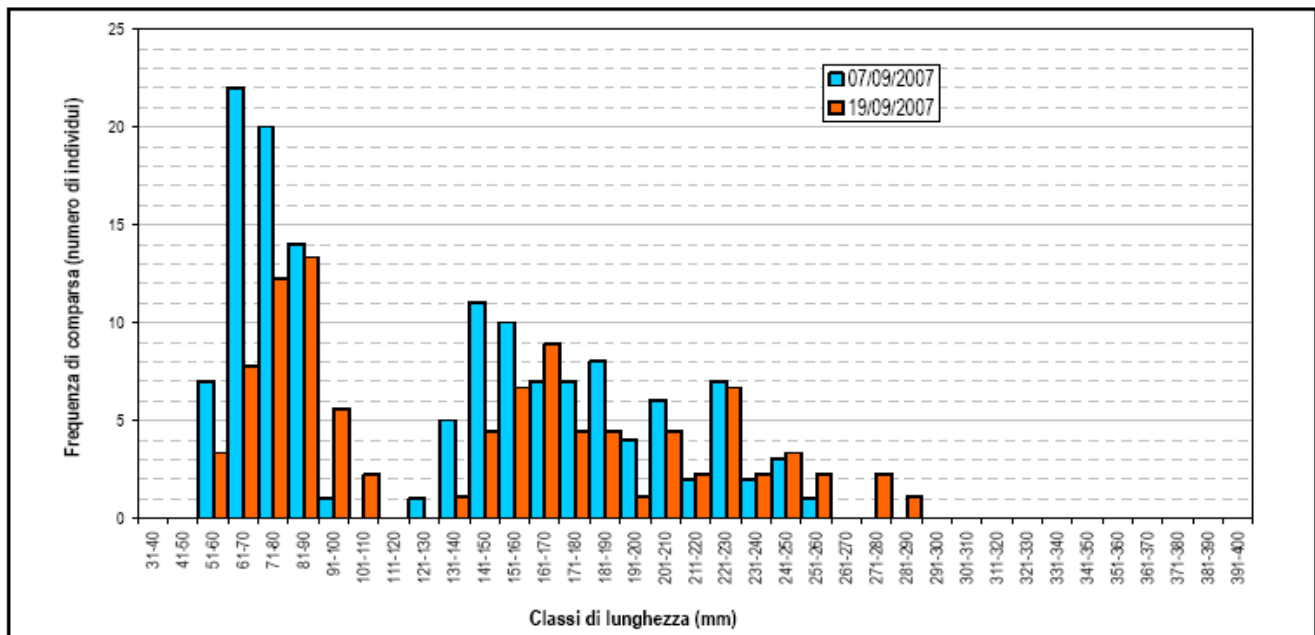


Figura 22.103 - distribuzione di frequenza delle classi di lunghezza di trota fario - T. Roasco, zona di bandita.

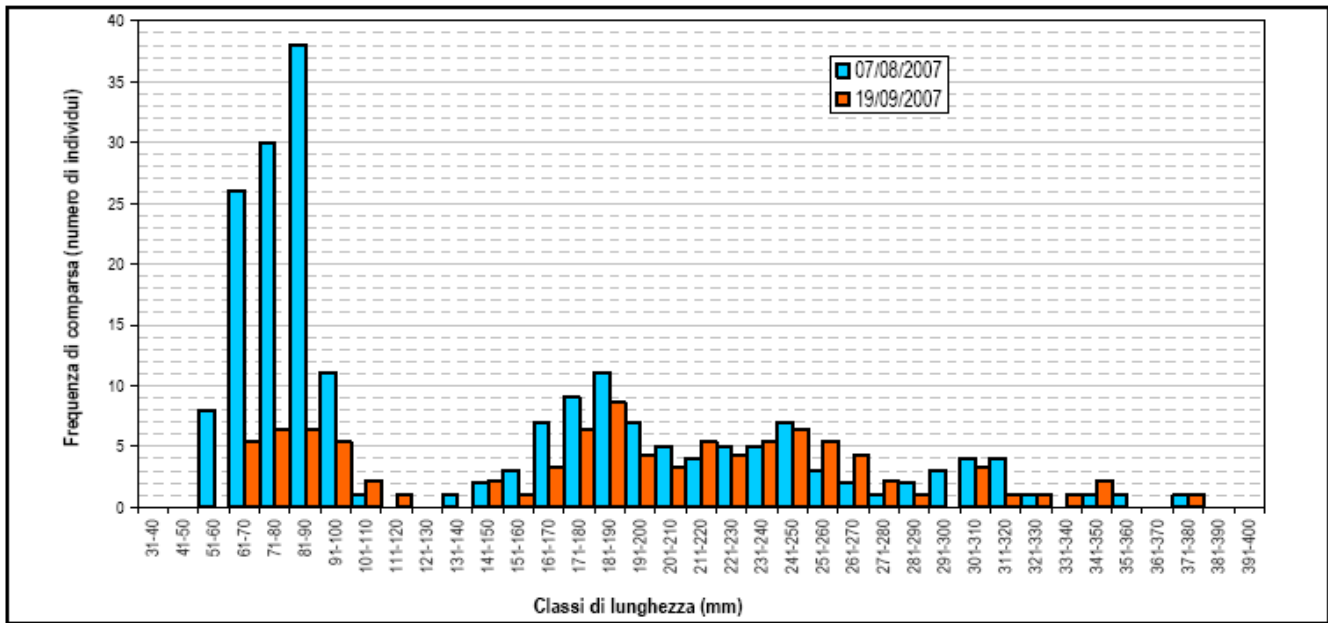


Figura 22.104 - relazione lunghezza –peso per la trota fario – T. Roasco, Selve del Dom.

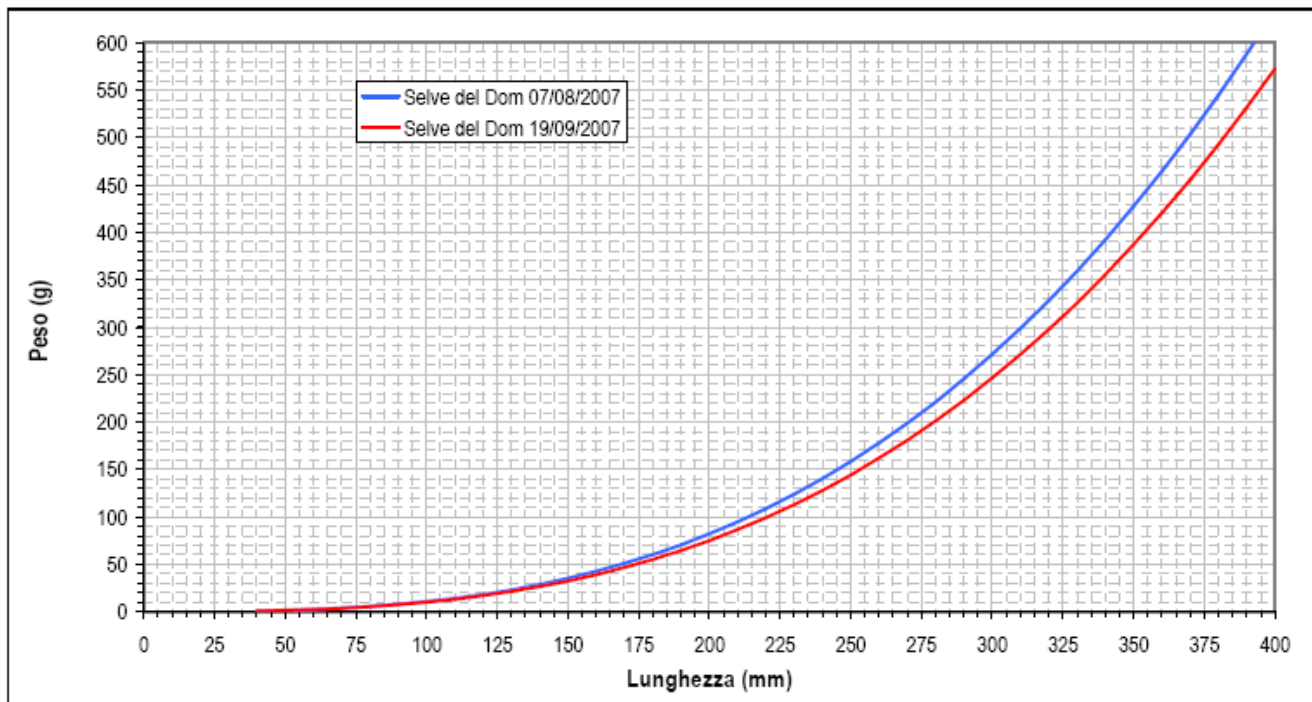
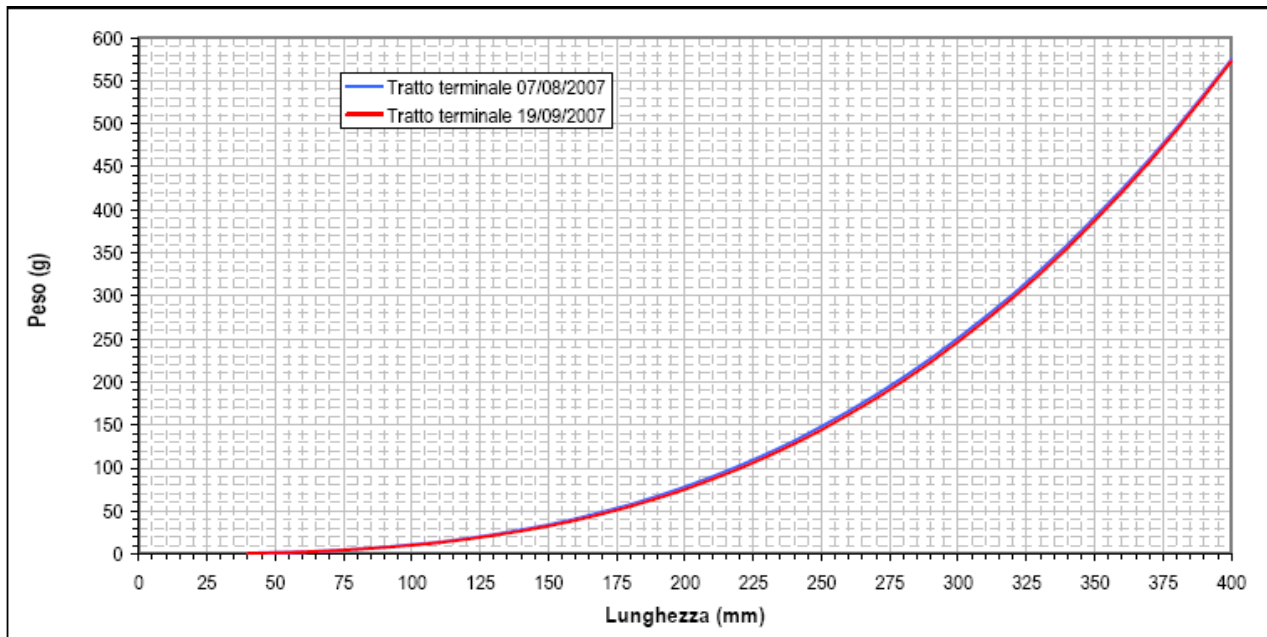


Figura 22.105 - relazione lunghezza –peso per la trota fario – T. Roasco, zona di bandita.



La comunità ittica del F. Adda, in località Mazzo di Valtellina, è risultata costituita quasi esclusivamente dalla trota fario e dalla presenza occasionale di qualche esemplare di ibrido marmorata x fario e di scazzone. Come negli altri casi, la trota fario rappresenta la specie bersaglio per valutare gli effetti della fluitazione e ne è stata pertanto definita la struttura di popolazione per classi di lunghezza. Si può osservare dalla Figura 84 che l'abbondanza delle diverse classi di età presentava un evidente squilibrio già in condizioni precedenti alla fluitazione, per effetto di una netta prevalenza dei sub-adulti e di una ridotta presenza di giovani dell'anno e adulti; successivamente allo svaso si è registrata una evidente riduzione dei subadulti, motivato presumibilmente dal fatto che si trattava di individui recentemente immessi a scopo di ripopolamento e, pertanto, poco acclimatati per affrontare eventi ambientali critici. L'analisi del coefficiente di condizione ha mostrato un aumento dello stesso per i subadulti, nel confronto tra la situazione pre-svaso e quella post-svaso; diversamente, il valore è rimasto invariato per gli adulti.

Figura 22.106 - struttura di popolazione della trota fario nel F. Adda a Mazzo (confronto pre-post svaso).

