



REGIONE LIGURIA



Autorità di Bacino Distrettuale
dell'Appennino Settentrionale

AMBITO REGIONALE DI BACINO 15

PIANO DI BACINO STRALCIO

SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO

(ai sensi dell'art. 1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)



RELAZIONE IDRAULICA



PRIMA APPROVAZIONE DEL PIANO	Delibera del Consiglio Provinciale di Genova n. 67 del 12/12/2002
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Segretario Generale n. 38 del 08/06/2023
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. 26 del 28/06/2023 – parte II

SOMMARIO

ELENCO DETTAGLIATO DEI CORSI D'ACQUA DELL'AMBITO 15.....	X
INTRODUZIONE.....	1
QUADRO GENERALE DI RIFERIMENTO.....	2
QUADRO ISTITUZIONALE, NORMATIVO E AMMINISTRATIVO DI RIFERIMENTO.....	2
PIANI DI BACINO STRALCIO PROPEDEUTICI (EX. L. 183/89).....	4
IL "PIANO 180" SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO.....	4
ASSETTO GEOGRAFICO DELL'AMBITO n° 15.....	4
CARATTERI GENERALI DEGLI STUDI IDROLOGICI ED IDRAULICI.....	6
ALLEGATO ID-1 – PARAMETRI FISICI E MORFOLOGICI DEI BACINI IMBRIFERI.....	7
ALLEGATO ID-2 – VALUTAZIONI IDROLOGICHE E DETERMINAZIONI DELLE PORTATE DEI BACINI IMBRIFERI.....	9
ALLEGATO ID-3 – VERIFICHE IDRAULICHE.....	19
ALLEGATO ID-4 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	31
BIBLIOGRAFIA GENERALE.....	31
SETTORE A - dal rio Sonego al torrente Recco.....	33
TORRENTE RECCO.....	33
ASSETTO GEOGRAFICO.....	33
GERARCHIZZAZIONE E SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE IDROGRAFICA.....	33
IDROLOGIA.....	34
MODELLAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI.....	36
PORTATE DI PROGETTO.....	38
MAPPATURA DELLE AREE STORICAMENTE INONDATE.....	38
VERIFICHE IDRAULICHE.....	39
VERIFICHE PUNTUALI SU MANUFATTI SINGOLARI.....	45
MAPPATURA DELLE AREE SOGGETTE A RISCHIO DI INONDAZIONE.....	46
RIO SONEGO.....	47
IL BACINO.....	47
IDROLOGIA DI PIENA.....	47
VERIFICHE IDRAULICHE.....	47
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE A.....	47
SETTORE B - dal rio Treganega al rio Nozarego.....	48
PREMESSA.....	48
RIO TREGANEGA.....	49
GENERALITÀ.....	49
VERIFICHE IDRAULICHE.....	50
FOSSATO DEL MIGLIARO.....	51
IL BACINO.....	51
VERIFICHE IDRAULICHE.....	51
TORRENTE GENTILE.....	51
VERIFICHE IDRAULICHE.....	52
RIO DEL FONDACO (PORTOFINO).....	53
IL BACINO.....	53
VERIFICHE IDRAULICHE.....	54

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

FOSSO ACQUA VIVA e TORRENTE ACQUA MORTA (PARAGGI)	54
IL BACINO.	54
VERIFICHE IDRAULICHE.	55
RIO NOZAREGO	56
GENERALITÀ.....	56
IDROLOGIA.	56
VERIFICHE IDRAULICHE.	57
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE B.	57
SETTORE C - dal fosso Magistrato al rio San Michele.	58
FOSSO MAGISTRATO	58
GENERALITÀ.....	58
IDROLOGIA.	58
VERIFICHE IDRAULICHE.	59
TORRENTE SAN SIRO.	60
GENERALITÀ.....	60
IDROLOGIA.	61
VERIFICHE IDRAULICHE.	61
RIO SAN MICHELE	62
GENERALITÀ SUL BACINO SCOLANTE.....	62
IDROLOGIA.	63
VERIFICHE IDRAULICHE.	63
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE C.	64
SETTORE D - dal torrente Boate al torrente San Francesco.	65
Generalità sul settore	65
TORRENTE BOATE	66
TORRENTE S. FRANCESCO	67
SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE IDROGRAFICA.....	67
IDROLOGIA.	68
PORTATE DI PROGETTO.	74
MAPPATURA DELLE AREE STORICAMENTE INONDATE.....	75
Verifiche idrauliche.	75
METODOLOGIE DI CALCOLO.....	75
RISULTATI.	76
Mappatura delle aree soggette a rischio di inondazione	84
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE D.	84
SETTORE E - dal torrente Tuia al torrente Semorile.	85
TORRENTE TUIA	85
GENERALITÀ SUL BACINO.	85
IDROLOGIA.	85
PORTATE DI PIENA.	86
DATI TOPOGRAFICI E GEOMETRICI.	87
VERIFICHE IDRAULICHE.	87
RIO CHIARCHEA	87
GENERALITÀ SUL BACINO.	87

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art. 1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

PORTATE DI PIENA.	88
VERIFICHE IDRAULICHE.	88
RIVI MINORI TRA RAPALLO E ZOAGLI.	89
GENERALITÀ.	89
PORTATE DI PIENA.	89
VERIFICHE IDRAULICHE.	89
TORRENTE SEMORILE.	90
IL BACINO ED IL CORSO DEL TORRENTE.	90
IDROLOGIA DI PIENA.	91
VERIFICHE IDRAULICHE.	91
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE E.	92
PORTATE DI PIANO – SETTORE A.	93
PORTATE DI PIANO – SETTORE B.	94
PORTATE DI PIANO – SETTORE C.	96
PORTATE DI PIANO – SETTORE D.	97
PORTATE DI PIANO – SETTORE D.	98
PORTATE DI PIANO – SETTORE E.	99

ALLEGATI

- ALLEGATO ID-1:** Parametri fisici e morfologici dei bacini imbriferi.
- ALLEGATO ID-2:** Valutazioni Idrologiche e determinazioni delle portate dei bacini imbriferi.
- ALLEGATO ID-3:** Verifiche idrauliche.
- ALLEGATO ID-4:** Documentazione fotografica.

ELENCO DETTAGLIATO DEI CORSI D'ACQUA DELL'AMBITO 15.

Settore A

- Rio Sonogo
- Torrente Recco

Settore B

- Rio Treganega
- Fossato del Migliaro
- Rio Ben du Giorgio
- Torrente Gentile
- Fosso dei Brughi
- Fosso dei Marzapeli
- Vallone Cava dell'Oro
- Rio dei Fontanini (S. Fruttuoso)
- Rio valle Ruffinale (Cala degli Inglesi)
- Rio valle Vescini
- Rio del Fondaco (Portofino)
- Rio Acqua Viva e Torrente Acqua Morta (Paraggi)
- Torrenti S. Barbara e Nozarego

Settore C

- Fosso Magistrato
- Torrente San Siro
- Rio San Michele

Settore D

- Torrente Boate
- Torrente San Francesco
- Torrente Cereghetta

Settore E

- Torrente Tuia
- Torrente Chiarchea
- Rio senza nome
- Fossato dei Bardi
- Rio Rovara
- Torrente Semorile (Zoagli)
- Rio Fossetto
- Rio Rico.

INTRODUZIONE

Il presente Piano è stato redatto quale Piano di Bacino Stralcio sul rischio idrogeologico in adempimento all'art.1, comma1, del Decreto Legislativo n° 180 del 11 giugno 1998, convertito, con modificazioni, nella Legge n° 267 del 3 agosto 1998 e costituisce parte del piano di bacino stralcio per la difesa idrogeologica, nonché del piano di bacino completo, di cui alla Legge n° 183 del 18 maggio 1989 e sue modificazioni ed integrazioni.

Esso è di conseguenza un primo stralcio funzionale che risponde nei contenuti a quanto richiesto dal citato D.L.vo 180/98 e dal relativo *"Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto legge 11 giugno 1998, n. 180/98"*, pubblicato sulla G.U. del 05.01.1999.

Il percorso di formazione del presente piano è quello attualmente previsto in generale per i piani di bacino dalla normativa vigente, con particolare riferimento alla Legge Regionale n° 18 del 21 giugno 1999.

Il presente Piano di Bacino Stralcio è stato sviluppato utilizzando dati forniti dall'Amministrazione Provinciale di Genova relativi ai piani propedeutici ai piani di bacino stralcio redatti da altri gruppi di professionisti e da personale interno dell'Ente al fine di individuare le caratteristiche di base del territorio in esame.

Il gruppo di professionisti, incaricati dalla Amministrazione Provinciale di Genova per la redazione del presente elaborato e dei suoi allegati cartografici per gli aspetti geologico ed idraulico, ha provveduto ad un'opera di revisione ed integrazione dei dati contenuti negli studi propedeutici di cui sopra anche alla luce degli eventi alluvionali dell'autunno 2000, al fine di redigere la cartografia di base. Tale cartografia, laddove il territorio non risultava già oggetto di studi propedeutici, è stata sviluppata *ex novo*, utilizzando dati provenienti da documentazione reperita presso gli Enti Locali, e talvolta, realizzata totalmente dal gruppo di lavoro, quando non erano disponibili documenti precedenti quali, ad esempio, altri strumenti di pianificazione. Alcuni problemi sono stati inoltre, riscontrati nella omogeneizzazione dei dati forniti dall'Amministrazione Provinciale, probabilmente a causa dei diversi tempi in cui sono stati svolti i piani propedeutici, e pertanto, è stato necessario ricorrere all'acquisto di cartografia tematica, già realizzata con le procedure richieste dall'attuale normativa direttamente dalla Regione Liguria. Dalla redazione delle carte di base si è passato alla elaborazione delle carte derivate e della carta degli interventi, che individua le maggiori criticità del territorio.

Il presente piano di bacino stralcio approvato con Delibera del Consiglio Provinciale n. 67 del 12/12/2002, è stato integrato ed aggiornato, come richiesto nella D.G.R. 999/2002 dall'Amministrazione Provinciale di Genova che si è avvalsa, oltre che del personale interno, dei seguenti collaboratori: Dott. Geol. Simona FUIANO, Dott. Geol. Michela RACCOSTA, Dott. Ing. Paola CIUFFI, Dott. Ing. Paolo PERSICO, Arch. Milena FERRANDO, Arch. Mariangela PERSANO, Geom. Elisa MARANGONI, assunti a tempo determinato.

QUADRO GENERALE DI RIFERIMENTO.

Quadro istituzionale, normativo e amministrativo di riferimento.

Il quadro di riferimento generale per la formazione del Piano di bacino è rappresentato dalle norme contenute nella Legge quadro n° 183 del 18 maggio 1989. Rilevanza particolare ha inoltre la Legge n° 493 del 4 dicembre 1993, che all'art.12 integra l'art. 17 della Legge 183/89 con il comma 6 ter che introduce la possibilità di redigere ed approvare i piani di bacino anche per sottobacini o per stralci relativi a settori funzionali.

Per gli aspetti connessi alla pianificazione di bacino regionale si deve far riferimento alla Legge Regionale n° 9 del 28 gennaio 1993, che in sostanza recepisce la L.183/89, regionalizzandone i contenuti e istituendo l'Autorità di Bacino Regionale. Le procedure di approvazione dei piani di bacino sono state in parte modificate dalla Legge Regionale n° 18 del 21 giugno 1999.

Un ulteriore impulso alla pianificazione di bacino è stato fornito dal Decreto Legge n° 180 del 11 giugno 1998, convertito, con modificazioni, nella Legge n° 267 del 3 agosto 1998 "Misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed in favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania", modificato dal D.L. 132/99, convertito, con modifiche, dalla L. 262/99. Tale decreto al comma 1 dell'articolo 1 dispone che entro il termine del 30 giugno 1999, le Autorità di Bacino di rilievo nazionale ed interregionale e le regioni per i restanti bacini, adottano, ove non si sia già provveduto, piani stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico redatti ai sensi del comma 6-ter dell'art.17 della L.183/89 e successive modificazioni che contengano in particolare l'individuazione e la perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico e le relative misure di salvaguardia.

I criteri relativi agli adempimenti di cui al comma 1 dell'art. 1 del succitato D.L. 180/98, sono stati forniti, come previsto dal comma 2 dell'art.2 del D.L. 180/98, in "*Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2*", pubblicato sulla G.U. del 5.1.99. Esso, in particolare, pur ribadendo la necessità che le Autorità di Bacino compiano ogni sforzo per accelerare i tempi per l'adozione dei piani stralcio, stabilisce come termine ultimo per l'adozione dei piani stralcio per il rischio idrogeologico il 30 giugno 2001, e quello per l'approvazione il 30 giugno 2002. Specifica inoltre che le attività relative all'individuazione e alla perimetrazione delle aree a rischio di inondazione e a rischio di frana dovranno essere articolate nelle seguenti 3 fasi:

- 1) individuazione aree soggette a rischio idrogeologico;
- 2) perimetrazione, valutazione dei livelli di rischio e definizione di misure di salvaguardia;
- 3) programmazione della mitigazione del rischio.

Il D.L. 180/98, ha inteso quindi, dichiaratamente dare un'accelerazione agli adempimenti della L. 183/89, soprattutto a riguardo l'individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (inteso come inondazione e frana).

In adempimento al comma 1, art. 1, del suddetto D.L. 180/98, l'Autorità di Bacino di rilievo regionale intende adottare, entro la scadenza posta del 2001, piani di bacino stralcio (ai sensi del comma 6ter, art. 17. L.183) sul rischio idrogeologico, costituiti essenzialmente dalle due tematiche relative al rischio idraulico e rischio geomorfologico (susceptività al dissesto e rischio di frana).

Trattandosi di uno stralcio funzionale non esaurisce chiaramente tutte le tematiche previste dal piano di bacino completo. Peraltro è di più limitata estensione rispetto allo

stralcio per la difesa idrogeologica così come impostato dall'Autorità di bacino di rilievo regionale in Liguria a seguito della L.R. 9/93. Questo tipo di piano, che è elaborato prioritariamente come adempimento al D.L. 180/98, è pertanto una porzione funzionale relativo al piano per la difesa idrogeologica e del quale sarà quindi parte integrante, così come del piano di bacino nella sua stesura completa.

Esso è quindi approvato con le procedure ordinarie previste dalla L.R. 18/99.

I criteri seguiti per l'elaborazione dei suddetti piani stralcio sul rischio idrogeologico sono quelli già adottati dall'Autorità di bacino regionale per la redazione dei piani stralcio per la difesa idrogeologica.

In particolare i criteri generali per l'elaborazione dei piani di bacino regionali sono stati formalizzati, così come previsto dalla L. 9/93, nel documento "Criteri per l'elaborazione dei piani di bacino" approvati dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino di rilievo regionale nella seduta del 20.12.1994. Tali criteri sono stati poi integrati da una serie di raccomandazioni e documenti relativamente a specifiche problematiche.

Nell'ambito del presente piano oltre ai citati criteri generali, e a quelli relativi all'"Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del Decreto Legge n° 180/98", sono stati seguiti i criteri contenuti nelle seguenti raccomandazioni o note tecniche:

- raccomandazione n.1 *"Metodologie per la mappatura delle aree soggette a rischio di inondazione"*
- raccomandazione n. 3bis *"Documento propedeutico all'informatizzazione dei dati e delle cartografie di base per la redazione dei piani di bacino"*,
- raccomandazioni n. 4 *"Standard cartografici relativi in particolare alle legende per la carta di copertura e d'uso del suolo, carta di dettaglio dei movimenti franosi, censimento dei movimenti franosi"*
- raccomandazione *"Valutazione della pericolosità e del rischio idraulico e idrogeologico- Carte derivate"*
- raccomandazione *"Definizione delle fasce di inondabilità e di riassetto fluviale"*
- *nota CTR "Rischio idraulico residuale nell'ambito della pianificazione di bacino regionale"*
- raccomandazione *"Redazione della carta del rischio idrogeologico nei piani stralcio di bacino"*
- linea guida 2/2000 *"Indicazioni metodologiche per la costruzione della carta di suscettività al dissesto dei versanti"*
- linea guida 3/2000 *"Schema di struttura e dei contenuti essenziali di un piano di bacino stralcio sul rischio idrogeologico (ai sensi del comma 1, art.1, del D.L.vo 180/98 e ss.mm.ed ii, convertito in Legge 267/98)"*

Si sottolinea, infine, che ai sensi della L. 183/89 il piano di bacino, così come i suoi stralci funzionali, è uno strumento sovraordinato per le parti prescrittive agli altri strumenti di pianificazione settoriale ed urbanistica, con effetto di integrazione e di prevalenza, in caso di contrasto, della pianificazione territoriale di livello regionale, provinciale e comunale.

Piani di Bacino stralcio propedeutici (ex. L. 183/89)

L'elaborazione degli studi idrologici ed idraulici del presente piano è stata effettuata utilizzando le risultanze dei piani propedeutici, forniti dalla Provincia di Genova, ed in particolare di:

- Torrente Recco,
- Torrenti Magistrato e S. Siro,
- Torrente Boate e San Francesco;

Il "Piano 180" sul rischio idrogeologico.

La redazione di un Piano di Bacino ed in particolare l'analisi degli aspetti idrologici ed idraulici non può prescindere da una lettura molto approfondita del territorio che si intende indagare: tale esame coinvolge, oltre alle problematiche strettamente idrauliche, anche altri argomenti, quali la morfologia, la litologia, l'uso del suolo, le coperture vegetali e altri.

E' infatti chiaro come per arrivare ad una valutazione del rischio idrogeologico ed idraulico del bacino nella sua complessità risulti necessario confrontarsi con diversi fattori, che possono agire singolarmente ovvero in maniera concatenata.

ASSETTO GEOGRAFICO DELL'AMBITO n° 15.

L'Ambito n° 15 della Provincia di Genova comprende tutti i bacini con foce sul litorale tirrenico delimitati a ponente dal rio Sonego, in località Mulinetti, e a levante dal torrente Semorile, che sfocia in Zoagli.

L'intero comparto è delimitato a nord dallo spartiacque che divide il versante tirrenico dalla valle Fontanabuona, che culmina nelle cime del Monte Cornua, Monte Serro, Monte Tugio, Monte Borgo, Monte Lasagna, Monte Pegge, Monte Rosa, Monte Castello, tutti con altitudine compresa tra 700 e 800 m s.l.m.

Il confine occidentale è costituito dalla dorsale che separa il rio Sonego dal bacino del torrente Sori (Monte Castelletto, Monte Cassinea, Monte Cornua), mentre quello orientale dal rio Rupinaro (Monte Anchetta), che sfocia a Chiavari.

Il territorio indagato appartiene amministrativamente a diversi Comuni: Recco, Avegno, Uscio, Camogli, Portofino, Santa Margherita Ligure, Rapallo e Zoagli, interessando una superficie complessiva di circa 100 km².

Per la vastità del territorio e la varietà degli elementi riscontrati, si è ritenuto utile suddividere lo studio idrologico ed idraulico in diversi settori, contraddistinti da areali che sono stati ritenuti in qualche modo "associabili", o perché appartenenti ad aree scolanti molto ampie (come ad esempio nel caso del Recco o del Boate) o perché contraddistinti da regimi climatici e caratteristiche morfologiche pressoché omogenee (come nel caso dei piccoli corsi d'acqua del monte di Portofino).

Nel seguito si fornisce una sommaria descrizione dei settori indagati:

Settore A:

Comprende il piccolo bacino del rio *Sonego* e quello molto più grande del torrente *Recco*. Il rio *Sonego* è stato affiancato al torrente *Recco* in quanto caratterizzato da regime pluviometrico analogo: la stazione di Colonia Arnaldi, posta al limite settentrionale dei due bacini è stata infatti impiegata come base di calcolo per la stima di entrambe le

portate di piena. Oltre a ciò si è osservata una significativa somiglianza delle rispettive coperture vegetali e dell'uso del suolo.

Settore B:

Il limite occidentale è costituito dal rio *Treganega* che sfocia a Recco. Sono compresi inoltre alcuni impluvi minori che scendono tra Recco e Camogli (fosso del *Migliaro* e Rio *Ben du Giorgio*), il torrente *Gentile*, tutti i piccoli corsi d'acqua che solcano il promontorio del Monte di Portofino, sino al limite di santa Margherita (*Nozarego*). Sono tutti rivi con bacino imbrifero piuttosto ridotto, caratterizzati da alvei molto incisi, versanti acclivi e tempi di corrivazione estremamente brevi.

Settore C:

Comprende i due corsi d'acqua che attraversano l'abitato di Santa Margherita Ligure (fosso *Magistrato* e torrente *San Siro*) entrambi coperti per lunghi tratti. Si è inoltre annesso il piccolo rivo che prende il nome da *San Michele di Pagana*.

Settore D:

In tale settore sono analizzati i due torrenti che sfociano a Rapallo: il torrente *Boate* con tutti i suoi affluenti e il torrente *San Francesco*. Pur avendo caratteristiche molto diverse tra loro i due corsi d'acqua sono stati accorpati perché, avendo foci molto vicine, causano zone di rischio che si compenetrano l'una nell'altra.

Settore E:

L'ultimo settore comprende il bacino del torrente *Tuia*, che scende al limite orientale di Rapallo il rio *Chiarchea*, alcuni altri fossi minori (fosso dei *Bardi*) e infine il torrente *Semorile*, che attraversa Zoagli; il confine orientale dell'ambito è costituito da due piccoli impluvi, l'uno affiancato all'altro: il rio del Fossetto ed il rio Rico.

CARATTERI GENERALI DEGLI STUDI IDROLOGICI ED IDRAULICI.

Per ogni settore sopra indicato si è effettuata una serie di studi e di verifiche che sono stati così suddivisi:

- *Allegato ID-1:* Parametri fisici e morfologici dei bacini imbriferi;
- *Allegato ID-2:* Valutazioni idrologiche e determinazioni delle portate dei bacini imbriferi;
- *Allegato ID-3:* verifiche idrauliche;
- *Allegato ID-4:* documentazione fotografica

Nel seguito pertanto si esporrà una sintesi delle procedure attuate, comuni a tutti i sottobacini indagati, rimandando comunque all'analisi puntuale dei singoli settori e dei diversi bacini per maggiori dettagli.

ALLEGATO ID-1 – Parametri fisici e morfologici dei bacini imbriferi.

Procedendo da ovest verso est per ogni sottobacino (con un limite inferiore pressappoco pari a 2 km²) si sono raccolti i dati geometrici e morfologici deducibili dall'analisi della Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:5000.

Sezioni di chiusura dei bacini.

Sull'intera estensione del singolo bacino indagato si sono individuate alcune sezioni di chiusura necessarie alla discretizzazione delle portate. Il criterio scelto per il posizionamento delle sezioni risponde a diverse esigenze e in particolare si è osservato quanto segue:

- ⇒ sottendere bacini di superficie non superiore a 2 km², al fine di non avere aree troppo estese, per le quali potesse risultare eccessiva un'eventuale estrapolazione delle portate calcolate per la sezione di chiusura ad aree scolanti intermedie più ridotte. Più è piccola la superficie considerata infatti migliore sarà l'approssimazione;
- ⇒ dividere le aree di competenza delle aste confluenti ai nodi di immissione più rilevanti, dove convergono corsi d'acqua per i quali - come minimo - sia stato assegnato un toponimo sulla C.T.R.;
- ⇒ individuare sezioni di chiusura in zone per le quali risulta necessario o comunque interessante valutare la portata temibile, quali ingressi di zone abitate, imbocchi di tombature, ponti importanti;
- ⇒ sezionare le aste torrentizie almeno una volta ogni 2 km.

Parametri fisici e morfologici dei bacini.

Per ciascun nodo di chiusura individuato sulle aste principali e secondarie dell'intero bacino, secondo i criteri suddetti, sono stati determinati i seguenti parametri:

- area sottesa **A** [km²], misurata sulle carte informatizzate della Regione Liguria, dal limite dello spartiacque sino alla sezione di chiusura.
- lunghezza dell'asta principale **L** [km], che drena il bacino analizzato, dal punto in cui si concentrano i deflussi in un solco "ordinato", desunto dall'analisi delle carte e verificato criticamente, sino alla sezione di chiusura. Nel caso di aree scolanti minori, per le quali non risulta tracciata alcuna asta drenante, si è stimata una lunghezza assumendo il percorso più sviluppato di una ipotetica particella di acqua isolata lungo le linee di massima pendenza.
- quota massima del bacino **H_{max}** [m s.l.m.], intesa come il dislivello rispetto al livello del mare del punto più elevato del bacino, solitamente una cima montuosa.
- quota massima dell'asta principale **H_a** [m s.l.m.], cioè la quota di sorgente o di inizio del ruscellamento, indicato sulle carte da un tracciato tratteggiato, a sottolineare l'incertezza della sua determinazione: all'inizio dell'asta torrentizia, specie su versanti molto acclivi e scarsamente vegetati, si presentano infatti frequenti fenomeni di divagazione e disordine idraulico.
- quota della sezione di chiusura **H_o** [m s.l.m.], che può essere la quota della sezione di sbocco del corso d'acqua nell'asta principale, nel caso di un affluente ovvero la sezione di controllo di un sottobacino secondario.

ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

- quota media del bacino ***Hmed*** [m s.l.m.], intesa come la quota altimetrica della linea isoipsa che sottende un bacino di estensione pari alla metà di quello in esame. Tale valore è stato ricavato effettuando una suddivisione di ciascun sottobacino in fasce altimetriche con scansione ogni 100 m di dislivello, calcolando con planimetro digitale l'area sottesa da ciascuna fascia e quindi la quota media con la formula:

$$Hmed = \frac{\sum (Hmed_i \cdot A_i)}{\sum A_i} \quad [1]$$

dove $Hmed_j$ rappresenta la quota media di ciascuna fascia altimetrica, A_j la relativa area sottesa e A_t l'area complessiva del sottobacino.

- pendenza media dell'asta principale ***ia*** [%], definita come la retta di compenso tracciata sopra un grafico in cui è riportato il profilo longitudinale del corso d'acqua dalle origini alla chiusura. Tale retta è tracciata in modo che le aree che restano al di sotto ed al di sopra della curva siano tra loro uguali. Tale metodo risulta tanto più valido ed accurato tanto maggiore è la discretizzazione dei punti costituenti il profilo longitudinale dell'asta torrentizia.

Quale base cartografica di riferimento per la determinazione di tali parametri è stata utilizzata la cartografia tecnica regionale in scala 1:5000.

Tutti i valori dei parametri di cui sopra sono stati riportati, per ciascuna chiusura, per ogni sottobacino, nelle schede tecniche riassuntive dell'allegato ID-1.

Si fa notare da ultimo come la determinazione delle sopra dette grandezze fisiche ed idrologiche, unitamente alla elaborazione dei dati pluviometrici, risulti la base fondamentale per l'approccio ai vari metodi di stima delle portate di piena, oltreché per la valutazione del trasporto solido, per il calcolo della stabilità dei versanti e - infine - per l'individuazione dei fattori di rischio, per la previsione degli interventi e la progettazione degli stessi. Risulta quindi chiaro come sia oltremodo importante la valutazione di tali parametri che, stando alla base di tutte le elaborazioni successive, devono necessariamente essere tarati con particolare cura e attenzione. E' noto infatti come un singolo parametro come - per esempio - il tempo di corrivazione, se non valutato in maniera corretta, possa determinare scompensi anche notevoli nella determinazione della portata: ciò è tanto più vero sui piccoli bacini con superfici dell'ordine dei 5 -10 km², dove una sovrastima o una sottostima della portata può causare ripercussioni significative sul grado di rischio di determinate zone.

ALLEGATO ID-2 – Valutazioni Idrologiche e determinazioni delle portate dei bacini imbriferi.

La valutazione delle portate per assegnato tempo di ritorno per ciascuno dei sottobacini individuati fa specifico riferimento ai fattori fisici e morfologici delle superfici scolanti, descritti al paragrafo precedente, ma è anche strettamente legata alla elaborazione dei dati meteorologici del sito, che rappresentano il fattore di attivazione dei deflussi.

Pluviometria.

A questo scopo si è raccolto il materiale disponibile sui regimi pluviometrici: si sono utilizzate sia misure dirette registrate da stazioni presenti sul territorio oggetto di indagine e pubblicate sugli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, sia dati già elaborati provenienti da studi di settore condotti a scala regionale, come quello redatto dal Centro di ricerca in Monitoraggio Ambientale dell'Università di Genova (CIMA) "Regionalizzazione delle precipitazioni intense in Regione Liguria".

Per quanto riguarda i dati dagli Annali Idrologici sono stati in particolare raccolti i dati di altezza di pioggia massima annuale per durate brevi comprese tra 5 minuti e 24 ore, pubblicati nei suddetti Annali alle tabelle V e VI. Le piogge di massima intensità e breve durata sono le più aggressive dal punto di vista del territorio e sono quelle che determinano i più elevati valori di portata al colmo di piena. Eventi di questo tipo si verificano con maggiore frequenza nei mesi autunnali, quando il terreno, sostanzialmente saturo, non presenta, a parità di altre condizioni (pendenza dei versanti, copertura vegetale, etc.), una significativa capacità di infiltrazione, che riduce a livelli trascurabili le funzioni di ritenzione e laminazione dei deflussi superficiali.

I bacini esaminati, sia per la loro relativa estensione, sia per la frequente significativa pendenza dei versanti hanno tempi di risposta piuttosto brevi, contenuti nella maggior parte dei casi in qualche decina di minuti e in qualche caso (bacini vallivi) di poche ore.

Queste considerazioni hanno fatto sì che l'analisi idrologica sia stata condotta sulla base delle precipitazioni di breve durata, che sono state registrate su intervalli temporali confrontabili con i tempi di risposta del bacino.

Le successive elaborazioni tuttavia hanno tenuto in conto solamente i dati di pioggia registrati per durate superiori all'ora, essendo quelli inferiori (i cosiddetti *scrosci*) non altrettanto numerosi e soprattutto caratterizzati da un grado di attendibilità tanto minore quanto più basso è l'intervallo temporale considerato. Per le stazioni che registrano su scala giornaliera risulta infatti oltremodo difficile apprezzare l'entità delle precipitazioni occorse in periodi di 10 - 20 minuti: il limite inferiore accettabile è stato pertanto considerato per tutte quello di 60 minuti.

Si è in tal modo giunti alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per assegnati periodi di ritorno.

Le elaborazioni sono state condotte regolarizzando le altezze di pioggia massime annuali per ciascuna durata utilizzando la *legge probabilistica asintotica del massimo valore del tipo I (di Gumbel)*.

Indicando con h [mm] la variabile altezza di pioggia, con $P(h)$ la sua probabilità cumulata, con $m(h)$ la media e con $s(h)$ lo scarto quadratico medio, la distribuzione di Gumbel si scrive:

$$P(h) = \exp\left[-\exp\left[-a \cdot (h - u)\right]\right] \quad [2]$$

con:

$$a = \frac{1.283}{s(h)} \quad [3]$$
$$u = m(h) - \frac{0.577}{a}$$

Per le serie di dati pluviometrici di ciascuna durata si sono dedotte le stime dei parametri caratteristici utilizzando per la stima di $m(h)$ e $s(h)$ il metodo dei momenti. Successivamente sono state ricavate le stime delle funzioni di probabilità cumulata $P(h)$.

Si è quindi passati a costruire le curve di probabilità pluviometrica per diversi periodi di ritorno nella forma:

$$h = a \cdot t^n \quad [4]$$

dove h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento, mentre a ed n sono parametri rappresentativi della stazione.

I valori di a e di n sono stati ricavati per tutte le stazioni analizzate, per i tempi di ritorno di 10, 30, 50, 100, 200 e 500 anni mediante interpolazione ai minimi quadrati, su piano logaritmico, dei valori di h [mm] al variare della durata t [ore] per ciascun valore del tempo di ritorno T [anni].

Idrologia di piena.

Le elaborazioni pluviometriche hanno costituito la base per il calcolo delle massime portate temibili alle quali si è giunti tramite una modellazione afflussi – deflussi operata secondo diverse metodologie, ritenute più appropriate e meglio applicabili ai singoli casi di studio. Si è così fatto uso ora della formula razionale, ora di alcuni metodi suggeriti dallo studio C.I.M.A. sopra citato, ora del metodo di Nash, mettendo sempre a confronto i risultati ottenuti con quelli forniti dall'applicazione della Curva Involuppo dell'ing. Cati. Ogni risultato è stato oggetto di commento critico, a seguito del quale si è operata una scelta che ha permesso di determinare una "portata nominale del Piano 180", impiegata come dato di partenza per le successive verifiche idrauliche sui corsi d'acqua principali.

