



DICCA
Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e
Ambientale
Università di Genova

Studio idraulico del Torrente Carrione con analisi dei possibili
interventi per la mitigazione del rischio

(15 Marzo 2016)

Committente: Regione Toscana

Relatori:

Prof. Ing. Giovanni Seminara

Prof. Ing. Marco Colombini

Collaboratori:

Prof. Ing. Riccardo Berardi

Dott. Ing. Bianca Federici

Dott. Ing. Rossella Luchi

Indice

1	Asta principale fra la confluenza del Gragnana e la Foce	2
a	Il Bacino del Carrione	2
a.1	Generalità	2
a.2	Caratteristiche sedimentologiche dell'alveo	5
a.3	Elementi di morfologia del Carrione	7
a.4	Idrologia del bacino del Carrione	9
b	Analisi a fondo fisso dell'attuale capacità di deflusso del corso d'acqua	14
b.1	Formulazione	15
b.2	Risultati delle simulazioni relative al tratto terminale del corso d'acqua nella configurazione attuale	17
b.3	Risultati delle simulazioni relative al tratto intermedio del corso d'acqua	21
c	Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi a maggior rischio: il tratto terminale	35
c.1	Ricostruzione del muro spondale in destra a valle del ponte di via Covetta: priorità 1	37
c.2	Insufficiente capienza dell'alveo: priorità 1	37
c.3	Allargamento Ponte di Via Covetta-Innalzamento ponte di via Menconi: priorità 2	43
d	Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi a maggior rischio: il tratto intermedio	44
d.1	Insufficienza del ponte Ferroviario e del ponte sull'Aurelia: priorità 1	44
d.2	Soglia-ponte Marconi: priorità 2	49
d.3	Ponte di Via Stabbio: priorità 1	49
d.4	Passerella per accesso privato s85: priorità 1	50
d.5	Passerelle s93.4, s98.1 e s98A: priorità 1	51
d.6	Ponte di via S. Martino: priorità 2	51
d.7	Rimozione (sollevamento) Ponte di via Groppoli: priorità 1	52
e	Conclusioni della Prima Parte	52
2	Asta principale fra la confluenza Torano-Colonnata e la confluenza del Gragnana	55
a	Il tratto cittadino del corso d'acqua	55

b	Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita' di deflusso del corso d'acqua nell'attraversamento della citta' di Carrara	63
c	Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nella città di Carrara	65
c.1	Premessa	65
c.2	Provvedimenti urgenti da eseguire nel tratto cittadino	66
d	Conclusioni della Seconda Parte	70
3	Esigenza di ulteriori interventi nella parte montana del bacino	73
a	Premessa	73
b	Introduzione ai problemi idraulici e morfodinamici della parte montana del bacino del Carrione	73
b.1	Cave	73
b.2	Ravaneti	77
b.3	Viabilità a servizio delle cave e reticolo idrografico	83
b.4	Manufatti in alveo	87
b.5	Raccomandazioni	93
c	Fattibilità di un sistema di piccoli sbarramenti nella parte montana del bacino	95
c.1	Considerazioni preliminari sull'efficienza di laminazione degli invasi	95
c.2	Disponibilità di volumi invasabili	98
c.3	Stima della capacità di laminazione degli invasi individuati	104
c.4	Considerazioni conclusive e raccomandazioni sulla fattibilità di un sistema di piccoli sbarramenti	109
d	Fattibilità di una galleria by-pass Torano-Gagnana	111
d.1	Fattibilità idraulica	112
d.2	Fattibilità geotecnica	119
d.3	Considerazioni conclusive e raccomandazioni sulla fattibilità della galleria Torano-Gagnana	124
4	Considerazioni conclusive dello studio	125
A	Appendice: caratteristiche degli invasi	129
a	Bacino del Gagnana	129
b	Bacino del Torano	134
c	Bacino del Colonnata	145

Premessa

Lo studio presente è stato motivato dal verificarsi di eventi eccezionali nella Provincia di Massa Carrara, e in particolare nel Comune di Carrara, il 5 Novembre 2014. Ad essi è seguita la delibera del Consiglio dei Ministri del 12 Dicembre 2014, con la quale è stato dichiarato lo stato d'emergenza, e la successiva ordinanza del Capo del Dipartimento della Protezione Civile n. 215 del 24 Dicembre 2014, con la quale veniva nominato Commissario delegato per fronteggiare tale emergenza il Dirigente responsabile del Settore "Sistema Regionale di Protezione Civile" della Regione Toscana. Ne è seguito un Piano degli interventi, approvato dal Commissario delegato con ordinanza n. 10 del 09/03/2015, in cui era compreso (Allegato 5) l'intervento U7-a *Studio Idraulico e progettazione preliminare degli interventi sul T. Carrione*, per la cui attuazione il Commissario delegato, con ordinanza n. 15 del 31/03/2015, n. 19 del 5/05/2015 e n. 33 del 20.07.2015, ha stabilito di avvalersi del Settore regionale Difesa del Suolo. Quest'ultimo ha quindi ritenuto di affidare lo svolgimento dello studio suddetto al Dipartimento DICCA dell'Università di Genova attraverso apposita Convenzione.

La presente Relazione illustra i risultati relativi allo studio idraulico e all'analisi della fattibilità di possibili interventi per la mitigazione del rischio idraulico nel bacino del Carrione. La Relazione comprende tre parti, ciascuna relativa ad un'area di intervento. La parte montana del bacino non era compresa fra gli obiettivi iniziali dello studio, ma è stata in parte analizzata nella Parte 3, per i riflessi che essa presenta sugli interventi che si sono rivelati necessari alla mitigazione delle piene nell'asta principale del corso d'acqua, oggetto dell'attenzione di questo lavoro.

1 Asta principale fra la confluenza del Gragnana e la Foce

a Il Bacino del Carrione

a.1 Generalità

Il bacino idrografico del Torrente Carrione è uno dei bacini che il PAI attribuisce al comprensorio denominato *Toscana Nord*, delimitato a Nord dal bacino del fiume Magra, a Est dal bacino del fiume Serchio, a sud est dal bacino del fiume Camaiore e ad ovest dal mar Tirreno. Tale territorio comprende i corsi d'acqua che hanno origine dalla catena delle Alpi Apuane e sfociano a mare dopo un breve percorso, con elevata pendenza nell'alto e medio bacino e più bassa pendenza nella piana alluvionale. I corsi d'acqua sono qui stati arginati e, anche in ragione di tali interventi, hanno assunto nel tempo caratteristiche *pensili*.

Il bacino (Figura 1.1) ha area di circa 46,6 Km² e lunghezza intorno a 15,4 Km.



Figura 1.1: Il bacino del Carrione con i suoi tre affluenti principali

L'asta principale del corso d'acqua si forma subito a monte della città di Carrara dove confluiscono i due principali sottobacini, quello che alimenta il

ramo di Torano ed il cosiddetto Carrione di Colonnata, che prendono il nome dai due centri abitati principali siti nei corrispondenti sottobacini. Questa parte del bacino ha caratteristiche montane, essa drena infatti parte significativa delle Alpi Apuane, in cui sono localizzate imponenti cave di marmo, a cui sono associate vere e proprie discariche dei materiali di risulta delle attività di cava: tali discariche, denominate *ravaneti*, ricoprono le pendici dei rilievi (Figura 1.2) e contribuiscono, in occasione di eventi di precipitazione intensi, ad un rilevante apporto artificiale di sedimenti al corso d'acqua.



Figura 1.2: Immagine del sistema di cave e ravaneti delle Alpi Apuane

L'asta principale riceve quindi in destra le acque di un ulteriore affluente di rilievo, il Gragnana e di affluenti minori (il Canal Grande, il Torrente Fossola e il Fosso di S.Luca). In tale tratto intermedio, la valle è caratterizzata da pendenza decrescente dal 3% all'1% circa e l'alveo è inciso nel conoide alluvionale (Figura 1.3). Tali caratteri persistono all'incirca fino all'attraversamento ferroviario corrispondente alla linea Pisa-Genova.

Il successivo tratto terminale dell'asta principale, fino al suo recapito finale, il mar Tirreno, ha caratteristiche pensili. L'alveo è delimitato da muri spondali che hanno sostituito, nel tempo, argini in terra che lo separavano dalla piana circostante.

La pericolosità degli eventi di piena che caratterizza questo bacino, discende da un concorso di fattori:

- *Alta piovosità*, con valori annui che possono raggiungere 3000 mm: la presenza della catena delle Alpi Apuane a ridosso della costa accentua

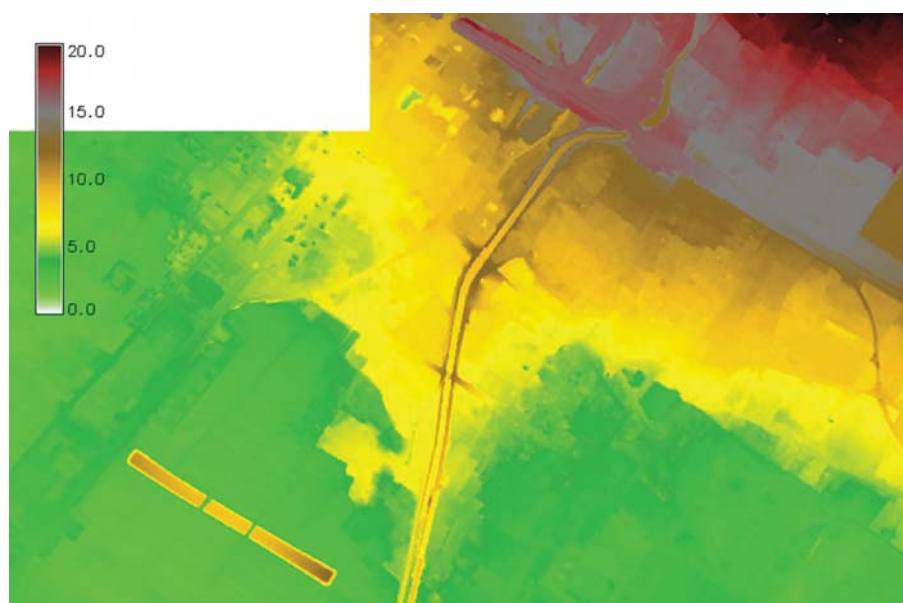


Figura 1.3: Altimetria del bacino del Carrione nel suo tratto intermedio inciso nella conoide alluvionale

l'effetto delle correnti umide provenienti dall'Atlantico che tipicamente sollecitano l'Alto Tirreno.

- *Intensità delle precipitazioni*, dovuta ad un peculiare meccanismo di intensificazione degli eventi meteorologici, che caratterizza in particolare i bacini della Liguria e i bacini costieri dell'alta Toscana. La specificità di tale meccanismo trova riconoscimento nella letteratura internazionale, in cui esso prende il nome di 'ciclogenesi del Golfo Ligure' (Buzzi e Tibaldi, 1978; Emanuel, 2005).
- *La morfologia del bacino*, in particolare la sua forte acclività nella parte montana in cui si raggiungono quote fino a 2.000 m circa. Tale caratteristica rende il bacino potenzialmente in grado di trasportare a valle sedimenti di notevole dimensione e generare correnti detritiche (i cosiddetti *debris flows*).
- *La forte e disordinata antropizzazione*, che ha manifestato effetti negativi tanto nella parte montana dei bacini (in cui la viabilità a servizio delle attività di cava è stata spesso realizzata ignorando il deflusso delle acque) tanto nella parte valliva, a causa di una edificazione che ha ristretto il corso d'acqua in un alveo insufficiente al deflusso delle piene intense, non compensato dalla presenza di aree golenali.

Ai problemi precedenti si aggiungono ulteriori questioni, ancorché di minor rilievo per l'analisi del rischio idrogeologico di nostro interesse, che vanno tuttavia menzionate. Anzitutto, la persistente esigenza di bonifica dei territori di pianura con i connessi problemi di subsidenza, l'intrusione salina delle falde costiere alimentate dalle formazioni permeabili del bacino, fenomeno accentuato da bonifiche e pompaggi dal sottosuolo e, infine, l'erosione costiera. I lettori interessati a questi aspetti possono trovare utili informazioni nel documento di pianificazione dell'Autorità di Bacino relativo al Bacino Toscana Nord (P.A.I.).

La complessità dei fattori di rischio ne rende ardua l'attenuazione. Nella Prima Parte di questa Relazione, dopo una sintetica rassegna dello stato delle conoscenze relative all'idrologia e alla geomorfologia del bacino (Par. 2) ci proponiamo anzitutto di effettuare un'analisi della capacità di deflusso del corso d'acqua, nelle attuali condizioni, nel tratto compreso fra la confluenza del Gragnana e lo sbocco a mare. Tale analisi verrà effettuata a fondo fisso (Par. 3), sulla base dei rilievi delle sezioni del corso d'acqua effettuati nel 2014 e 2015 a cura del Committente e resi disponibili agli scriventi. Inoltre, su richiesta del Committente, la verifica idraulica viene effettuata tenendo conto di alcuni progetti di sistemazione realizzati o in corso di realizzazione, che modificano in parte la geometria dell'alveo in alcuni tratti. Nel Par. 4 verranno individuate le situazioni di maggior rischio emerse dalla modellazione e indicati interventi urgenti, tecnicamente ed economicamente sostenibili, in grado di ridurre apprezzabilmente il rischio di esondazione associato al deflusso delle piene. Fra questi saranno esaminati interventi di rimodellazione del fondo dell'alveo nella sua parte terminale, interventi che si rivelano opportuni al fine di ridurre il carattere pensile dell'alveo stesso, agevolando così il deflusso delle correnti di piena. Quest'ultima analisi si avvarrà di una trattazione a fondo mobile che consente di individuare assetti di equilibrio del fondo associati ad assegnate geometrie dell'alveo.

Quanto alla stabilità nel tempo degli interventi proposti, essa dipenderà anche dalla approvazione e realizzazione di ulteriori interventi, da attuarsi nella parte montana del bacino, volti ad una regolazione sia delle portate di piena che dell'apporto solido che sollecitano il corso d'acqua. Questi ultimi interventi sono presentati in maggior dettaglio nella Terza Parte di questa Relazione.

a.2 Caratteristiche sedimentologiche dell'alveo

Gli scriventi hanno effettuato, il 17 Luglio 2015 ed il 21 Luglio 2015, campionamenti (R1-R3) e analisi granulometriche dello strato superficiale, finalizzati

alla stima delle resistenze al moto. La tecnica di prelievo adottata era quella del cosiddetto 'Wolman count'.

Infine, allo scopo di avere informazioni anche sulla composizione del sottostrato che, come noto, costituisce la matrice di cui è composto il materiale trasportato al fondo e/o in sospensione, sono stati effettuati, su richiesta degli scriventi e a cura del Committente, campionamenti (T1-T5) del materiale di sottostrato, di cui è stata successivamente effettuata l'analisi granulometrica. Il procedimento utilizzato per il campionamento consisteva nell'asportazione preliminare, a mezzo di scavatore in alveo, di un campione dello strato superficiale di sedimenti per uno spessore intorno ai 50 cm, seguita dal prelievo di un volume significativo di sottostrato (Figura 1.4). Si noti che il primo di questi prelievi (T1) è stato effettuato sul Torano, in un tratto di alveo in cui strato superficiale e sottostrato sostanzialmente coincidevano. I siti



Figura 1.4: La tecnica di prelievo di un campione di sottostrato consisteva nell'asportazione preliminare, a mezzo di scavatore in alveo, dello strato superficiale di sedimenti per uno spessore intorno ai 50 cm, seguita dal prelievo di un volume significativo di sottostrato

in cui sono stati effettuati i campionamenti nelle tre diverse campagne di misura e i diametri caratteristici delle distribuzioni granulometriche relative ai campioni prelevati sono riportati nella Figura 1.5.

Non sorprende che, procedendo verso valle, si osservi una riduzione del diametro medio dei sedimenti sia dello strato superficiale che del sottostrato. Si conferma, inoltre, il ben noto fenomeno di corazzamento del fondo per il quale lo strato superficiale è un po' più grossolano del sottostrato.

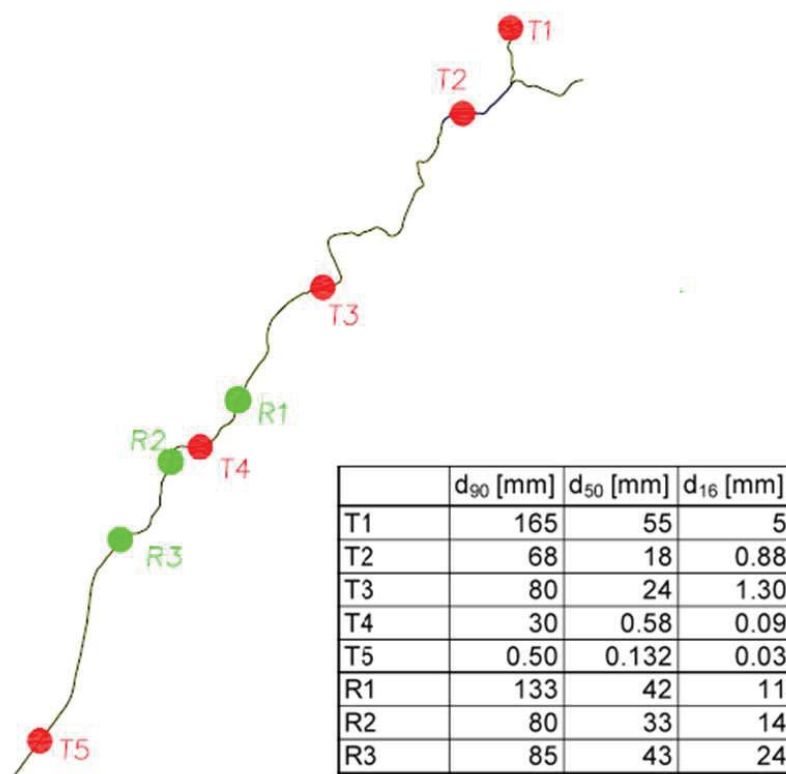


Figura 1.5: Ubicazione dei sondaggi: R1, R2, R3 campionamenti superficiali effettuati dagli scriventi il 21 Luglio 2015; T1, T2, T3, T4, T5 campionamenti del sottostrato effettuati a cura del committente il 17 Luglio 2015

Si noti, peraltro, che l'alveo muta il suo carattere da alveo in ghiaia in alveo in sabbia abbastanza bruscamente, fra le sezioni relative ai campionamenti del substrato T3 e T4. Si tratta di una caratteristica consueta nei corsi d'acqua in materiale grossolano che presentano tipicamente la cosiddetta '*gravel-sand transition*' in corrispondenza della quale il d_{50} del substrato passa bruscamente da valori intorno o superiori a 10 mm a valori inferiori a 1 mm ([Sambrook Smith and Ferguson (1995)]).

a.3 Elementi di morfologia del Carrione

Il Carrione è un corso d'acqua il cui assetto, nel tratto qui esaminato, è il risultato di interventi antropici che ne hanno condizionato lo sviluppo sia planimetrico che altimetrico. In origine l'alveo divagava nella pianura alluvionale. Permangono tracce di alcune curve (Figura 1.6) oggi stabilizzate per effetto della realizzazione di opere di difesa spondale, muri in pietra o

in calcestruzzo che, nel tempo, hanno sostituito o si sono sovrapposti agli originali argini in terra. La canalizzazione dell'alveo ha dato luogo alla for-

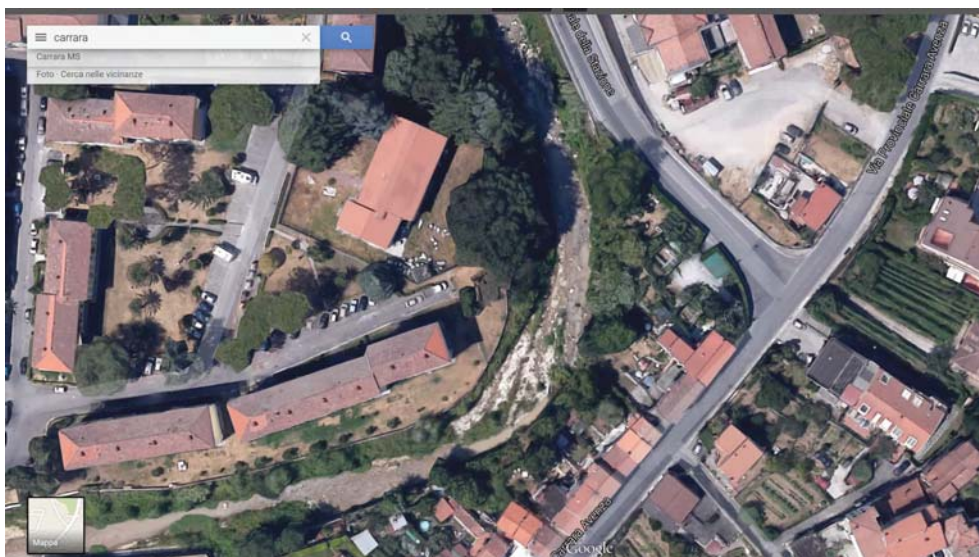


Figura 1.6: Curva del Carrione in prossimità del viale della Stazione (Google Map)

mazione di barre alternate, forme di fondo di grande scala visibili nel tratto terminale, nelle porzioni non interessate da dragaggi o interventi di rimodellazione del fondo (Figura 1.7). La cosa non meraviglia. E', infatti, noto ([Colombini *et al.* (1987)]) che le barre alternate si formano quando il rapporto larghezza-profondità della corrente attiva β eccede un valore critico β_c che dipende dal parametro di trasporto (il parametro di Shields, vedi par. c). Tipicamente il valore critico di β si aggira intorno a 10. Nel corso di un evento di piena β eccede, dunque, il suo valore critico per valori di profondità inferiori a 2 m circa. Lo scenario, cioè, prevede lo sviluppo delle barre nella fase crescente della piena, la loro tendenza a scomparire durante il picco e la loro ricostruzione nella fase di decadimento della piena.

Nella parte di corso d'acqua a monte del Ponte Ferroviario della linea Genova-Roma l'alveo ha subito nel tempo modifiche consistenti in variazioni della sua larghezza per effetto della realizzazione di insediamenti adiacenti il corso d'acqua e variazioni della sua altimetria determinate dalla realizzazione di una sequenza di soglie che hanno ridotto la pendenza del fondo nei tratti compresi fra soglie successive a valori significativamente minori della pendenza della valle.

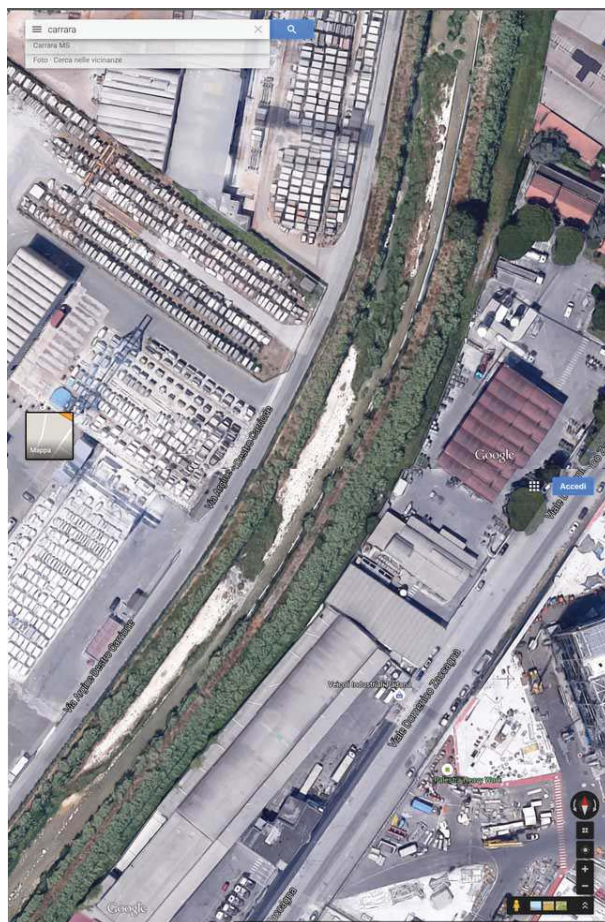


Figura 1.7: Barre nel tratto terminale del Carrione (Google Map)

a.4 Idrologia del bacino del Carrione

Su indicazione del Committente, fonderemo le nostre analisi su un autorevole e recente studio relativo all'idrologia del bacino del Carrione, che è stato svolto nel 2014 dall'Università di Firenze nell'ambito del progetto: *Attività di Ricerca per la Mitigazione del Rischio Idraulico nella Regione Toscana*, coordinato dal responsabile scientifico, il Prof. Fabio Castelli.

Lo studio si è fondato sull'adozione di un modello idrologico distribuito (denominato MOBIDIC) che, sollecitato da un gran numero di eventi di pioggia caratterizzati da distribuzione spaziale e temporale arbitraria, consente di generare un gran numero di eventi di piena cui è associato lo stesso periodo di ritorno T . Per assegnato T , l'evento critico relativo a ciascun ramo della rete idrografica, è allora identificato come quello che determina il massimo picco di portata in quel ramo della rete. Tale evento associa a ciascun ramo

della rete un idrogramma di piena per assegnato periodo di ritorno.

Il software MOBIDIC si avvale: di un modello digitale del terreno in forma raster a maglia quadrata con 10 m di risoluzione (reso disponibile dalla Regione Toscana - DG Governo del Territorio - Sistema Informativo Territoriale ed Ambientale); di un reticolo idrografico in forma vettoriale semplicemente connesso; delle mappe di caratteristiche idrauliche del suolo aggiornate al 2014 (fonte SoilData & Unifi -DICEA).

Il modello ha naturalmente esigenze di calibrazione di alcuni parametri globali. Tali esigenze hanno potuto essere soddisfatte solo in parte utilizzando dati relativi al Bacino del Carrione poiché le stazioni idrometriche in telemisura presenti nel bacino non hanno scale di deflusso validate. Gli idrogrammi osservati nel corso di recenti eventi di piena sono stati dunque usati '....solo per calibrare i tempi di risposta del modello, ma non le portate o i volumi....' ([Castelli *et al.* (2014)]).

I risultati delle simulazioni per quanto concerne le portate al picco nei diversi rami della rete per tempi di ritorno 30 e 200 anni nella parte alta del bacino sono riportati nella Figura 1.8.

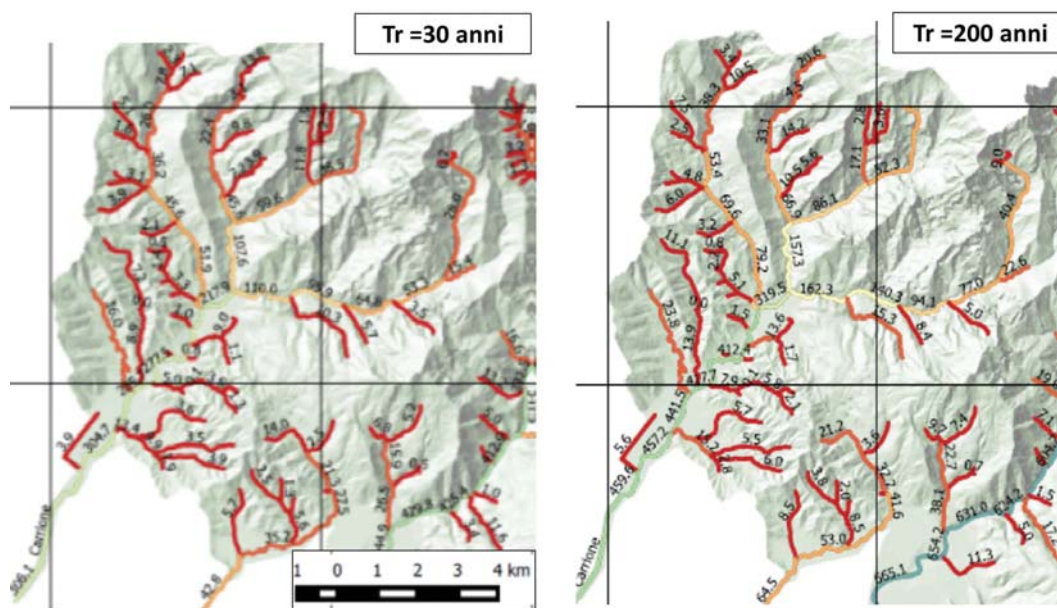


Figura 1.8: Portate al picco nei diversi rami della rete idrografica della parte alta del bacino del Carrione per tempi di ritorno 30 e 200 anni ([Castelli *et al.* (2014)])

In Figura 1.9 sono riportati gli idrogrammi di piena nella sezione di chiusura del Bacino per tempi di ritorno da 2 a 200 anni.

Infine, nella Figura 1.10 sono riassunti i valori massimi delle portate stima-

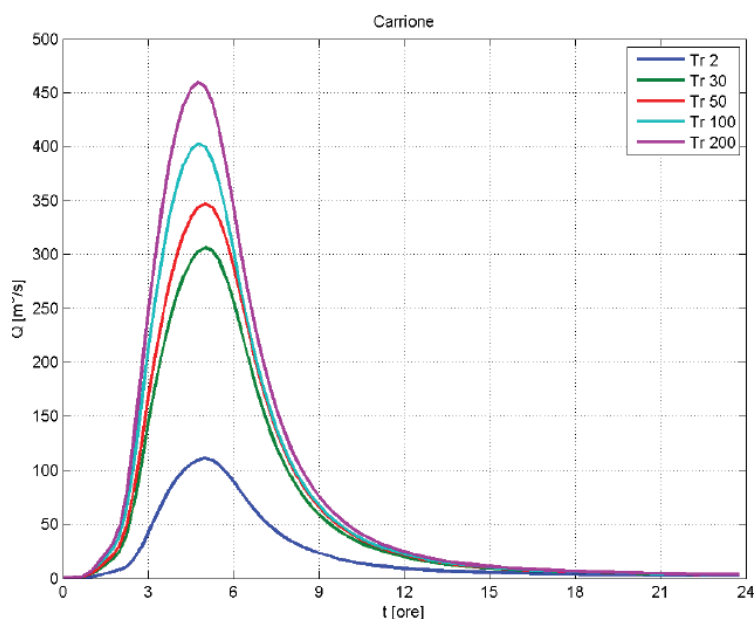


Figura 1.9: Idrogrammi di piena nella sezione di chiusura del Bacino del Carrione per tempi di ritorno da 2 a 200 anni ([Castelli *et al.* (2014)])

te nei rami principali della rete per i diversi periodi di ritorno. La portata



Figura 1.10: Valori massimi delle portate stimate nei rami principali della rete per i diversi periodi di ritorno ([Castelli *et al.* (2014)])

trentennale nell’asta principale del Carrione varia per effetto dei contributi di diversi affluenti. I valori riportati nella tabella sono quelli con i quali è stato

sollecitato il corso d'acqua nelle simulazioni descritte al punto successivo.

Eventi intensi recenti.

Nella lunga lista delle alluvioni subite dal nostro Paese, il bacino del Carrione figura purtroppo con rilevante frequenza. Non intendiamo fare qui una rassegna esaustiva di tali eventi, ma, per collocare il quadro di pericolosità che emerge dalle simulazioni effettuate nel contesto della storia del bacino, appare opportuno menzionare la frequenza con cui, in tempi recenti, essi si sono verificati.

- 5 Novembre 2014. L'onda di piena del Carrione dà luogo al collasso del muro di sponda destra, in località Avenza, e invade l'abitato di Marina di Carrara. A causa dell'alluvione muore una donna, vengono sfollate alcune centinaia di persone e si verificano danni ingenti a privati cittadini e alle attività imprenditoriali collocate nel territorio nella fascia adiacente il corso d'acqua.

- 11 novembre 2012. Precipitazioni superiori ai 200 mm in due ore e di quasi 300 mm nelle colline appena retrostanti la città. Esondazione dei torrenti, zone sotto 1 metro di acqua per diversi giorni, numerose frane, 5000 abitazioni colpite e 300 sfollati. Un morto per infarto.

- 28 novembre 2012. Precipitazioni intense (40 mm in 15', 134 mm in 1 h, 200 mm in quasi due ore). Esondano i torrenti Carrione e Parmignola che inducono ulteriori danni.

- 23 settembre 2003. Cadono sul bacino del torrente Carrione oltre 200 mm di pioggia in sole due ore e mezza. L'onda di piena investe l'alta valle a Colonnata, Forno e Torano, quindi il centro storico di Carrara e la frazione di Avenza. Danni molto gravi e 2 vittime. L'estensione dell'area interessata dalle esondazioni é rappresentata nella mappa riportata in Figura 1.11.

- 24 Settembre 1982. Informazioni dall'archivio Piene del Progetto AVI: località colpite: Carrara; 1 vittima; danni gravi a infrastrutture (collasso del muro spondale in sinistra idraulica in corrispondenza dell'Aurelia, danni alla viabilità a servizio delle cave), edifici civili e industriali e strutture di interesse pubblico.

- 16 Novembre 1968. Evento alluvionale con rilevanti danni alla viabilità nel bacino montano ed esondazioni di diversi affluenti.

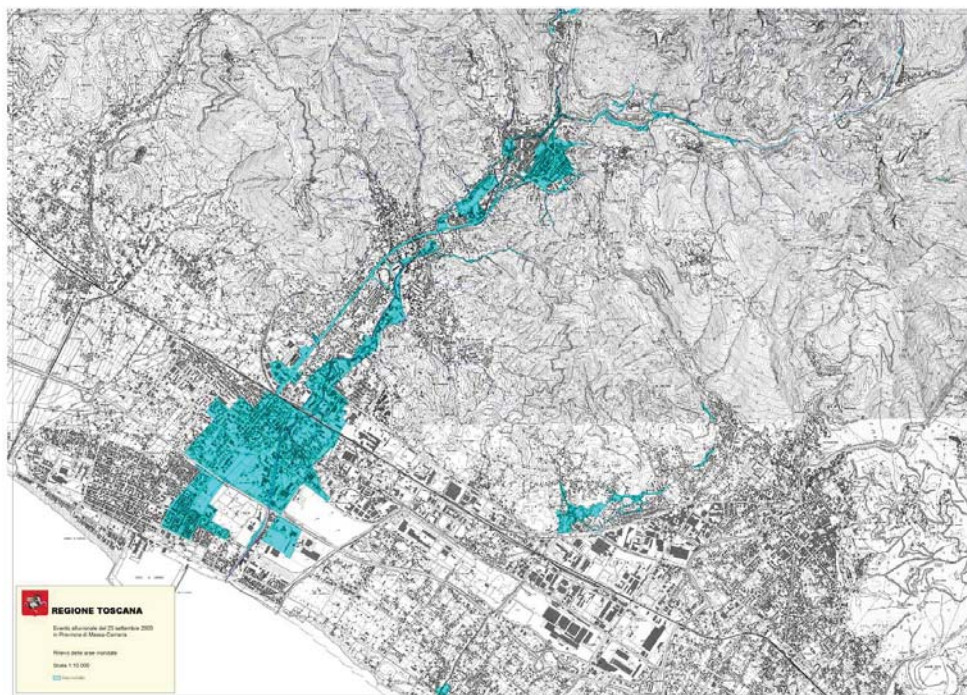


Figura 1.11: Mappa delle aree adiacenti il Carrione soggette ad inondazione nel corso dell'evento di piena del 23 Settembre 2003 (rilievo a cura della Regione Toscana).

- 24 Luglio 1968. Oltre 300 mm di pioggia in sei ore sulla zona di Carrara ma precipitazioni estreme sull'intero bacino. Informazioni dall'archivio Piene del Progetto AVI: località colpita il Comune di Carrara; danni gravi a edifici civili (crollo di due case) e infrastrutture di comunicazione. Il rigurgito di diversi ponti (Vezzala, Groppoli (Figura 1.12), S. Martino) induce estese esondazioni.

- 27 Ottobre 1949. Citiamo da La Stampa (28 ottobre 1949). *'Le autorità si sono portate stamani sui luoghi maggiormente colpiti dal nubifragio della notte scorsa. In molti casi l'acqua raggiunge i primi piani. Le strade sono trasformate in torrenti. Sfilano sulle acque, dinanzi ai nostri occhi, bestiame, mobili, cose che appartenevano agli uomini cupi che incontriamo passando. Sono stati subito istituiti i posti di soccorso e ad Avenza, ove il fiume Carrione è straripato inondando tutta la vasta zona che si stende dalla centrale fino a Marina di Massa, raggiungendo l'acqua oltre due metri di altezza, le centinaia di famiglie che sono rimaste senza casa stanno a gruppi davanti ai posti di soccorso.....'* L'archivio Piene del Progetto AVI fornisce le seguenti informazioni: località colpite, Avenza, Carrara, Marina di Carrara e San Ceccardo; 1 vittima; 500 sfollati; danni gravi a infrastrutture, edifici civili e



Figura 1.12: Immagine del Ponte Groppoli nel corso dell'esondazione del 24 Luglio 1968

industriali e strutture di interesse pubblico.

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita di deflusso del corso d'acqua

Le simulazioni sono state eseguite per diversi valori di portata, compresi fra Q_2 e Q_{30} , corrispondenti rispettivamente a periodi di ritorno di 2 anni e 30 anni ($111 \text{ m}^3/\text{s}$ e $306 \text{ m}^3/\text{s}$ rispettivamente alla foce). Esse sono finalizzate a individuare le criticità che occorre rimuovere al fine di massimizzare la portata transitabile in condizioni di sicurezza nell'asta principale del corso d'acqua compresa fra la città di Carrara e la foce. Ai punti successivi (c, d) verranno individuati interventi economicamente e socialmente sostenibili in grado di rimuovere le criticità individuate.

Analogamente è stata effettuata per il tratto di asta principale che attraversa la città di Carrara ed i risultati sono discussi nella Parte 2 della presente Relazione. L'individuazione di interventi da effettuarsi nella parte montana del bacino, al fine di laminare la portata duecentennale a monte della città di Carrara, riducendola a valori non superiori alle portate smalti-

bili in condizioni di sicurezza nei diversi tronchi di valle, costituisce l'oggetto della Parte 3 di questa Relazione.

b.1 Formulazione

Il calcolo viene effettuato a fondo fisso e assumendo condizioni di moto stazionario. Viene quindi risolta numericamente l'equazione dei profili di rigurgito relativa ad alvei non cilindrici. Si osservi che l'ipotesi di stazionarietà è qui appropriata data la brevità del tratto di corso d'acqua esaminato.

Il software utilizzato è HEC-RAS.

Stima dei coefficienti di resistenza distribuita

Per la valutazione delle resistenze distribuite in alvei in granulometria grossolana sono disponibili numerosi approcci discussi nella letteratura anche recente (si veda, in particolare, [Ferguson (2007)]). Essi possono tuttavia raggrupparsi in due principali filoni. Il primo fa uso della relazione di Strickler per la conduttanza adimensionale di Chèzy:

$$C = \frac{k_s}{\sqrt{g}} R^{1/6} \quad (1.1)$$

ed esprime empiricamente il coefficiente di conduttanza k_s ($[k_s] = L^{1/3}T^{-1}$) in funzione di un diametro caratteristico d_x della distribuzione granulometrica dei sedimenti del pavimento (tipicamente d_{50} o d_{90}) attraverso una legge di potenza della forma:

$$k_s = \frac{A_x}{d_x^{1/6}} \quad (1.2)$$

con d_x diametro caratteristico espresso in m ed A_x costante cui si attribuiscono tipicamente i valori: $A_{50} = 21 m^{1/2}s^{-1}$ o $A_{90} = 23 m^{1/2}s^{-1}$ (secondo [Parker (1991)]).

Alternativamente, si può adottare per il coefficiente di conduttanza adimensionale C la classica relazione logaritmica. Essa può porsi nella forma:

$$C = 2.5 \ln \left(\frac{12,2R}{\epsilon} \right) \quad (1.3)$$

con R raggio idraulico ed ϵ scabrezza assoluta. La (1.3) è stata ricavata utilizzando la relazione logaritmica della velocità valida per i moti a superficie libera turbolenti di parete scabra. Si noti che la costante 12,2 è stata proposta da Keulegan per sezioni di forma trapezia. Tale relazione si discosta dalla distribuzione osservata quando la scabrezza di parete assume valori sufficientemente grandi, circostanza che si verifica tipicamente negli alvei in granulometria grossolana. La ricerca ha però mostrato

che l'adozione della (1.3) resta adeguata purchè si tenga conto delle resistenze 'di forma' associate ai clasti più grossolani attraverso una scelta opportuna di ϵ . Valori di ϵ suggeriti in letteratura variano nell'intervallo (2,2 - 3.5) d_{84} (vedi [Thompson e Campbell (1979)]; [Bathurst (1985)]; [Bray (1979)]; [Hey (1979)]; [Griffiths (1981)]).

Nel seguito distingueremo l'asta principale del Carrione in tre tratti distinti, in cui adotteremo valori diversi del coefficiente di Strickler. Per quanto concerne i due tratti (terminale e intermedio) oggetto di questa Parte della Relazione, assumeremo quanto segue.

- **Tratto terminale**

Definiamo tratto terminale quello compreso fra la foce ed il Ponte Ferroviario della linea Genova-Pisa.

In questo tratto, si possono adottare valori di d_{90} dello strato superficiale compresi fra 30 mm e 80 mm che conducono a valori di k_s compresi nell'intervallo 32-35 $m^{1/3}s^{-1}$ (se si adotta la formula logaritmica con $R \approx 2 m$ e 39- 41 $m^{1/3}s^{-1}$ se si adotta la formula di Parker [Parker (1991)]). L'alveo ha andamento abbastanza regolare e, nella situazione attuale, non contiene rilevante vegetazione. Si noti, tuttavia, che le immagini Google Earth riportate nelle Figure 1.6 e 1.7 mostrano la presenza di vegetazione nello stato in cui l'alveo versava nel 2003. Appare quindi opportuno adottare un valore di k_s pari a 35 $m^{1/3}s^{-1}$, che può ritenersi appropriato per la valutazione delle resistenze complessive, tenendo peraltro presente che il software include dissipazioni aggiuntive legate a variazioni di larghezza del corso d'acqua.

- **Tratto intermedio**

Definiamo tratto intermedio quello compreso fra il Ponte Ferroviario della linea Genova-Pisa e la sezione 106, localizzata a valle della confluenza Gragnana-Carrione.

In questo secondo tratto, la granulometria è più grossolana. Adottando il valore di d_{90} dello strato superficiale di 130 mm si ottengono valori di k_s compresi fra 29 $m^{1/3}s^{-1}$ e 32 $m^{1/3}s^{-1}$ se si adotta la formula logaritmica o la formula di Parker [Parker (1991)] rispettivamente. Inoltre, l'alveo è molto irregolare per la presenza di massi sul fondo e sponde molto irregolari. Ciò suggerisce una scelta cautelativa. Porremo, dunque:

$$k_s = 30 m^{1/3}s^{-1}.$$

b.2 Risultati delle simulazioni relative al tratto terminale del corso d'acqua nella configurazione attuale

Tale tratto del corso d'acqua presenta una larghezza media intorno a 20 m, con forti oscillazioni dovute alla presenza di numerosi ponti e ad un uso del territorio disordinato e incurante del rischio idraulico. La lunghezza complessiva del tratto terminale risulta pari a 2200 m, il suo andamento planimetrico è costituito da due tronchi pressoché rettilinei connessi da una curva ad ampio raggio. La sua pendenza media è pari a circa 0,0047. In esso insistono quattro ponti, precisamente, procedendo da valle verso monte:

- un Ponte Ferroviario a servizio dei collegamenti ferroviari con il porto, caratterizzato da larghezza totale all'altezza dell'impalcato superiore a 40 m, con unica pila centrale di larghezza alla base pari a 1,32 m (Figura 1.13);

- il Ponte di Viale Giovanni da Verrazzano, caratterizzato da larghezza variabile fra 25 m e 27 m circa, con unica pila centrale. Questi due primi ponti sono molto vicini fra loro, il tratto che li unisce ha lunghezza di circa 20 m e larghezza prossima a quella del Ponte di Viale Giovanni da Verrazzano. In altre parole, la corrente proveniente dal primo ponte, subisce un brusco forte allargamento all'ingresso del secondo ponte (Figura 1.13). Ciò rende la simulazione 1-D non del tutto appropriata in questo tratto;

- il terzo Ponte è quello di via Covetta, caratterizzato da larghezza intorno a 17 m (misurati secondo l'allineamento del ponte) e privo di pile in alveo (Figura 1.14);

- da ultimo il Ponte di via Menconi, caratterizzato da larghezza intorno a 19 m e privo anch'esso di pile in alveo (Figura 1.14).



Figura 1.13: Ponte ferroviario a servizio dei collegamenti ferroviari con il porto e Ponte di Viale Giovanni da Verrazzano

Il calcolo del profilo procede dalla sezione di sbocco. Qui il fondo medio, nello stato attuale ha quota prossima al livello del mare, dunque quest'ultimo risulta certamente più basso del livello della corrente fluviale defluente in condizioni critiche. Si può quindi adottare quale condizione al contorno



Figura 1.14: Il Ponte di Via Covetta ed il Ponte di Via Menconi

di valle l'attraversamento delle condizioni critiche. Si noti che tale ipotesi risulta adeguata, per i valori di portata di interesse per questo studio, anche assumendo un livello del mare 'efficace' sopraelevato rispetto al livello effettivo di circa (0,5 - 1) m per tenere conto dell'eventuale presenza di condizioni di mare perturbato.

L'andamento dei profili ottenuti attraverso le simulazioni per la portata trentennale è riportato nelle Figure 1.15, 1.16 che si riferiscono a due tronchi in sequenza. Per una corretta lettura dei grafici, si noti che i tratti in cui non sono riportati i livelli degli argini sono tipicamente occupati da edifici che svolgono, se pur impropriamente, la funzione di difese spondali.

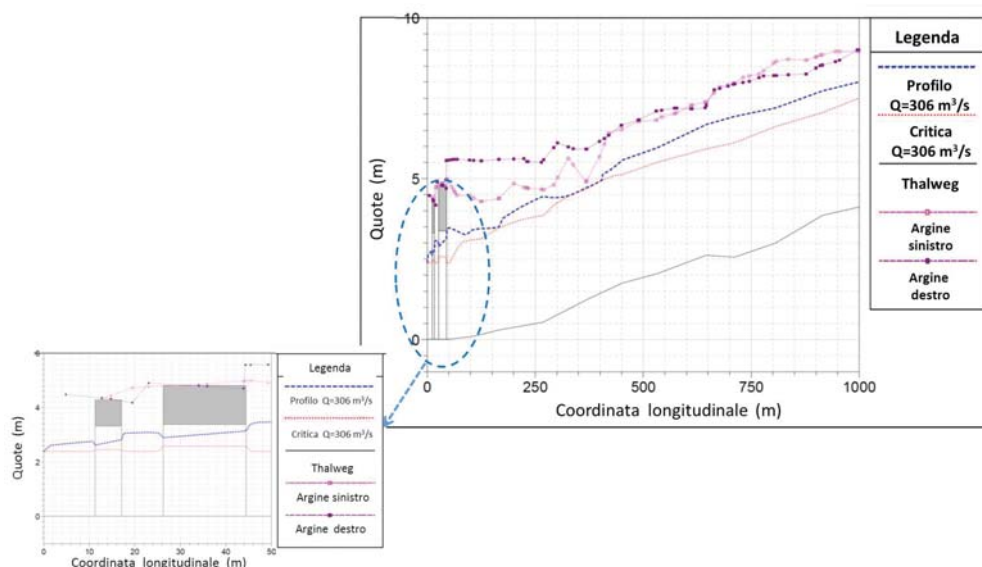


Figura 1.15: Profili della superficie libera associati alla portata trentennale nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 0 \text{ m}$ e $x = 1000 \text{ m}$

I risultati relativi al primo tratto (Figura 1.15) richiedono, anzitutto, una precisazione. Poichè la modellazione 1-D non è del tutto appropriata nel

b *Analisi a fondo fisso dell'attuale capacità di deflusso del corso d'acqua*19

tratto finale, in cui la sezione del corso d'acqua si allarga bruscamente a valle del Ponte Giovanni da Verrazzano, tale allargamento è stato ignorato (ipotesi a favore di sicurezza) e la sezione 'efficace' è stata mantenuta costante fino allo sbocco. I risultati mostrano alcuni fatti di rilievo, descritti nel seguito.