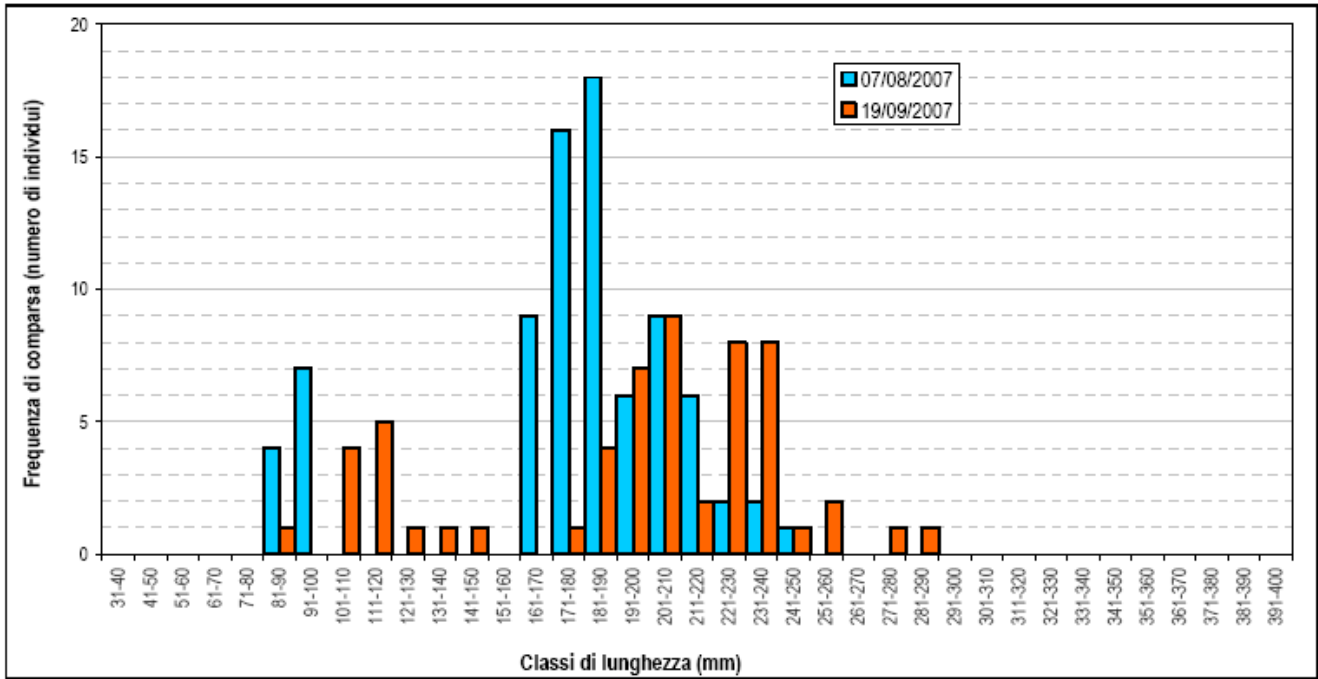
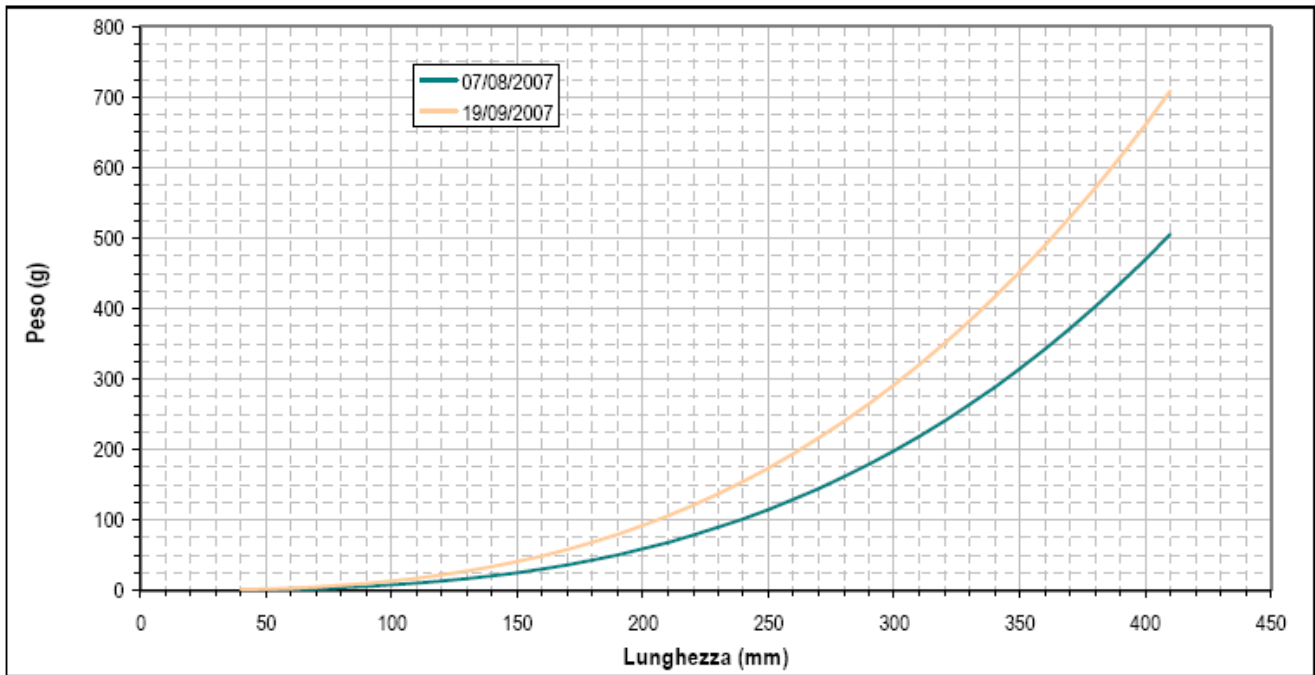


Figura 22.107 - relazione lunghezza – peso per la trota fario nel F. Adda a Mazzo (confronto pre-post svaso).



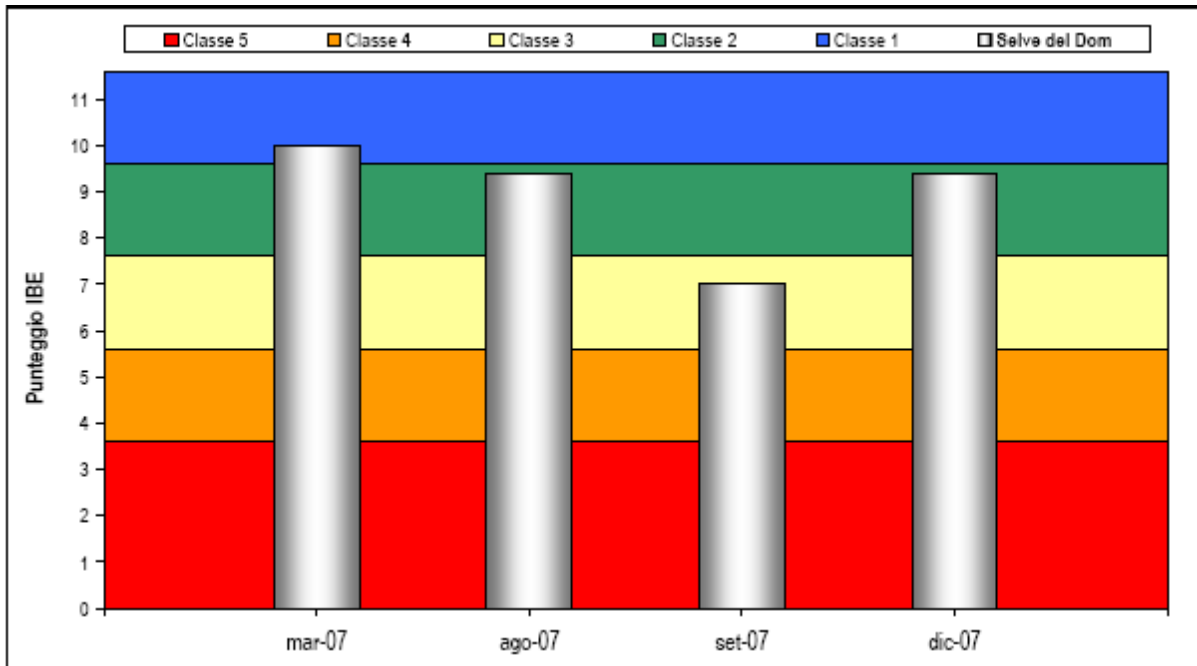
Lo studio della comunità macrobentonica

Le indagini sulla fauna macrobentonica hanno riguardato solo due dei tratti identificati per il monitoraggio dello svasso precedentemente:

- un tratto del T. Roasco nella parte terminale prima della foce, a Selve del Dom;
- □ un tratto di F. Adda, a valle della confluenza con il T. Roasco, poco prima del ponte di Mazzo.

La valutazione è stata effettuata mediante campionamenti qualitativi e quantitativi svolti prima e dopo l'evento e, precisamente, all'inizio di agosto, a fine settembre e a dicembre. I campionamenti semiquantitativi di macroinvertebrati sono stati eseguiti sul T. Roasco nella stazione di Selve del Dom. Nel mese di marzo i risultati portano a rilevare il completo recupero della comunità macrobentonica dalle modifiche indotte in seguito alle operazioni di fluitazione dell'estate 2006, con il raggiungimento di una I classe di qualità IBE e la presenza di 18 unità sistematiche. Ad agosto, immediatamente prima dello svasso, si è registrata una leggera flessione della qualità biologica, scesa ad una classe II-I, con la perdita di tre unità sistematiche. Nel mese successivo allo svasso si è verificata una evidente riduzione della diversità della comunità macrobentonica, che risultava rappresentata da soli 7 taxa e presentava una III classe IBE. Nel mese di dicembre si è potuto osservare un recupero pressoché completo della situazione antecedente allo svasso, con il ritorno ad una classe II-I e con 15 taxa a rappresentare la comunità macrobentonica.

Figura 22.108: andamento dell'Indice IBE nella stazione di Selve del Dom sul T. Roasco.



Anche dall'analisi dei dati dei campionamenti quantitativi, si può constatare come nel mese di marzo 2007 il processo di ricolonizzazione della comunità macrobentonica nel Roasco, a seguito della fluitazione del 2006, sia ormai completato; sono state, infatti, raggiunte densità superiori a quelle rilevate nel periodo pre-svaso del 2006. Nel mese di agosto 2007, poco prima della seconda operazione di fluitazione, l'abbondanza del macrobenthos subiva una contrazione dell'ordine del 50% del numero totale di individui; il mese successivo allo svaso si è invece verificata una sensibile riduzione, con una diminuzione di densità pari al 91% di quella rilevata in agosto. L'effetto quantitativo è risultato quindi piuttosto simile a quello verificatosi dopo l'evento del 2006. Il campionamento invernale di dicembre ha permesso di accertare che, in termini numerici, la ricolonizzazione a circa tre mesi di distanza dalla fluitazione è stata completata, addirittura con densità superiori a quelle rilevate nel mese di marzo 2007.

Rispetto alla composizione dei gruppi sistematici, si è potuto osservare che la comunità macrobentonica risulta generalmente dominata dagli Efemerotteri; lo svaso ha comportato un riequilibrio delle abbondanze relative, risultate più equilibrate subito dopo l'evento, mentre, a ricolonizzazione compiuta, si è ripristinata la dominanza netta degli Efemerotteri (rappresentati prevalentemente dal genere *Baetis*). Tale situazione è sintetizzata dall'andamento dell'indice di Shannon, che tocca il minimo proprio a dicembre 2007 in quanto, pur aumentando il numero di taxa rispetto a settembre (da 10 a 19), la specie *Baetis alpinus* arriva da sola a rappresentare addirittura il 74% del totale degli individui.

Figura 22.109 - risultati dei campionamenti quantitativi di macroinvertebrati nella stazione di Selve del Dom sul T. Roasco: confronto delle densità prima e dopo lo svaso.

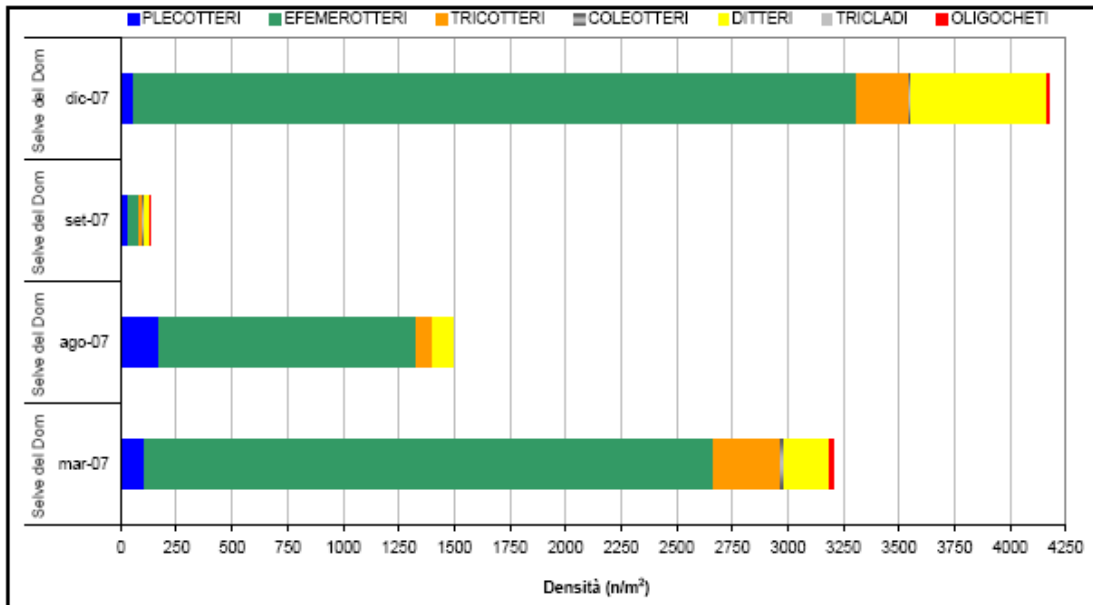


Figura 22.110 - risultati dei campionamenti quantitativi di macroinvertebrati nella stazione di Selve del Dom sul T. Roasco - confronto della composizione percentuale prima e dopo lo svaso.