E' opportuno sin d'ora notare che in merito a tale elaborazione in ogni settore si sono operate scelte diverse, applicando differenti metodi. Ciò è dovuto naturalmente alla diversa disposizione ed esposizione dei bacini, alla varietà delle litologie, al diverso uso del suolo, alla disomogeneità dei dati provenienti dalle misure dirette.

Di seguito vengono pertanto enunciati solamente i caratteri generali delle metodologie adottate, rimandando comunque alla descrizione delle analisi idrologiche di ogni specifico settore, per un maggiore dettaglio.

Metodologia di depurazione delle piogge (metodo CN-SCS).

Il Curve Number è un parametro adimensionale decrescente in funzione della permeabilità intesa come caratteristica globale del tipo e dell'uso del suolo.

La sua determinazione è ottenuta in base al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato, alla tipologia pedologica e litologica dei suoli ed all'uso del suolo.

Il suo valore è compreso tra 0 e 100 ed è diffusamente tabulato specialmente nella letteratura scientifica americana come frutto dell'analisi di molti esempi applicativi.

Nell'applicazione del metodo sono previste tre classi, rispettivamente la I, la II, e la III del grado di umidità del terreno, in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento esaminato (Antecedent Moisture Condition): molto asciutto (<50 mm), standard (tra 50 e 110 mm) e molto umido (oltre 110 mm).

Poiché lo studio è rivolto al calcolo delle portate di piena e considerato che in occasione di queste ultime molto spesso il terreno del bacino in questione si presenta in condizioni di elevato imbibimento, si è preferito adottare il valore di CN corrispondente alla classe AMC-tipo III, legato a quella normale dalla relazione:

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0,43 + 0,0057 \cdot CN_{II}} \quad [5]$$

La classificazione dei tipi di suolo è funzione delle caratteristiche di permeabilità secondo la suddivisione proposta dal Soil Conservation Service che prevede quattro classi caratterizzate rispettivamente da potenzialità di deflusso scarsa (A), moderatamente bassa (B), moderatamente alta (C) e molto alta (D).

La suddivisione in base al tipo di copertura o uso del suolo comprende invece diverse situazioni di aree caratterizzate da differenti morfologie (pascoli, terrazzamenti, etc.) varie coperture vegetali (boschi, praterie, parchi), condizioni di conservazione e destinazione d'uso (coltivazioni, parcheggi, distretti industriali o altro).

Nel caso in esame ogni sottobacino scolante è stato analizzato suddividendo l'intera superficie, in base al tipo e all'uso del suolo, in zone omogenee caratterizzate dal medesimo valore del parametro stesso: si sono così ottenute varie sub-aree isoparametriche la cui somma fornisce la superficie complessiva del sottobacino. Per ogni sottobacino è stato ricavato poi un valore medio del parametro CN, ottenuto come "media pesata" dei valori singolari imposti sulle i-esime sub-aree:

$$CN = p_1 \cdot CN_1 + p_2 \cdot CN_2 + \dots + p_n \cdot CN_n \quad [6]$$

dove p_1, p_2, \dots, p_n sono le percentuali dell'area totale del bacino caratterizzate da un valore del parametro rispettivamente pari a CN_1, CN_2, \dots, CN_n .

Analogamente la valutazione del CN equivalente per le aree scolanti risultanti dalla somma di altre, per la confluenza di due o più corsi d'acqua, è stata effettuata sommando via via le aree ad uguale caratterizzazione del Curve Number.

Nella individuazione e caratterizzazione delle zone omogenee si è fatto riferimento alla Carta dell'uso del suolo ed alle Carte idrogeologica e geolitologica redatte nell'ambito del presente studio.

Le zone omogenee individuate sono le seguenti:

Tipo	Aree	CN
A	Aree prevalentemente residenziali	98,0
B	Vegetazione arbustiva di media capacità ricettiva e filtrante	88,0
C	Vigneto	89,8
D	Aree industriali, pressoché impermeabili	94,0
E	Coperture erbacee, prati e pascoli	88,0
F	Seminativo	89,8
G	Colture speciali	91,0
H	Roccia affiorante, aree devegetate	94,0
I	Vegetazione arborea (bosco in discrete condizioni)	85,0
L	Oliveto	88,0

Il calcolo della precipitazione efficace al fine dello scorrimento superficiale è stato effettuato depurando gli ietogrammi dalle perdite per infiltrazione e per immagazzinamento nelle depressioni superficiali.

Si è adottato il metodo di depurazione della pioggia noto come *Curve Number* proposto dal Soil Conservation Service basato sul modello Hortoniano di descrizione del fenomeno dell'assorbimento.

Come noto tale procedura consente di calcolare il volume di pioggia defluito nella sezione di chiusura sulla base dell'espressione:

$$h_n = \frac{(h_r - I_a)^2}{h_r - I_a + S} \quad [7]$$

dove h_n [mm] è il volume specifico complessivamente defluito durante l'evento, S [mm] è il potenziale specifico massimo di assorbimento del terreno, cioè il volume immagazzinabile a saturazione nello stesso, mentre I_a [mm] rappresenta la quota parte del volume affluito che si infiltra prima che il deflusso abbia inizio.

La determinazione di S viene effettuata sulla base della relazione:

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad [8]$$

La stima del parametro CN è stata effettuata secondo le procedure già descritte al paragrafo precedente.

Quale valore di I_a , al posto della relazione suggerita dal Soil Conservation Service ($I_a = 0,2 \cdot S$), si è adottato un valore pari a 2 mm, come consigliato da diversi autori nelle applicazioni pratiche, al fine di non sottostimare eccessivamente il volume di piena.

Tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione t_c di un bacino è definito genericamente come il tempo che impiega una singola particella d'acqua a giungere alla sezione di controllo del bacino

considerato dal punto più lontano del bacino stesso. Diversi Autori hanno fornito formule di origine empirica, che permettono di stimare tale valore. Naturalmente ognuna di tali formule è nata sulla base di analisi di bacini campione, i quali possono avere caratteristiche più o meno analoghe, sia in termini di ampiezza che di morfologia e uso del suolo, a quello oggetto di studio. Alcune formule infatti tendono a sovrastimare ed altre a sottostimare il tempo di corrivazione. Si è quindi già effettuata una selezione dei metodi più frequentemente usati e ritenuti accettabili per i bacini appenninici o pedemontani, di ampiezza contenuta (intorno a 100 km²), come quelli liguri.

E' infatti a tutti noto come la Liguria possieda una corona di rilievi montuosi immediatamente alle spalle del mare a poca distanza da questo: ciò genera valli molto incise ed acclivi e conseguenti tempi di concentrazione delle precipitazioni molto ridotti. Uno dei fattori più rilevanti che caratterizza il rischio idrogeologico, inteso sia come suscettività al dissesto dei versanti che come inondabilità delle aree di fondovalle, è proprio l'irruenza delle portate di piena, ai cui contribuiscono, oltre che una piovosità molto intensa, anche - appunto - tempi di concentrazione molto ridotti.

Con riferimento ai simboli dei parametri precedentemente descritti, il tempo di corrivazione t_c [minuti] di ciascun bacino è stato stimato attraverso le seguenti formulazioni:

$$\text{Giandotti: } t_c = 60 \cdot \frac{4A^{0,5} + 1,5L}{0,8 \cdot (H_{med} - H_0)^{0,5}} \quad [9]$$

$$\text{Ventura: } t_c = 7,62 \cdot \left(\frac{A}{i_A}\right)^{0,5} \quad [10]$$

$$\text{Pasini: } t_c = 6,48 \cdot \frac{(A \cdot L)^{0,33}}{i_A^{0,5}} \quad [11]$$

$$\text{Viparelli: } t_c = 16,67 \cdot \frac{L}{v} \quad [12]$$

$$\text{CN-SCS: } t_c = 34,2 \cdot L^{0,8} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9\right) \cdot i_v^{-0,5} \quad [13]$$

$$\text{Kirpich: } t_c = 0,0662 \cdot L^{0,77} \cdot S^{+0,385} \quad [14]$$

dove v [m/s] rappresenta la velocità media di percorrenza dell'asta assunta mediamente pari a 1 m/s. Tale valore rappresenta una media tra la celerità di percorrenza nella parte montana del bacino, dove addirittura non esiste un vero e proprio alveo e il deflusso superficiale si presenta ancora in modo disordinato ($v \approx 0,2 \div 0,3$ m/s) e la velocità di transito nell'alveo sistemato della parte valliva, dove le sezioni appaiono più estese e minore la scabrezza ($v \approx 3 \div 4$ m/s).

Il parametro S della formula di Kirpich invece è pari a $10^3 \cdot L/C$, con C [m] pari alla differenza di quota tra il punto più lontano del bacino e la sezione di chiusura.

La valutazione dei tempi di corrivazione da adottare è stata fatta in maniera diversa nei vari bacini; in qualche caso, per bacini molto piccoli, si sono operate delle medie.

Regionalizzazione delle precipitazioni per i bacini liguri (studio C.I.M.A.)

A seguito dell'attività di ricerca condotta dal C.I.M.A. (Centro di ricerca in Monitoraggio Ambientale dell'Università di Genova), è stato elaborato un metodo per la costruzione della curva locale di possibilità pluviometrica, basato sulla stima di alcuni parametri che dipendono dalla posizione spaziale del bacino di interesse.

La forma proposta segue una relazione del tipo:

$$h_T(d) = K_T \cdot E(H_1) \cdot d^n \quad [15]$$

dove $h_T(d)$ rappresenta l'altezza di precipitazione attesa in mm, per un evento di durata d ore per un periodo di ritorno di T anni; K_T un fattore moltiplicativo di frequenza dipendente unicamente dal periodo di ritorno considerato; $E(H_1)$ il valore atteso della pioggia massima annuale per la durata di 1 ora nella zona in esame; n l'esponente regionale di scala, assunto pari a 0,39.

Operativamente i valori del fattore di frequenza delle piogge K_T si ottengono, per i periodi di ritorno di più consueto utilizzo, dalla seguente tabella:

T [anni]	5	10	50	100	200	500
K_T	1,248	1,496	2,100	2,430	2,780	3,280

I valori della pioggia indice $E(H_1)$ sono invece tabellati in funzione della longitudine sul territorio ligure, in coordinate relative al sistema U.T.M.

Modellazione afflussi – deflussi.

Metodo razionale.

La modellazione degli afflussi è stata effettuata ipotizzando un evento di pioggia fittizio, avente durata pari a n volte il tempo di corrivazione del bacino sotteso:

$$\tau = n \cdot t_c$$

Una distribuzione della pioggia (ietogramma) che segua un modello tipo "Chicago", ovvero con andamento decrescente, pur approssimando in maniera soddisfacente un ipotetico evento reale, non risulta adeguato per l'elaborazione delle precipitazioni nette: infatti l'adozione del metodo CN-SCS opera, per come è strutturato, una depurazione significativa soprattutto sulle piogge di breve durata, tendendo a sottostimarne il valore.

E' pertanto più opportuno adottare un ietogramma sintetico che, pur garantendo la quantità di pioggia cumulata nel periodo assegnato τ , abbia un andamento inverso, cioè crescente, nei sottoperiodi.

Procedendo pertanto ad invertire le altezze di pioggia per i diversi intervalli di tempo - avendo assunto uno step temporale pari al tempo di corrivazione ($d\tau = t_c$) - e operando la depurazione sui valori di precipitazione così ottenuti, si ottiene un "ietogramma netto" più cautelativo rispetto al caso in cui si fosse ipotizzato un ietogramma lordo decrescente.

La differenza che si ottiene tra le due diverse elaborazioni è significativa e varia da un minimo del 20% sino ad un massimo del 50%, a seconda dei bacini considerati (quindi al variare di CM) e del tempo di ritorno assunto.

Il metodo razionale fornisce il valore della portata di piena Q [m³/s] nelle varie sezioni di chiusura in funzione del tempo di ritorno T [anni], a partire dal volume specifico dei deflussi (pioggia netta) h_n [mm], note la superficie del bacino sotteso A [km²] e il tempo di corrivazione t_c [ore].

La formula utilizzata ha la seguente espressione:

$$Q = \frac{\varphi \cdot h \cdot A \cdot K}{t_c} \quad [16]$$

dove φ è il coefficiente di deflusso, rapporto tra gli afflussi meteorici e i corrispondenti deflussi superficiali e K è un fattore che tiene conto della non uniformità delle unità di misura usate ed è pari a 0,277.

In questo caso, la h_n rappresenta già l'altezza di pioggia depurata $\varphi \cdot h$, pertanto la [16] si può riscrivere:

$$Q = \frac{h_n \cdot A \cdot K}{t_c} \quad [17]$$

Il valore di h_n rappresenta la misura dell'apporto meteorico che cade in un tempo uguale alla durata della pioggia τ , assunta pari a 4 volte il tempo di corrivazione. Infatti, se la durata della precipitazione è inferiore al tempo t_c , solo una parte del bacino A contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità; viceversa, se la durata dell'evento è maggiore, tutto il bacino defluirà contemporaneamente nel tempo ($\tau - t_c$), periodo in cui la portata resterà costante.

Regionalizzazione delle portate (metodo CIMA semplificato).

Tale metodologia, proposta dal CIMA nel suo studio delle portate, consente di ottenere le portate di piena per assegnato tempo di ritorno relativamente a bacini molto piccoli, con area scolante dell'ordine dei 2 km².

A partire dalla conoscenza della posizione geografica – longitudine – del bacino, della sua area drenata, A , e del valore di Φ^* oppure del CN medio del bacino drenato dalla sezione di interesse, e assumendo $n=0,39$, si può procedere quindi nel modo seguente:

si legge da apposita tabella il valore di $E[H_1]$, funzione della longitudine;

$$a_{2,9} = 1,06 \cdot E[H_1] \quad [18]$$

$$t_b = 0,25 + 0,27 A^{1/2} \quad [19]$$

$$C_F = 0,2811 \Phi_* \quad [20]$$

oppure

$$C_F = \frac{3}{4} \left(4 \cdot 25,4 \frac{1000 - 10CN}{CN} \right)^{-1/3} \quad [21]$$

La portata con tempo di ritorno 2,9 anni è fornita, in funzione dell'area espressa in km², dalla:

$$Q_{2,9} = 0,3 \cdot A \cdot C_F \cdot a_{2,9}^{4/3} \cdot t_b^{-0,48} \quad [22]$$

le portate per i diversi tempi di ritorno si ottengono dalla:

$$Q_T = K_T \cdot Q_{2,9} \quad [23]$$

con K_T (fattore di frequenza delle portate), fornito dalla seguente tabella:

T [anni]	5	10	30	50	100	200	500
K_T	1,29	1,79	2,90	3,47	4,25	5,02	6,04

Regionalizzazione delle portate (metodo CIMA per piccoli bacini $A < 2 \text{ km}^2$).

Onde evitare la tendenza a produrre precipitazioni di intensità tendente ad infinito in corrispondenza a durate tendenti a zero, il CIMA suggerisce di adottare, per bacini aventi area minore di 2 km^2 , un contributo unitario costante pari a quello ottenuto con riferimento a superfici scolanti aventi area drenata pari a 2 km^2 . In questo caso il valore di portata è pari a

$$Q_T = K_T \cdot A \cdot U_{A=2} \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}];$$

nella quale A è la superficie drenata espressa in km^2 , $U_{A=2}$ è il contributo unitario per area pari a 2 km^2 , espresso in $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$, e K_T il fattore di frequenza delle portate fornito dalla tabella sopra riportata. Il coefficiente $U_{A=2}$, espresso in $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$, è fornito, in funzione del tipo di bacino e della posizione geografica da tabelle

Modello di Nash

Il modello di Nash simula il comportamento del bacino con una cascata di n serbatoi posti in serie; l'idrogramma unitario (IUH) del modello assume la forma:

$$I(t) = \frac{1}{K \cdot (n-1)!} \cdot \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} \cdot e^{-\frac{t}{K}} \quad [24]$$

dove k è la costante caratteristica dei serbatoi e n il numero degli stessi. Nel caso in esame si è assunto:

$$n = 3$$

$$K = 0,5 \cdot t_c / (n-1) \quad [25]$$

La modellazione degli afflussi è stata effettuata adottando ietogrammi di tipo Chicago con picco ritardato, i quali prevedono un andamento crescente dell'intensità di pioggia sino al valore massimo in corrispondenza della fine dell'evento considerato, per non sottostimare la quantità d'acqua che scorre superficialmente a causa della saturazione del suolo.

Tali ietogrammi sono caratterizzati dalla proprietà di mantenere, per ogni durata misurata rispetto al picco, l'intensità media di precipitazione congruente con quella definita dalla curva di probabilità pluviometrica.

Una volta disponibili gli ietogrammi di progetto e l'idrogramma unitario, sono stati calcolati gli idrogrammi di piena per ciascuna sezione considerata attraverso l'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = S \cdot \int_0^t I(t-u) \cdot p(u) \cdot du \quad [26]$$

il quale, noti lo ietogramma di riferimento e l'idrogramma unitario istantaneo del bacino in esame, permette di legare la portata uscente $Q(t)$ all'intensità della pioggia netta $p(t)$.

L'integrazione è stata effettuata utilizzando metodi numerici con passo temporale pari a 5 minuti; il risultato ha fornito i valori della funzione $Q(t)$, la quale assume la tipica forma "a campana", caratterizzata da un ramo crescente di formazione della piena, da un colmo e da una coda di esaurimento. Il valore al colmo dell'idrogramma rappresenta la portata massima per il periodo di ritorno considerato.

Curva Inviluppo.

Al fine di effettuare il confronto con le portate risultanti dall'analisi idrologica è stata ricavata, per tutte le sezioni prese in esame, la portata massima temibile attraverso l'applicazione della Curva Inviluppo delle portate di piena dei corsi d'acqua liguri con versante tirrenico, aggiornata dall'ing. L. Cati dopo gli eventi alluvionali del 1970.

Il confronto delle portate, ottenute con i diversi metodi, con quelle fornite dalla Curva Inviluppo porta a risultati molto variabili per i diversi bacini: la portata della Curva Inviluppo assume tempi di ritorno variabili tra 100 e 500 anni.

Regionalizzazione delle portate di piena (Studio CIMA).

Si è infine sempre effettuato un confronto tra i risultati ottenuti dai calcoli idrologici "puntuali" e i dati di portata forniti – per alcuni bacini principali dallo studio CIMA.

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

In particolare sono disponibili per il confronto i seguenti bacini imbriferi, che rientrano nell'Ambito 15 di studio:

Settore	Corso d'acqua	Bacino CIMA	Bacino Piano 180
		A_{CIMA} (km ²)	A_{180} (km ²)
A	Recco	22,00	22,42
C	S. Siro	5,00	4,90
D	Boate	25,00	26,15
D	S. Maria	10,00	10,12
D	S. Francesco	6,00	6,00

Il confronto in qualche caso è reso non semplice dalla diversa entità del bacino imbrifero scolante; per tale ragione si è ricorso quindi al confronto tra i contributi unitari di piena $q = Q/A$.

ALLEGATO ID-3 – Verifiche idrauliche.

Lo studio dei corsi d'acqua si è concentrato in particolare modo sulle zone a più alto rischio, vale a dire quelle a maggiore densità di urbanizzazione, sia essa residenziale o infrastrutturale. Per i corsi d'acqua che attraversano centri urbani rilevanti o che hanno interferenza con manufatti antropici dei quali sia lecito analizzare la vulnerabilità si è proceduto a effettuare verifiche idrauliche in moto permanente, facendo uso delle portate di piena calcolate in precedenza.

Nei pochi casi in cui non è stato possibile disporre di dati sufficienti a condurre verifiche su tratti significativi si è fatto ricorso a verifiche puntuali, adottando metodologie semplificate (moto uniforme o condizioni critiche).

Dove lo si è ritenuto possibile si è condotta pertanto una verifica sulla sezione di deflusso, indipendentemente dalla geometria dell'alveo e dalle condizioni a monte e a valle della stessa. Si è trattato per lo più di sezioni di imbocco di tratti tombinati o di ponti e passerelle, per giudicarne la sufficienza idraulica. Tale giudizio è stato effettuato sulla base dell'analisi puntuale dei livelli raggiungibili dalle piene di progetto per vari tempi di ritorno, confrontati con l'intradosso dei manufatti. In particolare si è giudicato insufficiente un manufatto che avesse franco inferiore a circa 20 cm. In alcuni casi si è accettata la verifica anche se si realizzava la messa in pressione del manufatto, a patto che non si riscontrassero rischi di esondazione e i livelli liquidi fossero comunque contenuti al di sotto del piano viabile.

Per quanto riguarda la scelta delle condizioni al contorno, si è cercato di far coincidere le estremità dei tratti indagati con particolarità geometriche tali da far sopporre l'attraversamento della profondità critica in tale sezione (briglie, restringimenti). Ove non realizzabile, si è ricorso all'utilizzo di una sezione fittizia, rilevata dalla carta o copiata dall'ultima sezione rilevata, posta ad adeguata distanza, dove si è imposto la profondità di moto uniforme, in modo da ipotizzare un profilo pienamente sviluppato nel tratto da indagare.

In caso di sbocco diretto in mare, si è imposto una quota del pelo libero assegnata, derivante da osservazioni dirette, oppure la profondità critica che impone un profilo di corrente lenta verso monte.

Verifiche idrauliche.

Tratti soggetti a verifica.

Le verifiche idrauliche sono state effettuate in corrispondenza delle sezioni giudicate a maggiore rischio, caratterizzate cioè:

- da forme e andamenti plano-altimetrici particolari dell'alveo torrentizio (curve e bruschi cambi di direzione salti di fondo, strettoie, forre);
- dalla presenza di manufatti in grado di opporre resistenze al moto della corrente, causando rigurgiti e alterazioni significative del deflusso (ponti con opere di sostegno in alveo, tombinature, briglie);
- da immissioni e confluenze tra corsi d'acqua di importanza non trascurabile.

Verifiche estese (moto permanente)

Il moto permanente è caratterizzato da portate liquide costanti, mentre è consentita una variazione graduale della geometria lungo tutta l'asta fluviale considerata.

Le equazioni che regolano il moto permanente sono l'equazione di continuità:

$$\frac{\partial(\rho Q)}{\partial s} = 0$$

che, in caso di densità costante si riduce alla:

$$Q = \Omega \cdot U = \text{cost.}$$

e l'equazione dinamica:

$$\frac{d}{ds} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} \right) = -j$$

dove al solito si intende:

Q = portata liquida

s = ascissa curvilinea

U = velocità media

z = quota fondo alveo

p/γ = pressione idrostatica

j = perdita di carico distribuita

Per quanto riguarda la cadente j del carico effettivo, essa si valuta con le espressioni consigliate per il calcolo della perdita di carico nel moto uniforme, assumendo che, come in quel caso, gli sforzi tangenziali sul contorno dipendano solo dalle condizioni alla parete, dalla forma della sezione e dalla velocità media.

In caso di corsi d'acqua naturali, o comunque per canali di sezioni complesse, il problema del tracciamento della superficie libera in moto permanente con una determinata portata Q si risolve con procedimenti di calcolo numerico, con i quali vengono discretizzate ad intervalli più o meno piccoli le grandezze infinitesimali di cui sopra.

Innanzitutto occorre un rilievo dettagliato dell'alveo, per suddividere il corso d'acqua in tronchi Δs, più o meno brevi ma tali da poter confondere i valori medi della sezione e della velocità in ciascun tronco con i valori ad un estremo.

Dopo di che si applica sostanzialmente il metodo delle differenze finite nella variabile indipendente Δs e nella variabile dipendente ΔH (carico totale).

Eventuali variazioni rapide di forma vanno valutati a parte in quanto le perdite devono tener conto anche degli eventi vorticosi localizzati.

Il procedimento di calcolo è inoltre valido solo nell'ambito di variazioni graduali della corrente, nelle quali cioè il comportamento nei confronti della situazione di criticità è univocamente definito alla sezione iniziale e non può più cambiare, a meno di eseguire il calcolo per tratti omogenei.

Per la risoluzione numerica del problema si fa uso del programma di calcolo HEC-RAS, realizzato dall'Hydrologic Engineering Center di Davis, California (US Army Corps of Engineering). Esso rappresenta l'ultima evoluzione del codice di calcolo HEC-2 per la simulazione di correnti in moto stazionario.

HEC-RAS consente di calcolare il profilo idraulico di moto stazionario, in alveo non prismatico a fondo fisso, per una qualsiasi rete idrografica a pelo libero (asta fluviale, reti di irrigazione, sistemi idrografici ramificati), nell'ipotesi di flusso omogeneo e mono-dimensionale. Il programma è in grado di simulare condizioni di corrente lenta, veloce nonché regimi misti. E' possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- nodi idraulici (confluenze, biforcazioni);
- alvei e aree golenali con diverso sviluppo longitudinale;
- casse di espansione;
- ponti;
- pile di ponti con geometria variabile;
- tombini;
- traverse fluviali;
- soglie di fondo;
- arginature;
- perdite di carico concentrate.

L' algoritmo di calcolo è basato sulla soluzione dell'equazione di bilancio energetico tra sezioni contigue. Le perdite di carico vengono valutate in base alla scabrezza (coefficiente di Manning) e ad un fattore di contrazione/espansione che tiene conto delle variazioni della sezione di deflusso.

Gli effetti localizzati che determinano rapide variazioni del profilo idraulico quali fenomeni di risalto idraulico, confluenze di corsi d'acqua, ponti, etc., vengono invece simulati mediante applicazione dell'equazione di conservazione della quantità di moto.

I risultati delle simulazioni possono essere restituiti sia sotto forma di grafici che di tabulati, permettendo un confronto semplice ed immediato di soluzioni progettuali alternative o dei risultati ottenuti per differenti ipotesi di calcolo (es. portate con tempi di ritorno diversi). Per ogni sezione di calcolo il programma determina il valore di numerose grandezze tra cui le principali sono:

- livello idrico [m s.l.m.];
- livello idrico in condizioni di corrente critica [m s.l.m.];
- velocità della corrente in alveo [m/s];
- velocità della corrente nelle golene (dx/sx) [m/s];
- carico cinetico [m];
- carico totale [m s.l.m.];
- area della sezione di deflusso [m²];
- larghezza pelo libero [m];
- profondità media della corrente [m];
- velocità media della corrente [m/s];
- sviluppo del contorno bagnato [m];
- conveyance [m³/s];
- gradiente idraulico [m/m];
- numero di Froude;

- distribuzione della portata tra alveo e golene.

Per semplificare l'utilizzo del programma l'input dei dati è organizzato secondo una struttura a moduli:

- geometria della rete idrografica;
- dati di portata e condizioni al contorno;

La geometria del sistema idrografico viene definita mediante:

- schema planimetrico della rete;
- sezioni trasversali;
- strutture (es. ponti, tombini, ecc.).

Ciascuno dei tronchi in cui è schematizzata la rete idrografica viene caratterizzato mediante una serie di sezioni trasversali definite per punti.

Per ogni sezione sono introdotti i dati riguardanti la geometria delle sezioni e del corso d'acqua in generale (geometria delle sezioni trasversali, distanze tra le sezioni in alveo, golena destra e golena sinistra, quote), le scabrezze espresse tramite il coefficiente di Manning. I dati relativi alla geometria si concludono con l'inserimento di eventuali argini e delle zone non contribuenti al deflusso (si tratta di aree che possono essere allagate ma che non contribuiscono al deflusso delle portate: es. casse di espansione).

Nel caso di confluenza tra due corsi d'acqua il programma consente di scegliere, per il calcolo, tra l'equazione di bilancio energetico oppure l'impiego dell'equazione di conservazione della quantità di moto (in tal caso è possibile tenere conto dell'angolo di confluenza formato dai due corsi d'acqua).

La geometria della rete idrografica è completata con la definizione delle eventuali strutture presenti rappresentate da ponti o tombini.

Per poter definire l'influenza di una struttura di attraversamento del corso d'acqua sui livelli idrici e sulla distribuzione delle velocità è necessario, per ogni struttura, inserire due sezioni trasversali localizzate: la prima immediatamente a monte e la seconda subito a valle dell'opera. Il programma permette di definire l'ingombro dell'impalcato, delle spalle e delle pile, qualunque sia la loro geometria.

L'effetto indotto dalla presenza di un ponte può essere valutato mediante: a) bilancio energetico, b) equazione di conservazione della quantità di moto, c) formula di Yarnell.

Il programma consente un confronto tra i risultati dei tre metodi ed eventualmente l'assunzione del criterio più cautelativo.

Il codice di calcolo utilizzato consente inoltre di simulare il deflusso delle portate di piena attraverso i ponti nel caso che la corrente possa o meno interferire con la struttura dell'impalcato, oltre che con le pile. E' possibile schematizzare tre condizioni di transito:

- a) deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, senza interazione con esso, anche con franchi minimi (la quota del pelo libero rimane inferiore a quella dell'intradosso);
- b) deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato (la quota del pelo libero è superiore all'intradosso e inferiore all'estradosso);

- c) combinazione di deflusso in pressione e deflusso con scavalcamento dell'impalcato (funzionamento a stramazzo) (la quota del pelo libero è superiore all'estradosso).

Condizione a)

Per il deflusso a pelo libero il modello si basa sull'equazione dei momenti nella forma:

$$m_1 - m_{p1} + \frac{Q^2}{g \cdot (A_1)^2} \cdot \left(A_1 - \frac{C_p}{2} \cdot A_{p1} \right) = m_2 + \frac{Q^2}{g \cdot A_2} = m_3 - m_{p3} + \frac{Q^2}{g \cdot A_3} \quad [31]$$

dove:

A_1, A_3 = sezioni di deflusso a monte e a valle del ponte;

A_2 = sezione netta di deflusso attraverso il ponte (area totale - area delle pile);

A_{p1}, A_{p3} = area delle ostruzioni (pile, spalle ecc.) a monte e a valle del restringimento;

Y_1, Y_2, Y_3 = distanza verticale tra la superficie dell'acqua ed il centro di gravità delle sezioni di deflusso;

$m_1, m_2, m_3 = A_1 Y_1, A_2 Y_2, A_3 Y_3$;

C_D = coefficiente di "drag" variabile in funzione della forma delle pile;

Y_{p1}, Y_{p3} = distanza verticale tra la superficie dell'acqua ed il centro di gravità delle sezioni A_{p1} e A_{p3} ;

$m_{p1}, m_{p3} = A_{p1} Y_{p1}$ e $A_{p3} Y_{p3}$;

Q = portata;

g = accelerazione di gravità.

Se dall'applicazione del metodo dei momenti il moto risulta subcritico viene successivamente utilizzata l'equazione di Yarnell, se invece il moto risulta supercritico o avviene con transizione attraverso lo stato critico viene utilizzata la sola equazione dei momenti.

Condizione b)

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad [32]$$

dove Q [m^3/s] è la portata defluita attraverso la luce di area A [m^2], H [m] è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e C è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad [33]$$

dove Q [m^3/s] è la portata defluita sulla soglia di larghezza L [m] e H [m] è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e C è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Condizione c)

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalcamento del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazzeanti e defluenti al di sotto dell'impalcato viene

determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

Definiti i valori di portata nella sezione di monte di ciascuno dei rami in cui è stata suddivisa la rete idrografica devono essere indicate le condizioni al contorno che regolano il comportamento del sistema.

Per le sezioni di monte e di valle possono essere imposte le seguenti condizioni:

- livello noto;
- condizione critica di deflusso;
- altezza di moto uniforme;
- curva altezze/portate.

E' inoltre possibile introdurre condizioni al contorno interne al sistema quali variazioni di carico o di livello e dissipazioni di energia localizzate.

Scabrezza delle sezioni di deflusso.

Il coefficiente di scabrezza k_S [$m^{1/3}s^{-1}$] è stato calcolato secondo la formulazione di Gauckler-Strickler. Alla base dei calcoli si è assunto un valore di tale parametro che tiene conto delle caratteristiche del fondo dell'alveo, della natura e dello stato di conservazione di eventuali arginature, della presenza di plateazioni, della frequenza di ostruzioni localizzate o distribuite, quali vegetazione ripariale, pennelli o massi isolati.

In generale, salvo diverse più precise indicazioni via via fornite nella descrizione delle verifiche di settore, per i corsi d'acqua con alveo naturale a fondo mobile si è assunto un valore prudenziale di $30 \div 35 m^{1/3} s^{-1}$, mentre per i tratti che si presentano plateati e arginati o addirittura tombinati si è adottato un valore di $40 \div 45 m^{1/3} s^{-1}$.