- **Il deflusso nel tratto comprendente il Ponte ferroviario a servizio del porto e il Ponte Giovanni da Verrazzano** avviene in condizioni subcritiche e in condizioni di **relativa sicurezza anche per l'evento trentennale**, ancorché il franco risulti insufficiente;
- **Il deflusso della portata trentennale a monte del Ponte Giovanni da Verrazzano** resta subcritico e avviene in condizioni di **relativa sicurezza**, ancorché il franco risulti insufficiente soprattutto a causa della quota troppo bassa del muro di sponda sinistro.
- Come da noi sottolineato nella relazione precedente (*'Relazione sull'Idraulica del Carrione nel tratto adiacente la ricostruenda difesa spondale a valle del Ponte di Via Covetta'*), **la massima portata contenuta in alveo nelle attuali condizioni risulta pari a 320 m³/s circa**. Le sezioni critiche per il deflusso sono il Ponte Giovanni da Verrazzano, in cui il deflusso per tale portata interessa l'impalcato, e una sezione localizzata ad una distanza di circa 270 m dallo sbocco in cui la difesa spondale in sinistra viene sormontata.
- Come sottolineato nella citata relazione: **la massima portata in grado di defluire in condizioni di sicurezza (franco di 1 m) in tale tronco di corso d'acqua nelle attuali condizioni risulta pari a 180 m³/s circa**.

Esaminiamo ora il tratto di corso d'acqua compreso fra le coordinate $x = 1000 \text{ m}$ e $x = 2200 \text{ m}$.

Si noti che, in occasione dell'evento di piena del Novembre 2014, un tratto del muro di sponda destro, compreso all'incirca fra le coordinate $x = 1286 \text{ m}$ e $x = 1576 \text{ m}$, ha subito un crollo. In attesa della sua ricostruzione, la difesa dalle esondazioni è stata localmente affidata ad una palancolata arretrata verso l'interno del corso d'acqua rispetto al muro spondale originario. Su di essa è stato addossato un cumulo di materiale sciolto, distribuito lungo tutta l'opera, che attualmente riduce in qualche misura l'efficienza dell'alveo.

I risultati delle simulazioni relative a questo secondo tratto (Figura 1.16) suggeriscono che, con l'alveo nella sua attuale configurazione:

- **la portata trentennale non risulta contenibile entro le sponde**: le criticità di questo tratto sono dovute in parte all'insufficiente

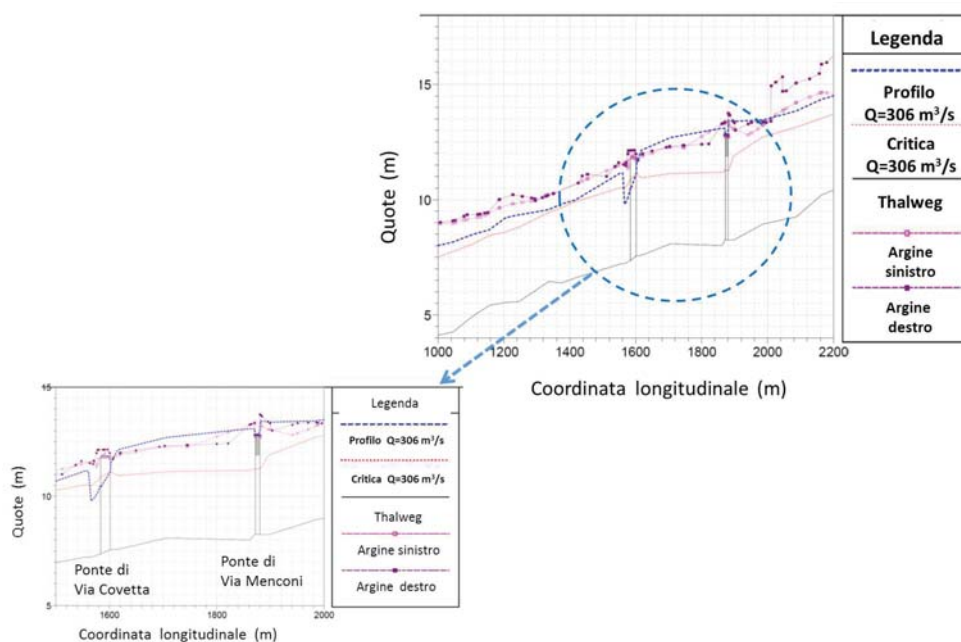


Figura 1.16: Profilo della superficie libera associato alla portata trentennale nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 1000 \text{ m}$ e $x = 2200 \text{ m}$

capienza dell'alveo, resa più acuta nella situazione presente dal crollo della difesa spondale a valle del ponte di Via Covetta, ma soprattutto alla presenza dei due ponti di Via Covetta e via Menconi.

- Il deflusso attraverso il **ponte di via Covetta** induce un **significativo rigurgito per effetto del forte restringimento della corrente da esso determinato** (Figura 1.17): in particolare, per la portata trentennale il profilo a monte del ponte presenta quote largamente superiori a quelle delle difese spondali.
- Il deflusso attraverso il **ponte di via Menconi** risulta fortemente influenzato dal rigurgito indotto dal ponte di via Covetta: ciò, insieme all'**insufficiente quota alla quale è stato realizzato l'impalcato**, rende l'attraversamento del ponte un elemento di ulteriore rilevante criticità. In particolare, per la portata trentennale, il ponte è largamente sormontato. Si noti che l'entità del sormonto prevista dal calcolo va comunque considerata solo qualitativamente significativa: in queste condizioni, infatti, il processo assume caratteristiche quantificabili con precisione solo in termini di coefficienti empirici che richiederebbero una taratura su modello fisico.

b *Analisi a fondo fisso dell'attuale capacità di deflusso del corso d'acqua*²¹

- Infine, come sottolineato nella relazione precedente (*'Relazione sull'Idraulica del Carrione nel tratto adiacente la ricostruenda difesa spondale a valle del Ponte di Via Covetta'*), **la massima portata in grado di defluire in condizioni di sicurezza (franco di 1 m) in tale tronco di corso d'acqua nelle attuali condizioni risulta pari a $180 \text{ m}^3/\text{s}$ circa**, valore largamente inferiore alla portata trentennale.



Figura 1.17: Immagine satellitare del tratto di corso d'acqua in cui insiste il Ponte di via Covetta, in cui si nota il restringimento di sezione da esso indotto (immagine Google Earth).

b.3 Risultati delle simulazioni relative al tratto intermedio del corso d'acqua

Più a monte si incontra il Ponte Ferroviario della linea Genova- Roma, caratterizzato da larghezza intorno a 16 m (misurati secondo l'allineamento del ponte), con unica pila centrale. Il Ponte è attualmente in fase di ristrutturazione, come discusso al punto c. Infine, il Ponte della Via Aurelia, ricostruito dopo l'alluvione del 2003, è caratterizzato da larghezza pari a 21 m ed è privo di pile in alveo. Le simulazioni sono state effettuate sulla base dei rilievi dello stato attuale forniti dal Committente. Va tuttavia espressamente sottolineato che, essendo i lavori di ristrutturazione del Ponte Ferroviario già iniziati, la configurazione rilevata non corrisponde né allo stato ante, né ancora a quella di progetto. La significatività delle simulazioni appare dunque molto limitata.

Ciò premesso, i risultati delle simulazioni relative al tronco del corso d'acqua compreso fra le coordinate $x = 2200 \text{ m}$ e $x = 3000 \text{ m}$ suggeriscono i seguenti fatti:

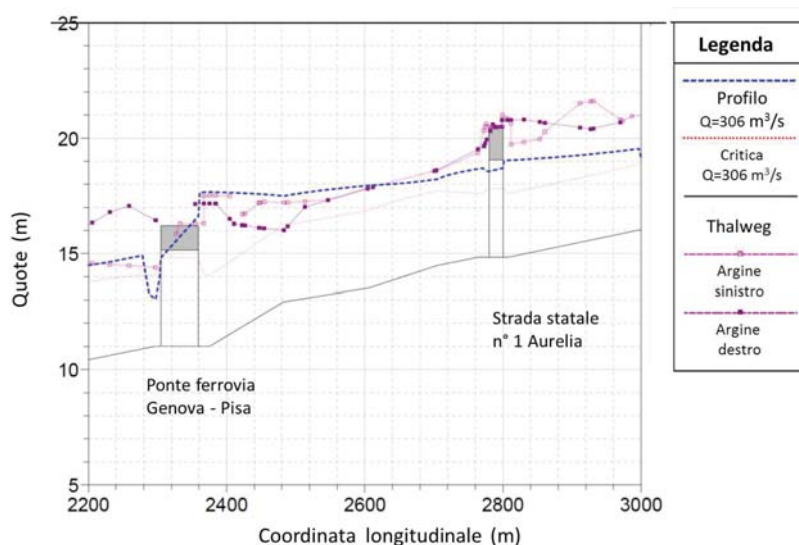


Figura 1.18: Profilo della superficie libera associato alla portata trentennale nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 2200 \text{ m}$ e $x = 3000 \text{ m}$

- **Il deflusso della portata trentennale non è contenuto entro le difese spondali;**
- le criticità di questo tronco risultano determinate principalmente dalla presenza del ponte Ferroviario della linea Genova-Pisa e, in minor misura, del ponte sull'Aurelia;
- Il deflusso attraverso il ponte Ferroviario avviene in transizione e, per portate superiori ad un valore intorno ai $170 \text{ m}^3/\text{s}$, **la corrente tocca o addirittura sormonta l'impalcato del ponte;**
- Il deflusso attraverso il ponte sull'Aurelia avviene in condizioni subcritiche e la corrente **tocca l'impalcato per valori prossimi alla portata trentennale.**

Nel tratto successivo, compreso fra le coordinate $x = 3000 \text{ m}$ e $x = 3500 \text{ m}$, si incontrano una sequenza di soglie (Sezione 41) e il ponte di Viale delle Brigate Partigiane (recentemente ricostruito, Sezione 46) (Figura 1.19).

Il deflusso della portata trentennale in questo tratto **non presenta particolari criticità** con l'esigenza, tuttavia, di accertare l'adeguatezza delle difese spondali nei diversi tratti. In particolare, in corrispondenza della curva rappresentata in Figura 1.21, in sponda destra, è presente una difesa spondale costituita da un muro in cemento armato non completato, che ha

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita di deflusso del corso d'acqua23

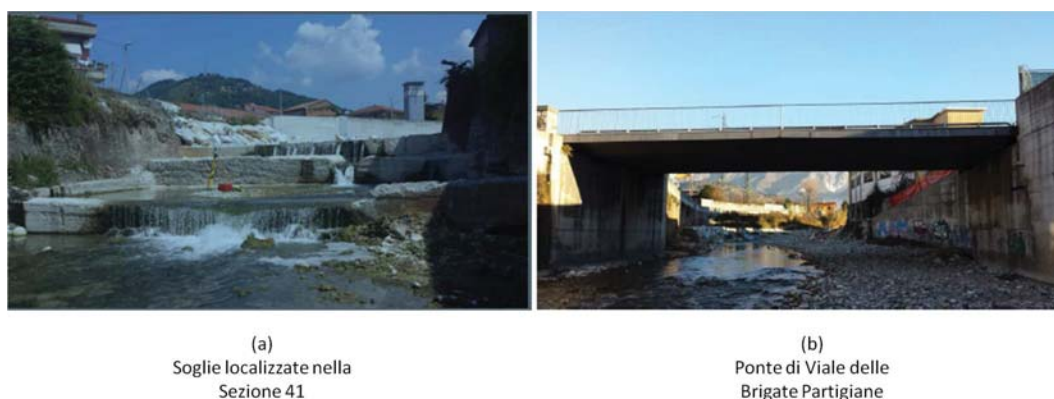


Figura 1.19: (a) Soglie localizzate alla sezione 41; (b) Ponte di Viale delle Brigate Partigiane

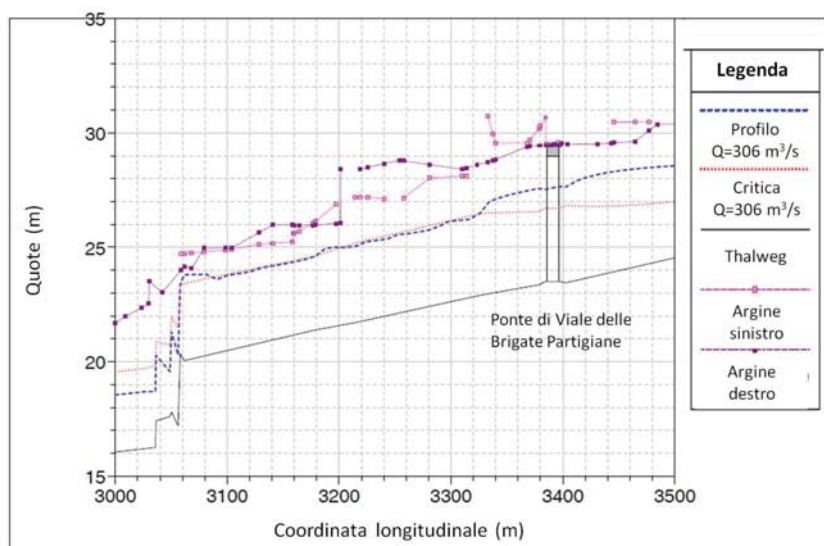


Figura 1.20: Profilo della superficie libera associato alla portata Q_{30} ($=306 \text{ m}^3/\text{s}$) nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 3000 \text{ m}$ e $x = 3500 \text{ m}$. Configurazione attuale.

subito un primo collasso nel 2012 ed una rotazione nel 2014: tale situazione richiederà particolare attenzione. Il deflusso in corrispondenza e a monte della soglia è critico e diventa debolmente subcritico subito a valle del ponte. L'attraversamento del ponte avviene con profilo subcritico e in condizioni di sicurezza (Figura 1.20).

Seguono, nel tratto compreso fra le coordinate $x = 3500 \text{ m}$ e $x = 4000 \text{ m}$



Figura 1.21: Difesa spondale in curva, costituita da muro in cemento armato non completato.

due soglie, localizzate in corrispondenza delle sezioni 49 e 51 (Figura 1.22).



Figura 1.22: Soglie localizzate alle sezioni 49 (a) e 51 (b)

Il deflusso in questo tratto avviene ancora in condizioni debolmente sub-critiche (salvo in corrispondenza delle soglie) e in condizioni di sicurezza (Figura 1.23), salvo accertamenti sulle difese spondali.

Si osservi che la larghezza dell'alveo aumenta molto a valle della soglia s49 per poi restringersi fino a valori della larghezza di poco superiori a 20 m a monte del Ponte di via delle Brigate Partigiane (Figura 1.24). Ciò giustifica l'andamento del profilo calcolato nel tratto in questione.

Nel tratto compreso fra le coordinate $x = 4000\text{ m}$ e $x = 4500\text{ m}$, è presente una soglia, localizzata in corrispondenza della sezione 54.1 ed il ponte di Via Piave localizzato in corrispondenza della sezione 56 (recentemente ri-

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita di deflusso del corso d'acqua25

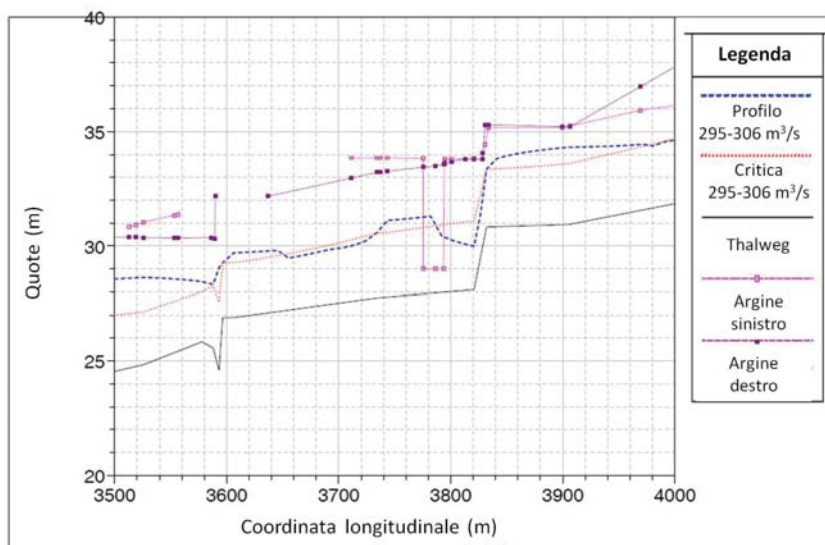


Figura 1.23: Profilo della superficie libera associato alla portata Q_{30} ($=306 \text{ m}^3/\text{s}$ fino alla sezione 50 e $295 \text{ m}^3/\text{s}$ a monte di tale sezione) nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 3500 \text{ m}$ e $x = 4000 \text{ m}$. Configurazione attuale

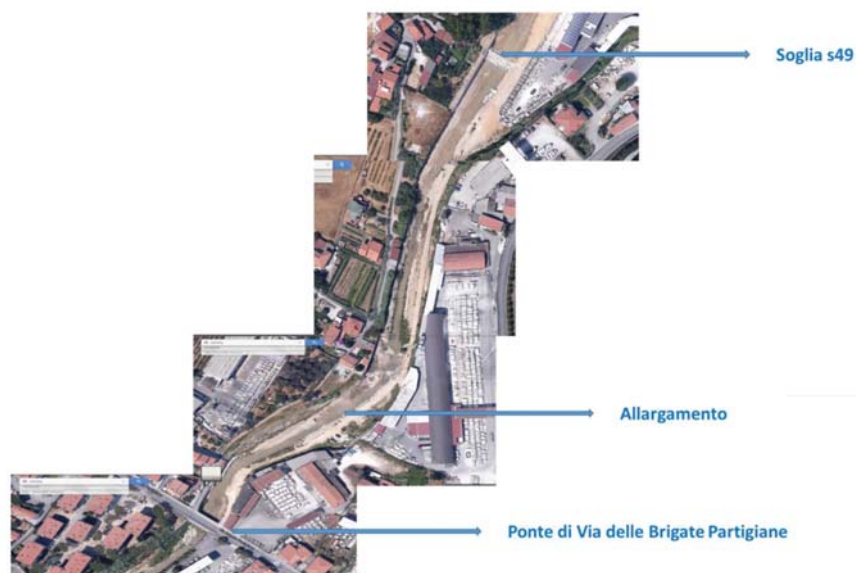


Figura 1.24: L'alveo del Carrione subisce un allargamento significativo localizzato a valle della soglia s49, seguito da un restringimento a monte del ponte di via Brigate Partigiane

costruito) (Figura 1.25). Il deflusso in questo tratto avviene in condizioni



Figura 1.25: Soglia localizzate alla sezione 54.1 (a) e ponte di Via Piave localizzato in corrispondenza della sezione 56 (b)

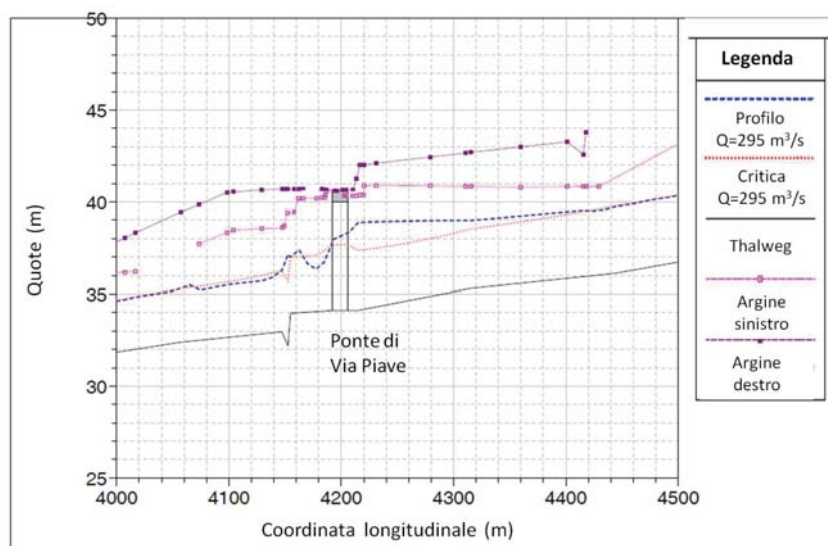


Figura 1.26: Profilo della superficie libera associato alla portata Q_{30} ($=295 \text{ m}^3/\text{s}$) nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 4000 \text{ m}$ e $x = 4500 \text{ m}$. Configurazione attuale

prossime alla critica e in condizioni di sicurezza anche per la portata trentennale (Figura 1.26). Si osservi tuttavia che la difesa spondale in destra idraulica in corrispondenza della curva localizzata a monte del ponte di Via Piave in cui è presente la ditta Italaconvoy (Figura 1.27) ha subito recenti collassi e richiederà particolare attenzione.

Nel tratto compreso fra le coordinate $x = 4500 \text{ m}$ e $x = 5000 \text{ m}$, è presente una soglia molto alta, localizzata in corrispondenza della sezione 62.1, ed il

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita di deflusso del corso d'acqua27



Figura 1.27: Curva localizzata a monte di Via Piave. In sponda destra il muro a difesa del piazzale utilizzato dalla ditta Italaconvoy ha subito collassi recenti e richiederà specifica attenzione.



Figura 1.28: Soglia localizzata alla sezione 62.1, vista da monte (a), dalla sponda sinistra (b) e da valle (c). Il Ponte di Via Marconi, localizzato alla sezione 64 si intravede sullo sfondo in (c) ed è visto da valle in (d)

ponete di Via Marconi localizzato in corrispondenza della sezione 64 (recentemente ricostruito) (Figura 1.28). Si noti che l'alveo subisce un innaturale restringimento in prossimità della soglia per la presenza di un edificio in sponda destra (Figura 1.29). Il deflusso in questo tratto avviene con transizione



Figura 1.29: L'alveo subisce un innaturale forte restringimento in prossimità della soglia a valle del ponte di via Marconi.

sulla soglia, il profilo a monte è debolmente subcritico anche nell'attraversamento del ponte, di cui tuttavia tocca l'impalcato, forma un debole risalto subito a monte del ponte per procedere, quindi, come corrente debolmente super critica (Figura 1.30).

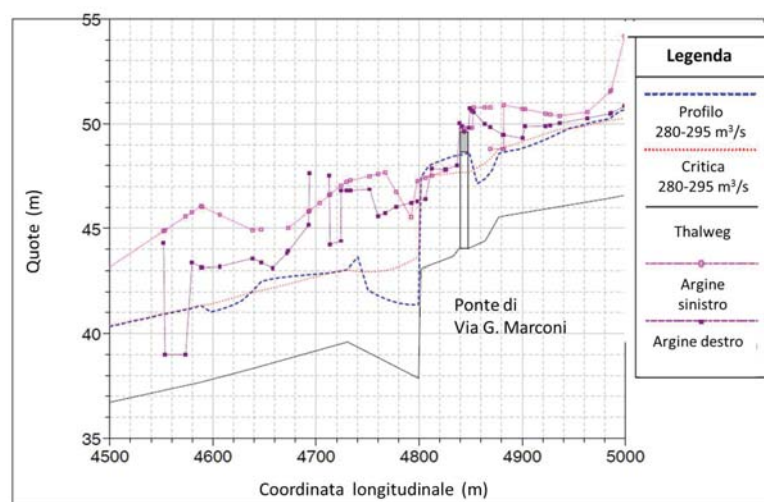


Figura 1.30: Profili della superficie libera associati alla portata Q_{30} ($=295 \text{ m}^3/\text{s}$ fino alla s60, $286 \text{ m}^3/\text{s}$ fra s60 e s62, $280 \text{ m}^3/\text{s}$ fra s62 e s67) nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 4500 \text{ m}$ e $x = 5000 \text{ m}$. Configurazione attuale

b *Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita di deflusso del corso d'acqua*²⁹



Figura 1.31: Soglia localizzata alla sezione 68.1, vista da valle (a) e da monte (b). Ponte di Via XX Settembre, localizzato in corrispondenza della sezione 71, visto da monte (c)

Nel tratto compreso fra le coordinate $x = 5000 m$ e $x = 5500 m$ è presente una soglia molto alta, localizzata in corrispondenza della sezione 68.1, ed il ponte di Via XX Settembre, localizzato in corrispondenza della sezione 71 (Figura 1.31). A monte del ponte l'alveo prosegue con una curva a stretto raggio adiacente il campo sportivo (Figura 1.32). **Il deflusso in questo tratto avviene con transizione sia sulla soglia che nell'attraversamento del ponte che si realizza con franco sufficiente** (Figura 1.33).

Nel tratto compreso fra le coordinate $x = 5500 m$ e $x = 5800 m$, sono presenti, in sequenza:

- due soglie alte (Sezioni 74.1 e 76.1, Figura 1.34);
- il ponte di Via Stabbio (ricostruito recentemente) (Sezione 79, visto da valle in Figura 1.35 a);
- un ponte carrabile privato (Ponte Peghini, Sezione 81, visto da valle in Figura 1.35 b).

Il deflusso in questo tratto avviene con transizione in corrispondenza di ciascuna delle soglie. **Il profilo, riportato nella Figura 1.36, mostra che questo tratto del corso d'acqua è ad alto rischio.** La massima portata che può defluire, in sicurezza, nell'attuale configurazione è circa $150 m^3/s$! Per questo valore di portata il deflusso in corrispondenza delle soglie s74.1 e s76.1 e attraverso il ponte di via Stabbio avviene in sicurezza. Il deflusso di portate superiori a $150 m^3/s$ interessa l'impalcato del ponte carrabile privato Peghini.



Figura 1.32: Vista dall'alto del Carrione nel tratto comprendente la soglia localizzata in corrispondenza della sezione 68.1, il ponte di Via XX Settembre, localizzato in corrispondenza della sezione 71 e la curva a stretto raggio a monte.

Nel tratto compreso fra le coordinate $x = 5800m$ e $x = 6000m$, sono presenti, in sequenza:

- un'ulteriore soglia (Sezione 82, Figura 1.37a);
- una passerella per accesso privato (Ponte Figaia, Sezione 85, vista da valle in Figura 1.37b);
- una soglia (Sezione 87.1, vista da valle in Figura 1.37c).

Il deflusso in questo tratto è anch'esso ad alto rischio: la massima portata che può defluire, in sicurezza, nell'attuale configurazione si aggira intorno a $100 m^3/s$! Per tale portata il deflusso è veloce, ma quasi critico a valle della passerella per accesso privato s85 e debolmente subcritico subito a monte della passerella, che risulta gravemente insufficiente

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita di deflusso del corso d'acqua31

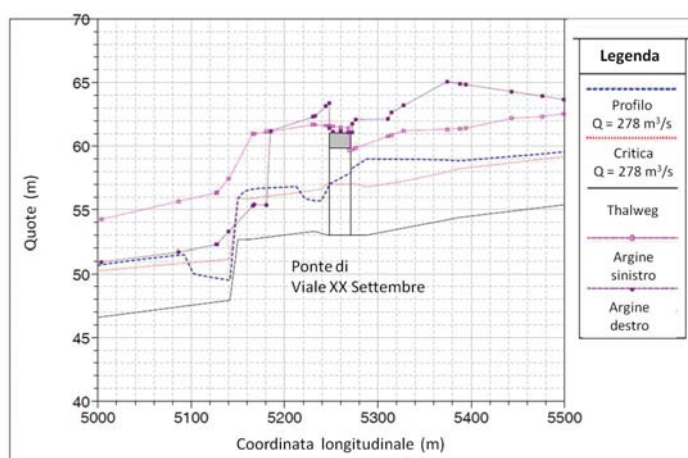


Figura 1.33: Profilo della superficie libera associato alla portata trentennale ($Q_{30}=278 \text{ m}^3/\text{s}$) nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 5000 \text{ m}$ e $x = 5500 \text{ m}$ nella configurazione attuale



Figura 1.34: Soglie localizzate alla sezione 74.1 (vista da monte (a) e da valle (b)) e alla sezione 76.1 (vista da monte (c) e da valle (d))

(Figura 1.38).

Nel tratto compreso fra le coordinate $x = 6000 \text{ m}$ e $x = 6400 \text{ m}$ sono presenti, in sequenza:

- il ponte di via Elisa (Sezione 91, Figura 1.39);
- una passerella (Sezione 91.3, Figura 1.40a);
- una soglia (Sezione 93.1, Figura 1.40b,c).

Il deflusso della portata trentennale in questo tratto non rivela forti criticità (Figura 1.41), salvo la necessità di verificare l'adeguatezza



Figura 1.35: Il ponte di via Stabbio alla sezione 79 visto da valle (a) ed il ponte carrabile privato Peghini, sezione 81 visto da valle (b)

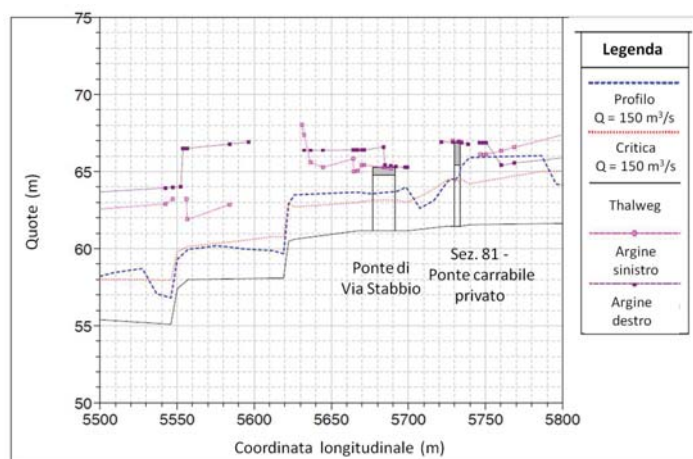


Figura 1.36: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 5500m$ e $x = 5800m$, per il valore della massima portata ($Q = 150 \text{ m}^3/s \ll Q_{30}$) che, nella configurazione attuale, può defluire in sicurezza attraverso la passerella s81.

delle difese spondali.

Nel tratto successivo del tronco intermedio, insistono, in sequenza:

- la passerella localizzata nella sezione 93.4 (Figura 1.42a);
- il ponte di via S. Martino, sezione 96 (Figura 1.42b);
- due passerelle, alla Sezione 98.1 e, privata, alla Sezione 98A (Figura 1.42c);
- una soglia (Sezione 99.1) (Figura 1.42d).

Il deflusso in questo tratto è **fortemente condizionato dalla presenza delle passerelle che sono gravemente insufficienti. Le simulazioni**

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacita di deflusso del corso d'acqua33



Figura 1.37: Soglia localizzata alla sezione 82 (a), passerella per accesso privato localizzata alla sezione 85, vista da valle (b) e soglia localizzata alla sezione 87.1, vista da valle (c)

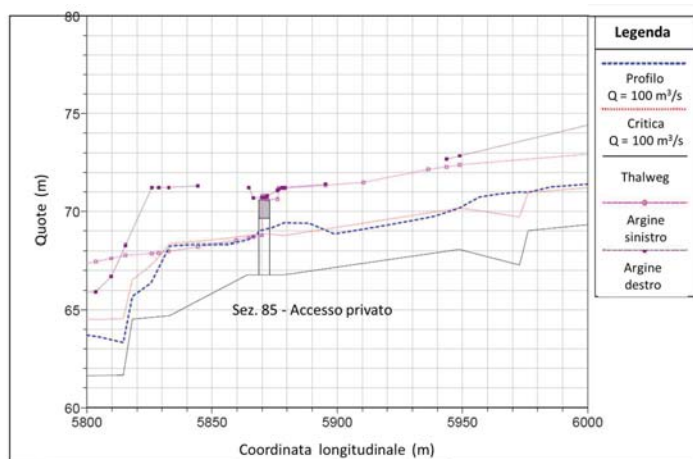


Figura 1.38: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 5800 \text{ m}$ e $x = 6000 \text{ m}$, associato alla massima portata ($Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$) che, nella configurazione attuale, può defluire, in sicurezza attraverso il Ponte Figaia

mostrano che, nell'attuale configurazione, la portata massima in grado di defluire attraverso le passerelle s93.4 ed s98.1, è pari a



Figura 1.39: Ponte di via Elisa localizzato alla sezione 91, visto da monte (a) e visto da valle (b)



Figura 1.40: (a) Passerella localizzata alla sezione 91.3 (vista da valle); Soglia localizzata alla sezione 93.1, vista da monte (b) e vista da valle (c)

130 m^3/s circa(!). Per valori più alti della portata, il rigurgito che quest'ultima determina condiziona il deflusso attraverso il ponte di via S. Martino.

Nell'ultimo tratto del tronco intermedio si incontra infine un ponte per accesso privato, ad arco molto basso (Ponte di Groppoli), localizzato in corrispondenza della sezione 102, seguito dal ponte di via Cavour, anch'esso ad arco e ad una campata, localizzato in corrispondenza della sezione 104 (Figura 1.44).

La Figura 1.45 mostra che la portata massima che defluisce in sicurezza attraverso il ponte di Groppoli si aggira intorno a 100 m^3/s . Inoltre, il rigurgito prodotto dal ponte influenza il deflusso attraverso il ponte di via Cavour, che avviene tuttavia in sicurezza anche per la portata trentennale.

c *Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi*

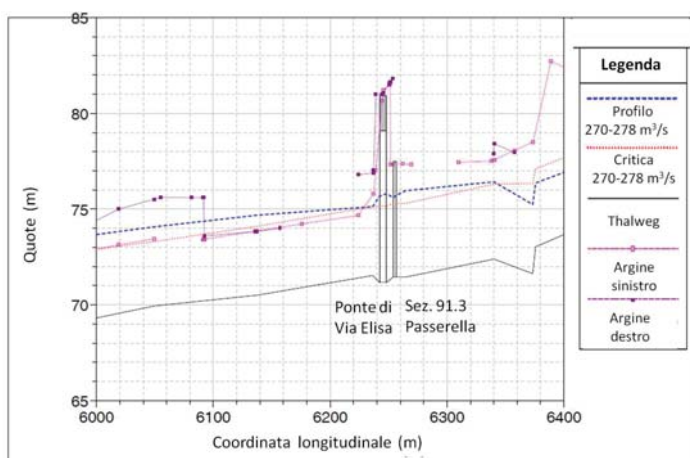


Figura 1.41: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 6000\text{ m}$ e $x = 6400\text{ m}$, per il valore di portata triennale che, nel tratto in esame è pari a $278\text{ m}^3/\text{s}$ fino alla sezione 90 e $270\text{ m}^3/\text{s}$ a monte di tale sezione



Figura 1.42: Passerella localizzata nella sezione 93.4 (a); Ponte di S. Martino localizzato nella sezione 96 (b); passerella privata localizzata alla sezione 98A (c); soglia localizzata alla sezione 99.1 (d)

c **Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi a maggior rischio: il tratto terminale**

L'illustrazione fatta in precedenza suggerisce la necessità di interventi urgenti, necessari a rimuovere le condizioni più critiche emerse. Distingueremo gli

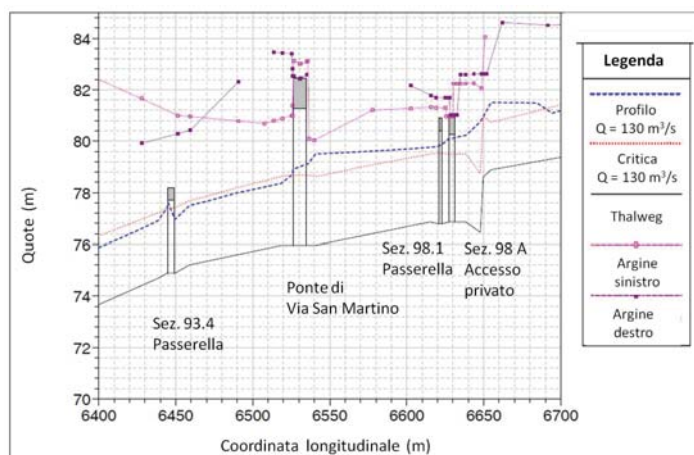


Figura 1.43: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 6400 \text{ m}$ e $x = 6700 \text{ m}$, per il valore di portata massima ($Q = 130 \text{ m}^3/\text{s}$) che, nella configurazione attuale, è in grado di defluire attraverso la passerella s93.4.



Figura 1.44: (a) Ponte per accesso privato, ad arco molto basso, localizzato in corrispondenza della sezione 102; (b) ponte di via Cavour, localizzato in corrispondenza della sezione 104 visto da monte, (c) ponte di via Cavour visto da valle

c *Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tron*

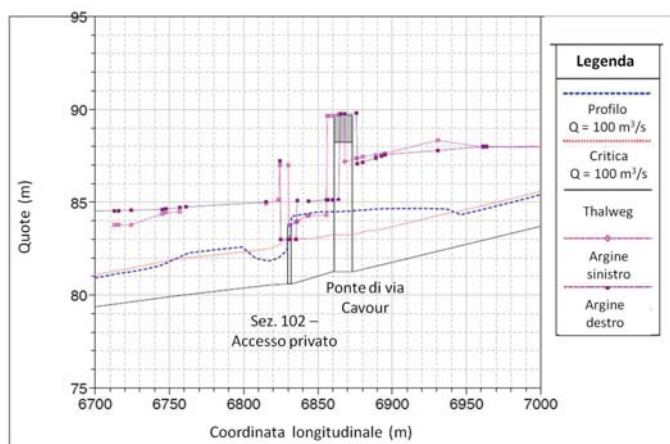


Figura 1.45: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le ascisse $x=6700$ m e $x = 7000$ m per il valore massimo di portata che defluisce in sicurezza attraverso il ponte ad arco di Via Groppoli.

interventi che si rendono necessari in interventi a priorità 1 e interventi a priorità 2.

Le più rilevanti criticità nel tratto terminale del corso d'acqua sono legate, come evidenziato in precedenza, all'insufficiente capienza dell'alveo, al crollo del muro spondale in destra a valle del ponte di Via Covetta e alla presenza dei ponti.

c.1 Ricostruzione del muro spondale in destra a valle del ponte di via Covetta: priorità 1

La ricostruzione del muro spondale in destra a valle del ponte di via Covetta costituisce evidentemente un intervento prioritario. L'opera è in corso di progettazione. Il comportamento idraulico della soluzione proposta dai progettisti (G.P.A. Ingegneria S.r.l.) è stato verificato dagli scriventi su richiesta del committente e si è dimostrato soddisfacente. Si rimanda, a questo proposito, alla *Relazione sull'Idraulica del Carrione nel tratto adiacente la ricostruenda difesa spondale a valle del Ponte di Via Covetta* ([Seminaro et al. (2015)]).

c.2 Insufficiente capienza dell'alveo: priorità 1

L'insufficiente capienza dell'alveo non è superabile attraverso interventi di scolmo che sarebbero molto onerosi e difficilmente realizzabili in un contesto in cui il territorio è fortemente urbanizzato. Interventi di laminazione delle piene nella parte montana del bacino sono possibili (come delineato nella

Terza Parte di questa Relazione), ma risultano necessari per assicurare l'obiettivo di contribuire a ridurre il rischio cui il territorio è esposto rispetto ad eventi di piena con periodo di ritorno superiori alla trentennale e fino alla duecentennale.

Ci proponiamo allora di verificare se **adeguati** e **sufficientemente stabili** benefici per i deflussi nel tratto terminale del corso d'acqua (che è pensile), possano essere conseguiti attraverso interventi di rimodellazione dell'alveo. Tali interventi non possono essere proposti in assenza di valutazioni sull'assetto 'di equilibrio' del fondo, che ne suggeriscano la relativa stabilità.

Assetto di equilibrio del fondo nella configurazione attuale.

Il primo passo è allora quello di accertare a quale valore di 'portata formativa' l'attuale assetto del fondo sia associato, se esso viene interpretato come 'assetto di equilibrio'. Naturalmente, un alveo pensile non può per definizione essere in condizioni di 'esatto' equilibrio: su scale temporali sufficientemente lunghe esso tenderà certamente a depositare sedimenti, come ha fatto negli ultimi secoli. Tuttavia, se tale processo è sufficientemente lento, esso può essere sottoposto a controllo e, su scale temporali più brevi, l'assetto del fondo non si discosta molto dall'assetto di equilibrio ideale. L'analisi che segue si propone di individuare tale assetto.

Consideriamo, allora, il tratto terminale del Carrione, un tronco fluviale sufficientemente breve da poter considerare che in esso sia la portata liquida sia la portata solida non subiscano variazioni spaziali apprezzabili. Gli assetti di equilibrio della superficie libera e del fondo, nell'ipotesi di stazionarietà, cioè per valori assegnati della portata liquida e della portata solida in ingresso, debbono soddisfare alle equazioni di bilancio (conservazione della massa e principio della quantità di moto delle fasi fluida e solida). Tali equazioni, nel caso particolare di moto ed assetto del fondo stazionari, si riducono alla forma:

$$Q = \text{costante} \quad (1.4)$$

$$Q_s = \text{costante} \quad (1.5)$$

$$\frac{d}{dx} \left(\beta \frac{Q^2}{\Omega} \right) + g\Omega \frac{dh}{dx} + \frac{Q^2}{\Omega C^2 R} = 0 \quad (1.6)$$

$$Q_s = Q_s(\bar{\tau}_*) \quad (1.7)$$

dove Q è la portata volumetrica, Q_s è la portata solida, h è il carico piezometrico, R è il raggio idraulico, Ω è l'area della sezione e $\bar{\tau}_*$ è la tensione di Shields media nella sezione. Si ha:

$$\bar{\tau}_* = \frac{Q^2}{\Omega^2 C^2 g (s - 1) d_{50}} \quad (1.8)$$

con s densità relativa e d_{50} diametro medio dei sedimenti.

La soluzione dell'equazione differenziale ordinaria (1.6) richiede l'assegnazione di una condizione al contorno. Nel nostro caso, è nota la quota della superficie libera in corrispondenza dello sbocco a mare. E, inoltre, devono essere assegnati il valore della portata liquida Q e della portata solida Q_s in ingresso. Note Q e la pendenza media del corso d'acqua nel tronco immediatamente prossimo alla sezione iniziale si calcola agevolmente $\bar{\tau}_*$ con l'aiuto della (1.8) e, quindi, Q_s adottando la formula di Engelund e Hansen (1967) quale predittore. Quest'ultima scelta è motivata dal fatto che il tratto terminale del corso d'acqua si trova a valle della transizione alveo in ghiaia - alveo in sabbia (*gravel-sand transition*) ed è largamente accettato il fatto che la formula di Engelund e Hansen (1967) è quella che meglio interpreta i risultati di campo per gli alvei in sabbia.

I risultati del calcolo così effettuato sono riportati nella Figura 1.46.

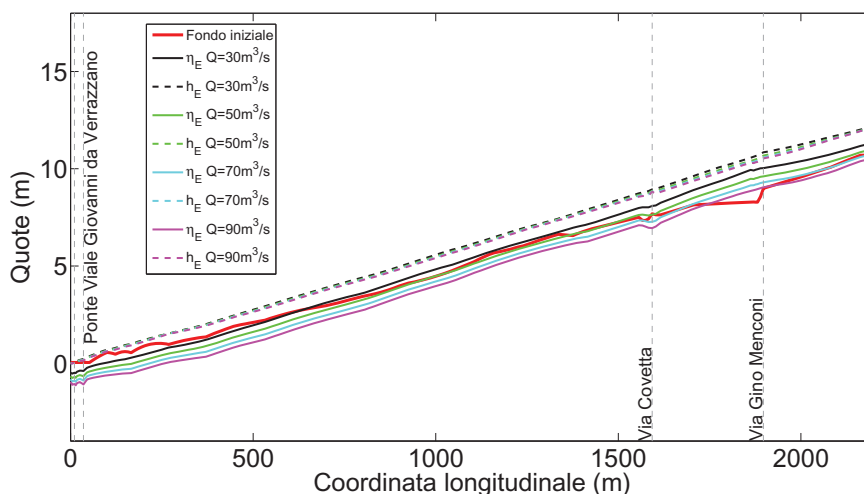


Figura 1.46: I profili di equilibrio corrispondenti a diverse portate calcolati per il tratto terminale del Fiume Carrione nella sua attuale configurazione sono messi a confronto con il profilo rilevato nel 2015

Essa mostra che l'assetto del fondo rilevato nel 2015 è confrontabile con l'assetto di equilibrio calcolato per basse portate (intorno a $30\text{-}50\text{ m}^3/\text{s}$), ma si discosta apprezzabilmente rispetto a questo in due tratti: quello in corrispondenza dei Ponti di Via Menconi e di Via Covetta, in cui il fondo risulta

significativamente piú basso di quello di equilibrio, ed il tratto prossimo alla foce, in cui il fondo risulta lievemente piú alto di quello di equilibrio. La prima di queste deviazioni risulta almeno in parte giustificata dal fatto che, in quel tratto del corso d'acqua, è stato rimosso artificialmente nel 2014 un consistente volume di sedimenti (comunicazione ricevuta dall'ing. M. Daddi); il secondo tratto è localizzato nelle immediate vicinanze della foce e appare verosimilmente dovuto all'azione del mare.

Assetto di equilibrio del fondo rimodellato realizzando un alveo di magra nella parte centrale della sezione

Il secondo passo è quello di esaminare come l'equilibrio del corso d'acqua risponderrebbe ad un'eventuale rimodellazione dell'alveo ottenuta attraverso la realizzazione di un'incisione del fondo nella parte centrale della sezione. Si noti che un tale intervento equivale ad un restringimento della sezione interessata dai deflussi alle basse portate, che sono proprio, come abbiamo visto, quelle che determinano l'assetto di equilibrio del fondo. Sulla base di valutazioni di massima, la sezione tipo dell'incisione centrale potrà avere forma trapezia con base minore di larghezza 6 m, base maggiore di larghezza 12 m, altezza di 2 m, asse dell'alveo di magra coincidente con l'asse del corso d'acqua, fondo a pendenza costante e pari alla pendenza di equilibrio, sponde rivestite di massi (dunque non erodibili) (Figura 1.47). L'intervento si sviluppa fra la sezione di sbocco a mare e una sezione a valle del Ponte della Ferrovia Genova-Pisa. Negli ultimi cento metri (fra le sezioni 28 e 29), l'alveo di magra va gradualmente riducendosi fino a scomparire in corrispondenza della sezione di valle del Ponte Ferroviario, modificata secondo l'intervento attualmente in corso di realizzazione (vedi punto d.1).

Assumendo che, alle basse portate, il deflusso si concentri nella parte incisa della sezione, nelle stesse condizioni di input di sedimenti considerati in precedenza, l'assetto di equilibrio del fondo si modifica mantenendo sostanzialmente l'attuale pendenza media del tratto terminale pari a 0,47 % per valori di portata intorno a 30 - 50 m³/s. I corrispondenti profili di equilibrio sono riportati nella Figura 1.48.

Verifica dei benefici indotti dall'abbassamento della parte centrale della sezione sui deflussi delle portate di piena

Verifichiamo allora i benefici che un tale abbassamento, se stabile, avrebbe sui deflussi delle portate di piena. Limitiamo il nostro esame al tratto compreso fra la Foce ed il Ponte Ferroviario (linea Genova-Roma) in cui è previsto l'intervento di rimodellazione.

I profili calcolati, a fondo fisso, ipotizzando l'assetto del fondo di equilibrio per la portata di 50 m³/s con alveo modificato attraverso l'introduzione

c *Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tron*

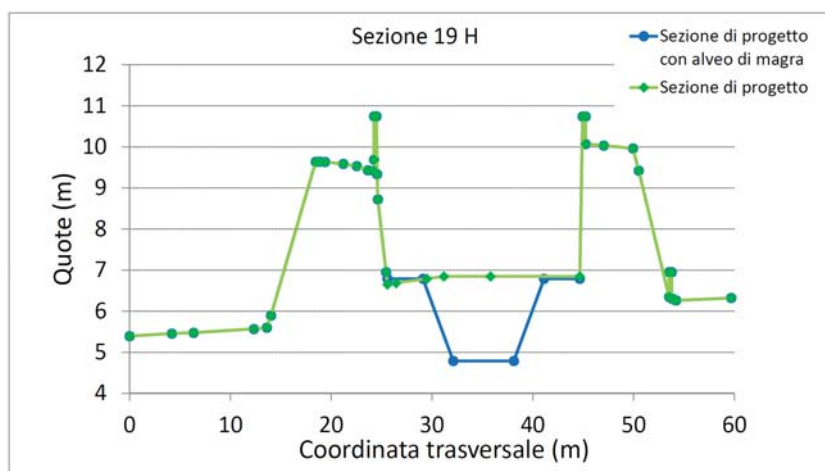


Figura 1.47: Schema illustrativo dell'intervento di rimodellazione dell'alveo proposta, che prevede la realizzazione di un alveo di magra: sezione tipo dell'alveo rimodellato, in corrispondenza del tratto oggetto dell'intervento di rifacimento della difesa spondale.