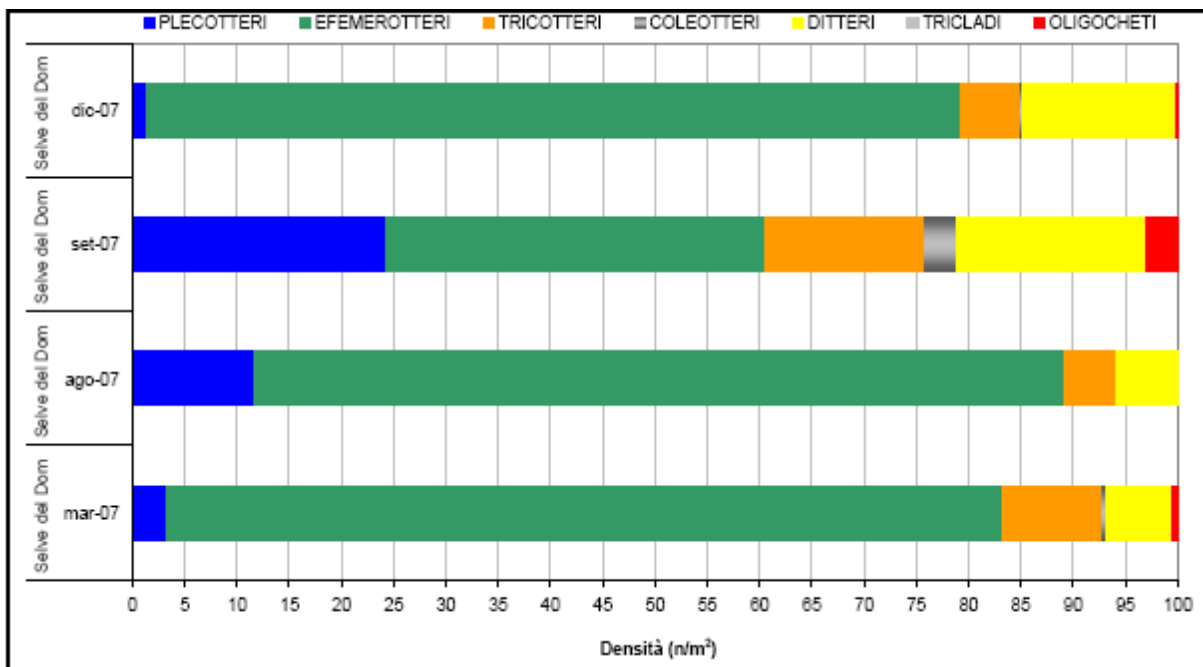
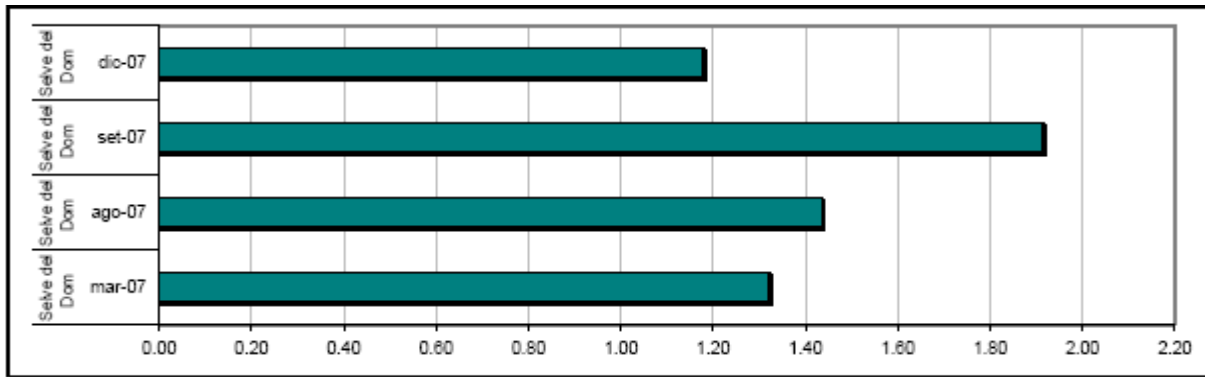


Figura 22.111 - indice di diversità di Shannon per la comunità macrobentonica a Selve del Dom sul T. Roasco, prima e dopo la fluitazione.



Nel F. Adda, in località Mazzo, la situazione pre-svaso risultava caratterizzata da una classe di qualità intermedia II-III in marzo, e da una III classe in agosto. In modo inatteso, dopo lo svaso, l'indice IBE ha presentato un miglioramento con il passaggio ad una II classe di qualità, con un punteggio pari a 9 e la presenza di 12 unità sistematiche (rispetto ad un punteggio pari a 6 e a 9 unità sistematiche poco prima dello svaso). Nel mese di dicembre 2007 la situazione torna simile a quella del resto dell'anno, con un punteggio IBE di 6 e una III classe di qualità. Si può quindi concludere che, nel caso della fluitazione del 2007, il monitoraggio semiquantitativo dei macroinvertebrati e l'applicazione dell'Indice IBE non hanno evidenziato alterazioni delle comunità bentoniche.

Anche l'analisi dei dati quantitativi ha evidenziato come non vi siano effetti sulla comunità macrobentonica del F. Adda ascrivibili alla fluitazione, in quanto la densità di macroinvertebrati subisce una sensibile diminuzione nel periodo pre-svaso tra marzo e agosto; dopo lo svaso, a settembre, l'abbondanza di macroinvertebrati è assai simile a quella di agosto, mentre a dicembre si registra un netto incremento, con una densità 13 volte superiore a quella di settembre.

Figura 22.112 - andamento dell'Indice IBE nella stazione di Mazzo sul F. Adda.

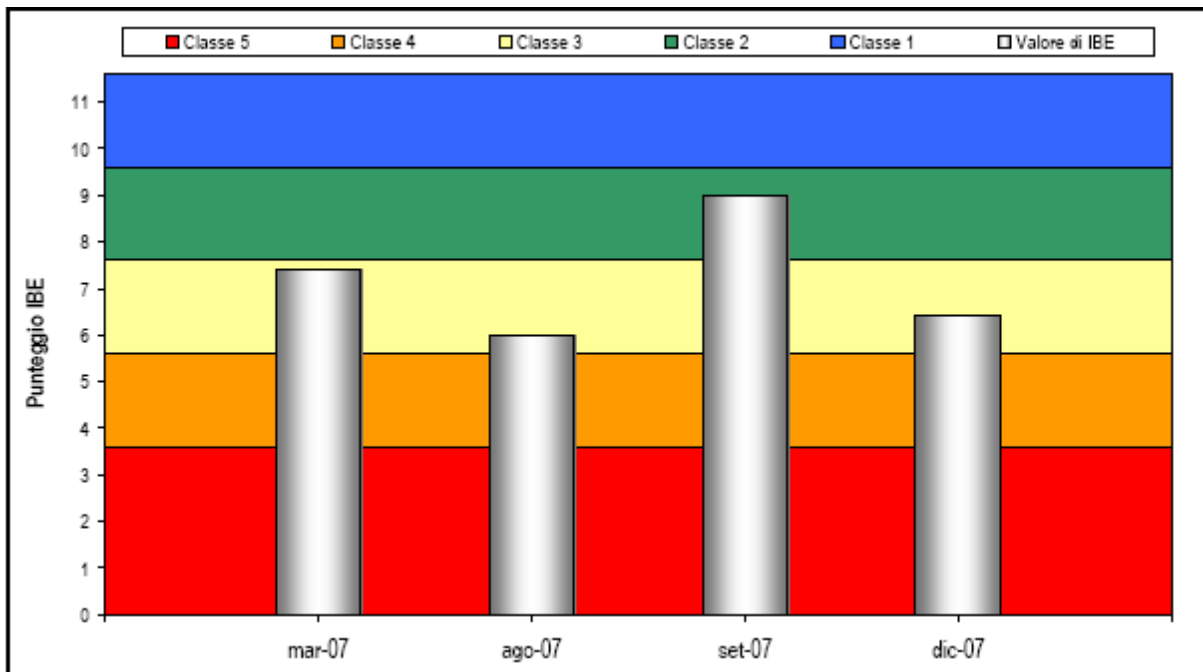


Figura 22.113 - risultati dei campionamenti quantitativi di macroinvertebrati nella stazione di Mazzo sul F. Adda – confronto delle densità prima e dopo lo svaso.

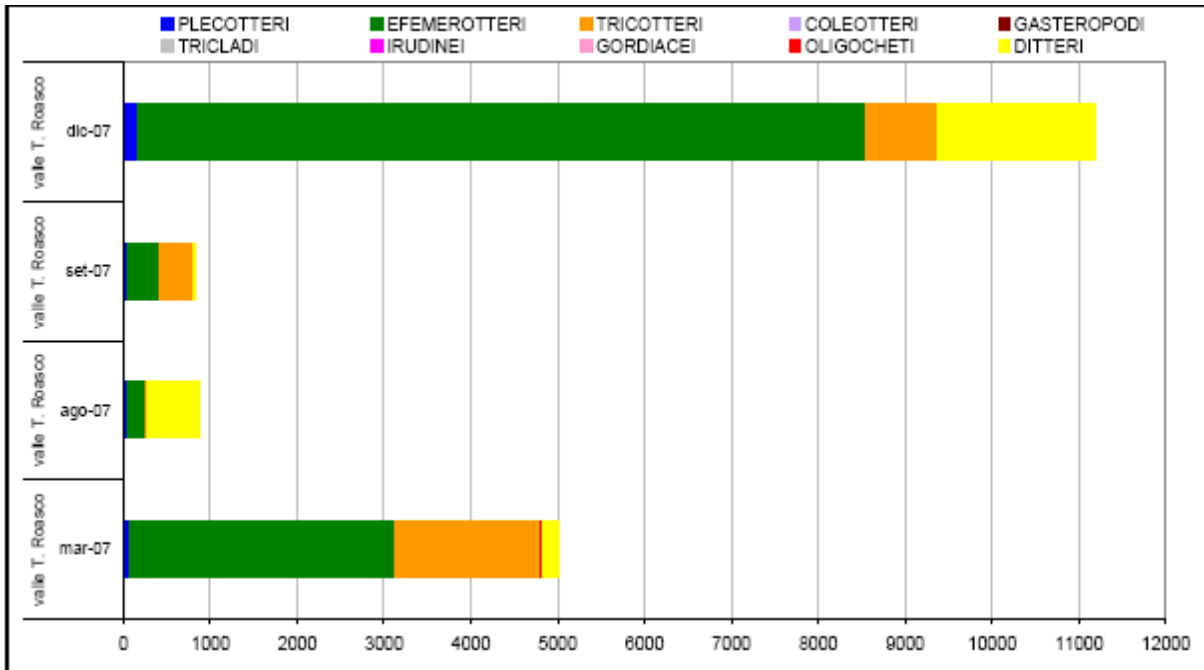
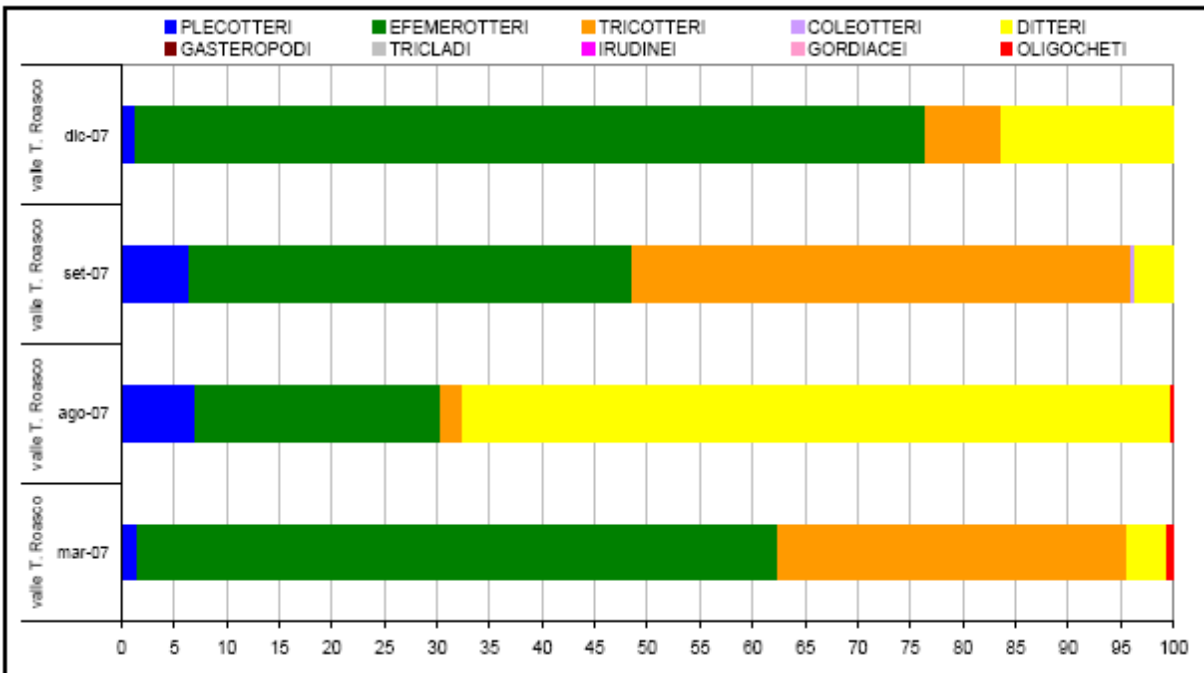


Figura 22.114 - risultati dei campionamenti quantitativi di macroinvertebrati nella stazione di Mazzo sul F. Adda – confronto della composizione percentuale prima e dopo lo svaso.



22.5.7 Confronto fra gli effetti degli svassi 2006 e 2007

L'analisi dei due eventi che hanno riguardato il bacino di Valgrosina consente un'interessante comparazione fra quanto avvenuto.

I solidi sospesi

Nei grafici seguenti sono posti a confronto i risultati del monitoraggio dei solidi sospesi sul T. Roasco riguardante le fluitazioni dei sedimenti dalla diga di Valgrosina attuate nel 2006 e nel 2007. Osservando la Figura 93 è possibile evidenziare una sensibile riduzione delle concentrazioni dei solidi sospesi nel corso del 2007 rispetto all'anno precedente. Le concentrazioni massime, infatti, passano da valori superiori a 50 g/l misurati nel 2006, a valori pari a circa 10 g/l; il valore medio calcolato su tutto il periodo di attività si è ridotto a circa 3 g/l nel corso dell'evento del 2007, rispetto al valore di 4,7 g/l dell'anno precedente. Tale risultato è stato ottenuto tramite una migliore gestione delle operazioni di fluitazione da parte del gestore, resa possibile dall'esperienza precedente, ma risulta anche influenzato dalla presenza della citata frana formatasi nell'alveo del T. Roasco che, "sbarrando" il corso d'acqua, ha contribuito a ridurre il carico torbido proveniente da monte.

Nel corso del primo giorno di fluitazione, i valori di concentrazione misurati nel 2007 sono stati più contenuti in primo luogo perché la fuoriuscita del "tappo" di sedimento dallo scarico di esaurimento non è stata problematica come l'anno precedente, grazie all'azione di ripulitura eseguita nel 2006, e anche perché, sulla base dell'esperienza pregressa, il rilascio dell'acqua di Fusino è stato posticipato per garantire una migliore diluizione nel momento potenzialmente critico.

Figura 22.115 - andamento delle concentrazioni dei solidi sospesi durante lo svasso del 2006 e del 2007.