Nodi di confluenza.

Nelle sezioni di confluenza tra i corsi d'acqua, dove non sono applicabili le relazioni precedenti, si è ricorsi all'adozione del principio di conservazione della quantità di moto espresso in termini di eguaglianza delle componenti lungo la direzione del moto della spinta totale S per unità di peso (γ):

$$S/\gamma = \xi_g \cdot \Omega + (Q \cdot U)/g \quad [34]$$

I "nodi" di confluenza sono stati analizzati prendendo in considerazione separatamente le due ipotesi evento di massima piena su ognuna delle due (o più) aste convergenti e valutando la configurazione più punitiva.

Note sulla redazione dei profili di corrente.

A favore di sicurezza ed al fine di garantire continuità ai profili si è adottata l'ipotesi semplificativa di argini fittizi di altezza indefinita posti al limite dell'alveo attivo (in corrispondenza delle sponde sinistra e destra): in tal modo si sono ottenuti livelli idrici di piena sicuramente punitivi e sovrastimati, che non tengono conto della laminazione e del

volume d'acqua che può transitare, seppur con velocità ridotte, sulle aree rialzate a margine, costituite talvolta da strade e talvolta da aree verdi.

Si è inoltre preso in considerazione, nel rispetto dell'ipotesi di "stato di moto permanente", che non dipende dal fattore tempo, l'inviluppo dei livelli idrici nelle varie sezioni, associato ai diversi valori di portata temibile. Ciò presuppone che l'apporto di volumi idrici e dei conseguenti livelli sia costante ed inesauribile nel tempo, quando invece la realtà suggerirebbe che nel caso di esondazione per insufficienza degli argini in un determinato tratto di un corso d'acqua, la portata (e quindi i livelli) nel tratto successivo potrebbero risultare ridotti.

Ai fini dell'analisi del grado di rischio e della mappatura delle aree potenzialmente soggette ad inondazioni, nell'ambito della pianificazione di bacino la suddetta ipotesi, per quanto molto semplificativa e prudenziale appare senz'altro accettabile.

Si nota infine che in corrispondenza delle sezioni nelle quali si verifica una variazione del valore di portata, conseguente alla discretizzazione delle aree del bacino, il profilo idraulico produrrebbe due differenti livelli a monte e a valle delle stesse. In questo caso si è adottata la quota idrometrica più elevata tra quelle derivate dai calcoli, raccordando poi la stessa alla sezione di verifica più prossima a monte o a valle.

E' importante segnalare ancora che tutte le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di "fluido ideale", in assenza cioè di trasporto solido al fondo e/o di materiale galleggiante trascinato dalla corrente. Del trasporto in sospensione si è parzialmente tenuto conto inasprando i coefficienti di resistenza al moto, come usualmente operato nella pratica corrente.

La descrizione dei profili di rigurgito e dei fenomeni a questi connessi (esondazioni, risalti, etc.) sui singoli corsi d'acqua viene rimandato ai successivi capitoli dove sono riportate le analisi di settore.

Dati topografici.

Per la redazione delle verifiche idrauliche, in special modo di quelle su tratti di corsi d'acqua significativi, si è reso necessario acquisire dati, misure e rilievi topografici delle aste torrentizie.

A questo scopo sono stati utilizzati, di volta in volta, quando presenti:

- rilievo aerofotogrammetrico in scala 1:1000 effettuato dal Servizio del Genio Civile della Regione Liguria nel 1974, disponibile solo sui tratti terminali delle aste principali;
- cartografia tecnica aerofotogrammetrica in scala 1:2000;
- rilievi topografici in scala 1:200 effettuati nel corso di alcuni degli studi propedeutici del Piano di Bacino Stralcio ex L. 183/89;
- rilievi topografici di dettaglio in scala 1:100 o 1:200 dei tratti cittadini dei corsi d'acqua, redatti per conto di alcune Amministrazioni Comunali e da queste messe a disposizione;
- misurazioni speditive in campagna ad integrazione e controllo dei suddetti elaborati;
- rilievi topografici di dettaglio in scala 1:200 effettuati dal Collegio dei Geometri su incarico della Amministrazione Provinciale;
- Sezioni del corso d'acqua ricavate da pratiche idrauliche di competenza della Provincia di Genova.

Restituzione dei risultati delle verifiche.

Nella maggior parte dei casi è stato possibile ottenere il profilo di corrente del corso d'acqua per tre diversi valori di portata associati a periodi di ritorno di 50, 200 e 500 anni. Per ogni corso d'acqua soggetto a verifica pertanto si è prodotto:

- un profilo longitudinale tracciato in asse all'alveo, sul quale si è riportato l'andamento del fondo, le quota arginali in sponda destra e sinistra, le eventuali coperture e tutti i manufatti presenti lungo il percorso (ponti, passerelle, briglie, etc.); Per esigenze di spazio in qualche caso si è dovuto ricorrere a scale alterate per la restituzione grafica, usando scale delle altezze 5 o anche 10 volte minori di quelle delle lunghezze; ne consegue che nell'analisi visiva del profilo è necessario tenere conto che le pendenze dei profili non sono reali;
- le principali sezioni trasversali, in scala variabile tra 1:50 e 1:200, dove si è riportata la traccia dell'alveo e delle sponde (arginate o naturali). In presenza di manufatti trasversali, quali ponti o briglie, si è tracciata la sezione immediatamente a monte dell'opera, in modo da poter distinguere eventuali restringimenti bruschi;
- una planimetria con l'indicazione delle sezioni di calcolo sulla quale si è anche riportata l'ubicazione dei punti di ripresa fotografica (vedi Allegato ID-4);
- le tabelle numeriche, con la sintesi dei risultati. Per ogni torrente si sono prodotte tre tabelle per le diverse portate di piena simulate, indicando le principali grandezze geometriche (quote fondo, distanze progressive, quote argini) e idrauliche (profondità e velocità della corrente, numero di Froude, carico totale e altri). Il franco di sicurezza riportato è quello minimo relativo alle sommità arginali nel caso di alvei a cielo aperto, ovvero quello rispetto all'intradosso di ponti e coperture, quando presenti.

Si nota che pur avendo effettuato la simulazione dei profili di corrente con i tre eventi di piena, sul profilo e le sezioni, per problemi di visualizzazione grafica, si sono riportati per alcuni corsi d'acqua solo i dati relativi alla piena cinquantennale e duecentennale.

Carta delle fasce fluviali.

Eventi di piena.

La redazione del Piano di Bacino si propone lo scopo principale di analizzare lo stato di fatto di una porzione di territorio sotto vari aspetti e di valutare e quantificare il rischio connesso all'interazione dell'ambiente sul costruito e viceversa.

In particolare un aspetto rilevante delle problematiche del territorio - specialmente di quello ligure - è costituito dal rischio idraulico, legato alla adeguatezza degli interventi antropici alle necessità del corpo idrico nella sua interezza. In altre parole risulta oltremodo importante in questo processo di analisi:

- ⇒ determinare le portate di piena per assegnato periodo di ritorno;
- ⇒ conoscere a fondo il territorio ed in particolare modo il corso d'acqua e le sue aree contermini;

- ⇒ indagare e simulare eventi di piena sulle aste, soprattutto nei tratti di maggiore interesse per la comunità (aree urbanizzate, strade, ferrovie, etc.);
- ⇒ segnalare le aree soggette a rischio di inondazione o allagamento per insufficienza delle sezioni di deflusso del corso d'acqua o per malfunzionamento dei sistemi di drenaggio delle acque superficiali;
- ⇒ fornire, quando possibile, una stima dei tiranti d'acqua attesi e delle dinamiche degli eventuali fenomeni di esondazione.

Tutto ciò è propedeutico alla individuazione delle maggiori criticità del bacino e alla determinazione di proposte di intervento che possano risolvere - totalmente o in parte - lo stato di vulnerabilità. Nella maggior parte dei casi sarà possibile ottenere solamente una riduzione del grado di rischio, operando scelte (demolizioni, allargamenti, pulizie, delocalizzazioni), che comportano molto spesso oneri non solo tecnici ed economici, ma anche sociali e ambientali.

Aspetti identificativi dei fenomeni.

Il territorio ligure è esposto ad un elevato grado di rischio da alluvione che, soprattutto nei centri urbani cresciuti e sviluppatisi in prossimità dei fiumi e dei piccoli corsi d'acqua, si manifesta puntualmente arrecando ingenti danni materiali e arrivando a provocare perdite di vite umane.

Le modalità di sviluppo dei fenomeni di inondazione sono fortemente condizionate dall'andamento orografico e dall'ambiente fisico presente. Il regime prevalentemente torrentizio dei corsi d'acqua, i ridotti tempi di risposta dei bacini, nonché l'entrata in crisi di più corsi d'acqua contemporaneamente in occasione di un singolo evento meteoropluviometrico, sono fattori determinanti e condizionanti nell'ambito di un corretto approccio al problema.

La morfologia e le caratteristiche idrologiche del territorio sono, comunque, solo concausa della produzione di danno, rimanendo causa primaria l'antropizzazione, in quanto azione di esposizione dei beni e della vita umana al rischio.

Il riconoscimento della soggezione al rischio idraulico di un determinato territorio si concretizza nella redazione delle mappe delle aree soggette al rischio di inondazione.

All'interno delle aree identificate come a rischio, il contenuto informativo ultimo deve riportare elementi relativi alle possibili dinamiche di evento ed al diverso grado di vulnerabilità, pericolosità e rischio.

Criteri generali di stesura delle aree.

La valutazione delle aree ritenute potenzialmente vulnerabili per effetto di invasione delle acque di piena è stata condotta come diretta conseguenza e successiva elaborazione dei risultati delle verifiche idrauliche.

La stima dei livelli idrici, operata come si è detto ipotizzando sponde fittizie infinitamente alte in corrispondenza degli argini, comporta valori altimetrici sovrastimati rispetto alla realtà, in cui al contrario la tracimazione dagli argini è consentita.

Un mero tracciamento dei livelli raggiungibili dalla piena sulla base dei suddetti risultati avrebbe quindi avuto come conseguenza la creazione di aree inondate fortemente penalizzate e caratterizzate da tiranti d'acqua molto elevati e - in qualche caso - assolutamente avulsi dalla realtà fisica. Ciò è tanto più vero in quelle sezioni dove l'alveo

attivo risulta piuttosto stretto mentre la valle si presenta molto ampia. In altre parole l'estensione dei livelli idrici teorici sino al versante destro e sinistro appare tanto più errata quanto maggiore è il rapporto tra la larghezza della valle e quella dell'alveo.

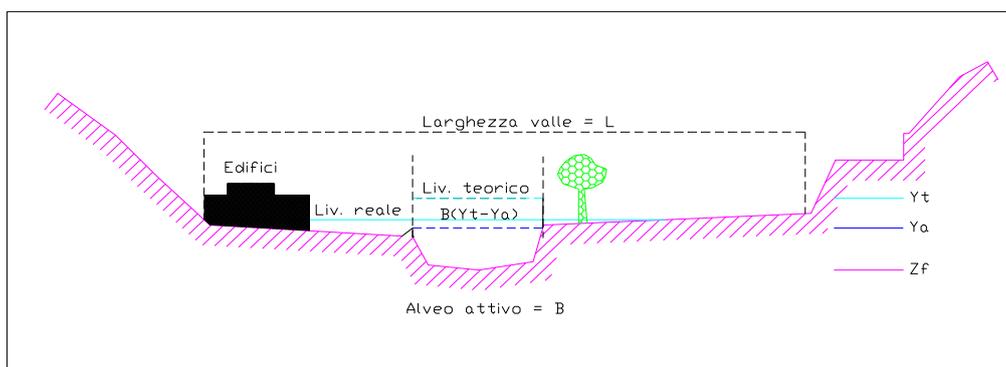
Nei casi valli con sezioni molto aperte (tratti focivi del Recco e del Boate) si è allora scelto di operare una distribuzione delle quote idrometriche calcolate teoricamente, tenendo conto della variazione della suddetta geometria. Calcolata quindi, sezione per sezione, l'estensione della quota parte di sezione di deflusso che travalica la quota degli argini (strade, piazzali o altro) e ridistribuendo tale area sulla larghezza della sezione dell'intera valle si è ottenuta una nuova quota del pelo libero inferiore alla precedente.

Per il tratto focivo del torrente Boate, invece, è stato effettuato uno studio idraulico di dettaglio in moto bidimensionale al quale si rimanda per la descrizione della metodologia applicata.

Sulla base di tale nuovo livello sono state costruite, per ogni portata, le curve di inviluppo dei punti di intersezione del piano orizzontale dell'acqua con la superficie del piano campagna o l'orografia dei versanti.

Con riferimento allo schema riportato di seguito, la quota Y [m s.l.m.] del nuovo livello idrico di esondazione reale è ricavato dalla semplice relazione:

$$Y = Z_f + B \cdot (Y_t - Y_a) / L \quad [35]$$



Restituzione dei risultati in forma grafica.

Le aree sono state cartografate su supporto topografico in scala 1:5000, con lo scopo di riuscire ad illustrare in maniera consona anche le aree più ridotte.

Le fasce fluviali sono state tracciate e colorate in maniera distinta:

- una prima fascia, di colore azzurro, è quella relativa all'alveo attuale, interessato da portate di magra o di morbida, solitamente frequenti e prive di alcun rischio;
- una seconda fascia, colorata in rosso, rappresenta il limite di esondazione della portata con tempo di ritorno 50 anni;

- una terza fascia, segnata in giallo, riporta l'inviluppo dei fenomeni di inondazione per la portata duecentennale; segnata in arancione riporta le aree interessate da flussi fuori alveo (T<200 anni) con bassa velocità di scorrimento.
- una quarta fascia, la più esterna, in verde, rappresenta il limite raggiungibile in caso di portata di piena con tempo di ritorno 500 anni o il limite delle aree storicamente inondate così come ricavate da documenti ufficiali¹, o, ancora, le aree soggette ad eventi idrologici.
- un cerchio rosso, giallo o verde che identifica i manufatti o coperture non verificate rispettivamente per T=50 anni, T=200 anni o T=500 anni.

Per il tracciamento delle suddette perimetrazioni si è fatto ricorso, oltre che al mero calcolo idraulico, anche all'esame critico di documenti storici sia di tipo tecnico (relazioni e studi), che di tipo descrittivo (estratti di articoli comparsi sui giornali), ma soprattutto dal controllo sul luogo.

La carta delle fasce fluviali riporta la perimetrazione delle zone a pericolo di inondazione per eventi corrispondenti a diversi tempi di ritorno ed il limite delle aree soggette a inondazioni storiche, così come indicate negli allegati alla DGR 594/01.

A fini di applicazione normativa, inoltre, le aree inondate approvate con DGR 59/2015, laddove più esterne alle vigenti aree di fascia A e non siano state adeguatamente approfondite sulla base di studi idraulici aggiornati, sono state classificate come *“aree individuate come a rischio di inondazione sulla base di considerazioni geomorfologiche o di altra evidenze di criticità, in corrispondenza delle quali non siano state effettuate nell'ambito del Piano le adeguate verifiche idrauliche”*, con normativa associata di tipo A* (cfr art. 12, c.2, lett a1, punto 4) delle NdA). Si tratta in particolare di aree lungo il t. S. Maria .

La carta del rischio idraulico, che insieme a quella del rischio geomorfologico traccia il quadro della vulnerabilità idrogeologica dell'ambito, è stata redatta dall'incrocio della carta degli elementi a rischio con la carta delle fasce fluviali. Secondo le indicazioni del Comitato Tecnico Regionale sono state individuate quattro classi di uso del suolo:

E₀ = aree disabitate o improduttive

E₁ = edifici isolati e zone agricole

E₂ = nuclei urbani, insediamenti industriali e commerciali minori, infrastrutture minori

E₃ = centri urbani, grandi insediamenti industriali e commerciali, principali infrastrutture e servizi

e altre quattro classi di rischio:

R₁ = rischio moderato

R₂ = rischio medio

R₃ = rischio elevato

R₄ = rischio molto elevato

che sono state incrociate secondo la matrice seguente:

¹ Delibera della Giunta Regionale n° 594/01 o cartografie messe a disposizione dalle Amministrazioni Comunali.

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Elementi a rischio	Fasce fluviali		
	200<T<500 fascia C	50<T<200 fascia B	T<50 fascia A
E ₀	R ₀	R ₁	R ₁
E ₁	R ₁	R ₂	R ₃
E ₂	R ₂	R ₃	R ₄
E ₃	R ₂	R ₄	R ₄

E' stata aggiunta anche un ulteriore classe di rischio R0, definita come rischio lieve o trascurabile, che permette di estrarre le situazioni a rischio minore in ragione di pericolosità estremamente basse o di completa assenza di valenze socio-economiche. Tale classe è in pratica qui rappresentata dal complemento delle aree comprese nelle quattro classi di rischio rispetto alla superficie dell'intero bacino.

ALLEGATO ID-4 – Documentazione fotografica.

Al fine di poter meglio illustrare lo stato dei corsi d'acqua e dei più importanti manufatti (ponti, coperture, etc.) interferenti con il deflusso, nel corso dei sopralluoghi si è raccolta una dettagliata documentazione fotografica, che è stata in seguito commentata e riprodotta in un allegato a sé stante.

Per i corsi d'acqua più estesi si è inoltre prodotta una corografia generale con l'indicazione dei punti di ripresa fotografica.

BIBLIOGRAFIA GENERALE.

- AA.VV. - *Seminario sulla pianificazione dei Piani di bacino* - Genova, 1979.
- BENINI G. - *Sistemazioni idraulico-forestali* - UTET - Torino, 1990.
- BORSELLI L. - *Applicabilità del S.C.S. Curve Numer Method per la stima del deflusso superficiale* - C.N.R. G.N.D.G.I. Linea 1 rapp. 1989 - 1992.
- CANNATA P.G. - *Governo dei bacini idrografici* - ETASLIBRI - Milano, 1994.
- CATI L. - *L'evento alluvionale del 7-8 ottobre 1970 sui bacini dei torrenti Leiro, Polcevera e Bisagno*. - Ministero dei Lavori Pubblici Sezione Autonoma del Genio Civile per il Servizio Idrografico - Genova, 1971.
- CHOW V.T. - *Handbook of applied hydrology* - McGraw-Hill - New York, 1964.
- CIABATTI M. - *Elementi di idrologia superficiale* - C.L.U.E. Bologna, 1982.
- DA DEPPO L., DATEI C. - *Sistemazione dei corsi d'acqua* - Libreria Cortina Padova, 1997.
- DI TELLA G., BAY F. - *Sistemazioni dei bacini montani* - UTET - Torino.
- FREGA G. - *Aspetti idrologici ed idraulici della pianificazione nei bacini idrografici* - Ed Bios - Cosenza, 1987.
- HORTON - *Hydrology for engineeres* - McGraw-Hill.
- MAIONE U, MOISELLO U. - *Appunti di idrologia* - vol. 1 e 3 - La Goliardica Pavese.
- MAIONE U. - *L'analisi idrologica nella pianificazione di bacino* - da Corso di aggiorn.to "I Piani di Bacino" - Milano, ottobre 1984.
- MAIONE U. - *Precipitazioni di breve durata e forte intensità* - Atti del corso di aggiorn.to "moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali" - Milano, 1994 - Ed. BIOS.
- NATALE L. - *Le curve di possibilità pluviometrica dei piccoli bacini italiani* - Idrotecnica n° 3/1988.
- PAOLETTI A. - *Modelli di pioggia netta per l'idrologia urbana* - da "Idrologia urbana" - Ed. BIOS Cosenza, 1988.
- SICCARDI F. - *Il Piano di Bacino del torrente Bisagno* - C.N.R. - Genova, Luglio 1979.

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

- SUPINO G. - *Le reti idrauliche* - Patron Editore - Bologna.
- TONINI D. - *Elementi di idrografia ed idrologia* - Libr. Universitaria - Venezia, 1966.
- ZAMPAGLIONE D. - *Aspetti ingegneristici di un Piano di bacino* - da Corso di aggiorn.to "I Piani di Bacino" - Milano, ottobre 1984.

SETTORE A - dal rio Sonego al torrente Recco.

TORRENTE RECCO

Assetto geografico

Il bacino del torrente Recco è ubicato sul versante tirrenico dell'Appennino Ligure e sfocia a mare in corrispondenza dell'abitato di Recco, comune di Levante della Provincia di Genova.

Esso risulta compreso tra le coordinate geografiche 44° 21' 30" e 44° 25' 30" di latitudine Nord e 9° 07' 30" e 9° 11' 30" di longitudine Est riferita al meridiano di Greenwich.

E' delimitato dal bacino del torrente Sori a ovest, dal bacino del Lavagna a nord, dai bacini dei rii di S. Andrea di Foggia e S. Maria del Campo (affluenti del t. Boate) a est, dalla valle del rio Treganega a sud-est, dal Mar Ligure a sud.

La superficie complessiva del bacino è di circa 22,4 km² e appartiene amministrativamente ai Comuni di Recco, Avegno e Uscio.

Partendo dalla foce e proseguendo in senso orario, lo spartiacque si sviluppa secondo una direttrice sud-nord attraverso M. Castelletto e M. Cornua, per piegare poi verso nord-est passando per il Colle Caprile, il M. Serro, all'estremità settentrionale del bacino. Lo spartiacque prosegue verso sud-est attraverso M. Rosso, M. Tugio, M. Borgo, da qui piega in direzione sud-ovest attraverso M. Bello, M. Caravagli, M. Ampola, M. Chiapparolo, scendendo progressivamente sino al livello del mare.

Il torrente Recco propriamente detto si forma immediatamente a monte dell'abitato di Ponte di Salto dalla confluenza del torrente Salto con il rio Luei.

I principali affluenti in sponda sinistra sono il rio Rosaguta, rio Vescina e il rio della Né, mentre quelli di sponda destra sono il rio Arbora e il rio Verzemma.

Il bacino risulta fortemente urbanizzato nella parte valliva per un tratto di circa 1 km a monte dello sbocco a mare; esso è attraversato in senso longitudinale dalla Strada Statale n. 333 di Uscio. Nella parte terminale l'asta del torrente Recco è interessata, da monte verso valle, dall'attraversamento dell'Autostrada Genova-Livorno (A12), della linea ferroviaria Genova-Pisa e, in prossimità della foce, della Strada Statale n.1 Aurelia.

Gerarchizzazione e schematizzazione della rete idrografica

La gerarchizzazione è stata effettuata mediante il metodo di Horton-Strahler: con tale procedura il bacino del torrente Recco è classificabile di ordine 5.

Il numero complessivo delle aste individuate è 312, di cui 159 di ordine 1, 75 di ordine 2, 46 di ordine 3, 23 di ordine 4 e 9 di ordine 5.

La schematizzazione è stata condotta suddividendo l'intero bacino in unità fisiografiche elementari che formano i sottobacini principali del Recco. Tali sottobacini sono quelli individuati dalle chiusure intermedie dell'asta principale e dai principali affluenti.

Per ciascuna delle chiusure individuate sono stati tracciati i limiti di bacino individuando i relativi spartiacque sulla cartografia tecnica regionale in scala 1:5000.

Sono state in tal modo identificate 17 chiusure, a ciascuna delle quali è stato assegnato un numero di riferimento crescente da monte verso valle.

La distanza massima tra due sezioni consecutive non supera i 2 km; in tal modo, partendo da valle, risalendo il bacino, si può ritenere che il valore della portata al colmo calcolata nella sezione di chiusura sia costante lungo tutto il tratto a monte di questa, fino alla sezione di chiusura successiva.

Idrologia.

Premessa.

Lo studio dei regimi pluviometrici e l'elaborazione dei dati sino alla stima delle portate di piena è stata condotta in maniera omogenea sull'intero settore: le procedure e i metodi di calcolo impiegati sono stati gli stessi per il rio Sonago e il torrente Recco.

Determinazione dei parametri caratteristici dei bacini (vedi allegato ID-1).

Sulla base della schematizzazione descritta al punto precedente si è proceduto alla determinazione, per ciascuna chiusura individuata, di una serie di parametri caratterizzanti dal punto di vista fisico e idrologico il bacino sotteso.

Parametri fisici

L'area totale del bacino del torrente Recco è 22,42 km²; l'area sottesa più piccola è quella del rio della Nè, nella parte sud-orientale del bacino, pari a circa 1,28 km².

La quota media del bacino del torrente Recco è 293 m s.l.m.

Le quote medie maggiori si riscontrano nella parte nord-orientale del bacino (nodi 2, 3 e 5), con valori compresi tra 382 m s.l.m. e 402 m s.l.m.

In Allegato ID-1 sono riportate, a titolo d'esempio, le curve ipsografiche del torrente Recco, del rio Arbora e del rio Terrile.

Si osserva in proposito come la quota massima di tutto il bacino sia costituita da M. Borgo (729 m s.l.m.), ubicato nella parte Nord-orientale del bacino.

La pendenza media dei versanti del bacino del torrente Recco è 59%.

La pendenza media maggiore si riscontra lungo l'asta del rio Luei (nodo 5), nella parte settentrionale del bacino, con il 74%, la minore è quella del rio Chiapporo (nodo 2) con il 50%.

L'asta del torrente Recco ha una lunghezza complessiva di 9,10 km, di cui circa 2,65 km nella parte valliva, a valle della confluenza con il rio Arbora.

L'asta del torrente Recco si sviluppa dalla quota 0 m s.l.m. di sbocco a mare sino alla quota massima di 677 m s.l.m. alle pendici di M. Tugio.

La pendenza media dell'asta del torrente Recco è 5,9% circa.

Le pendenze medie maggiori si riscontrano nella parte Nord-orientale del bacino (nodi 2, 5 e 8) con un massimo del 32% circa in corrispondenza del rio Luei.

Tutti i valori dei parametri di cui sopra sono stati riportati, per ciascuna chiusura, nelle schede tecniche riassuntive dell'Allegato ID-1.

Parametri idrologici.

Per ciascun nodo di chiusura sono stati determinati i seguenti parametri:

- rapporto di biforcazione R_b
- fattore di forma di Horton F

Il rapporto di biforcazione R_b è definito, con riferimento alla gerarchizzazione di Horton-Strahler, come il rapporto tra il numero delle aste di ordine $(n-1)$ ed il numero delle aste di ordine n ; tale parametro, secondo Horton, dovrebbe tendere ad un valore costante all'interno di uno stesso bacino, qualunque sia l'ordine di riferimento.

Il bacino del T. Recco è caratterizzato da un rapporto di biforcazione medio pari a 2,1, indice di un bacino di forma tozza, che da' luogo in genere ad un idrogramma di piena di forma più affusolata con picchi più pronunciati.

Nelle schede dell'Allegato ID-1 è riportato per ciascuna sezione il relativo rapporto di biforcazione.

In Allegato ID-1 sono riportati i valori di tale parametro per ciascun sottobacino individuato.

Il fattore di forma per il T. Recco è pari a 0,51, indice di una forma pressoché rettangolare.

Per i sottobacini principali esso varia da un minimo di 0,39 per il rio della Nè (nodo 15) ad un massimo di 1,24 per il rio di Salto (nodo 3).

Pluviometria.

Annali idrologici.

Si è innanzitutto condotta una ricerca dei dati storici più numerosi e più attendibili nel bacino oggetto di studio e al suo immediato contorno. Le misurazioni più adatte alle elaborazioni necessarie al nostro scopo sono quelle raccolte dal Servizio Idrografico Nazionale e pubblicate sugli Annali Idrologici.

Si sono analizzati i dati storici registrati alle stazioni pluviometriche interne al bacino o vicine il più possibile.

Le stazioni pluviometriche del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale risultate più significative per il bacino del torrente Recco sono quelle di *S. Ilario*, *Colonia Arnaldi*, *S. Margherita Ligure*, *S. Pietro di Novella* e *Chiavari*.

Di seguito è riportata una tabella contenente le caratteristiche e gli anni di funzionamento di ciascuna stazione:

Stazione	Quota (m s.l.m.)	Periodo
S. Ilario	210	1953-1985
Colonia Arnaldi	600	1952-1986
S. Margherita Ligure	3	1952-1977

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art. 1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

S. Pietro di Novella	13	1951-1979
Chiavari	5	1951-1989

Si sono individuate le aree di influenza di ogni stazione, utilizzando il metodo dei poligoni di Thiessen corretto sulla base della configurazione orografica del bacino.

Le suddette aree si ottengono tracciando perpendicolari intersecanti nel mezzo le congiungenti delle stazioni.

Considerata pertanto l'ubicazione delle stazioni, le serie storiche disponibili e la tipologia dei dati, per le elaborazioni idrologiche descritte nel seguito sono stati utilizzati i dati registrati presso la stazione di *Colonia Arnaldi*, per la quale sono disponibili 36 anni di osservazioni a partire dal 1952.

A partire dai dati di tale stazione si sono costruite le curve di possibilità pluviometrica, utilizzando il metodo di Gumbel. Si sono ottenuti, al variare del tempo di ritorno i seguenti valori dei parametri a e n :

T [anni]	10	30	50	100	200	500
a_{C-Arn}	65,43	82,02	89,62	99,88	110,12	123,65
n_{C-Arn}	0,379	0,357	0,349	0,340	0,333	0,325

Regionalizzazione delle precipitazioni in Regione Liguria (Studio CIMA).

Utilizzando le tabelle fornite e la metodologia di calcolo che fa riferimento al baricentro del bacino del torrente Recco (Longitudine $L = 9^{\circ} 09' 00''$) si sono ottenute in maniera analoga le curve di possibilità pluviometrica:

T [anni]	10	30	50	100	200	500
a_{CIMA}	60,65	76,22	85,13	98,51	112,70	132,97
n_{CIMA}	0,390	0,390	0,390	0,390	0,390	0,390

Modellazione afflussi – deflussi.

La trasformazione delle piogge in portate è stata effettuata impiegando il metodo razionale, applicato ad entrambi i dati pluviometrici ottenuti.

Depurazione delle piogge.

Le piogge lorde sono state trasformate in piogge nette mediante il ricorso al metodo di depurazione del Soil Conservation Service (CN), adottando i valori delle tabelle sopra riportate per i diversi usi del suolo e le differenti litologie del terreno.

A titolo di esempio il bacino complessivo del t. Recco alla sezione della sua foce nel mar Ligure è caratterizzato da un valore medio del parametro CN pari a 83.

I valori più elevati del parametro si riscontrano nella zona urbanizzata di valle e all'estremità Nord-orientale del bacino, mentre i valori più bassi si riscontrano nella zona centrale.

Tempo di corrivazione.

I tempi di corrivazione sono stati calcolati con le formulazioni di cui sopra [9 – 14].

L'analisi condotta ha evidenziato come nel caso specifico vi sia una sostanziale concordanza tra i valori calcolati con le formule di Giandotti e Viparelli per uno stesso sottobacino; le formule di Ventura e Pasini hanno la tendenza a sottostimare i valori di t_c .

In definitiva pertanto si ritiene di assumere il valore ottenuto dalla formulazione di Giandotti.

Il tempo di corrivazione totale del bacino del t. Recco è stato assunto pari a 142,7 minuti (2,4 ore circa).

I valori minimi si riscontrano per il sottobacino del rio Luei (nodo 5) con 31,7 minuti e del rio Vescina (nodo 10) con 32,7 minuti.

Portate di piena.

Le elaborazioni e le metodologie di calcolo di seguito riportate sono state finalizzate alla determinazione delle portate di piena, con assegnato periodo di ritorno, in ciascuna sezione individuata nell'ambito della schematizzazione della rete idrografica.

Quali tempi di ritorno sono stati scelti quelli relativi a 10, 30, 50, 100, 200 e 500 anni.

Non essendo disponibile all'interno del bacino alcuna stazione idrometrica, la portata di massima piena è stata calcolata sia mediante la modellazione afflussi-deflussi, attraverso il metodo razionale, a partire dai dati di pioggia, sia mediante l'utilizzo della Curva Inviluppo (Cati).

La modellazione degli afflussi è stata effettuata ipotizzando un evento di pioggia fittizio, avente durata pari a 4 volte il tempo di corrivazione del bacino sotteso:

$$\tau = 4 \cdot t_c$$

Il metodo razionale fornisce il valore della portata di piena Q [m³/s] nelle varie sezioni di chiusura in funzione del tempo di ritorno T [anni], a partire dal volume specifico dei deflussi (pioggia netta) h_n [mm], note la superficie del bacino sotteso A [km²] e il tempo di corrivazione t_c [ore].