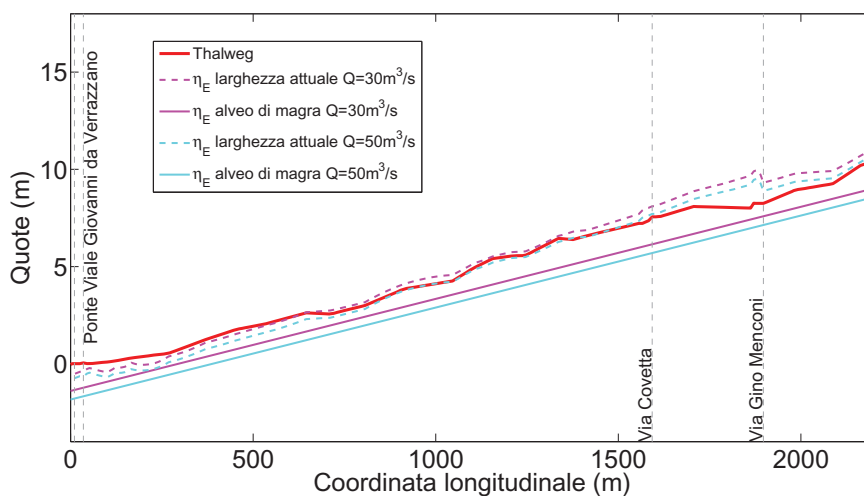


Figura 1.48: Profili di equilibrio corrispondenti a diverse portate calcolati per il tratto terminale del Fiume Carrione rimodellato realizzando l'alveo di magra descritto in Figura 1.47

dell'alveo di magra, sono riportati nelle Figure 1.49 e 1.50. **Emerge chiaramente un significativo beneficio per i deflussi:** il deflusso della portata trentennale avviene in sicurezza attraverso tutti i ponti **salvo il ponte di via Menconi**, in cui la corrente defluisce senza adeguato franco alle alte

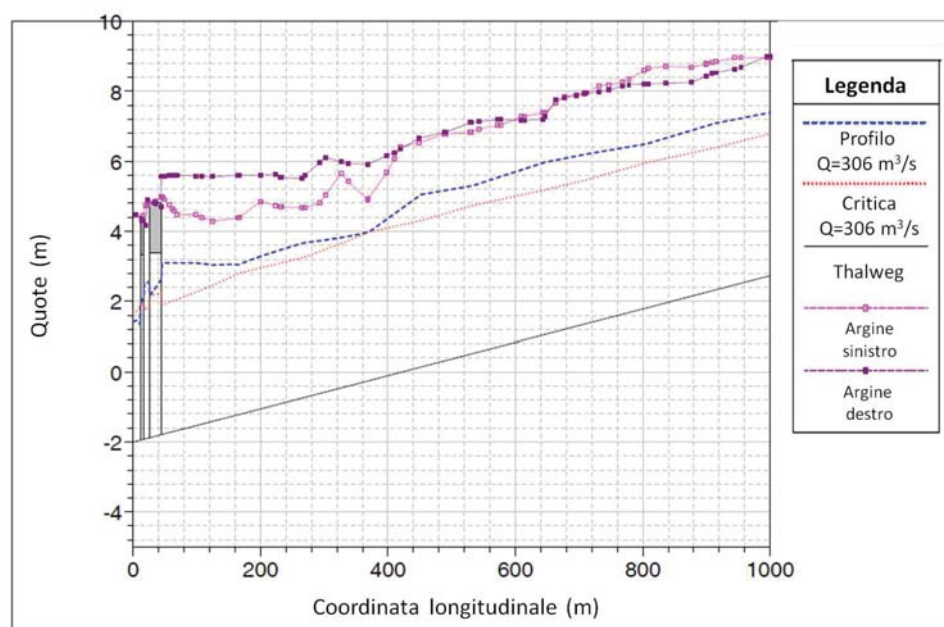


Figura 1.49: Profilo della superficie libera corrispondente al deflusso della portata trentennale, calcolato per il tratto terminale del Fiume Carrione compreso fra $x=0$ m e $x=1000$ m, rimodellato realizzando l'alveo di magra descritto in Figura 1.47, assumendo un assetto del fondo in equilibrio con una portata formativa di $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (vedi Figura 1.48)

portate e tocca addirittura l'impalcato del ponte alla portata trentennale.

Stabilità dell'assetto del fondo

Naturalmente, i benefici discussi si realizzano solo se l'assetto del fondo ottenuto effettuando le modifiche dell'alveo ipotizzate, si mantengono stabilmente nel tempo, almeno su scale temporali dell'ordine del decennio. I corsi d'acqua sono in realtà sollecitati in modo intermittente da piene, non sono cioè alimentati da valori costanti delle portate liquida e solida: gli assetti del fondo, longitudinale e trasversale, fluttuano, dunque, intorno a configurazioni di equilibrio definite solo statisticamente. Una vasta letteratura di tipo geomorfologico si è dedicata alla definizione della cosiddetta *portata formativa del corso d'acqua*, che viene variamente definita ma è invariabilmente associata ad eventi con bassissimo periodo di ritorno (dell'ordine dell'anno). Il quadro che emerge da tali studi e alle loro recenti applicazioni ad un gran numero di corsi d'acqua ([Bolla Pittaluga *et al.* (2014)], [Lanzoni *et al.* (2015)]), è il seguente: il fondo fluttua intorno ad un assetto di equilibrio determinato dalle basse portate, con deviazioni dall'equilibrio che si manifestano tipica-

c *Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tron*

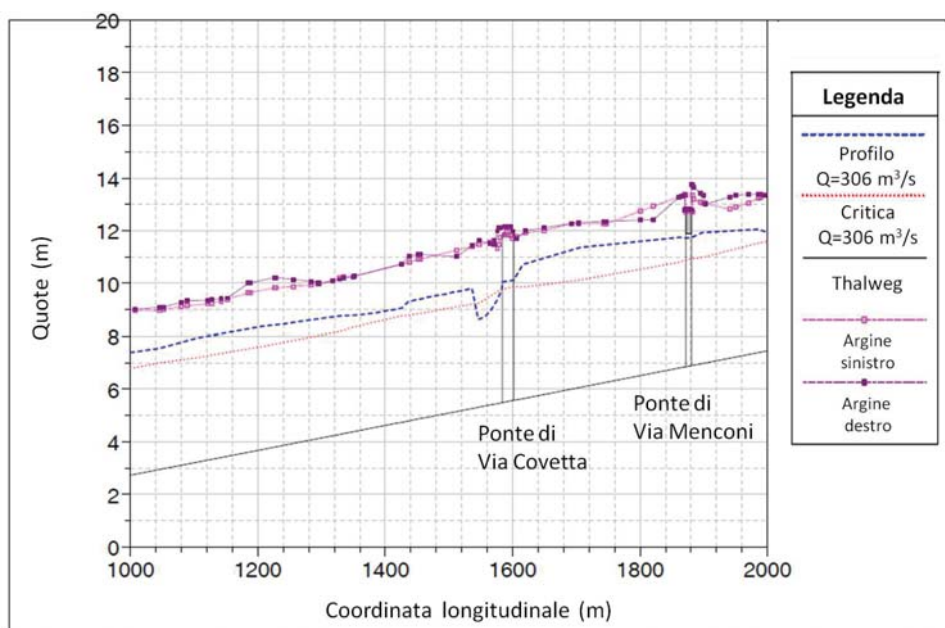


Figura 1.50: Profilo della superficie libera corrispondente al deflusso della portata trentennale, calcolato per il tratto terminale del Fiume Carrione compreso fra $x=1000$ m e $x=2000$ m, rimodellato realizzando l'alveo di magra descritto in Figura 1.47, assumendo un assetto del fondo in equilibrio con una portata formativa di $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (vedi Figura 1.48)

mente nella fase crescente delle piene e il ripristino di un assetto prossimo a quello iniziale nella fase di decadimento delle piene e negli intervalli fra piene successive.

E', quindi, ragionevole ipotizzare che perturbazioni dell'assetto del fondo anche significative possano verificarsi in occasione di eventi di piena intensi. Tali **eventuali perturbazioni dovranno essere monitorate e tenute sotto controllo da parte degli enti preposti, rimuovendo naturalmente, a valle di tali eventi, eventuali consistenti depositi** che modifichino l'assetto del fondo rimodellato. Il franco, che va previsto nella progettazione degli interventi, svolge proprio la funzione di tener conto anche dell'incertezza sull'effettiva stabilità della configurazione ottenuta attraverso l'intervento di rimodellazione dell'alveo.

c.3 Allargamento Ponte di Via Covetta-Innalzamento ponte di via Menconi: priorità 2

L'insufficienza del ponte di via Menconi nasce solo in parte dalla quota troppo bassa del suo impalcato. Contribuisce a generarla anche il già notato forte

rigurgito indotto dal restringimento del ponte di Via Covetta. Ciò emerge chiaramente da un'ulteriore simulazione da noi effettuata rimuovendo il restringimento esistente fra le sezioni 20L e 24: in tale tratto la larghezza dell'alveo è stata portata al valore di 21 m. La Figura 1.51 mostra il significativo beneficio che la rimozione del restringimento indurrebbe sul deflusso attraverso il ponte di Via Menconi che avverrebbe in sostanziale sicurezza.

L'intervento di rimodellazione del fondo, che appare di **priorità 1** per i suoi effetti benefici sull'intero tratto deve essere quindi accompagnato, appena possibile (**priorità 2**), dalla rimozione del restringimento indotto dal ponte di via Covetta o, alternativamente, dall'innalzamento dell'impalcato del Ponte di Via Menconi, in misura tale da assicurare che il deflusso della portata trentennale avvenga con il richiesto franco. La scelta fra le due soluzioni potrà essere fondata su valutazioni costo-benefici, essendo evidente che l'adeguamento della viabilità in sponda destra che entrambe le soluzioni imporrebbero ha costi materiali e induce temporanei disagi alla popolazione che andranno attentamente e comparativamente valutati.

d Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi a maggior rischio: il tratto intermedio

d.1 Insufficienza del ponte Ferroviario e del ponte sull'Aurelia: priorità 1

Il ponte ferroviario, nella sua configurazione attuale comprende due fornici con luci di 7,5 m. Il suo impalcato è costituito da travi in acciaio immerse nel calcestruzzo appoggiate sulle spalle del ponte e sulla pila in calcestruzzo. La figura 1.52 mostra il ponte ferroviario visto sia da monte che da valle ed evidenzia la presenza di depositi in sponda interna (legati al carattere curvo della corrente) e di barre centrali dovute alla presenza della pila.

L'intervento previsto è così descritto nella relazione che accompagna il progetto definitivo: *' Al fine di adeguare l'attraversamento ferroviario alle portate con tempo di ritorno due centennale, indicate dagli studi idraulici effettuati dagli Enti Idraulici, preposti sono previste due tipologie di interventi. Il primo intervento consiste nell'abbassamento del piano dell'alveo sotto il ponte attuale di circa m 2,50. Il secondo intervento consiste nella realizzazione di un nuovo fornice da realizzare nel rilevato ferroviario, in destra idraulica, in allineamento con il nuovo argine del torrente previsto nel tratto di adeguamento compreso fra il ponte ferroviario ed il ponte sulla S.S. Aure-*

d Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi

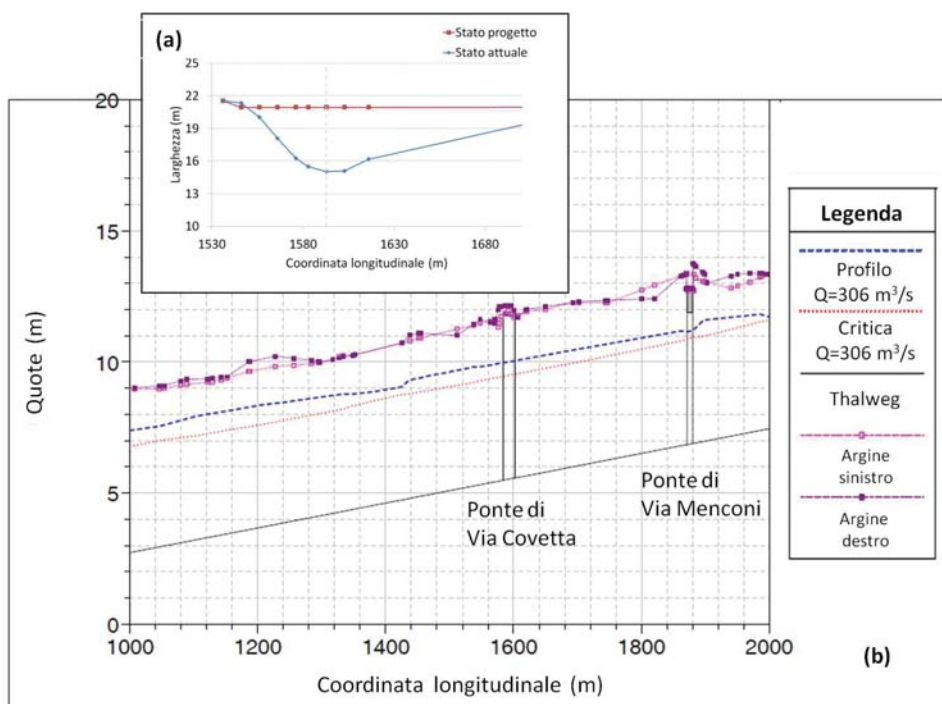


Figura 1.51: Profilo della superficie libera corrispondente al deflusso della portata trentennale, calcolato per il tratto del Fiume Carrione comprendente i ponti di via Covetta e via Menconi, avendo rimosso il restringimento indotto dal ponte di via Covetta, secondo lo schema (a)



(a) Vista lato mare: foto scattata dalla sponda sinistra

(b) Vista lato monte: foto scattata dalla sponda destra

Figura 1.52: Viste del ponte ferroviario da valle (a) e da monte (b) che evidenziano la presenza di depositi in sponda interna, legati al carattere curvo della corrente e barre centrali dovute alla presenza della pila.

lia (Lotto VIII)”. Il confronto fra le planimetrie nello stato attuale e a valle dell'intervento è riportato nella Figura 1.53. All'intervento sul ponte ferro-

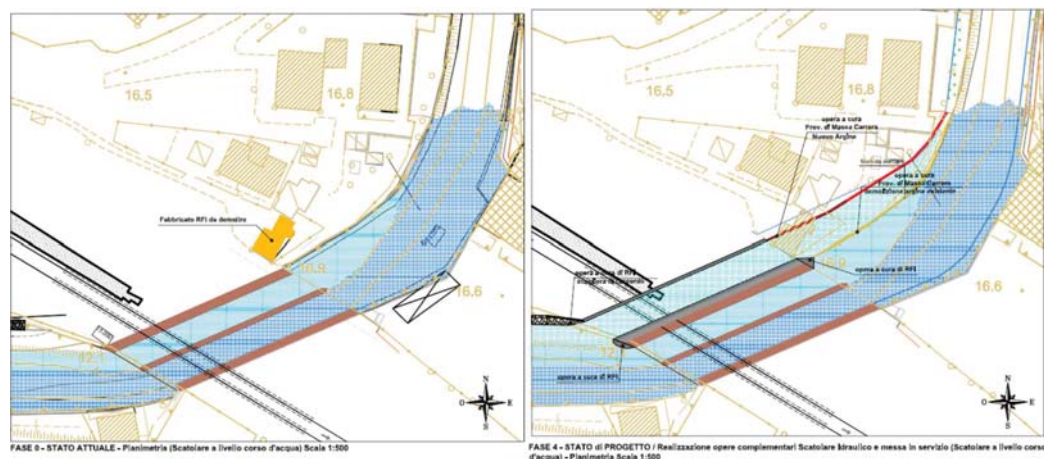


Figura 1.53: Confronto fra le planimetrie del tratto del Carrione in cui insiste l'attraversamento ferroviario della linea Genova-Roma nello stato attuale e a valle dell'intervento previsto a cura di RFI

viario è connesso un intervento di sistemazione del corso d'acqua nel tratto a monte dello stesso ponte. Il progetto esecutivo dell'intervento prevede una rimodellazione del fondo con l'inserimento di un salto di fondo di altezza 1,5 m ad una distanza di circa 34 m dalla sezione di ingresso del ponte sistemato.

Su richiesta del Committente, abbiamo effettuato una verifica sulla configurazione di progetto, introducendo la sezione nuova del ponte sulla base delle indicazioni contenute nel progetto RFI (Figura 1.54) e ipotizzando a monte del ponte la presenza di uno scivolo che modella il salto previsto.

I risultati della simulazione effettuata sono riportati nella Figura 1.55. Essi mostrano che **il deflusso a fondo fisso attraverso il ponte ferroviario avviene in condizioni di sicurezza nella configurazione modificata, anche per la portata trentennale**, salvo adeguamento della quota delle difese spondali.

Tali **risultati vanno tuttavia assunti con grande cautela**, sulla base delle seguenti considerazioni:

- l'assetto del fondo ipotizzato è quello di progetto, ma non è certamente un fondo di equilibrio: **la presenza di un risalto a monte del ponte implica inevitabilmente un deposito localizzato nel corso di eventi di piena**, poiché la corrente riduce bruscamente la sua velocità e, quindi, la sua capacità di trasporto solido;

d *Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tron*

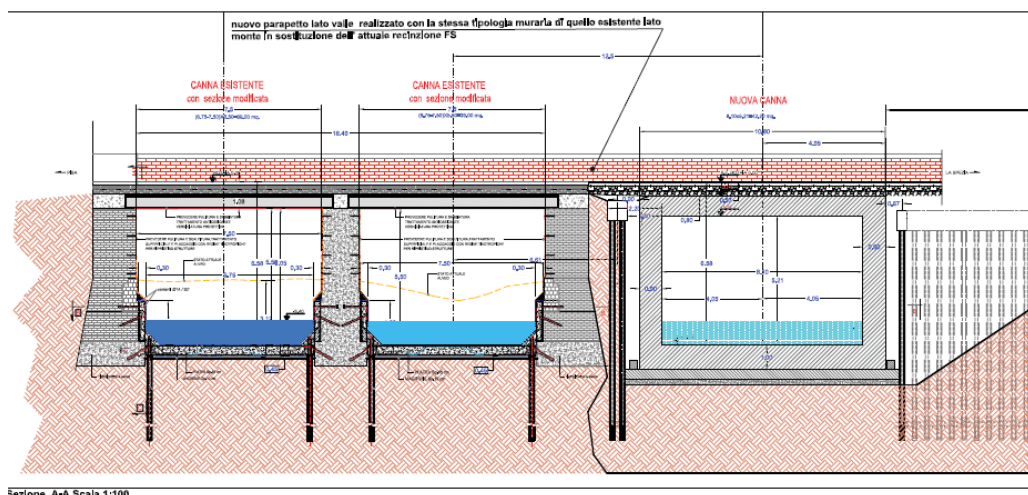


Figura 1.54: Sezione del ponte ferroviario della linea Genova-Roma, modificato secondo quanto previsto dal progetto RFI

- una seconda causa di deposito a monte del ponte è legata all'**allargamento che l'alveo subisce**: una stima del deposito indotto in condizioni di equilibrio in un alveo rettilineo con la pendenza media del tratto considerato e gli stessi sedimenti, per effetto di un analogo allargamento, suggerisce un'altezza di deposito intorno a 60 cm;
- infine, il carattere curvo dell'asse della corrente implica una **tendenza al deposito nella parte interna della curva**: tali depositi sono già presenti nella configurazione attuale (vedi Figura 1.52): ciò può ridurre l'efficienza del terzo fornice rispetto a quanto previsto da un calcolo a fondo fisso.

Il **comportamento dell'opera andrà quindi attentamente monitorato**. Ove i problemi di deposito menzionati dovessero rivelarsi consistenti, l'alveo dovrà essere sottoposto ad adeguata manutenzione e potrà essere presa in considerazione l'opportunità di introdurre due setti nel tratto di collegamento fra ponte ferroviario e tratto rettilineo di monte. Il vantaggio di tale eventuale modifica è quello di avviare la corrente nei tre fornici riducendo il rapporto fra larghezza dell'alveo (ridotta ad un terzo per ciascuno dei filoni della corrente) e raggio di curvatura, parametro quest'ultimo che determina l'entità dei depositi. Una prova su modello fisico sarebbe in tal caso opportuna al fine di verificare l'importanza degli effetti prima descritti e, quindi, l'esigenza di manutenzione che la soluzione prevista determinerà.

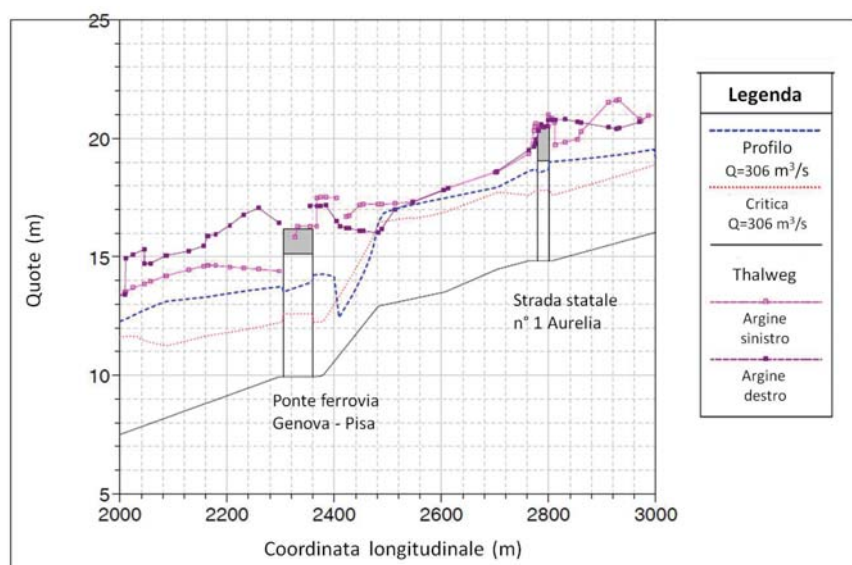


Figura 1.55: Profili della superficie libera corrispondenti al deflusso della portata trentennale nel tratto del Carrione compreso fra ponte sulla via Aurelia e ponte Ferroviario della linea Genova-Roma nella configurazione di progetto.

La Figura 1.55 mostra inoltre che **l'attraversamento del ponte sull'Aurelia non avviene in condizioni di sicurezza per la portata trentennale.**

Un deciso miglioramento della sicurezza del deflusso può ottenersi eliminando il salto previsto a monte del ponte ferroviario e rimodellando il fondo come in Figura 1.56: la pendenza del tratto assume il valore 0,0096, conforme alla pendenza locale della valle. La corrente è quasi critica e forma un risalto a monte del ponte, assai più debole, tuttavia, del risalto indotto dal salto della versione attuale. Tale circostanza risulta favorevole ai fini di una riduzione dei depositi a monte del ponte ferroviario. **Il ponte sull'Aurelia viene attraversato in condizioni debolmente subcritiche e in piena sicurezza.** Le velocità nel tratto qui considerato si mantengono, per la portata trentennale, intorno a 5 m/s .

Permangono esigenze di manutenzione dell'alveo connesse con la rimozione di probabili depositi, meno intensi, tuttavia, rispetto a quelli indotti dalla configurazione dell'attuale progetto. Si porrà inoltre l'esigenza di verificare la necessità di adeguamenti delle fondazioni dei muri spondali nel tratto di alveo rimodellato.

L'analisi dei profili nel tratto a monte del Ponte sull'Aurelia ha mostrato infine che non si presentano ulteriori ostacoli rilevanti al deflusso della portata

d Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi

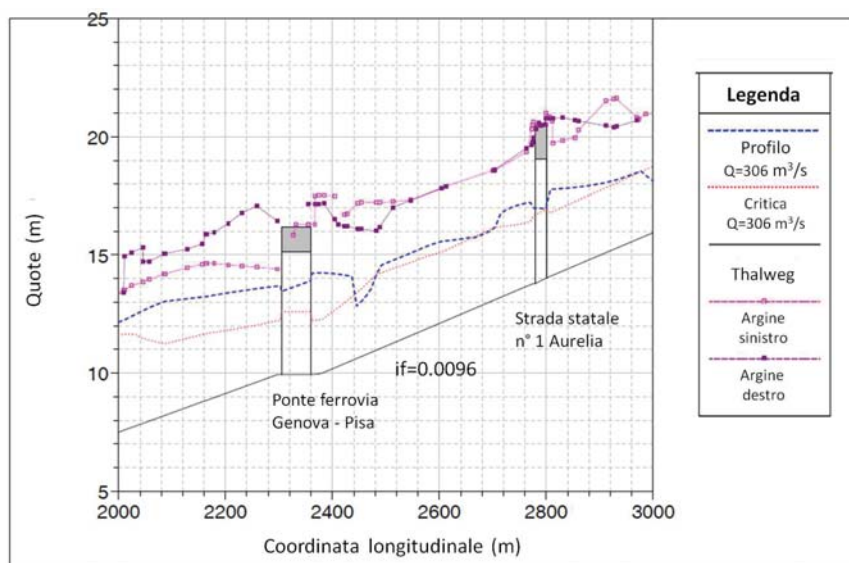


Figura 1.56: Profili della superficie libera corrispondenti al deflusso della portata trentennale nel tratto del Carrione compreso fra ponte sulla via Aurelia e ponte Ferroviario della linea Genova-Roma nella configurazione di progetto modificata come illustrato nel testo.

trentennale fino alla soglia a valle del ponte di via Marconi (salvo l'esigenza di accertare l'adeguatezza dei muri spondali). Esaminiamo le situazioni a rischio che si presentano più a monte.

d.2 Soglia-ponte Marconi: priorità 2

L'assetto dell'alveo in questo tratto costituisce un esempio dell'assenza di una cultura del rischio idraulico nella gestione del territorio. Il muro spondale in destra segue un andamento finalizzato non già a contenere al meglio le acque di piena, bensì a preservare gli spazi di un edificio adiacente l'alveo. La corrente curvilinea scava in destra e deposita in sinistra. **Malgrado sia stato ricostruito, il Ponte di V. Marconi non consente comunque il deflusso della portata trentennale con adeguato franco. Un intervento di adeguamento della larghezza della soglia e della quota dell'impalcato del ponte va incluso fra quelli in priorità 2.**

d.3 Ponte di Via Stabbio: priorità 1

Più a monte, si impone un intervento con priorità 1: l'innalzamento del Ponte di via Stabbio, l'eliminazione della passerella privata s81 e l'eliminazione del restringimento della sezione a monte del ponte. Questi interventi e gli effetti

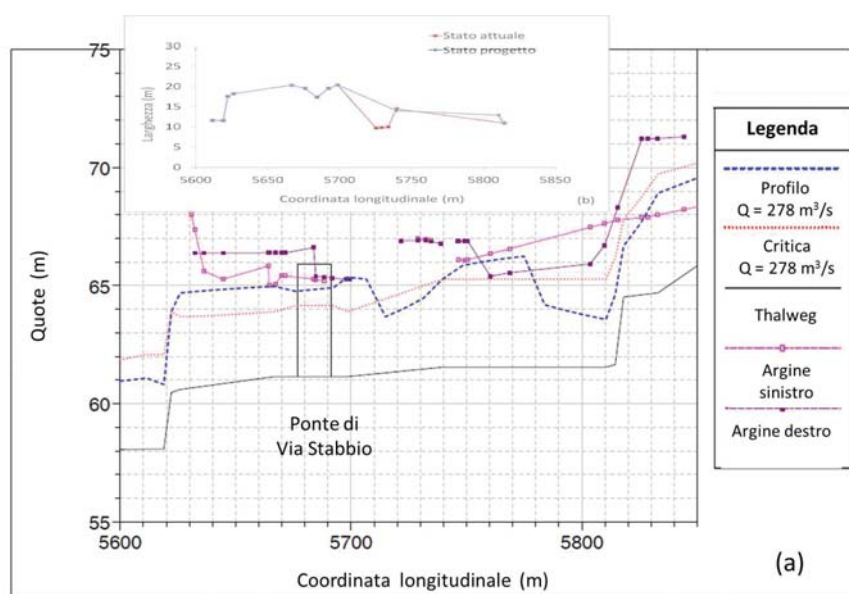


Figura 1.57: (a) Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione in cui insiste il ponte di via Stabbio per l'evento trentennale nell'assetto modificato ottenuto innalzando l'impalcato del Ponte di via Stabbio almeno nella misura di 1,25 m, eliminando la passerella privata s81 ed eliminando il restringimento della sezione attualmente presente subito a monte del ponte, secondo lo schema illustrato in (b).

sul profilo sono descritti in Figura 1.57. **I benefici appaiono evidenti: innalzando l'impalcato del Ponte di via Stabbio almeno nella misura di 1,25 m, eliminando la passerella privata s81, ed eliminando il restringimento della sezione attualmente presente subito a monte del ponte (Figura 1.57b) la portata che defluisce in sicurezza cresce dagli attuali 150 m³/s al valore trentennale che, per il tratto in esame risulta pari a 278 m³/s (Figura 1.57a).** Resta l'esigenza di una verifica dell'adeguatezza delle difese spondali.

d.4 Passerella per accesso privato s85: priorità 1

In questo tratto si impone un ulteriore intervento con priorità 1: l'eliminazione della passerella per accesso privato localizzata in corrispondenza della sezione 85. Gli effetti di questo intervento sui deflussi sono descritti in Figura 1.58. **I benefici dell'intervento appaiono rilevanti: il deflusso in sicurezza della portata trentennale appare ora possibile,** ancorché si ponga l'esigenza di un adeguamento della quota delle difese spondali.

d Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nei tronchi

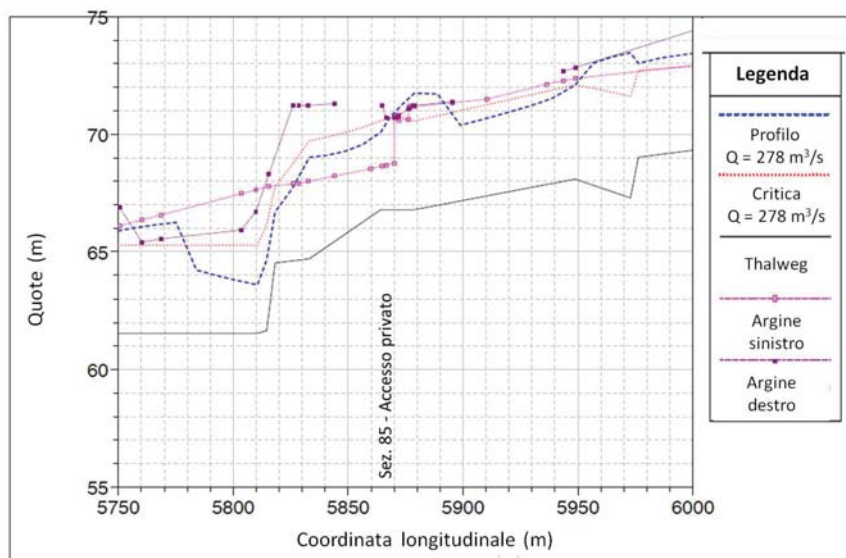


Figura 1.58: Profilo della superficie libera relativo al deflusso della portata trentennale nel tratto del Carrione in cui insiste la passerella per accesso privato localizzata in corrispondenza della sezione 85, nella configurazione modificata attraverso l'eliminazione della passerella.

d.5 Passerelle s93.4, s98.1 e s98A: priorità 1

Anche in questo tratto si impone un intervento con priorità 1: l'eliminazione delle tre passerelle s93.4, s98.1 e s98A, che risultano di forte ostacolo ai deflussi. Gli effetti di questo intervento sono descritti in Figura 1.59. **I benefici dell'intervento appaiono rilevanti: il deflusso in sicurezza della portata trentennale (in questo tratto pari a $270 \text{ m}^3/\text{s}$) appare ora possibile**, ancorché si ponga l'esigenza di un adeguamento della quota delle difese spondali.

d.6 Ponte di via S. Martino: priorità 2

La Figura 1.59 mostra inoltre che il deflusso attraverso il ponte di S. Martino, trae sicuro giovamento dalla rimozione della passerella s93.4. Ciò malgrado, non avviene in sicurezza per la portata trentennale: **un adeguamento dell'attraversamento si rende necessario, ancorché possa ritenersi intervento con priorità 2** e dovrà essere accompagnato da un adeguamento delle difese spondali a monte del ponte.

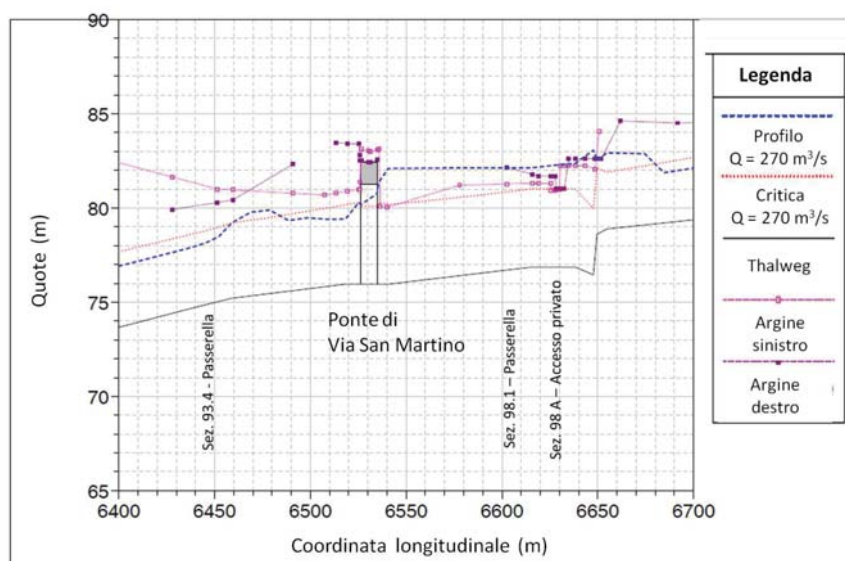


Figura 1.59: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione in cui insistono le passerelle localizzate in corrispondenza delle sezioni 93.4, 98.1, 98A ed il ponte di S. Martino, nella configurazione modificata attraverso l'eliminazione di tutte le passerelle.

d.7 Rimozione (sollevamento) Ponte di via Groppoli: priorità 1

La Figura 1.60 mostra inoltre che il deflusso attraverso il ponte di via Cavour, trae sicuro giovamento dalla rimozione (o il sollevamento, se ritenuto opportuno e sostenibile) del Ponte di via Groppoli: esso avviene, infatti, in sicurezza anche per la portata trentennale ($270 \text{ m}^3/\text{s}$), ancorché le difese spondali a valle del ponte richiederanno opportuni adeguamenti.

e Conclusioni della Prima Parte

Le conclusioni che possono trarsi dai risultati di questa Prima Parte dello Studio sono riassunte nel seguito.

- L'obiettivo di mettere in sicurezza gli insediamenti adiacenti al tratto del torrente Carrione localizzato a valle di Carrara dalle piene **duecentennali** solo attraverso interventi, **economicamente e socialmente sostenibili**, di rimodellazione dell'alveo ed eliminazione di ostacoli ai deflussi, non appare perseguibile.
- La strategia che appare perseguibile consiste nella messa in atto delle azioni seguenti.

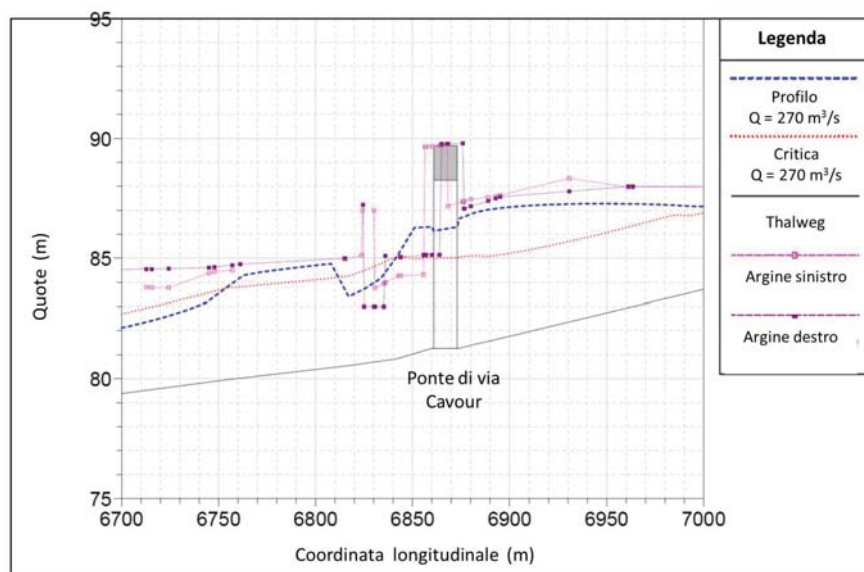


Figura 1.60: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione in cui insiste il ponte di Via Cavour, nella configurazione modificata attraverso la rimozione (o il sollevamento) del ponticello di Via Groppoli.

- **Interventi di rimodellazione e rimozione di ostacoli (intervento quest'ultimo non procrastinabile!)** appaiono adeguati a rendere l'alveo adeguato al deflusso delle portate di **piene trentennali**;

- Alle portate relative ad eventi duecentennali che eccedono quelle transitabili in sicurezza nell'alveo possono e debbono provvedere **interventi da realizzare nella parte montana del bacino**, che verranno esaminati nella Parte Terza di questa Relazione. Emergerà la possibilità di realizzare un insieme di piccoli sbarramenti nei diversi rami (Gragnana, Torano e Colonnata) che consentono la laminazione di eventi duecentennali. La loro realizzazione sarà proposta nell'ambito di un'azione di risistemazione del bacino montano e di controllo della produzione e trasporto di sedimenti, **anche questa non più procrastinabile**, visto lo stato dei versanti delle Alpi Apuane in prossimità delle attività di estrazione associata all'imponente sistema di cave di marmo.

- Gli interventi di sistemazione dell'alveo debbono essere accompagnati da un **esame capillare dell'adeguatezza delle difese spondali**: va osservato, a tale proposito, che, in alcuni tratti, il corso d'acqua è lateralmente confinato da edifici le cui pareti costituiscono di fatto le 'difese spondali'. La loro adeguatezza dal punto di vista strutturale e la dislocazione delle eventuali aperture prospicienti l'alveo dovranno

essere accuratamente accertati: quelle poste a quota inferiore ai livelli di piena previsti (tenendo conto del franco dovuto) dovranno essere immediatamente rimosse o messe in sicurezza.

- Gli interventi di **rimozione del Ponte Peghini (s81), del Ponte Figaia (s85), delle passerelle s93.4, s98.1e e s98A** devono essere **considerati provvedimenti di Protezione Civile: la presenza di questi ostacoli ai deflussi determina infatti un pericolo grave per l'incolumità dei cittadini.**
- Le Amministrazioni preposte alla gestione del bacino del Carrione debbono inoltre essere consapevoli che **nessuno degli interventi proposti può avere caratteri di assoluta stabilità:**

- anzitutto perché gli alvei, per loro natura, subiscono fluttuazioni dell'assetto del fondo conseguenti alla propagazione di eventi di piena, ma soprattutto perché l'alveo attuale, ancorché sistemato, sarà comunque caratterizzato da variazioni di geometria imposte da uno sviluppo disordinato e incontrollato degli insediamenti produttivi e abitativi nelle fasce adiacenti il corso d'acqua: innaturali variazioni di geometria accentuano il manifestarsi di **processi di erosione e deposito non evitabili**, che richiederanno una **sistematica attività di manutenzione dell'alveo**, in particolare a valle di eventi di piena significativi;

- inoltre, **gli invasi previsti producono per loro natura fenomeni di deposito** legati alla decelerazione della corrente nella fase di riempimento del bacino a monte di ciascuno sbarramento: tali depositi contribuiranno a ridurre l'apporto solido a valle nel corso degli eventi di piena ma tenderanno anche a ridurre i volumi invasabili in una misura che dipenderà dalla frequenza con cui si verificheranno eventi che produrranno processi di sedimentazione nei bacini. L'intervallo fra questi eventi dovrebbe tuttavia **non essere frequente**, sicché i problemi di manutenzione che comunque si potranno potrebbero essere adeguatamente affrontati. Tale aspetto potrà essere approfondito nella fase progettuale, sia attraverso modellazioni numeriche, sia attraverso prove su modello.

Va peraltro osservato che gli sbarramenti, consentendo alle portate ordinarie di defluire senza alcuna interferenza, non dovrebbero alterare in misura rilevante il regime di trasporto solido della rete, se non in occasione degli eventi di piena più preoccupanti: si tratta quindi di **interventi a ridotto impatto ambientale.**

2 Asta principale fra la confluenza Torano-Colonnata e la confluenza del Gragnana

a Il tratto cittadino del corso d'acqua

Esaminiamo anzitutto l'andamento del corso d'acqua e delle opere in alveo nel tratto oggetto di analisi.

Procedendo da valle, in corrispondenza della sezione 107, si incontra un ponte a tre arcate, una delle quali inattiva, il ponte di Via Apuana, localizzato subito a monte della confluenza del Gragnana (Figura 2.1). Si noti che il



Figura 2.1: (a) Ponte di via Apuana visto dalla sponda destra, alla confluenza del Gragnana con il Carrione; (b) Confluenza del Gragnana nel Carrione vista dal ponte di Via Apuana; (c) Vista del tronco del Carrione subito a valle della confluenza del Gragnana; (d) Vista del tronco del Carrione subito a monte della confluenza del Gragnana

tronco del Carrione subito a monte del ponte di Via Apuana è delimitato sia in destra che in sinistra da edifici che, di fatto costituiscono le difese spondali del corso d'acqua (Figura 2.1d). Inoltre, il fondo del corso d'acqua appare aver subito un processo di abbassamento evidenziato dall'emergere della parte più alta della palificazione recentemente realizzata nel tratto cittadino del Carrione a monte del ponte di via Apuana (Figura 2.2).



Figura 2.2: Processo di abbassamento del fondo a monte di Via Apuana, evidenziato dall'emergere della parte più alta della palificazione recentemente realizzata

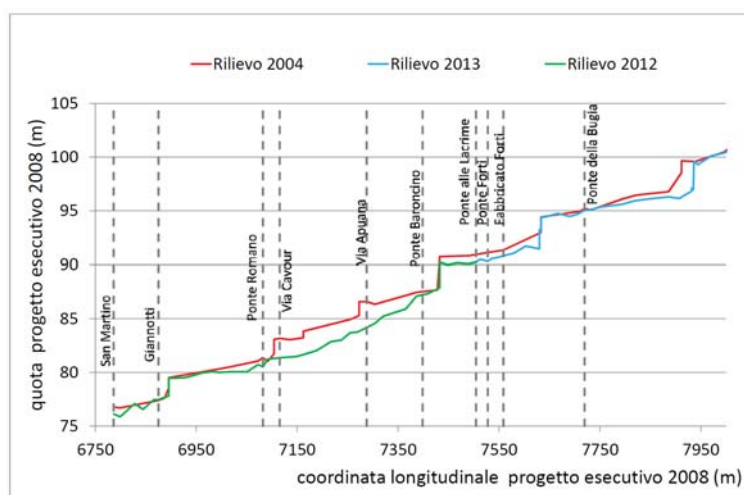


Figura 2.3: Confronto fra i rilievi del fondo effettuati nel tratto cittadino nel 2004, 2012, 2013 secondo dati riportati da Viti et al. (2014)

Tale abbassamento si rileva peraltro anche nel confronto fra i rilievi del fondo effettuati nel tratto cittadino nel corso degli ultimi anni (Figura 2.3). Occorre tuttavia precisare che il confronto riportato in Figura 2.3 è fondato su dati riportati nell'elaborato progettuale di Viti et al. (2014) che sono riferiti

ad uno zero che differisce dallo zero del rilievo 2015 fornitoci dal Committente e le distanze longitudinali dalla foce differiscono anch'esse dai valori 2015. Ciò malgrado, posto che tutti i rilievi (2004, 2012, 2013) abbiano lo stesso riferimento, il confronto fra di essi rivelerebbe alcuni fatti significativi:

- la soglia localizzata subito a valle della confluenza Torano-Colonnata è stata arretrata rispetto alla sua collocazione precedente (comunicazione dall'ing. Daddi);
- il tratto di corso d'acqua compreso fra la soglia a monte del fabbricato Forti e la soglia a monte del ponte del Baroncino ha subito un abbassamento dell'ordine del metro, apparentemente dovuto ad asportazione artificiale di materiale nella misura di 4000 m³ circa (comunicazione dall'ing. Daddi);
- un abbassamento ancor più rilevante si è verificato nel tratto successivo, compreso fra la soglia a monte del ponte del Baroncino ed il ponte romano: in questo tratto il rilievo 2012 suggerisce che sarebbero state rimosse tre soglie, osservazione in parte confermata (per quanto concerne la soglia a valle del ponte di via Apuana) da una comunicazione dell'ing. Daddi.

Tale tendenza erosiva appare quindi prevalentemente dovuta a interventi antropici. Al fine di tentare un confronto, se pur approssimativo, fra il rilievo del 2004 e quello del 2015, il rilievo 2004 è stato ricondotto allo zero 2015 diminuendo le quote uniformemente nella misura di 0.6 m, valore che consente di far coincidere (con qualche approssimazione) le quote degli impalcati dei ponti. Inoltre, le distanze longitudinali sono state traslate in modo da far coincidere nei rilievi 2004 e 2015 la posizione del ponte della Bugia. La Figura 2.4, così costruita, suggerisce che, presumibilmente in conseguenza dell'evento del Novembre 2014, nel tratto compreso fra la soglia a monte del ponte del Baroncino ed il Ponte di Groppoli la tendenza erosiva è regredita e il fondo tende a tornare alla configurazione del 2004. Il tratto compreso fra la soglia a monte del fabbricato Forti e la soglia a monte del ponte del Baroncino ha invece mantenuto il suo assetto. Malgrado tale confronto sia inficiato da incertezze dovute alle ragioni predette, il rilievo 2015 non incoraggia l'adozione di provvedimenti di ulteriori rilevanti abbassamenti artificiali del fondo che potrebbero non avere caratteri di sufficiente stabilità.

Che il fondo alveo, in tempi meno recenti, sia stato più alto di quello attuale emerge anche dal confronto fra l'immagine della situazione attuale dell'alveo nel tratto a monte del ponte di via Apuana (Figura 2.5a) e la foto scattata negli anni '60 nell'ambito di un servizio fotografico effettuato dal

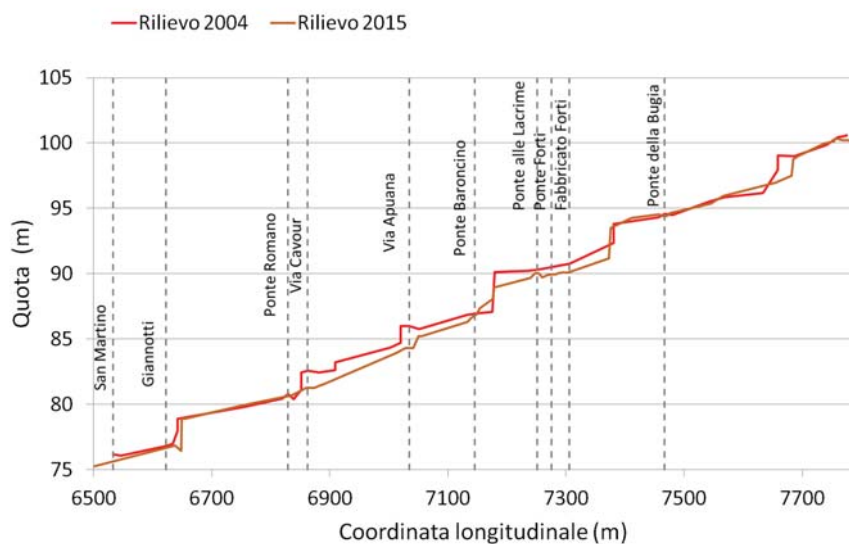


Figura 2.4: Confronto fra rilievo 2004 (opportunamente rinormalizzato) e rilievo 2015 effettuato a cura del Committente nel tratto cittadino.

Geometra Lazzarini per conto del Comune di Carrara (servizio gentilmente messo a nostra disposizione dall'ing. Marco Daddi). Appare evidente lo stato di abbandono in cui versava il Carrione negli anni del dopoguerra (Figura 2.5b).