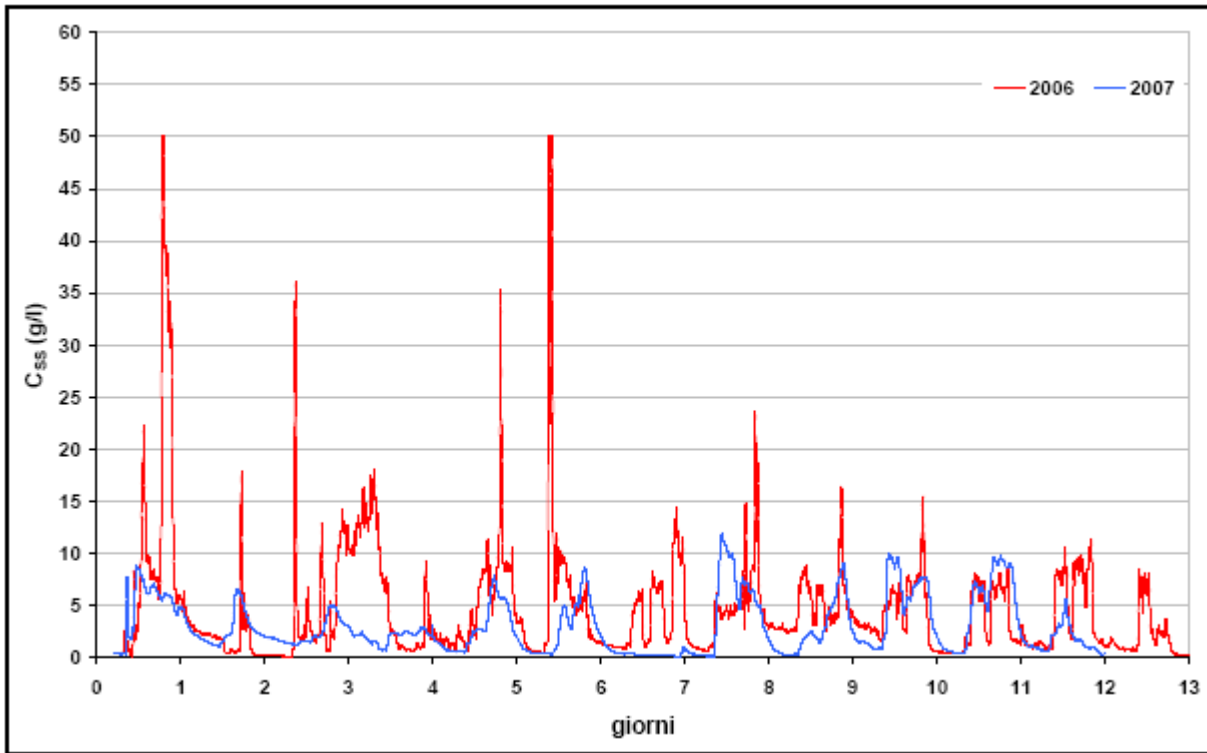


Figura 22.116 - confronto fra l'andamento dei solidi sospesi misurati il primo giorno, negli svassi del 2006 e del 2007.

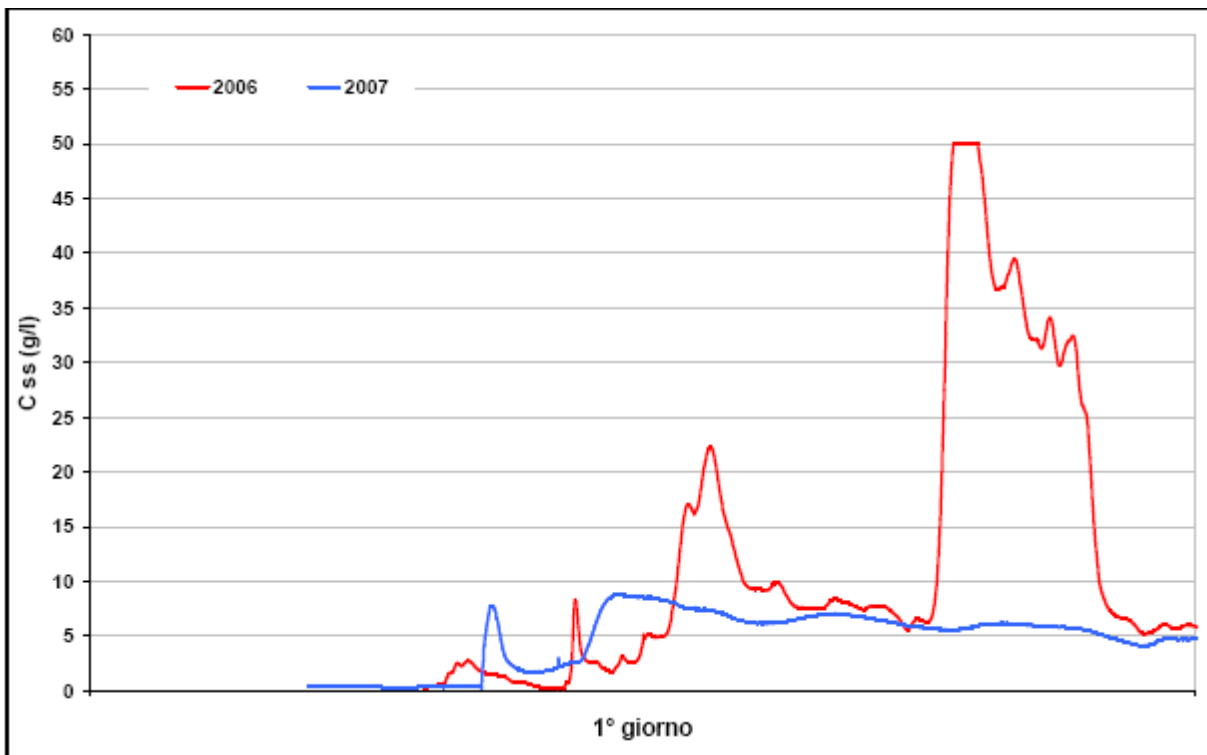
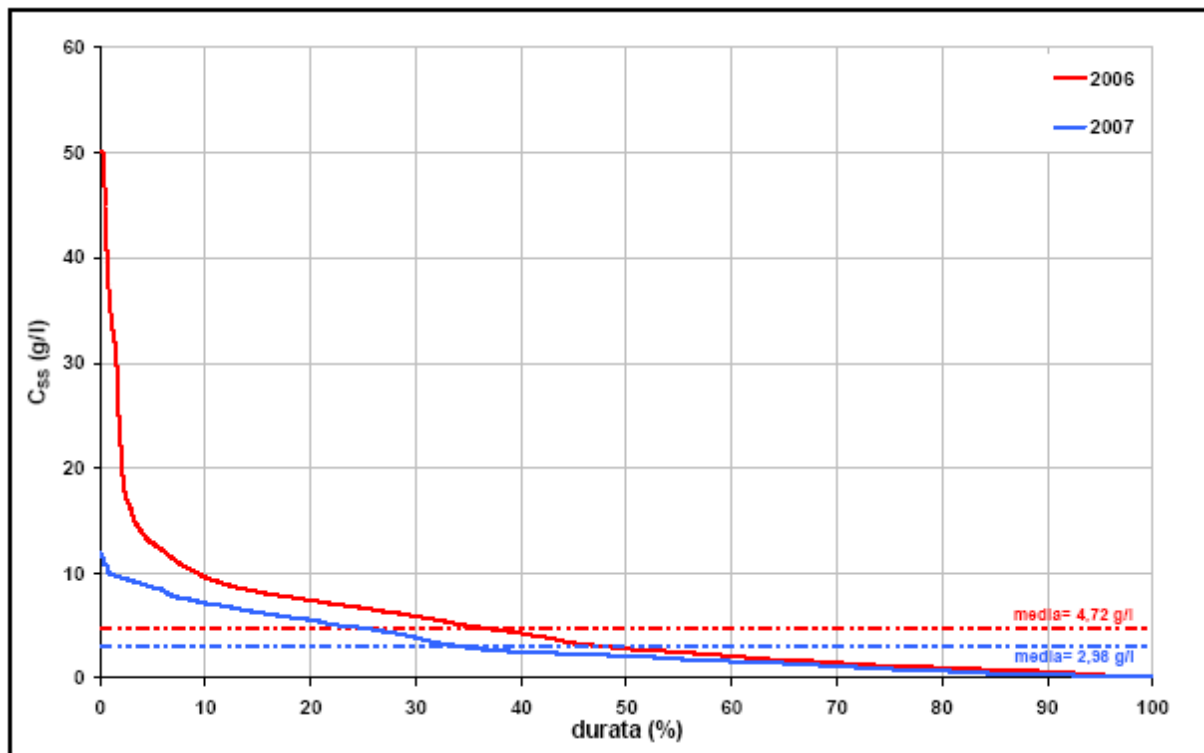


Figura 22.117 - confronto fra la curva di durata negli svassi 2006 e 2007.



La fauna ittica

Come descritto precedentemente, durante le due operazioni di fluitazione, l'andamento dei solidi sospesi, principale elemento di criticità per l'ittiofauna, è risultato differente sia in termini di concentrazioni medie, sia per la mancanza nel 2007 dei picchi ad elevate concentrazioni che hanno invece caratterizzato il primo evento. Ciò ha determinato alcune differenze nella risposta dell'ittiofauna, anche se in entrambi i casi è apparso evidente che gli adulti sono risultati meno sensibili rispetto agli stadi giovanili. Le variazioni di maggiore rilievo tra i due svassi consistono in una perdita di individui complessivamente più contenuta (circa la metà) nel 2007, rispetto al 2006, per quanto riguarda Selve del Dom; nel caso del tratto terminale (bandita di pesca) non vi sono invece scostamenti rilevanti tra i due anni (la variazione di adulti, aumentati dopo lo svasso nel 2006, è da mettere in relazione alle migrazioni riproduttive dal F. Adda).

Figura 22.118 - confronto tra la perdita di individui di trota fario (suddivisi per classe di età) dopo la fluitazione per gli anni 2006 e 2007 nel T. Roasco a Selve del Dom.

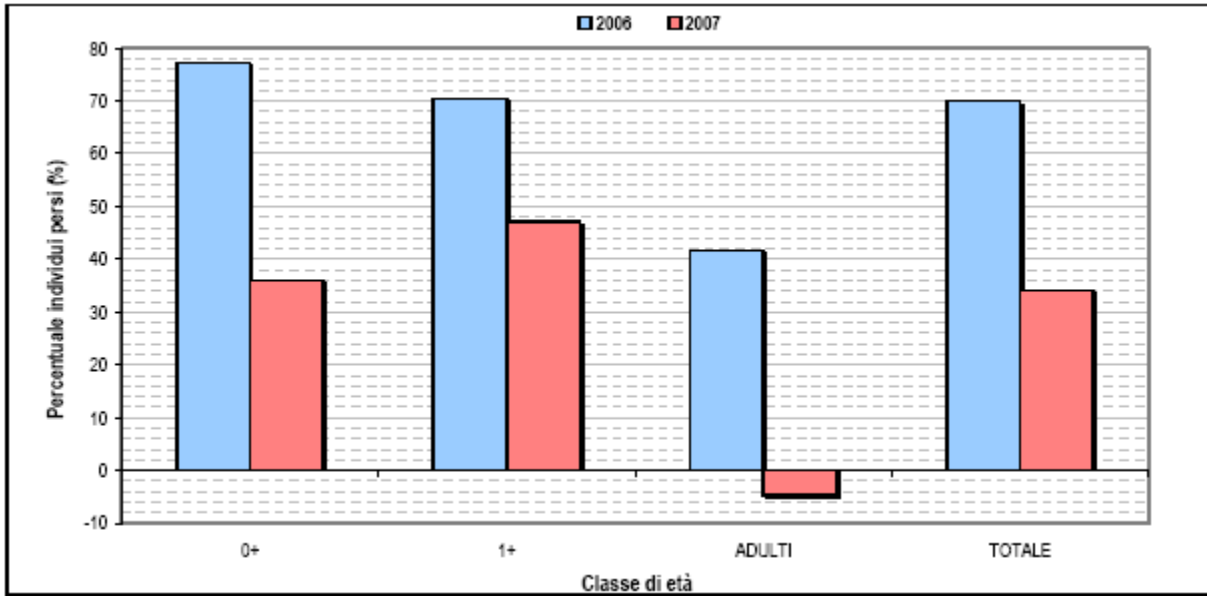
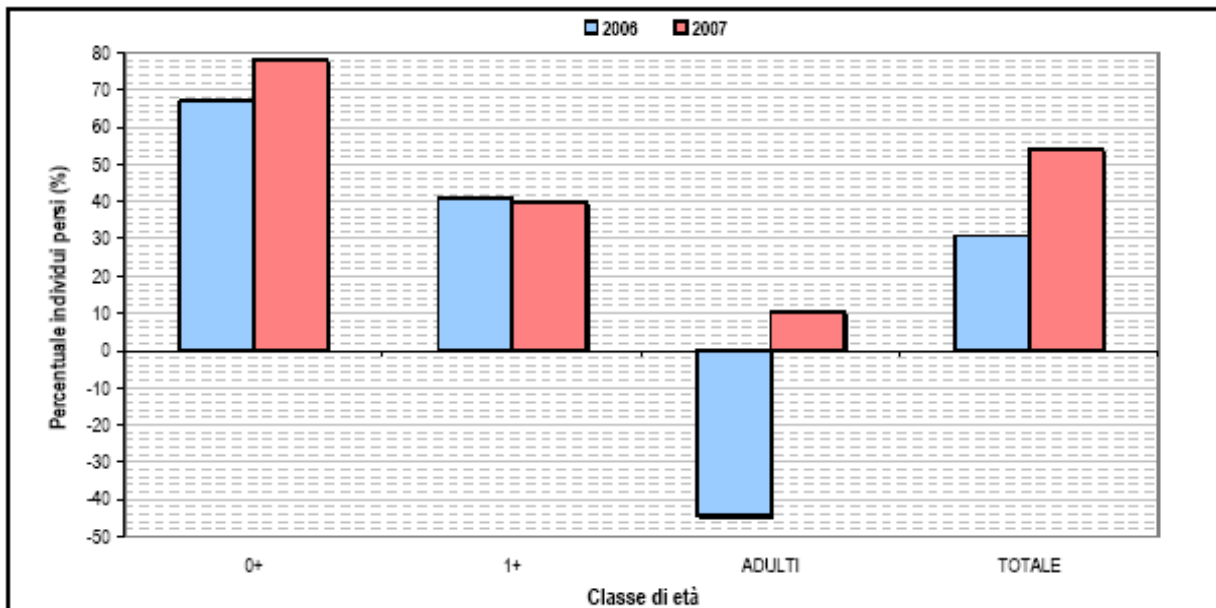


Figura 22.119 - confronto tra la perdita di individui di trota fario (suddivisi per classe di età) dopo la fluitazione per gli anni 2006 e 2007 nel T. Roasco nel tratto terminale.



Nel caso del F. Adda la situazione post-svaso ha visto nel 2006 una contrazione più evidente nei giovani dell'anno, mentre nel 2007 nei giovani subadulti; ciò dipende però dal fatto che nel 2006 i giovani subadulti erano già scarsamente rappresentati, mentre nel 2007 un analogo problema

riguardava i giovani dell'anno. In entrambi gli anni pertanto la popolazione di trota fario partiva già da una situazione di squilibrio e gli effetti post-svaso sono apparsi sensibili solo sulle classi giovanili.