Nella tabella seguente si riportano a titolo di esempio i valori delle portate per i vari tempi di ritorno esaminati relativamente alla sezione di chiusura del bacino, alla foce in mare, ottenuti con i due dati pluviometrici della stazione di Colonia Arnaldi e dello studio di regionalizzazione del CIMA:

T	10	30	50	100	200	500
$Q(C-Arn)$	206,4	261,5	286,7	320,9	355,1	400,3
$Q(CIMA)$	191,4	251,4	285,6	336,7	390,7	467,3

Il dettaglio delle portate temibili per tutte le sezioni indagate è fornito nell'allegato ID-2.

Lo studio di regionalizzazione del CIMA sulle portate di piena ha prodotto, per il bacino del torrente Recco valori di portata molto più elevati, soprattutto per tempi di ritorno alti:

<i>T</i>	50	200	500
<i>Q(CIMA)</i>	280,0	400,0	480,0

Portate di progetto.

Le portate assunte alla base delle successive valutazioni ed adottate e impiegate per l'esecuzione delle verifiche idrauliche sono quelle desunte dall'elaborazione delle piogge della stazione di Colonia Arnaldi, secondo la procedura tradizionale di modellazione degli afflussi secondo la formula razionale.

Considerata infatti la affidabilità dei dati storici rilevati alla stazione (lunghezza della stringa, tipo di misura), si è scelto di impiegare tale dato di input per determinare le portate di piena di progetto. I dati ottenuti a partire dalle curve del CIMA, soprattutto per i periodi di ritorno elevati, appaiono sovrastimati.

Le portate definitivamente adottate pertanto sono le seguenti:

<i>T</i>	10	50	100	200	500
<i>Q(T)</i>	206,4	286,7	320,9	355,1	400,3

Mappatura delle aree storicamente inondate

Nell'analisi delle aree soggette a rischio di inondazione, il primo e spesso determinante livello di conoscenza è costituito dall'individuazione di quanto vulnerato nel passato.

In particolare, dove non siano avvenuti cambiamenti radicali della struttura urbana e della rete idrografica, è possibile utilizzare i dati storici associati ad opportune verifiche, quale mezzo per definire le aree vulnerabili.

Ciò è tanto più vero per il tipico ambiente ligure dove la modellazione della dinamica di un evento idraulico e delle sue interazioni con le strutture ed infrastrutture circostanti risulta di maggiore difficoltà rispetto ad altri ambienti.

Per quanto riguarda il bacino del torrente Recco, l'analisi storica sviluppata ha consentito di individuare almeno quattro importanti esondazioni verificatesi nelle aree urbane di fondovalle in questo secolo.

Dal rapporto del Progetto A.V.I. per la Regione Liguria - *Censimento delle Aree Italiane Vulnerate da calamità idrogeologiche* - edito nel giugno 1994 dal Consiglio Nazionale delle Ricerche e dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, si apprende che l'evento alluvionale del **24 ottobre 1911** ha causato l'inondazione del centro abitato di Recco, presumibilmente a valle del ponte d'accesso al casello autostradale.

Il *censimento aree vulnerate da calamità idrauliche ed idrologiche*, effettuato dal Comune di Recco in attuazione dell'art. 4 della L.R. 16 Agosto 1994, n. 45, riporta due eventi calamitosi che hanno interessato il bacino del torrente Recco.

Il primo, verificatosi nel **settembre-ottobre 1961**, avrebbe provocato l'inondazione della zona urbanizzata in sponda sinistra del T. Recco, a valle del ponte carrabile di Via Trieste, con tiranti d'acqua di circa 40 cm.

Il secondo evento, risalente al settembre-ottobre 1964, avrebbe comportato l'inondazione di una zona più vasta con un livello medio d'acqua di circa 100 cm.

Dai dati raccolti dall'*Osservatorio rischi idrogeologici*, istituito dalla Provincia di Genova, si ha notizia di altre due esondazioni: la prima, notificata dal Comune di Recco, in località Corticella, presso la confluenza del rio Arbora nel torrente Recco; la seconda, notificata dalla Comunità Montana della Fontanabuona, in località Molino Nuovo, al confine tra i Comuni di Recco e Avegno, in seguito all'evento meteorico verificatosi nel **settembre 1993**.

Gli studi di settore sviluppati recentemente, soprattutto ad opera del già citato G.N.D.C.I.⁽¹⁾, hanno ampiamente dimostrato come le caratteristiche di ripetitività dei fenomeni di inondazione, fanno ritenere che una aliquota consistente degli eventi dannosi che potranno verificarsi nel futuro, sia costituita da eventi che sostanzialmente si ripropongono con caratteristiche in parte analoghe a fenomeni verificatisi nel passato.

L'indagine storico retrospettiva degli eventi di piena costituisce di fatto la principale base per la definizione e la mappatura del rischio di inondazione, nonché elemento di taratura per ogni ulteriore elaborazione del *vulnerabile*.

Sono state inoltre recepite, ed indicate con apposito segno grafico nella cartografia, le aree interessate da inondazione negli eventi alluvionali dell'autunno 2014, come desunte dalla perimetrazione approvata con DGR 59/2015, classificandole poi, laddove non adeguatamente studiate con verifiche idrauliche, come fasce c.d. A* nella cartografia delle fasce di inondabilità.

Verifiche idrauliche

Metodologie di calcolo

Le verifiche sono state condotte con diverse metodologie di calcolo in funzione della criticità (zone storicamente vulnerate), della complessità geometrica dell'alveo (presenza di curve, bruschi restringimenti ecc.) e della documentazione e dei rilievi disponibili.

Sono stati seguiti due approcci, uno di tipo *puntuale* utilizzato per i tratti d'alveo la cui criticità è dovuta principalmente all'insufficienza di singoli manufatti (ponti, passerelle, coperture, ecc.), l'altro di tipo *esteso* utilizzato per la verifica di un tronco d'alveo critico, una zona di confluenza, una tombinatura ecc..

Le verifiche in condizioni di moto permanente hanno riguardato l'asta principale del torrente Recco, dalla foce fino a monte della confluenza con il Rio Rosaguta, per una lunghezza complessiva di circa 3,80 km e i seguenti affluenti:

Rio Arbora in sponda destra;

Rio Rosaguta, Rio Vescina e Rio della Né in sponda sinistra.

La scelta di studiare l'asta principale con i suddetti affluenti è giustificata dal fatto che tali zone si sviluppano interamente in aree urbanizzate, con evidenti implicazioni sia per quanto riguarda la sicurezza delle persone, sia per quanto riguarda la valenza dei potenziali danni materiali.

Lungo la parte montana del torrente (a monte della confluenza con il Rio Rosaguta) la criticità idraulica è più contenuta ed è dovuta principalmente all'eventuale insufficienza

(1) Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche

al deflusso delle portate di piena di singoli manufatti d'attraversamento isolati e di minore importanza.

Sia per l'asta principale del Torrente Recco che per i suoi affluenti si è svolto un rilievo di dettaglio ed è stata effettuata una verifica idraulica di tipo esteso con i tre valori di portata di massima piena cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale, riportate nelle tabelle in appendice alla relazione.

Per quanto riguarda le caratteristiche dimensionali dell'alveo e dei manufatti con esso interferenti, nel corso del Piano di Bacino stralcio, è stato effettuato un rilievo topografico di dettaglio, utilizzando come base la cartografia tecnica disponibile (C.T.R. in scala 1:5000, cartografia tecnica del Genio Civile in scala 1:1000 aggiornata al 1972, rilievo del t. Recco da località Corticella a Piazzale Olimpia per il completamento del collettore fognario in scala 1:200, realizzato nel 1997 a cura dell'Area 07 della Provincia di Genova).

Risultati

Come precedentemente descritto le verifiche hanno riguardato sia tratti di alveo che singole sezioni o manufatti.

Di seguito, per ciascun tronco o sezione analizzata, si riporta la descrizione delle verifiche effettuate e l'analisi dei risultati ottenuti.

In Allegato ID-3 sono riportati, per ciascuna verifica, i risultati in forma grafica e numerica.

In particolare per le verifiche di tipo globale sono riportati:

- stralcio planimetrico in scala 1:5000, con indicazione delle sezioni di verifica;
- sezioni trasversali
- profilo longitudinale
- tabelle riassuntive dei risultati per le tre portate considerate (50, 200 e 500 anni).

Verifiche in moto permanente di tratti significativi.

Tratto compreso tra la foce al ponte del Suffragio (via Trieste)

Il tratto d'alveo interessato dalla verifica idraulica è quello compreso fra una sezione posta circa 100 m a monte del ponte del Suffragio (Via Trieste) e lo sbocco a mare, per una lunghezza di circa 700 m.

In tale tratto il corso d'acqua ha un andamento sostanzialmente rettilineo in direzione SO-NE fino in prossimità del ponte del Suffragio dove è presente un lieve cambio di direzione (S-N). La pendenza media del fondo alveo è pari a circa lo 0.5% e le sezioni sono di forma rettangolare con larghezza compresa tra 22 e 30 m circa.

Il fondo alveo, plateato dalla foce all'imbocco della tombinatura, è costituito prevalentemente da ciottoli di medie dimensioni, con presenza ai lati di depositi e vegetazione. Nel tratto indagato il corso d'acqua risulta arginato su entrambe le sponde e scorre interamente in zona urbanizzata con presenza di edifici e giardini in adiacenza. Gli argini sono costituiti da muri in c.a. di altezza variabile compresa fra i 4 e i 6 m dal fondo alveo.

Le aree adiacenti al corso d'acqua, nel tratto in esame, sono caratterizzate da urbanizzazione con presenza di viabilità principali e secondarie.

La portata 50-ennale risulta contenuta all'interno delle sommità arginali di tutto il tratto con franchi adeguati su entrambe le sponde (superiori a 0.5 m e carico totale inferiore alla sommità arginale).

Il deflusso della portata 200-ennale avviene in corrente lenta con numeri di Froude variabili tra 0.5 e 1 e velocità variabili tra 3.3 m/s e 5 m/s.

La portata 200-ennale risulta contenuta all'interno delle sommità arginali in sponda destra per tutto il tratto con franchi adeguati (superiori a 0.5 m e carico totale inferiore alla sommità arginale) ad esclusione degli argini in corrispondenza della viabilità al di sotto del ponte dell'Aurelia dove il carico risulta di poco superiore agli argini stessi.

In sponda sinistra, la portata 200-ennale non risulta contenuta all'interno degli argini, in particolare nel tratto compreso tra il ponte di via Trieste e l'imbocco della copertura con quote del pelo libero prossime alle quote dell'argine e carico superiore agli argini. Il deflusso attraverso i ponti e le coperture avviene sempre a pelo libero senza messa in pressione dei manufatti.

Pertanto, al fine dell'individuazione degli ambiti normativi, è stata valutata la dinamica dell'esondazione tramite un modello bidimensionale di allagamento, realizzato con il software Infoworks ICM, sviluppato sulla base di un modello topografico ottenuto combinando il DTM derivato dal rilievo LIDAR del Ministero dell'Ambiente (maglia 1 x 1 m) con la CTR in scala 1:5000 vettoriale tridimensionale, opportunamente verificati e integrati con rilievi topografici e altre cartografie tecniche disponibili.

A completamento del lavoro di integrazione sono state aggiunte una serie di condizioni interne, quali arginature, muri perimetrali di edifici per rappresentare in modo più dettagliato e preciso la realtà urbana indagata.

Al fine di valutare gli idrogrammi di piena del torrente Recco, è stato applicato, in accordo con i criteri ex DGR 578/2008, il *metodo indiretto dell'evento idrometeorologico critico* finalizzato alla valutazione degli idrogrammi di riferimento condizionati dal valore della portata al colmo di progetto, assunta in questo caso pari a quella del Piano di Bacino

Gli idrogrammi delle portate esondate, da inserire in ingresso al modello 2D, sono stati ricavati a partire dalle verifiche idrauliche descritte precedentemente, che hanno consentito l'individuazione, al variare della portata complessiva in arrivo da monte, dei corrispondenti valori delle portate di esondazione nell'ipotesi di funzionamento come *stramazzo laterale (lateral structure)* nei tratti in cui il livello di piena supera la quota di sommità arginale.

Gli idrogrammi delle portate esondate sono stati ricavati associando a prefissate coppie di valori (Q , t) degli idrogrammi di piena del torrente Recco i valori delle corrispondenti portate esondate, mantenendo inalterata la durata t .

I risultati del modello mostrano che le portate esondate si propagano verso valle attraverso le viabilità principali di Via Roma e Via XX Settembre andando ad occupare progressivamente le aree di valle verso mare. Il volume complessivo esondato è pari a circa 2100 m³, l'estensione delle aree inondabili è limitata verso valle da Lungomare Bettolo, a Ovest dal corso d'acqua e a Est da Piazza San Giovanni Bono, con tiranti prevalentemente inferiori a 70 cm, con valori più elevati che raggiungono 1 m in Via Isonzo (viabilità spondale pedonale tra sbocco tombinatura e ponte di Via Assereto).

Successivamente è stata condotta un'analisi di sensitività dei risultati del modello al variare dei coefficienti di scabrezza, sia in alveo che nelle aree esterne soggette ad allagamento; inoltre, in conformità ai criteri regionali, è stata effettuata una simulazione

con idrogrammi di piena relativi alla condizione V_{max} (massimo volume esondabile rispetto ad una soglia prefissata) rispetto a quelli della condizione Q_{max} .

È stata altresì condotta un'ulteriore simulazione, ipotizzando una ostruzione diffusa del fondo alveo del 10 %, corrispondente ad un innalzamento di 30 cm, lungo tutto il tratto da monte del ponte di Via Trieste fino a mare.

Le diverse simulazioni hanno evidenziato una marcata sensibilità dei risultati del modello alla variazione delle scabrezze in alveo e all'applicazioni di riduzione delle sezioni, mentre risultano poco influenzati, in termini sia di estensione delle aree inondabili sia dei tiranti, dagli idrogrammi con V_{max} e dalla variazione delle scabrezze delle aree esterne.

Alla luce delle analisi di sensitività sopra riportate, è stato adottato quale scenario di riferimento per la valutazione dei tiranti e delle velocità quello corrispondente all'idrogramma con Q_{max} e scabrezza in alveo maggiorata.

Infine, sulla base dell'involuppo dei valori massimi dei tiranti e delle velocità per le diverse configurazioni esaminate, sono state individuate le aree inondabili e i corrispondenti ambiti normativi di fascia B, in accordo con i criteri ex DGR 91/2013, come rappresentati nella carta delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi.

Torrente Recco: dal ponte del Suffragio alla confluenza con il rio della Né.

Il tronco d'alveo oggetto di verifica è compreso fra il ponte del Suffragio (via Trieste) e la confluenza in sponda sinistra con il rio della Né.

Esso ha una lunghezza complessiva di circa 500 m con una pendenza media di circa lo 0.5%. L'andamento planimetrico è caratterizzato da tre lievi cambi di direzione, il primo in corrispondenza del ponte di Via Trieste, il secondo immediatamente a valle della passerella pedonale di Via Pisa, il terzo, più pronunciato, a valle della confluenza con il rio della Né.

Le sezioni dell'alveo sono di forma regolare, assimilabile alla rettangolare, con larghezze variabili tra 22 e 30 m circa. Il fondo alveo, è costituito prevalentemente da ciottoli di medie dimensioni, con presenza ai lati di depositi e vegetazione.

L'alveo risulta arginato su entrambe le sponde e scorre interamente in zona urbanizzata con presenza di edifici e giardini in adiacenza. Il tratto a monte della passerella presso Salita Faveto è caratterizzato dalla presenza, in sponda sinistra, di un marciapiede con parapetto in c.a. di recente costruzione, posto a sbalzo rispetto alla sommità arginale. La viabilità che si sviluppa lungo gli argini del corso d'acqua è costituita, in sponda destra, da Via Milano, Via Pisa e Via Fieschi, in sponda sinistra, da Via Isonzo e Via Roma.

Lungo il corso d'acqua sono presenti, da valle verso monte, i seguenti manufatti di attraversamento: passerella pedonale presso Salita Faveto (in metallo, tre campate), ponte d'accesso al casello autostradale (in c.a.p., due campate), passerella pedonale immediatamente a monte (in c.a., due campate).

Le verifiche sono state eseguite integrando i profili per entrambe le condizioni di corrente lenta da valle verso monte e di corrente veloce da monte verso valle con i tre valori di portata 50-ennale, 200-ennale e 500-ennale, rispettivamente pari a 287 m³/s, 355 m³/s e 400 m³/s (vedi tabella delle portate di piena in appendice alla relazione).

Nel tratto in esame la portata duecentennale risulta contenuta in alveo, mentre la portata cinquecentennale provoca estese esondazioni che interessano il centro abitato.

Rio della Né

Il tratto indagato si estende per circa 400 m a partire dalla confluenza con il torrente Recco. Alcuni tratti risultano tombinati e plateati; in essi si è assunto un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $40 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

Il tratto tombinato più a monte ha una lunghezza di circa 180 m e una sezione costante di 4,5 m di larghezza per 3 m di altezza; tale tombinatura risulta sufficiente allo smaltimento anche della portata cinquecentennale.

Il tratto tombinato a valle del precedente ha una lunghezza di circa 50 m e una sezione costante di 4,5 m di larghezza per 2,5 m di altezza all'imbocco e 2,8 m allo sbocco; tale tombinatura non risulta sufficiente allo smaltimento della portata duecentennale.

Le portate utilizzate per il calcolo dei profili di rigurgito sono riportate in appendice alla relazione.

Torrente Recco: dalla confluenza con il rio della Né alla confluenza con il rio Arbora.

Il tronco d'alveo oggetto di verifica è compreso tra una sezione posta a monte della confluenza con il rio della Né e una a valle della confluenza con il rio Arbora, per una lunghezza complessiva di circa 1250 m ed una pendenza media dello 0,8%.

L'andamento planimetrico è caratterizzato da tre anse, la prima circa 150 m a valle del viadotto autostradale, la seconda a monte del ponte di S. Rocco, la terza poco più a valle della confluenza con il rio Arbora.

Nel primo tronco, fino alla sezione 3 l'alveo risulta arginato su entrambe le sponde con muri in c.a. di altezza variabile tra 2 e 4 m in sponda destra e tra 3,5 m e 4,5 m in sponda sinistra. Il tratto a monte è caratterizzato da muri d'argine di diverse altezze e tipologie costruttive, parzialmente coperti dalla vegetazione e dalla presenza di edifici e giardini lungo le sponde.

La larghezza al fondo è pari a circa 33 m nel primo tratto rettilineo, si restringe a 23 m in curva per poi allargarsi a 30 m in corrispondenza del ponte di S. Rocco e mantenersi pressoché pari a 18 m nell'ultimo tratto.

Lungo il tratto sono presenti, da valle verso monte, i seguenti manufatti di attraversamento: passerella pedonale a monte della confluenza con il rio della Né (in c.a.p., due campate), passerella pedonale (in c.a., quattro campate) e ponte (struttura mista, due campate) a valle del viadotto autostradale, ponte di S. Rocco (in pietra, tre arcate) a monte dello stesso, passerella pedonale vicino al campo sportivo (in metallo, due campate).

Dato il carattere torrentizio del corso d'acqua e la presenza di diversi ostacoli in alveo, le verifiche sono state eseguite integrando i profili per entrambe le condizioni di corrente lenta da valle verso monte e di corrente veloce da monte verso valle con i tre valori di portata 50-ennale, 200-ennale e 500-ennale, rispettivamente pari a $267 \text{ m}^3/\text{s}$, $333 \text{ m}^3/\text{s}$ e $376 \text{ m}^3/\text{s}$ (vedi tabella delle portate di piena in appendice).

Da un punto di vista generale si osserva che il tratto del torrente Recco compreso tra la confluenza con il rio della Né e la confluenza con il rio Arbora è caratterizzato da fenomeni di esondazione diffusa.

La portata 50-ennale provoca l'inondazione di alcune aree in sponda sinistra comprese tra le sezioni 22 e 25 e in sponda destra tra le sezioni 27 e 30. Il deflusso della suddetta portata avviene con franchi nulli rispetto all'argine sinistro in corrispondenza della

sezione 32 e con quote del pelo libero superiori a quelle del piano stradale in sponda destra a cavallo della sezione 33.

La portata 200-ennale defluisce parte in pressione e parte a stramazzo, in corrispondenza del ponte della strada di accesso alla località Verzemma, provocando l'allagamento della sede stradale adiacente; inoltre l'acqua esondata, seppur con modesti volumi, potrebbe invadere i locali interrati posti al di sotto dell'edificio rettangolare in sponda sinistra che pertanto è stato incluso nell'area inondabile con tempo di ritorno duecentennale.

Il deflusso della portata 500-ennale avviene con moto in pressione e tracimazione dell'impalcato per i ponti in corrispondenza delle sezioni 20, 25 e 26 e con franchi minimi per tutti gli altri manufatti d'attraversamento.

Torrente Recco: dalla confluenza con con il rio Arbora fino a monte della confluenza con il Rio Rosaguta.

Il tratto oggetto di verifica si estende dalla confluenza con il rio Arbora fino al primo ponte a monte della confluenza con il rio Rosaguta per una lunghezza complessiva di circa 1300 m. Esso comprende anche i tratti finali degli affluenti rio Vescina e rio Rosaguta, entrambi in sponda sinistra.

Le portate utilizzate per il calcolo dei profili di rigurgito sono riportate in appendice.

Il tratto compreso tra la confluenza con il rio Arbora e il rio Vescina è stato oggetto di revisione nel 2019 al fine di adeguare il piano allo stato attuale dei luoghi; questo tratto, infatti, è stato oggetto di alcuni interventi che hanno modificato il deflusso della corrente.

Più in dettaglio, partendo da monte, subito a valle della confluenza con il rio Vescina, è stato rifatto nel 2012 il ponte carrabile di accesso alla località Molino Nuovo, con una nuova struttura a campata unica e con nuove spalle che hanno permesso di regolarizzare la sezione di deflusso, eliminando il restringimento presente. Poco più a valle, nel 2010, è stata demolita la passerella pedonale ubicata in corrispondenza della sezione RE-S40. Inoltre, nell'ansa ubicata subito a valle, oggetto negli anni '90 di un riempimento abusivo, si sono verificati fenomeni di erosione nel tempo del materiale ivi abbandonato, con conseguente modifica della morfologia fluviale, con particolare evidenza rispetto alla posizione dell'alveo attuale come individuata nel piano di bacino.

Nella variante, è stata aggiornata la geometria delle sezioni utilizzate nella modellazione idraulica, sulla base del rilievo realizzato dal Comune di Avegno per la progettazione degli interventi di messa in sicurezza, nonché, al fine di migliorare la definizione delle fasce di inondabilità, sono state aggiunte al modello nuove sezioni, estratte dal rilievo LIDAR realizzato dal Ministero per l'Ambiente nell'ambito del Piano Straordinario di Telerilevamento Ambientale (PST-A).

Procedendo dalla confluenza con il rio Arbora verso monte lungo l'asta principale si incontra a monte del ponte in sezione 35 una zona pianeggiante piuttosto estesa in sponda destra dove possono verificarsi esondazioni già con portate con tempo di ritorno cinquantennale; tale area, comunque non risulta insediata.

Procedendo ancora verso monte si riscontra una forte criticità in sponda destra in località Molino Nuovo, dove si verifica l'allagamento della strada e degli edifici adiacenti, con portate cinquantennali con tiranti anche di 50 cm.

Un'ulteriore criticità sull'asta principale del Recco è rappresentata dalla galleria artificiale a monte della confluenza con il rio Rosaguta. Essa, risalente al 1935, ha deviato il torrente, che percorreva un'ansa di modesta pendenza, consentendo la costruzione di un oleificio, attualmente in disuso. Per portate duecentennali, all'interno della galleria, si realizza un moto a pressione che, sebbene non abbia conseguenze sulla struttura in

roccia naturale della galleria, provoca un evidente innalzamento del livello del pelo libero all'imbocco. Il rigurgito verso monte, a causa dell'elevata pendenza dell'alveo, non arriva comunque a interessare le case poste in sponda destra.

Rio Rosaguta e rio Vescina

Il rio Rosaguta è stato indagato dalla confluenza con il Recco fino a monte dell'imbocco della tombinatura sottostante il grosso piazzale adiacente alla SP n° 333 per una lunghezza complessiva di circa 150 m.

Le portate utilizzate per il calcolo dei profili di rigurgito sono riportate in appendice alla relazione.

La tombinatura risulta sufficiente allo smaltimento anche della portata cinquecentennale con franco minimo superiore ai 60 cm.

Il rio Vescina scorre piuttosto incassato fino a poco prima della confluenza con il Recco, dove in sponda destra, è presente una modesta pianura, coltivata ad orti, che risulta soggetta ad allagamenti già per portate cinquantennali. In sponda sinistra è invece presente una casa, fondata a quota alveo, anch'essa inondabile per portate cinquantennali.

Rio Arbora

Il tronco d'alveo oggetto di verifica è quello a monte della confluenza con il torrente Recco per una lunghezza complessiva di circa 900 m ed una pendenza media dello 2,5%.

Dato il carattere torrentizio del corso d'acqua e la presenza di diversi ostacoli in alveo, le verifiche sono state eseguite integrando i profili per entrambe le condizioni di corrente lenta da valle verso monte e di corrente veloce da monte verso valle con i tre valori di portata 50-ennale, 200-ennale e 500-ennale, rispettivamente pari a 102 m³/s, 130 m³/s e 149 m³/s (vedi tabella delle portate di piena in appendice alla relazione).

Il tratto finale, prima della confluenza, attraversa una vasta piana a quota relativamente bassa, dove si possono verificare esondazioni con tempo di ritorno cinquantennale, in particolare a causa del restringimento causato dal ponte ad arco in sezione 1. Comunque la zona non risulta densamente popolata, essendo destinata soprattutto alla coltivazione di orti.

Procedendo verso monte, la valle si restringe e l'unico ostacolo al deflusso è costituito dalla passerella pedonale in sezione 4, insufficiente già al transito della portata cinquantennale. Tuttavia la zona circostante non è abitata, e neppure sembra coltivata.

L'abitazione in sponda destra in prossimità della sezione 10 è posta a quota alveo e quindi risulta inondabile al piano terra già per portate cinquantennali.

Verifiche puntuali su manufatti singoli

Passerella pedonale sul torrente Recco in località Avegno Soprano

La passerella in c.a. con pila in alveo, ricostituita dopo i danni subiti dall'alluvione del 1992, ha una luce netta di 16,20 m per 1,50 m di larghezza. Dalle verifiche effettuate, mediante il ricorso alla formula di Marchi, risulta che la sezione in esame non consente

il deflusso della portata duecentennale con adeguato margine; infatti in tale configurazione l'impalcato della passerella viene messo in pressione. La presenza del parapetto continuo e impermeabile sul lato di monte costituisce un ulteriore ostacolo al deflusso delle piene. Anche la struttura dell'impalcato, parte in laterizi e parte in cemento armato, presenta notevoli segni di degrado, che fanno dubitare sulla robustezza dell'opera. Si ritiene indispensabile un intervento di ristrutturazione dell'impalcato nonché la sostituzione del parapetto con una ringhiera.

Mappatura delle aree soggette a rischio di inondazione

La mappatura delle aree inondabili è stata ottenuta a seguito di un approccio metodologico *semplificato* che ha preso avvio dai risultati e dalle valutazioni emersi dalle verifiche idrauliche di tipo globale.

Questa analisi idraulica ha consentito di individuare il livello di criticità dei diversi tratti di alveo, in relazione al deflusso di portata di piena per diversi tempi di ritorno.

In particolare è stato possibile caratterizzare la dinamica del deflusso attraverso il calcolo dei profili di rigurgito in moto permanente.

Le aree inondabili sono state individuate, in prima approssimazione, estendendo alle zone limitrofe adiacenti il corso d'acqua le altezze idrometriche calcolate attraverso le verifiche.

L'analisi dei risultati, unitamente alla conoscenza della topografia ed alla distribuzione sul territorio delle principali strutture ed infrastrutture, hanno consentito di formulare alcune ipotesi sulla dinamica dell'esondazione e sulla conseguente modalità di propagazione dei volumi d'acqua esondati.

Alcune modifiche che sono state apportate alle aree inondabili del Torrente Boate, in prossimità del parco ferroviario e del tratto terminale sono conseguenti all'apporto istruttorio del Comitato Tecnico Regionale che ha chiesto "una più puntuale determinazione delle aree inondabili". Si è verificato che alcuni punti tra cui il parco ferroviario e il tratto terminale avevano quote altimetriche tali da modificarne la classificazione.

La bontà dell'analisi è stata verificata attraverso una taratura per confronto del *vulnerato*.

Pur non essendo ricorsi a modelli matematici sofisticati, che simulano la diffusione dei volumi esondati attraverso un'analisi bi e tridimensionale del fenomeno, viste le caratteristiche e la tipicità del territorio in esame, si ritiene che i risultati della mappatura siano, in prima approssimazione, soddisfacenti ed esaustivi delle problematiche in gioco.

L'analisi del vulnerabile è stata fatta tenendo conto degli effetti della sola esondazione dell'asta principale. In realtà, soprattutto in area urbana, a tali effetti si sommano quelli dovuti alle carenze, o addirittura all'inesistenza, delle reti di smaltimento delle acque meteoriche. I due fenomeni risultano spesso indistinguibili anche per la loro reciproca interazione, anche perché in molti casi il recapito del collettore fognario della rete bianca è l'alveo del torrente Recco. Ciò ha determinato l'accorpamento sia delle aree soggette a rischio di inondazione, sia di quelle soggette ad elevato rischio idrologico.

Le aree potenzialmente inondabili sono state riportate in Allegato ID-3 su C.T.R. in scala 1:5000, dividendole in tre fasce contigue, esterne all'alveo attuale, ognuna delle quali caratterizzata da un omogeneo grado di rischio idraulico. La determinazione delle varie fasce, in relazione anche ai livelli idrici e alle velocità di scorrimento raggiungibili in caso di esondazione, risulta utile per la determinazione delle priorità degli interventi e per indirizzare le scelte pianificatorie fra misure strutturali e non strutturali di mitigazione del rischio.

RIO SONEGO

Il bacino

Il rio Sonego nasce dal M. Castelletto (533 m s.l.m.) e dopo un percorso molto acclive su versanti molto scoscesi, attraversa la strada che collega Polanesi con Megli e si immette in mare in località Mulinetti, dopo aver sottopassato i viadotti affiancati dell'Aurelia e della ferrovia. L'estensione complessiva del bacino è pari a poco meno di 1 km².

Idrologia di piena.

La pluviometria presa in esame per questo bacino è la medesima impiegata per il torrente Recco. Si è fatto riferimento alla stazione di Colonia Arnaldi, costruendo su tali dati la curva di possibilità pluviometrica delle precipitazioni in funzione del tempo di ritorno.

La valutazione della portata è stata effettuata mediante il metodo razionale ricorrendo alla depurazione delle piogge tramite la semplice applicazione del metodo CN (assumendo un valore medio pari a 85 per l'intero bacino).

Il tempo di corrivazione è stato valutato con diverse formulazioni, tra cui è stata assunto il risultato ottenuto da Giandotti (31,7 minuti).

Le portate sono state anche ricavate con l'applicazione del metodo semplificato proposto dal CIMA per i piccoli bacini ($A < 2 \text{ km}^2$).

La portata di piena alla foce risulta quindi

<i>T</i>	50	200	500
<i>Q(T)</i>	20,6	27,5	32,4

Verifiche idrauliche.

Si è effettuata una verifica puntuale sull'unico manufatto che si è ritenuto potesse interferire in maniera significativa con il deflusso di piena e cioè un tratto tombinato posto in prossimità della foce. Tale copertura, impiegata per il rimessaggio di imbarcazioni, ha dimensioni di 2,4 x 4,1 metri circa e risulta comunque sufficiente a smaltire portate anche significative con adeguato franco, in virtù della sua pendenza e della mancanza di ostruzioni e restringimenti di sezione. A monte della tombinatura l'alveo è molto inciso e caratterizzato da forte pendenza: non si possono verificare fenomeni di esondazione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE A.

- Servizio Regionale del Genio Civile di Genova - Rilievo planoaltimetrico dell'asta terminale del torrente Recco in scala 1:1000 – R.A.T.I. (Firenze) – 1974.
- Piano di Bacino stralcio del torrente Recco (ex L. 183/89) redatto dai tecnici della Provincia di Genova.
- Progetto A.V.I. per la Regione Liguria - *Censimento delle Aree Italiane Vulnerate da calamità idrogeologiche* - edito nel giugno 1994 dal Consiglio Nazionale delle Ricerche e dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche.