Procedendo verso monte, s'incontra il Ponte del Baroncino (s110) (Figura 2.6). Si noti come l'attuale manufatto del Ponte sia sovrapposto ad un precedente manufatto che restringeva maggiormente la sezione.

Si noti inoltre la presenza di un salto di fondo molto irregolare in corrispondenza del Ponte. Nel tratto di alveo compreso fra ponte del Baroncino e ponte delle Lacrime (Figura 2.7) sono presenti due soglie, una delle quali, in non buone condizioni, non compariva nei rilievi del fondo discussi in precedenza. In destra idraulica si nota il rifacimento del muro spondale; in sinistra idraulica si osserva ancora l'abbassamento del fondo.

Segue il ponte delle Lacrime (via Ghibellina) localizzato in corrispondenza della sezione 113. La Figura 2.8 mostra l'attuale configurazione del ponte, vista da monte (a) e da valle (b). La Figura 2.9 ne mostra due foto scattate negli anni '60 nell'ambito del servizio fotografico menzionato in precedenza. Oltre allo stato di abbandono del corso d'acqua, si nota che il ponte delle Lacrime presentava la campata di sinistra parzialmente attiva, l'edificio in sinistra a monte ne parzializzava la sezione già negli anni '60. Si nota inoltre che il fondo risultava più alto di quello attuale.

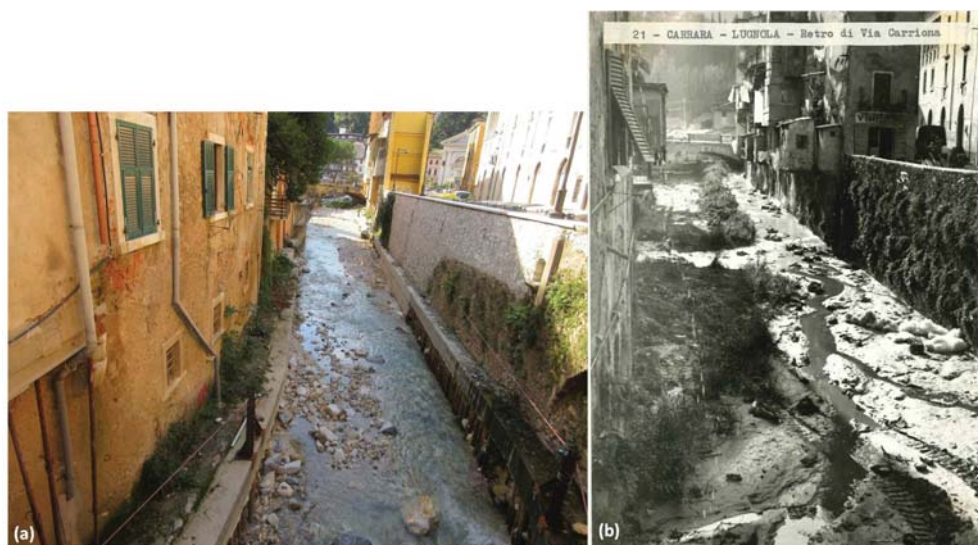


Figura 2.5: Il processo di abbassamento del fondo nel tratto a monte del ponte di via Apuana emerge da un confronto fra la situazione attuale (a) e quella relativa agli anni '60 del secolo scorso (b) (Foto di R. Lazzarini, gentilmente fornita dall'ing. M. Daddi)



Figura 2.6: Ponte del Baroncino (sezione 110) visto da monte (a) e da valle (b).

Oggi, il tratto di alveo subito a valle della campata sinistra del ponte è rialzato e occupato da vegetazione. La rimozione di tale ostruzione non consentirebbe tuttavia di riattivare i deflussi nella campata di sinistra, poichè il tratto di alveo subito a monte non è disponibile ai deflussi, essendo occupato



Figura 2.7: Il tratto del Carrione compreso fra Ponte del Baroncino (sezione 110) e ponte delle Lacrime che si intravede sullo sfondo.



Figura 2.8: Il Ponte delle Lacrime nella configurazione attuale, visto da monte (a) e da valle (b)

da un giardino di pertinenza dell'edificio prospiciente l'alveo già esistente negli anni '60 (Figura 2.10). Peraltro, a poca distanza dal ponte delle Lacrime è localizzato un secondo ponte, il ponte Forti (sezione 115), che restringe la sezione in misura maggiore del ponte delle Lacrime.

Ma l'opera in alveo meno rispettosa del rischio idraulico s'incontra nel tratto subito a monte del ponte Forti: un fabbricato localizzato in corrispon-



Figura 2.9: Il Ponte delle Lacrime nella configurazione degli anni '60 (Foto di R. Lazzarini, gentile concessione di M. Daddi)



Figura 2.10: Il ponte Forti. Si noti in sinistra idrografica un giardino, di pertinenza dell'edificio adiacente l'alveo, che ostruisce il tratto di alveo a servizio della campata di sinistra del ponte delle Lacrime, che non risulta quindi idraulicamente attiva.



Figura 2.11: Fabbriato Forti (s117) visto da monte (a) e da valle (b).

denza della sezione 117, il fabbricato Forti, che occupa l'intera larghezza dell'alveo e lascia disponibile per il deflusso del Carrione solo l'altezza compresa fra il fondo alveo e l'intradosso dell'edificio (Figura 2.11a).

A monte del fabbricato Forti l'alveo è inizialmente pressoché rettilineo (Figura 2.11b). Descrive, quindi, una curva ad ampio raggio in corrispondenza della quale è localizzata una soglia (Figura 2.12a), seguita da un tratto ancora rettilineo (Figura 2.12b).



Figura 2.12: Soglia a monte del fabbricato Forti (a) e tratto del corso d'acqua a monte della soglia: sullo sfondo si intravede il ponte della Bugia (b).

Procedendo verso monte si trova il Ponte della Bugia (sezione 120), ponticello ad una campata parzialmente ostruita per effetto dell'edificazione di

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacità di deflusso del corso d'acqua nell'attraversamento della città di Carrara



Figura 2.13: Il Ponte della Bugia nella configurazione attuale, visto da valle (a) e da monte (b) è messo a confronto con la sua configurazione negli anni '60 (c) (Foto di R. Lazzarini, gentile concessione di M. Daddi)

un fabbricato in destra. La Figura 2.13 mostra l'attuale configurazione del ponte, messa a confronto con una foto che fa parte del servizio fotografico degli anni '60 citato in precedenza. Il confronto mette in evidenza il già menzionato stato di abbandono del Carrione e inoltre il fatto che la campata del Ponte non era allora ostruita. Infine, il fondo del corso d'acqua risultava più alto dell'attuale.

Chiude la sequenza di opere in alveo la soglia localizzata in corrispondenza della sezione 124.1 sita subito a valle della confluenza fra i rami di Torano e di Colonnata. La Figura 2.14 mette a confronto la configurazione attuale di questo tratto del Carrione con la sua configurazione negli anni '60, in cui, in sponda destra erano localizzati i lavatoi di Vezzala. Si conferma lo stato di abbandono del corso d'acqua, qui aggravato dalla presenza di vegetazione in alveo, accompagnata da forti depositi.

b Analisi a fondo fisso dell'attuale capacità di deflusso del corso d'acqua nell'attraversamento della città di Carrara

Anche in questo caso, il calcolo viene effettuato a fondo fisso e assumendo condizioni di moto stazionario. La granulometria, nel tratto cittadino, è più grossolana rispetto al tratto intermedio. Le distribuzioni granulometriche di



Figura 2.14: (a) Soglia localizzata in s124.1 vista da monte. (b) Configurazione di questo tratto del Carrione negli anni '60. In sponda destra erano localizzati i lavatoi di Vezzala. Si noti la presenza di vegetazione in alveo, accompagnata da forti depositi

campioni raccolti a Carrara e le osservazioni in situ (si vedano le immagini riportate al punto precedente) evidenziano la presenza di clasti superficiali di grande dimensione. Assumendo un valore di d_{90} dello strato superficiale intorno a 200 mm , si ottengono valori di k_s pari a $25\text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ o $30\text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ adottando la formula logaritmica o la formula di Parker (1991) rispettivamente. L'andamento dell'alveo e delle sue sponde è inoltre molto irregolare e suggerisce di adottare la scelta più cautelativa. Assumeremo, dunque, $k_s = 25\text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

La descrizione dell'attuale configurazione del Carrione nel tratto cittadino lascia presagire che i deflussi presentano gravi criticità. Ciò discende da due problemi:

- l'insufficiente capienza dell'alveo, la cui larghezza risulta per lunghi tratti inferiori a 10 m (Figura 2.15);
- la presenza di una serie di ostacoli che restringono ulteriormente gli spazi disponibili per i deflussi: il ponte del Baroncino, il ponte delle Lacrime, il ponte Forti, il fabbricato Forti e il ponte della Bugia.

Le criticità emergono chiaramente dalle simulazioni effettuate.

Nel tronco compreso fra la confluenza del Gragnana e la soglia a monte del fabbricato Forti, la portata massima che defluisce in sicurezza nell'alveo attuale (fatto salvo l'adeguamento delle difese spondali) non supera $90\text{ m}^3/\text{s}$. La Figura 2.16 mostra che ponte delle Lacrime, ponte Forti e fabbricato Forti costituiscono le strozzature dell'alveo che influenzano in modo determinante la capacità di deflusso della corrente. Meno critica è la presenza del ponte del Baroncino, mentre il ponte di Via Apuana appare largamente adeguato. Per

c *Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nella città di Carrara*

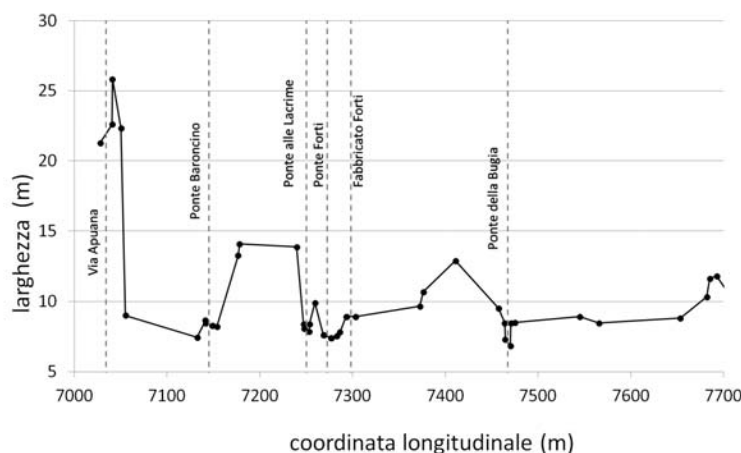


Figura 2.15: Larghezza dell'alveo nel tratto cittadino: la larghezza è definita come larghezza della superficie libera per una portata di $50 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$

una corretta lettura dei grafici, si noti che le aree adiacenti l'alveo nei tratti in cui non sono riportati i livelli degli argini sono tipicamente occupate da edifici che svolgono, se pur impropriamente, la funzione di difese spondali.

Nel tronco compreso fra la soglia a monte del fabbricato Forti e la confluenza Torano-Colonnata la portata massima che defluisce in sicurezza nell'alveo attuale (fatto salvo l'adeguamento delle difese spondali) non supera $60 \text{ m}^3/\text{s}$! La Figura 2.17 mostra che è il ponte della Bugia l'ostacolo determinante per i deflussi, che raggiungono $90 \text{ m}^3/\text{s}$ solo con livelli della superficie libera a monte del ponte tali da interessarne il parapetto, dunque non in condizioni sicurezze.

c Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nella città di Carrara

c.1 Premessa

La **gravità della situazione** descritta al punto precedente emerge evidente dal confronto fra i valori di portata in grado di defluire in sicurezza nel tratto cittadino ($60\text{-}90 \text{ m}^3/\text{s}$) e la portata con periodo di ritorno duecentennale, rispetto alla quale dovrebbe essere messa in sicurezza la città di Carrara ($318 \text{ m}^3/\text{s}$).

Peraltro, la strategia perseguita per il tratto vallivo, cioè la messa in sicurezza della città rispetto all'evento trentennale affidando ai bacini di la-

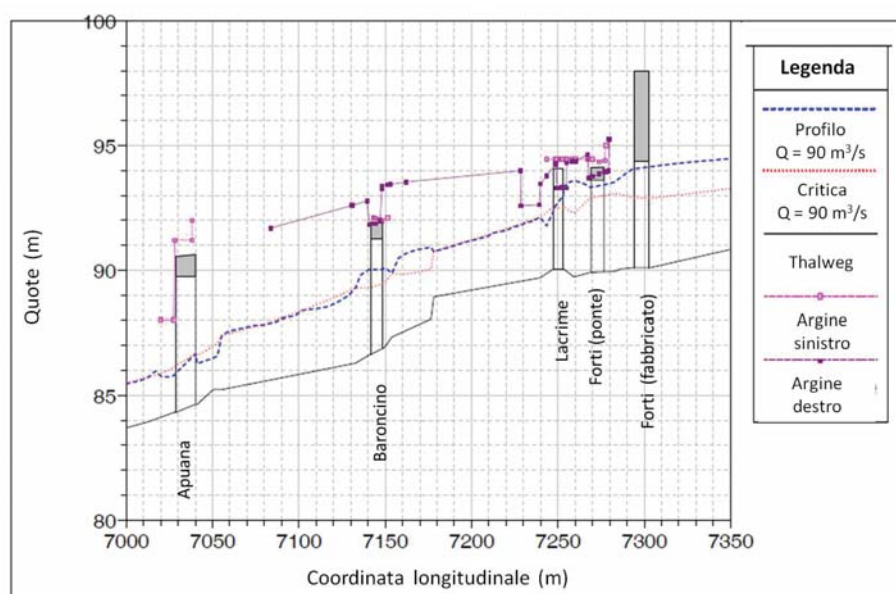


Figura 2.16: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 7000 \text{ m}$ e $x = 7350 \text{ m}$, per il valore di portata massima ($Q = 90 \text{ m}^3/\text{s}$) che, nella configurazione attuale, è in grado di defluire in sicurezza in tale tronco del corso d'acqua

minazione a monte il compito di provvedere alla difesa da eventi più rari e gravosi, non appare sufficiente per il tratto cittadino: la portata trentennale nel centro di Carrara risulta pari a $218 \text{ m}^3/\text{s}$ e non appare a noi possibile accrescere la capacità di deflusso del corso d'acqua nel centro cittadino fino a valori di tale entità attraverso provvedimenti economicamente e socialmente sostenibili di rimodellazione dell'alveo. Appare necessario affiancare a questi ultimi, indubbiamente necessari, un intervento che consenta ad una parte consistente della portata di by-passare il centro cittadino. La fattibilità di un tale intervento sarà discussa, insieme a quella dei piccoli bacini di laminazione montani, nell'ambito della Parte 3 di questa Relazione.

c.2 Provvedimenti urgenti da eseguire nel tratto cittadino

Il primo provvedimento urgente che appare **necessario ed improcrastinabile** è la rimozione dei maggiori ostacoli al deflusso, dunque **la rimozione del ponte della Bugia, del ponte Forti e del fabbricato Forti**. Naturalmente, ove si ritenga tale scelta economicamente sostenibile, la rimozione del ponte della Bugia può essere sostituita dal suo rifacimento o sollevamento e la rimozione del fabbricato Forti può essere sostituita dal rialzo del suo

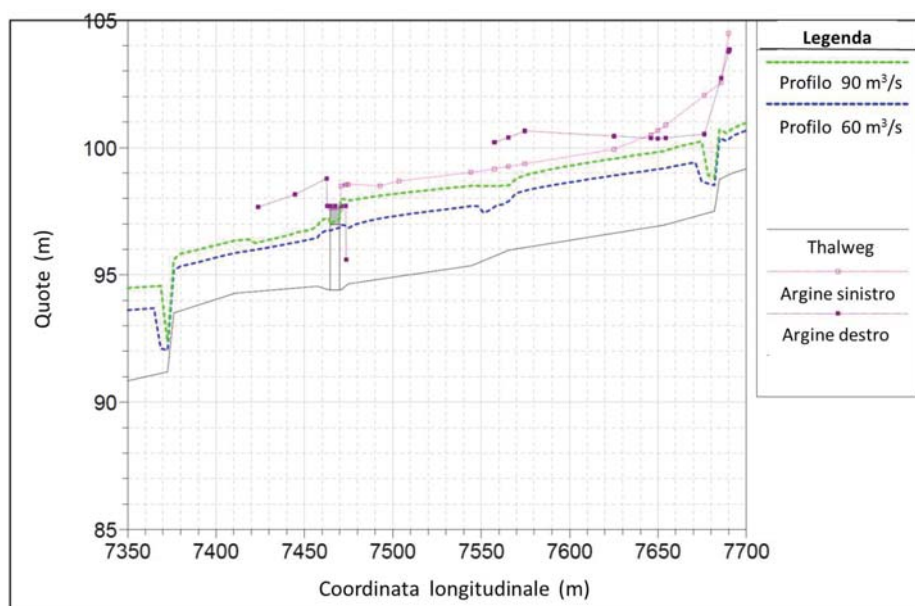


Figura 2.17: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 7350 \text{ m}$ e $x = 7700 \text{ m}$, per il valore di portata massima ($Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$) che, nella configurazione attuale, è in grado di defluire in sicurezza attraverso il Ponte della Bugia (profilo blu tratteggiato). Il profilo verde tratteggiato si riferisce ad una portata $Q = 90 \text{ m}^3/\text{s}$ e mostra che il deflusso attraverso il ponte della Bugia, per tale valore di portata, ne interessa il parapetto.

solaio più basso, purché le nuove strutture non impediscano il deflusso in sicurezza della portata massima tollerabile per il centro cittadino che, come vedremo, non eccede i $140 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il secondo provvedimento consiste in una **modesta rimodellazione dell'alveo** (Figura 2.18) con l'introduzione di una soglia a monte del ponte della Bugia ed un abbassamento del fondo di circa 1 m nel tratto compreso fra la nuova soglia e la successiva. La pendenza del fondo così determinato si mantiene sul valore di 1,1 - 1,3 %, che, come vedremo, con le profondità della corrente che si realizzano, non dà luogo a velocità eccessive.

Il terzo provvedimento consiste nell'**allargamento dell'alveo nel tronco compreso fra le sezioni 123 e 124** portando la larghezza della sezione misurata alla sommità dei muri spondali a 11 m. L'allargamento potrà avvenire in sponda destra, a spese di una fascia di territorio attualmente occupata da aree di deposito e in parte da manufatti, alcuni apparentemente dismessi (Figura 2.19). Il dettaglio dell'implementazione di quest'intervento è lasciato

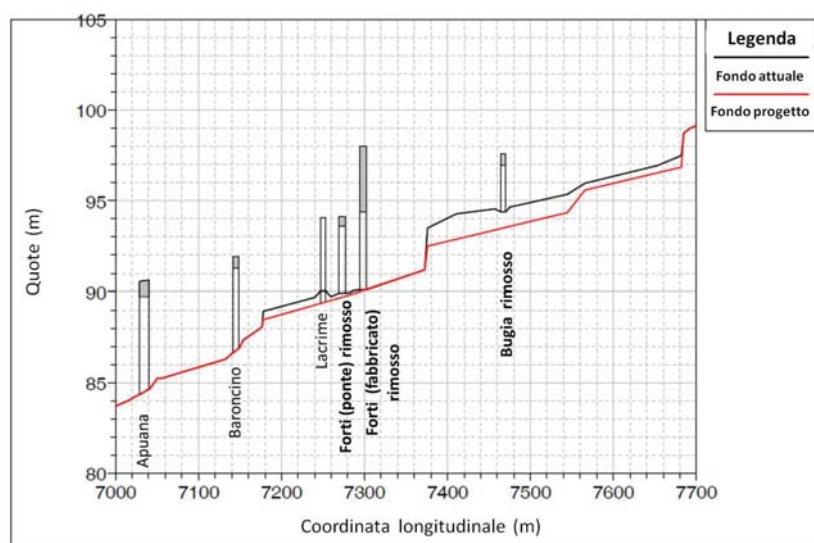


Figura 2.18: Profilo del fondo nella configurazione attuale (linea nera) e nella configurazione proposta (linea rossa).

all'eventuale fase di progettazione.

La Figura 2.20 mostra i benefici idraulici prodotti dagli interventi proposti nel tronco compreso fra $x = 7000 \text{ m}$ e $x = 7350 \text{ m}$: il deflusso avviene in sicurezza per una portata pari a $140 \text{ m}^3/\text{s}$, salvo adeguamento delle difese spondali (in particolare nel tratto in cui si interviene con la rimozione del ponte Forti). La rimozione del ponte Forti e del fabbricato Forti consentono quindi di incrementare la capacità di deflusso del corso d'acqua nella misura di $50 \text{ m}^3/\text{s}$.

La Figura 2.21 mostra gli analoghi benefici prodotti dagli interventi proposti nel tronco compreso fra $x = 7350 \text{ m}$ e $x = 7700 \text{ m}$: il deflusso della stessa portata ($140 \text{ m}^3/\text{s}$) avviene in sicurezza, salvo adeguamento delle difese spondali (in particolare nel tratto in cui si interviene con la rimozione del ponte della Bugia e a monte di esso, in sinistra, dove il muro spondale che delimita la via Vezzala è molto basso). La rimozione del ponte della Bugia e il modesto allargamento dell'alveo previsti consentono di incrementare la capacità di deflusso del corso d'acqua in questo tratto nella misura di $80 \text{ m}^3/\text{s}$.

Alla soluzione proposta sono associate velocità accettabili (Figura 2.22). I tre picchi presenti nella Figura 2.22 sono legati al passaggio della corrente da lenta a veloce, per effetto della presenza di soglie (a valle della confluenza Torano-Colonnata) o alla presenza di forti variazioni di larghezza (in corrispondenza del Fabbricato Forti). Si tratta tuttavia di situazioni molto loca-

c *Interventi urgenti per la riduzione del rischio di esondazione associato al deflusso delle piene nella città*

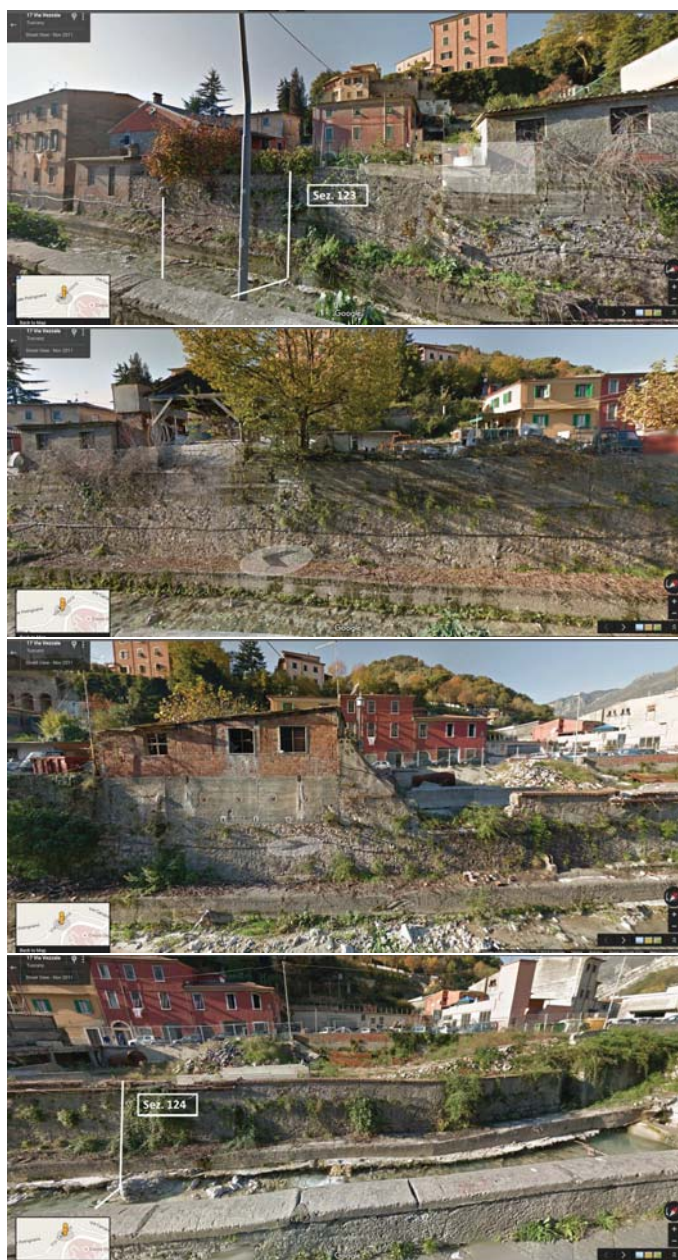


Figura 2.19: Sequenza di immagini che mostrano la sponda destra nel tratto compreso fra le sezioni 123 e 124 in cui si propone l'allargamento dell'alveo.

lizzate in cui l'alveo può essere facilmente protetto da fenomeni di erosione locali.

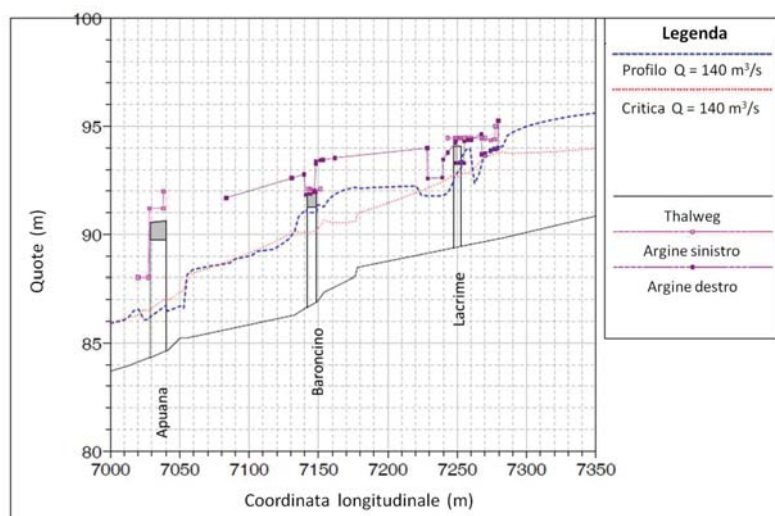


Figura 2.20: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 7000 \text{ m}$ e $x = 7350 \text{ m}$, per il valore di portata massima ($Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$) che, nella configurazione modificata seconda la proposta qui discussa, è in grado di defluire in sicurezza.

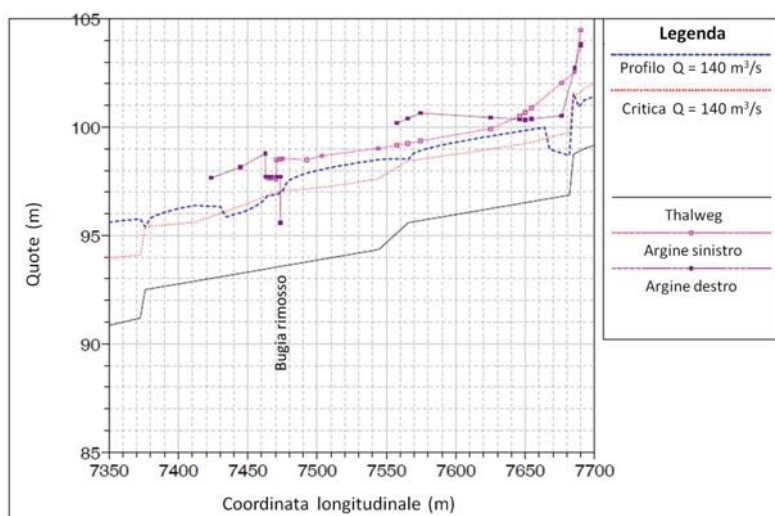


Figura 2.21: Profilo della superficie libera nel tratto del Carrione compreso fra le coordinate $x = 7350 \text{ m}$ e $x = 7700 \text{ m}$, per il valore di portata massima ($Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$) che, nella configurazione modificata seconda la proposta qui discussa, è in grado di defluire in sicurezza.

d Conclusioni della Seconda Parte

Le conclusioni che possono trarsi dai risultati della presente analisi di fattibilità possono così riassumersi.

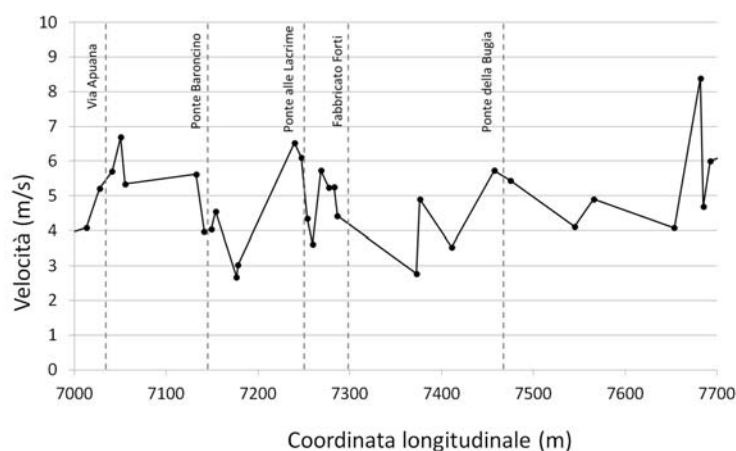


Figura 2.22: Velocità della corrente nel tratto cittadino del Carrione per il valore di portata massima ($Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$) che, nella configurazione modificata seconda la proposta qui discussa, è in grado di defluire in sicurezza.

- L'obiettivo di mettere in sicurezza la città di Carrara dalle piene **duecentennali** del Carrione, assunte caratterizzate dal picco di portata previsto nello studio di Castelli et al. (2014), non è perseguibile solo attraverso interventi, **economicamente e socialmente sostenibili**, di rimodellazione dell'alveo ed eliminazione di ostacoli ai deflussi. Le aree adiacenti l'alveo, e l'alveo stesso, sono state infatti assoggettate nel corso dei decenni ad un processo di urbanizzazione totalmente incurante delle sue conseguenze in termini di rischio idraulico: esempi di rilievo sono la perdita di officiosità del ponte delle Lacrime, la costruzione del ponte Forti, l'edificazione in alveo del Fabbricato Forti e la perdita di officiosità di parte del ponte della Bugia per citare solo i fatti più eclatanti.
- La strategia che appare perseguibile consiste nella messa in atto di un **pacchetto di interventi**:
 - **Gli interventi di leggera rimodellazione dell'alveo e di rimozione degli ostacoli più rilevanti** discussi in questa Relazione possono rendere l'alveo adeguato al deflusso in sicurezza di una portata pari a $140 \text{ m}^3/\text{s}$ nell'intero tratto cittadino: questi interventi sono urgenti poichè l'attuale capacità di deflusso si aggira intorno a $60\text{-}90 \text{ m}^3/\text{s}$. **La realizzazione di questi interventi va considerata quindi un vero e proprio provvedimento di Protezione Civile, dato il grave**

pericolo per l'incolumità dei cittadini che conseguirebbe alla loro non-implementazione;

- Poichè la portata di $140 \text{ m}^3/\text{s}$ risulta comunque largamente inferiore alla portata trentennale (che, ricordiamo, nel tratto cittadino risulta pari a $218 \text{ m}^3/\text{s}$), la restante portata (circa $80 \text{ m}^3/\text{s}$) dovrà essere **convogliata a valle bypassando il centro cittadino;**

- Come già evidenziato nella Prima Parte di questa Relazione, alle portate relative ad eventi duecentennali che eccedono quelle transitabili in sicurezza nell'alveo di valle possono e debbono provvedere **invasi da realizzare nella parte montana del bacino**, nell'ambito di un'azione di risistemazione e di controllo della produzione e trasporto di sedimenti, da tempo necessaria.

- Gli interventi di sistemazione dell'alveo debbono essere poi accompagnati da un **esame capillare dell'adeguatezza delle difese spondali**: va osservato, a tale proposito, che in larga parte del tratto cittadino, il corso d'acqua è lateralmente confinato da edifici le cui pareti costituiscono di fatto le 'difese spondali'. La loro adeguatezza dal punto di vista strutturale e la dislocazione di eventuali aperture prospicienti l'alveo dovranno essere accuratamente accertati: le aperture poste a quota inferiore ai livelli di piena previsti (tenendo conto del franco dovuto) dovranno essere immediatamente rimosse.

Ribadiamo, inoltre, che le Amministrazioni preposte alla gestione del bacino del Carrione debbono essere poi consapevoli dell'esigenza di monitorare costantemente gli effetti degli interventi previsti, provvedendo alla loro tempestiva **manutenzione a valle di ogni evento di piena significativo**. Sarà, in particolare, necessario verificare che, in occasione di eventi di rilevante intensità, specie nelle more della realizzazione dei bacini a monte, non si realizzino fenomeni di deposito in alveo tali da vanificare o ridurre gli effetti benefici di alcuni degli interventi effettuati. Tali fenomeni sono in qualche misura inevitabili, specie nei tratti in cui la corrente rallenta (tipicamente a valle dei risalti e dei salti di fondo).

3 Esigenza di ulteriori interventi nella parte montana del bacino

a Premessa

b Introduzione ai problemi idraulici e morfodinamici della parte montana del bacino del Carrione

La parte montana del bacino del Carrione presenta rilevanti problemi sia idraulici che morfodinamici, che si riflettono pesantemente anche sul tratto vallivo del corso d'acqua. Si tratta di problemi noti da tempo, essendo ad essi stata dedicata attenzione da parte di alcuni gruppi di ricerca delle Università di Pisa e Siena, anche nell'ambito di attività commissionate dalla Regione Toscana. Tali problemi attendono da tempo soluzione, anche al fine di contrastare le conseguenze che essi determinano sulla natura e pericolosità delle piene del Carrione. Tali effetti si sono manifestati in modo dirompente nel corso dell'evento del 2003, ma non è azzardato prevederne la possibile accentuazione negli anni a venire se non si affronteranno con determinazione e razionalità le questioni da tempo sul tappeto.

Tali questioni originano, com'è noto, dall'imponente sistema di cave che ha costituito per secoli ad un tempo croce e delizia per la collettività Carrarina. I problemi idro-morfodinamici che si pongono sono essenzialmente di tre tipi: (i) il problema della pesante interferenza della viabilità a servizio delle cave con il reticolo idrografico montano; (ii) il connesso problema della presenza di manufatti in alveo, che ostacolano i deflussi nei rami principali del reticolo idrografico; (iii) i problemi idraulici e ambientali posti dai 'ravaneli', vere e proprie discariche dei materiali di risulta della coltivazione sui versanti. Esaminiamoli.

b.1 Cave

Un'accurata analisi degli agri marmiferi Apuani è stata recentemente effettuata dal Centro di GeoTecnologie e dal Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Siena nell'ambito di una Convenzione tra Regione Toscana ed Università di Siena finalizzata alla realizzazione della 'Carta giacimentologica dei marmi delle Alpi Apuane a scala 1:10.000 e della sua informatizzazione'. L'obiettivo della Convenzione consisteva '*..... nell'aggiornamento delle conoscenze geologico-tecniche degli agri marmiferi apuani finalizzato a una valorizzazione della risorsa lapidea di superficie e del sottosuolo, ad una minimizzazione dei costi ambientali, per gestire il passaggio in atto dalle cave di superficie alle cave in sottterraneo valorizzando la risorsa, minimizzando*

l'impatto ambientale e garantendo sicurezza alle maestranze.....' (Carmignani, 2007). A tale studio si rimanda il lettore interessato a cogliere appieno la dimensione fisica, merceologica e ambientale della risorsa marmifera Apuana.

Per gli scopi presenti appaiono tuttavia sufficienti alcune notazioni.

La produzione di marmo nell'area delle Apuane è andata evolvendo parallelamente all'evolvere delle tecniche di coltivazione e dei mezzi di trasporto. Nel periodo Romano e fino al quarto secolo d.C. circa, lo scavo era effettuato a mano, avvalendosi di strumenti rudimentali (mazze, cunei di legno o ferro) in grado di agire sulle naturali fratture presenti nella roccia. Il trasporto avveniva attraverso la tecnica della 'lizzatura': i massi venivano calati per mezzo di funi, caricati su carri da buoi e trasportati a valle. A partire dal XVII sec. lo scavo a mano fu sostituito dall'uso di esplosivi che consentì l'abbattimento di grandi volumi di roccia, dando luogo tuttavia alla produzione di maggiori quantitativi di materiali di scarto che venivano smaltiti in quel sistema di discariche a cielo aperto denominate 'ravaneti'. Alla fine dell'800, un'ulteriore importante innovazione, quella del filo elicoidale, consentì un incremento enorme della velocità di taglio mentre l'utilizzo di mezzi di trasporto moderni (linee ferroviarie) consentì di raggiungere produzioni annue molto maggiori (150.000 tonnellate nel 1872, Pinna, 1999). Ma la più importante delle innovazioni tecnologiche è stata l'introduzione del filo diamantato e delle tagliatrici a catene diamantate sviluppatasi a partire dagli anni '70 dello scorso secolo (Baroni et al., 2001): la produzione di marmo raggiungeva, agli inizi degli anni ottanta il milione di tonnellate annue e, a metà degli anni novanta il milione e mezzo (Carmignani, 2007). Naturalmente, all'incremento di produttività si è accompagnata una riduzione della forza lavoro, che è diminuita dai circa 9000 addetti, stimati all'inizio dello scorso secolo, alle 1000 unità circa al 2007 (Carmignani, 2007).

Lo studio di Cortopassi et al. (2008) suggerisce inoltre che, nel 2008, il numero delle cave presenti nel bacino del Carrione risultava pari a 167. Di esse 90 risultavano attive essendo distribuite fra quattro bacini estrattivi, i bacini di Colonnata (31), Miseglia (30), Torano (22) e Pescina-Boccanaglia (7) (Fig. 3.1).

L'impatto economico del settore lapideo sul distretto di Carrara e Massa si evince da una recente indagine effettuata dall'Istituto di Studi e Ricerche - C.C.I.A.A di Massa Carrara, che ha valutato in circa 1300 milioni di Euro il totale delle vendite realizzate dall'intero comparto lapideo della zona nell'anno 2006.

Va tuttavia osservato che il futuro dell'economia del distretto lapideo apuo-versiliese è da alcuni anni oggetto di un dibattito che vede schierati su fronti opposti coloro che ipotizzano *'...che il distretto sia avviato sulla strada che porta alla deindustrializzazione e quasi alla scomparsa delle attività*

b Introduzione ai problemi idraulici e morfodinamici della parte montana del bacino del Carrione⁷⁵

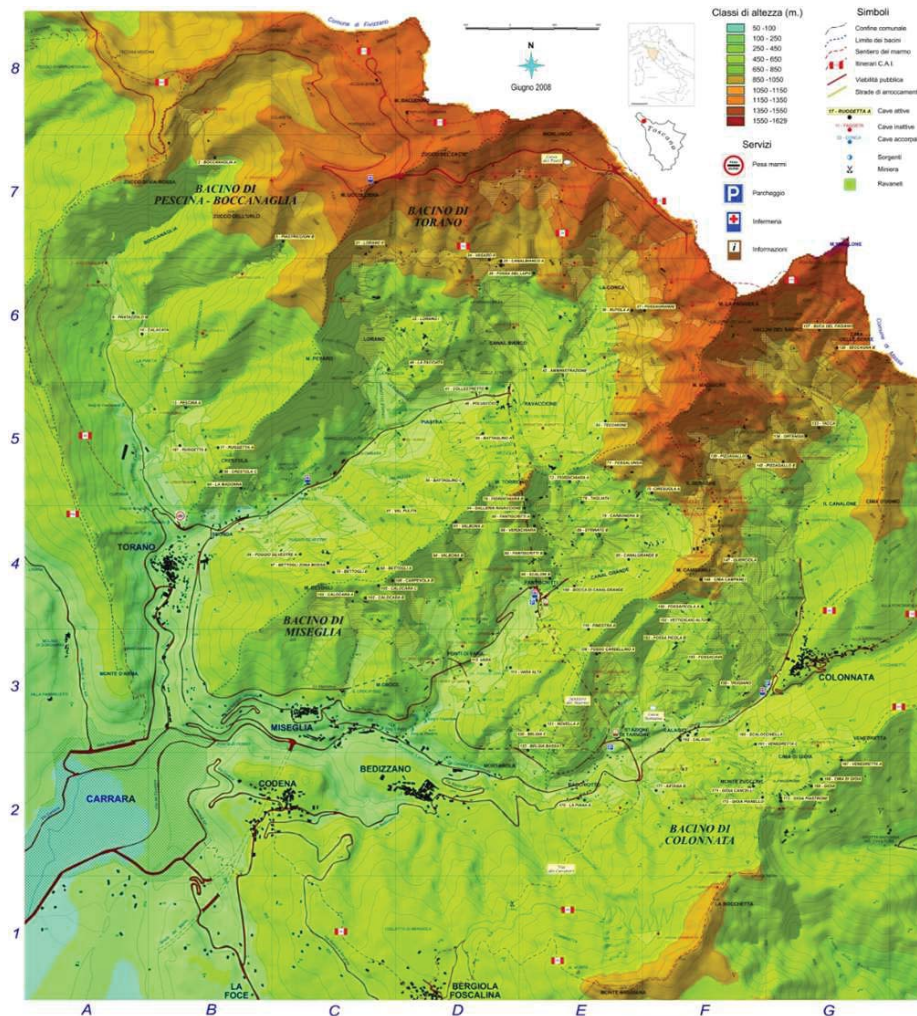


Figura 3.1: Mappa che illustra la distribuzione delle cave presenti nell'alto bacino del Carrione (gentile concessione del dott. Criscuolo)

manifatturiere legate all'estrazione e alla lavorazione del marmo, in quanto vengono considerate attività ormai mature e destinate alla delocalizzazione nei paesi in via di sviluppo.....', e coloro che, al contrario, sottolineano '..... che l'attuale tendenza non è irreversibile, ma è 'semplicemente' l'effetto del processo di cambiamento in atto: una metamorfosi del sistema economico locale che porterà ad avere un nuovo sistema industriale, ancora basato sulla lavorazione del marmo, e profondamente diverso da quello attuale, sia negli attori che nelle forme di organizzazione d'impresa.....'. E' quanto emerge da un'indagine sviluppata da un Gruppo di lavoro del Ceris-Cnr nel 2007. In essa si legge inoltre: '.....E' importante che la politica locale punti soprattutto

su incentivi per la diffusione dell'innovazione e per la gestione delle problematiche ambientali come strumento di crescita e non come vincolo all'agire imprenditoriale....'

La questione economica si intreccia, quindi, come spesso accade, con la questione ambientale e la composizione degli inevitabili conflitti fra interessi contrapposti spetta alla politica. Tale composizione è resa ulteriormente complessa dal regime giuridico che disciplina lo sfruttamento dei giacimenti marmiferi. Non ci addentreremo in questa complessa questione, che esula dalle nostre competenze. Basti rilevare che lo sfruttamento di parte consistente della risorsa marmifera è ancora soggetta ad un editto che Maria Teresa Cybo-Malaspina, Duchessa di Carrara, emanò nel 1751 per regolamentare l'attività di cava: essa istituiva una sorta di 'concessione perpetua' di sfruttamento ai gestori di quelle cave che, nel catasto dell'epoca, erano registrate da almeno 20 anni. Non è stato sufficiente il Regio decreto 29 Luglio 1927, n. 1443 (*Norme di Carattere Legislativo per Disciplinare la Ricerca e la Coltivazione delle Miniere nel Regno*, G.U. 23 Agosto 1927, n. 194), un nuovo sistema legislativo che assumeva il principio demaniale-industriale, rigettando la concezione fondiaria che informava le antiche leggi della Toscana (e della Sicilia) e stabiliva un diretto controllo dello stato sul settore delle miniere e delle cave, non impedendo peraltro l'esercizio dell'iniziativa privata. Nè è bastata la pronuncia della Corte Costituzionale (sentenza 488 del 1995) secondo la quale *'...una parte della legislazione estense è incompatibile con la legge dello Stato...'*. La recente legge regionale 25 marzo 2015, n. 35, che introduce numerosi apprezzabili elementi innovativi a beneficio della collettività (in particolare, il superamento dei privilegi estensi relativi ai 'beni estimati' e inoltre l'obbligo che le concessioni per l'escavazione siano attribuite a ditte selezionate attraverso gara europea) è stata impugnata dal Governo perché contrasterebbe con le disposizioni costituzionali che regolano la materia 'ordinamento civile'. Il contrasto sarebbe determinato dall'art. 32, comma 2, della legge regionale, che recita: *'Considerata la condizione di beni appartenenti al patrimonio indisponibile comunale degli agri marmiferi di cui alle concessioni livellarie già rilasciate dai Comuni di Massa e Carrara e dalle sopresse 'vicinanze' di Carrara, nonché dei beni estimati, di cui all'editto della Duchessa Maria Teresa Cybo Malaspina del 1 febbraio 1751, entro centottanta giorni dall'entrata in vigore della presente legge, i Comuni di Massa e Carrara provvedono alla ricognizione dei tali beni, danno comunicazione dell'accertamento ai titolari delle concessioni e delle autorizzazioni alla coltivazione dei beni medesimi.....'*. Non resta che auspicare che l'attesa nuova pronuncia della Corte Costituzionale metta fine ad una querelle che non è influente sui temi in discussione in questa Relazione.

b.2 Ravaneti

Com'è ben noto, i ravaneti sono il risultato del continuo apporto di materiali di scarto delle attività di cava, scaricati dai piazzali di cava sui versanti circostanti. Secondo lo studio di Carmignani (2007) nel 2007 erano ben 630 i ravaneti distribuiti nell'intero bacino marmifero delle Alpi Apuane, di cui solo 81 attivi, cioè sedi di discariche in atto o di recupero di materiale. Oltre la metà dei ravaneti erano invece dismessi da molti anni e in parte rinaturalizzati. I ravaneti inattivi, sono infatti soggetti ad un processo di progressivo consolidamento della frazione fine e di crescita di vegetazione che contribuisce alla loro stabilizzazione. I vecchi ravaneti si distinguono immediatamente per la colorazione grigia dei clasti superficiali, che hanno subito processi di degrado. Nel 2007, i ravaneti occupavano complessivamente un'area pari a circa 10 Km² e la loro presenza rendeva inaccessibile una frazione consistente (16 % circa) dei giacimenti di marmo (frazione che cresceva, raggiungendo circa il 50 % per il bacino di Carrara). I ravaneti costituiscono ad un tempo fonte di rischio per il territorio e risorsa di valore economico.

I ravaneti come risorsa

Anzitutto qualche dato: secondo le stime di Coli et al. (2000a), Coli et al. (2000b), Coli e Appelius (2001), il volume di materiale detritico di scarto delle cave superava all'inizio del secolo i 3 milioni di tonnellate annue ed il totale ammontare dei detriti presenti nei bacini marmiferi raggiungeva gli 80 milioni di tonnellate. Simili stime sono state proposte dieci anni dopo da Baroni et al. (2010).

Si tratta di una gigantesca risorsa. Come sottolineato da Carmignani (2007): 'Tale ingente quantitativo di materiale di scarto della lavorazione costituisce una risorsa primaria di lapideo sciolto di alta qualità (CaCO₃ > 98 %), che trova oggi nel mercato una grande richiesta in ragione di una vasta gamma di applicazioni civili e industriali'.

La gestione razionale di questa risorsa costituisce uno degli importanti problemi aperti, che ha ricevuto finora inadeguata attenzione: il prelievo di materiale da ravaneti del bacino Apuano per la produzione di carbonato di calcio riguardava nel 2007 il 16 % della loro superficie complessiva (Carmignani, 2007). Occorre regolare adeguatamente tale attività (vedi, a questo proposito, il contributo di Dino e Fornaro, 2004) finalizzandola non solo al recupero dello scarto della lavorazione dei blocchi ma anche e soprattutto al risanamento dei ravaneti recenti, che hanno caratteri di instabilità.

I ravaneti come fonte di dissesto idrogeologico

Che i ravaneti siano una fonte di dissesto idrogeologico è noto da tempo alle Autorità preposte al controllo della qualità dell'ambiente della Regione Toscana: il *Piano Regionale di Azione Ambientale della Regione Toscana* (PRAA) del 2007 - 2010 affermava, infatti, a proposito dell'attività estrattiva, che '*Le Alpi Apuane rappresentano il maggior sistema carsico d'Italia e, insieme al complesso amiatino, il più importante acquifero della Toscana. I maggiori problemi per l'integrità ambientale della zona provengono dall'attività estrattiva, che provoca impatti non soltanto per il rischio di inquinamento delle acque superficiali e profonde o per la dispersione delle polveri nell'atmosfera, ma anche perché, asportando materiale roccioso, modifica la morfologia dei luoghi e dei profili dei pendii e ha talvolta cancellato o temporaneamente ricoperto elementi geomorfologici di rilievo.....*'.