Figura 22.120 - confronto tra la composizione delle principali classi di età di trota fario prima e dopo la fluitazione per gli anni 2006 e 2007 nel F. Adda a Grosotto.

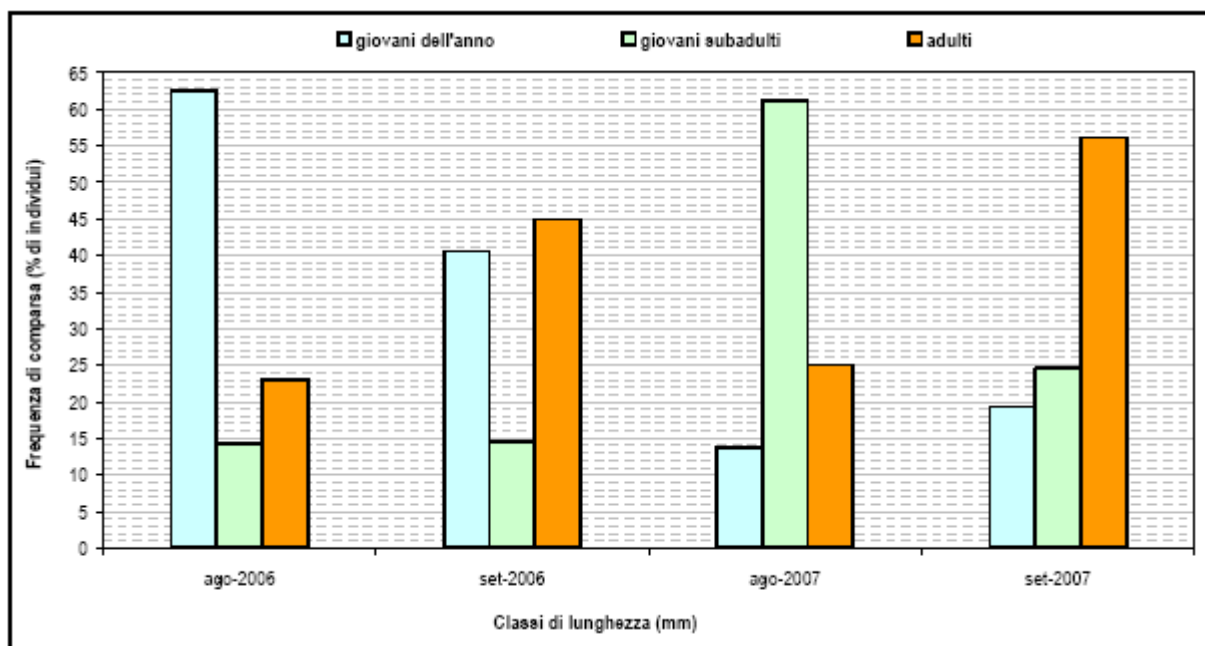


Figura 22.121 - esemplari di trota fario adulti



I macroinvertebrati

Per quanto riguarda i macroinvertebrati, è possibile confrontare quando accaduto nei due diversi eventi facendo riferimento alla stazione di Selve del Dom per il T. Roasco, e a quella di Mazzo per il F. Adda. Nel caso del T. Roasco, per quanto riguarda i dati qualitativi, si è assistito in entrambi gli anni alla riduzione di una classe di qualità IBE tra prima e dopo lo svaso (da una I classe ad una II classe nel 2006 e da una II classe ad una III classe nel 2007).

I dati quantitativi evidenziano per entrambi gli anni una riduzione numerica superiore al 90% degli individui rispetto a prima dello svaso, con una perdita del 94% della densità pre-svaso nel 2006 e una perdita del 91% nel 2007.

Dal punto di vista della comunità macrobentonica del T. Roasco, si può pertanto affermare che l'effetto delle due fluitazioni è stato molto simile, sia in termini qualitativi che quantitativi. In entrambi i casi è stato possibile osservare un efficace processo di ricolonizzazione nei mesi successivi all'evento, ed è risultato più evidente l'impatto sulla densità complessiva della comunità macrobentonica piuttosto che un effetto selettivo su determinati taxa. In particolare, la contrazione numerica delle singole unità sistematiche è risultata più evidente per quelle che risultavano più abbondanti prima dello svaso. Nel complesso, l'analisi quantitativa risulta una tecnica di indagine più sensibile rispetto all'applicazione dell'Indice IBE.

Per quanto riguarda la situazione della comunità macrobentonica del F. Adda a Mazzo, poco a valle della confluenza del T. Roasco, in tutti e due gli eventi monitorati non sono emerse alterazioni imputabili alle fluitazioni. Per quanto riguarda i dati qualitativi si è, infatti, osservato nel 2006 un leggero miglioramento dell'IBE, sempre però nell'ambito di una III classe di qualità, tra prima e dopo lo svaso; nel 2007 l'indice IBE è salito, dopo lo svaso, da una III ad una II classe di qualità. Le variazioni quantitative legate agli svassi sono risultate modeste in entrambi gli eventi, mentre nel corso dell'intero anno hanno mostrato variazioni nettamente più ampie. Si può pertanto concludere che lo stato della comunità macrobentonica del F. Adda è stato influenzato da eventi non riconducibili alle fluitazioni dell'Invaso di Valgrosina e che questo tipo di operazioni non hanno prodotto alterazioni sensibili in tale corso d'acqua.

Figura 22.121 - Efemerottero del genere Baetis.



Figura 22.122 - andamento dell'Indice IBE nella stazione di Selve del Dom sul T. Roasco.

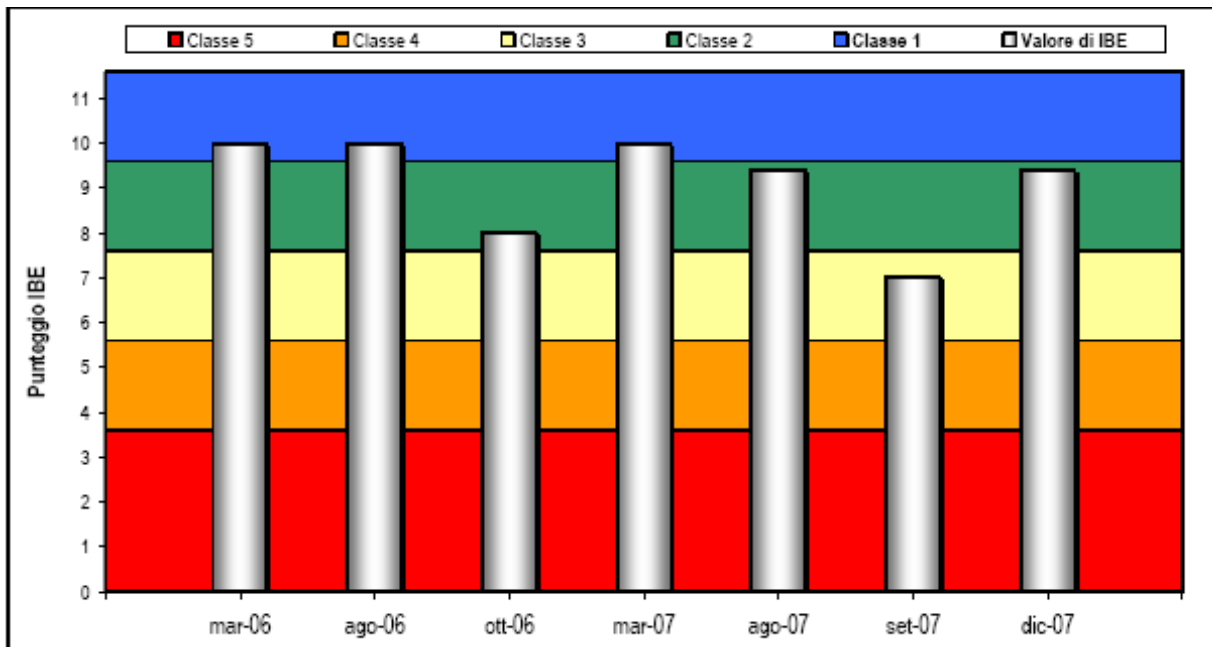


Figura 22.123 - andamento della densità e della composizione della comunità macrobentonica nella stazione di Selve del Dom sul T. Roasco.

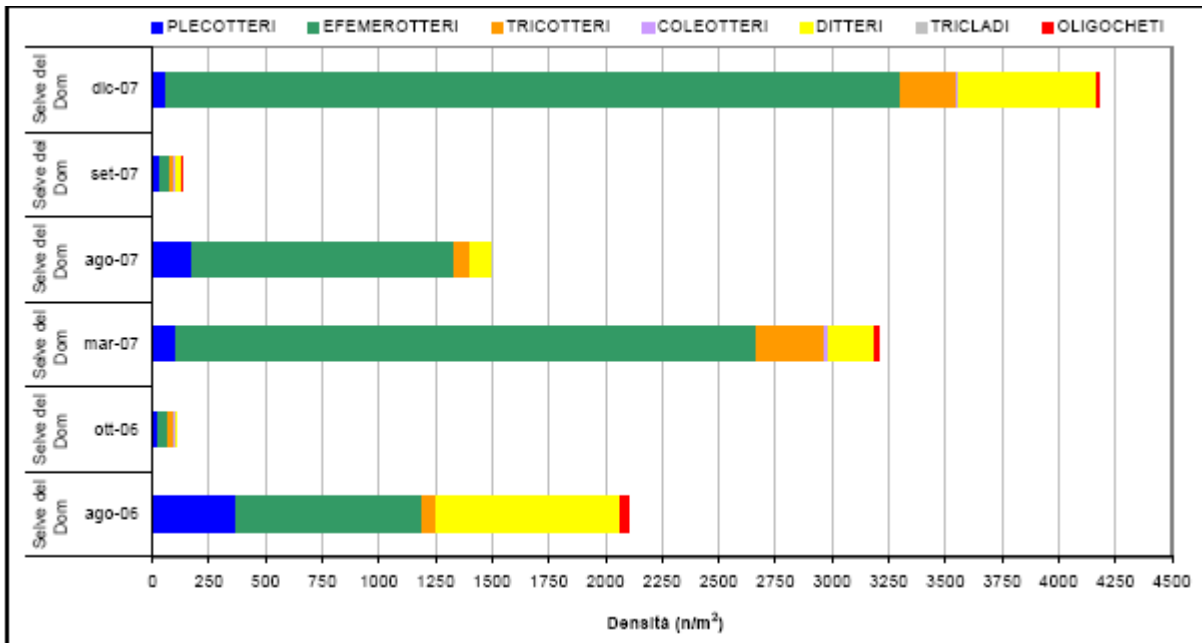


Figura 22.124 - andamento dell'Indice IBE nella stazione di Grosotto sul F. Adda.

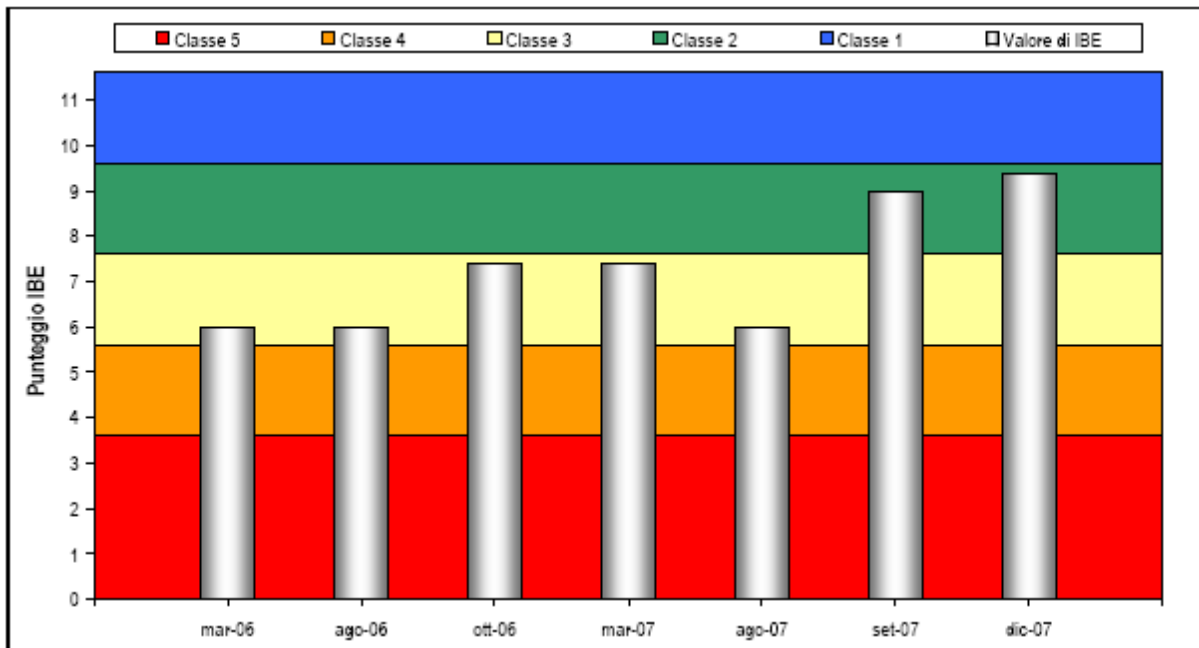
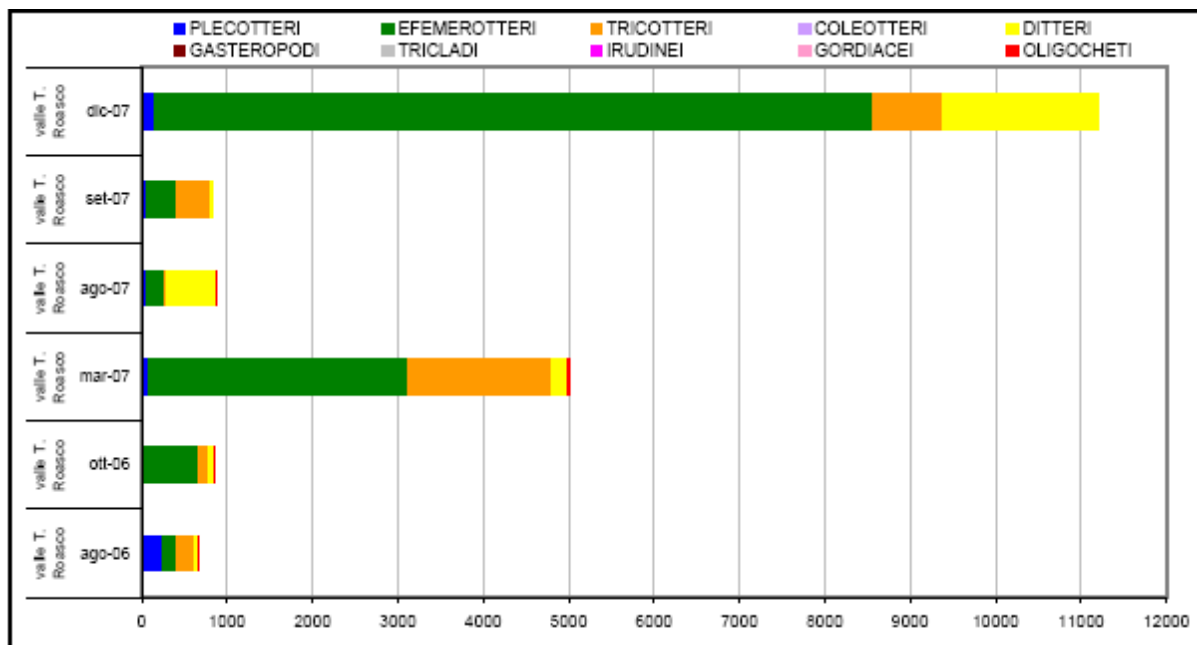


Figura 22.125 - andamento della densità e della composizione della comunità macrobentonica nella stazione di Grosotto sul F.Adda.