SETTORE B - dal rio Treganega al rio Nozarego.

Premessa.

Il limite occidentale del settore B è costituito dal rio *Treganega* che sfocia a Recco; prosegue con alcuni impluvi minori localizzati tra Recco e Camogli (fossato del *Migliaro* e Fossato *Ben du Giorgio*), con il torrente *Gentile*; comprende inoltre tutti i piccoli corsi d'acqua che solcano il promontorio del Monte di Portofino, il rio del *Fondaco* a Portofino, il fosso dell'*Acqua Viva* e il torrente dell'*Acqua Morta* a Paraggi. Termina infine a Santa Margherita con il bacino dei torrenti *Santa Barbara* e *Nozarego*. Sono tutti rivi con bacino imbrifero piuttosto ridotto, caratterizzati da alvei molto incisi, versanti acclivi e tempi di corrivazione estremamente brevi.

Data la dimensione contenuta del territorio esaminato e la similarità dei parametri geomorfologici, del regime pluviometrico e, conseguentemente, della risposta in termini di portata dei bacini facenti parte del settore, si è ritenuto opportuno condurre lo studio idrologico e la modellazione afflussi – deflussi in maniera analoga e comunque omogenea.

Nello specifico, per la determinazione dei **parametri fisici e morfologici** dei bacini è stata utilizzata la cartografia tecnica regionale su supporto digitale in scala 1:5000: considerate le dimensioni limitate dei singoli bacini, la determinazione dei parametri medi di altitudine e pendenza dei versanti si è ottenuta effettuando una suddivisione in fasce altimetriche con scansione ridotta a 25 m di dislivello e procedendo con le modalità già descritte in precedenza.

Il valore del *tempo di concentrazione* utilizzato nei calcoli è pari alla media ottenuta usando sei diverse formulazioni presenti in letteratura (Giandotti, Ventura, Pasini, Viparelli, CN-SCS, C.I.M.A.): si osserva infatti che l'utilizzo usuale della formula del Giandotti porterebbe, nei bacini esaminati, ad una sovrastima di tale parametro e, conseguentemente, ad una sottostima della portata al colmo di piena.

Tutti i valori dei parametri di cui sopra sono stati riportati, per ciascun bacino, nelle tabelle tecniche e nelle schede grafiche riassuntive dell'allegato ID-1.

Per la valutazione del **regime pluviometrico** a scala locale si sono utilizzati i dati storici registrati alle stazioni di *Colonia Arnaldi* e di *S. Margherita Ligure*, localizzate agli estremi del settore, rispettivamente a nord-ovest e a est. La prima stazione, benché esterna al settore, è comunque indicativa ed affidabile disponendo di ben 36 anni di osservazioni a partire dal 1952.

Sulla base dei dati di tali stazioni si sono costruite le curve di possibilità pluviometrica, utilizzando il metodo di Gumbel. Si sono ottenuti, al variare del tempo di ritorno i seguenti valori dei parametri a e n :

T [anni]	10	30	50	100	200	500
$ac-Arn$	65,4	82,0	89,6	99,8	110,1	123,6
$nc-Arn$	0,379	0,357	0,349	0,340	0,333	0,324

T [anni]	10	30	50	100	200	500
------------	----	----	----	-----	-----	-----

<i>aS.Margh</i>	76,5	95,2	103,8	115,4	126,9	142,1
<i>nS.Margh</i>	0,229	0,211	0,205	0,198	0,192	0,185

Infine, per ogni bacino, sono state individuate le aree di influenza di ciascuna delle due stazioni, utilizzando il metodo dei poligoni di Thiessen corretto sulla base della configurazione orografica del territorio.

La **modellazione afflussi – deflussi** è stata svolta secondo diverse metodologie utilizzando però come base comune il metodo empirico del Curve Number per ciò che concerne la risposta del suolo in termini di pioggia efficace.

Si sono stimate le portate massime annuali a fissato tempo di ritorno con i seguenti metodi:

- Metodo razionale con input meteorico stimato a scala locale e coefficiente di afflusso ricavato in funzione del parametro CN e dell'altezza di pioggia che sollecita il bacino in un intervallo di tempo pari al tempo di corrivazione (valutato come media delle diverse formulazioni presenti in letteratura).
- Metodi semplificati CIMA per bacini aventi area, a seconda dei casi, minori o maggiori di 2 km²: diversamente dal caso precedente l'*input* meteorico è stimato a scala regionale attraverso il parametro pioggia indice E[H₁].

Si rimanda all'allegato ID-2 per la lettura dei parametri utilizzati e dei valori stimati di portata massima annuale a fissato tempo di ritorno per i diversi metodi: si precisa che la scelta progettuale è stata quella di utilizzare, come suggerito dall'Amministrazione Provinciale nel caso di piccoli bacini, i risultati CIMA (metodo per bacini inferiori ai 2 km² ad esclusione del torrente Gentile) che, per tempi di ritorno alti producono le portate maggiori, agendo così a favore di sicurezza.

Le verifiche idrauliche, la mappatura delle aree inondabili, l'individuazione di criticità e le proposte di eventuali interventi verranno discusse nel dettaglio in ogni paragrafo dedicato al singolo bacino idrografico e nel fascicolo dedicato al piano degli interventi.

RIO TREGANEGA

Generalità.

Il bacino del rio Treganega è ubicato sul versante tirrenico dell'Appennino Ligure e sfocia a mare in corrispondenza dell'abitato di Recco.

È delimitato dal bacino del torrente Recco a nord, dal bacino del rio S. Francesco a est, da quello del fossato del Migliaro a sud, dal Mar Ligure a ovest.

La superficie complessiva del bacino è di circa 1,46 km² e appartiene amministrativamente al Comune di Recco; l'altitudine media è di 195 m s.l.m. mentre la pendenza dei versanti è dell'ordine del 39.6 %.

Il corso d'acqua, che segue indicativamente una direttrice est-ovest, ha una lunghezza di circa 1,91 km con pendenza media dell'asta del 9%: nasce dalla confluenza di due rivi senza nome che hanno origine rispettivamente alle pendici del M. Chiapparolo (490 m s.l.m.) e del M. Esoli (442 m s.l.m.).

Il bacino è fortemente urbanizzato nella parte valliva e il percorso originario del rio risultata modificato dall'intervento dell'uomo; nella parte terminale l'asta è interessata

dall'attraversamento della linea ferroviaria Genova-Pisa e, poco più a valle, in prossimità di v. Liceti, inizia un tratto tombinato in cemento armato che prosegue fino a mare in due direzioni.

Ad una trentina di metri dall'imbocco della citata copertura, in sponda destra, si diparte un canale scolmatore, la cui soglia di imbocco è rialzata rispetto al fondo di circa 60-70 cm; il suo tracciato segue approssimativamente il percorso naturale dell'alveo storico, passando sotto il nuovo parcheggio nell'ex campo da calcio, via S. Giovanni Battista e sfociando a mare in corrispondenza di Lungomare Bettolo.

Il rio Treganega, a valle dell'imbocco dello scolmatore, prosegue invece deviando a sud-ovest attraverso un tunnel in pietra a sezione e pendenza costante per sfociare sulla spiaggia denominata "dei frati". L'imbocco del tunnel si trova immediatamente a valle di un pozzetto di aerazione di ridotte dimensioni, presso piazza Ricina.

Verifiche idrauliche.

Le verifiche idrauliche sono state condotte con i tre valori di portata di massima piena cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale riportate di seguito:

<i>T</i>	50	200	500
<i>Q(T)</i>	36,9	53,4	64,2

All'interno della copertura, in corrispondenza del innesto del canale, per valutare la quota parte di portata totale che transita nei due diversi condotti, si è utilizzato il principio di conservazione della quantità di moto e, per iterazioni successive, si è ricercato il profilo di corrente sull'asta principale compatibile con il funzionamento a stramazzo della soglia dello scolmatore.

Tali analisi ha dimostrato che la portata massima smaltibile dal canale principale risulta pari a circa 26 m³/s con funzionamento in pressione di un breve tratto a monte dell'imbocco della galleria, dove la sezione è ribassata per la presenza di travi in copertura, e pari a 23 m³/s nel canale scolmatore con funzionamento a pelo libero.

Pertanto, per valori superiori a circa 49 m³/s, il corso d'acqua non risulta più in grado di smaltire in alveo la portata e quindi si verificano esondazioni nel tratto subito a monte dell'imbocco della tombinatura terminale.

Per evento con tempo di ritorno duecentennale si verifica un'esondazione di entità limitata che interessa, con basso tirante, l'area pianeggiante che circonda piazza Ricina e dove sorgono diversi edifici.

Per evento cinquecentennale, l'esondazione è più significativa e si espande fino a piazza San Giovanni Bono, dove si unisce con le aree inondabili del torrente Recco.

Nel tratto a monte del ponte ferroviario, sebbene non venga sempre garantito il franco idraulico per portata duecentennale per elevati valori del carico cinetico, non sono state mappate aree inondabili in quanto il corso d'acqua scorre piuttosto profondo con sponde acclivi, senza insediamenti presenti.

FOSSATO DEL MIGLIARO

Il bacino

Il fossato del Migliaro nasce sul versante ovest di M. Esoli (442 m s.l.m.) ad una quota di 295 m s.l.m.; dopo un percorso molto acclive (la pendenza media dell'asta è del 18,8%) attraversa la S.S. 1 Aurelia, prosegue per circa 200 m a cielo aperto ed, infine, alla quota di 100 m s.l.m. si immette in un tratto tombinato con sbocco alla foce presso Cala dei Genovesi. L'estensione complessiva del bacino è pari 0,316 km².

Verifiche idrauliche

Non disponendo di un adeguato rilievo del corso d'acqua si è effettuata una verifica puntuale sull'unico manufatto che si è ritenuto potesse interferire in maniera significativa con il deflusso di piena e cioè sul tratto tombinato posto in prossimità della foce.

Le verifiche idrauliche sono state condotte con i tre valori di portata di massima piena cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale riportate di seguito:

<i>T</i>	100	200	500
<i>Q(T)</i>	8,2	11,8	14,2

Per la forma, le dimensioni e i risultati delle verifiche idrauliche della sezione di imbocco si rimanda alla tabella numerica e alla sezione trasversale in scala 1:50 in Allegato ID-3.

Le verifiche hanno indicato una sostanziale sufficienza idraulica del manufatto del tombino, costituito da un voltino in pietra e mattoni, dotato di significativa pendenza e fondo plateato.

Anche l'imbocco del tombino, verificato nella cautelativa ipotesi di ingresso "a bocca piena", non fornisce risultati allarmanti dal punto di vista idraulico: trovandosi infatti l'imbocco a quota molto più bassa rispetto alla sede stradale, anche la sopraelevazione del pelo libero dovuta al rigurgito del restringimento brusco di sezione, non arriva in nessun caso (anche con portate 500-ennali) a lambirne la sommità.

Testimonianze raccolte sul luogo hanno confermato tale stima teorica, escludendo il verificarsi in passato di eventi di esondazione.

TORRENTE GENTILE

Generalità.

Il bacino del rio Gentile è ubicato sul versante tirrenico dell'Appennino Ligure e sfocia a mare in corrispondenza dell'abitato di Camogli.

E' delimitato dai bacini del fossato del Migliaro e del fossato Ben du Giorgio a nord, dai bacini dei torrenti S. Maria e S. Siro a est, da quelli del fosso dei Brughi e del vallone cava dell'Oro a sud, dal Mar Ligure a ovest.

Partendo da nord lo spartiacque segue una direttrice verso sud che tocca il M. Esoli (442 m s.l.m.), il M. di Ruta (429 m s.l.m.) ed infine il M. di Portofino (610 m s.l.m.), punto più alto bacino idrografico.

La superficie complessiva del bacino è di circa 2,62 km² e appartiene amministrativamente al Comune di Camogli; l'altitudine media è di 222 m s.l.m. mentre la pendenza dei versanti è dell'ordine del 41,4 %.

Il corso d'acqua ha una lunghezza di circa 2,49 km con pendenza media dell'asta del 9%; nasce alle pendici del M. di Portofino (610 m s.l.m.) e i suoi affluenti maggiori, tutti in sponda destra, sono: il fossato Durazzo, il rio del Boschetto, il rio Ponte di Cò ed il rio Scandelin.

Nella parte terminale l'asta interferisce con l'abitato di Camogli: in prossimità di v. Garibaldi inizia un tratto tombinato in cemento armato che prosegue per 180 m fino allo sbocco sotto Largo Tristan da Cunha; il torrente sfocia quindi a mare dopo un tratto di circa 50 metri a cielo aperto, con alveo in roccia, profondamente inciso e delimitato da alti muri d'argine.

Verifiche idrauliche.

Come nel caso del rio Treganega, le verifiche idrauliche sono state condotte con un approccio di tipo esteso in moto permanente, essendo disponibile un rilievo topografico dettagliato del tratto terminale, eseguito nel corso degli studi propedeutici dei Piani di Bacino Stralcio, ex L. 183/89, dall'Area 06 della Provincia di Genova.

Le verifiche idrauliche sono state condotte con i tre valori di portata di massima piena cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale determinati con il metodo del C.I.M.A. semplificato (si veda paragrafo modellazione afflussi-deflussi, Regionalizzazione delle portate, metodo CIMA semplificato); riportate di seguito:

<i>T</i>	50	200	500
<i>Q(T)</i>	65,2	94,3	113,5

Il tronco d'alveo oggetto di verifica è compreso tra la foce ed una sezione posta a monte del ponte carrabile in prossimità della confluenza, in sponda destra, con il rio Ponte di Cò.

Esso ha una lunghezza complessiva di 430 m con una pendenza media del 5,5%. L'andamento planimetrico è pressappoco rettilineo, con direzione nord-nord-ovest, fino allo sbocco della copertura dove l'alveo piega a sinistra verso ponente.

Per verifiche idrauliche si è assunto un valore medio del coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 35 m^{1/3} s⁻¹ per l'alveo attivo e pari a 50 m^{1/3} s⁻¹ per le strutture verticali in muratura o cemento degli argini o delle coperture.

I risultati delle simulazioni idrauliche hanno evidenziato criticità nella zona adiacente al ponte carrabile in località Ponte di Cò, dove avviene un'esondazione localizzata già per portata cinquantennale, a causa dell'interferenza della corrente con l'impalcato: il ponte in cemento armato, privo di pile in alveo, ha luce variabile tra i 6 e i 9 metri, larghezza di circa 8 metri.

Dichiarazioni raccolte sul luogo hanno confermato tale previsione, testimoniando il verificarsi in passato di eventi di esondazione.

Per tutte le tre portate di progetto il deflusso avviene parte in pressione al di sotto dell'impalcato, parte a stramazzo al di sopra del piano viabile; ciò provoca un rigurgito in corrente lenta verso monte con il raggiungimento di livelli del pelo libero superiori alle quote arginali su entrambe le sponde ed esondazione localizzate a valle, principalmente in sponda destra dove si risente inoltre del contributo di piena del rio Ponte di Cò.

Il deflusso della portata cinquantennale avviene nella sezione di monte con un battente consistente (1,7 m sopra l'estradosso dell'impalcato): si ricorda tuttavia che la stima dei livelli idrici è stata ottenuta ipotizzando sponde fittizie infinitamente alte in corrispondenza di sezioni ristrette e questo comporta valori altimetrici sovrastimati rispetto alla realtà.

In fase di mappatura delle aree inondabili, si è tenuto conto di questo limite computazionale, procedendo alla redistribuzione delle quote idrometriche calcolate teoricamente, sulla base della geometria reale della sezione e dell'orografia dei versanti, con le modalità già descritte in precedenza.

L'ostruzione causata dal ponte carrabile, produce allagamenti localizzati nello slargo in prossimità dello stesso ed esondazione sulla strada pedonale S. Rocco, adiacente all'alveo in sponda destra: si tratta comunque di un fenomeno contenuto e, nel caso peggiore di portata cinquecentennale, l'acqua tende a rientrare in alveo a valle, dopo circa settanta metri.

La copertura sottostante via Garibaldi risulta invece più che sufficiente al deflusso delle tre portate di progetto con franco minimo dell'ordine dei due metri nel caso di portata cinquecentennale.

In Allegato ID-3 sono riportati, per ciascuna verifica, i risultati in forma grafica e numerica.

In particolare si sono redatti e seguenti elaborati:

- stralcio planimetrico in scala 1:2000, con indicazione delle sezioni idrauliche di calcolo e i punti di ripresa fotografica (vedi Allegato ID-4);
- sezioni trasversali in scala 1:100;
- profilo longitudinale in scala 1:200;
- tabelle riassuntive dei risultati per le tre portate considerate (50, 200 e 500 anni).

A completamento delle precedenti verifiche in Allegato ID-3 è presente, quale fine ultimo del presente lavoro, la mappatura delle aree inondabili su stralcio del rilievo aerofotogrammetrico in scala 1:1000 effettuato dal Servizio del Genio Civile della Regione Liguria nel 1974.

RIO DEL FONDACO (PORTOFINO)

Il bacino.

Il rio del Fondaco nasce sulle alture di Portofino ad una quota di 120 m s.l.m.; dopo un percorso molto acclive, su versanti scoscesi (la pendenza media dell'asta è del 10,9%, quella dei versanti del 49,1%), attraversa l'abitato con un tratto tombinato che termina direttamente a mare e la cui sezione di imbocco è posta alla quota di circa 26 m s.l.m..

L'estensione complessiva del bacino è pari 0,33 km²; ai fini delle verifiche idrauliche sono stati individuati due sottobacini, uno di estensione pari a 0,21 km² in corrispondenza di un affluente in sponda sinistra, e l'altro di 0,15 km² in corrispondenza dell'imbocco della tombinatura.

Verifiche idrauliche.

Le verifiche idrauliche sono state condotte con i tre valori di portata di massima piena cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale riportate di seguito:

Sez. di chiusura	Area	Q ₅₀	Q ₂₀₀	Q ₅₀₀
FN1	0,33	8,2	11,8	14,3
FN2	0,21	4,4	6,4	7,6
FN3	0,15	3,1	4,5	5,5

Lo studio idraulico relativo allo stato attuale presentato dal Comune ha evidenziato, utilizzando un rilievo di dettaglio della tombinatura del tratto finale, un'insufficienza della tombinatura stessa già per la portata cinquantennale.

Pertanto, al fine di valutare al meglio l'entità e l'estensione degli allagamenti, è stata valutata la portata massima smaltibile dalla tombinatura, in pressione e senza franco, tramite modellazione in moto permanente con il noto software Hec-Ras; il valore limite ottenuto è pari a 3 m³/s.

La portata in eccesso esonda in corrispondenza dell'imbocco della tombinatura e da qui percorre l'unica via possibile verso il nucleo abitato e infine finisce in mare.

Quindi sono state individuate alcune sezioni tipo dove è stato valutato il tirante presente sulla strada, modellata come un canale rettangolare, di pendenza uguale a quella della tombinatura sottostante; dove la corrente è risultata veloce, è stata assunta la profondità critica della corrente quale valore di riferimento.

All'altezza dell'edificio del Comune, sul lato destro della strada è presente un parcheggio interrato con accesso non protetto dalla strada, che quindi viene interessato dall'allagamento.

Al termine di Piazza della Libertà, la corrente si divide in due rami, percorrendo sia via Roma sia vico Dritto; la portata è stata ripartita sulla base di considerazioni topografiche; attraverso questi due percorsi preferenziali la corrente raggiunge infine il mare.

Alla luce di questa modellazione idraulica particolare, nell'Allegato ID-3 vengono riportati sia l'output di Hec-Ras, sebbene idraulicamente non significativo per la parte tombinata, sia le sezioni utilizzate al fine della valutazione del tirante sulle strade.

FOSSO ACQUA VIVA e TORRENTE ACQUA MORTA (PARAGGI)

Il bacino.

Il bacino imbrifero del fosso dell'Acqua viva e del torrente dell'Acqua Morta è situato a monte dell'insediamento di Paraggi, in comune di Santa Margherita Ligure: i due corsi d'acqua confluiscono in un unico torrente a circa 225 m dal mare e drenano complessivamente un bacino di circa 1,56 km²

I versanti hanno pendenza media del 57,6%; l'asta principale (torrente dell'Acqua Morta) fino alla foce è lunga 2,23 km con pendenza del fondo del 17,0%.

Il tratto terminale, prima dello sbocco a mare, si presenta tombinato e sottopassa la strada litoranea che congiunge Santa Margherita Ligure a Portofino.

Il tombino presenta diverse sezioni, la prima delle quali (in prossimità dell'imbocco) è di forma rettangolare con dimensioni pari a circa 3x3 m; successivamente la sezione si allarga molto con una forma ad arco ribassato (circa 6 m di larghezza per 2,5 di altezza). Gli ultimi metri prima dello sbocco in mare rivelano invece un brusco restringimento della sezione che si parzializza per più del 50%.

Verifiche idrauliche.

Dalle elevate pendenze dell'alveo e dei versanti deriva un'alta capacità di trasporto di materiale, sia lapideo che legnoso, per i due corsi d'acqua: il problema è stato in parte risolto da interventi di sistemazione idraulico-forestale (con costruzione di diverse briglie) commissionati di recente dall'Ente Parco di Portofino.

Il tratto analizzato comprende la confluenza tra il fosso Acqua Viva ed il fosso Acqua Morta e la tombinatura a valle della confluenza che attraversa l'abitato di Paraggi.

Le verifiche idrauliche sono state condotte con i tre valori di portata di massima piena cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale riportate di seguito:

<i>T</i>	50	200	500
<i>Acqua Viva</i>	11,0	15,9	19,1
<i>Acqua Morta monte</i>	23,3	33,7	40,5
<i>Acqua Morta valle</i>	36,9	53,4	64,2

Per la forma, le dimensioni e i risultati delle verifiche idrauliche della sezione di imbocco si rimanda alla tabella numerica in Allegato ID-3.

Le verifiche hanno indicato una sostanziale sufficienza idraulica del manufatto del tombino, dotato di significativa pendenza e fondo plateato; nel tratto a monte dell'imbocco, in sponda sinistra, la sede stradale adiacente all'alveo si estende a sbalzo, per mezzo metro, rispetto alla sommità arginale e presenta un parapetto costituito da una ringhiera in ferro.

Tuttavia, il restringimento della sezione nella parte terminale della tombinatura, che passa da una larghezza di circa 7 m a 4,5 m, provoca un significativo rigurgito che si propaga verso monte, causando un deflusso in pressione per circa 80 m per la portata cinquantennale e per quasi tutta la tombinatura per la portata duecentennale.

Pertanto, sebbene il rigurgito non arrivi ad interessare la sezione di imbocco, tenuto conto che il moto all'interno della tombinatura si svolge in pressione, con carichi anche significativi, sono state comunque mappate le aree inondabili.

RIO NOZAREGO

Generalità.

Il corso d'acqua ha origine nell'immediato entroterra di S. Margherita e, dopo aver ricevuto quale affluente di sinistra il Fosso Santa Barbara, attraversa il centro abitato e confluisce a mare in località Corte.

Il bacino imbrifero ha una superficie complessiva di circa 1 km². Il corso principale si sviluppa per circa 1,5 km, in buona parte in ambito urbano, con una pendenza media dell'ordine del 8,4%. La quota dello spartiacque presenta un massimo intorno ai 400 m s.l.m..

La superficie scolante è geograficamente collocata in un intorno di 9° 12' di longitudine est e di 44° 20' di latitudine nord. Nel tratto di fondovalle, fortemente antropizzato, l'alveo naturale ha subito nel tempo notevoli alterazioni che hanno portato al collettamento delle acque entro manufatti chiusi (tombinature) o all'eccessivo confinamento del corso entro muri di sponda.

Nel tratto cittadino sono presenti diverse tombinature, intervallate da tratti a cielo aperto, caratterizzate da variazioni localizzate di geometria. È appena il caso di ricordare come la presenza di tali ostacoli determini un sensibile disturbo sotto il profilo idrodinamico alla corrente con ovvie ripercussioni sul moto in termini di riduzione della capacità di smaltimento del manufatto.

Idrologia.

Il bacino imbrifero è stato suddiviso in tre sottobacini:

sezione di chiusura alla foce;

sezione di chiusura sul Nozarego a monte della confluenza con il Fosso Santa Barbara;

sezione di chiusura sul Fosso Santa Barbara.

I valori di portata assunti nelle verifiche idrauliche sono stati calcolati con il metodo Cima per bacini di area minore ai 2 km².

Nel prospetto che segue sono indicati i valori di portata assunti a base dei calcoli idraulici corredanti l'individuazione delle fasce di inondabilità.

<i>T</i> (anni)	50	200	500	
<i>Q</i> (m ³ s ⁻¹)	12.7	18.4	22.1	Nozarego monte
	8.6	12.4	14.9	Santa Barbara
	23.6	34.1	41.1	Nozarego foce

Verifiche idrauliche.

Sono state eseguite in condizioni di moto permanente ed hanno interessato il tratto d'asta che si estende dalla foce fino a circa 700 m a monte.

Si è adottato un valore di k_s pari $45 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ per i tratti tombinati costituiti da scatolari (o strutture analoghe) in c.a..

L'ultima tombinatura nel tratto di valle risulta insufficiente al deflusso della portata 50-ennale quindi provoca allagamenti diffusi dovuti anche al mancato recapito delle acque meteoriche.

Procedendo verso monte la tombinatura dalla sezione NO-S7 alla sezione NO-S9 risulta insufficiente al deflusso della portata 200-ennale con allagamenti dell'area in sponda sinistra.

Il tratto a monte risulta sufficiente al deflusso delle tre portate analizzate.

Una criticità maggiore si riscontra sul Fosso Santa Barbara alla confluenza dove il pelo libero associato alla portata 50-ennale risulta superiore sia all'argine in sponda destra che quello in sponda sinistra; tuttavia l'area soggetta ad allagamento riguarda un'area molto limitata.

La copertura con imbocco in sezione SB-S4 risulta insufficiente al deflusso della portata 200-ennale causando allagamento in sponda sinistra.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE B.

- Servizio Regionale del Genio Civile di Genova - Rilievo planoaltimetrico dell'asta terminale del torrente Gentile in scala 1:1000 – R.A.T.I. (Firenze) – 1974.

SETTORE C - dal fosso Magistrato al rio San Michele.

FOSSO MAGISTRATO

Generalità.

Il corso d'acqua ha origine nell'immediato entroterra di S. Margherita, ne attraversa il centro abitato e confluisce a mare in corrispondenza di piazza Martiri della Libertà.

Il bacino imbrifero, contiguo a quello del torrente S. Siro, ha una superficie complessiva di circa 0,9 km². Il corso principale si sviluppa per circa 2,3 km, in buona parte in ambito urbano, con una pendenza media dell'ordine del 15%. La quota dello spartiacque presenta un massimo intorno ai 400 m s.l.m..

La superficie scolante è geograficamente collocata in un intorno di 9° 12' di longitudine est e di 44° 20' di latitudine nord. Nel tratto di fondovalle, fortemente antropizzato, l'alveo naturale ha subito nel tempo notevoli alterazioni che hanno portato al collettamento delle acque entro manufatti chiusi (tombinature) o all'eccessivo confinamento del corso entro muri di sponda.

Nel tratto cittadino sono presenti due tombinature, intervallate da un tratto a cielo aperto di circa 115 m. La copertura che sbocca in mare si estende per circa 460 m secondo un tracciato alquanto sinuoso non privo, comunque, di brusche discontinuità di larghezza e direzionali. Un tratto di estensione pari a circa 30 m posto a circa 200 m dalla foce risulta a cielo aperto a causa di successivi crolli della soletta di copertura, avvenuti tra il 1995 e il 2009, mai ripristinati. In tale tratto il corso d'acqua è comunque delimitato su entrambe le sponde da muri continui, alti intorno a 2,5 – 3 m che impediscono, in condizioni ordinarie, l'esondazione dello stesso.

Il tratto tombato superiore, di lunghezza pari a 225 m, per quanto planimetricamente meno irregolare del precedente, è anch'esso caratterizzato da variazioni localizzate di geometria. È appena il caso di ricordare come la presenza di tali ostacoli determini un sensibile disturbo sotto il profilo idrodinamico alla corrente con ovvie ripercussioni sul moto in termini di riduzione della capacità di smaltimento del manufatto.

Idrologia.

Il bacino imbrifero è stato suddiviso in tre sottobacini, in modo da disporre di informazioni di carattere idrologico in numero e ambito di localizzazione adeguate all'estensione dell'area di scolo. Pertanto, oltre alla sezione di chiusura alla foce, sono disponibili dati di eventi critici relativi ad una sezione posta immediatamente a monte della zona maggiormente urbanizzata e ad una sezione intermedia che sottende la parte alta del bacino, sostanzialmente priva di insediamenti e infrastrutture di varia natura.

L'analisi delle precipitazioni relative alle stazioni pluviometriche di S. Margherita e di Chiavari ha portato a privilegiare l'utilizzo dei dati derivanti dalle elaborazioni statistiche di quest'ultima per vari motivi. La serie storica delle piogge di S. Margherita è limitata a 23 anni di osservazioni (contro i 55 di Chiavari), non contempla gli eventi dopo il 1977 ed è carente per quanto concerne le precipitazioni intense di breve durata (inferiore all'ora) che meglio si conciliano con un'analisi idrologica da rapportare ad una corrivazione di entità contenuta entro i 45 minuti.

I valori di portata assunti nelle verifiche idrauliche sono quelli dedotti con riferimento all'applicazione del metodo razionale, che risulta adatto per la stima delle piene in bacini medio piccoli, in cui il rapporto tra gli afflussi e i deflussi possa essere considerato pressoché costante. Per la base pluviometrica di calcolo è stata scelta la stazione di Chiavari e su di essa sono state costruite le curve di possibilità climatica; la durata critica dell'evento di piena, ipotizzata pari al tempo di corrivazione, è stata calcolata con la procedura di Giandotti, la cui formulazione risulta tarata su bacini di estensione ridotta nell'ambito dei rilievi appenninici. In tale contesto operativo, si è altresì tenuto conto, a parità di altre condizioni, della variabilità dei coefficienti di deflusso con il periodo di ritorno dell'evento.

Nel prospetto che segue sono indicati i valori di portata assunti a base dei calcoli idraulici corredanti l'individuazione delle fasce di inondabilità.

<i>T</i> (anni)	50	200	500	
<i>Q</i> (m ³ s ⁻¹)	12,0	16,6	19,5	Sottobacino di monte
	18,1	24,8	29,1	Sottobacino intermedio
	20,9	28,7	33,6	Bacino complessivo

Verifiche idrauliche.

Sono state eseguite in condizioni di moto permanente ed hanno interessato il tratto d'asta che si estende dalla foce fino a circa 300 m a monte della tombinatura superiore. Nei calcoli è stato imposto un coefficiente di scabrezza medio diverso a seconda delle caratteristiche dell'alveo; si è passati da valori di k_s pari a 30 - 33 m^{1/3} s⁻¹ per i tratti a cielo aperto con fondo naturale e sponde in muratura non del tutto regolare a valori di k_s pari 45 m^{1/3} s⁻¹ per i tratti tombinati costituiti da scatolari (o strutture analoghe) in c.a.

Nel tratto esaminato, il deflusso si mantiene ovunque a pelo libero per eventi con periodo di ritorno dell'ordine dei cinque anni. In tali condizioni (portata alla foce di circa 11 m³/s) il franco minimo, in particolare per quanto concerne la copertura terminale, risulta mediamente dell'ordine dei 30 - 40 cm, mantenendosi in discreto accordo con le caratteristiche cinematiche della corrente senza scendere al di sotto di valori che possano far temere fenomeni localizzati di battimento o di funzionamento a bocca piena.

Per eventi con periodo di ritorno pari a 15 ÷ 20 anni (portata alla foce di circa 13 - 14 m³/s) il tratto tombinato terminale, maggiormente critico, funziona parzialmente in pressione, senza però dare origine a fenomeni di rigurgito in corrispondenza dell'imbocco, dove la vena liquida, per un certo tratto, si mantiene aerata e con un franco tale rispetto all'intradosso del manufatto da consentire condizioni di moto a canaletta.

Per tali valori di portata, il tratto scoperchiato finale funziona da vasca di carico per il tratto terminale con sopralti del pelo libero dell'ordine dei 50 cm.