La prima causa di dissesto è legata al carattere instabile dei ravaneti stessi. Infatti, l'assetto di riposo che essi assumono naturalmente non permane stabile in presenza di perturbazioni indotte dal ruscellamento di acque di precipitazione. Si tratta di un meccanismo ben noto nella letteratura scientifica, che sta alla base della formazione di correnti (o colate) detritiche (dette nella letteratura anglosassone *debris flows* o *mudflows* in dipendenza dal carattere rispettivamente grossolano o fine dei detriti mobilizzati). Il caso di Sarno è l'esempio più eclatante, per il nostro Paese, del carattere dirompente che tali fenomeni possono assumere quando le dimensioni dell'ammasso mobilitato sono rilevanti. Lo stato delle conoscenze su tali fenomeni non consente ancora la formulazione di modelli predittivi in grado di identificare in modo affidabile le condizioni per il loro innesco. Alcune analisi qualitative e le osservazioni di campo consentono, tuttavia, riflessioni rilevanti per la valutazione dello stato di rischio che i ravaneti determinano.

La prima osservazione riguarda la *distribuzione granulometrica dei materiali detritici*. Analisi granulometriche degli strati superficiali di diversi ravaneti effettuate recentemente (Figure 3.2, 3.3) mostrano differenze significative tra ravaneti vecchi e ravaneti recenti. Questi ultimi contengono una maggiore percentuale di materiale fine, dovuta sia al fatto che il materiale riciclato per la produzione di carbonato di calcio viene ottenuto per vagliatura dei detriti di cava effettuata in loco, sia perchè le tecniche di coltivazione moderne, che utilizzano il filo diamantato, producono grandi quantità della cosiddetta *marmettola* miscuglio di acqua e materiale assimilabile per dimensione ai limi. La stratigrafia dei ravaneti mostra quindi le tracce dell'evoluzione delle tecniche di coltivazione proprio attraverso la variazione della distribuzione granulometrica dei materiali costituenti l'ammasso.

La presenza di uno strato superficiale fine nei ravaneti recenti li rende potenzialmente più instabili. Lo strato superficiale risulta infatti assai poco permeabile e favorisce quindi il ruscellamento superficiale, che costituisce

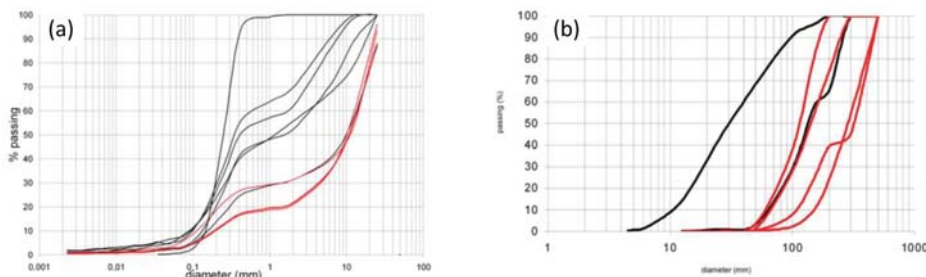


Figura 3.2: Curve granulometriche relative allo strato superficiale di ravaneti recenti (curve nere) e a ravaneti vecchi (curve rosse): (a) curve relative alla matrice; (b) curve relative alla frazione grossolana (riprodotto da Cortopassi et al., 2008)

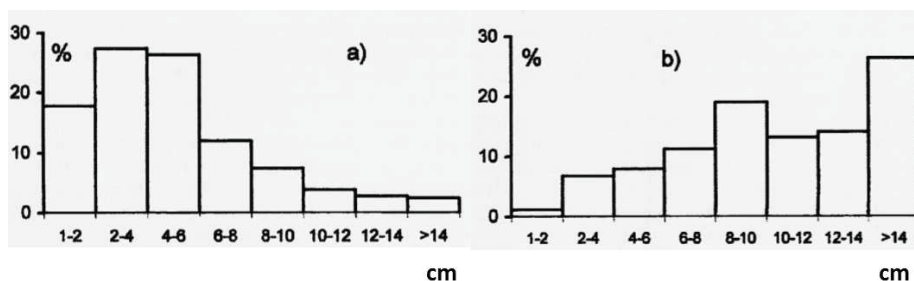


Figura 3.3: Curve granulometriche relative alla frazione di diametro superiore a 1 cm dello strato superficiale di ravaneti recenti (a) e ravaneti vecchi (b) (riprodotto da Baroni et al, 2001)

uno dei meccanismi fondamentali di destabilizzazione. Un semplice bilancio fra azione destabilizzante (gravità più azione tangenziale esercitata sulla superficie dell'ammasso dalla corrente di ruscellamento supposta uniforme) ed azione stabilizzante di Coulomb, imposto su uno strato di spessore l di un ammasso incoerente saturo piano e indefinito, consente di stimare le condizioni per cui tale strato viene destabilizzato dal ruscellamento. Si ottiene:

$$l = \frac{Y}{(s-1)\cos\theta(1-p)} \frac{\tan\theta}{\tan\phi - \tan\theta}, \quad (3.1)$$

avendo indicato con Y , s , θ , p , ϕ rispettivamente la profondità della corrente ruscellante, la densità relativa del materiale di cui l'ammasso è costituito, l'angolo di inclinazione dell'ammasso, la sua porosità ed il suo angolo di riposo. Si vede bene che, nelle condizioni ideali ipotizzate, lo spessore dello strato destabilizzato risulta dell'ordine della profondità della corrente ruscellante già per valori di θ largamente minori di ϕ . Quando θ si avvicina a ϕ , lo spessore dello strato destabilizzato cresce molto rapidamente.

Naturalmente, lo schema illustrato è molto semplificato.

Anzitutto, l'ammasso non è piano, né la corrente uniforme: non appena si forma un solco, la pendenza laterale della superficie dell'ammasso determina la convergenza del flusso verso il solco stesso (meccanismo che sta alla base del modello di *'shallow landsliding'* di Montgomery e Dietrich, 1994), accentua quindi la capacità erosiva della corrente e induce il collasso delle sponde del solco che va approfondendosi. Non meraviglia, dunque, che le superfici dei ravaneti siano tipicamente percorse da solchi (Figura 3.4a). La corrente detritica ha dirompente capacità erosiva, scava quindi il 'suo' alveo (Figura 3.4b) erodendo ulteriore materiale che la fa amplificare procedendo verso valle, dove deposita i materiali erosi nella forma di coni alluvionali (Figura 3.4c) e talvolta di argini naturali che delimitano il canale erosivo e sono generati dall'espansione laterale della corrente detritica. Naturalmente, se la corrente ha dimensioni e velocità rilevanti, essa può raggiungere la valle e scaricare il suo carico di sedimenti nei corsi d'acqua che percorrono le incisioni dei versanti.

Si noti, inoltre, che l'ammasso non è omogeneo ed il suo grado di saturazione varia nel corso di un evento. Ciò determina un'evoluzione nel tempo della pressione interstiziale, che gioca anch'essa un ruolo importante nel determinare le condizioni di incipiente destabilizzazione dello strato superficiale. Tale ruolo è stato analizzato estesamente da Iverson e suoi collaboratori (vedi ad es. Iverson et al., 1997). Tutto ciò rende ardua la modellazione del feno-

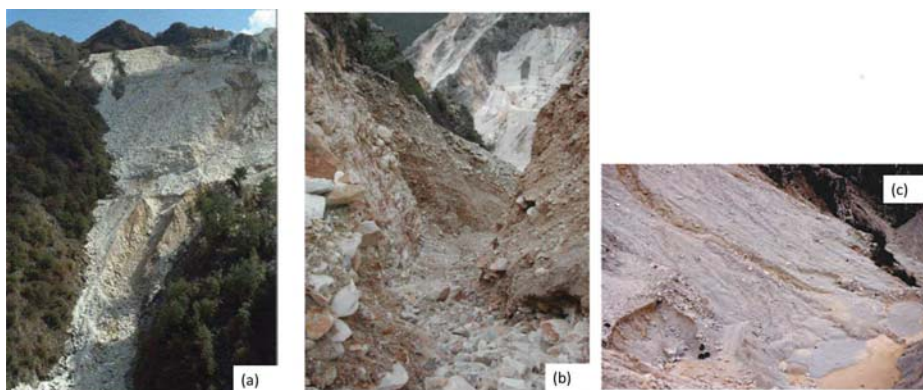


Figura 3.4: Il ravaneto di Fosso Borrone-Monte Bettogli: (a) zona di innesco delle correnti detritiche, si notino i solchi che la percorrono; (b) canale scavato dalla forza erosiva della corrente detritica; (c) cono di deposito di un ravaneto nella zona di Fantiscritti, nel bacino di Miseglia ((a) e (b) riprodotti da Baroni et al, 2001; (c) riprodotta da Baroni et al., 2010)

meno, che costituisce ancora oggetto di ricerca. Tale complessità scoraggia

peraltro l'uso di indicatori molto semplici, ancorché certamente importanti, quale l'intensità-durata della precipitazione, al fine di identificare soglie di innesco del collasso utilizzabili a scopi di protezione civile. L'interessante contributo di Giannecchini (2006) rivela l'elevato grado di incertezza che permane se si utilizza tale indicatore, pur 'regionalizzato', cioè associato ad un'area geograficamente omogenea e abbastanza ristretta.

Con queste premesse, il dato essenziale resta l'osservazione di campo. E i fatti mostrano che, nell'area delle Alpi Apuane meridionali, si sono verificati in tempi recenti numerosi eventi che hanno dato luogo alla formazione di frane superficiali, precisamente negli anni 1984, 1992, 1994, 1996, 1998, 2000, 2003, 2012 e 2014. Molti di questi eventi sono stati purtroppo accompagnati dalla perdita di vite umane, con un picco per l'evento della Versilia del 1996 in cui si ebbero 14 morti. Per gli scopi di questa Relazione appare di particolare rilievo ricordare le conseguenze dell'evento del 2003 e l'impatto che su di esso ebbe l'apporto solido proveniente dai ravaneti. La documentazione fotografica contenuta nel dossier di Sansoni (2003), parte della quale è riprodotta nella Figura 3.5, suggerisce che, nel caso di eventi molto intensi (in questo caso piovvero oltre 160 mm in due ore) i ravaneti attivi generano frane superficiali che si trasformano in veri e propri debris flows. Di particolare rilevanza le immagini 2 e 3, che mostrano come l'intera sezione del Carrione in un tratto del ramo di Colonnata fosse ostruita da detriti di pezzatura grossolana, mentre la strada adiacente riprendeva il suo primitivo ruolo di alveo del torrente. Situazioni come quella qui descritta hanno interessato anche il bacino di Torano e quello di Pescina-Boccanaglia. In particolare il ravaneto di Fosso Borrone-Monte Bettogli, già menzionato in precedenza (Figura 3.4a,b), ha subito il collasso superficiale maggiore, tale da mobilitare un volume di materiale detritico stimato in circa 45.000 m^3 , con uno spessore massimo di deposito intorno a 10 m al piede del ravaneto. La corrente detritica ha raggiunto il fondovalle, invadendo la strada ed ostruendo un'area estrattiva, di cui ha distrutto i macchinari (Cortopassi et al., 2008). Il ravaneto della Piastra ha investito la strada, travolto un frantoio e minacciato il Soccorso Cave (Figura 3.6a). Infine, danni ha prodotto anche il collasso del ravaneto di Pulcinaccia (Figura 3.6b). A completare un quadro oggettivamente preoccupante si sono aggiunte le numerose frane che hanno interessato l'alveo del Canale di Torano aggravando un'insufficienza della sua capacità di deflusso dovuta alla presenza della strada di fondovalle e di insediamenti legati alle attività dell'industria dei marmi. L'esonazione del Torano ha trasformato la strada in un alveo percorso dalla corrente in piena, che si è riversata sul centro storico di Carrara attraverso Caina e la via Carriona.

Le frane si sono ripetute, ancorché in misura minore, in eventi successivi



Figura 3.5: Immagini che mostrano alcune conseguenze dell'evento del 2003 nella parte alta del Bacino del Carrione: 1- Colonnata-Canalone; 2- Colonnata-Bacchiotto; 3- Colonnata Mortarola-Ponte di Ferro; 4- Ponti di Vara; 5- Miseglia-Calocara ; 6- Fantiscritti-Canalgrande (Immagini riprodotte da Sansoni, 2003)



Figura 3.6: Immagini che mostrano alcune conseguenze dell'evento del 2003 nel Bacino di Torano (a) e in quello di Pescina-Boccanaglia (Immagini riprodotte da Sansoni, 2003)

(in particolare nel 2009 e nel 2014).

Tutto ciò pone un oggettivo problema di sistemazione del bacino montano, su cui torneremo nel seguito.

I ravaneti come fonte di inquinamento

La seconda, non meno rilevante, causa di dissesto è costituita dall'infiltrazione di inquinanti nelle falde acquifere, rese più fragili dal carattere carsico delle Alpi Apuane.

Misure di campo (si veda per esempio Drysdale et al., 2001) hanno istituito una correlazione, almeno per le sorgenti di Cartaro su cui sono state effettuate le misure, fra la forte concentrazione di sedimenti osservata nelle acque di sorgente a valle di eventi di piena anche non intensi e il materiale fine derivante dalla coltivazione dei marmi nelle cave di Colonnata (*'There is little doubt that the suspended sediment emerging from Cartaro Grande is derived largely from the working of marble in nearby quarries'*). La concentrazione di sedimenti rilevata nella sorgente di Cartaro è stimata 'fra le massime mai rilevate in sorgenti carsiche'. Il carico annuo di sedimenti nelle acque della sorgente è stimato superiore a 1000 tonnellate per una concentrazione volumetrica media annua intorno a $3 \cdot 10^{-5}$. Si tratta di valori paragonabili a quelli che si osservano nei corsi d'acqua. E va osservato che parte del carico di sedimenti in sospensione certamente deposita nel reticolo carsico di gallerie e laghi sotterranei con il rischio di modificare stabilmente la struttura di un ecosistema prezioso quanto fragile.

Accanto all'inquinamento da marmettola ha, com'è noto, suscitato le motivate preoccupazioni della comunità Carrarina l'inquinamento da idrocarburi. Nella primavera del 1991, sia le sorgenti del Cartaro (che alimentano l'acquedotto di Massa), sia quelle di Torano e delle Canale furono contaminate da idrocarburi, mettendo in grave crisi la disponibilità di acque potabili per la popolazione di Carrara, che fu rifornita da autocisterne della Protezione Civile. L'origine di tale inquinamento era verosimilmente connessa a perdite di gasolio, oli lubrificanti e grasso lubrificante utilizzato dalle tagliatrici a catena diamantata. Gli studi effettuati dall'Istituto di Geoscienze e Georisorse del CNR di Pisa (2000-2002), attraverso l'uso di una varietà di traccianti (spore di licopodio, deuterio, trizio, etc.) hanno sostanzialmente confermato la connessione fra coltivazione delle cave e processi di inquinamento.

b.3 Viabilità a servizio delle cave e reticolo idrografico

Nei bacini del Gragnana e del Pescina-Boccanaglia la viabilità principale si sviluppa unicamente lungo il fondo valle, con piano stradale generalmente a quota più elevata dell'alveo. Il collegamento con i bacini adiacenti avviene unicamente nel tratto di valle.

Il tratto di valle del bacino del Torano, a valle della confluenza con il Pescina-Boccanaglia, è percorso da una rete viaria in quota sia in sponda



Figura 3.7: Viabilità e reticolo idrografico lungo il Fosso di Torano

destra (che fiancheggia il Cimitero di Torano) che in sponda sinistra (che collega il Ponte di Sponda a monte con il Ponte di Ferro a valle), ed una in fondo valle, adiacente all'alveo, a quota poco superiore ad esso (Figura 3.7).

La viabilità nella parte alta del bacino del Torano è a totale servizio delle cave. Il piano stradale affianca l'alveo del torrente, costretto quest'ultimo in un piccolo canale idoneo solo al deflusso delle basse portate. Il fondo dell'alveo è molto prossimo al piano stradale (Figura 3.8), il che implica che il deflusso delle portate elevate interessa inevitabilmente la stessa strada.

La parte alta del bacino del Torano è collegata al bacino del Colonnata tramite gallerie a senso unico, originariamente ferroviarie, a servizio delle cave (Figura 3.1). Esse collegano Ravaccione (sul Torano) con Fantiscritti sopra i Ponti di Vara (Figura 3.9) e, successivamente, con la Stazione di Tarnone sul Colonnata. Inoltre, i Ponti di Vara sono collegati direttamente sia con la Stazione di Tarnone sia con l'ex-Marmifera che porta alla parte bassa del bacino del Torano e quindi a Carrara.

La parte bassa del bacino del Colonnata è servita sia da viabilità in quota, che attraversa i paesi di Miseglia e Bedizzano rispettivamente in destra e sinistra idrografica, sia da strada di fondo valle. Quest'ultima è principalmente dedicata all'attività di cava, essendo localizzati lungo essa il sistema di pesa



Figura 3.8: Viabilità e reticolo idrografico nella parte alta del Torano



Figura 3.9: Vista di uno dei tre ponti di Vara e dell'imbocco della galleria che porta alla Stazione di Tarnone

dei camion e diverse segherie. L'alveo del torrente, che nel tratto prossimo al Ponte di Ferro scorre incassato a quota inferiore al piano stradale, procedendo verso monte viene costretto in un canale più stretto, nel quale riescono a defluire solamente le basse portate, mentre le portate elevate inevitabilmente interessano la strada adiacente (Figura 3.10).

In località Mortarola la viabilità di fondo valle riprende quota in direzione



Figura 3.10: Viabilità e reticolo idrografico nella parte bassa del Colonnata

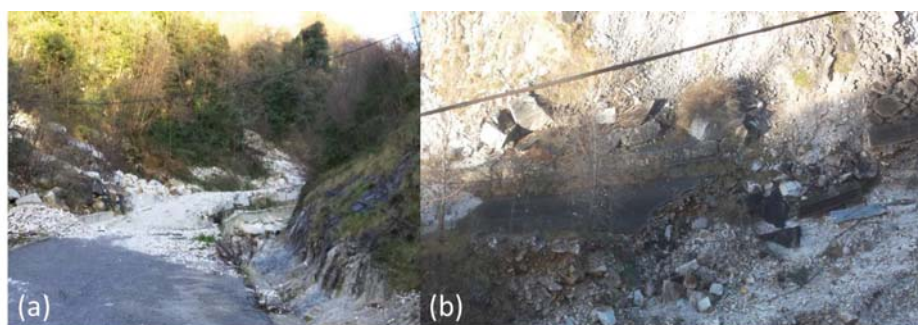


Figura 3.11: Viabilità e reticolo idrografico tra le località Mortarola e Bacchiotto: a) strada attualmente sterrata che prosegue verso monte fiancheggiando il corso d'acqua (Figura 3.11a); b) resti di tale strada in passato asfaltata

Colonnata, mentre una strada sterrata senza sbocco prosegue verso monte fiancheggiando il corso d'acqua (Figura 3.11a); resti di tale strada in passato asfaltata si possono vedere in località Bacchiotto (Figura 3.11b)

Nella parte alta del bacino la strada comunale di Colonnata prosegue fino al paese, generalmente a quota più elevata rispetto al corso d'acqua,

che risulta localmente confinato unicamente in corrispondenza di un ampio parcheggio sottostante il paese (Figura 3.12).

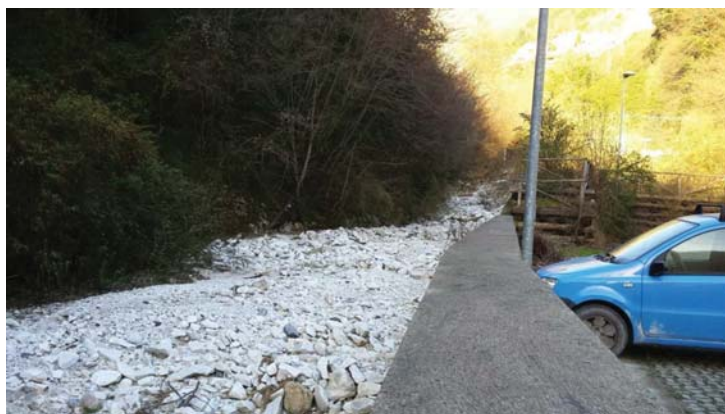


Figura 3.12: Vista verso monte del tratto del Carrione di Colonnata sottostante il paese di Colonnata

b.4 Manufatti in alveo

Per gli scopi dell'analisi di fattibilità proposta al punto d appare necessario analizzare la presenza di manufatti nel tratto terminale del Gragnana.

Tratto terminale del Gragnana.

Nel tratto terminale del Gragnana di rilievo per il punto d sono presenti quattro ponti(Figura 3.13).

Procedendo da monte s'incontra un imponente ponte a tre arcate, seguito da una soglia molto alta (Figura 3.14). Si tratta del Ponte attraverso cui si accede, dalla via Provinciale Gragnana, alla Villa Fabbricotti alla Padula costruita nel 1879 per Bernardo Fabbricotti, industriale del marmo. L'edificio è collocato in un grande parco sito alle spalle della città.

Più a valle, un secondo ponte, sospeso, attualmente inagibile (Figura 3.15). Nel tratto successivo le sponde del torrente sono occupate da edifici le cui pareti sostituiscono, di fatto, i muri spondali (Figura 3.16). Segue il Ponte indicato con 1 in Figura 3.13. In corrispondenza del ponte è localizzata una soglia (Figura 3.17). Nel tratto finale il Gragnana scorre fra muri di sponda e sbocca nel Carrione subito a valle del Ponte di via Apuana dopo aver attraversato un ultimo Ponte, il ponte della Lugnola (Figura 3.18).

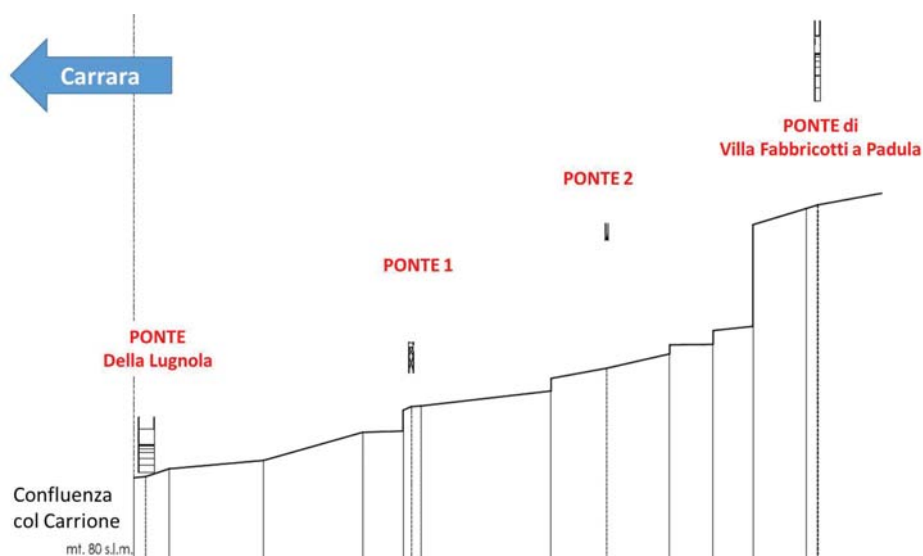


Figura 3.13: Profilo longitudinale del Gragnana nel tratto terminale, che precede la confluenza con il Carrione, con indicazione dei ponti in esso presenti



Figura 3.14: (a) Il ponte a tre arcate di Villa Fabbricotti sul Gragnana; (b) l'accesso alla villa attraverso il Ponte; (c) la soglia molto alta subito a valle del ponte

*b Introduzione ai problemi idraulici e morfodinamici della parte montana del bacino del Carrione*89



Figura 3.15: Il ponte sospeso sul Gragnana (ponte 2 in Figura 3.13)



Figura 3.16: Il tratto del Gragnana compreso fra i ponti indicati come ponte 2 e ponte 1 in Figura 3.13.

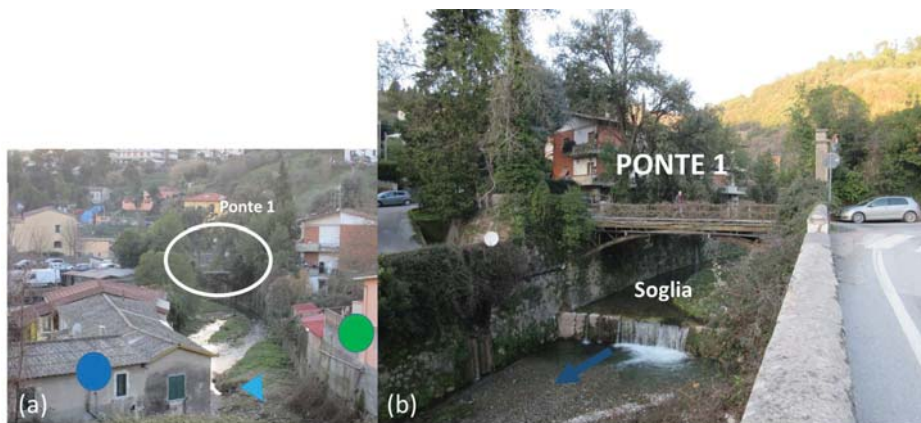


Figura 3.17: Il ponte indicato come ponte 1 in Figura 3.13.



Figura 3.18: Il ponte della Lugnola visto da valle (b) e da monte (c) ed il tronco finale del Gragnana: sullo sfondo un edificio adiacente l'alveo (a).

Tratti terminali di Torano e Colonnata.

Una descrizione esaustiva della presenza di manufatti in alveo nell'intero bacino montano del Carrione esula dagli scopi presenti. Nel seguito, se ne menzionano alcuni, di qualche rilievo, rimandando ad uno studio più approfondito un'analisi puntuale, necessaria per lo studio di sistemazione idraulica del bacino montano che appare necessario.

Una briglia è presente nel Fosso di Torano (Figura 3.19) e due briglie sono presenti nel tratto incassato del Colonnata a monte del Ponte di Ferro.



Figura 3.19: Briglia presente nel Fosso di Torano

Alcune passerelle pedonali che attraversano il corso d'acqua a quota bassa rispetto al fondo alveo sono presenti lungo il Fosso di Torano, nella parte alta del Torano in località Pianello e nella parte bassa del Colonnata, dove l'alveo risulta anche tombinato per un breve tratto (Figura 3.20). Interventi di regimazione delle acque sono stati eseguiti a monte del Ponte di Sponda e in ravaneto sul fianco sinistro del bacino del Gagnana.



Figura 3.20: Passerelle pedonali lungo il Fosso di Torano (a, b), nella parte alta del Torano in località Pianello (c) e nella parte bassa del Colonnata (d)



Figura 3.21: Interventi di regimazione delle acque a monte del Ponte di Sponda (a) e in ravaneto sul fianco sinistro del bacino del Gragnana (b).

b.5 Raccomandazioni

Il quadro che emerge dai dati descritti ai punti precedenti impone una serie di raccomandazioni.

- L'evoluzione delle tecniche di coltivazione dei giacimenti marmiferi pone seri **problemi di sostenibilità** per tale importante attività. **Non appare ulteriormente procrastinabile la formulazione di un piano di gestione sostenibile delle cave:** e deve essere chiaro alle istituzioni responsabili che **non è sostenibile l'attuale prassi di coltivazione delle cave che, in ragione dell'utilizzo di tecniche moderne che aumentano la produttività pro-capite riducendo la manodopera, determina un carico di sedimenti fini dell'ordine di milioni di tonnellate annue scaricate sui versanti di cava.** Ribadiamo quanto affermato precedentemente: la sostenibilità richiede un piano di riuso di tali materiali nell'ambito di attività produttive in grado di trasformare una minaccia per il territorio in un'opportunità per l'imprenditorialità locale. Esistono già esempi di start up che operano in questa direzione con prospettive che appaiono molto promettenti: tali iniziative vanno incoraggiate ed inserite in un quadro pianificatorio che si avvalga anche degli strumenti offerti dalla legislazione recente. Non è forse inutile ricordare qui che il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152, *'Norme in materia ambientale'* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 88 del 14 aprile 2006 - Supplemento Ordinario n. 96) suggerisce all'art. 181 la possibilità che imprese che favoriscono il riciclo e la bonifica dei siti inquinati accedano a benefici economici (Comma 1: *'Ai fini di una corretta gestione dei rifiuti le pubbliche amministrazioni favoriscono la riduzione dello smaltimento finale dei rifiuti attraverso: a) il riutilizzo, il reimpiego ed il riciclaggio; b) le altre forme di recupero per ottenere materia prima secondaria dai rifiuti; c) l'adozione di misure economiche e la previsione di condizioni di appalto che prescrivano l'impiego dei materiali recuperati dai rifiuti al fine di favorire il mercato di tali materiali;....'* e ancora, al comma 3: *'Alle imprese che intendono modificare i propri cicli produttivi al fine di ridurre la quantità e la pericolosità dei rifiuti prodotti ovvero di favorire il recupero di materiali sono concesse in via prioritaria le agevolazioni gravanti sul Fondo speciale rotativo per l'innovazione tecnologica.....'*). E, inoltre, il Decreto del Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio 8 Maggio 2003, n.203 introduce norme che fanno obbligo alle amm.ni pubbliche di acquistare almeno il 30% dei prodotti riciclati (Art.3 Comma 1 *'I destinatari, in ciascun anno solare e per ciascuna categoria di prodotto, sono tenuti a coprire almeno il*

trenta per cento del fabbisogno annuale di manufatti e beni appartenenti a ciascuna delle citate categorie, con manufatti e beni ottenuti con materiale riciclato.....’).

Si tratta di una cornice normativa che attende di essere utilizzata in modo lungimirante e proficuo, in una fase peraltro così difficile per l’economia del nostro Paese.

- Il Piano di gestione delle cave dovrà, inoltre, prevedere che si proceda ad una **sistematica opera di sistemazione dei ravaneti esistenti**, attraverso la rimozione ed il riuso dei materiali fini presenti nello strato superficiale e la realizzazione di interventi di stabilizzazione dei versanti e di regimazione delle acque superficiali.
- Infine, non appare ulteriormente procrastinabile l’esigenza di **ripristinare la funzionalità del reticolo idrografico montano**. A ciò si richiede:
 - un adeguamento delle sezioni disponibili per i deflussi delle portate di piena previste;
 - la modifica della viabilità di fondo valle dove necessario;
 - la demolizione o de-localizzazione di manufatti in alveo che ostacolano i deflussi;
 - la realizzazione di opere (e.g. briglie selettive) in grado di intercettare l’eccesso di trasporto solido indotto da apporti eccezionali associati ad eventi intensi.

c Fattibilità di un sistema di piccoli sbarramenti nella parte montana del bacino

Esaminiamo, ora, la fattibilità idraulica di un sistema di piccoli sbarramenti nella parte montana del bacino. Si noti, tuttavia, che il quadro offerto al punto b suggerisce che la loro realizzazione è comunque condizionata alla preventiva implementazione delle raccomandazioni di cui al punto b.5.

c.1 Considerazioni preliminari sull'efficienza di laminazione degli invasi

L'equazione dei serbatoi

Fissata la quota di massimo invaso per ciascuno degli sbarramenti, il comportamento idrodinamico dell'invaso dipende dalla forma del bacino, dall'idrogramma di afflusso al bacino e dalle dimensioni della luce di fondo. Queste controllano, in particolare, la portata alla quale lo sbarramento comincia ad intervenire, cioè il bacino comincia ad invasare, ma determinano anche la quota massima raggiunta dalla superficie libera. Con riferimento alle nota-

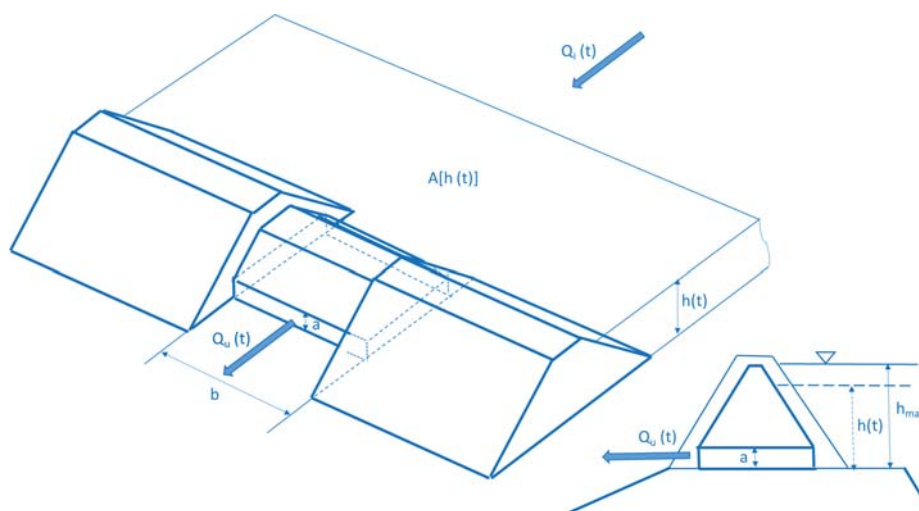


Figura 3.22: Schema di uno sbarramento e notazioni

zioni in Figura 3.22, la forma più semplice dell'equazione di conservazione della massa per ciascun bacino si scrive nella forma:

$$\frac{dV}{dt} = A(h) \frac{dh}{dt} = Q_i(t) - Q_u(t), \quad (3.2)$$

avendo utilizzato le seguenti notazioni:

- $h(t)$ quota istantanea della superficie libera rispetto ad un riferimento orizzontale;
- $V[h(t)]$ volume invasato a monte dello sbarramento al generico istante;
- $A[h(t)]$ area della superficie libera dell'invaso al generico istante;
- $Q_i(t)$ idrogramma all'ingresso nell'invaso;
- $Q_u(t)$ idrogramma all'uscita dall'invaso.

Si noti che la forma (3.2) dell'equazione di conservazione della massa approssima la superficie libera del serbatoio come orizzontale, ignora cioè la dinamica della corrente all'interno dell'invaso. Si tratta di un'approssimazione inessenziale e facilmente rimovibile nella fase di progettazione definitiva del bacino (si veda lo studio di Siviglia et al., 2009). Per gli scopi della presente analisi di fattibilità, tale approssimazione risulta tuttavia del tutto adeguata.

La funzione $V(h)$ è facilmente determinata a partire dal DTM per ciascun invasato. La funzione $Q_i(t)$ risulta nota a partire dallo studio idrologico di Castelli et al. (2014) o quale output di un bacino posto subito a monte del bacino in esame. La funzione $Q_u(t)$ rappresenta la portata effluente dalla luce di fondo, che dipende dalla forma e dalle dimensioni della luce, oltretutto, naturalmente, dalla quota del pelo libero $h[t]$. Nel seguito, dato il carattere preliminare del presente studio, adotteremo la scala di deflusso ottenuta sperimentalmente da Siviglia et al. (2009) con riferimento a luci rettangolari di larghezza b ed altezza a . Si noti, tuttavia, che la progettazione definitiva dovrà avvalersi di curve specificatamente tarate sui singoli invasi.

Porremo dunque:

$$Q_u[h(t)] = c_Q \sqrt{2g} a^m b [h(t)]^n, \quad (3.3)$$

dove:

- per $h < a$ l'efflusso avviene a stramazzo ($m = 0$, $n = 3/2$), ed il coefficiente di deflusso c_Q è influenzato dalla contrazione laterale dovuta alla presenza dello sbarramento ($c_Q = 0,588$);
- per $a < h < h_M$ (con h_M quota di sfioro) la luce si comporta come luce di fondo, l'efflusso avviene a battente ($m = 1$, $n = 1/2$) ed il coefficiente di deflusso c_Q può assumersi ancora costante e pari a 0,588. Con ciò si trascura una lieve dipendenza di c_Q dal rapporto h/a , analizzato teoricamente da Marchi (1953).

Nel seguito ipotizzeremo che il livello h non superi mai h_M per l'evento duecentennale di progetto. Non è, quindi, qui di interesse definire il comportamento dei deflussi quando la corrente, oltre ad effluire dalla luce di fondo,

sfiora anche dallo sfioratore di superficie.

Analisi dimensionale dell'efficienza di laminazione di un invaso

Una semplice analisi dimensionale ci consente di effettuare valutazioni qualitative che sono di ausilio nell'orientamento delle scelte progettuali.

Normalizziamo, dunque, le variabili che intervengono nella formulazione del problema come segue:

$$\tau = \frac{t}{T} \quad , \quad H = \frac{h}{h_M} \quad , \quad a(H) = \frac{A}{A_M}, \quad (3.4)$$

avendo indicato con T ed A_M la durata dell'evento e l'area massima della superficie libera dell'invaso, che si realizza quando $h = h_M$, cioè $H = 1$. Nel regime rilevante per il processo di laminazione, in cui il deflusso dalla luce avviene a battente si può allora scrivere:

$$Q_i(\tau) = Q_M f(\tau) \quad , \quad Q_u(\tau) = c_Q \sqrt{2g} \Omega \sqrt{h_M} \sqrt{H(\tau)}, \quad (3.5)$$

avendo indicato con Q_M la portata massima dell'idrogramma di piena in ingresso nell'invaso e con Ω l'area della sezione della luce.

Con l'aiuto delle definizioni (3.4) e (3.5), l'equazione di continuità (3.2) assume la forma adimensionale:

$$f(\tau) - K \sqrt{H(\tau)} = \epsilon a(H) \frac{dH}{d\tau}, \quad (3.6)$$

in cui K e ϵ sono parametri adimensionali definiti come segue:

$$K = \frac{c_Q \Omega \sqrt{2g h_M}}{Q_M} \quad , \quad \epsilon = \frac{A_M h_M}{Q_M T}, \quad (3.7)$$

Il parametro ϵ rappresenta il rapporto fra gli ordini di grandezza del volume massimo invasato e del volume di piena. Il parametro K è il rapporto fra portata massima uscente e portata massima entrante. Quest'ultimo parametro è legato all'*efficienza idrodinamica* e dell'invaso, definita come rapporto fra la differenza fra portata massima entrante e portata massima uscente e la portata massima entrante. Risulta, infatti:

$$e = 1 - K. \quad (3.8)$$

Nel caso di piccoli bacini, come quelli qui considerati, il parametro ϵ risulta piccolo (dell'ordine del 10%). Se l'istante in cui $H(\tau)$ risulta massimo (quindi $\frac{dH}{d\tau}$ nullo) coincidesse con l'istante in cui risulta massima la portata in ingresso (in cui cioè f è pari a 1), K risulterebbe pari ad 1 per l'equazione di continuità

e, quindi, l'efficienza risulterebbe nulla. Tuttavia, l'effetto di laminazione fa sì che il massimo di $H(\tau)$ si verifichi un po' in ritardo rispetto all'istante in cui risulta massima la portata in ingresso. Ciò rende l'efficienza non nulla.

L'ordine di grandezza dell'efficienza che ci si può attendere da piccoli bacini dipende quindi dal parametro adimensionale ϵ . È facile dimostrare, facendo riferimento ad un vaso schematico, che $e \sim O(\epsilon^2)$, cioè l'efficienza cresce col quadrato del parametro piccolo ϵ : dunque, bacini troppo piccoli presentano un'efficienza molto modesta e una significativa riduzione del picco di piena richiede la realizzazione di più bacini. È quanto emerge dai risultati riportati nel seguito.

c.2 Disponibilità di volumi invasabili

Le stime di massima della disponibilità di volumi invasabili nella parte montana del bacino del Carrione saranno fondate sull'ipotesi che gli sbarramenti abbiano altezza non superiore a 15 m: è questa, infatti, la massima altezza, al di sopra della quale lo sbarramento sarebbe classificato come diga, la cui realizzazione prevede un iter di approvazione notoriamente assai complesso ed oneroso. Semplici considerazioni mostrano tuttavia che la parte di monte di ciascuno di tali bacini invasa in genere volumi trascurabili. È apparso perciò opportuno verificare comparativamente soluzioni diverse che prevedano un diverso numero di sbarramenti, di altezza inferiore alla massima, che consentano di invasare volumi paragonabili. Naturalmente, opere di minore altezza hanno minore impatto e sarebbero da preferire ma, come notato al punto precedente, esse presentano l'inconveniente di dar luogo a minori efficienze idrodinamiche. Inoltre, il costo di realizzazione di un maggior numero di sbarramenti più bassi può crescere o ridursi a seconda del rapporto fra le altezze degli sbarramenti. Nel seguito, esamineremo quindi la disponibilità di volumi invasabili, precisandone tuttavia la dipendenza dall'altezza degli sbarramenti. Inoltre, verificheremo l'opportunità di sdoppiare ciascuno dei bacini prevedendo una minore altezza degli sbarramenti con volume totale invasato paragonabile. Infine, al punto c.3, verificheremo la capacità di laminazione ottenibile attraverso i diversi sistemi di invasi.

Dati

Gli elementi riportati nel seguito sono fondati su:

- osservazioni di campo eseguite durante alcuni sopralluoghi preliminari (effettuati i giorni 8 marzo 2015, 23 aprile 2015, 21 maggio 2015, 17 luglio 2015, 21 luglio 2015 e 30 luglio 2015) ed altri più recenti (effettuati i giorni

20 Ottobre 2015 e 5 Febbraio 2016) finalizzati a verificare la compatibilità dei siti identificati preliminarmente con lo stato dei versanti, con particolare riferimento alla loro stabilità nelle adiacenze degli invasi: i sopralluoghi sono stati effettuati con la cortese assistenza degli ingegneri M. Daddi e T. Cini della Regione Toscana e, inoltre, dei geologi A. Criscuolo e Lombardini del Comune di Massa;

- analisi in ambiente GIS GRASS (GRASS Development Team, 2014), sulla base del Modello Digitale del Terreno (DTM) a risoluzione $1\text{ m} \times 1\text{ m}$, derivante da rilievo Lidar gentilmente fornito da Regione Toscana;

- Carta Tecnica Regionale (CTR) a scala 1:5000 scaricabile dal Geoportale GEOScopio, per la localizzazione dei manufatti presenti nell'area in esame.

Distingueremo nel seguito le potenzialità di invaso associate ai diversi sottobacini del Carrione. Si noti che si tratta di stime di massima che prescindono, peraltro, da interventi di sistemazione (inclusa la rimozione di eventuali accumuli di sedimenti) che in molti casi saranno necessari e potranno condurre ad un incremento dei volumi stimati.

Invasi nel bacino del Gragnana

La potenzialità di invaso complessiva individuata nel bacino del Gragnana ipotizzando di realizzare gli sbarramenti denominati Gragnana 2 e Sorgnano 2, di altezza pari a 15 m , si aggira intorno a 190.200 m^3 (Figura 3.23) Adottando la soluzione di quattro sbarramenti di altezza 12 m ravvicinati, si ottiene un volume complessivo pari a 160.900 m^3 .

L'analisi delle caratteristiche dei bacini (descritti in dettaglio in Appendice) suggeriscono che:

- l'invaso determinato dallo sbarramento Gragnana 2 (o gli invasi determinati dal suo sdoppiamento) non pongono problemi di delocalizzazione di alcun insediamento, nè problemi di modifica dell'attuale viabilità. Inoltre, i bacini insistono su di un'area non affetta da pericolosità geomorfologica.

- neppure per l'invaso determinato dallo sbarramento Sorgnano 2 (o per gli invasi determinati dal suo sdoppiamento) si pongono problemi di delocalizzazione di alcun insediamento; tuttavia, tali invasi insistono su di un'area adiacente a versanti caratterizzati da pericolosità geomorfologica, il che suggerisce che la loro fattibilità sarà condizionata al preventivo accertamento della necessità di realizzare interventi di sistemazione dei versanti.

Invasi nel bacino del Torano

La potenzialità di invaso complessiva individuata nel bacino del Torano ipotizzando di realizzare gli sbarramenti indicati nella Figura 3.24, di altezza

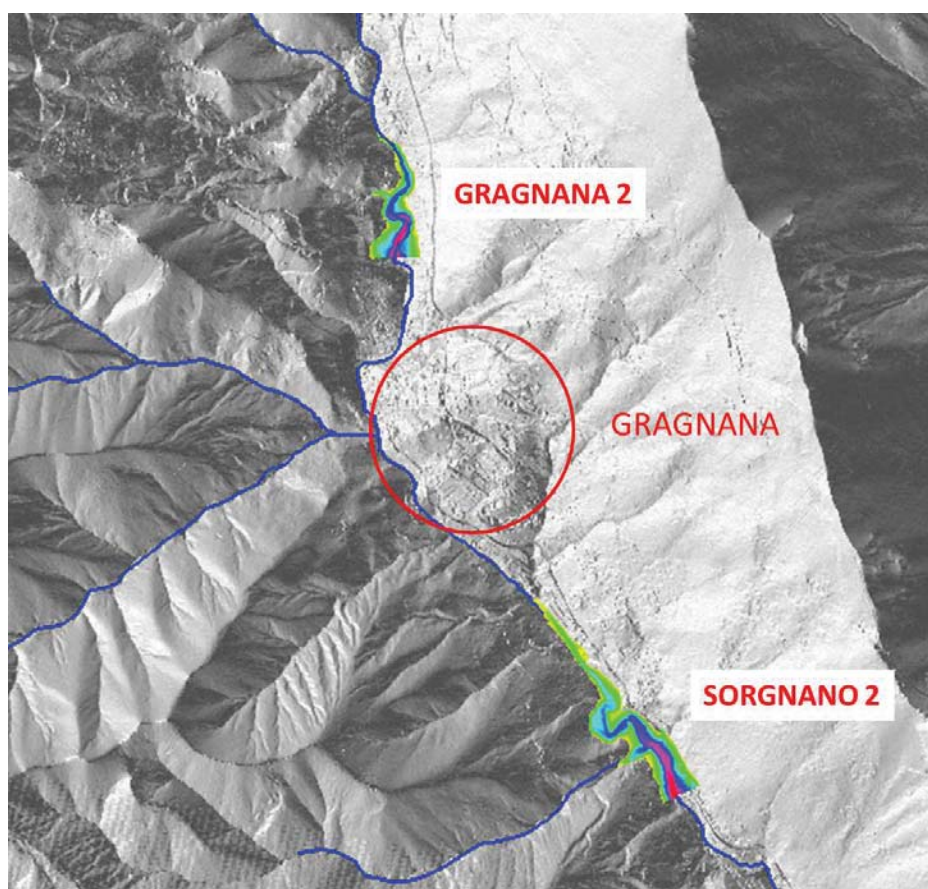


Figura 3.23: Ubicazione degli sbarramenti denominati Gragnana 2 e Sorgnano 2 di altezza pari a 15 m

pari a 15 m, si aggira intorno a $460.100 m^3$. Adottando la soluzione di sbarramenti sdoppiati di altezza compresa fra 11 m e 12 m (vedi l'Appendice per i dettagli), il volume complessivo si riduce a $370.500 m^3$ circa.

Le potenzialità di invaso sono suddivise fra il sottobacino di Pescina-Boccanaglia e il sottobacino del Torano propriamente detto.

Il volume associato al sottobacino di Pescina-Boccanaglia ammonta a $138.400m^3$ (o $122.000m^3$ nel caso di invasi sdoppiati). Come evidenziato nell'Appendice, essi non pongono problemi di delocalizzazione di alcun insediamento, nè problemi di modifica dell'attuale viabilità. Tuttavia sono collocati in un'area in cui è presente folta vegetazione. Infine, la carta di pericolosità geomorfologica suggerisce che i bacini insistono su di un'area non affetta da pericolosità. I sopralluoghi suggeriscono, tuttavia, la presenza di fenomeni di dissesto sull'asta fluviale probabilmente dovuto a materiale di cava grossolano, in particolare alla radice del Pescina 3.