23. APPENDICI

23.1 *Appendice I*

23.1.1 **Simulazione numerica delle correnti di densità all'interno degli invasi artificiali**

In questo esempio viene proposto un modello di simulazione delle correnti di densità: il modello è basato sulla integrazione numerica delle equazioni dei flussi bifase. Tali equazioni sono integrate numericamente su di un grigliato tridimensionale curvilineo generalizzato e sono espresse direttamente nella formulazione controvariante. Il modello numerico proposto è validato confrontando i risultati numerici con i dati sperimentali ed è applicato all'invaso di Pieve di Cadore per verificare la possibilità di formazione di correnti di densità all'interno del serbatoio e la possibilità di utilizzare lo scarico di fondo per far uscire il materiale solido che arriva al serbatoio durante le piene. Per una introduzione descrittiva del fenomeno delle correnti di densità si rimanda il lettore interessato al paragrafo 2.4 del capitolo 2.

La formulazione controvariante delle equazioni del moto dei flussi bifase

La simulazione delle correnti di densità all'interno degli invasi artificiali richiede l'integrazione numerica delle equazioni del moto dei flussi bifase con una mutua interazione tra le fasi. Nella formalizzazione delle suddette equazioni, possono essere adottate alcune ipotesi semplificative per la rappresentazione dei fenomeni fisici: a) tra le due fasi vi è un equilibrio termico e dinamico; b) la fase solida può essere assimilata ad un fluido omogeneo, per il quale valgono i principi di conservazione della massa e della quantità di moto; c) le particelle solide sono di forma sferica con diametro "d".

Sia $\tilde{\rho}_s$ la densità microscopica della singola particella; ρ_s la densità macroscopica della fase solida; $a = \rho / \tilde{\rho}_s$ la frazione di volume della fase solida; ρ la densità microscopica della fase fluida; ρ_f la densità macroscopica della fase fluida. I domini fisici (in cui le correnti di densità generalmente si verificano) sono caratterizzati da un elevato grado di complessità morfologica. In questa memoria la definizione del dominio computazionale (che riproduce la geometria dell'invaso) viene realizzata per mezzo di un grigliato di calcolo curvilineo generalizzato. Le equazioni del moto dei flussi bifase sono

scritte direttamente nella formulazione controvariante in un sistema di coordinate curvilineo. Al fine di introdurre la notazione utilizzata, si consideri una trasformazione $x^l = x^l(\xi^1, \xi^2, \xi^3)$ dalle coordinate Cartesiane \vec{x} alle coordinate curvilinee $\vec{\xi}$ (si noti che nella presente notazione gli apici indicano le componenti e non elevazioni a potenza). Siano $\vec{g}_{(l)} = \partial \vec{x} / \partial \xi^l$ i vettori della base covariante e $\vec{g}^{(l)} = grad(\xi^l)$ i vettori della base controvariante. Il tensore metrico ed il suo inverso sono definiti dalle espressioni $g_{lm} = \vec{g}_{(l)} \cdot \vec{g}_{(m)}$ e $g^{lm} = \vec{g}^{(l)} \cdot \vec{g}^{(m)}$ ($l, m = 1, 2, 3$). Lo Jacobiano della trasformazione è dato da $\sqrt{g} = \sqrt{\det(g_{lm})}$. Le relazioni di trasformazione tra il vettore di velocità della fase fluida, \vec{v} , nel sistema di coordinate Cartesiane e le sue componenti controvarianti, u^l , nel sistema di coordinate sono date da $u^l = \vec{g}^{(l)} \cdot \vec{v}$ e $\vec{v} = u^l \vec{g}_{(l)}$.

Le stesse relazioni si applicano anche agli altri vettori. Nelle seguenti equazioni la virgola con un indice in posizione di pedice denota la derivazione covariante. La derivata covariante è definita dall'espressione $u^l{}_{,m} = \partial u^l / \partial \xi^m + \Gamma^l{}_{mn} u^n$, dove $\Gamma^l{}_{mn}$ è il simbolo di Cristoffel che è dato dalla espressione $\Gamma^l{}_{mn} = \vec{g}^{(l)} \cdot \partial \vec{g}_{(n)} / \partial \xi^m$.

Per la fase fluida, le equazioni di bilancio della massa e della quantità di moto, espresse in forma controvariante sono:

$$\rho \frac{\partial(1-a)}{\partial t} + \rho [(1-a)u^l]_{,l} = 0 \quad (1)$$

$$\rho \frac{\partial(1-a)u^l}{\partial t} + \rho [(1-a)u^l u^m]_{,m} = \rho(1-a)f^l - T^{lm}{}_{,m} - F_p^l \quad (2)$$

in cui f^l e T^{lm} sono le componenti controvarianti (nel sistema di coordinate curvilinee) rispettivamente delle forze esterne di massa e del tensore degli sforzi. La derivata covariante di un tensore del secondo ordine è data da $T^{lm}{}_{,m} = (1/\sqrt{g})(\partial \sqrt{g} T^{lm} / \partial \xi^m) + T^{mn} \Gamma^l{}_{mn}$. F_p^l è la componente controvariante (nel sistema di coordinate curvilinee) della forza, per unità di volume, risultante dalla interazione tra le due fasi, che è data dalla espressione

$$F_p^l = a \frac{18\mu_f}{d^2} (u^l - u_s^l) - a g^{lm} p_{f,m} \quad (3)$$

dove μ_f e p_f sono, rispettivamente, la viscosità e la pressione della fase fluida e u_s^l è la componente controvariante (nel sistema di coordinate curvilinee) della velocità della fase solida. Il primo termine a secondo membro della Eq. (3) è la forza di resistenza viscosa in accordo con la legge di Stokes, mentre il secondo termine è dovuto al gradiente di pressione, nel fluido che circonda la particella, causato dalla accelerazione del fluido.

La forma controvariante delle equazioni della fase solida è data da:

$$\frac{\partial a \tilde{\rho}_s}{\partial t} + (a \tilde{\rho}_s u_s^l)_{,l} = 0 \quad (4)$$

$$\tilde{\rho}_s \frac{\partial a u_s^l}{\partial t} + \tilde{\rho}_s [a u_s^l u_s^m]_{,m} = a \tilde{\rho}_s f^l - T_s^{lm}{}_{,m} + F_p^l \quad (5)$$

dove T_s^{lm} è la componente controvariante del tensore che tiene conto degli effetti delle interazioni tra due o più particelle (dal momento che l'effetto della singola particella è dato dalla forza F_p^l). Quando l'analisi è limitata a sospensioni diluite, l'equazione (5) può essere semplificata: dal momento che T_s^{lm} è inversamente proporzionale al rapporto tra la distanza tra le particelle e il loro diametro (ed è quindi piccolo per sospensioni diluite), tale termine può essere trascurato; inoltre, la frazione di volume a può essere trascurata nella equazione di continuità e nella derivata sostanziale della velocità che compare nell'equazione di bilancio della quantità di moto della fase fluida. Sotto tali ipotesi le equazioni del flusso bifase diventano:

$$\rho u^l{}_{,l} = 0 \quad (6)$$

$$\rho \frac{\partial u^l}{\partial t} + \rho u^l u^m{}_{,m} = \rho (1 - a) f^l - T^{lm}{}_{,m} - F_p^l \quad (7)$$

$$\frac{\partial a \tilde{\rho}_s}{\partial t} + (a \tilde{\rho}_s u_s^l)_{,l} = 0 \quad (8)$$

$$\tilde{\rho}_s \frac{\partial a u_s^l}{\partial t} + \tilde{\rho}_s [a u_s^l u_s^m]_{,m} = a \tilde{\rho}_s f^l + F_p^l \quad (9)$$

I due insiemi di equazioni, (6)-(7) e (8)-(9), sono accoppiati tra loro tramite il termine di scambio di quantità di moto F_p^l e tramite la frazione di volume a .

Al fine di valutare il diverso grado di accoppiamento tra i due insiemi di equazioni, generalmente si introducono il rapporto tra le densità, $\beta = \tilde{\rho}_s / \rho$, ed il numero di Stokes, $Sk = \tau_p / \tau_f$; in cui τ_p è il tempo di rilassamento e τ_f è il tempo caratteristico del moto della fase fluida in esame. Il tempo di rilassamento può essere espresso nella forma $\tau_p = \tilde{\rho}_s d^2 / (18 \mu_f f_d)$, dove il coefficiente $f_d = 1 + (1/6) \text{Re}_p^{2/3}$ è espresso in funzione del numero di Reynolds della particella $\text{Re}_p = \rho d |\vec{v} - \vec{v}_s| / \mu_f$ (d e \vec{v}_s sono, rispettivamente, il diametro ed il vettore velocità della particella solida). Il valore di Sk indica quanto rapidamente la particella è in grado di seguire le variazioni di velocità del fluido: la rapidità di queste variazioni possono essere rappresentate dal tempo caratteristico del campo di velocità del fluido, $\tau_f = L/U$, dove L ed U sono, rispettivamente, la lunghezza caratteristica e la velocità caratteristica del flusso. Il numero di Stokes Sk è proporzionale alla condizione di non-equilibrio traslazionale delle particelle. Piccoli valori di Sk indicano piccole differenze tra la velocità del fluido e quella delle particelle, ma alto grado di accoppiamento.

Il rapporto β moltiplica gli effetti del numero di Stokes nell'equazione di bilancio della quantità di moto, incrementando l'accoppiamento tra la fase fluida e quella solida. Per valori molto piccoli di β la fase fluida è indipendente dalla fase solida e si realizza solo un accoppiamento a senso unico tra i due sistemi di equazioni. Il valore del numero di Stokes indica se risulta appropriato considerare le particelle in equilibrio con il moto della fase fluida. Per $Sk < 10^{-1}$ il moto del fluido è solo leggermente spostato dalle condizioni di equilibrio ed è possibile assumere che il campo di velocità delle particelle è dato dalla sovrapposizione tra il campo di velocità del fluido e la velocità di sedimentazione delle particelle. Per $Sk > 10^{-1}$ gli effetti di non equilibrio diventano significativi ed implicano elevati tempi di rilassamento tra il fluido e le particelle. Per elevati valori del rapporto tra le densità β si realizza un accoppiamento in entrambi i versi tra i due sistemi di equazioni, che devono essere risolti contemporaneamente. Gli effetti delle particelle solide sulla moto della fase fluida non possono più essere trascurati. Nel caso delle correnti di densità, piccoli valori di Sk permettono di ritenere che le particelle siano in equilibrio con il moto del fluido. Conseguentemente il campo di velocità delle particelle può essere assunto come una sovrapposizione tra il campo di velocità del fluido e la velocità di sedimentazione delle particelle. D'altra parte, i valori elevati di β indicano che gli effetti delle particelle sul moto del fluido non possono essere trascurati. Quindi, per le correnti di densità può essere introdotta l'ipotesi di "linearizzazione": il campo di velocità delle particelle è

ottenuto semplicemente come sovrapposizione tra il campo di moto del fluido e la velocità di sedimentazione delle particelle, e la frazione di volume della fase solida è calcolata risolvendo l'equazione della concentrazione delle particelle solide.

Per un flusso bifase turbolento le variabili indipendenti u^l, p, a sono scomposte in una componente media ed una fluttuante, $u^l = \bar{u}^l + u'^l$, $p = \bar{p} + p'$, $a = \bar{a} + a'$, per tenere conto degli effetti della turbolenza. Il modello linearizzato può essere dedotto come un caso particolare del sistema (6)-(9) assumendo w_{sed} come velocità di sedimentazione delle particelle in acqua ferma. Si indichi con \vec{w}_s il vettore le cui componenti in un sistema Cartesiano sono: $\{0, 0, w_{sed}\}$. La controparte controvariante nel sistema di coordinate curvilineo del vettore \vec{w}_s è data da $w^l = \bar{g}^{(l)} \cdot \vec{w}_s$. Con tale assunzione le equazioni per un flusso bifase turbolento sono:

$$u'^l{}_{,l} = 0 \quad (10)$$

$$\frac{\partial \bar{u}^l}{\partial t} + \bar{u}^l \bar{u}^m{}_{,m} = (1 + R\bar{a}) \bar{f}^l - \frac{1}{\rho} g^{ml} \bar{p}_{,m} + T_R^{lm}{}_{,m} \quad (11)$$

$$\frac{\partial \bar{a}}{\partial t} + (\bar{a} \bar{u}^l)_{,l} - (\bar{a} w^l)_{,l} + b^l{}_{,l} = 0 \quad (12)$$

dove T_R^{lm} sono le componenti controvarianti del tensore degli sforzi turbolenti, $b^l = \overline{u'^l a'}$ ed $R = (\bar{\rho}_s / \rho) - 1$. T_R^{lm} e b^l possono essere espresse in funzione della energia cinetica turbolenta, $k = \overline{u'^l u'^l}$, ed al tasso di dissipazione medio di energia cinetica turbolenta, per unità di massa del fluido, dovuto alla turbolenza, \mathcal{E} .