In concomitanza di eventi critici a ricorrenza venticinquennale (portata alla foce di circa 17,5 m³/s) l'opera evidenzia i propri limiti. Il tombino non è in grado di smaltire tutta la portata in arrivo da monte. Una porzione di questa ($Q = 1,5$ m³/s circa) esonda, creando al contempo un livello idrometrico all'imbocco che consente alla copertura, funzionante sotto battente, di smaltire la restante quota parte ($Q = 16$ m³/s circa). Tale valutazione è stata condotta imponendo in corrispondenza della zona di imbocco il rispetto dell'equazione di continuità espressa in termini di eguaglianza tra la portata in arrivo e la sommatoria della portata defluente all'interno della copertura e di quella tracimante (sia lateralmente che frontalmente) nel prospiciente tratto a cielo aperto. Il calcolo è stato

condotto per successivi tentativi, assimilando le sponde e l'impalcato della copertura alla stregua di stramazzi in parete grossa.

Ricordando che le esondazioni sono sempre correlate all'insufficienza del tratto coperto terminale con recapito a mare, si evidenzia che per $T = 50$ anni, la portata esondante è di circa $5 \text{ m}^3/\text{s}$, che aumenta a $12,5 \text{ m}^3/\text{s}$ per $T = 200$ anni, fino a raggiungere i $17 \text{ m}^3/\text{s}$ per eventi con $T = 500$ anni.

Sulla base di tali valori di portata, sono state individuate le aree inondabili a diverso tempo di ritorno sviluppando una modellazione bidimensionale della dinamica dell'esondazione attraverso l'abitato basata sul rilievo LIDAR fornito dal Ministero per l'Ambiente, con maglia a passo inferiore al metro.

Il funzionamento in pressione della tombinatura comporta condizioni di carico che, soprattutto nella parte urbana prossima alla foce, possono essere dell'ordine dei 10 m con conseguenti problemi di "rifiuto" delle acque veicolate nella copertura dalla rete fognaria bianca e di "sollevamento" delle chiusure "leggere" (lamiere) che presidiano i pozzetti di accesso alla copertura stessa.

Pertanto, il fenomeno di allagamento del centro cittadino, dovuto all'acqua che esonda dall'alveo nella zona prospiciente l'imbocco dell'ultimo tratto tombinato e che trova facile scorrimento nelle sedi viarie, non è quasi mai disgiunto da quello conseguente a fuoriuscite localizzate in corrispondenza delle zone di minima resistenza al rigurgito, costituite dai manufatti idraulicamente interconnessi al tombino.

TORRENTE SAN SIRO.

Generalità.

Il corso d'acqua, come il citato fosso Magistrato, ha origine nell'immediato entroterra di S. Margherita, ne attraversa il centro abitato e confluisce a mare in corrispondenza di piazza Vittorio Veneto.

Il suo bacino imbrifero ha una superficie complessiva di circa $4,9 \text{ km}^2$. Il corso principale si sviluppa per circa 4 km, in buona parte in ambito urbano, con una pendenza media dell'ordine del 11%. La quota dello spartiacque presenta un massimo intorno ai 610 m s.l.m.

La superficie scolante è geograficamente collocata in un intorno di $9^\circ 11'$ di longitudine est e di $44^\circ 20'$ di latitudine nord. Per quanto riguarda il tratto di fondovalle vale quanto già detto in precedenza per il fosso Magistrato.

Anche in questo caso, nel tratto cittadino sono presenti due tombinature, intervallate da un tratto a cielo aperto di circa 215 m. La copertura che sbocca in mare si estende per circa 1200 m con andamento regolare. Prima della sua immissione in mare riceve da sinistra il collettore Rainusso, drenante il settore nord del centro abitato di Santa Margherita. Il recapito a mare a partire dal punto di confluenza citato avviene attraverso due collettori con fornici tra loro indipendenti.

Il tratto tombato superiore, di lunghezza pari a 230 m, è collocato in una zona a minore densità di urbanizzazione.

Il torrente San Siro a monte della tombinatura presente sotto il campo sportivo, in prossimità della fermata ferroviaria di San Lorenzo, si presenta arginato su entrambe le sponde. Il fondo è sistemato con una serie ravvicinata di briglie di altezza variabile tra 0,40 e 2,00 m. Il tombino che transita sotto il rilevato del campo sportivo è costituito da

un voltino in cemento armato di larghezza pari a circa 4 metri e altezza massima di 4,3 m.

La sponda sinistra del torrente è occupata da alcuni insediamenti residenziali, tra i quali un vecchio mulino, alcuni fabbricati, una cabina elettrica e una piccola centrale elettrica a servizio della vicina linea ferroviaria.

Idrologia.

Il bacino imbrifero è stato suddiviso in quattro sottobacini.

L'analisi delle precipitazioni è stata condotta in maniera analoga a quella effettuata per il fosso Magistrato.

I valori di portata assunti nelle verifiche idrauliche sono quelli dedotti con riferimento all'applicazione del metodo razionale, utilizzando la curva di possibilità pluviometrica elaborata per la stazione di Chiavari e una durata critica dell'evento di piena pari al tempo di corrivazione calcolato con la procedura di Giandotti. In tale contesto operativo, si è altresì tenuto conto, a parità di altre condizioni, della variabilità dei coefficienti di deflusso con il periodo di ritorno dell'evento.

Nel prospetto che segue sono indicati i valori di portata assunti a base dei calcoli idraulici corredanti l'individuazione delle fasce di inondabilità.

<i>T</i> (anni)	50	200	500	Sottobacino
<i>Q</i> ($m^3 s^{-1}$)	25,7	36,8	43,4	SS1
	41,6	59,4	70,4	SS2
	62,4	88,3	104,6	SS3
	84,0	116,2	136,2	SS4

Verifiche idrauliche.

Sono state eseguite in condizioni di moto permanente ed hanno interessato il tratto d'asta che si estende dalla foce fino a circa 200 m a monte della tombinatura superiore. Anche in questo caso, nei calcoli è stato imposto un coefficiente di scabrezza medio diverso a seconda delle caratteristiche dell'alveo; si è passati da valori di k_s pari a $30 - 33 m^{1/3} s^{-1}$ per i tratti a cielo aperto con fondo naturale e sponde in muratura non del tutto regolare a valori di k_s pari $45 m^{1/3} s^{-1}$ per i tratti tombinati costituiti da scatolari (o strutture analoghe) in c.a. Si è altresì tenuto conto dell'incremento dei livelli idrici dovuti alla presenza delle curve.

Come per il fosso Magistrato le maggiori criticità sono dovute alla presenza del tratto tombinato inferiore.

In particolare in tale tratto, il deflusso si mantiene ovunque a pelo libero per eventi con periodo di ritorno di circa quattro anni, corrispondenti a circa $32 m^3/s$. La portata limite che transita nel tombino parzialmente in pressione, senza causare fenomeni di esondazione risulta pari a $63 m^3/s$ circa, cui può essere associato un periodo di ritorno pari a circa 20 anni. Ricordando che le esondazioni sono sempre correlate all'insufficienza del tratto coperto terminale con recapito a mare, si evidenzia che per T

= 50 anni, la portata esondante è di circa 12 m³/s, che aumenta a 40 m³/s per T = 200 anni, fino a raggiungere i 60 m³/s per eventi con T = 500 anni.

Si segnala che in concomitanza di eventi con ricorrenza 500-ennale anche il tombino superiore ha un funzionamento in pressione che determina un rigurgito di portata di circa 12 m³/s. Per quanto concerne la dinamica dei fenomeni di esondazione si rimanda a quanto già detto per il fosso Magistrato.

Le verifiche idrauliche compiute hanno dimostrato l'insufficienza della sezione di imbocco (sez. I) del tombino esistente e il conseguente rischio di esondazione in corrispondenza di tale sezione, per le portate aventi tempo di ritorno maggiore di 200 anni. La portata 50-ennale infatti transita in corrente veloce al di sotto della copertura, seppure con limitato franco (pari a 60 cm) e non presenta fenomeni di esondazione.

La conformazione plano-altimetrica della sponda sinistra, che presenta una quota di campagna depressa rispetto a quella della zona d'imbocco, è alla base di fenomeni di richiamo dell'acqua esondata più a valle: la presenza dell'argine più alto della strada costituisce una difesa fisica all'esondazione locale, ma non impedisce la discesa delle acque tracimate in altre sezioni. Anche in occasione dell'alluvione che ha colpito Santa Margherita nel 1995 in tale zona si ebbero notevoli danni per l'invasione di acque.

Le portate con tempo di ritorno 200 e 500 anni presentano quote idrometriche più elevate della sommità dell'argine sinistro tra le sezioni E e F: in tale tratto pertanto si possono verificare esondazioni con tiranti d'acqua dell'ordine del metro.

Una possibile concausa è anche imputabile al rischio di un notevole trasporto solido da parte del torrente: tale area infatti costituisce il limite superiore del nucleo urbano, a monte del quale esistono solo aree verdi di bosco incolto, in grado di produrre forti quantità di materiale solido, in occasione di piene rilevanti.

RIO SAN MICHELE.

Generalità sul bacino scolante.

Il rio San Michele è un piccolo rivo che raccoglie gli afflussi dell'area scolante posta a tergo del golfo di Pomaro (San Michele di Pagana), posto tra Santa Margherita Ligure e Rapallo.

La superficie dell'intero bacino, che si rivolge a sud-est, risulta pari a circa 0,60 km². Esso appare densamente urbanizzato, percorso da una fitta rete di viabilità secondaria e occupato da numerose costruzioni sparse.

La prima parte del corso d'acqua è a cielo aperto, anche se localmente – in corrispondenza delle intersezioni con la viabilità – è coperto con tombini circolari o piccoli ponticelli.

Nella parte terminale alle spalle di San Michele il rivo è stato tombinato con scatolari in c.a. o voltini in pietra. A circa 250 m dallo sbocco in mare un breve tratto si presenta a cielo aperto.

Idrologia.

Per la stima dei regimi pluviometrici e la determinazione delle portate di progetto si sono impiegati metodologie e procedimenti del tutto analoghi a quelli già descritti per i due corsi d'acqua di S. Margherita, fosso Magistrato e torrente San Siro: la vicinanza del bacino, la conformazione simile e la sostanziale identità dell'uso del suolo hanno suggerito un'uniformità di studi.

Si sono pertanto impiegate:

- le piogge massime annuali della stazione pluviometrica di *Chiavari*;
- la regolarizzazione del valore massimo con il *metodo di Gumbel*;

ottenendo le *curve di possibilità pluviometrica* per assegnati periodi di ritorno.

La determinazione delle portate è stata effettuata mediante il ricorso a diverse metodologie (Nash, razionale, metodo Giandotti, metodo CIMA), che sono state tra loro messe a confronto, giungendo infine ad assumere i valori ricavati dal metodo razionale sulla base della pluviometria della stazione di Chiavari e con un tempo di corrivazione stimato secondo la formula di Giandotti:

T	50	200	500
Q(T)	15,2	19,2	21,7

Verifiche idrauliche.

Le verifiche sono state condotte in moto permanente sull'ultimo tratto del corso d'acqua prima della sua immissione in mare. Come già detto esso risulta tombinato per buona parte del percorso.

Nella zona d'imbocco del tombino si è imposto l'equilibrio tra il livello del carico piezometrico derivante dai calcoli del moto in pressione e il battente idraulico della vena stramazante, mantenendo l'equazione di continuità delle portate per cui:

$$Q_{\text{STRAM}} + Q_{\text{TOMB}} = Q_{\text{TOTALE}}$$

Nel caso specifico si verifica che circa 20-30% della portata in arrivo da monte non riesce ad essere convogliata nel tombino e tracima dall'imbocco scendendo gradatamente verso mare e allagando alcune strade.

In particolare risulta:

periodo ritorno evento di piena	Q TOTALE	Q STRAM	y STRAM	Q TOMB
[anni]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m]	[m ³ /s]
T= 50	15,2	1,7	0,57	13,5
T = 200	19,2	5,0	1,00	14,2
T = 500	21,7	7,1	1,26	14,6

Il rigurgito causato dall'imbocco si propaga per un tratto verso monte, senza tuttavia mai raggiungere il precedente tratto tombinato, che per la sua pendenza notevole risulta verificato.

Data la conformazione della zona, che risulta piuttosto acclive e incisa, le vie preferenziali della vena liquida sono facilmente individuabili, anche per la presenza di almeno due passaggi obbligati, costituiti prima da costruzioni poste una vicina all'altra (via degli Aranci) e poi dal sottopasso della linea ferroviaria Genova – Pisa.

Il rischio di inondazione, seppure piuttosto contenuto in termini di volumi d'acqua e di altezze (tiranti) della corrente, è soprattutto legato alla velocità dell'acqua sulle superfici asfaltate.

L'acqua arriva sull'Aurelia e ne invade la sede stradale per un breve tratto, scaricandosi poi per gravità verso l'antistante spiaggia.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE C.

- Servizio Regionale del Genio Civile di Genova - Rilievo planoaltimetrico dell'asta terminale del torrente San Siro in scala 1:1000 – R.A.T.I. (Firenze) – 1974.
- Comune di S. Margherita Ligure – Progettazione della sistemazione del torrente Magistrato con adeguamento della sezione di massima piena – Ing. G. Brizzolara (Chiavari).
- Provincia di Genova – Piano di bacino stralcio del fosso Magistrato e del torrente San Siro – PRODES Genova.

SETTORE D - dal torrente Boate al torrente San Francesco.

Generalità sul settore.

Nell'ambito del sistema tigullino, il territorio di Rapallo si caratterizza per l'ampio sistema vallivo delimitato dalla corona di spartiacque che va dal Monte Esoli, ad ovest, al monte Perin: da questo spartiacque si staccano le dorsali minori con versanti molto articolati e convergenti verso la profonda insenatura costiera.

Elemento polare del sistema è la conca di Rapallo, costituita dalla piana alluvionale creata dal torrente S. Francesco e dal torrente Boate: quest'ultimo è il maggior corso d'acqua del comprensorio tigullino, a carattere torrentizio.

E' nella piana del Boate, lungo il fondovalle una volta caratterizzato dalla presenza degli orti che si è andato concentrando il maggior sviluppo insediativo con carattere urbano, a maglie ad alta densità.

Lungo il versante sinistro del sistema vallivo l'insediamento è costituito prevalentemente da piccoli nuclei a sviluppo irregolare e bassa densità, che si attestano entro la fascia dai 200 ai 300 metri. Sul versante opposto l'insediamento ha carattere sparso, se si eccettua il nucleo di S. Massimo a sviluppo lineare, lungo il crinale.

Il sistema formato dai bacini tributari del torrente Boate e del torrente S. Francesco ha i suoi punti estremi delimitati dalle seguenti coordinate geografiche:

a nord	44° 23' 87"	lat. N
a sud	44° 19' 63"	lat. N
a ovest	9° 10' 00"	long. E
a est	9° 16' 27"	long. E

e rimane compreso entro le seguenti "sezioni" a scala 1:10.000 della Carta Tecnica Regionale:

231020 - 231030 - 231040 - 231060 - 231070 - 231140 - 231150

L'area totale del sistema tigullino è di 32,15 Km².

L'area geografica è delimitata:

- a *Nord* dall'allineamento M. Borgo (728,0 m s.l.m.) - M. Fascia (709,9 m s.l.m.) - Pian di Masone;
- a *Sud* dall'allineamento M. di Portofino (423,6 m s.l.m.) - S. Lorenzo della Costa - Pietrafredda - Golfo di Rapallo;
- a *nord-est* dall'allineamento Pian di Masone - M. Lasagna (753,0 m s.l.m.) - M. Pegge (772,9 m s.l.m.) - M. Perin (690,3 m s.l.m.);
- a *sud-est* dall'allineamento M. Rosa - Case Costasecca - Bosco Grande - Golfo di Rapallo;
- a *Ovest* dall'allineamento M. Borgo - M. Caravagli (623,6 m s.l.m.) - M. Ampola (579,7 m s.l.m.) - M. Esoli (441,0 m s.l.m.) - M. di Portofino (423,6 m s.l.m.);

Il sistema è sostanzialmente suddiviso in due bacini, quello tributario del torrente Boate e quello del torrente S. Francesco.

Torrente Boate

Occupava una superficie di 26 km² ed è suddiviso in due sottobacini principali: quello tributario del torrente S. Maria con andamento preferenziale ovest-est e superficie di 10 km² e quello tributario del torrente S. Pietro con andamento preferenziale nord-sud e superficie di 12 km². I due torrenti confluiscono all'altezza del casello autostradale di Rapallo, nell'area del Poggiolino, dando origine al torrente Boate che, dopo circa 2 km di scorrimento, sfocia nel golfo del Tigullio, all'interno dell'area portuale di Rapallo.

La superficie del bacino sottesa direttamente al torrente Boate occupa un'area di 4 km² ca., di cui 1,09 km² sono occupati dal tributario rio Cereghetta che, intombinato, attraversa la città di Rapallo per poi immettersi nel torrente Boate all'altezza del ponte ferroviario, ca. 560 m prima della foce del torrente Boate.

Attraversamenti

Si riporta qui di seguito una breve descrizione degli attraversamenti in ordine da valle a monte:

- Sulla foce del torrente è presente una passerella pedonale con forma ad arco. La luce netta è di 30,5 m. La struttura portante è rappresentata da due travi coperte da una soletta.
- Il ponte stradale in corrispondenza della via Gramsci è largo 10 m ed è stato costruito a due campate con una luce complessiva di 26,5 m ca. La struttura portante è composta da due travi prefabbricate ed una soletta. L'altezza della struttura assume un valore di 1 m, la larghezza della pila in alveo è di 1,5 m.
- Il ponte stradale in corrispondenza del corso G. Matteotti ha una larghezza di 15 m ed è stato costruito a due campate con una luce complessiva di 25 m ca. La struttura portante è composta da due travi prefabbricate ed una soletta. L'altezza della struttura assume un valore di 1,1 m, la larghezza della pila in alveo è di 1,2 m.
- La passerella pedonale in corrispondenza del corso Roma è stata costruita in cemento armato con una trave ed una soletta. La luce netta è di 26,5 m, l'altezza della costruzione è di 1,1 m.
- Il ponte ferroviario ha una larghezza di 18 m. La costruzione è un traliccio eseguito in acciaio con una luce di 25 m ed un'altezza di costruzione di 2,73 m.
- Il nuovo ponte stradale in corrispondenza di piazza Cile presenta un impalcato mobile a campata unica in grado di sollevarsi per permettere il deflusso della piena;
- Il ponte stradale in corrispondenza del viale Torino è stato costruito a tre campate con una luce complessiva di 27 m ca. ed è composto da travi prefabbricate e da una soletta. L'altezza di costruzione è di 1,2 m, la larghezza delle pile è di 60 cm.
- Nella zona del campo da golf sono presenti tre passerelle:
 - La passerella 1 ha una larghezza di 2,5 m, è una costruzione in acciaio a due campate con un'altezza di costruzione di 20 cm, una luce complessiva di 30 m ed una pila in alveo avente una larghezza di 90 cm

ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

- La passerella 2 ha una larghezza di 1,2 m, è una costruzione in acciaio a due campate con un'altezza di costruzione di 25 cm, una luce complessiva di 30 m ed una pila in alveo avente una larghezza di 80 cm
- La passerella 3 ha una larghezza di 2,0 m, è una costruzione in acciaio a quattro campate con un'altezza di costruzione di 20 cm, una luce complessiva di 30 m ed in alveo tre pile d'acciaio
- A monte delle passerelle è posizionato un attraversamento per condotte costruito a due campate con una pila in alveo con larghezza di 40 cm. Ci sono 6 condotte che attraversano il torrente Boate, la luce complessiva è di 25,5 m.

La struttura portante delle due passerelle situate più a monte nella zona del campo da Golf non è da ritenersi del tutto affidabile in occasione di eventi piena, lo stesso vale per l'attraversamento delle tubazioni.

Si deve inoltre notare che la passerella in corrispondenza del corso Roma funge da struttura portante per una condotta che in prossimità degli appoggi si trova 2 m al di sotto della passerella. Oltre a essere in serio pericolo di danneggiamento, essa provoca certamente un'ostruzione per il deflusso delle piene

Torrente S. Francesco

Il sottobacino del torrente S. Francesco ha andamento N-S e superficie di circa 6 km; il torrente, dopo aver raccolto le acque del rio Chiappe e del rio Maccagnan, prosegue per circa 3 km attraversando il centro abitato di Rapallo per poi sfociare in mare in prossimità dell'antico castello.

La linea spartiacque tra i due bacini ha andamento preferenziale N-S; l'allineamento ha origine dal monte Pegge, prosegue per la Punta di Serrato (595,7 m s.l.m.), raggiunge il monte delle Pozze (576,3 m s.l.m) per poi proseguire fino al mare attraversando l'abitato di Rapallo.

Schematizzazione della rete idrografica

La rete idrografica dei due bacini è stata analizzata per determinare le sezioni di chiusura nelle quali calcolare le portate al colmo correlate ai tempi di ritorno T.

Si sono così individuate 20 sezioni di chiusura, ricavate lungo le aste principali, di cui 15 relative al bacino del torrente Boate e 5 relative al bacino del torrente San Francesco; ad ogni sezione, individuata da un proprio codice identificativo, è stato associato il sottobacino idrografico tributario delimitato dalla linea spartiacque o di displuvio superficiale che lo distingue dai bacini contermini.

La distanza massima tra due sezioni consecutive non supera i 2,5 km; in tal modo, partendo da valle, risalendo il bacino, si può ritenere che il valore della portata al colmo calcolata nella sezione di chiusura sia costante lungo tutto il tratto a monte di questa, fino alla sezione di chiusura successiva.

E' lecito assumere che i torrenti S. Maria ed il torrente S. Pietro contribuiscono in parti pressoché uguali alla formazione delle piene nel torrente Boate, perché l'estensione dei loro rispettivi bacini imbriferi è quasi identica così come la copertura del suolo e le formazioni geologiche. Di conseguenza c'è da aspettarsi che anche i tempi di corrivazione e le portate di picco saranno simili. Tuttavia, il torrente S. Pietro sembra contribuire in maniera leggermente più incisiva alla formazione delle piene dovute a precipitazioni di durata contenuta, perché l'acclività dei suoi versanti è più accentuata rispetto a quelli situati nel sottobacino del torrente S. Maria.

Anche nei torrenti principali la portata d'acqua in periodi di scarsa piovosità si esaurisce, segno che nel bacino imbrifero non esistono delle sorgenti con giacimenti d'acqua in sotterraneo.

Questo fatto sottolinea nuovamente che le piene sono dovute alle precipitazioni di forte intensità, in occasione delle quali la saturazione del terreno viene raggiunta in breve tempo e le acque defluiscono superficialmente.

Idrologia.

Premessa.

Lo studio dei regimi pluviometrici e l'elaborazione dei dati sino alla stima delle portate di piena è stata condotta in maniera omogenea sull'intero settore: le procedure e i metodi di calcolo impiegati sono stati gli stessi per i torrenti Boate e San Francesco.

Determinazione dei parametri caratteristici dei bacini (vedi allegato ID-1).

Per ogni sottobacino, ognuno caratterizzato dal codice che ne individua la sezione di chiusura, sono stati determinati una serie di parametri caratterizzanti dal punto di vista fisico e idrologico il bacino sotteso.

Si rimanda, in proposito, alle tabelle e agli schemi grafici allegati.

Parametri fisici e idrologici

Sono state valutate, per ogni sottobacino, le quote minima, massima e media, l'area, le acclività minima, massima e media nonché la lunghezza massima, la pendenza media - ottenuta utilizzando il metodo dell'U.S. Geological Service - la quota minima e massima dell'asta fluviale di competenza, il tempo di corrivazione e il Curve Number.

Analizzando i dati raccolti si possono fare le seguenti considerazioni:

1. la quota media del bacino del torrente Boate è di 239 m s.l.m. con un dislivello massimo di 802 metri; la quota media del bacino del torrente S. Francesco è di 312 m s.l.m. con un dislivello massimo di 772,9 metri;
2. l'acclività media del bacino del torrente Boate è del 40,21%, quella relativa al bacino del torrente S. Francesco è del 51,05%;
3. la lunghezza totale dell'asta principale del torrente Boate è pari a 8,37 km, con una pendenza media del 5,56%; la lunghezza totale dell'asta principale del torrente S. Francesco è pari a 4,96 km, con una pendenza media del 10,85%.
4. una sostanziale concordanza tra i valori del tempo di corrivazione calcolati con le formule di Giandotti e Viparelli per uno stesso sottobacino; le formule di Ventura e Pasini hanno la tendenza a sottostimare i valori di t_c . Pertanto, si ritiene opportuno assumere, nelle successive elaborazioni, il valore ottenuto dalla formulazione di Giandotti.
5. l'indice CN medio su tutto il bacino del torrente Boate è pari a 92,3; il valore elevato dell'indice CN è plausibile in considerazione della marcata antropizzazione della parte terminale del bacino occupata dall'abitato di Rapallo nonché dell'elevata

acclività dei versanti. Il valore del CN relativo al bacino del torrente S. Francesco risulta più basso attestandosi a 87,5.

Pluviometria.

Stazioni pluviometriche

Lo studio eseguito sulle condizioni pluviometriche nei due bacini del torrente Boate e S. Francesco è stato reso possibile elaborando le misure delle altezze di precipitazione pubblicate dal Servizio Idrografico e Mareografico rilevate nelle tre stazioni di Chiavari, Piana di Soglio e Colonia Arnaldi.

Non essendo presente alcuna stazione all'interno dei due bacini idrografici sono state prese in considerazione, per l'analisi pluviometrica, le registrazioni effettuate dalle apparecchiature di misura ubicate in posizione esterna al comprensorio del Tigullio e ad esso limitrofe.

Le caratteristiche delle tre stazioni pluviometriche sono:

Nome della stazione	Tipo di apparecchio	Altitudine (m s.l.m.)	Anno inizio osservazioni
Colonia Arnaldi	Pr	600	1933
Piana di Soglio	Pr	75	1936
Chiavari	Pr	5	1887

La scelta di utilizzare i dati registrati nelle sole stazioni di Chiavari, Piana di Soglio e Colonia Arnaldi è stata operata in quanto si è ritenuto che esse meglio rappresentino il regime pluviometrico dell'area oggetto di studio. Infatti, le stazioni utilizzate sono quelle che presentano tutte e tre le seguenti caratteristiche:

- disponibilità di un sufficiente numero di dati di pioggia annuali;
- relativa vicinanza geografica rispetto alla linea di spartiacque dei due bacini;
- quota altimetrica compresa tra quelle rilevate nel comprensorio. In particolare, si osserva che la media aritmetica delle quote delle tre stazioni è raffrontabile con le quote medie dei due bacini.

Valori medi delle precipitazioni mensili, stagionali ed annuali

Precipitazioni mensili

Nelle tabelle allegate sono riportati i valori delle precipitazioni medie mensili relative alle tre stazioni, per ciascun anno di attività, nonché le medie globali calcolate per l'intero periodo di osservazione.

Da questi dati appare la tendenza generale ad una netta prevalenza dei valori relativi alla stazione di Colonia Arnaldi, unitamente alla ricorrente inferiorità di quelli riferiti alla stazione di Chiavari. Tale tendenza conferma l'assunzione secondo la quale le altezze

di precipitazione sono influenzate dall'orografia locale, dall'orientamento e dalla quota della stazione di misura. In particolare, i dati relativi alle stazioni di Colonia Arnaldi e di Piana di Soglio, località approssimativamente poste alla stessa distanza dal mare, avvalorano l'ipotesi che le altezze totali di precipitazione crescono in proporzione lineare diretta con l'innalzamento della quota sul livello del mare.

I dati riferiti alle medie mensili relativi all'intero bacino mostrano chiaramente come i mesi di ottobre e di novembre siano di gran lunga quelli in cui si verificano le maggiori precipitazioni. Dalle tabelle e dal grafico allegati si osserva come il regime pluviometrico registrato nelle tre stazioni sia caratterizzato da valori medi più bassi nei mesi estivi di giugno, luglio e agosto, mentre i valori di piovosità più elevati si registrino nella stagione autunnale; esiste un altro massimo di intensità inferiore nei mesi primaverili. Tale regime pluviometrico è chiamato di tipo "sub-appenninico - marittimo", caratterizzato da alte precipitazioni da ottobre a marzo con un massimo nei mesi di ottobre-novembre, ma con precipitazioni scarse o quasi nulle tra giugno ed agosto.

In particolare, dall'esame delle serie storiche esaminate, si possono ricavare le seguenti note:

- il valore massimo di precipitazione annua si è registrato nella stazione di Colonia Arnaldi, nel 1977, con 3035,8 mm;
- il valore minimo della precipitazione annua è stato registrato a Chiavari nel 1967 con 611,4 mm;
- il valore medio annuale più elevato (1896,6 mm) si è riscontrato ancora a Colonia Arnaldi;
- il valore massimo assoluto di precipitazione totale mensile (824,2 mm) si è avuto a Colonia Arnaldi nel novembre 1951;
- elaborando i dati relativi alle tre stazioni, si desume che la precipitazione media annua nell'area tigullina oscilla tra i 1400 e i 1600 mm. Questi valori risultano quasi doppi rispetto alla media annuale dell'intero territorio italiano, stabilita in 970 mm (Tonini, 1959).

Medie stagionali

Le medie calcolate per le tre stazioni sul periodo totale preso in esame mostrano come l'autunno sia nettamente la stagione in cui si concentrano maggiormente le precipitazioni durante l'anno, con valori ravvicinati nelle stazioni di Colonia Arnaldi e di Piana di Soglio, pari a 597,2 mm e 537,7 mm rispettivamente, e con un valore notevolmente più basso pari a 416,5 nella stazione di Chiavari .

Casi critici

Per quanto riguarda la massima piovosità giornaliera il valore estremo è stato registrato nella stazione di Chiavari il 15 ottobre 1953 con 219,0 mm; nello stesso giorno le stazioni di Piana di Soglio e di Colonia Arnaldi registrarono rispettivamente 201,6 mm (massimo storico per la stazione) e 199,4 mm di pioggia, quelle di S. Margherita e di S. Pietro di Novella 162,0 mm e 202,0 mm.

Per quanto riguarda la stazione di Colonia Arnaldi il massimo storico giornaliero si registrò il 29 Ottobre 1961, con 214,6 mm. Quel giorno le stazioni di S. Pietro di Novella e di S. Margherita Ligure registrarono rispettivamente 287,4 mm e 113,8 mm di pioggia.

Si riportano di seguito alcune delle massime altezze di pioggia giornaliera e bi-giornaliera registrate nelle stazioni di Chiavari, Piana di Soglio e di Colonia Arnaldi con durata non superiore alle 24 ore consecutive. Nella tabella sono stati riportati anche i dati di pioggia disponibili relativi ad altre due stazioni, quelle di S. Margherita Ligure e di S. Pietro di

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Novella, che gravitano nell'area tigullina. Si precisa che queste due stazioni, pur godendo di una posizione geografica migliore rispetto alle tre prescelte, non sono state prese in considerazione nell'elaborazione dei dati di pioggia per la mancanza di un numero sufficiente di dati.

evento	Chiavari	Piana di Soglio	Colonia Arnaldi	S. Pietro di Novella	S. Margherita Ligure
8-9.IX.1951	114,0	131,2	175,0	100,0	-
14-15.X.1953	219,0	201,6	199,4	202,0	162,0
29.X.1961	135,6	-	214,6	287,4	113,8
3-4.XII.1963	187,0	171,4	135,6	-	146,0
1.IX.1965	80,8	190,6	142,4	-	-
14.X.1973	87,8	154,4	203,4	174,0	161,2
3.II.1974	65,0	-	131,0	118,2	146,0
6-7.X.1979	243,8	139,0	235,8	-	-

Il regime delle piogge intense

L'analisi del regime delle piogge intense è stata condotta partendo dall'elaborazione statistica dei valori massimi annuali delle altezze di pioggia registrate nelle tre stazioni di Piana di Soglio, Colonia Arnaldi e Chiavari durante intervalli di tempo di ampiezza prefissata.

La stazione di Chiavari ha funzionato ininterrottamente dal 1935 fino ad oggi. Gli ultimi dati a disposizione sono quelli relativi al 1990.

La stazione di Colonia Arnaldi ha funzionato, con un'interruzione nel 1963, dal 1949 al 1986 per un totale di 37 anni.

La stazione di Piana di Soglio ha funzionato, con numerose interruzioni, dal 1943 fino al 1995. I dati relativi alle durate di 3, 6, 12 e 24 ore sono complessivamente 35.

I dati di Chiavari risultano comunque mediamente più bassi di quelli delle altre due stazioni.

Considerando le piogge con durata giornaliera (24 ore) i valori medi oscillano tra un massimo di 156,48 mm di Colonia Arnaldi ed un minimo di 110,57 mm registrato a Chiavari.