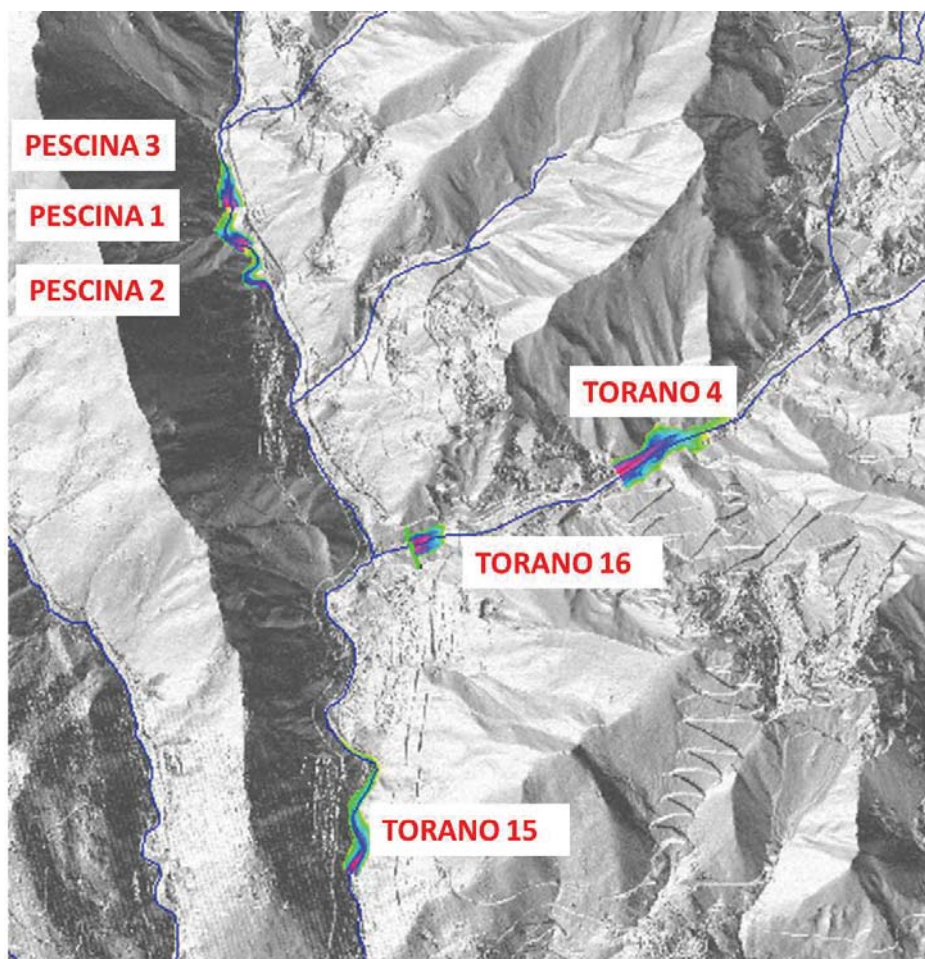


Figura 3.24: Ubicazione di alcuni sbarramenti (Pescina-1, Pescina-2, Pescina-3, Torano-4, Torano-15, Torano-16) realizzabili nel bacino del Torano con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

La potenzialità di invaso individuata nel sottobacino di Torano ammonta a $321.700 m^3$ (o $248.500 m^3$ nel caso di invasi sdoppiati). L'analisi della loro collocazione (vedi Appendice) suggerisce che alcuni di essi pongono problemi che dovranno essere accuratamente analizzati.

- Lo sbarramento Torano 4, di particolare rilevanza per l'entità del volume invasabile, interferisce con l'attuale viabilità al servizio delle cave e con alcuni insediamenti: un edificio che era adibito a deposito di esplosivo, un'infermeria a servizio delle cave e una piccola casa di abitazione. Lo sbarramento risulta inoltre impostato su un fronte di cava aperto (che quindi ha avuto rilasci tensionali): dovranno essere valutati i suoi riflessi su eventuali problemi di stabilità dello sbarramento. Inoltre, a monte in sponda sinistra, si pongono

problemi di sistemazione e stabilizzazione del piede di alcuni ravaneti.

- Lo sbarramento Torano 16, non presenta significativi problemi di interferenza con la viabilità. Tuttavia, in sponda sinistra, si osserva una zona in frana attiva, con diffusa erosione superficiale, in ammasso roccioso alterato. Sarà necessario valutare la possibilità di disaggi/chiodature localizzate se la zona è in frana per crolli di roccia e di eventuali chiusure e impermeabilizzazioni di fratturazioni nell'ammasso. Inoltre, a monte del Ponte di sponda, sono presenti riporti antropici che vanno rimossi per evitare riversamenti all'interno del bacino.

- Lo sbarramento Torano 15, sito a valle dell'abitato di Torano, interferisce solamente con un edificio in disuso, essendo localizzato subito a monte di diversi edifici di abitazione, con invaso che non raggiunge la segheria ed il laboratorio di scultura posti a monte del tratto in esame; la carta di pericolosità geomorfologica suggerisce la presenza di versanti affetti da pericolosità geomorfologica, sicché l'eventuale realizzazione dello sbarramento richiederà la preventiva sistemazione del versante pericoloso.

Invasi sul Carrione di Colonnata

La potenzialità di invaso individuata sul Carrione di Colonnata nella sola parte alta del bacino ammonta a circa $377.500 m^3$ complessivi che richiedono la realizzazione dei quattro sbarramenti indicati con le sigle COL21, COL25, COL27 e COL29 in Figura 3.25. Le caratteristiche dei diversi sbarramenti e relativi invasi sono riportate nell'Appendice. Si noti che la loro realizzazione non pone significativi problemi di delocalizzazione di alcun insediamento, nè di modifica dell'attuale viabilità. Tuttavia:

- Lo sbarramento Colonnata 21 (Ponti di Vara) coincide con una cava in via di dismissione che ha determinato una profonda cavità, dunque un invaso, il cui svuotamento richiederà la predisposizione di un'opera di scarico di fondo. Inoltre, come evidenziato nell'Appendice, l'invaso è adiacente al Ponte della vecchia ferrovia marmifera: le fondazioni delle sue pile potrebbero quindi essere interessate da fenomeni di infiltrazione (ancorché poco frequenti). Inoltre, un eventuale sbarramento verrebbe impostato su un fronte di cava aperto (che quindi ha avuto rilasci tensionali): dovranno quindi essere valutati eventuali problemi di tenuta/stabilità dello sbarramento stesso.

- Lo sbarramento Colonnata 29 presenta in sponda destra sotto la galleria franamenti diffusi di materiale instabile proveniente dalle lavorazioni delle cave: s'impone quindi una sistemazione del versante. Inoltre, occorrerà tener conto della presenza in sponda sinistra (a monte) di una cava a pozzo che comunicherebbe con l'invaso.

- Lo sbarramento Colonnata 25 presenta sulla coda dell'invaso riporti

antropici provenienti da lavorazione di cava non stabilizzati. L'effettiva presenza di deflussi consistenti in occasione delle piene, non evidenti sulla base dell'esperienza riportata dal geologo Criscuolo, dovrà essere adeguatamente accertata attraverso preventivi monitoraggi.

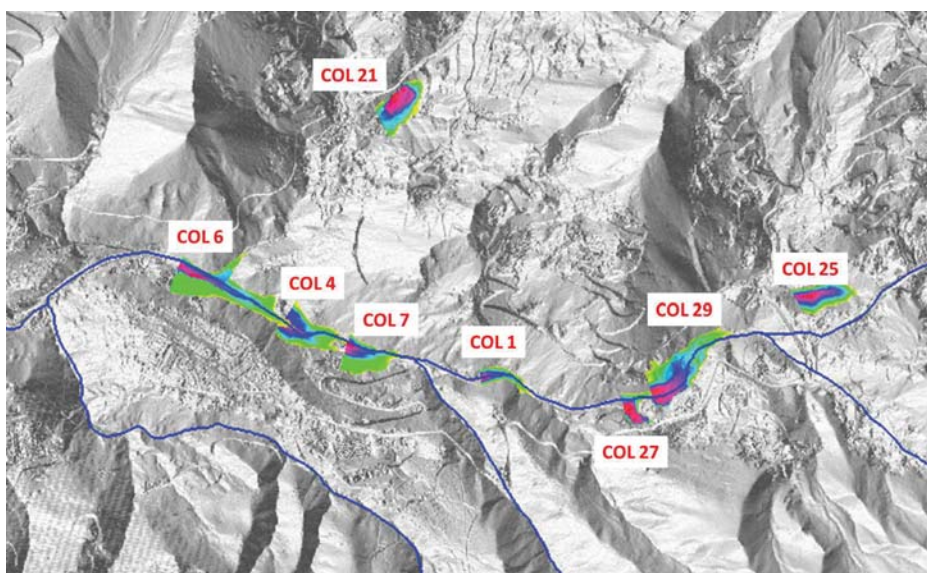


Figura 3.25: Ubicazione degli sbarramenti realizzabili sul Carrione di Colonnata, con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

Ulteriore potenzialità di invaso, nella misura di complessivi $264.300 m^3$, è disponibile nella parte più bassa del bacino ove si proceda alla realizzazione dei cinque sbarramenti indicati con le sigle COL1, COL4, COL6 e COL7 in Figura 3.25. La realizzazione di questi sbarramenti pone tuttavia problemi di delocalizzazione. In particolare:

- lo sbarramento COL6 interferisce con la presenza di insediamenti artigianali (segherie) e di sorgenti; pone, inoltre, l'esigenza di modificare la viabilità in un tratto fortemente interessato dai trasporti a servizio delle attività di cava e in cui è localizzata la pesa;
- gli sbarramenti COL4 e COL7 pongono analoghi problemi per la loro interferenza con la strada comunale e la presenza di manufatti.
- lo sbarramento COL1 presenta criticità geomorfologiche connesse con la presenza in sponda destra degli scarichi di 2 ravaneti.

Questo secondo gruppo di sbarramenti richiede quindi la preventiva verifica della volontà politica di procedere agli interventi di delocalizzazione e di modifica della viabilità menzionati. Va, inoltre, tenuto presente che, come emergerà al punto successivo, i bacini bassi sono caratterizzati da efficienze modeste che ne peggiorano il rapporto costo-benefici.

c.3 Stima della capacità di laminazione degli invasi individuati

Procedimento numerico

Il procedimento numerico utilizzato per l'implementazione del calcolo dell'efficienza di ciascun invaso si svolge come segue.

Per i rami di Torano e Colonnata, si considera l'idrogramma di piena due-centennale a Carrara Q (Figura 3.26), noto dallo studio idrologico (Castelli et al. (2014), ramo 171) ed espresso nella forma adimensionale:

$$F(\hat{t}) = \frac{Q(\hat{t})}{Q_{M171}} \quad \hat{t} = \frac{t}{T_{p171}} \quad (3.9)$$

con Q_{M171} il valore della portata al colmo e T_{p171} il corrispondente tempo di picco.

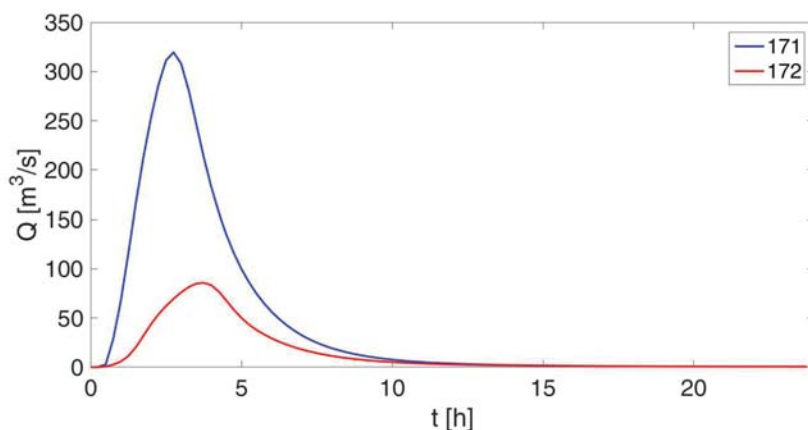


Figura 3.26: Idrogrammi di piena per l'evento due-centennale per i rami 171 e 172 (studio di Castelli et al. (2014)). Il ramo 171 si trova in corrispondenza del centro cittadino, immediatamente a valle della confluenza tra Torano e Colonnata; il ramo 172 è l'ultimo tratto del torrente Gragnana, prima della sua confluenza nel Carrione

Nell'ipotesi di assenza di invasi e trascurando gli effetti di propagazione della piena, si assume, per ogni ramo i -esimo del Torano e del Colonnata, un idrogramma descritto dalla funzione $F(\hat{t})$, dal tempo di picco T_{p171} e da un valore della portata al colmo Q_{Mi} pari al prodotto di Q_{M171} per il rapporto fra le aree drenate dal ramo i -esimo e dal ramo 171. In questo modo il volume totale dell'onda associata all'evento viene distribuito nella rete proporzionalmente alle aree di competenza dei vari rami. Inoltre, il valore di

portata massima in ogni ramo è pari alla sommatoria dei valori massimi dei rami a monte.

La presenza di un invaso non modifica la distribuzione dei volumi nella rete ma ha un effetto di laminazione sull'idrogramma di quel ramo producendo una diminuzione e un ritardo del valore massimo della portata in ingresso. Per tenere conto di tali effetti, ancorché in modo approssimato, il modello implementa il seguente schema:

- assume che, in prima approssimazione, la forma dell'idrogramma di piena di tutti i rami sia descritta dalla funzione $F(\hat{t})$;
- assume che la portata al colmo Q_{Mi} relativa all'idrogramma del ramo i -esimo in cui è collocato l'invaso abbia un valore pari alla sommatoria delle portate massime dei rami a monte del ramo i -esimo che confluiscono in esso ; se in questi ultimi sono inseriti invasi, il contributo di ciascuno di quei rami al picco di portata del ramo i -esimo è dato dal valore massimo di portata in uscita dal relativo invaso;
- il valore del tempo di picco T_{pi} in ogni ramo, noti $F(\hat{t})$ e Q_{Mi} , viene determinato imponendo la conservazione della distribuzione dei volumi dell'evento considerato. Questo implica che il valore del tempo di picco coincide con T_{p171} per i rami che non hanno a monte invasi.

Nel dimensionare i singoli invasi si assume un'altezza della luce sulla base di considerazioni pratiche: altezze troppo piccole farebbero intervenire l'invaso troppo presto, influenzando su eventi con modesto periodo di ritorno, che è bene defluiscano naturalmente in modo da non modificare il regime ordinario del corso d'acqua. Inoltre, la luce risulterebbe facilmente ostruibile da sedimenti di grandi dimensioni o materiali flottanti. Per evitare ciò sarà comunque necessario che, a sufficiente distanza dalla luce vengano collocate reti antimassi o analoghe strutture per l'intercettazione dei materiali grossolani e flottanti. Nel seguito, assumeremo altezze della luce non inferiori a $2m$.

Si assume quindi una larghezza della luce di primo tentativo b_1 , quindi un'area della luce Ω_1 . Con tali valori dei parametri si integra numericamente l'equazione di continuità con la chiusura appropriata (3.3) al variare della quota $h(t)$. Si determina in tal modo il valore massimo di $h(t)$. Si itera quindi sul valore di b (quindi di Ω) finché il valore massimo di $h(t)$ coincide con il valore h_{max} che l'invaso rende disponibile. Si calcola, quindi, il valore della portata massima in uscita e l'efficienza dell'invaso.

La procedura precedentemente descritta è stata applicata anche al torrente Gragnana assumendo come idrogramma di piena duecentennale, noto dallo studio idrologico di Castelli et al. (2014), quello sul ramo 172 (Figura 3.26). Il ramo 172 si trova alla confluenza del torrente Gragnana col torrente Carrione.

Risultati

La Figura 3.27 mostra i risultati ottenuti nel caso di un evento duecentennale che sollecita il bacino. In ascisse è riportata la portata laminata alla confluenza Torano-Colonnata in funzione dell'altezza degli sbarramenti, qui supposti tutti di uguale altezza. In ordinate è riportato il periodo di ritorno associato alla portata laminata. La stima del periodo di ritorno è stata effettuata interpolando i valori noti di portata sul ramo 171 (studio di Castelli et al. (2014)) associati ad un tempo di ritorno di 2, 30, 50, 100, 200 anni.

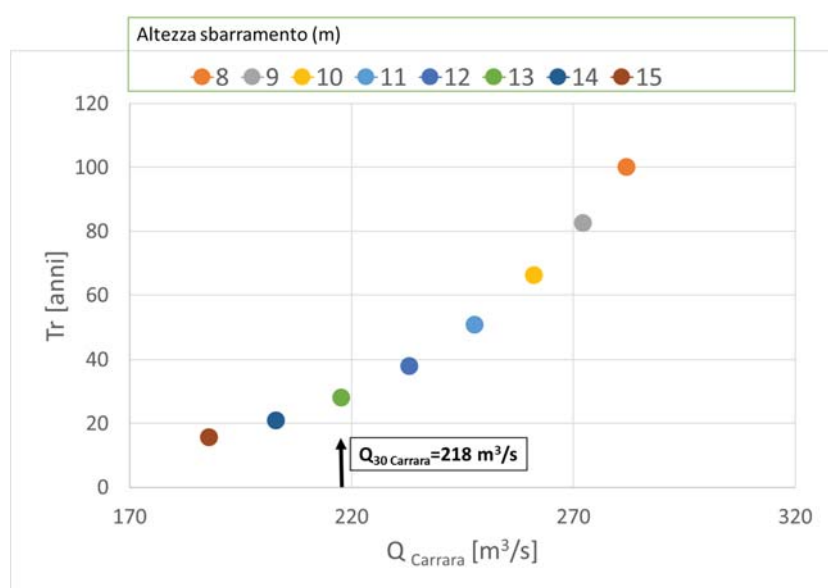


Figura 3.27: La portata laminata che sollecita il centro di Carrara ed il relativo periodo di ritorno, nel caso di evento due-centennale, al variare dell'altezza degli sbarramenti.

Emerge che l'altezza degli sbarramenti sufficiente a ridurre la portata laminata al valore trentennale è prossima a 13 m. I volumi di laminazione associati all'insieme dei bacini sono riportati in Figura 3.28 al variare dell'altezza degli sbarramenti.

È stata eseguita per un singolo invaso (COL29) una simulazione finalizzata a verificare la dipendenza dell'efficienza idrodinamica dal rapporto volume di invaso-volume di piena, variando il volume di piena a parità di portata di picco. I risultati di questa simulazione sono riportati nella Figura 3.29 e mostrano che la dipendenza ottenuta numericamente (punti blu) è perfettamente interpretabile attraverso una legge quadratica (linea tratteggiata), come previsto teoricamente.

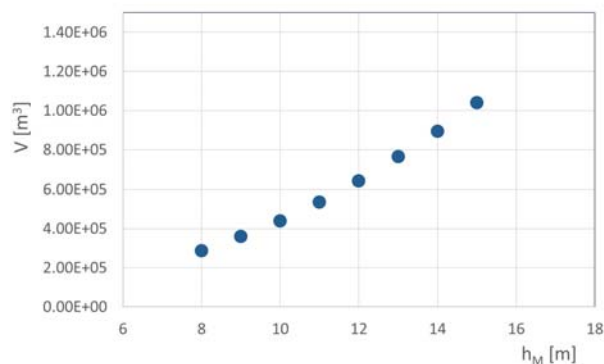


Figura 3.28: Volumi di laminazione associati all'insieme dei bacini singoli, al variare dell'altezza degli sbarramenti.

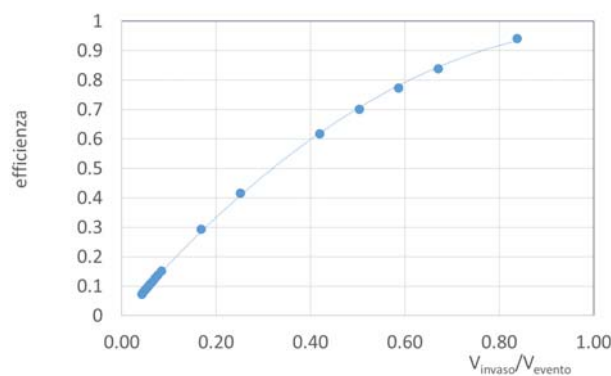


Figura 3.29: Dipendenza dell'efficienza idrodinamica dell'invaso 29 dal rapporto fra il suo volume di invaso e il volume di piena. La curva punteggiata rappresenta l'interpolazione dei dati attraverso una legge quadratica.

Si è, quindi, proceduto a valutare l'efficienza di laminazione dei singoli invasi nel caso di evento due-centennale e altezza degli sbarramenti pari a 15 m. Nella Figura 3.30 è riportata l'efficienza di laminazione in funzione del parametro che governa il processo di laminazione, il rapporto fra volume massimo invasato e volume di piena. Il grafico suggerisce che alcuni bacini di Colonnata (C1, C27) presentano efficienze molto basse. Ciò ha suggerito l'opportunità di verificare la possibilità di ottenere laminazioni adeguate rinunciando alla realizzazione dei bacini meno efficienti e di quelli di più difficile realizzazione.

La Figura 3.31 mostra i risultati ottenuti nel caso di un evento duecen-

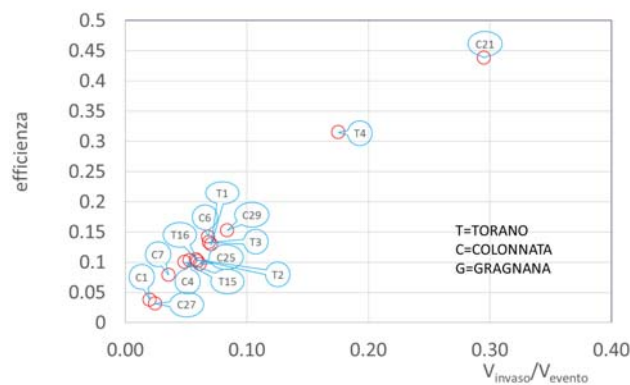


Figura 3.30: Efficienza di laminazione di ciascuno dei bacini singoli in funzione del rapporto fra volume massimo invasato e volume di piena nel caso di evento due-centennale e altezza degli sbarramenti pari a 15 m.

tennale che sollecita il bacino avendo rimosso gli invasi COL 6, COL4, COL7, COL1 e COL27. Essi suggeriscono che la rimozione degli invasi menzionati non preclude la possibilità di ottenere una adeguata laminazione di un evento due-centennale, ma richiede sbarramenti di altezza 15 m.

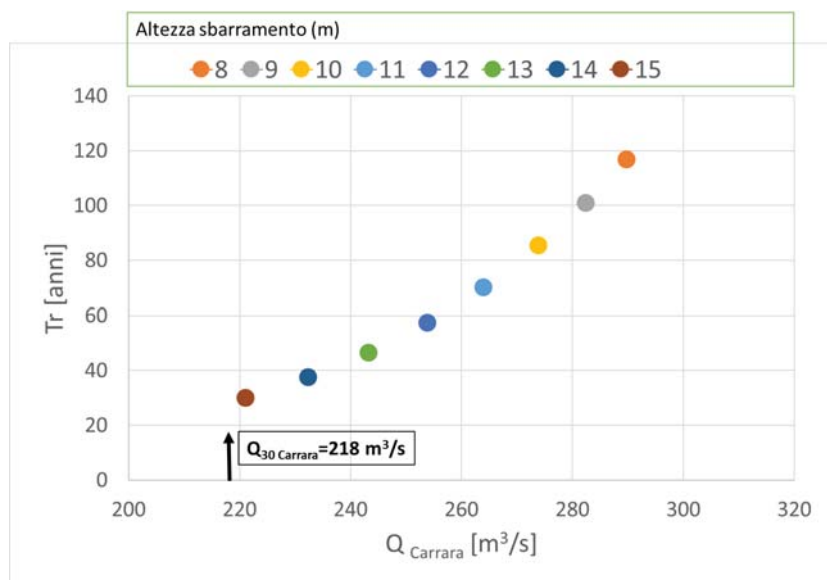


Figura 3.31: La portata laminata che sollecita il centro di Carrara ed il relativo periodo di ritorno, nel caso di evento due-centennale, al variare dell'altezza degli sbarramenti. Nella simulazione sono stati rimossi gli invasi COL 6, COL4, COL7, COL1, COL27

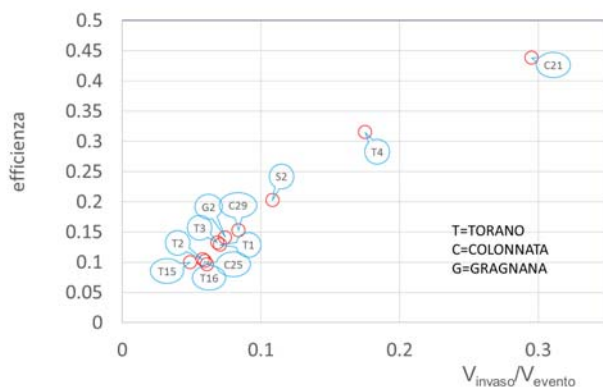


Figura 3.32: Efficienza di laminazione di ciascuno dei bacini singoli in funzione del rapporto fra volume massimo invasato e volume di piena nel caso di evento due-centennale e altezza degli sbarramenti pari a 15 m. Nella simulazione sono stati rimossi gli invasi COL 6, COL4, COL7, COL1, COL27

L'efficienza di laminazione dei singoli invasi, in questo caso, è riportata nella Figura 3.32. Si noti che l'efficienza non scende mai al di sotto del 10 %.

Lo sdoppiamento dei bacini con l'abbassamento degli sbarramenti penalizza l'efficienza del processo di laminazione. La Figura 3.33 ne fornisce una chiara dimostrazione. La simulazione è stata effettuata sdoppiando tutti gli invasi del Torano e fissando la loro altezza:

- in 11 m per i Piscina 1 (T1), Piscina 2 (T2) e Piscina 3 (T3);
- in 12 m per il Torano 4 (T4);
- in 11.5 m per il Torano 16 (T16);
- in 11 m per il Torano 15 (T15).

Inoltre, gli sbarramenti T2V, T15V e T16V sono stati rimossi perché la loro efficienza di laminazione risulta trascurabile.

Il risultato della simulazione mostra che le efficienze scendono tutte (tranne quella di T4M) al di sotto del 10%. Inoltre, nel caso di evento duecentennale, sdoppiando tutti gli invasi di Torano, ma non quelli di Colonnata (COL21, COL25 e COL29) mantenuti ad altezza di 15 m, la portata laminata a Carrara non scende sotto $243 \text{ m}^3/\text{s}$.

c.4 Considerazioni conclusive e raccomandazioni sulla fattibilità di un sistema di piccoli sbarramenti

I risultati illustrati al punto precedente suggeriscono che la realizzazione di piccoli invasi nella parte alta del bacino del Carrione porterebbe significativi vantaggi dal punto di vista idraulico, nei confronti cioè del problema della

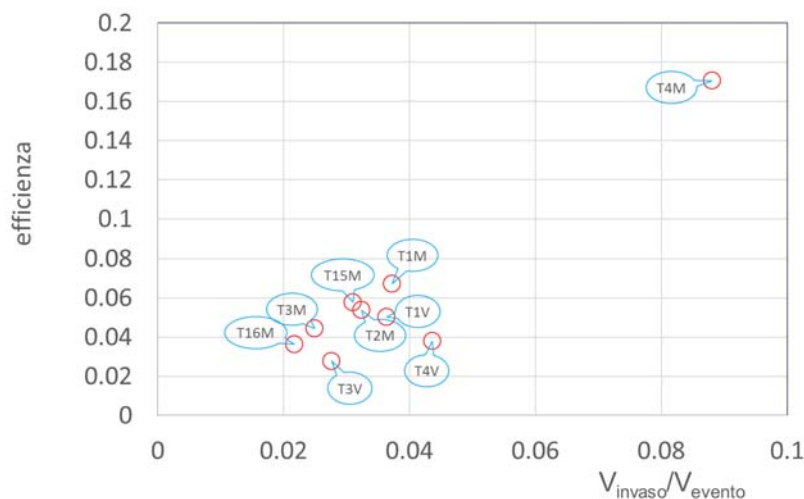


Figura 3.33: Efficienza di laminazione di ciascuno dei bacini sdoppiati nel caso di evento due-centennale e altezza degli sbarramenti come descritti nel testo

laminazione delle piene del corso d'acqua. Tali risultati vanno tuttavia accolti con cautela.

L'effettiva realizzabilità degli sbarramenti ipotizzati è infatti dipendente da alcune condizioni.

1- Nei casi in cui la collocazione del bacino interferisce con la presenza di insediamenti, sarà necessario **promuoverne la delocalizzazione**, che si rende comunque necessaria quando tali insediamenti impediscono il naturale deflusso delle acque negli affluenti principali del Carrione (Torano e Colonnata).

2- Analoga esigenza si pone per quei bacini che interferiscono con la viabilità: come osservato al punto b.5, **occorre riconsiderare complessivamente il sistema dei trasporti nella parte montana del bacino**, ripristinando l'ufficiosità degli alvei e spostando se necessario le strade di fondovalle quando la loro presenza risulta incompatibile con il regolare deflusso delle acque.

3- La realizzazione di alcuni bacini richiederà, poi, la **preventiva sistemazione dei versanti** ad essi adiacenti, nei casi in cui, anche per la presenza di ravaneti recenti, la stabilità dei versanti stessi non è assicurata: quest'ultima esigenza connette il problema della realizzazione dei bacini con il più generale problema della rimozione degli accumuli di sedimenti fini (marmettola, terre, etc) che costituiscono una potenziale minaccia per la sicurezza dei territori di fondovalle e fonte di inquinamento delle falde.

4- Gli invasi qui proposti sono atipici: gli sbarramenti non possono essere troppo bassi, pena la loro inefficienza, e le luci di fondo debbono avere area sufficientemente piccola affinché l'invaso sia interamente utilizzato nel corso delle piene pericolose. Ne consegue che il deflusso attraverso la luce di fondo nella fase di massimo riempimento avviene con velocità molto grandi (come avviene negli scaricatori delle dighe). Ne consegue l'esigenza che **siano previsti opportuni dissipatori localizzati a valle dello sbarramento**, in modo da ridurre l'energia cinetica della corrente effluente a valori accettabili.

5- Nel corso di eventi eccezionali la corrente può trasportare carichi di sedimenti molto elevati (vedi Figura 3.5): a monte degli sbarramenti dovranno quindi essere introdotti **dispositivi (reti antimassi, briglie selettive, etc.) che trattengano i materiali più grossolani, inclusi eventuali materiali flottanti**, impedendo loro di ostruire le luci di fondo degli invasi. Si impone, poi, un'attività di manutenzione dei bacini successiva agli eventi di piena significativi.

6- La progettazione degli sbarramenti dovrà essere preceduta da un'**attività di monitoraggio dei deflussi** che fornisca indicazioni sull'effettiva distribuzione delle portate di piena nel reticolo montano.

7- Il monitoraggio consentirà peraltro la **necessaria rivisitazione dello studio idrologico**, anche alla luce delle azioni di rimozione dei materiali fini dai ravaneti e del **ripristino di condizioni di maggiore permeabilità degli ammassi**, che potranno contribuire, in qualche misura da accertarsi attraverso uno studio ad hoc, all'attenuazione dei picchi di piena. La riformulazione del modello idrologico consentirà di includere la presenza degli sbarramenti e verificarne quindi la risposta ad un insieme di eventi caratterizzati da diverse distribuzioni spazio temporali della precipitazione, analisi questa necessaria a supporto della progettazione definitiva degli invasi.

8- L'importanza delle opere qui previste impone poi che la loro progettazione definitiva sia supportata anche da **prove su modello fisico da effettuarsi a fondo mobile**.

d Fattibilità di una galleria by-pass Torano-Gragnana

Nella Seconda Parte di questa Relazione abbiamo mostrato come sia possibile incrementare la portata smaltita in condizioni di sicurezza dal tratto cittadino del Carrione fino a $140 \text{ m}^3/\text{s}$ circa, adottando provvedimenti significativi di demolizione (o delocalizzazione) di manufatti in alveo oltreché di una sua modesta rimodellazione. Poiché tale valore di portata risulta apprezzabilmente inferiore al valore della portata trentennale a Carrara, appare opportuno verificare se sia possibile ridurre la portata che sollecita il centro di Carrara nel caso di eventi intensi, deviandone una parte a monte della con-

fluenza fra i rami di Torano e di Colonnata. Naturalmente, se fosse possibile convogliare la portata deviata fino al mare, tale soluzione, oltre a mettere in sicurezza la città di Carrara rispetto ad eventi trentennali allevierebbe, ad un tempo, anche il tratto vallivo del Carrione. Tuttavia, il costo di una tale soluzione sarebbe molto elevato e verosimilmente proibitivo. Appare, invece, possibile convogliare la portata deviata dal tratto terminale del Torano nel tratto terminale del Gragnana attraverso una galleria di dimensioni relativamente modeste e lunghezza non molto elevata, tali da rendere la soluzione economicamente sostenibile: tale opzione consentirebbe di ridurre significativamente la portata che sollecita il centro di Carrara, mantenendo inalterata invece la pericolosità a valle, dove la capacità di deflusso ottenuta attraverso gli interventi proposti nella Prima Parte di questa Relazione risulta adeguata all'evento trentennale, col rispetto peraltro dell'appropriato franco.

Nei paragrafi che seguono verificheremo, dunque, la fattibilità di tale soluzione.

d.1 Fattibilità idraulica

La fattibilità idraulica della galleria è condizionata dall'esistenza di un possibile tracciato caratterizzato da sufficiente dislivello fra sezione di imbocco e sezione di sbocco e, inoltre, dalla capacità del tratto terminale del Gragnana, eventualmente adeguato, di contenere la portata associata all'evento duecentennale modificato dall'apporto della portata deviata.

Tracciato

Il tracciato del tunnel va scelto in modo da soddisfare anzitutto alcuni ovvi criteri: lunghezza sufficientemente modesta e localizzazione delle opere di presa e di sbocco tali da interferire il meno possibile con insediamenti residenziali o di attività produttive. Un tracciato che soddisfa a tali requisiti è indicato con la linea rossa nella Figura 3.34. La lunghezza del tunnel si aggira intorno a 550 *m* e il dislivello fra i punti più bassi del canale di Torano e del Gragnana nelle sezioni di derivazione e recapito rispettivamente si aggira intorno a 9,2 *m*. Ulteriori vincoli che devono essere soddisfatti sono l'assenza di significativa pericolosità geomorfologica dei versanti adiacenti la presa e lo sbocco e l'adeguatezza delle caratteristiche geologiche dell'ammasso. Tali aspetti sono discussi al punto d.2.

Dimensionamento preliminare della canna

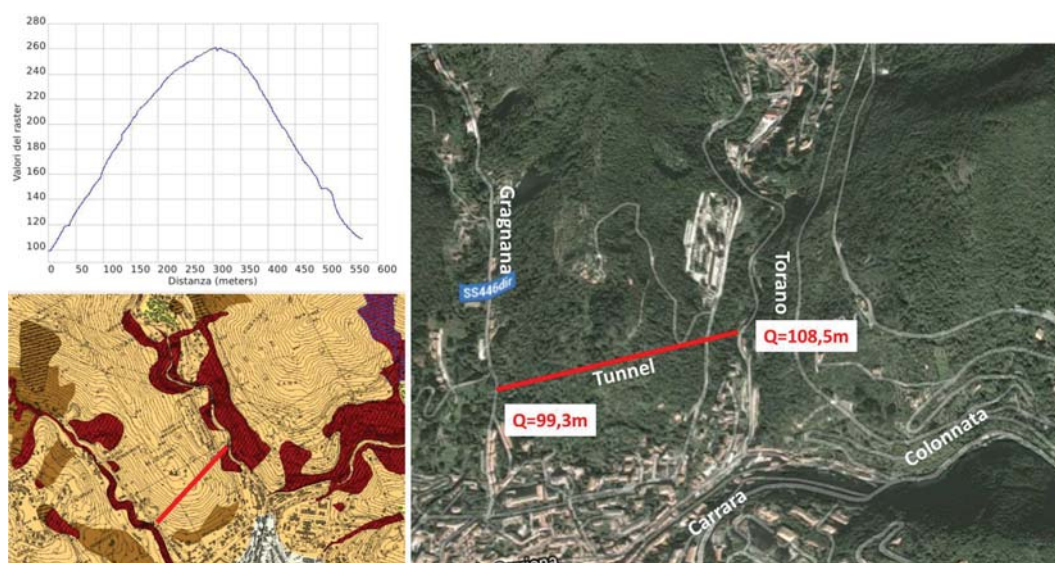


Figura 3.34: Tracciato del tunnel by-pass Torano-Gragnana proposto nel presente studio

L'area della sezione della galleria va scelta in modo da indurre velocità non eccessive della corrente, tali cioè da evitare un eccesso di energia da dissipare alla confluenza con il Gragnana attraverso l'opera di sbocco. L'effettiva pendenza del tunnel dovrà, compatibilmente con il dislivello menzionato, consentire il deflusso a superficie libera della portata di progetto nel tunnel, con adeguato franco. Inoltre, è opportuno che il deflusso avvenga in regime sub-critico. Le correnti supercritiche danno infatti luogo a trascinarsi di aria, con il pericolo di formazione di sacche che possono rendere pulsante il moto. L'attraversamento di condizioni critiche costituisce anch'esso uno stato non ottimale per la presenza di perturbazioni di superficie che possono indurre localmente il passaggio in pressione della corrente se il deflusso non avviene con adeguato franco. Si possono quindi formare anche in questo caso sacche d'aria che possono alterare il comportamento regolare dei deflussi e ridurre la portata defluente.

Assumiamo che la galleria sia di forma circolare. Ipotizziamo, inoltre, di deviare una portata massima Q pari a $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Sia D il diametro della galleria; Y la profondità di moto uniforme della corrente ($Y = D - f$ con f franco); b la larghezza della superficie libera; Ω l'area disponibile per il deflusso; U la velocità di moto uniforme; i_f la pendenza del tunnel. Con tali notazioni, in moto uniforme, si ha:

$$i_f = \frac{Q^2}{k_s^2 \Omega^2 R_i^{4/3}}, \quad (3.10)$$

con k_s coefficiente di conduttanza di Strickler e R_i raggio idraulico.

Con l'utilizzo di tali relazioni e assumendo un valore di k_s pari a $65 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, appropriato per pareti in calcestruzzo in non perfette condizioni, si trova che, con una pendenza costante della galleria pari a 0,2 % ed un diametro interno pari a 6 m il deflusso uniforme presenta, al variare della portata, le caratteristiche riportate nelle Figure 3.35a,b,c,d (linee nere).

Si noti che la velocità della corrente non supera i 5 m/s circa, il numero di Froude non supera 0,8 e il deflusso avviene con un franco mai inferiore a 1 m: i vincoli sono quindi tutti rispettati.

Si noti, tuttavia, che, nella fase iniziale dell'esercizio della galleria, in dipendenza dalla cura nella realizzazione del rivestimento, la parete della galleria può comportarsi come parete molto liscia, per la quale il coefficiente di Strickler k_s può assumere valori superiori a $65 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Per tenere conto di tale eventualità abbiamo riportato nelle Figure 3.35a,b,c,d (linee rosse) le caratteristiche del deflusso assumendo per il coefficiente di Strickler il valore $80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$: in tal caso, con la pendenza assegnata e il diametro prescelto, il moto uniforme è debolmente subcritico alle alte portate e critico alle basse portate. In tali condizioni si avrebbe la formazione di ondulazioni superficiali che, tuttavia, non risulterebbero pericolose poiché il franco disponibile non scende mai al di sotto dei 2 m.

In fase progettuale, sarà, inoltre, cura dei progettisti tenere conto dell'eventualità, non remota, che la realizzazione della galleria non sia preceduta dalla realizzazione degli invasi discussi al punto precedente. Si potrebbe consentire alla galleria, in tal caso, di convogliare una portata un po' superiore a quella di progetto, che includa cioè parte della portata in eccesso rispetto alla trentennale non ancora laminata dai bacini. La Figura 3.35 mostra che la galleria resta adeguata anche per valori di portata superiori a $80 \text{ m}^3/\text{s}$ e fino a $105 \text{ m}^3/\text{s}$, valore che corrisponderebbe ad un'equa ripartizione dell'eccesso di portata fra la galleria by-pass ed il Torano di valle.

Raccomandazioni relative all'opera di presa.

L'opera di presa dovrà essere progettata avendo cura delle seguenti raccomandazioni:

- 1- L'opera dovrà essere collocata a valle di un invaso (o di briglie selettive) in grado di trattenere il trasporto solido eccezionale di cui si può paventare la presenza per quegli eventi in cui la galleria dovrà svolgere la sua funzione.
- 2- Uno sfioro laterale libero (non presidiato cioè da opere di regolazione) deriverà la portata da convogliare nella galleria da un invaso determinato da un secondo sbarramento realizzato sul Torano subito a valle dell'opera di presa.

3- Le caratteristiche dello sbarramento (altezza, area della luce di fondo, larghezza dello scaricatore di superficie) e le caratteristiche dello sfioratore laterale (lunghezza e quota rispetto allo sbarramento) dovranno essere progettate in modo da soddisfare alle seguenti condizioni:

- i livelli determinati dallo sbarramento nell'alveo del Torano per l'evento trentennale consentano lo sfioro laterale della portata di progetto, pari a $80 \text{ m}^3/\text{s}$;

- sempre nel caso di evento trentennale la portata scaricata a valle dello sbarramento attraverso la luce di fondo sia pari all'eccesso della portata trentennale sul Torano alla sezione dello sbarramento rispetto agli $80 \text{ m}^3/\text{s}$ convogliati nella galleria;

- nel transitorio precedente la realizzazione degli invasi, la portata che sollecita l'opera di presa potrà raggiungere il valore duecentennale: i progettisti dovranno tenere conto di questa eventualità verificando la ripartizione dell'eccesso di portata rispetto alla trentennale fra il contributo (eccedente $80 \text{ m}^3/\text{s}$) sfiorato lateralmente e quello scaricato a valle dello sbarramento. È appena il caso di sottolineare che, fino al completamento del sistema di invasi, la realizzazione della galleria non consentirà comunque la messa in sicurezza della città di Carrara rispetto ad eventi di periodo di ritorno duecentennale.

4- È infine opportuno che l'opera progettata sia sottoposta a prova su modello fisico a fondo mobile.

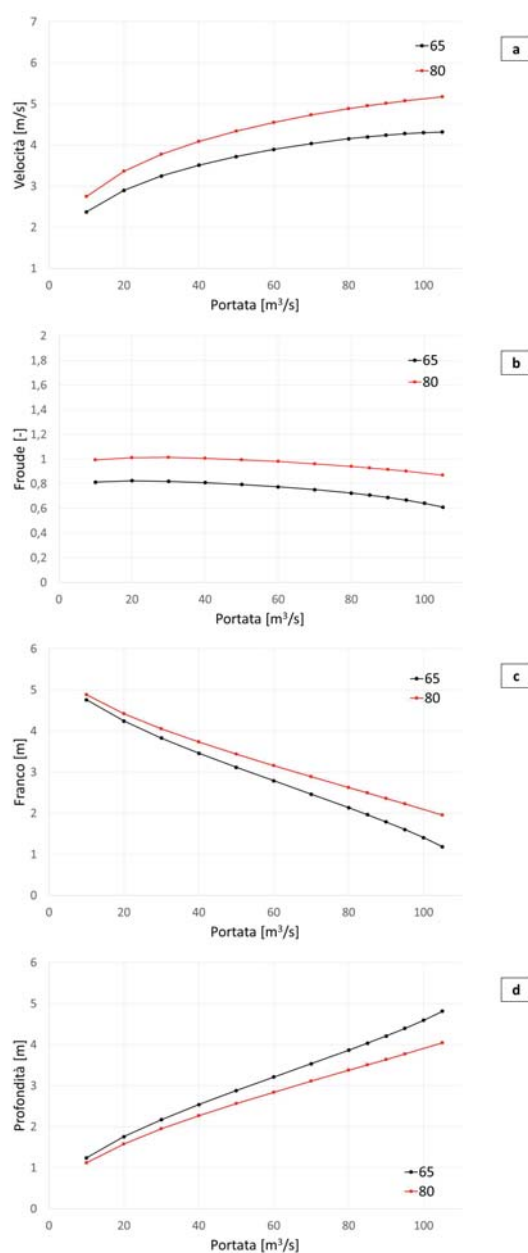


Figura 3.35: Caratteristiche del deflusso di moto uniforme di una portata variabile fra $10 \text{ m}^3/\text{s}$ e $105 \text{ m}^3/\text{s}$ nella galleria Torano-Graghana, di diametro 6 m e pendenza 0,2 %. Le curve nere si riferiscono alla fase di esercizio corrente della galleria in cui si è adottato un valore $65 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ del coefficiente di Strickler; le curve rosse si riferiscono alla fase iniziale di esercizio della galleria in cui si è adottato un valore del coefficiente di Strickler pari a $80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

Impatto sul tratto terminale del Gragnana.

Le caratteristiche del tratto terminale del Gragnana sono state illustrate al punto b.4. Come ivi sottolineato, esso contiene quattro ponti e diverse soglie. Una verifica esaustiva della capacità di deflusso del Gragnana in questo tratto non è stata possibile perché i tempi non hanno consentito all'ente Committente di fornirci rilievi affidabili ed adeguati delle sezioni e del profilo longitudinale in tutto il tronco in questione. Sono stati, tuttavia, effettuati e resi disponibili agli scriventi rilievi di un tratto del Gragnana della lunghezza di circa 200 m a monte dello sbocco nel Carrione. Le otto sezioni rilevate sono indicate in Figura 3.36.

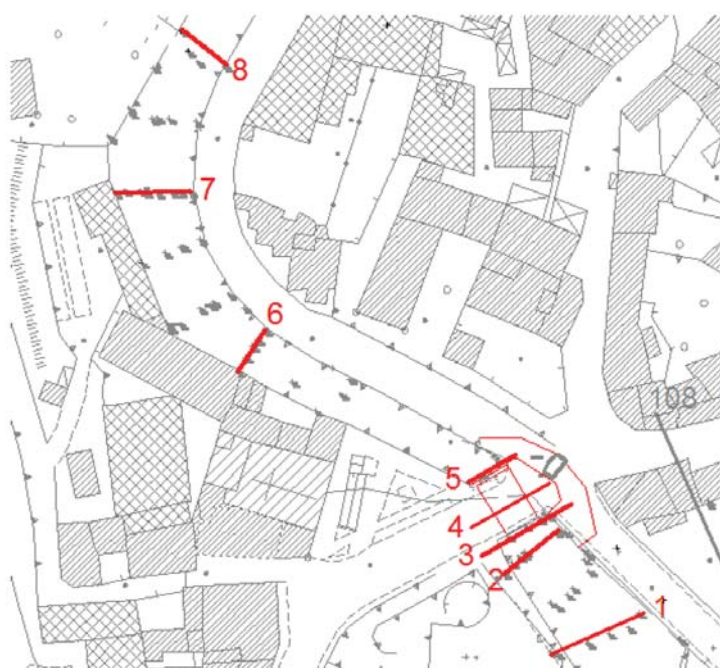


Figura 3.36: Planimetria del tratto terminale del Gragnana con indicazione delle otto sezioni rilevate ai fini dello studio presente

Si tratta del tronco più importante ai fini della verifica di interesse per la presente analisi di fattibilità. Il ponte della Lugnola rappresenta, infatti, l'unico ostacolo significativo per i deflussi, che richiede di essere adeguato anche in assenza del by-pass. Ciò emerge chiaramente dalla Figura 3.37 che mostra il profilo della superficie libera associato alla portata duecentennale ($Q_{200} = 86 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), in assenza dell'apporto della galleria: il restringimento imposto dal ponte ad arco induce un rigurgito che dà luogo al sormonto del ponte stesso. Si noti, inoltre che il rigurgito lambisce i davanzali delle

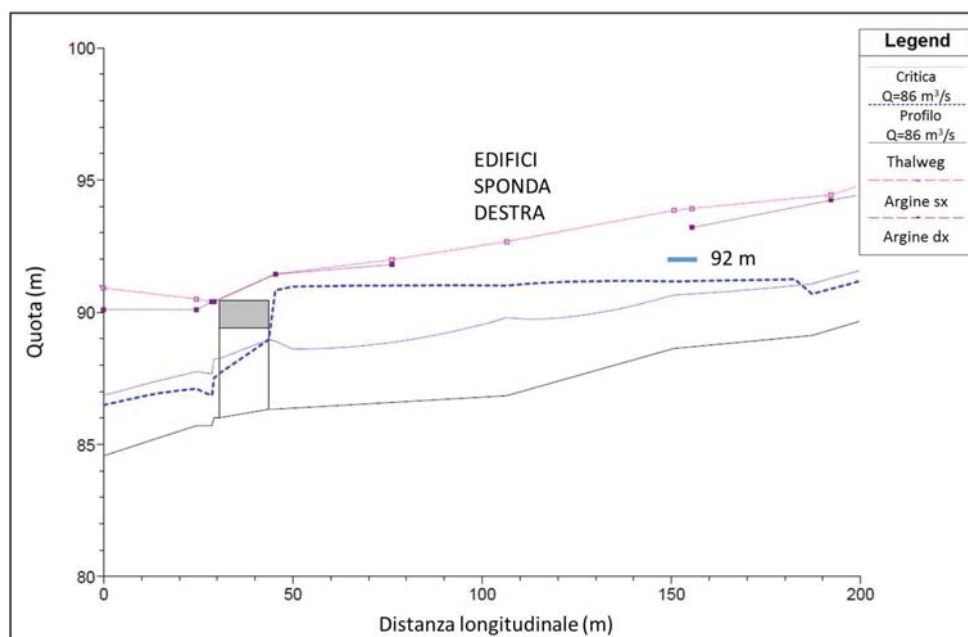


Figura 3.37: Il profilo della superficie libera nel tratto terminale del Gragnana per un moto stazionario con la portata due-centennale del Gragnana: $Q_{200} = 86 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$

finestre presenti nell'edificio adiacente l'alveo. L'adeguamento del ponte può ottenersi rimuovendo l'arco e innalzando l'intradosso del ponte rispetto alla quota della sommità dell'arco attuale o, infine, agendo sulla larghezza del ponte. Le Figure 3.38 e 3.39 mostrano il significativo effetto benefico ottenuto con modesti interventi: rimozione dell'arco, innalzamento dell'intradosso di $0,5 \text{ m}$ e aumento della larghezza a 11 m nel primo caso; rimozione dell'arco, mantenimento della quota dell'intradosso e aumento della larghezza a 13 m nel secondo caso. In entrambi i casi defluisce in sicurezza la portata duecentennale del Gragnana a cui si aggiunge nel tronco in esame l'apporto della galleria per una portata di picco pari a $166 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. L'allargamento della sezione del ponte dovrà essere accompagnato da un allargamento dell'alveo nel tratto compreso fra la sezione 6 ed il ponte. Tale allargamento può essere ottenuto in destra a valle della chiesa o, in sinistra, riducendo la larghezza della Via Apuana che va allargandosi in prossimità del ponte.