Validazione del modello ed applicazione all'invaso di Pieve di Cadore

La validazione del modello numerico proposto è stata ottenuta confrontando i risultati numerici con i risultati sperimentali di Hosseini et al. [1].

In particolare, in Fig. (1.a) sono mostrati i campi di velocità e di concentrazione prodotti dalla simulazione numerica (Simulazione 1) in un dominio di calcolo che rappresenta la vasca a sezione rettangolare (di dimensioni 12m, 1,5m e 0,75m) usata da Hosseini et al. per ottenere i dati sperimentali.

I suddetti campi di velocità e di concentrazione (mostrati in Fig. (1)) sono stati ottenuti assumendo un peso specifico della particelle $\tilde{\rho}_s / \rho = 2.65$, e un diametro delle particelle $d=0.02\text{ mm}$; la pendenza del fondo, la concentrazione in ingresso, la portata e la velocità della fase liquida sono state assunte, rispettivamente, pari a 3%, 0.005 kg/dm^3 , 8 l/m in e 13 cm/sec ; in Fig. (1.b) viene mostrato un dettaglio del campo di velocità e di concentrazione ottenuto ad un istante della simulazione che corrisponde a circa 275 dall'inizio dell'immissione di acqua torbida nella vasca che contiene acqua limpida.

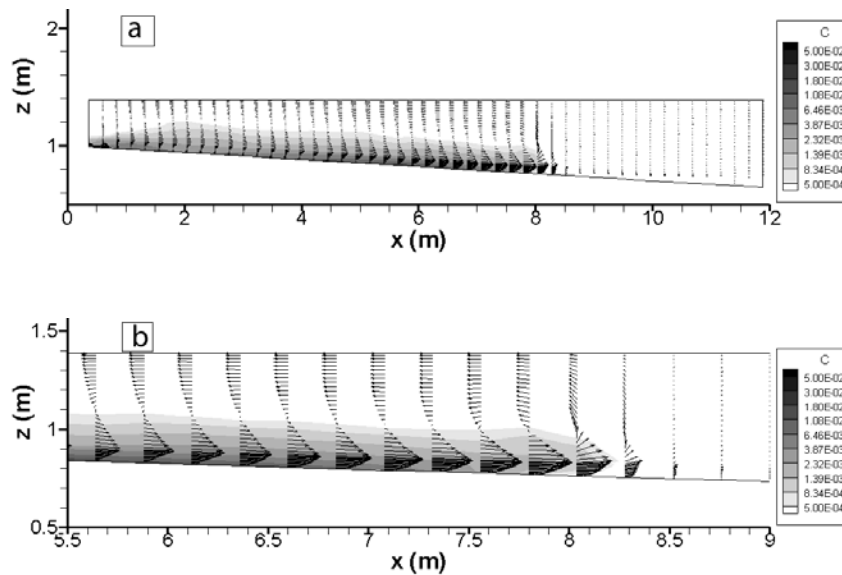


Figure 1. Simulazione numerica della corrente in un domino di calcolo che riproduce l'apparato di laboratorio: a) sezione verticale dei campi di velocità e di concentrazione ottenuti con il modello di simulazione proposto; b) dettaglio dei campi di velocità e di concentrazione. Simulazione 1.

In Fig (2.a) è mostrato il confronto tra i profili della velocità media prodotti dalla simulazione numerica ed i corrispondenti valori ottenuti dai dati sperimentali, mentre in Fig. (2.b) sono mostrati i profili di concentrazione media ottenuti per mezzo della simulazione numerica e quelli ottenuti per mezzo dei dati sperimentali [1] (entrambi sono relativi al caso mostrato in Fig. (1)). Per ottenere i profili di velocità in forma adimensionale sono stati utilizzati il valore massimo della velocità (U_m), come velocità caratteristica, e la profondità in corrispondenza della massima velocità (H_m) e lo spessore

della corrente di densità (H), come scale della lunghezza [6]; C_m è la concentrazione media in corrispondenza della massima velocità.

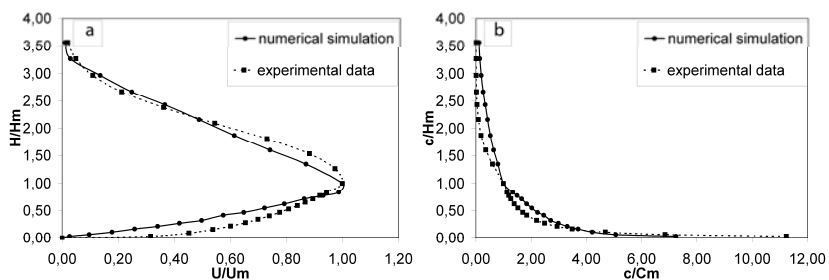


Figure 2. Confronto tra simulazione numerica e dati sperimentali: a) profili di velocità adimensionali; b) profili di concentrazione adimensionali. Simulazione 1.

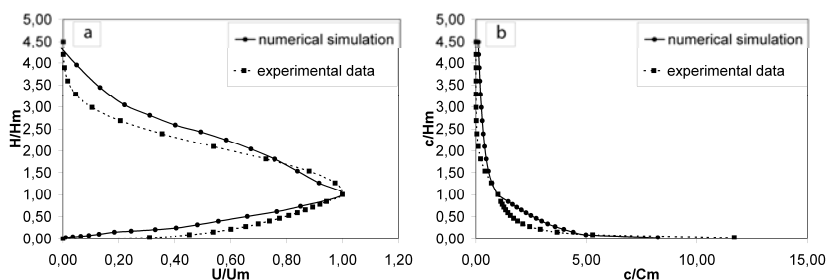


Figure 3. Confronto tra simulazione numerica e dati sperimentali: a) profili di velocità adimensionali; b) profili di concentrazione adimensionali. Simulazione 2.

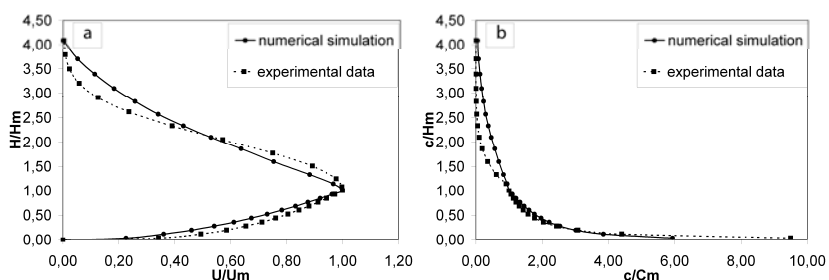


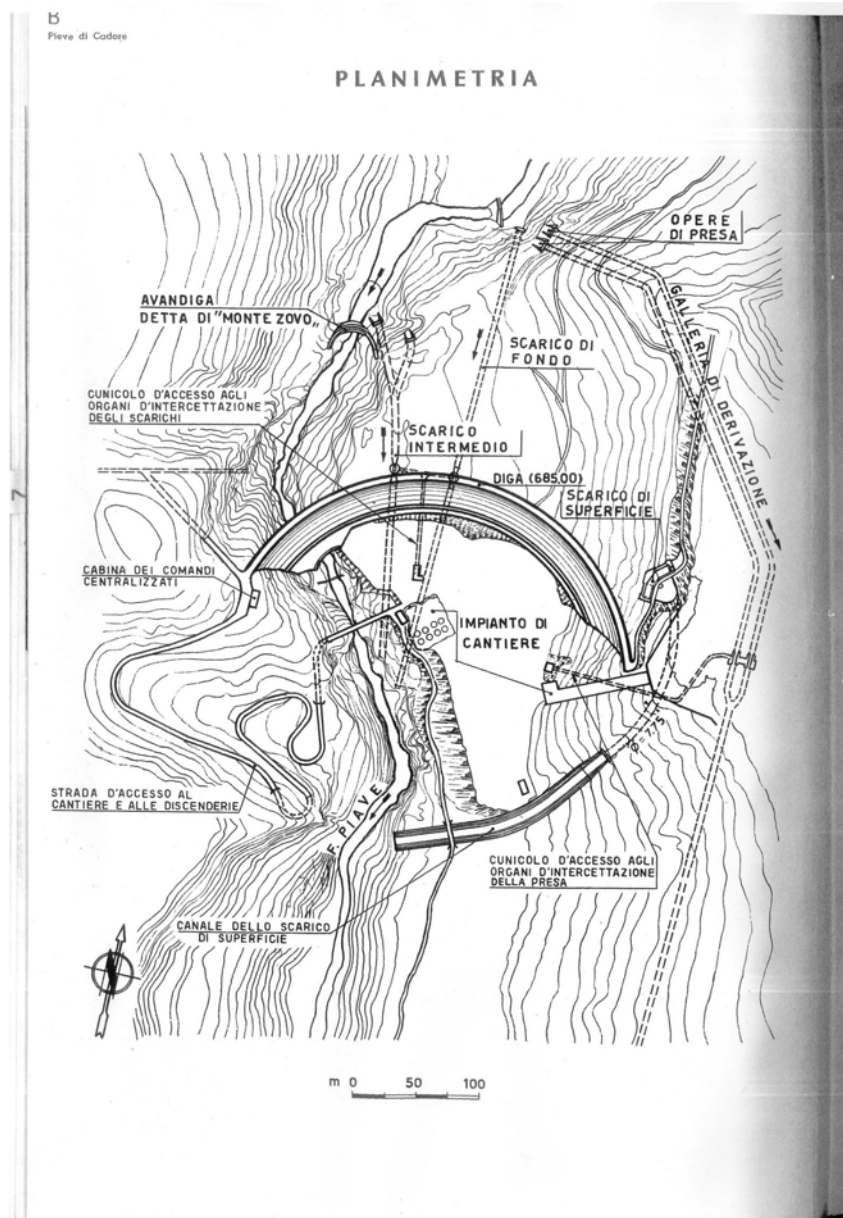
Figure 4. Confronto tra simulazione numerica e dati sperimentali: a) profili di velocità adimensionali; b) profili di concentrazione adimensionali. Simulazione 3.

Nelle Figure (3.a) e (3.b) sono mostrati i confronti tra i profili delle velocità medie e delle concentrazione medie prodotti dalla simulazione numerica (Simulazione 2) e quelli ottenuti dai dati sperimentali: in questo caso la pendenza del fondo è uguale al 3%, la concentrazione in ingresso è uguale a 0.01 kg/dm^3 , la portata e la velocità della fase liquida in ingresso sono, rispettivamente, uguali a 12 l/m in e 20 cm/sec . Nelle figure (4.a) e (4.b) sono confrontati i profili delle velocità

medie e delle concentrazione medie prodotti dalla simulazione numerica (Simulazione 3) e quelli ottenuti dai dati sperimentali: in questo caso la pendenza del fondo è uguale al 2%, la concentrazione in ingresso, la portata e la velocità della fase liquida in ingresso sono, rispettivamente, 0.005 kg/dm^3 , 10 l/min e 16 cm/sec . Dalle figure si evince l'accordo tra i risultati numerici e i dati sperimentali.

applicazione all'invaso di Pieve di Cadore

Il modello di simulazione presentato in questa memoria è stato applicato all'invaso di Pieve di Cadore, in condizioni di invaso pieno e portata liquida e solida in ingresso all'invaso che può essere associata ad venti di piena con tempo di ritorno inferiore a 10 anni.



Nelle simulazioni effettuate sono state riprodotte condizioni di apertura dello scarico di fondo tali da garantire il completo rilascio della piena attraverso lo scarico stesso, senza significative variazioni del livello idrico nell'invaso.

In Fig. (5) sono mostrati i campi di velocità e di concentrazione prodotti da una piena caratterizzata dai seguenti valori delle principali grandezze idrauliche (Simulazione 4): peso specifico e diametro delle particelle solide trasportate dall'immissario, $\tilde{\rho}_s / \rho = 2.65$, e $d = 0.1 \text{ mm}$; concentrazione media di solidi sospesi nella sezione di ingresso dell'invaso, $C = 5 \text{ g/l}$; valore di picco della portata liquida dell'immissario, $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$. Questi valori sono caratteristici di eventi di piena con un tempo di ritorno di due anni. Le suddette figure mostrano che, in tali condizioni, si genera una corrente di densità e che le attuali pendenze del fondo dell'invaso sono sufficientemente elevate da consentire alla corrente di densità di raggiungere lo scarico di fondo.

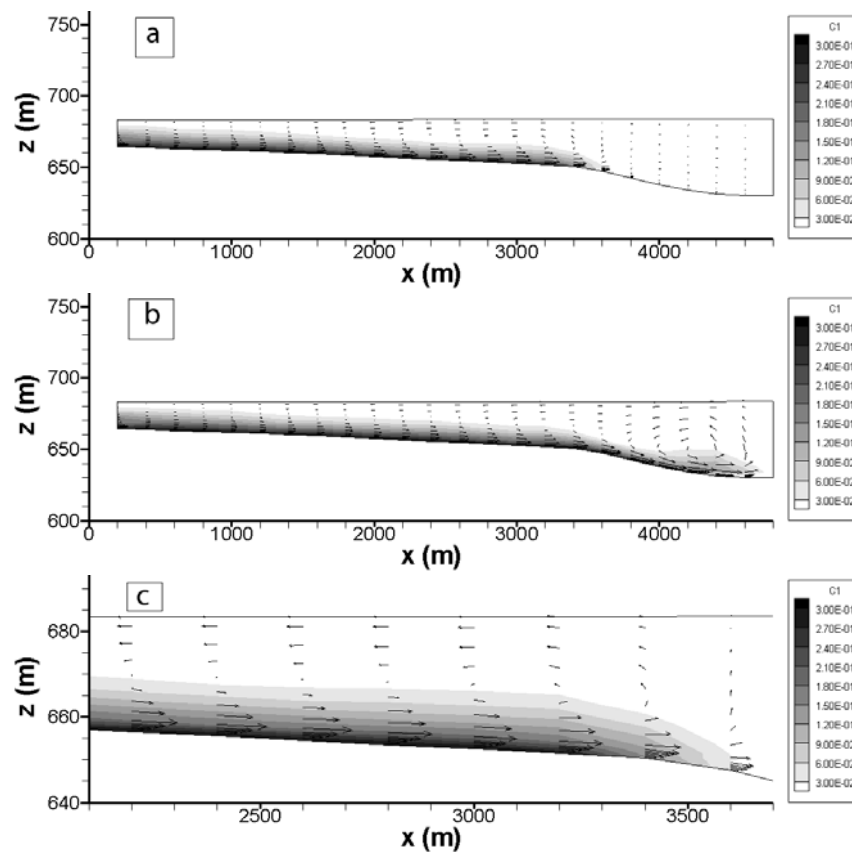


Figure 5. Simulazione numerica della corrente nell'invaso di Pieve di Cadore: a) sezione verticale dei campi di velocità e di concentrazione relativi a circa 90 minuti dall'inizio dell'arrivo della piena; b) sezione verticale dei campi di

velocità e di concentrazione relativi a circa 100 minuti dall'inizio dell'arrivo della piena; c) dettaglio dei campi di velocità e di concentrazione relativi a circa 90 minuti dall'inizio dell'arrivo della piena. Simulazione 4.