Nella tabella riassuntiva che segue sono stati messi a confronto i valori medi di precipitazione per durate uguali o superiori ad un'ora registrate nelle tre stazioni esaminate.

Durata (min)	Chiavari	Colonia Arnaldi	Piana di Soglio
1 ora	46,54	39,45	35,85
3 ore	66,41	68,99	57,09
6 ore	78,74	93,37	74,26
12 ore	92,73	121,72	93,95
24 ore	110,57	157,76	120,61

Si osserva che, per piogge di durata fino a 3 ore, i dati di Chiavari risultano mediamente più elevati; per durate maggiori, invece, i valori massimi registrati nella stazione di Colonia Arnaldi sono più elevati.

Analisi idrologica dei dati

La serie storica dei valori massimi annuali delle altezze di pioggia registrate in ciascuna stazione è stata rappresentata da una tabella statistica a due entrate (caratteri). La riga madre (prima riga) contiene 13 modalità, ognuna delle quali rappresenta una determinata durata della precipitazione critica registrata dal pluviografo (5, 10, 15, 20, 25, 30, 40 e 45 minuti e di 1, 3, 6, 12 e 24 ore); la colonna madre riporta invece gli anni nei quali i suddetti dati sono stati registrati.

Il nucleo centrale della tabella è una matrice nelle cui celle figurano le frequenze concernenti le varie combinazioni di modalità dei due caratteri.

Associando alla colonna madre le colonne successive, si ottengono 13 distribuzioni semplici ognuna composta da un campione contenente N elementi di cui si sono determinati, in particolare, i seguenti parametri statistici:

Media
$$X = \sum_{i=1}^N x_i/N$$

Scarto quadratico medio
$$SQM = [\sum_{i=1}^N (x_i-X)^2/(N-1)]^{1/2}$$

Per definire una legge probabilistica che, ad una prefissata durata di pioggia, leghi l'altezza di precipitazione alla probabilità (o al tempo di ritorno) del suo verificarsi è necessario avere un numero sufficiente di dati. Dall'analisi delle tre serie storiche si osserva che il numero di dati registrati nelle tre stazioni risultano complessivamente sufficienti solo per durate di precipitazioni pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

La determinazione degli afflussi meteorici caratteristici del bacino idrografico ha richiesto la determinazione delle altezze medie di pioggia "fittizia" caduta sul bacino medesimo, note le serie storiche delle misure registrate dai pluviometri delle tre suddette stazioni.

Infatti, utilizzando la media aritmetica delle misure registrate nelle tre stazioni si otterrebbe un risultato attendibile solo se l'area fosse pianeggiante e la distribuzione dei pluviometri uniforme. Pertanto, si è proceduto alla costruzione di una stazione "fittizia" rappresentativa del comprensorio del Tigullio i cui dati di pioggia sono stati ottenuti "pesando" le singole misure rilevate nelle tre stazioni con pesi proporzionali alle aree di influenza di ciascun apparecchio.

Il contorno delle aree di influenza è stato disegnato utilizzando il metodo dei *topoietti* (di Thiessen). In tal modo, alla stazione di Colonia Arnaldi è stata associata un'area

complessiva di 22,58 Km², alla stazione di Piana di Soglio un'area complessiva di 8,63 Km² ed alla stazione di Chiavari la restante parte di superficie pari a 0,94 Km².

Stazione	Metodo di Thiessen classico	
	Aree di competenza (Km ²)	Aree di competenza %
Chiavari	0,94	0,03
Piana di Soglio	8,63	0,27
Colonia Arnaldi	22,58	0,70
Totale	32,15	1,00

Confrontando le medie dei campioni della serie costruita utilizzando il metodo di Thiessen, rappresentativa della stazione "fittizia" definita PDS-COAR-CHIA, con quelle delle tre stazioni si osserva che le prime risultano mediamente più basse di quelle di Colonia Arnaldi e più alte di quelle di Chiavari e di Piana di Soglio.

Durata (min)	Chiavari	Colonia Arnaldi	Piana di Soglio	PDS-COAR-CHIA
1 ora	46,54	39,45	35,85	41,85
3 ore	66,41	68,99	57,09	67,58
6 ore	78,74	93,37	74,26	86,58
12 ore	92,73	121,72	93,95	109,90
24 ore	110,57	157,76	120,61	137,55

Pertanto, si assume la serie "fittizia" dei dati di pioggia della stazione PDS-COAR-CHIA me rappresentativa del regime pluviometrico caratteristico dell'intera area tigullina.

Costruzione delle curve di possibilità pluviometrica

Per determinare la pioggia critica, cioè quell'evento che, con una certa durata ed intensità, è in grado di generare la portata massima per un assegnato periodo di ritorno, si è proceduto all'elaborazione statistica della serie "fittizia" sopra menzionata.

La regolarizzazione dei dati è stata effettuata utilizzando la *prima legge asintotica* del massimo valore (I tipo) o funzione di probabilità di Gumbel.

Alla stazione di PDS-COAR-CHIA è stata pertanto associata una tabella che riporta i valori delle altezze di precipitazioni massime aventi durata pari a 5, 10, 15, 20 e 30 minuti e 1, 3, 6, 12 e 24 ore per periodi di ritorno di 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 100, 200, 300, 400 e 500 anni.

Sono state infine calcolate le serie di linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per assegnati periodi di ritorno relativi alla stazione di PDS-COAR-CHIA.

Sono altresì allegate le serie di linee segnalatrici di probabilità pluviometrica relative alle tre stazioni di Chiavari, Piana di Soglio e Colonia Arnaldi.

Per confronto, sono state valutate, per ogni sottobacino e in funzione del rispettivo baricentro, le curve di possibilità pluviometrica utilizzando le tabelle e la metodologia di calcolo proposta dal CIMA.

Modellazione afflussi – deflussi.

Depurazione delle piogge.

Le piogge lorde sono state trasformate in piogge nette mediante il ricorso al metodo di depurazione del Soil Conservation Service (CN).

Portate di piena.

Non essendo disponibile all'interno del bacino alcuna stazione idrometrica, la trasformazione delle piogge in portate è stata effettuata impiegando il metodo razionale, applicato ai dati pluviometrici ottenuti da un'analisi sia a scala locale sia a scala regionale (metodo CIMA).

Quali tempi di ritorno sono stati scelti quelli relativi a 10, 30, 50, 100, 200 e 500 anni.

La modellazione degli afflussi è stata effettuata ipotizzando un evento di pioggia fittizio, avente durata pari a 4 volte il tempo di corrivazione del bacino sotteso:

Il metodo razionale fornisce il valore della portata di piena Q [m^3/s] nelle varie sezioni di chiusura in funzione del tempo di ritorno T [anni], a partire dal volume specifico dei deflussi (pioggia netta) h_n [mm], note la superficie del bacino sotteso A [km^2] e il tempo di corrivazione t_c [ore].

Per confronto, sono state altresì valutate le portate per ogni sottobacino, utilizzando la Curva Inviluppo (CATI).

Le portate del Torrente Cereghetta sono state calcolate con il metodo del CIMA per bacini con area minore di $2 km^2$.

Il dettaglio delle portate temibili per tutte le sezioni indagate è fornito nell'allegato ID-2.

Portate di progetto.

Le portate assunte alla base delle successive valutazioni ed adottate e impiegate per l'esecuzione delle verifiche idrauliche sono quelle desunte dall'elaborazione delle piogge della stazione fittizia PDS-COAR-CHIA, secondo la procedura tradizionale di modellazione degli afflussi secondo la formula razionale.

Considerata infatti la affidabilità dei dati storici rilevati alla stazione (lunghezza della stringa, tipo di misura), si è scelto di impiegare tale dato di input per determinare le portate di piena di progetto.

I dati di portata ottenuti utilizzando la metodologia proposta dal CIMA, appaiono sottostimati.

Mappatura delle aree storicamente inondate

La raccolta dei dati, comprendenti fotografie, documenti storici e testimonianze orali registrate nel corso dei vari sopralluoghi ha permesso di perimetrare una serie di aree, per lo più limitrofe alle aste dei corsi d'acqua, in corrispondenza delle quali sono occorsi nel passato eventi alluvionali di una certa entità, che hanno causato danni ingenti alle cose e forti disagi alle persone.

La maggior parte di tali allagamenti sono da imputarsi alla tracimazione della portata di piena al di sopra degli argini e dei ponti o allo scavalcamento e, talvolta, al crollo degli stessi.

Le aree che, nel corso degli ultimi decenni, sono state interessate da forti sopraelevazioni del pelo libero si possono riassumere come segue:

Torrente Boate:

- l'area, interna al campo da golf, limitrofa all'asta del torrente S. Maria;
- l'area immediatamente a monte del ponte ferroviario della linea Genova-Pisa;
- il centro storico di Rapallo, tra la sponda sinistra del torrente Boate e la sponda destra del torrente S. Francesco.

Torrente S. Francesco:

- l'area, in sponda destra, immediatamente a monte del ponte ferroviario e il centro storico a valle dello stesso.

Verifiche idrauliche.

Metodologie di calcolo

È stata effettuata una verifica idraulica, delle aste principali dei torrenti Boate e S. Francesco e dei loro affluenti, di tipo *esteso* con i tre valori di portata di massima piena cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale, riportati nelle tabelle in appendice alla relazione.

Le verifiche in condizioni di moto permanente hanno riguardato:

- *per il bacino del torrente Boate:*
 - il torrente S. Maria, da una sezione posta a circa 0,5 km a monte della confluenza con il rio Tangone alla confluenza con il S. Pietro;
 - il rio Tangone da una sezione posta a circa 370 m a monte della confluenza con il torrente S. Maria
 - il rio S. Massimo, nel tratto terminale per circa 500 m;
 - il rio Savagna, nel tratto terminale per circa 300 m;
 - il torrente S. Pietro, dalla località di Costa Sellano, sino alla confluenza con il torrente S. Maria, per una lunghezza complessiva di circa 2 km;
 - il torrente Boate, fino alla foce, per una lunghezza di circa 2 km;

ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

- il Torrente Cereghetta da una sezione posta a 800 m circa a monte della confluenza con il torrente Boate.
- per il torrente S. Francesco:
 - l'asta terminale, per una lunghezza complessiva di circa 1,8 km, a partire dalla foce.

Tali scelte sono giustificate dal fatto che le aste indagate dei torrenti risultano le zone a più alta criticità idraulica, come confermano le mappature delle aree storicamente inondate; esse si sviluppano interamente in aree urbanizzate, con evidenti implicazioni sia per quanto riguarda la sicurezza delle persone, sia per quanto riguarda la valenza dei potenziali danni materiali.

Lungo la parte montana dei torrenti la criticità idraulica è più contenuta ed è dovuta principalmente all'eventuale insufficienza al deflusso delle portate di piena di singoli manufatti d'attraversamento isolati e di minore importanza.

Risultati.

In Allegato ID-3 sono riportati, per ciascuna verifica, i risultati in forma grafica e numerica.

In particolare:

- sezioni trasversali;
- profilo;
- tabelle riassuntive dei risultati per le tre portate considerate (50, 200 e 500 anni).

I risultati relativi allo studio idraulico di dettaglio del torrente Boate sono riportati in un allegato a parte e comprendono:

- relazione tecnica (2004)
- carte dei tiranti
- carte delle velocità di scorrimento

Bacino: torrente Boate

Le verifiche sono state svolte nell'ipotesi, a favore di sicurezza, che la portata di piena per assegnato periodo di ritorno (cinquantennale, duecentennale o cinquecentennale), si verifichi simultaneamente in tutti i rami in cui il torrente è stato suddiviso.

Le portate adottate ammontano a:

Corso d'acqua	Sez.	Tratti nei quali la portata è considerata costante	Q [m ³ /s] T = 50 anni	Q [m ³ /s] T = 200 anni	Q [m ³ /s] T = 500 anni
Torrente S. Maria	MA1	Monte della confluenza con Rio Tangone	67,6	87,0	99,8
Torrente S. Maria	MA3	confluenza rii Bana e Tangone confluenza S. Massimo	142	178	201

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Corso d'acqua	Sez.	Tratti nei quali la portata è considerata costante	Q [m³/s] T = 50 anni	Q [m³/s] T = 200 anni	Q [m³/s] T = 500 anni
Rio S. Massimo	SM1	Rio S. Massimo	45,2	57,3	65,2
Rio Savagna	SA1	Rio Savagna a monte scolmatore	28,9	37,6	43,3
	SA1-scolm	Rio Savagna a valle scolmatore	24	31	33
Torrente S. Maria	MA5	confluenza S.Massimo confluenza S.Pietro	179	222	250
Torrente S. Pietro	SP2	confluenza rio Borsen confluenza S.Maria	228	287	325
Torrente Boate	BO3	confluenza S.Maria/S.Pietro foce	366	452	509
Torrente Cereghetta	CE1	confluenza Cereghetta/Boate	39,1	56,6	68,1

Per le sigle delle sezioni si rimanda all'allegato ID-1.

Torrente S. Maria, dalla sezione SM-S31 alla confluenza con il rio Tangone.

Il tratto oggetto di studio ha una lunghezza di circa 500 m e scorre in zona occupata da impianti sportivi infatti in prossimità delle sezioni SM-S28 ed SM-S27, in sponda destra, si trova un maneggio e più a valle, in prossimità della sezione SM-S26, un campo da tennis.

Lungo il corso d'acqua sono presenti passerelle e ponti, pedonali o carrabili a intradosso rettangolare e ad una campata o due campate.

Le sezioni dell'alveo sono di forma irregolare con arginature naturali ed il fondo alveo è costituito da ciottoli di medie dimensioni, con presenza ai lati di depositi e vegetazione.

Si è assunto un valore medio del coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $35 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^1$

Tre punti critici sono rappresentati:

dal ponte carrabile della sezione SM-S31 dove il deflusso della portata 200-ennale è causa del rigurgito a monte dello stesso, della tracimazione dell'impalcato e conseguente inondazione laterale in sponda destra e sinistra

dal ponte pedonale della sezione SM-S30 dove il deflusso della portata 50-ennale è causa del rigurgito a monte e conseguente inondazione laterale in sponda sinistra

dal tratto in prossimità della sezione SM-S27 in cui le verifiche hanno evidenziato l'insufficienza dell'argine in sponda sinistra alla portata 50-ennale e 200-ennale.

Il rio Tangone dalla sezione TA_S13 alla confluenza con il torrente S. Maria

Si è proceduto alla verifica del tratto terminale del torrente Tangone da una sezione posta a 370 m circa a monte della confluenza con il torrente S. Maria.

La verifica idraulica ha evidenziato che il ponte carrabile (sezione TA_S12) crea un innalzamento del pelo libero della portata 50-ennale con conseguente esondazione a monte della strada in sponda sinistra.

Il tratto a valle del suddetto ponte risulta idraulicamente sufficiente sino alla sezione TA-S9, a valle di tale sezione invece, l'argine sinistro è poco più di 1 m risultando pertanto inadeguato anche alla portata 50-ennale

Il ponte in pietra ad arco in prossimità della sezione TA_S7 ha una quota di estradosso di circa 25 m mentre la quota del pelo libero della portata 50-ennale risulta superiore di circa 0.3 m, è evidente che anche in tale tratto la portata 50-ennale crea tracimazione dell'impalcato stesso ed esondazione in sponda sinistra.

La copertura dell'ultimo tratto del Rio Tangone risulta insufficiente allo smaltimento della portata 200-ennale, non tanto per l'insufficienza della sezione geometrica di deflusso, che comunque non garantisce un franco adeguato al transito della portata duecentennale, quanto per il rigurgito in corrente lenta che si crea a causa dell'immissione nel torrente Santa Maria.

Torrente S. Maria, dalla confluenza con il rio Bana e il rio Tangone, alla confluenza con il torrente S. Pietro (paragrafo modificato con DSG 38/2023).

Ha una lunghezza complessiva di circa 1250 m e scorre in parte in zona urbanizzata con presenza di edifici e giardini in sponda sinistra (sezioni SM-S20 ÷ sez. SM-S17), in parte, fino alla confluenza con il torrente S. Pietro, all'interno del campo da golf.

Le sezioni dell'alveo sono di forma regolare, con larghezza media di 20 m circa. Il fondo alveo è costituito prevalentemente da ciottoli di piccole dimensioni, con presenza, ai lati, di depositi e vegetazione.

L'alveo risulta arginato su entrambe le sponde con arginature in cemento armato che si alternano, in destra, tra le sezioni SM-S10 e SM-S6, a sponde naturali in terra.

Lungo il corso d'acqua sono presenti passerelle e ponti, pedonali o carrabili, a intradosso rettangolare o circolare, a una o più campate.

Confluiscono nel torrente, il rio S. Massimo, interno al campo sportivo, a sezione regolare trapezia, con sponde in terra ricoperte da vegetazione rada, e, in prossimità del casello autostradale, il rio Savagna, con fondo plateato e argini in cemento armato.

Si è assunto un valore medio del coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $35 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ in alveo e $25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ sulle aree perifluviali.

Due punti critici sono rappresentati:

- dal ponte della sezione SM-S19 dove il deflusso della portata 50-ennale avviene con moto in pressione e tracimazione dell'impalcato, dando luogo ad inondazione delle aree laterali;
- dal ponte pedonale ad arco della sezione SM-S14, causa del rigurgito a monte dello stesso e della tracimazione in destra e sinistra della portata 200-ennale e 500-ennale.

La maggiore criticità del rio San Massimo è costituita dalla tombinatura, compresa tra le sezioni SMA-S8 e SMA-S7, che risulta insufficiente già per la portata 50-ennale. Il volume di acqua eccedente la normale capacità di deflusso della tombinatura allaga parte del campo da golf. Il tratto a valle della tombinatura non appare in grado di smaltire con franco adeguato la portata 50-ennale ed i ponti in esso presenti sono insufficienti al deflusso delle tre portate di calcolo.

A seguito della realizzazione degli interventi sul rio **Savagna**, che comprendono anche il canale di scolmatore delle piene, la criticità del rio è stata notevolmente ridotta; infatti,

la portata 200-ennale risulta contenuta all'interno degli argini di tutto il tratto con franchi adeguati su entrambe le sponde, ad esclusione della sponda destra del tratto terminale a valle di Via Santa Maria del Campo.

L'attraversamento in corrispondenza del campeggio "Miraflores" (sez. 12.2) avviene con un franco del pelo libero rispetto all'intradosso pari a 1.4 m e linea dei carichi di poco superiore all'estradosso. L'attraversamento della passerella pedonale (sez. 8.3) avviene con un franco del pelo libero rispetto all'intradosso di circa 0.6 m. L'attraversamento stradale in area "Poggiolino" (sez. 5) avviene con un franco del pelo libero rispetto all'intradosso pari a 1.3 m e linea dei carichi che interseca l'impalcato. L'attraversamento della rampa del casello autostradale (sez. 0.592) avviene con un franco del pelo libero rispetto all'intradosso di 1 m e linea dei carichi che interseca l'impalcato. Il pelo libero in corrispondenza del ponte di Via Santa Maria del Campo (sez. 0.292) risulta superiore alla quota stradale.

Il deflusso della portata 50-ennale è del tutto simile a quello della portata 200-ennale con altezze del pelo libero inferiori di circa 0.3 m.

Il deflusso della portata 500-ennale è del tutto simile a quello della portata 200-ennale con altezze del pelo libero superiori di circa 0.15 m.

La portata che defluisce nello **scolmatore**, valutata tramite modello idraulico bidimensionale è pari a 7 m³/s per l'evento 200-ennale e pari a 5 m³/s per quello 50-ennale. Il profilo presenta un andamento costante a valle del salto, la portata 200-ennale defluisce nello scolmatore con un tirante di 1.3 m circa e velocità di 2.7 m/s e la portata 50-ennale con un tirante di 1.0 m circa e velocità di 2.4 m/s.

Torrente S. Pietro, dalla confluenza con il rio Borsen, alla confluenza con il S. Maria (paragrafo modificato con DSG 38/2023).

Si è proceduto alla verifica del tratto del torrente S. Pietro dalla località di Costa Sellano, sino alla confluenza con il torrente S. Maria, per una lunghezza complessiva di circa 2 km.

La verifica idraulica ha evidenziato che il tratto a monte della confluenza con il rio Sellano non è soggetta ad esondazione con portata avente ricorrenza 500-ennale, tuttavia a monte della briglia (sezione SP_S45) l'innalzamento del pelo libero della portata 50-ennale provoca un circoscritto fenomeno di esondazione in sponda destra.

Nel tratto a valle, dalla suddetta briglia sino alla sezione SP_S38, le verifiche idrauliche hanno evidenziato l'adeguatezza degli argini sia in sponda sinistra che in sponda destra; la passerella carrabile (sezione SP_S38) risulta invece inadeguata alla portata 500-ennale tale insufficienza provoca un risalto a monte del ponte con conseguente esondazione in sponda destra e sinistra.

Nel tratto terminale, a seguito degli interventi realizzati, la portata 200-ennale risulta contenuta all'interno degli argini con franchi adeguati, ad esclusione di alcuni tratti della sponda dove si riscontrano franchi inferiori a 0.5 m. Pertanto sono state condotte ulteriori verifiche di pericolosità residua che hanno confermato una potenziale esondazione in sponda destra ed è quindi stata mappata una fascia B0.

Rimane critico l'attraversamento dei ponti di Via Arpinati e Via Sant'Anna, che avviene con un franco rispetto all'intradosso variabile tra 0 e 0.2 m e linea dei carichi che interessa l'impalcato.

Il deflusso della portata 50-ennale presenta lo stesso andamento del profilo della portata 200-ennale con altezze del pelo libero inferiori di circa 0.4 m, con franchi di oltre 0.5 m rispetto agli argini.

Asta terminale del torrente Boate

Le informazioni contenute nel presente capitolo sono estratte dallo *Studio idraulico di dettaglio del torrente Boate*, redatto nel 2004 dallo *Studio associato Patscheider und Partner* di Malles Venosta (BZ) in associazione con *Studio ADgeo* (PD) e *DonauConsult* (Vienna–AU), nonché dalle successive relazioni tecniche sulla *Riperimetrazione delle fasce di inondabilità*, facenti parte del *Progetto esecutivo dei Lavori di realizzazione di un nuovo ponte mobile sul torrente Boate*, sempre a firma di *Patscheider und Partner*, datate 2009.

Il torrente Boate ha una lunghezza complessiva di circa 2 km e scorre, dalla confluenza del torrente S. Pietro e del torrente S. Maria, all'interno del campo da golf, per una lunghezza di circa 850 m, per poi entrare nell'abitato di Rapallo e sfociare nel golfo di Tigullio.

Le sezioni dell'alveo sono di forma regolare, con larghezza variabile tra i 25 e i 30 m.

L'alveo risulta arginato su entrambe le sponde che si alternano, sulla sponda destra nella zona del campo da golf fino al ponte in corrispondenza del viale Torino, a sponde naturali in terra.

Le arginature sono state realizzate in cemento armato oppure in pietra con malta per giunti, con le quote delle fondazioni in corrispondenza del substrato roccioso.

Alla foce del torrente Boate, sul prolungamento della riva destra è situata la cosiddetta "vasca sommersa" che è stata realizzata negli anni 1984/85 allo scopo di annullare il rigurgito verso monte della corrente proveniente dal torrente stesso. La costruzione è stata realizzata mediante il dragaggio del fondale e delimitata con lastroni in calcestruzzo. La profondità della vasca varia da 1,20 m a monte e 3,50 m a valle, la larghezza varia tra i 30 m ed i 60 m. La lunghezza della vasca è di 330 m circa. Nel 1995 risultava in buona parte interrata e di seguito è stata svuotata prelevando 12.000 –15.000 mc di materiale limoso e in parte sabbioso.

In condizioni di marea normale il rigurgito dal mare si prolunga per ca. 500 metri nel torrente Boate fino all'attraversamento della ferrovia.

Tra il 2006 e il 2008 sono stati realizzati dall'Amministrazione provinciale tre lotti funzionali del progetto complessivo di sistemazione del torrente. In particolare:

1. Dragaggio del fondo alveo. La geometria del fondo alveo è stata regolarizzata su tutto il tratto cittadino del torrente e la quota del fondo è stata abbassata fino al ponte di corso Matteotti.
2. Innalzamento degli argini. La quota sommitale dei muri di sponda è stata adeguata nell'intero tratto.
3. Costruzione di due briglie selettive nel t. San Pietro, al fine di trattenere il materiale a solido a monte, evitando così che si depositi nel tratto terminale, che presenta pendenza minore, in modo da mantenere più costanti nel tempo le condizioni di deflusso ottenute tramite gli altri interventi realizzati.

Nel 2013 è stato completato e collaudato, da parte dell'Amministrazione civica della città di Rapallo, il rifacimento del ponte di Piazza Cile, con impalcato mobile senza pile, compreso il contestuale abbassamento dell'attraversamento in subalveo del collettore fognario, che ha eliminato la soglia di fondo presente in corrispondenza del ponte stesso.

La mappatura delle aree inondabili è stata condotta sulla base dell'aggiornamento allo stato attuale, come sopra definito, dello studio idraulico bidimensionale realizzato nel 2004. adottando, nelle verifiche idrauliche, l'ipotesi cautelativa di ponte mobile in posizione di riposo.

Per quanto riguarda le condizioni a contorno del modello, è stato necessario definire soltanto quella a valle del modello, dato che la corrente è sempre di carattere subcritica. Come è ben noto, a valle del modello si trova il livello del mare che può variare per un massimo di 60 cm. Un'analisi di sensitività ha mostrato che l'altezza del livello del mare non incide sulla dinamica della piena visto che le esondazioni si verificano a monte della zona di rigurgito dal mare che avanza al massimo fino al ponte ferroviario.

La piena cinquantennale non interessa che una minima parte del territorio, collocata in sponda destra all'altezza del campo da golf (sezioni BO-S34 e BO-S39), mentre tutto il resto della zona precedentemente compresa in fascia A, è ora interessata da esondazioni solo per eventi di piena dell'ordine dei 200 anni.

Quantitativamente, la situazione è stata analizzata a partire dalla capacità di deflusso limite con il ponte in posizione "di riposo". La sezione relativa è in grado di smaltire la portata di 390 m³/s che risulta superiore alla portata relativa alla piena con T_r=50anni, pari a 369 m³/s. Per eventi con tempo di ritorno di 200 anni e 500 anni risultano portate di piena di 461 e 519 m³/s rispettivamente, con un eccesso rispetto alla portata smaltibile pari quindi a 71 e 129 m³/s nei due casi.

L'analisi di dettaglio del comportamento idraulico della sezione del ponte mostra come, della portata distribuita sull'intera sezione, 2/3 superano l'impalcato del ponte e vengono restituiti in alveo immediatamente a valle della stessa, mentre 1/3 della portata supera gli argini attraverso l'apertura rappresentata dalla sezione stradale ed invada quindi le aree perfluviali. La portata esondata si distribuisce equamente sulle due sponde (le caratteristiche geometriche sono simmetriche). Per ciascuna sponda si ottiene quindi, per T_r=200 anni e T_r=500 anni, una portata massima di 11,0 e 21,0 m³/s.

Successivamente gli idrogrammi di progetto sono stati distribuiti per un deflusso costante nello stesso intervallo di tempo sotteso dall'idrogramma non stazionario. Si ottiene così per la sezione considerata e per HQ200 una portata media equivalente di 3,46 m³/s su ciascuna sponda per una durata di 1,3 ore (ca. 75') per un totale di 32.000 m³. Con procedimento analogo si ottiene per HQ500 una portata media di 6,85 m³/s per ciascuna sponda su un intervallo di 1,6 ore (ca. 95') per un totale di 79.000 m³.

Come dato di input per la modellazione bidimensionale delle aree perfluviali si è usato il valore di portata media equivalente indicato, che nell'intervallo di tempo considerato restituisce lo stesso volume esondata, con il vantaggio di semplificare la modellazione con risultati che si mantengono a favore di sicurezza. Lo stesso procedimento è stato impiegato per lo studio idraulico di dettaglio effettuato nel 2004.

Appare utile evidenziare come i ponti, a partire da quello di piazza Cile verso valle, escluso quello ferroviario, non presentano franco adeguato, ma, come viene riportato nella relazione dei professionisti, *le verifiche sulla pericolosità residua (in accordo con la D.G.R. 16/2007) hanno permesso di escludere ulteriori variazioni in termini di aree allagabili e tiranti idrici. In particolare, le verifiche qualitative sulla stabilità strutturale degli impalcati (ad es. il ponte mobile in Piazza Cile assunto a riposo) hanno permesso di asserire come le sottopressioni generate da una portata di piena con T = 50 anni non siano tali da creare danni alle strutture degli impalcati coinvolti. Fenomeni di ostruzione dei ponti a valle dell'attraversamento ferroviario a causa di deposito di materiale detritico o trasporto di materiale legnoso flottante sono invece da classificarsi esclusivamente in ambito di pericolosità residua (T > 500 anni). Si è proceduto comunque a valutare anche gli effetti di eventi estremi legati all'ostruzione dei ponti secondo gli scenari ora descritti, non ravvisando comunque situazioni di particolare pericolo ulteriore in base a percentuali di ostruzione realisticamente verificabili.*

Vengono, di conseguenza, evidenziati nella carta delle fasce di inondabilità, con un apposito simbolo grafico, ad indicare la particolare fattispecie.

La mappatura delle aree inondabili del Boate è stata infine integrata con la mappatura relativa al t. Cereghetta e a quella del t. San Francesco; inoltre si evidenzia che le aree già classificate come inondabili, anche quelle previste prima dello studio di dettaglio del 2004, sono state inserite, in conformità con quanto previsto dai criteri dell'autorità di bacino regionale, in fascia C.

Il Torrente Cereghetta dalla sezione CE-S15 alla confluenza con il Torrente Boate

Il tratto indagato ha una lunghezza complessiva di circa 0,8 km e scorre tombinato, dalla sezione CE-S15 sino alla confluenza con il Torrente Boate

Le sezioni della tombinatura sono di forma regolare, a monte della sezione CE-S2 di forma trapezoidale con larghezza variabile intorno ai 5 m, mentre tra la sezione CE-S2 e CE-S1 di forma circolare con analoga area di deflusso.

L'ultimo tratto, di forma circolare, passa sotto la via al Carmelo e sotto Piazza Cile ed è stata realizzata in modo da lavorare come condotta forzata.

Il fondo alveo è plateato pertanto si è assunto un valore medio del coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $40 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^1$.

La condizione al contorno di valle è rappresentata dalle quote del pelo libero calcolate nella sezione BO-S11 a valle del ponte, situata subito a monte della confluenza.

I risultati delle verifiche idrauliche hanno dimostrato che in tali condizioni l'area in questione è soggetta ad allagamenti con tempo di ritorno di 200 anni, causati però non dall'insufficienza della sezione della tombinatura, ma dal rigurgito provocato dal Boate. Infatti, se analizzata indipendentemente dalla confluenza, la tombinatura risulta sufficiente allo smaltimento anche della portata 200-ennale con franco adeguato.

Bacino: torrente S. Francesco

Tratto 1: asta terminale, dalla foce sino a località Cerisola.

E' stato analizzato in moto permanente un tratto di circa 1800 m a partire da località Bosco grande fino alla foce.

Si è assunto un valore medio del coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $35 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^1$ in alveo e $50 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^1$ sulle sponde.

Le portate adottate nelle verifiche idrauliche ammontano, in funzione del periodo di ritorno, a:

	T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Q [m³/s]	136	171	195

L'area in oggetto è particolarmente critica dal punto di vista idraulico.

Infatti, a causa delle innumerevoli passerelle di collegamento tra le sponde, necessarie per l'accesso alle abitazioni in sinistra, che fungono altresì da arginatura, si crea una condizione critica di tracimazione degli argini in destra e di messa in pressione dei ponti, estesa per l'intero tratto compreso tra le sezioni SF-S31 e la tombinatura terminale, per portate con tempo di ritorno cinquantennale.

A valle del ponte ferroviario, della linea Genova-Pisa, è stata realizzata una briglia la cui soglia delimita un allargamento della sezione che conduce all'imbocco della tombinatura suddivisa in due fornici di uguale sezione da un setto in cemento armato.

Lateralmente, in sponda destra e sinistra, a quote superiori rispetto al fondo dei due fornici, si aprono due scolmatori che, dopo un centinaio di metri, si reimettono nella tombinatura principale che, a sua volta, non è più suddivisa in due fornici bensì da tre. A valle della reimmissione, la tombinatura presenta un divergente che, successivamente, sbocca in mare.