I progettisti della nuova opera potranno effettuare scelte diverse, valutando il rapporto costo - benefici delle diverse soluzioni, estendendo la verifica nel tratto a monte di quello qui considerato fino all'opera di sbocco della galleria e verificando l'eventuale esigenza di interventi di messa in sicurezza sugli edifici prospicienti l'alveo e sui versanti in cui sia paventabile il verificarsi di

fenomeni di instabilità.

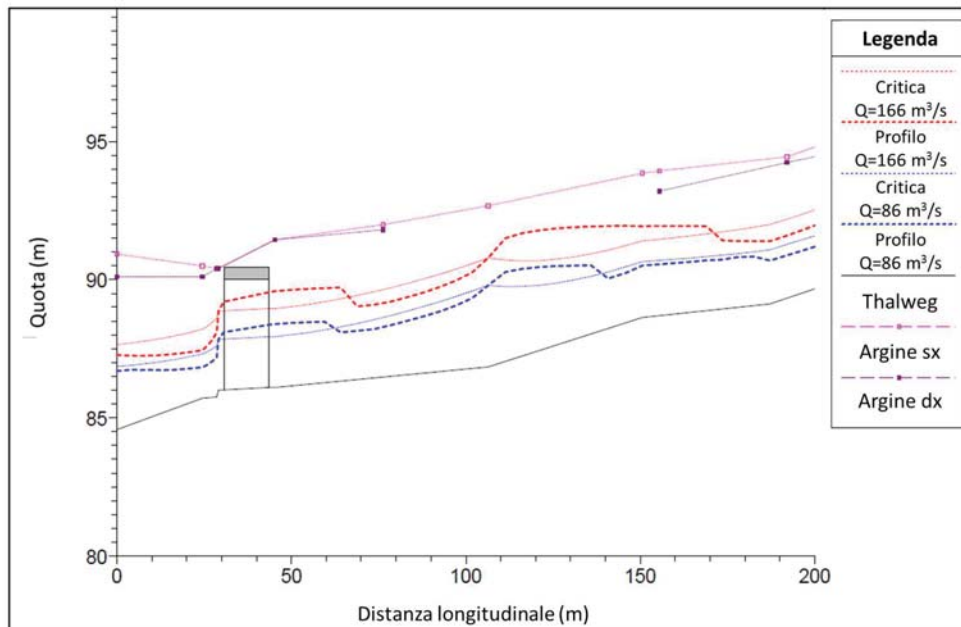


Figura 3.38: Il profilo della superficie libera nel tratto terminale del Gragnana sollecitato da un moto stazionario con portata pari alla portata di picco per un evento duecentennale sul Gragnana a cui si aggiunge nel tronco in esame l'apporto della galleria per una portata di picco pari a $166 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Il Ponte della Lugnola è stato modificato nella simulazione, rimuovendo l'arco, innalzando la quota dell'intradosso da $89,5 \text{ m}$ a 90 m e aumentando la luce a 11 m .

d.2 Fattibilità geotecnica

Per quanto riguarda l'imbocco della galleria, la progettazione dovrà tenere conto della possibile influenza dell'opera di presa sull'area del cimitero, la cui parte sud è attualmente in frana (la strada che fiancheggia il cimitero è infatti rinforzata da speroni e tiranti). Inoltre, molto in alto, sopra il cimitero, è presente un ammasso roccioso alterato e fratturato sotto il quale dovrebbe passare la galleria, il che suggerisce la necessità di accertare l'esigenza di predisporre un'eventuale opera di protezione passiva per l'opera di presa e l'eventuale disgregazione di blocchi potenzialmente instabili. Idonee opere di sostegno (paratie tirantate, etc.) saranno da localizzare in funzione della posizione finale dell'imbocco e delle caratteristiche della porzione di pendio da esso interessato.

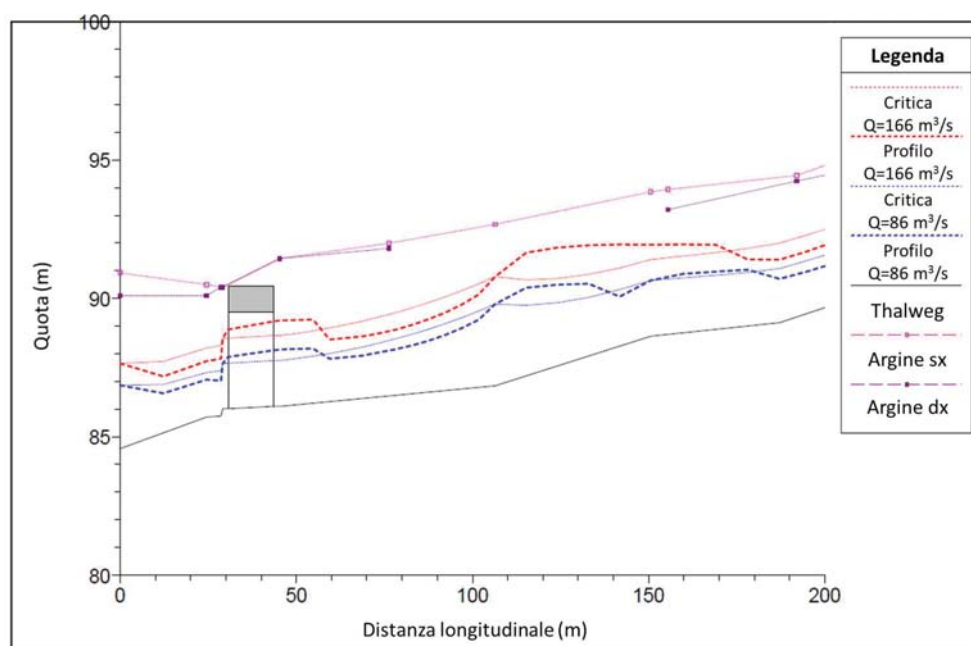


Figura 3.39: Il profilo della superficie libera nel tratto terminale del Gragnana sollecitato da un moto stazionario con portata pari alla portata di picco per un evento duecentennale sul Gragnana a cui si aggiunge nel tronco in esame l'apporto della galleria per una portata di picco pari a $166 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Il Ponte della Lugnola è stato modificato nella simulazione, rimuovendo l'arco, mantenendo la quota dell'intradosso a $89,5 \text{ m}$ e aumentandone la luce a 13 m .

Per quanto riguarda l'area interessata dall'opera di sbocco, sede anche del cantiere di attacco dello scavo, non si evidenziano particolari problemi in termini di stabilità dei versanti, se non locali possibili fenomeni dovuti allo stato degli argini naturali/antropici del Gragnana (nella cartografia del Piano Strutturale 2009 - Fig. 4.1 - tali zone sono indicate con pericolosità geomorfologica G4). Come per la zona di imbocco, anche in questo caso dovranno essere valutate con attenzione le opere provvisorie e definitive necessarie all'attacco dello scavo, sia per la presenza della sede stradale, sia per gli ingombri non trascurabili del cantiere.

In relazione alla progettazione della galleria by-pass, non sono disponibili informazioni di dettaglio riguardo alle caratteristiche idrogeologiche, strutturali e geo-meccaniche degli ammassi rocciosi attraversati. Gli unici dati disponibili sono stati desunti dalle cartografie regionali e comunali consultate. Alcune indicazioni provengono anche dalla Relazione Geologica allegata alla Variante 2009 del Piano Strutturale del Comune di Carrara (Bellini et

al, 2012). Da tali dati si può desumere: - la galleria nel suo sviluppo longitudinale interessa la formazione dei Calcari Massicci (*cm*) e quella dei Calcari e Marne a Rhaetavícula contorta (*cr*); - è probabile che il tracciato della galleria possa interessare la zona di passaggio tra le due formazioni, con potenziali locali peggioramenti delle caratteristiche geomeccaniche; - possibili classi di qualità degli ammassi rocciosi (secondo la Classificazione Geo-meccanica di Bieniawski, 1989) si individuano nella Classe III (per rocce calcaree fratturate) e nella Classe IV (per rocce calcaree intensamente fratturate con componente argillosa).

Il progetto della galleria dovrà ovviamente essere preceduto da un'esauistica indagine volta a definire le caratteristiche idrogeologiche, stratigrafiche, strutturali, geomeccaniche degli ammassi rocciosi interessati dagli scavi, anche in relazione alla possibilità di incontrare il contatto tra le due formazioni rocciose. In questa sede, ai soli fini di indicare una fattibilità geotecnica e con i pochi dati a disposizione, possono essere individuate tipologie di intervento tipicamente adottate in condizioni analoghe a quelle di interesse.

Date le dimensioni della galleria (al finito circa 6 m, con scavo circa 7 m) e la sua lunghezza (circa 550 m), nonché per il contesto nel quale essa si colloca, si assume che lo scavo avvenga a piena sezione con tecnica tradizionale e che la sezione sia policentrica con arco rovescio. Il rivestimento definitivo sarà in calcestruzzo armato di spessore da definire in sede progettuale.

Ove, per caratteristiche geometriche della cavità, per i carichi litostatici, per le caratteristiche meccaniche e strutturali dell'ammasso, il fronte di scavo della galleria possa essere considerato stabile (a breve termine) potranno non essere necessari (se non in misura ridotta) interventi preventivi di consolidamento del fronte di scavo. Ove, invece, per caratteristiche specifiche dell'ammasso, ovvero nella possibile zona di contatto tra la formazione *cm* e quella *cr*, si dovessero contrastare potenziali fenomeni di instabilità locale e eccessivi fenomeni deformativi, dovranno essere previsti efficaci sistemi di pre-consolidamento del fronte e consolidamento del cavo.

A titolo puramente indicativo, considerando:

- condizione "migliore"

Classe Bieniawski III - $RMR = 41 - 60$

a cui corrispondono, secondo il sistema Q (Tunnel Quality Index - Barton et al, 1974), i valori:

$Q = 0,72 - 5,92$ (Bieniawski e Orr, 1976)

$Q = 0.25 - 4.64$ (Barton, 1995)

- condizione "peggiore"

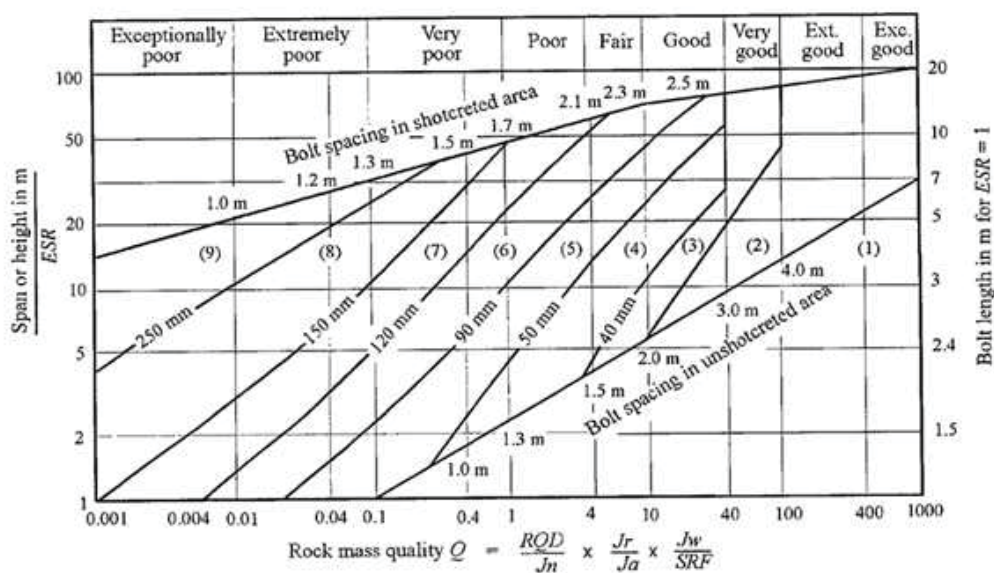
Classe Bieniawski IV- RMR = 21 - 40

$Q = 0,08 - 0,64$ (Bieniawski e Orr, 1976)

$Q = 0,012 - 0,22$ (Barton, 1995)

l'approccio empirico riportato in Fig. 3.40 (volto a definire categorie di sistemi di sostegno in funzione dell'indice di qualità Q e della dimensione equivalente dello scavo (Grimstad e Barton, 1993), suggerisce:

- $D_s \cong 7/m$ (diametro di scavo)
- $ESR = 1,6$ (Excavation Support Ratio, valore indicato per gallerie idrauliche)
- $D_e \cong 4,4/m$ (diametro equivalente = D_s/ESR)
- per condizioni "peggiori" : categorie di rinforzo = 6, 7, 8
- per condizioni "migliori" : categorie di rinforzo = 4, 5, 6



REINFORCEMENT CATEGORIES

- | | |
|---|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 1) Unsupported 2) Spot bolting 3) Systematic bolting 4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete | <ol style="list-style-type: none"> 5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting 6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting 7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting 8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting 9) Cast concrete lining |
|---|---|

Figura 3.40: Metodo empirico per la stima degli interventi di rinforzo e stabilizzazione basato sull'indice Q (da Grimstad e Barton, 1993).

In base a tali indicazioni e ad esperienze per gallerie idrauliche eseguite in condizioni analoghe a quelle in esame, gli interventi di consolidamento ed eventuale pre-trattamento potranno indicativamente consistere in:

- scavo con rivestimento di prima fase costituito da centine metalliche e/o bullonatura sistematica dalla cavità, anello in spritz-beton armato/fibro-rinforzato di spessore minimo 15 *cm*;
- eventuale pre-trattamento del fronte con tubi in VTR (vetroresina) iniettati e/o pre-sostegno in calotta tramite infilaggi metallici iniettati;
- eventuali drenaggi in avanzamento (in presenza di acqua) con tubi micro fessurati.

In relazione ad aspetti di natura idrogeologica, non erano disponibili per questo studio, indicazioni di dettaglio riguardo alla presenza (e relativa posizione) di un eventuale acquifero. Poiché la galleria by-pass attraversa ammassi calcarei certamente permeabili per fratturazione e/o fenomeni carsici, è prevedibile una circolazione idraulica profonda, influenzata dall'assetto strutturale degli ammassi ed alimentata dall'infiltrazione dovuta dalla naturale ricarica superficiale. Parimenti non era nota la posizione di eventuali emergenze di falda sui versanti, quali sorgenti o pozzi.

In fase di redazione del progetto, dovranno essere raccolti dati, previste indagini ad hoc, pianificato un piano di monitoraggio, con le seguenti finalità:

- individuazione della superficie piezometrica;
- individuazione di punti di emergenza della falda;
- definizione dei più idonei sistemi di drenaggio e impermeabilizzazione della galleria, aventi la duplice finalità di soddisfare criteri di stabilità dei rivestimenti e garantire l'equilibrio idrogeologico dell'ammasso roccioso attraversato dalla galleria;
- controllare nel tempo (prima, durante e dopo gli scavi) l'evoluzione della superficie piezometrica in corrispondenza del tracciato e all'intorno di esso.

Assumendo che in sede progettuale siano stati opportunamente definiti i sistemi di drenaggio e impermeabilizzazione di cui sopra, considerate le caratteristiche degli ammassi rocciosi e vista la posizione del tracciato della galleria (assenza di zone edificate), si ritiene che le eventuali oscillazioni del livello idrico imputabili agli scavi (transitorie e compensate a lungo termine dalla naturale ricarica dell'acquifero), non possano avere significative ripercussioni lungo il tracciato dell'opera. Andranno opportunamente valutate e monitorate le condizioni allo sbocco (sul Gragnana) e all'imbocco (sul Torano) per la presenza della sede stradale, di alcune abitazioni e delle zone in frana in prossimità del parco Padula e del Cimitero. Analoghe considerazioni valgono per le eventuali sorgenti presenti nelle aree di intervento.

Concludendo, ribadiamo che le indicazioni fornite sono basate su informazioni non esaustive e vanno quindi intese solo quale supporto ad una valutazione di fattibilità geotecnica della galleria. Le indagini specifiche necessarie e la progettazione definitiva della galleria forniranno le necessarie indicazioni di dettaglio.

d.3 Considerazioni conclusive e raccomandazioni sulla fattibilità della galleria Torano-Gragnana

Le valutazioni precedenti suggeriscono che la galleria finalizzata a deviare una portata consistente dal tratto terminale del canale di Torano al tratto terminale del Gragnana risulta tecnicamente fattibile. In particolare:

- è stato individuato un possibile tracciato di massima della galleria, che non interferisce con insediamenti significativi ed è caratterizzato da un dislivello più che sufficiente fra sezione di imbocco sul Torano e sezione di sbocco sul Gragnana: sarà cura dei progettisti dell'opera collocare altimetricamente il tracciato della galleria e disegnare le opere in modo da consentire un convogliamento regolare della portata deviata nella galleria ed un deflusso altrettanto regolare alla confluenza nel Gragnana attraverso l'opera di sbocco;

- è stato individuato un diametro della canna (6 m) adeguato a contenere la portata deviata con riempimento appropriato (75 %), velocità non eccessive e deflusso subcritico della corrente: tale diametro risulta sufficiente a convogliare la portata sfiorata anche nella fase di transitorio in cui il sistema di invasi previsto per la laminazione della piena duecentennale non sarà stato ancora realizzato;

- è stato accertato che, se si procede ad opportuni interventi di sistemazione, il tratto terminale del Gragnana sarà in grado di contenere in sicurezza la portata di $166 \text{ m}^3/\text{s}$, pari alla somma della portata duecentennale del Gragnana allo sbocco nel Carrione prevista dallo studio di Castelli et al. (2014), accresciuta dell'apporto di $80 \text{ m}^3/\text{s}$ scaricati dalla galleria.

4 Considerazioni conclusive dello studio

La presente relazione ha evidenziato come la mitigazione del rischio di esondazione indotto dalle piene del torrente Carrione pone un problema di rilevante complessità. Le sofferenze indotte su questo bacino da una urbanizzazione incontrollata e dallo sviluppo delle attività connesse con la coltivazione dei giacimenti marmiferi delle Alpi Apuane costituiscono, infatti, un esempio paradigmatico di assenza di cultura del rischio nel nostro Paese.

Le conseguenze per il Carrione vallivo sono state: un alveo innaturalmente ristretto fra difese spondali circondate da insediamenti residenziali o produttivi, un fondo alveo innaturalmente elevato nel tratto di pianura del corso d'acqua dove questo diventa pensile, la presenza di ostacoli al deflusso costituiti da passerelle e ponti inadeguati oltreché di edifici che svolgono la funzione di difese spondali e, in qualche caso, addirittura costruiti in alveo. Nella parte montana del bacino: versanti trasformati in discariche dei materiali di risulta delle attività di coltivazione delle cave, riduzione dell'efficienza del reticolo idrografico montano sostituito in parte dalla viabilità a servizio delle cave.

A problemi complessi non corrispondono in generale soluzioni semplici. In particolare, appaiono non sostenibili socialmente e/o economicamente soluzioni volte alla restituzione all'alveo di parti significative degli spazi che gli sono stati sottratti nel corso dei secoli. Non sostenibili sono anche soluzioni volte a ridurre drasticamente la portata che sollecita il tratto cittadino e vallivo del corso d'acqua attraverso scolmatori con recapito a mare o invasi di grandi dimensioni.

Lo studio sviluppato mostra che l'unica strategia possibile, ad avviso degli scriventi, consiste nella realizzazione di tre classi di interventi:

- la prima classe comprende i **provvedimenti urgenti necessari ad eliminare le fonti delle maggiori criticità**;
- la seconda classe di interventi è finalizzata ad **alleggerire il tratto cittadino del corso d'acqua** (quello compreso fra la confluenza Torano-Colonnata ed il Ponte di Via Apuana) di parte della portata che lo sollecita nel corso di eventi intensi;
- la terza classe di interventi, da eseguire nella parte montana del bacino, è finalizzata alla **laminazione delle piene con periodi di ritorno superiori a trent'anni**, in misura sufficiente a ridurre la sollecitazione nel tratto cittadino e vallivo a valori di portata non superiori a quelli caratteristici di eventi trentennali; interventi che richiedono, inoltre, la **sistemazione dei versanti ed il ripristino del reticolo idrografico montano**.

Si tratta, evidentemente, di un programma articolato ed oneroso: solo al termine di questa sequenza di interventi il rischio di esondazione sarà tutta-

via ridotto a limiti tollerabili, ancorché non nulli: l'obiettivo della sicurezza assoluta non è infatti mai perseguibile. Il processo di riduzione del rischio sarà inevitabilmente graduale: per l'esigenza da parte degli enti responsabili di acquisire i necessari finanziamenti e perché la progettazione, l'approvazione e realizzazione degli interventi ha tempi tecnici inevitabili. Con tale consapevolezza, non è forse inopportuno, identificare diverse fasi di questo processo.

1. Prima fase: provvedimenti urgenti necessari ad eliminare le fonti delle maggiori criticità

Si tratta di una fase già iniziata, che può essere implementata in tempi ragionevolmente brevi, poiché non richiede progettazioni complesse né finanziamenti elevati. Essa consiste:

1.1 nella *riduzione del carattere pensile dell'alveo* nel suo tratto terminale attraverso la realizzazione di un alveo di magra;

1.2 nella *ricostruzione (progettata e prossima all'esecuzione) del muro spondale* destro a valle del Ponte di via Covetta crollato nel corso dell'esonazione del 2014;

1.3 nell'*adeguamento del Ponte Ferroviario della linea Genova-Pisa* (in fase di realizzazione) con la rimodellazione dell'alveo nel tratto compreso fra Ponte dell'Aurelia e Ponte Ferroviario;

1.4 nell'*eliminazione (o innalzamento adeguato) di quattro passerelle*: Peghini, Figaia, s93.4 ed s98A;

1.5 nell'*innalzamento (o rimozione e ricollocazione) del Ponte Groppoli*;

1.6 nella *rimozione del Ponte Forti*;

1.7 nella *rimozione del primo piano (o dell'intero fabbricato) Forti*;

1.8 nella *rimozione (o innalzamento) del Ponte della Bugia*.

1.9 nell'*innalzamento dell'impalcato del Ponte di via Stabbio* e nell'eliminazione del restringimento della sezione presente subito a monte del ponte.

Sono state espresse, nel corso della presentazione pubblica dei risultati di questo studio in sedute del Consiglio Comunale aperto della città di Carrara del 9 Novembre 2015 e del 14 Marzo 2016, perplessità sugli interventi 1.5 ed 1.8: motivate dal valore storico e/o affettivo del Ponte Groppoli e del Ponte della Bugia. Riteniamo che il compito di tecnici responsabili sia quello di indicare le soluzioni senza veli di sorta: nella fattispecie, **gli interventi sul Ponte Groppoli e, in maggior misura, sul Ponte della Bugia, non vanno riguardati come opzionali bensì come inevitabili**. La non implementazione di tali interventi vanificherebbe infatti l'efficacia dell'intero

pacchetto di misure previste. E chi propugna tale posizione deve essere ben consapevole delle responsabilità che si assume.

1.10 Di urgenza minore, ma opportuna, è invece la *rimozione del restringimento indotto dal ponte di via Covetta* o, alternativamente, l'innalzamento dell'impalcato del Ponte di Via Menconi.

Al completamento della Fase 1, il Carrione dalla confluenza del Gragnana alla foce sarà in sicurezza rispetto ad eventi trentennali. Tale risultato, ancorché ancora insufficiente, rappresenterà un primo importante traguardo ed un deciso miglioramento della situazione attuale. Ma non per il tratto cittadino che resterebbe a rischio rispetto ad eventi caratterizzati da picchi di portate superiori a $140 \text{ m}^3/\text{s}$, valore significativamente più basso della portata trentennale (nel centro cittadino pari a $218 \text{ m}^3/\text{s}$).

Fase 2: riduzione della portata che sollecita il tratto cittadino del corso d'acqua nel corso di eventi intensi.

Quest'ultima considerazione impone che gli enti preposti si attivino al più presto per l'acquisizione dei finanziamenti necessari alla progettazione e realizzazione dell'intervento che questo studio individua come risolutivo al fine di portare il grado di sicurezza dei deflussi nel tratto cittadino allo stesso livello del tratto vallivo: una galleria-bypass che consentirà di deviare una portata di $80 \text{ m}^3/\text{s}$ dal tratto terminale del Torano convogliandola nel tratto terminale del Gragnana.

La realizzazione di tale intervento è certamente più onerosa degli interventi della Fase 1 poiché ad esso sono associate la realizzazione di un'opera di presa e di un'opera di sbocco, oltre all'adeguamento del tratto terminale del Gragnana, in particolare del Ponte della Lugnola. Si tratta tuttavia di un intervento sostenibile, se si tiene conto del beneficio considerevole che ne trarrebbe la città di Carrara. Si tratta, altresì, di un intervento implementabile in un tempo dell'ordine degli anni (non dei decenni!), il che lo rende particolarmente appropriato in un contesto territoriale che ha sofferto numerose inondazioni nel corso degli ultimi anni.

Fase 3: laminazione delle piene duecentennali.

Decisamente più complessa è l'implementazione della fase tre che dovrebbe consentire, attraverso la realizzazione di una serie di piccoli sbarramenti sui tre affluenti principali: Torano, Colonnata e Gragnana, di ridurre la sollecitazione nel tratto cittadino a valori di portata non superiori a quelli caratteristici di eventi trentennali, impedendo inoltre al trasporto solido ec-

cezionale, che si verifica nel caso di eventi intensi, di raggiungere il tratto cittadino del Carrione ed il tratto vallivo.

Non va tuttavia sottaciuto il fatto che l'implementazione di tali interventi pone una serie di problemi, dovuti in alcuni casi all'interferenza delle opere con la presenza di insediamenti di cui sarà necessario **promuovere la delocalizzazione** o con il sistema dei trasporti nella parte montana del bacino, che dovrà essere ripensato al fine di **ripristinare l'efficienza del reticolo idrografico montano** o, infine, con la presenza dei ravaneti, che ne richiederà la **preventiva sistemazione**.

Tutto ciò potrà allungare i tempi di conclusione di questo complesso percorso.

A Appendice: caratteristiche degli invasi

a Bacino del Gragnana

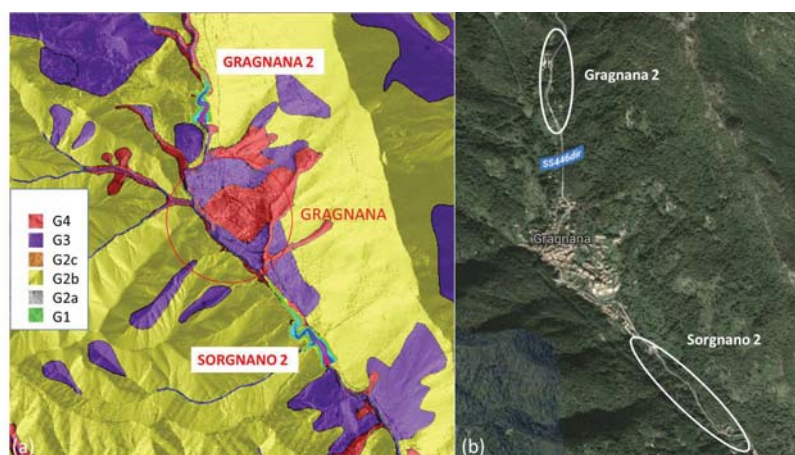


Figura A.1: Ubicazione degli sbarramenti Gragnana 2 e Sorgnano 2 nel bacino del Gragnana con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso e della pericolosità geomorfologica dei versanti circostanti

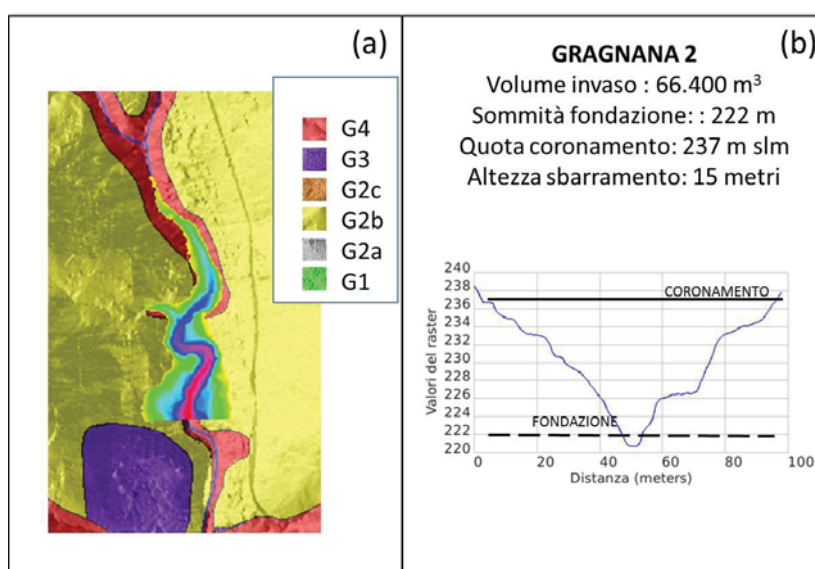


Figura A.2: Localizzazione dell'invaso Gragnana 2 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica; (b) caratteristiche dell'invaso



Figura A.3: Vista della valle (a) e dell'alveo incassato del Gragnana (b) in corrispondenza dello sbarramento Gragnana 2

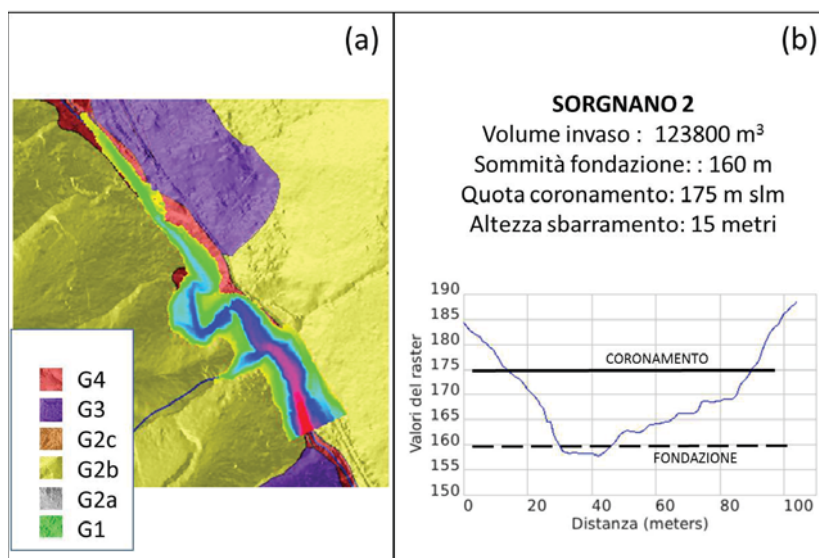


Figura A.4: Localizzazione dell'invaso Sorgnano 2 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica; (b) caratteristiche dell'invaso



Figura A.5: Ansa del Gragnana in corrispondenza dello sbarramento Sorgnano 2

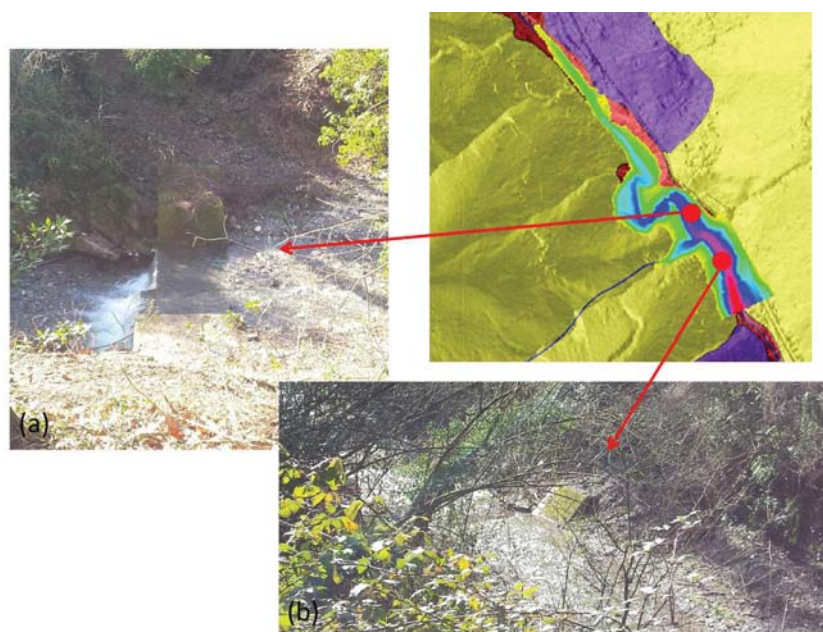


Figura A.6: Manufatti in alveo in corrispondenza dello sbarramento Sorgnano 2

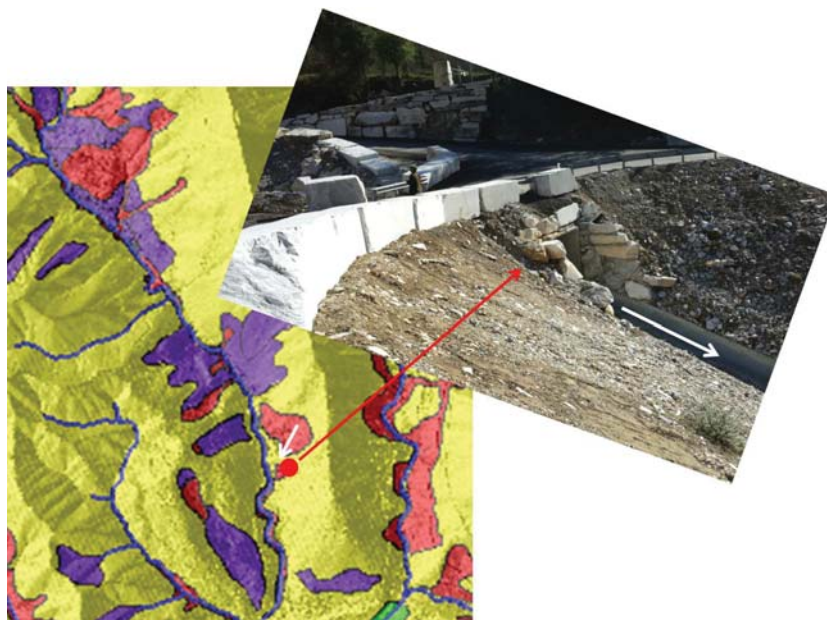


Figura A.7: Canale di regimazione delle acque della cava a monte (classificata in frana attiva G4) posto a valle del bacino Sorgnano 2

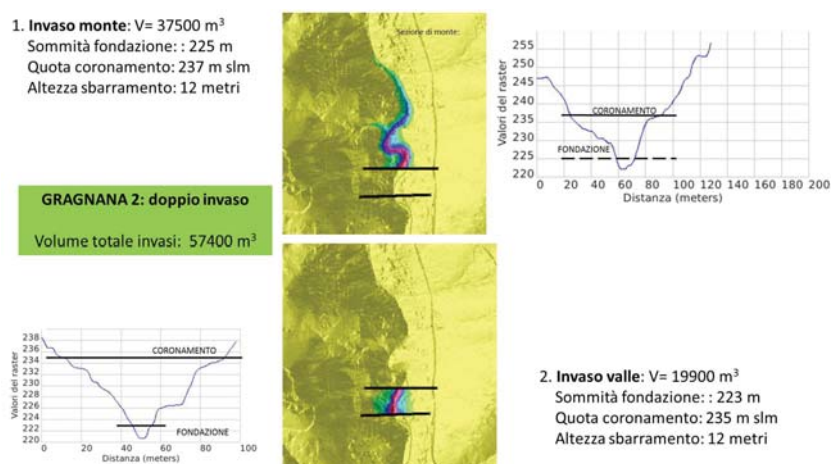
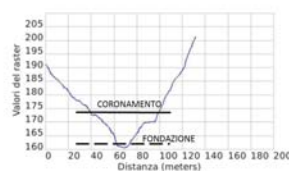
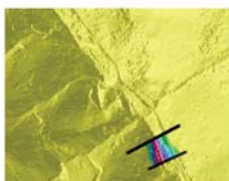
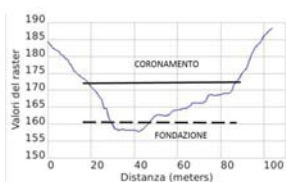


Figura A.8: Ubicazione e caratteristiche degli sbarramenti Gragnana 2 sdoppiati (altezza sbarramenti 12 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

1. Invaso monte: $V = 82400 \text{ m}^3$
 Sommità fondazione: : 162,5 m
 Quota coronamento: 174,5 m slm
 Altezza sbarramento: 12 metri



SORGNANO 2: doppio invaso
 Volume totale invasi: 103500 m^3



2. Invaso valle: $V = 21100 \text{ m}^3$
 Sommità fondazione: : 160 m
 Quota coronamento: 172 m slm
 Altezza sbarramento: 12 metri

Figura A.9: Ubicazione e caratteristiche degli sbarramenti Sorgnano 2 sdoppiati (altezza sbarramenti 12 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

b Bacino del Torano

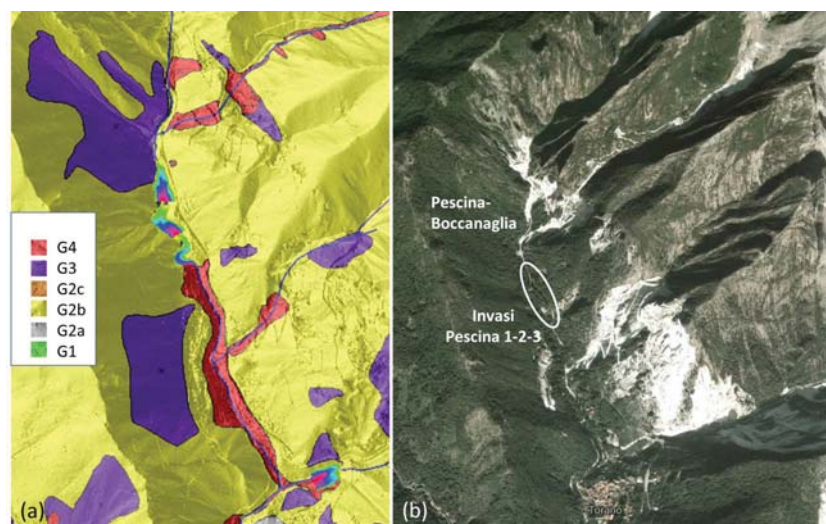


Figura A.10: Ubicazione di alcuni sbarramenti (Pescina-1, Pescina-2, Pescina-3) di altezza 15 m realizzabili nel sottobacino di Pescina-Boccanaglia con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso e della pericolosità geomorfologica dei versanti circostanti

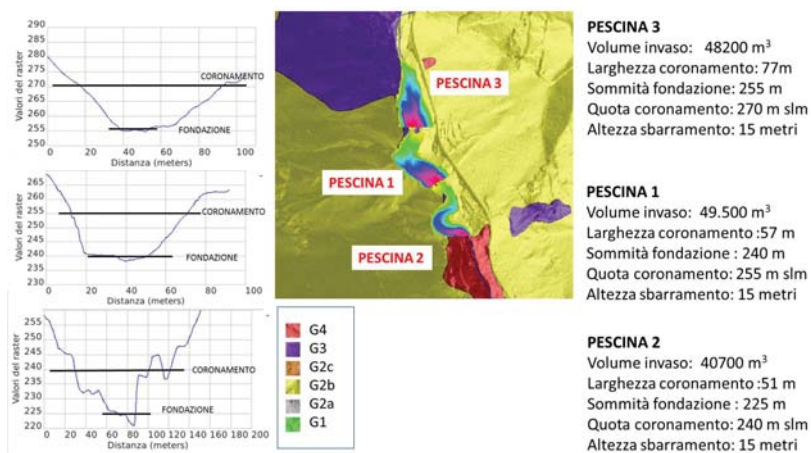


Figura A.11: Caratteristiche degli invasi Pescina-1, Pescina-2 e Pescina-3 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica



Figura A.12: Materiale grossolano in alveo e folta vegetazione sui fianchi degli invasi Pescina 1, Pescina 2, Pescina 3

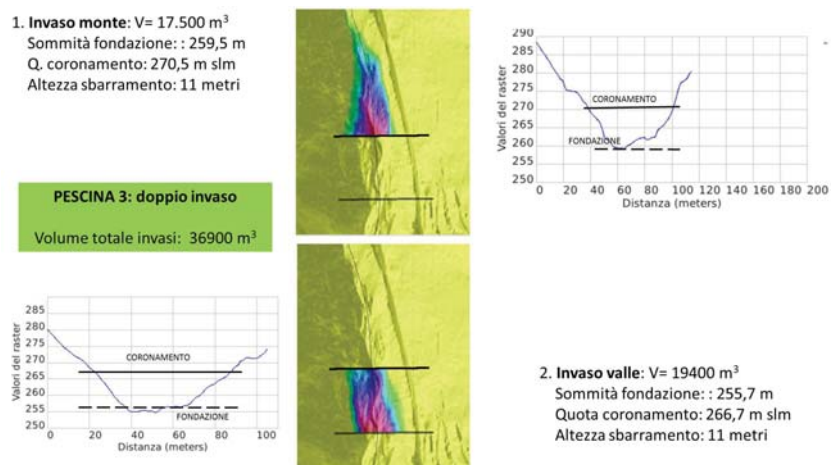


Figura A.13: Ubicazione e caratteristiche degli sbarramenti Pescina 3 sdoppiati (altezza sbarramenti 11 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

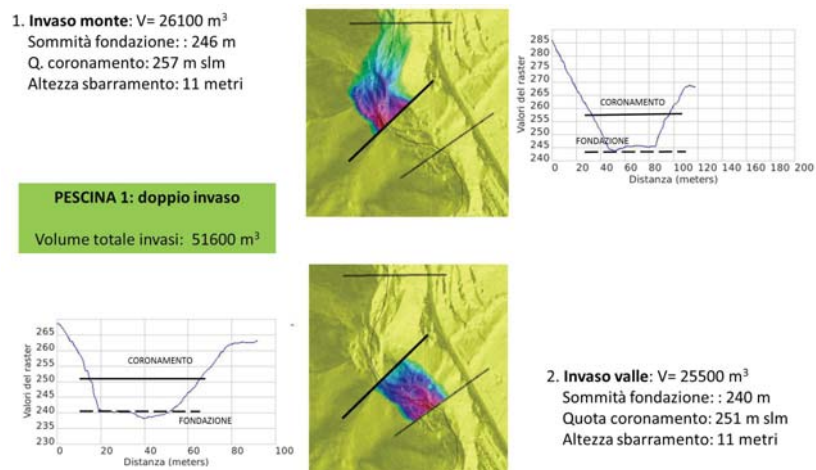


Figura A.14: Ubicazione e caratteristiche degli sbarramenti Pescina 1 sdoppiati (altezza sbarramenti 11 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

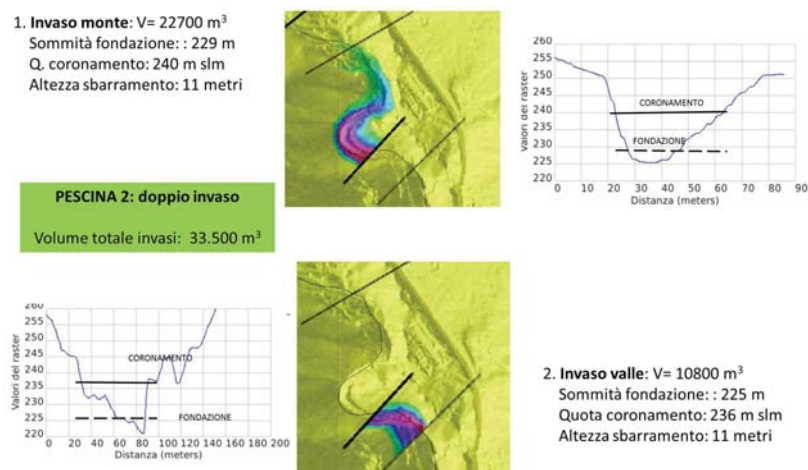


Figura A.15: Ubicazione e caratteristiche degli sbarramenti Pescina 2 sdoppiati (altezza sbarramenti 11 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

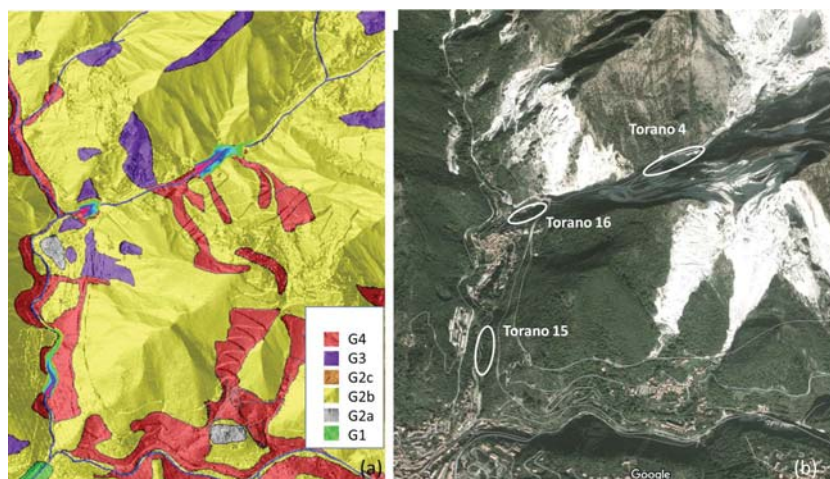


Figura A.16: Ubicazione di alcuni sbarramenti (Torano-4, Torano-15, Torano-16) di altezza 15 m realizzabili nel sottobacino di Torano con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso e della pericolosità geomorfologica dei versanti circostanti

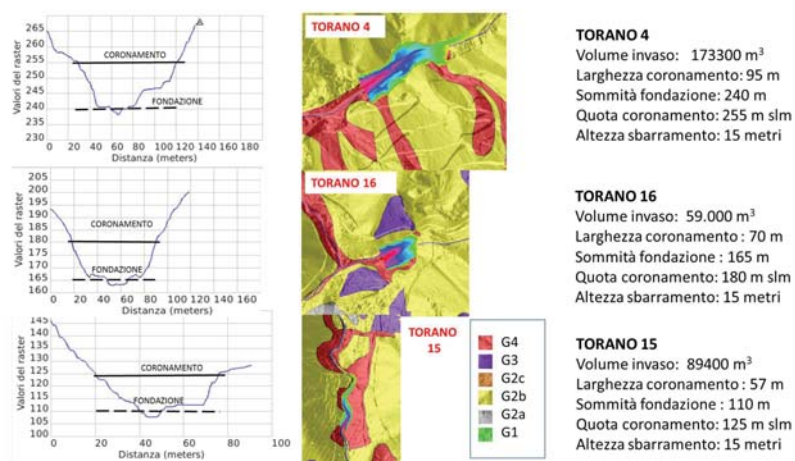


Figura A.17: Caratteristiche degli invasi Torano-4, Torano-15, Torano-16 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica



Figura A.18: Fronte di cava aperto (a) e strada al servizio delle cave (b, c) presenti in corrispondenza dello sbarramento Torano 4

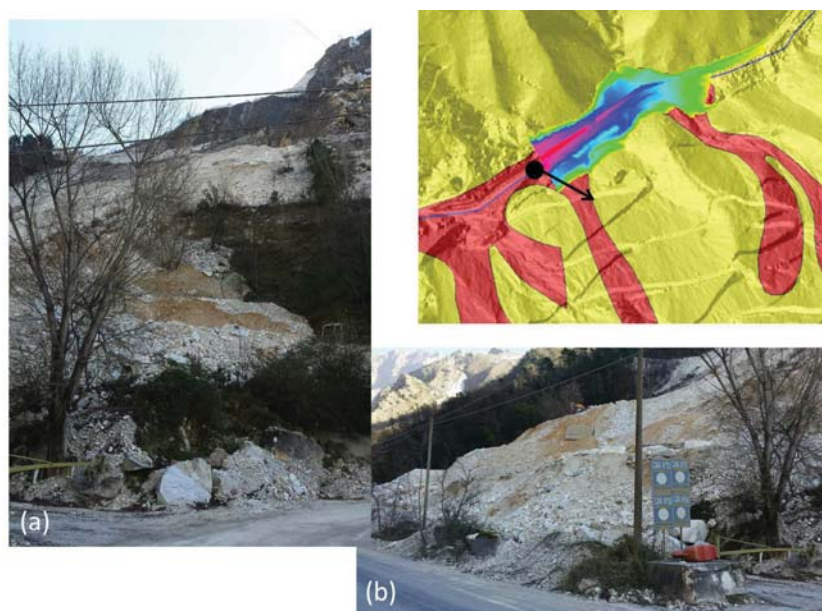


Figura A.19: Materiale proveniente dalle lavorazioni delle cave in corrispondenza dell'invaso Torano 4



Figura A.20: Alcune immagini del bacino e dei fianchi dello sbarramento Torano 16

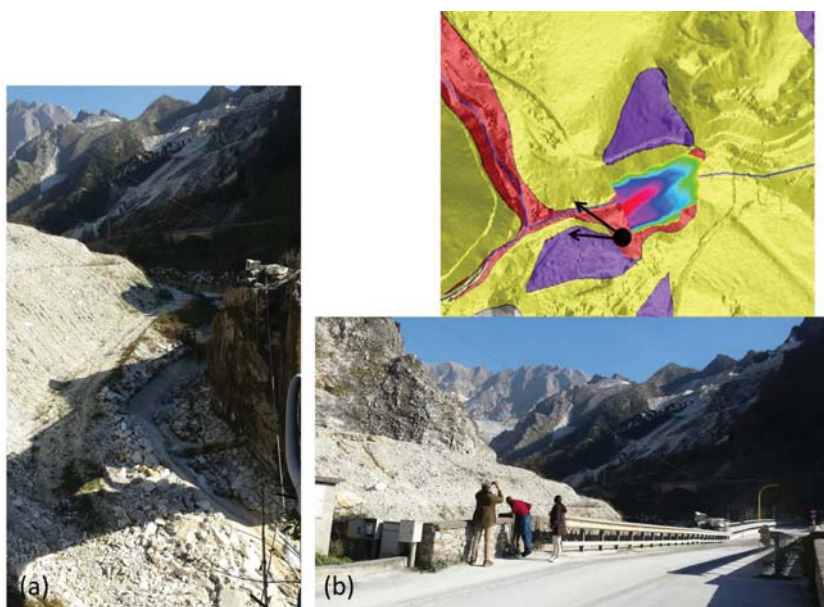


Figura A.21: Materiale proveniente dalle lavorazioni delle cave in corrispondenza dell'invaso Torano 16

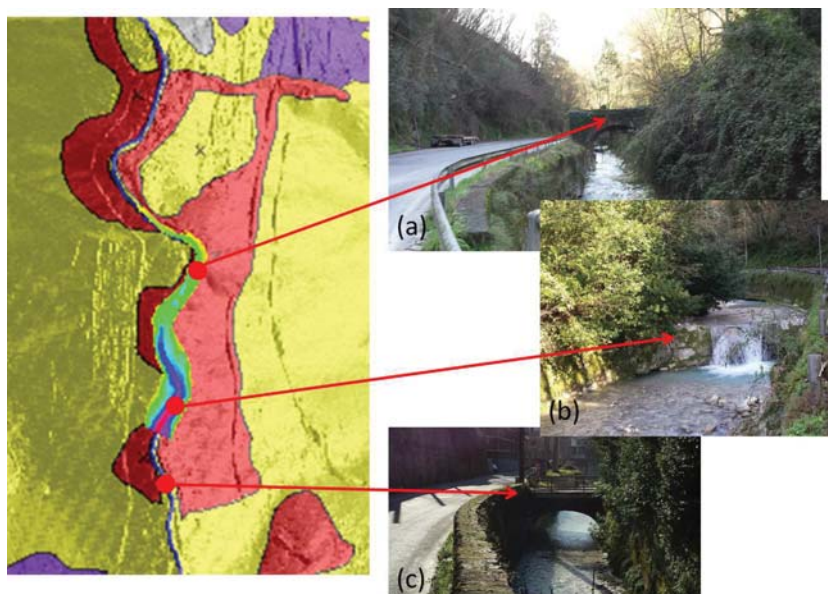


Figura A.22: Manufatti in alveo in corrispondenza del bacino Torano 15



Figura A.23: Vista verso monte e del fianco sinistro del bacino Torano 15



Figura A.24: Vista di case a valle del bacino Torano 15

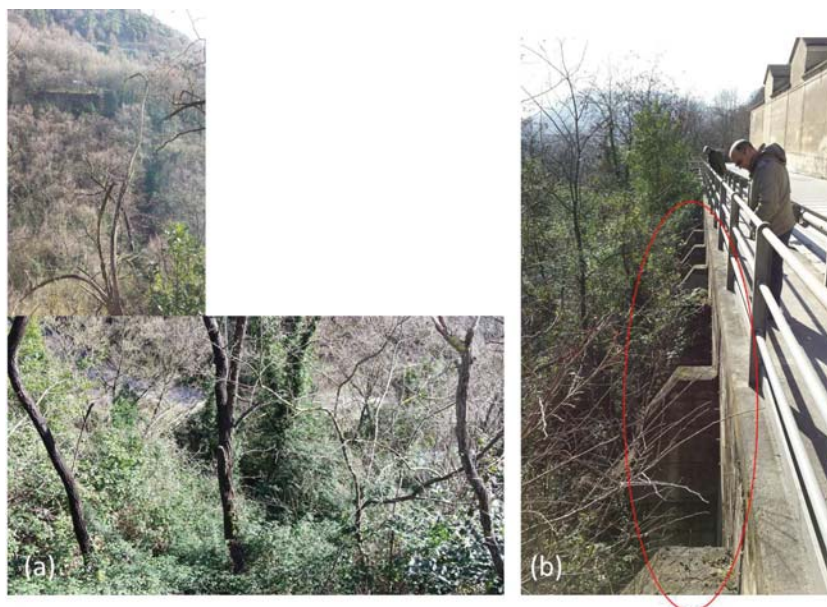


Figura A.25: Vista del bacino Torano 15 dal cimitero sovrastante: (a) folta vegetazione e (b) speroni a rinforzo della strada

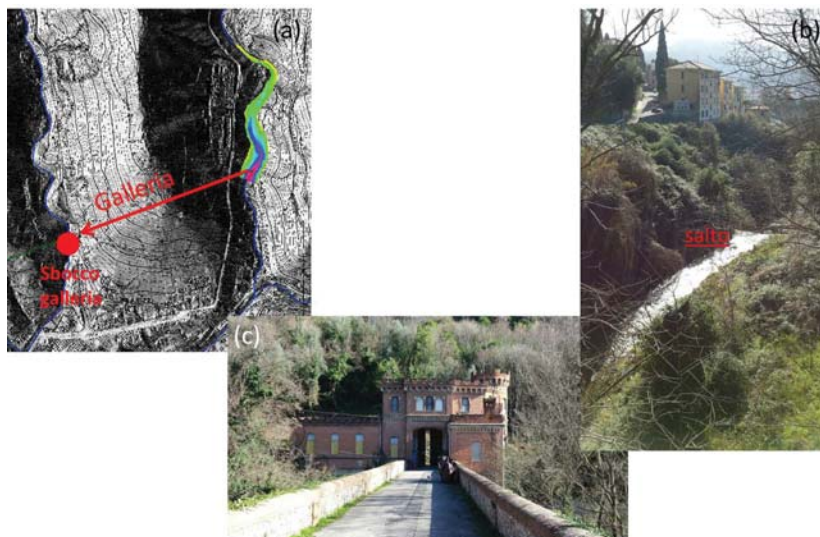


Figura A.26: Localizzazione dello sbocco della galleria Torano-Gragnana (a) previsto a valle del salto (b) posto a valle del ponte (c)

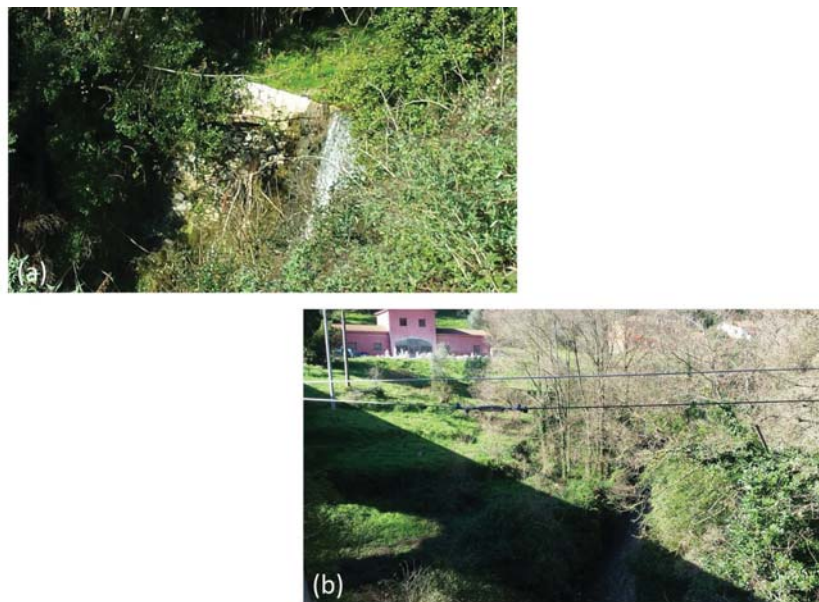


Figura A.27: Vista del salto (a) e della piana a monte (b) dello sbocco della galleria Torano-Gragnana

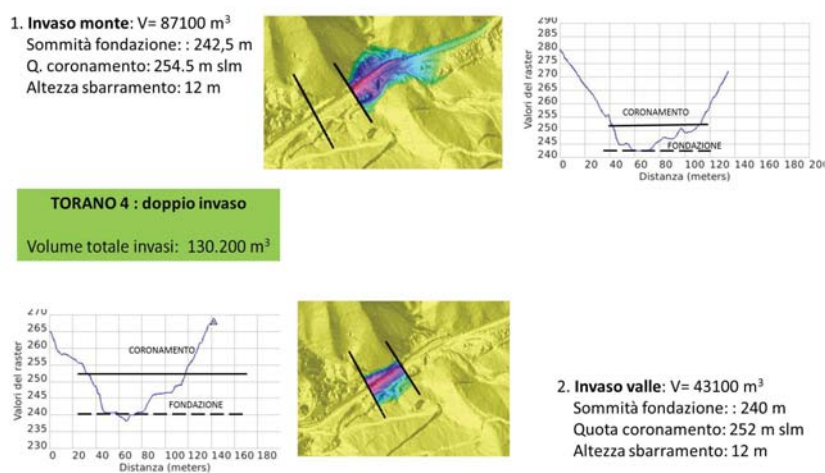
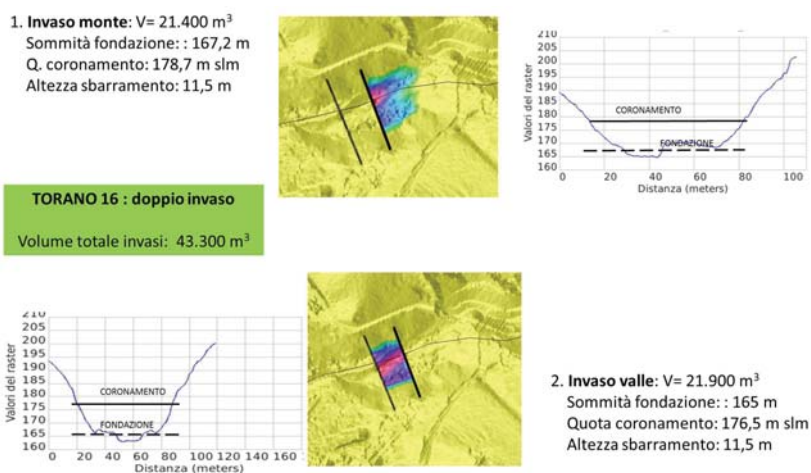


Figura A.28: Ubicazione e caratteristiche dello sbarramento Torano4 sdoppiato (altezza sbarramenti 12 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invasivo



Ubicazione e caratteristiche dello sbarramento Torano16 sdoppiato (altezza sbarramenti 11.5 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invasivo

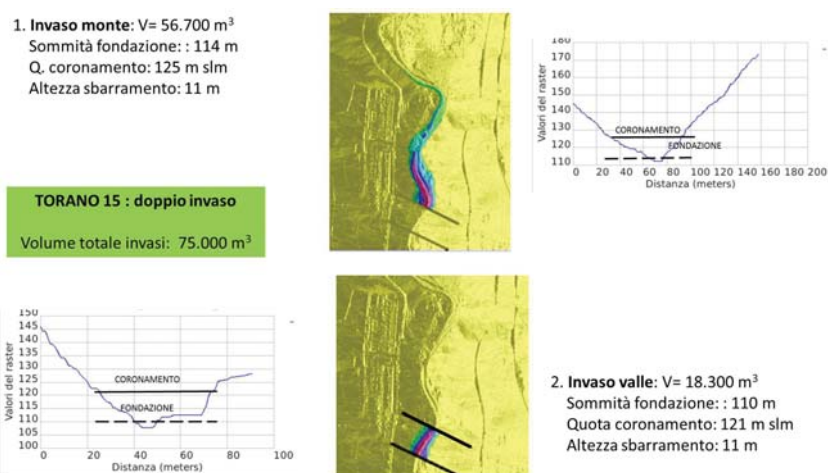


Figura A.29: Ubicazione e caratteristiche dello sbarramento Torano15 sdoppiato (altezza sbarramenti 11 m) con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso

c Bacino del Colonnata

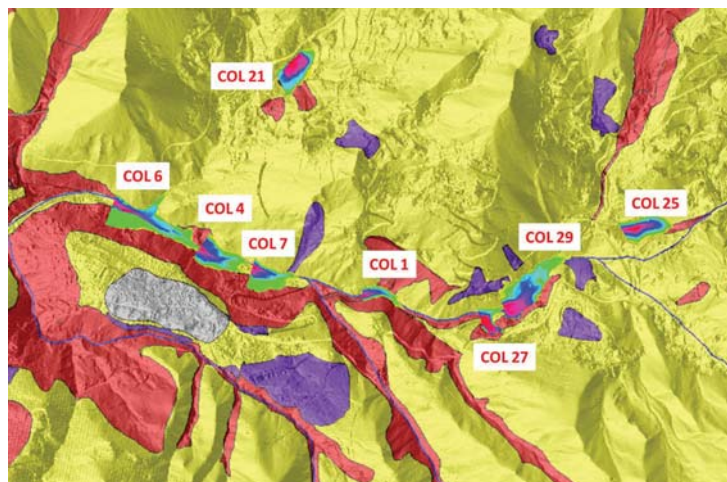


Figura A.30: Ubicazione di alcuni invasi determinati da sbarramenti di altezza 15 m individuati nel sottobacino di Colonnata con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso e della pericolosità geomorfologica dei versanti circostanti

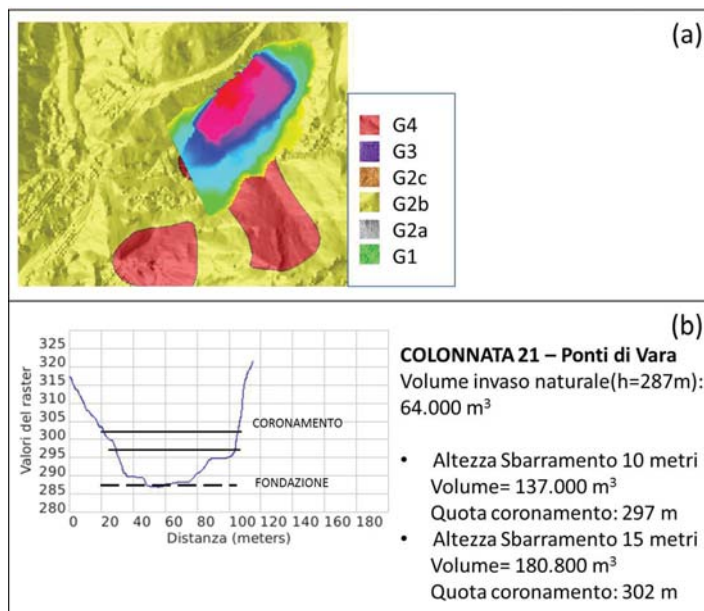


Figura A.31: Localizzazione dell'invaso Colonnata 21 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica; (b) caratteristiche dell'invaso

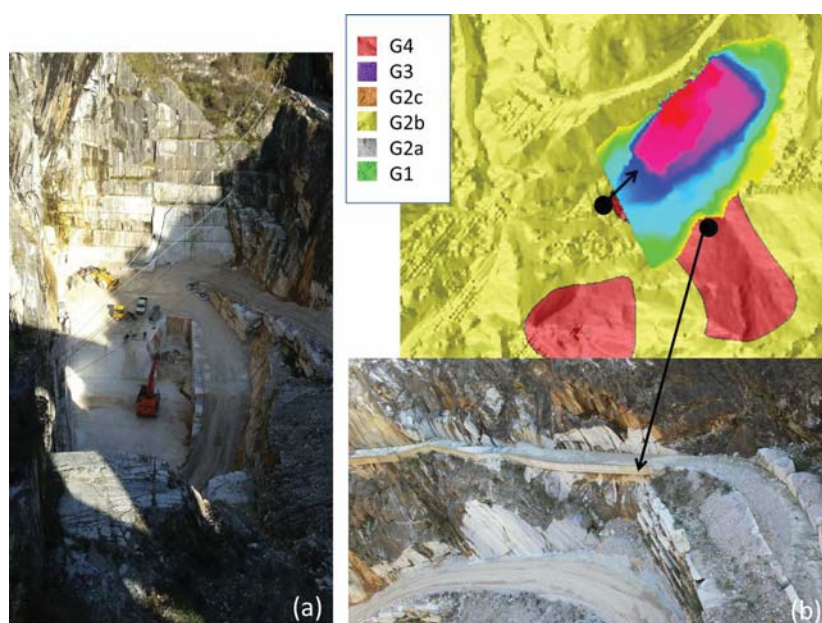


Figura A.32: Immagini della cava in via di dismissione in corrispondenza dello sbarramento Colonnata 21 (Ponti di Vara) che ha determinato una profonda cavità

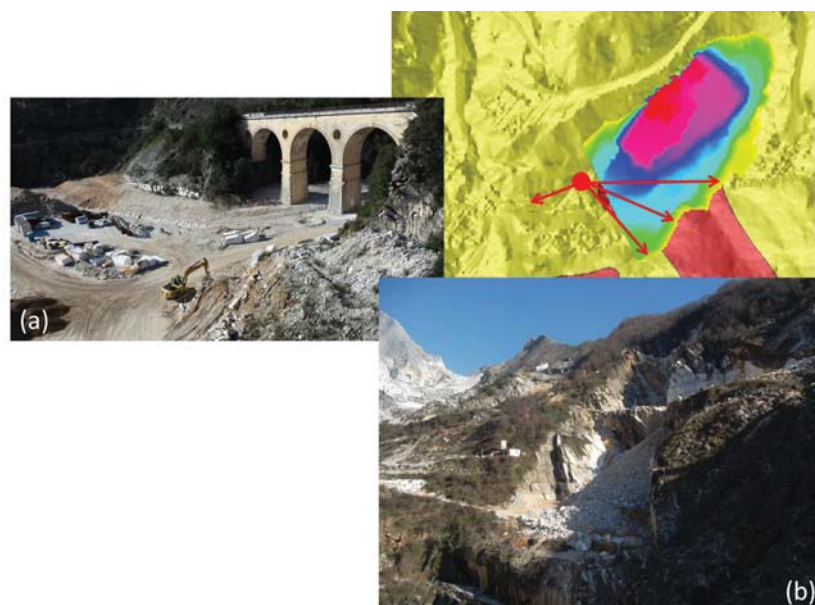


Figura A.33: (a) Ponte della vecchia ferrovia marmifera e (b) vista del versante in corrispondenza dello sbarramento Colonnata 21 (Ponti di Vara)

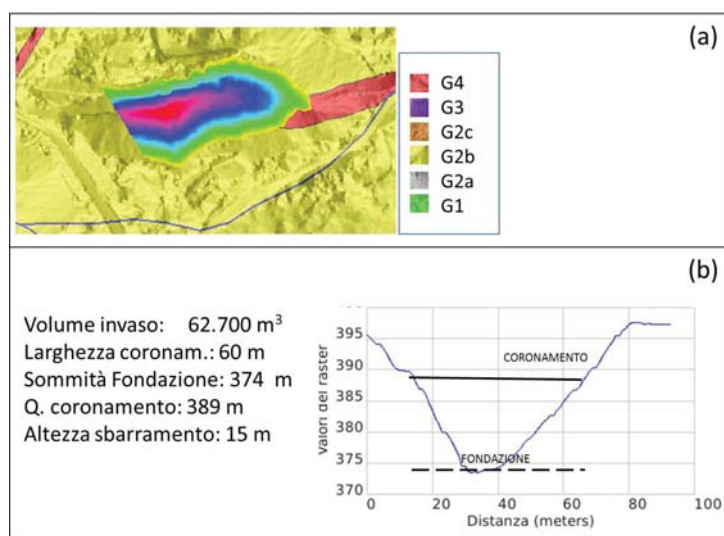


Figura A.34: Localizzazione dell'invaso Colonnata 25 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica; (b) caratteristiche dell'invaso



Figura A.35: Vista verso monte del tratto sottostante il paese di Colonnata, in prossimità degli invasi Colonnata 25 e Colonnata 29

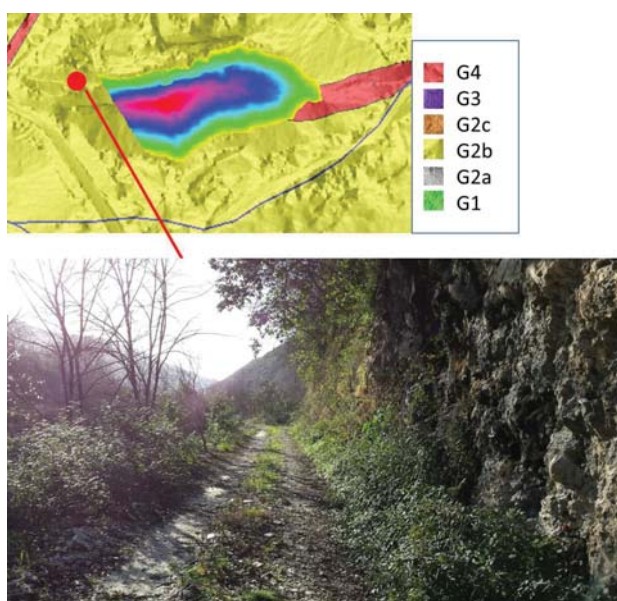


Figura A.36: Sentiero di accesso alla stazione di Tarnone (stazione ferroviaria posta sulla ferrovia Marmifera Privata di Carrara) localizzata in corrispondenza dell'invaso Colonnata 25

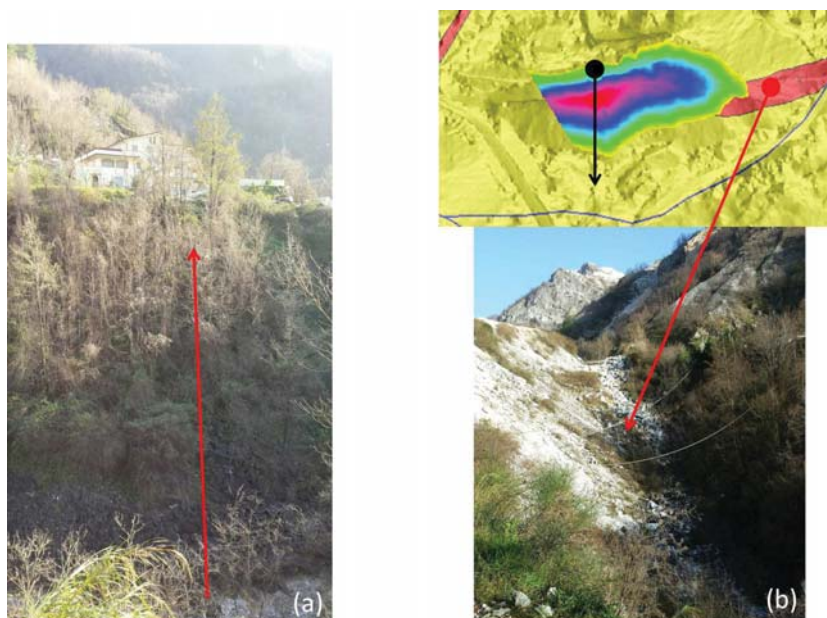


Figura A.37: Riporti antropici provenienti da lavorazione di cava non stabilizzati in corrispondenza dell'invaso Colonnata 25

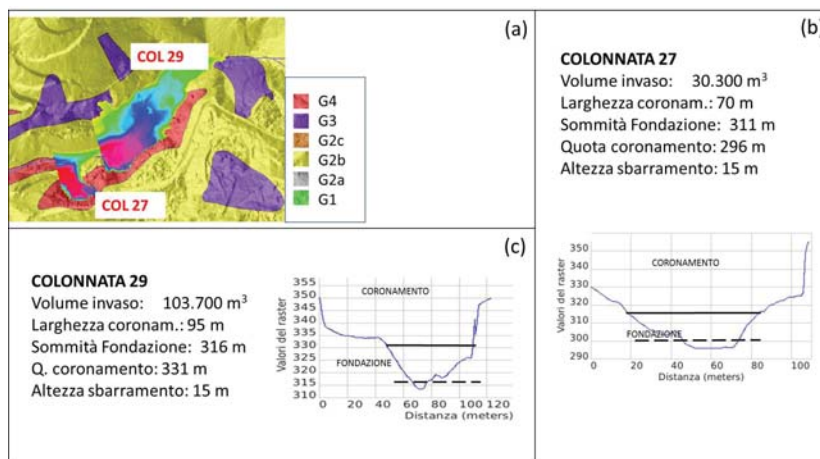


Figura A.38: (a) Localizzazione degli invasi Colonnata 27 e Colonnata 29 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica; (b) caratteristiche dell'invaso Colonnata 27; (c) caratteristiche dell'invaso Colonnata 29

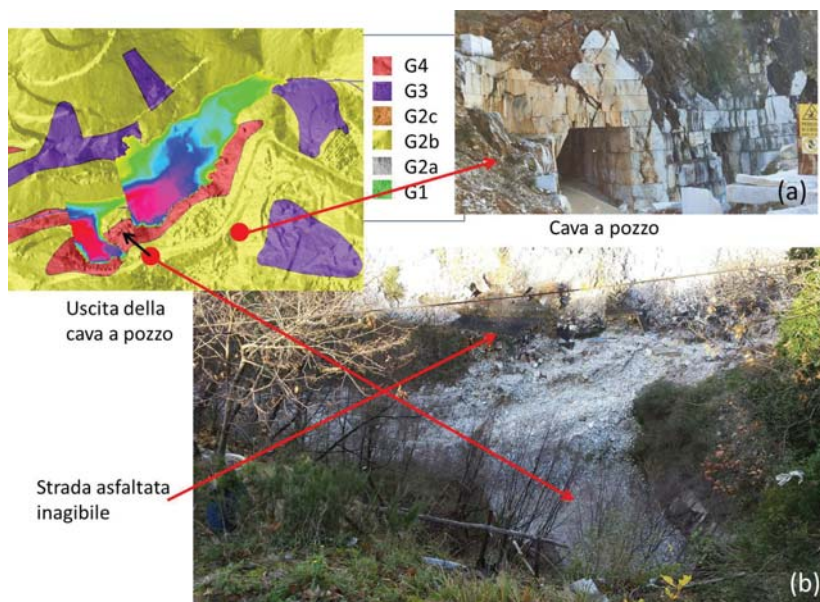


Figura A.39: (a) Cava a pozzo in corrispondenza degli invasi Colonnata 27 e 29; (b) franamenti diffusi di materiale instabile proveniente dalle lavorazioni delle cave in sponda destra

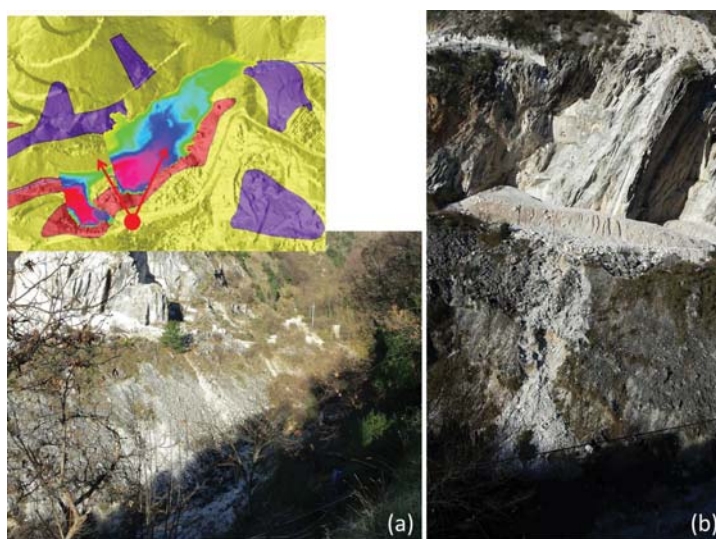


Figura A.40: Alcune immagine di frammenti diffusi di materiale instabile proveniente dalle lavorazioni delle cave in località Bacchiotto (invasi Colonnata 27 e Colonnata 29)

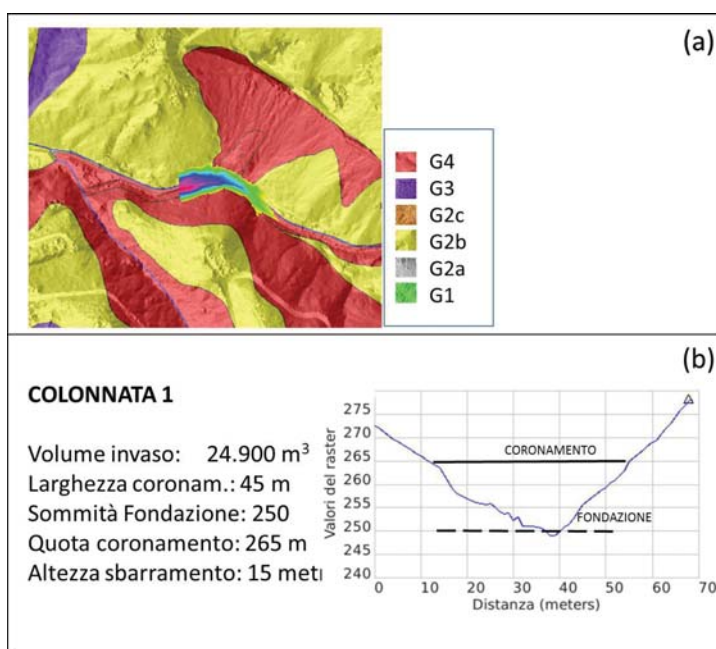


Figura A.41: (a) Localizzazione dell'invaso Colonnata 1 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica; (b) caratteristiche dell'invaso Colonnata 1



Figura A.42: Alcune immagini in corrispondenza dell'invaso Colonnata 1 (loc. Mortarola)



Figura A.43: Frammenti diffusi di materiale instabile proveniente dalle lavorazioni delle cave in corrispondenza dell'invaso Colonnata 1 (loc. Mortarola)

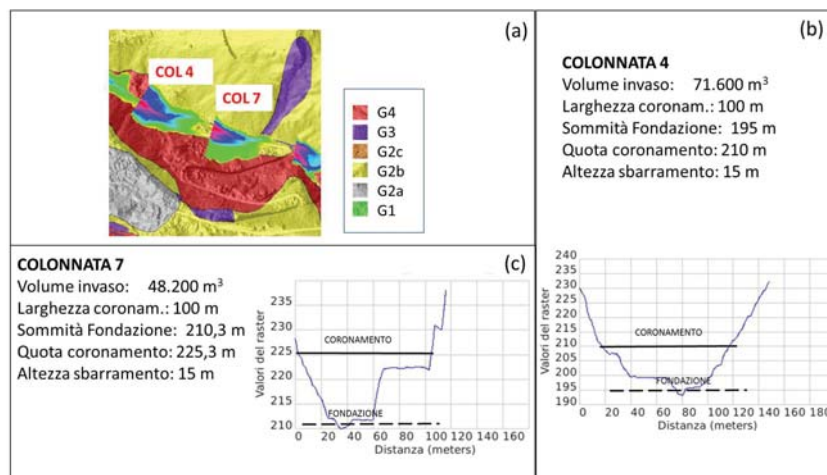


Figura A.44: (a) Localizzazione degli invasi Colonnata 4 e Colonnata 7 con indicazione delle aree sommerse alla quota di massimo invaso di 15 m e delle aree a diverso grado di pericolosità geomorfologica; (b) caratteristiche dell'invaso Colonnata 4; (c) caratteristiche dell'invaso Colonnata 7

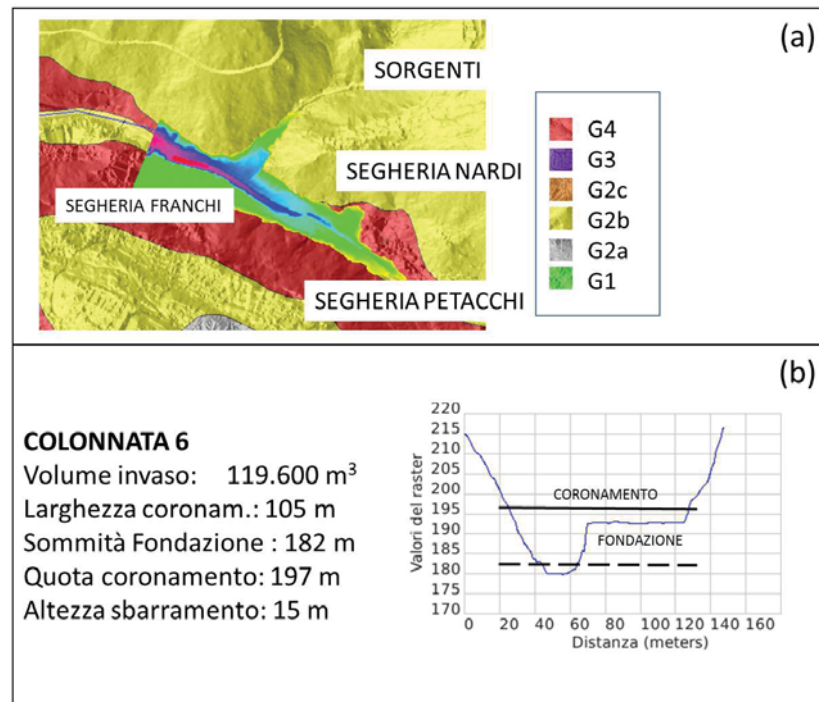


Figura A.45: Caratteristiche dell'invaso Colonnata 6

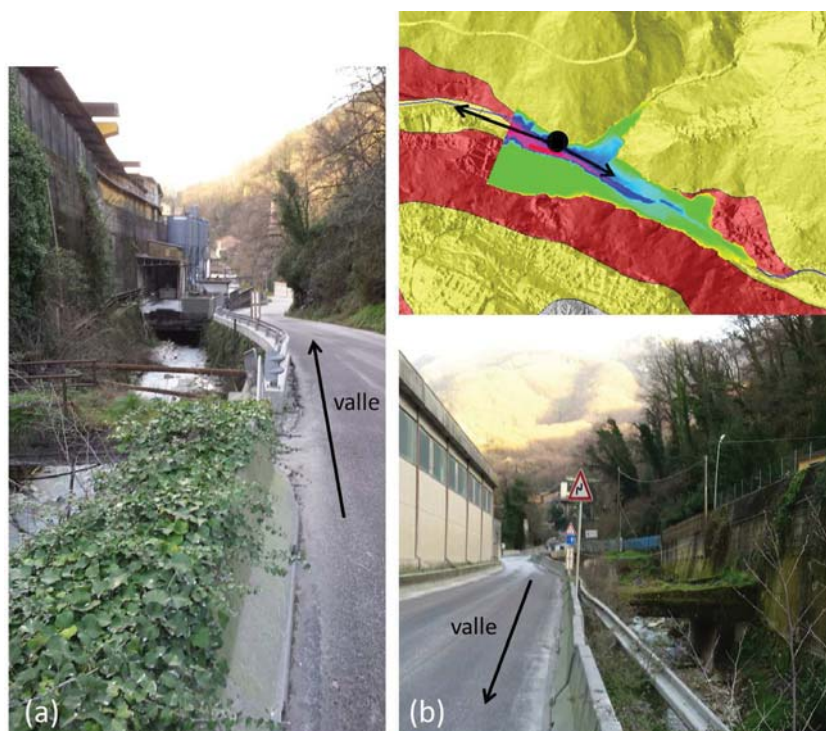


Figura A.46: Immagini in corrispondenza dell'invaso Colonnata 6 che evidenziano la presenza di insediamenti artigianali (segherie) e della strada a servizio delle attività di cava

Riferimenti bibliografici

- [Baroni *et al.* (2001)] Baroni, G., G. Bruschi, A. Criscuolo e A. Ribolini (2001), Il rischio geomorfologico indotto dall'attività estrattiva nei bacini marmiferi Apuani (Alpi Apuane, Toscana), *Società Toscana di Scienze Naturali, Memorie, Serie A (2000-2001)*, p. 87-96.
- [Baroni *et al.* (2010)] Baroni, G., A. Ribolini, G. Bruschi e P. Mannucci (2010), Geomorphological Map and Raised-Relief Model of the Carrara Marble Basins, Tuscany, Italy, *Geogr. Fis. Dinam. Quat*, 33, 233-243.
- [Barton (1995)] Barton, N. (1995), The influence of joint properties in modelling jointed rock masses, *Proc. 8th ISRM Congress, Balkema, Vol. III*, 1023-1032.
- [Barton *et al.* (1974)] Barton, N., R. Lien e J. Lunde (1974), Engineering classification of rock masses for the design of the tunnel support, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 6, 183-236.
- [Bathurst (1985)] Bathurst, J.C. (1985), Flow resistance estimation in mountain rivers, 111(4): 625-643.
- [Bieniawski (1989)] Bieniawski, Z.T. (1989), Engineering rock mass classifications, *John Wiley and Sons, New York*.
- [Bieniawski e Orr (1976)] Bieniawski, Z.T. e C.M. Orr (1976), Rapid site appraisal for dam foundations by the geomechanics classification, *Proc. 12th Int. Congress on Large Dams, ICOLD, Paris*, 483-501.
- [Bolla Pittaluga *et al.* (2014)] Bolla Pittaluga, M., R. Luchi e G. Seminara (2014), On the equilibrium profile of river beds, *J. Geophys. Res. Earth Surf.*, 119: 317-332, doi:10.1002/2013JF002806.
- [Bray (1979)] Bray, D.I. (1979), Estimating average velocity in gravel-bed rivers, *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 105(9): 1103-1122.
- [Buzzi e Tibaldi (1978)] Buzzi, A. e S. Tibaldi (1978), Cyclogenesis in the lee of the Alps: A case study, *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.*, 104: 271-287.
- [Carmignani (2007)] Carmignani, L. (2007), Relazione Finale della Convenzione Regione Toscana - Università di Siena. Carta giacimentologica dei marmi delle Alpi Apuane a scala 1:10.000 e sua informatizzazione,
- [Castelli *et al.* (2014)] Castelli, F. e I. Lardani (2014), Attività di Ricerca per la Mitigazione del Rischio Idraulico nella Regione Toscana. Dipartimento di Ingegneria civile e ambientale dell'Università degli studi di Firenze.

- [Ceris-Cnr (2007)] Gruppo di lavoro del Ceris-Cnr (2007), Innovazione tecnologica nel settore lapideo - Un'indagine sul distretto apuo-versiliese. *Rapporto Tecnico N. 9, Maggio 2007.*
- [Coli e Appelius (2001)] Coli, M. e V. Appelius (2001), Studi sui ravaneti dei bacini marmiferi industriali del Comune di Carrara - II: Fattori di pericolosità intrinseca. GEAM, *Atti del Convegno: Controllo ambientale della attività di cava per lapidei ornamentali in importanti bacini estrattivi, Trani, 19-21/9/01: 59-74.*
- [Coli *et al.* (2000a)] Coli, M., V. Appelius e G. Pini (2000a), Studi sui ravaneti dei Bacini Marmiferi Industriali del Comune di Carrara I: ubicazione, tipologia e consistenza. GEAM, *Atti del Convegno Le cave di pietre ornamentali, Torino, 28-29/11/2000, 59-63.*
- [Coli *et al.* (2000b)] Coli, M., V. Appelius, G. Pini, e O. Donelli (2000b), I ravaneti dei bacini marmiferi industriali del Comune di Carrara quale risorsa ecosostenibile di lapideo sciolto suscettibile di ulteriore utilizzazione economica. GEAM, *Atti del Convegno Problemi ambientali legati all'attività estrattiva: i residui di lavorazione. Torino, 23/10/2000, sintesi delle relazioni.*
- [Coli e Grandini (1994)] Coli, M. e G. Grandini (1994), Evoluzione e compatibilità ambientale dell'attività estrattiva del marmo di Carrara, *GEAM-Geoingegneria Ambientale e Mineraria, 83: 111-116.*
- [Colombini *et al.* (1987)] Colombini, M., G. Seminara e M. Tubino (1987), Finite-amplitude alternate bars, *J. Fluid Mechanics*, 181: 213-232.
- [Cortopassi *et al.* (2008)] Cortopassi, P. F., M. Daddi, G. D'Amato Avanzi, R. Giannecchini, G. Lattanzi, A. Merlini e P.F. Milano (2008), Discariche di cava e instabilità dei versanti: Valutazione preliminare di alcuni fattori significativi nel bacino marmifero di Carrara (ITALIA), *Italian Journal of Engineering Geology and Environment. Special Issue*, p. 99-118.
- [Dino e Fornaro (2005)] Dino, G.A. e M. Fornaro (2005), L'utilizzo integrale delle risorse lapidee negli aspetti estrattivi, di lavorazione e di recupero ambientale dei siti, *Giornale di Geologia Applicata, 320-327, doi: 10.1474/GGA.2005-02.0-47.0073.*
- [Drysdale *et al.* (2001)] Drysdale, R., L. Pierotti, L. Piccini e F. Baldacci (2001), Suspended sediments in karst spring waters near Massa (Tuscany), Italy, *Environmental Geology, 40:1037-1050* DOI: 10.1007/s002540100311.

- [Emanuel (2005)] Emanuel K. (2005), Genesis and maintenance of 'Mediterranean hurricanes', *Advances in Geosciences*, 2: 217-220.
- [Engelund ed Hansen (1967)] Engelund, F. e E. Hansen (1967, A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams, Technisk Vorlag, Copenhagen, Denmark.
- [Ferguson (2007)] Ferguson, R. (2007), Flow resistance equations for gravel- and boulder-bed streams, *Water Resour. Res.*, 43, W05427, doi:10.1029/2006WR005422.
- [Giannecchini (2006)] Giannecchini, R. (2006), Relationship between rainfall and shallow landslides in the southern Apuan Alps (Italy), *Natural Hazards and Earth System Science, Copernicus Publications on behalf of the European Geosciences Union*, 6 (3), pp.357-364.
- [Griffiths (1981)] Griffiths, G.A. (1981), Flow resistance in coarse gravel bed rivers, *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 107(HY7): 899-918.
- [Grimstad e Barton (1993)] Grimstad, E.N. e N. Barton (1993), Updating the Q system for NMT. *Proc. Int. Symposium on Sprayed Concrete, Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support. Norwegian Concrete Ass.*, 46-66.
- [Hey (1979)] Hey, R.D. (1979), Flow resistance in gravel-bed rivers, *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 105(HY9): 365-379.
- [Istituto di Studi e Ricerche - C.C.I.A.A di Massa Carrara (2008)] Istituto di Studi e Ricerche - C.C.I.A.A di Massa Carrara (2008), L'impatto economico del settore lapideo nei Sistemi Locali del Lavoro di Carrara e di Massa.
- [Iverson *et al.* (1997)] Iverson, R.M., M.E. Reid e R.G. LaHusen (1997), Debris-Flow Mobilization from Landslides. *Annu. Rev. Earth Planet. Sci.*, 25:85-138.
- [Lanzoni *et al.* (2015)] Lanzoni, S., R. Luchi e M. Bolla Pittaluga (2015), Modeling the morphodynamic equilibrium of an intermediate reach of the Po River (Italy), *Advances in Water Resources*, 81: 95-201, doi:10.1016/j.advwatres.2014.11.004.
- [Marchi (1953)] Marchi, E. (1953), Sui fenomeni di efflusso piano da luci a battente. *Annali di Matematica Pura ed Applicata. Serie IV. Tomo XXXV.* Bologna.

- [Montgomery e Dietrich (1994)] Montgomery, D.R. e W.E. Dietrich (1994), A physically based model for the topographic control on shallow landsliding, *Water Resour. Res.*, 30, 1153-1171.
- [Parker (1991)] Parker, G. (1991), Selective sorting and abrasion of river gravel. II: Applications, *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 117(2): 150-171.
- [Pinna (1999)] Pinna, S. (1999), Il comprensorio apuano del marmo. *Memorie della Società Geografica Italiana*, v. 57.
- [Sambrook Smith and Ferguson (1995)] Sambrook Smith, G.H. e R.I. Ferguson (1995), The gravel-sand transition along river channels, *J. Sediment. Res.*, A65, 423-430.
- [Sansoni (2003)] Sansoni, G. (2003), Carrione. Sicurezza e riqualificazione: un binomio inscindibile. *www.legambientecarrara.it*.
- [Seminara *et al.* (2015)] Seminara, G., M. Colombini e R. Luchi (2015), Relazione sull'Idraulica del Carrione nel tratto adiacente la ricostruenda difesa spondale a valle del Ponte di Via Covetta, Dipartimento DICCA, Università di Genova.
- [Seminara e Tubino (2003)] Seminara, G. e M. Tubino (2003), Trasporto solido fluviale. Manuale di Ingegneria Civile Cremonese, ESAC, Roma, cap. XIV.
- [Siviglia *et al.* (2009)] Siviglia, A., A. Stocchino e M. Colombini (2009), Case Study: Design of Flood Control Systems on the Vara River by Numerical and Physical Modeling. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 135, No. 12, December 1, 2009. ASCE, ISSN 0733-9429/2009/12-1063-1072.
- [Thompson e Campbell (1979)] Thompson, S.M. e P.L. Campbell (1979), Hydraulics of a large channel paved with boulders, *J. Hydraul. Res.*, 17: 341-355.
- [Van Rijn (1984)] Van Rijn, L.C. (1984), Sediment transport: bed load transport, *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 110(10): 1431.