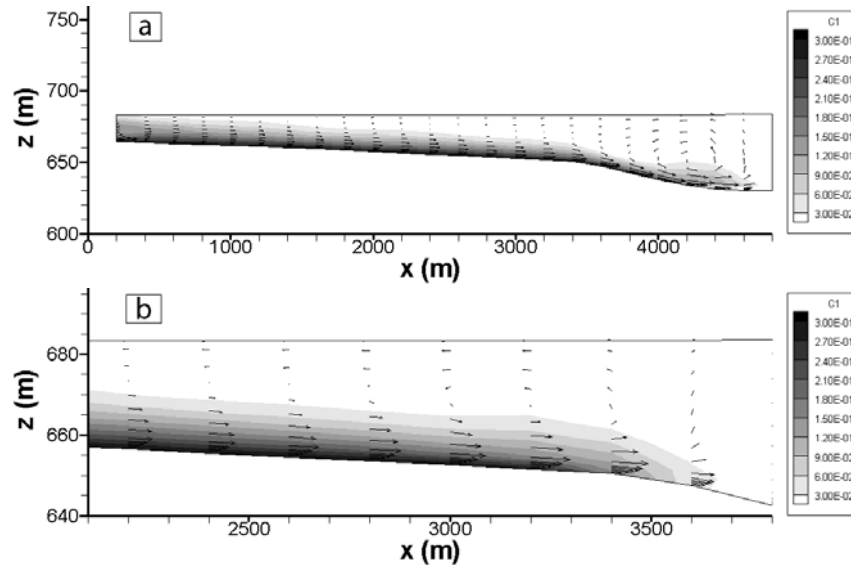


Figure 6. Simulazione numerica della corrente nell'invaso di Pieve di Cadore: a) sezione verticale dei campi di velocità e di concentrazione relativi a circa 85 minuti dall'inizio dell'arrivo della piena; b) dettaglio dei campi di velocità e di concentrazione relativi a circa 75 minuti dall'inizio dell'arrivo della piena. Simulazione 5.

Nelle Figure (6) e (7) sono mostrati i campi di velocità e di concentrazione (Simulazioni 5 e 6, rispettivamente) prodotti da una piena caratterizzata da un valore di picco di portata liquida pari al massimo valore di portata liquida in grado di transitare attraverso lo scarico quando l'invaso è pieno ($Q=180\text{ m}^3/\text{s}$) ed un valore medio di concentrazione di solidi sospesi nella sezione di ingresso dell'invaso pari a $C=15\text{ g/l}$. Questi valori sono inferiori a quelli caratteristici di una piena con tempo di ritorno pari a 10 anni (che sono, rispettivamente, $Q=250\text{ m}^3/\text{s}$ e $C=20\text{ g/l}$). I risultati mostrati in Fig (6) sono stati ottenuti assumendo un diametro delle particelle solide trasportate dall'immissario pari a $d=0.1\text{ mm}$, mentre i risultati mostrati in Fig. (7) sono stati ottenuti assumendo un diametro delle particelle solide pari a $d=0.3\text{ mm}$.

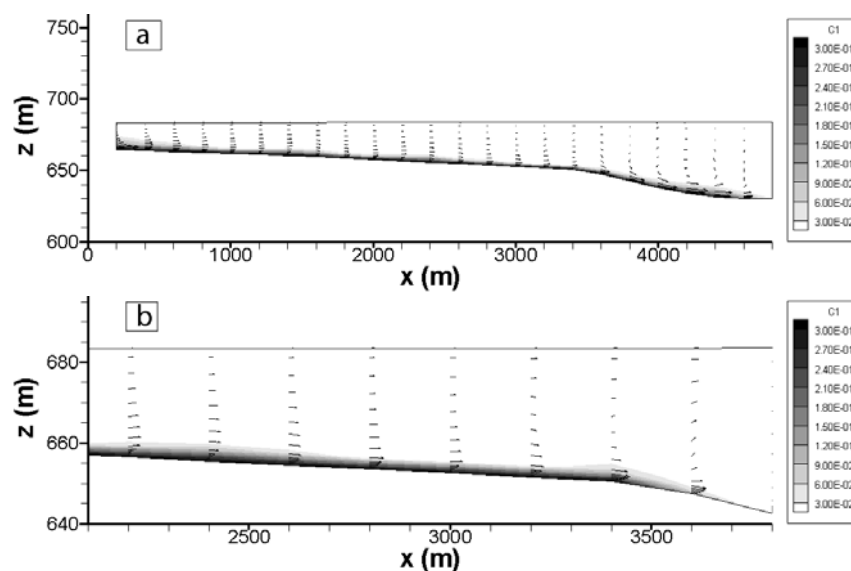


Figure 7. Simulazione numerica della corrente nell'invaso di Pieve di Cadore: a) sezione verticale dei campi di velocità e di concentrazione relativi a circa 100 minuti dall'inizio dell'arrivo della piena; b) dettaglio dei campi di velocità e di concentrazione relativi a circa 87 minuti dall'inizio dell'arrivo della piena. Simulazione 6.

Dalle figure (6) e (7) si evince che, nelle condizioni idrauliche simulate, si genera una corrente di densità che è in grado di trasportare anche il materiale solido più grossolano fino allo scarico di fondo. I risultati delle simulazioni mostrano che, nell'invaso di Pieve di Cadore, per valori della portata liquida e solida in ingresso paragonabile a quelli di piene con tempo di ritorno inferiore a 10 anni, i valori di concentrazione in ingresso all'invaso sono tali da consentire la formazione di correnti di densità. Le attuali pendenze del fondo dell'invaso sono sufficientemente elevate da consentire alla corrente di densità di raggiungere gli scarichi di fondo.

Conclusioni

In questa memoria viene proposto un modello di simulazione delle correnti di densità: il modello è basato sulla integrazione numerica delle equazioni dei flussi bifase. Tali equazioni sono integrate numericamente su di un grigliato tridimensionale curvilineo generalizzato e sono espresse direttamente nella formulazione controvariante. Il modello numerico proposto è validato confrontando i risultati numerici con i dati sperimentali ed è applicato all'invaso di Pieve di Cadore. I risultati delle simulazioni numeriche mostrano che, nell'invaso di Pieve di Cadore, valori di portata liquida e solida

in ingresso all'invaso con tempo di ritorno inferiore a 10 anni producono valori di concentrazione in ingresso all'invaso tali da consentire la formazione, in prossimità del fondo, di correnti di densità. Le attuali pendenze del fondo dell'invaso sono sufficientemente elevate da consentire alla corrente di densità di raggiungere gli scarichi di fondo. Si può concludere che, alla diga di Pieve di Cadore, è possibile utilizzare lo scarico di fondo per un controllo dei processi di interrimento dell'invaso.

Il lavoro presentato nella presente memoria è stato realizzato nell'ambito di una convenzione di ricerca tra Confindustria e il Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Strade dell'Università di Roma "La Sapienza". Durante l'intera durata della suddetta convenzione, gli autori della presente memoria si sono avvalsi della continua e preziosa collaborazione del personale di Enel spa.

Il modello numerico descritto nella presente memoria è stato presentato al congresso internazionale "Multiphase Flow 2009", che si è tenuto a New Forest (U.K.) il 15-17 giugno 2009 e sarà pubblicato a settembre 2009 nel volume internazionale dal titolo "River Basin Management 2009".

Bibliografia

- [1] Hosseini, S.A., Shamsai, A., Ataie-Ashtiani, B., Synchronous measurements of the velocity and concentration in low density turbidity currents using an Acoustic Doppler Velocimeter. *Flow Measurement and Instrumentation*, **17**, pp. 59-68, 2006.
- [2] Thompson, J.F., Warsi, Z.U.A., Mastin, C.W., Transformation Relations (Chapter 4). *Numerical Grid Generation*, ed. North-Holland: New York, Amsterdam and New York, pp. 94-135, 1985.
- [3] Rutherford, A., Tensors (Chapter 7). *Vectors, Tensors and the Basic Equations of Fluid Mechanics*, ed. Dover Publications, Inc, pp. 135-175, 1989.
- [4] Morinishi, Y., Lund, T.S., Vasiliyev. O.V., Moin,P., Fully Conservative Higher Order Finite Difference Schemes for Incompressible Flow. *Journal of Computational Physics*, **143**, pp. 90-124, 1998.
- [5] Vasiliyev. O.V., Higher Order Finite Difference Schemes on Non-uniform Meshes with Good Conservation Properties,. *Journal of Computational Physics*, **157**, pp. 746-761, 2000.
- [6] Altinakar, M.S., Graf, W.H., Hopfinger, E.J., Flow structure in turbidity currents. *Journal of Hydraulic Research*, **34**, pp. 713-718, 1996.

23.2 Appendice II

23.2.1 Stima dei costi medi delle operazioni di disinterro di un serbatoio artificiale con l'utilizzo di diverse tecnologie

Rimozione con dragaggio in acqua e sistemazione a discarica in prossimità del serbatoio

Analisi di costo

Lo scavo è effettuato, con serbatoio invasato, con draghe, pompe o sorbone con appoggio in acqua di pontone; il materiale rimosso viene collocato a discarica in ambito prossimo al serbatoio.

Si considera inoltre che ogni intervento di rimozione riguardi complessivamente 100.000 m³ di sedimento e venga effettuato in un arco di tempo di sei mesi.

L'analisi sotto riportata non considera maggiori oneri particolari riferiti a casi specifici né eventuali oneri patrimoniali e deve ovviamente considerarsi quindi una stima per difetto.

Costi fissi:

- impianto e ripiegamento del cantiere 150.000 €
- realizzazione di vasche di decantazione 200.000 €
- realizzazione e manutenzione della viabilità di cantiere 100.000 €
- predisposizione dell'area di discarica:
 - opere di drenaggio 250.000 €
 - opere di contenimento 400.000 €
- perdita di produzione : ancorché l'intervento richieda certamente limitazioni di esercizio si trascurano i relativi riflessi economici sulla produzione essendo questi specifici per il singolo impianto.

I costi fissi corrispondono quindi complessivamente a: 1.100.000 corrispondenti ad un costo unitario di 1.100.000 €/100.000 m³ = 11€/m³

Costi proporzionali:

- scavo con draghe, pompe o sorbone con l'appoggio di pontone 12 €/m³
- trasporto del materiale scavato con tubazioni e /o camion 5€/m³

Il costo unitario complessivo è quindi di

28 €/m³

Rimozione di materiale inerte con scavo all'asciutto mediante mezzi meccanici e sistemazione a discarica in prossimità del serbatoio.

Analisi di costo

Lo scavo è effettuato, con serbatoio svasato o fortemente limitato, su terreni emersi per mezzo di macchine movimento terra; il materiale rimosso viene collocato a discarica in ambito prossimo al serbatoio.

Si considera inoltre che ogni intervento di rimozione riguardi complessivamente 100.000 m³ di sedimento e venga effettuato in un arco di tempo di sei mesi.

L'analisi sotto riportata non considera maggiori oneri particolari riferiti a casi specifici né eventuali oneri patrimoniali e deve ovviamente considerarsi quindi una stima per difetto.

Costi fissi:

- impianto e ripiegamento del cantiere 50.000 €
- realizzazione e manutenzione della viabilità di cantiere 200.000 €
- predisposizione dell'area di discarica:
 - opere di drenaggio 250.000 €
 - opere di contenimento 400.000 €
- perdita di produzione : considerando di eseguire lo svaso anche per ulteriori esigenze di manutenzione si considera a carico del disinterro solo una parte della perdita di produzione pari ad una media di 12 milioni di KWh di energia corrispondenti a 600.000 €
- oneri di svaso 200.000€

I costi fissi corrispondono quindi complessivamente a: 1.700.000 € corrispondenti ad un costo unitario di 1.700.000 €/100.000 m³ = 17€/m³

Costi proporzionali:

- scavo con mezzi meccanici 5 €/m³
- trasporto del materiale scavato su camion 3 €/m³

Il costo unitario complessivo è quindi di

25 €/m³

Rimozione di materiale inquinato e conferimento a discarica speciale

Lo scavo è effettuato, con serbatoio svasato o fortemente limitato su terreni emersi, per mezzo di macchine movimento terra; il materiale rimosso viene provvisoriamente collocato in apposita area prossima al serbatoio per il pretrattamento necessario per renderlo compatibile con la discarica. Successivamente viene trasportato a discarica.

Si considera inoltre che ogni intervento di rimozione 30.000 m³ di sedimento e venga effettuato in un arco di tempo di sei mesi.

L'analisi sotto riportata non considera maggiori oneri particolari riferiti a casi specifici né eventuali oneri patrimoniali e deve ovviamente considerarsi quindi una stima per difetto.

Costi fissi:

- impianto e ripiegamento del cantiere	50.000 €
- realizzazione e manutenzione della viabilità di cantiere	100.000 €
- predisposizione dell'area di stoccaggio:	150.000 €
- perdita di produzione : considerando di eseguire lo svaso anche per ulteriori esigenze di manutenzione si considera a carico del disinterro solo una perdita di produzione media di 10 milioni di KWh di energia pregiata corrispondenti a	600.000 €
- oneri di svaso	200.000 €

I costi fissi corrispondono quindi complessivamente a 1.100.000 € corrispondenti ad un costo unitario di $1.100.000 \text{ €} / 30.000 \text{ m}^3 = 36 \text{ €/m}^3$

Costi proporzionali:

- scavo con mezzi meccanici	5 €/m ³
- trasporto del materiale scavato su camion all'area di stoccaggio	3 €/m ³
- pre trattamento del materiale stoccato	100 €/m ³
- trasporto del materiale a discarica speciale in un raggio di 50 Km	12 €/m ³
- oneri di discarica	20 €/m ³

Il costo unitario complessivo è quindi di **176 €/m³**