Il deflusso della portata cinquantennale, all'interno della tombinatura, avviene con moto in pressione e tracimazione dell'impalcato, dando luogo ad inondazione del centro storico.

Le portate transitanti, al variare del periodo di ritorno, all'interno della tombinatura (Q_{in}), al di sopra della stessa (Q_{out}) e il relativo battente d'acqua che si viene ad instaurare al di sopra del muretto di protezione in corrispondenza dell'imbocco, sono brevemente riassunti nella tabella seguente:

	T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Q_{in} [m ³ /s]	114,90	125,60	131,50
Q_{out} [m ³ /s]	20,60	45,70	63,30
battente [m]	0,49	0,83	1,03

Tratto 2: da loc. Cerisola a loc. Bosco Grande.

Il tratto in oggetto presenta caratteristiche geometriche e idrauliche simili al tratto più a valle, sebbene l'urbanizzazione intorno alle sponde si faccia sempre più rada salendo verso monte.

Le portate adottate nelle verifiche idrauliche sono uguali a quelle del tratto più a valle, non essendo presenti affluenti rilevanti all'interno del tratto.

La condizione al contorno di monte è fornita imponendo la profondità di moto uniforme in una sezione fittizia, ottenuta copiando l'ultima sezione rilevata 100 m a monte, con una pendenza pari a quella media dell'ultimo tratto indagato.

L'argine in sponda destra risulta insufficiente a contenere anche la portata 50-ennale, provocando l'allagamento della strada provinciale, fino all'altezza del viadotto dell'autostrada; anche l'area in sponda sinistra, posta ad una quota poco più alta dell'alveo, è a rischio inondazione.

In corrispondenza del viadotto dell'autostrada, l'argine in sponda destra è pari alla quota della strada, costituendo una situazione di notevole pericolosità, accentuata dalla presenza di un ponte in sezione SF_S41.

Il ponte in sezione SF_S47 provoca un brusco restringimento subito a valle di una secca curva di 90°: già per portate 50-ennali, il rigurgito verso monte arriva ad interessare le case in sponda destra, poste a quota alveo, mentre il deflusso al di sopra dell'impalcato allaga la strada provinciale in sponda destra e anche una zona più estesa in sponda sinistra.

Mappatura delle aree soggette a rischio di inondazione.

In base ai risultati delle verifiche idrauliche, sono stati individuati i tratti di alveo insufficienti a garantire il regolare deflusso delle portate in concomitanza di eventi pluviometrici intensi. Ciò ha permesso di individuare le aree a rischio di inondazione, estendendo alle zone limitrofe adiacenti il corso d'acqua, le altezze idrometriche calcolate.

È opportuno evidenziare che le aree a rischio di inondazioni, non sono solo quelle *direttamente* investite dall'acqua tracimante gli argini o gli intradossi di ponti e coperture, ma includono anche quelle zone che, seppur non limitrofe al corso d'acqua, sono comunque, a causa della topografia e della distribuzione sul territorio delle strutture e infrastrutture, raggiunte dal deflusso delle acque lungo le strade, trasformate in veri e propri canali artificiali.

Proprio per tenere conto di questi effetti sono stati effettuati, nel caso dell'asta terminale del torrente Boate, degli approfondimenti attraverso studi mirati, basati sia su rilievi piano-altimetrici di maggior dettaglio, sia su procedimenti di calcolo più sofisticati, capaci di effettuare una modellazione bi-dimensionale, in grado di dare risultati più attinenti alla realtà in termini di tiranti d'acqua e velocità di scorrimento.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE D.

- Servizio Regionale del Genio Civile di Genova - Rilievo planoaltimetrico dell'asta terminale del torrenti Boate, Santa Maria e San Pietro in scala 1:1000 – R.A.T.I. (Firenze) – 1974.
- Servizio Regionale del Genio Civile di Genova - Rilievo planoaltimetrico dell'asta terminale del torrente San Francesco in scala 1:1000 – R.A.T.I. (Firenze) – 1974.
- Piano di Bacino stralcio dei torrenti Boate e S. Francesco (ex L. 183/89) – studi propedeutici eseguiti da R.S.T.A. s.r.l. di Genova. In particolare gli studi idrologici ed idraulici sono stati redatti dal dott. ing. Marco Taccini.
- Studio idraulico del torrente San Francesco nel tratto compreso tra il ponte ferroviario e lo sbocco a mare, redatto dal Dott. Ing. Pietro Misurale, su incarico del Comune di Rapallo – (Genova) – Aprile 2002.

SETTORE E - dal torrente Tuia al torrente Semorile.

TORRENTE TUIA

Generalità sul bacino.

Il torrente Tuia nasce dal Monte Rosa (Montallegro) e dal Monte Castello, entrambi con altitudine intorno ai 650 m s.l.m. Il bacino imbrifero ha un'estensione di 3,4 km² e confina a nord con la Val Fontanabuona (torrente Lavagna), a ovest con il rio San Francesco e a est con il torrente Semorile, nella parte montana e con alcuni rivi minori (rio Chiarchea), nella parte valliva.

L'alto bacino del Tuia, sino alla quota 150 m s.l.m. circa si presenta naturale, quasi privo di costruzioni e infrastrutture viarie e dotato di una buona copertura vegetale.

La parte più vicina alla foce, a partire dall'intersezione con il viadotto autostradale dell'A12, appare più urbanizzata. L'ultimo tratto, da poco a monte dell'attraversamento ferroviario sino alla foce, è tombinato. Lo sbocco del torrente è posto al limite est dell'abitato di Rapallo, in adiacenza al Parco Comunale Luigi Casale.

La tombinatura in prossimità della foce è costituita da due fornici di uguali dimensioni; nel tratto a monte dell'Aurelia (via Tuia) la copertura prosegue verso monte solo sulla sponda destra, mentre la copertura della metà sinistra non è mai stata completata.

Idrologia.

Si è fatto riferimento alla stazione pluviometrica di **Chiavari** del Servizio Idrografico Nazionale. Essa, pur trovandosi ad una distanza non trascurabile dal sito in oggetto (circa 7 km), offre diversi aspetti positivi, tra i quali:

- un numero molto esteso di misure, a partire dal 1935 al 1990 (55 anni), senza interruzioni;
- una buona affidabilità dei dati, misurati sia per durate inferiori all'ora che superiori. Questo aspetto è molto importante se si considerano i bassi tempi di concentrazione dei piccoli bacini di questo settore, variabili tra 30 e 60 minuti;
- una posizione geograficamente molto simile, sia come esposizione (sud-ovest), sia come altitudine, confrontabile con la quota media dei bacini;

La stazione pluviometrica di Santa Margherita Ligure potrebbe essere considerata valida, ma ha un numero di misure nettamente inferiore (22 anni), pochi e sporadici dati per brevi durate e, avendo cessato di funzionare nel 1977, non ha registrato i casi critici dell'ultimo decennio.

Si è quindi impiegata la stazione di Chiavari, costruendo la curva di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno, variabili tra 5 e 500 anni.

Nella tabella seguente si riportano i valori dei parametri a e n caratteristici delle curve di equazione:

$$h = a t^n$$

T [anni]	10	30	50	100	200	500
-----------------	----	----	----	-----	-----	-----

a CHIAVARI	84,05	108,66	119,90	135,07	150,18	170,13
n CHIAVARI	0,230	0,218	0,214	0,209	0,205	0,201

Si è anche effettuato un confronto con i risultati dello studio sulla regionalizzazione delle piogge redatto dal CIMA, da cui è emerso che queste ultime sono lievemente inferiori a quelle di Chiavari.

Portate di piena.

La determinazione delle portate è stata condotta seguendo diversi approcci, anche molto diversi tra loro:

- metodo razionale a partire dai dati di pioggia della stazione di Chiavari e mediante l'impiego di coefficienti di deflusso φ opportunamente valutati in base alla morfologia e all'uso del suolo del bacino scolante e al tempo di ritorno dell'evento considerato, secondo quanto suggerito da V.T. Chow². Il tempo di corrivazione è stato valutato con la formula di Giandotti.
- metodo razionale, a partire dalle piogge elaborate dallo studio CIMA.
- metodo empirico suggerito da Giandotti, utilizzando le piogge massime di Chiavari.
- metodo empirico suggerito da Giandotti, utilizzando le piogge ricavate dallo studio di regionalizzazione del CIMA.
- metodo semplificato suggerito dal CIMA per la determinazione delle portate in piccoli bacini.
- metodo di Nash o dei serbatoi a cascata.

A titolo di esempio si riporta di seguito il valore della portata duecentennale ottenuta alla foce del Tuia, con i diversi metodi sopraddetti.

Metodo	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Q₂₀₀	83,7	63,5	98,5	74,8	102,1	104,0

In definitiva la portata di progetto è stata valutata secondo il metodo razionale a partire dalle piogge di Chiavari (metodo a), perché quello giudicato di migliore affidabilità.

Si sono anche calcolate le portate a due sezioni di chiusura intermedie. Si nota che i coefficienti di deflusso adottati per i sottobacini e per il bacino totale non sono molto diversi questo è indice di una sostanziale uniformità dell'uso del suolo nel bacino. La parte urbanizzata è solo una piccola porzione finale che non modifica i valori medi imposti sul resto del bacino.

Risulta pertanto, alla sezione terminale (TU3):

T	50	200	500
----------	----	-----	-----

² Ven Te Chow - vedi bibliografia settore E.

Q(T)	60,4	83,7	100,5
-------------	------	------	-------

Dati topografici e geometrici.

L'ultimo tratto del torrente Tuia è stato rilevato in scala 1:1000 dal Servizio Regionale del Genio Civile di Genova, nel 1974.

Il Comune di Rapallo ha messo a disposizione un rilievo della copertura esistente tra il ponte ferroviario e la foce e di quella posta a monte del sottopasso dell'Aurelia. Tale documentazione, integrata con misurazione speditive in loco ha reso possibile la restituzione di:

- una planimetria in scala 1:1000,
- un profilo longitudinale in scala 1:100 (altezze) – 1:500 (lunghezze),
- una serie di sezioni trasversali in scala 1:100.

Verifiche idrauliche.

Sono state effettuate in moto permanente con particolare attenzione all'ultimo segmento, che attraversa il tessuto urbano e presenta lunghi tratti tombinati.

Le verifiche hanno mostrato come il tratto di tombino a valle della ferrovia sia sufficiente anche per il transito di portate di rilevante entità (T=200 anni), seppure con franchi ridotti (20-30 cm). In occasione di portate 500-ennali va localmente in pressione.

Le criticità maggiori si rilevano all'imbocco della tombinatura che si trova a monte del doppio attraversamento della ferrovia e dell'Aurelia. Entrambe le infrastrutture sono poste in rilevato, a quota superiore rispetto alla zona d'imbocco.

Come si è già detto la tombinatura superiore possiede un tratto più corto (metà di sinistra) e uno più lungo (metà di destra).

La ristrettezza di entrambe le sezioni di imbocco e la presenza di strade, giardini e distacchi tra palazzi a margine del corso d'acqua con differenze di quota molto limitate rispetto al fondo alveo crea una situazione di rischio di inondazione, anche per eventi di piena non eccezionali.

La portata 50-ennale esce dagli argini e crea un battente d'acqua di circa 45 cm, mentre la 200-ennale e la 500-ennale rispettivamente di 120 e 180 cm circa. La presenza dello sbarramento operato dal rilevato suddetto se da un lato costituisce un impedimento all'espansione delle aree soggette a inondazione verso valle, dall'altro condiziona in maniera punitiva il tempo di permanenza delle acque fuoriuscite dal torrente.

RIO CHIARCHEA

Generalità sul bacino.

Il bacino imbrifero del Rio Chiarchea ha un estensione di 1,56 km² e confina a nord e ad ovest con il bacino del torrente Tuia e a est con il torrente Semorile nella parte montana e con alcuni rivi minori nella parte valliva.

L'alto bacino del Chiarchea si presenta naturale e dotato di una buona copertura vegetale.

La parte più vicina alla foce appare più urbanizzata. A valle della confluenza tra il rio Lamborne e il rio S. Ambrogio, il rio Chiarchea risulta tombinato fino a monte della Aurelia. Lo sbocco del torrente è posto al limite est del Parco Comunale Luigi Casale.

Portate di piena.

La valutazione delle piene è stata condotta in maniera analoga a quella descritta per il torrente Tuia. Sono stati impiegati diversi metodi scegliendo infine il *metodo razionale*, con l'adozione delle piogge elaborate dalla stazione di *Chiavari* e il tempo di corrivazione valutato secondo la formulazione di *Giandotti*. Nella seguente tabella si forniscono i risultati delle stime delle portate ottenute secondo tale procedura alla sezione di chiusura del bacino.

	T	50	200	500
Lamborne	CH1	5,8	7,8	9,3
S. Ambrogio	CH2	18,8	26,0	31,3
Chiarchea	CH3	30,4	42,0	50,3

Verifiche idrauliche.

Sono state effettuate in moto permanente per un tratto di circa 650 m dalla foce.

Le criticità maggiori si rilevano nel tratto terminale a monte del ponte FFSS, dove in sponda sinistra, sono presenti due edifici a quota alveo; analoga situazione si riscontra subito a valle del ponte sull'Aurelia.

Inoltre la zona della foce risente negativamente della formazione di depositi litoranei, anche consistenti, a seguito delle mareggiate.

Il tratto più a monte risulta sufficiente al deflusso della portata cinquecentennale.

RIVI MINORI TRA RAPALLO E ZOAGLI.

Generalità .

Esistono alcuni piccoli rivi ed aree scolanti racchiusi tra il Tuia e il Semorile. Trattandosi di impluvi che hanno recapito in mare e quindi essendo classificate “acque pubbliche” si è voluto anche per questi esaminare l'idrologia e determinare la portata per assegnato periodo di ritorno.

Essi sono, partendo da ovest verso est:

- **rio Senza Nome,**
- **fossato dei Bardi e fossato Chessi,**
- **rio Rovara,**
- **rio del Fossetto,**
- **rio Rico.**

Sono tutti rivi con bacino molto piccolo, che non supera i 0,5 km². Hanno in comune una pendenza dei versanti molto rilevante (circa 50%) ed aste torrentizie molto incise.

Portate di piena.

La valutazione delle piene è stata condotta in maniera analoga a quella descritta per il torrente Tuia. Sono stati impiegati diversi metodi scegliendo infine il *metodo razionale*, con l'adozione delle piogge elaborate dalla stazione di *Chiavari* e il tempo di corrivazione valutato secondo la formulazione di *Giandotti*. Nella seguente tabella si forniscono i risultati delle stime delle portate ottenute secondo tale procedura alle sezioni di chiusura dei bacini sopra detti.

	<i>T</i>	50	200	500
<i>Senza Nome</i>	<i>SN1</i>	4,1	5,6	6,6
<i>Bardi</i>	<i>BA1</i>	5,7	7,7	9,2
<i>Chessi</i>	<i>BA2</i>	6,3	8,4	10,0
<i>Bardi</i>	<i>BA3</i>	12,1	16,4	19,6
<i>Rovara</i>	<i>RO1</i>	9,0	12,2	14,6
<i>Fossetto</i>	<i>FO1</i>	3,3	4,3	5,1
<i>Rico</i>	<i>RI1</i>	8,9	12,0	14,3

La limitatezza dei corsi d'acqua esaminati e la mancanza di dati topografici e rilievi, che permettessero analisi puntuali di eventuali situazioni critiche, non hanno consentito la redazione di verifiche idrauliche anche minimali, ad eccezione del rio Rico e del rio del Fossetto.

Verifiche idrauliche.

Non disponendo di un adeguato rilievo né del rio Rico, né del rio del Fossetto, si sono effettuate delle verifiche puntuali sui manufatti che si è ritenuto potessero interferire in

maniera significativa con il deflusso di piena. Sono stati effettuati sopralluoghi nel corso dei quali si è appreso che le uniche opere che costituiscono una certa interferenza con i suddetti corsi d'acqua sono i sovrappassi della S.S. n° 1 Aurelia o altre strade secondarie.

Le verifiche idrauliche sono state condotte con i tre valori di portata corrispondenti ai tempi di ritorno cinquantennale, duecentennale e cinquecentennale riportati di seguito:

Corso d'acqua	Sezione di chiusura	Q [m ³ /s]		
		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Rio del Fossetto	FO-7	3,30	4,30	5,10
Rio Rico (affl.dx)	RI-1	2,97	4,00	4,77
Rio Rico (affl.sx)	RI-2	2,97	4,00	4,77

Per le sigle delle sezioni si rimanda all'allegato ID-3.

Le verifiche sul rio Rico sono state effettuate in sezioni a monte della confluenza dei due rami, in corrispondenza di due ponti carrabili sulla strada che collega il centro abitato di Zoagli alla località S. Pietro. I valori di portata di progetto sono stati stimati pari ad un terzo di quelli ricavati alla sezione di chiusura (*RI1*), ragionando a favore di sicurezza.

Per la forma, le dimensioni delle sezioni e i risultati delle verifiche idrauliche si rimanda alla tabella numerica ed ai profili e sezioni trasversali in scala 1:100 in Allegato ID-3.

Le verifiche hanno indicato una sostanziale sufficienza idraulica di tutti i manufatti presenti, poiché, nella maggior parte dei casi, si tratta di ponti che possiedono quote di estradosso sufficientemente elevate sul corso del rivo o di brevi tombinature, che pur presentando franchi di sicurezza ridotti rispetto all'intradosso, non sembrano costituire elemento di rischio degno di nota.

In particolare la sezione sul rio Rico, in corrispondenza del ponte sull'affluente di sinistra, presenta un franco di 22 cm per il deflusso della portata duecentennale.

Per quanto riguarda il Rio Fossetto la sezione 4 (inizio tombinatura sotto il parcheggio privato a monte della S.S. n°1 Aurelia) presenta un franco minimo di 44 cm per il deflusso della portata duecentennale.

Benchè le sezioni sotto il parco ferroviario della stazione di Zoagli risultino idraulicamente sufficienti a contenere le piene duecentennali, sarebbe opportuno approntare una idonea segnaletica verticale per i pedoni che accedono alla passeggiata a mare, transitando nell'alveo del rio.

Testimonianze raccolte sul luogo non hanno fatto registrare criticità alcuna, escludendo il verificarsi in passato di eventi di esondazione.

TORRENTE SEMORILE.

Il bacino ed il corso del torrente.

Il torrente Semorile prende il nome dalla località omonima sita alle spalle di Zoagli, alle pendici dello spartiacque che unisce il Monte Castello con il Monte Anchetta.

Il bacino confina con il rio Rupinaro a est, il torrente Lavagna a nord-est e a nord, il torrente Tuia a nord-ovest e alcuni rivi minori – alcuni dei quali senza nome – a ovest.

La sua superficie complessiva è di circa 3,8 km². La massima elevazione del suo spartiacque è il M. Castello (666 m s.l.m.).

L'asta montana scorre in valli piuttosto aperte e con presenza di insediamenti antropici sugli alti versanti (Sexi, Semorile, Cerisola). Sino al passaggio sotto il viadotto dell'autostrada A12 il torrente presenta un alveo naturale in roccia, molto inciso e senza alcun manufatto rilevante, ad eccezione di alcuni ponticelli per passaggi pedonali.

Circa 50 metri a monte della via Aurelia il corso del Semorile è stato tombinato e rimane coperto sino allo sbocco in mare, al centro della spiaggia di Zoagli. La copertura si snoda con andamento tortuoso sotto via Merello, per circa 580 metri.

Idrologia di piena.

Lo studio dei regimi pluviometrici e la modellazione degli afflussi sino alla determinazione delle portate di piena per assegnato periodo di ritorno è stata condotta in maniera analoga a quanto già descritto nei precedenti paragrafi in riferimento ai corsi d'acqua dello stesso settore E (Tuia, Chiarchea, etc.).

In sintesi si può riassumere che sono state esaminate le piogge della stazione di *Chiavari*, elaborandole secondo il metodo di *Gumbel* sino ad ottenere le *curve di possibilità pluviometrica*; assegnando poi determinati *coefficienti di deflusso* variabili in funzione dello stato del bacino e del tempo di ritorno dell'evento considerato, assunto un tempo di corrivazione determinato secondo la formula di *Giandotti* si sono calcolate le portate con il *metodo razionale*.

Alla foce del Semorile si è così ottenuto:

<i>T</i>	50	200	500
<i>Q(T)</i>	72,2	100,0	120,2

Verifiche idrauliche.

Si è preso in esame il tratto terminale del torrente dall'inizio del tessuto urbano sino alla foce, per una lunghezza totale di circa 750 m di cui ben 580 m risultano tombinati.

Nell'ultimo tratto prima della foce sono stati recentemente eseguiti lavori di sistemazione della copertura che hanno lo scopo di ridurre lo spessore utilizzando travi in c.a.p. e rendendo più snello anche il setto centrale, con un significativo vantaggio in termini di sicurezza idraulica.

Le verifiche idrauliche sul corso d'acqua sono state condotte prendendo in considerazione le modifiche apportate dagli interventi eseguiti. Il Comune di Zoagli ha messo a disposizione una consistente serie di dati e di rilievi che hanno consentito di eseguire verifiche accurate sull'intero tratto.

Da ciò emerge che la portata 50-ennale transita entro il tombino a pelo libero, con franchi variabili tra 80 e 100 centimetri nel primo tratto (a luce unica, sezz. 1 ÷ 14) e tra 20 e 50 centimetri nel secondo tratto (a doppio fornice con setto centrale, sezz. 14 ÷ 27). La portata 200-ennale invece va in pressione già a partire dalla sezione 10, mentre per quella 500-ennale funziona a bocca piena anche l'imbocco.

Nelle verifiche si è anche tenuto conto dell'andamento curvilineo del tombino, calcolandone i raggi di curvatura, al fine di poter valutare i fenomeni localizzati di sopraelevazione ed ondulazione del pelo libero per effetto dei cambi di direzione.

La messa in pressione del manufatto tuttavia non è causa di fenomeni di esondazione rilevanti entro il centro abitato di Zoagli. L'unico rischio che si profila è che eventuali caditoie e griglie che raccolgono le acque della strada e la scaricano nel tombino, in caso di piene eccezionali potrebbero rigurgitare e creare allagamenti.

A monte della tombinatura in corrispondenza della sez. 37 è presente una briglia selettiva. Nelle verifiche idrauliche, a favore di sicurezza si è ipotizzata l'ostruzione della stessa, in tale caso l'esondazione interessa parzialmente le zone limitrofe l'alveo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI SPECIFICI PER IL SETTORE E.

- Servizio Regionale del Genio Civile di Genova - Rilievo planoaltimetrico dell'asta terminale del torrente Tuia in scala 1:1000 – R.A.T.I. (Firenze) – 1974.
- Servizio Regionale del Genio Civile di Genova - Rilievo planoaltimetrico dell'asta terminale del torrente Semorile in scala 1:1000 – R.A.T.I. (Firenze) – 1974.
- Comune di Zoagli – Progetto per la sistemazione idraulica ed igienica, mediante la copertura del torrente Semorile – Ing. D. Perugi - Gennaio 1987.
- Comune di Zoagli – Rilievo planoaltimetrico di una porzione del torrente Semorile a partire dal campo sportivo all'ansa in loc. Rava – Geom. Paolo Ghigliotti (Rapallo) - Aprile 1996.
- Comune di Zoagli – Rilievo planoaltimetrico della foce del torrente Semorile – Geotec (Rapallo) – Novembre 1999.
- Comune di Zoagli – Lavori di rifacimento tratto terminale della copertura del torrente Semorile nel Comune di Zoagli – Progetto esecutivo – Ing. S. Larco (S. Margherita L.) – Dicembre 1999.
- Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W. – *Applied Hydrology* – McGraw-Hill International Editions.

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
 (ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Portate di piano – SETTORE A

INPUT METEORICO: ANALISI PLUVIOMETRICA A SCALA LOCALE
 MODELLO AFFLUSSI - DEFLUSSI: METODO RAZIONALE

Bacino	Corso d'acqua	Sezione	A (Kmq)	Q50 (mc/sec)	Q200 (mc/sec)	Q500 (mc/sec)	Q Cati (mc/sec)
Rio Sonego	Rio Sonego	FOCE	0.99	20.60	27.50	32.40	41.58
Torrente Recco	Rio Terrile	RE1	3.15	78.90	99.80	113.60	109.60
Torrente Recco	Rio Chiapporo	RE2	1.80	52.20	67.50	77.70	75.60
Torrente Recco	Torrente Salto	RE3	4.95	112.70	142.30	161.80	159.20
Torrente Recco	Torrente Salto	RE4	5.98	123.00	155.10	176.30	185.50
Torrente Recco	Rio Luei	RE5	1.42	39.00	51.90	60.50	59.60
Torrente Recco	Torrente Recco	RE6	7.40	145.00	183.00	208.10	219.00
Torrente Recco	Torrente Recco	RE7	9.38	162.30	204.20	231.90	261.00
Torrente Recco	Rio di Rosaguta	RE8	1.39	39.30	51.70	59.90	58.40
Torrente Recco	Torrente Recco	RE9	10.77	181.10	227.50	258.10	287.80
Torrente Recco	Rio Vescina	RE10	1.43	39.60	52.40	60.90	60.10
Torrente Recco	Torrente Recco	RE11	12.76	199.20	249.20	282.20	324.10
Torrente Recco	Rio Arbora	RE12	5.09	102.00	130.00	148.50	162.90
Torrente Recco	Torrente Recco	RE13	17.85	257.30	321.60	364.10	399.50
Torrente Recco	Torrente Recco	RE14	19.72	267.10	332.70	376.00	422.80
Torrente Recco	Rio della Né	RE15	1.28	34.70	45.40	52.50	53.80
Torrente Recco	Torrente Recco	RE16	21.00	280.20	348.70	394.00	437.90
Torrente Recco	Torrente Recco	RE17	22.42	286.70	355.10	400.30	453.60

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
 (ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Portate di piano – SETTORE B

INPUT METEORICO: STIMA A SCALA REGIONALE

MODELLO AFFLUSSI – DEFLUSSI: METODO DEL C.I.M.A. (area bacino < 2 kmq)

Bacino	Corso d'acqua	Sezione	A	Q50	Q200	Q500	Q Cati
			[kmq]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]
Rio Treganega	Rio Treganega	TR1	1.46	36.90	53.40	64.20	61.28
Fossato del Migliaro	Fossato del Migliaro	MG1	0.32	8.20	11.80	14.20	13.27
Fossato Ben du Giorgio	Fossato Ben du Giorgio	FB1	0.13	3.30	4.80	5.70	5.38
Torrente Gentile	Torrente Gentile	GN1	2.62	65.20	94.30	113.50	93.32
Fosso dei Brughi	Fosso dei Brughi	BR1	0.42	10.70	15.50	18.70	17.43
Fosso dei Marzapeli	Fosso dei Marzapeli	MZ1	0.14	3.70	5.40	6.50	6.05
Vallone Cava dell'Oro	Vallone Cava dell'Oro	VC1	0.65	16.70	24.10	29.00	27.09
Vallone dei Fontanini	Vallone dei Fontanini	FT1	0.55	12.20	17.70	21.20	23.23
Fosso di San Fruttuoso	Fosso di San Fruttuoso	FR1	0.50	12.50	15.30	18.10	20.79
Valle Ruffinale	Valle Ruffinale	RF1	0.66	16.70	24.20	29.20	27.85
Valle Vescini	Valle Vescini	VS1	0.29	7.30	10.60	12.70	12.18
Rio del Fondaco	Rio del Fondaco	FN1	0.33	8.20	11.80	14.30	13.65

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO

(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)

ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Bacino	Corso d'acqua	Sezione	A	Q50	Q200	Q500	Q Cati
			[kmq]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]	[mc/s]
		FN2	0.21	4.40	6.40	7.60	8.82
		FN3	0.15	3.10	4.50	5.50	6.30
Torrente dell'acqua morta	Torrente dell'acqua morta	AQM1	0.99	23.30	33.70	40.50	41.41
Torrente dell'acqua morta	Torrente dell'acqua morta	AQM2	0.47	11.00	13.40	15.90	19.53
Torrente dell'acqua morta	Torrente dell'acqua morta	AQM3	1.56	36.90	53.40	64.20	65.56
Rio Nozarego	Rio Nozarego	NOZ1	0.52	12.70	18.40	22.10	21.63
		NOZ2	0.35	8.60	12.40	14.90	14.57
		NOZ3	0.96	23.60	34.10	41.10	40.15

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
 (ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Portate di piano – SETTORE C

INPUT METEORICO: ANALISI PLUVIOMETRICA A SCALA LOCALE
 MODELLO AFFLUSSI - DEFLUSSI: METODO RAZIONALE

Bacino	Corso d'acqua	Sezione	A (Kmq)	Q50 (mc/sec)	Q200 (mc/sec)	Q500 (mc/sec)	Q Cati (mc/sec)
Fosso Magistrato	Fosso Magistrato	MA1	0.62	12.00	16.60	19.50	26.04
Fosso Magistrato	Fosso Magistrato	MA2	0.83	18.10	24.80	29.10	34.86
Fosso Magistrato	Fosso Magistrato	MA3	0.93	20.90	28.70	33.60	39.06
Torrente S. Siro	Torrente S. Siro	SS1	1.46	25.70	36.80	43.60	61.32
Torrente S. Siro	Torrente S. Siro	SS2	2.40	41.60	59.40	70.40	86.16
Torrente S. Siro	Torrente S. Siro	SS3	3.38	62.40	88.30	104.60	116.37
Torrente S. Siro	Torrente S. Siro	SS4	4.90	84.00	116.20	136.20	157.98
Rio Senza Nome	Rio Senza Nome	SN1	0.11	2.30	3.10	3.70	4.62
Rio S. Michele	Rio S. Michele	SM1	0.59	15.20	19.20	21.70	24.78

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Portate di piano – SETTORE D

INPUT METEORICO: ANALISI PLUVIOMETRICA A SCALA LOCALE
MODELLO AFFLUSSI - DEFLUSSI: METODO RAZIONALE

Bacino	Corso d'acqua	Sezione	A (Kmq)	Q50 (mc/sec)	Q200 (mc/sec)	Q500 (mc/sec)	Q Cati (mc/sec)
Torrente Boate	Rio Bana	BA1	1.71	42.57	54.35	62.11	71.97
Torrente Boate	Rio Tangon	TA1	1.81	57.93	74.61	85.60	75.94
Torrente Boate	Rio S. Massimo	SM1	1.96	45.21	57.29	65.24	82.23
Torrente Boate	Rio Savagna	SA1	0.78	28.85	37.53	43.27	32.55
Torrente Boate	Torrente S. Maria	MA1	2.73	67.62	87.01	99.80	96.67
Torrente Boate	Torrente S. Maria	MA2	6.25	131.29	165.95	188.75	192.23
Torrente Boate	Torrente S. Maria	MA3	7.22	141.69	177.56	201.14	215.06
Torrente Boate	Torrente S. Maria	MA4	9.18	167.90	209.28	236.47	257.12
Torrente Boate	Torrente S. Maria	MA5	10.12	178.71	221.78	250.16	275.44
Torrente Boate	Torrente Tonnego	TO1	4.58	118.01	152.19	174.73	149.66
Torrente Boate	Torrente Foggia	FO1	5.94	137.81	176.09	201.30	184.44
Torrente Boate	Torrente S. Pietro	SP1	10.51	224.60	284.64	324.13	282.94
Torrente Boate	Torrente S. Pietro	SP2	12.13	228.46	286.90	325.30	312.06
Torrente Boate	Torrente Boate	BO1	22.25	350.74	435.55	491.28	451.69
Torrente Boate	Torrente Boate	BO2	24.21	354.21	438.42	493.77	472.51
Torrente Boate	Torrente Boate	BO3	26.15	366.15	452.41	509.10	490.52
Torrente S. Francesco	Rio Chiappe	CH1	1.82	65.77	85.62	98.73	76.31
Torrente S. Francesco	Rio Maccagnan	MC1	1.05	41.21	54.92	64.05	44.21
Torrente S. Francesco	Torrente S. Francesco	SF1	2.87	95.14	122.89	141.19	101.01
Torrente S. Francesco	Torrente S. Francesco	SF2	4.42	124.80	159.79	182.83	145.40
Torrente S. Francesco	Torrente S. Francesco	SF3	6.00	135.55	171.30	194.80	186.15

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Portate di piano – SETTORE D

Modello afflussi – deflussi: metodo CIMA per i bacini inferiori ai 2 km²

Bacino	Corso d'acqua	Sezione	A (km²)	Q50 (m³/s)	Q200 (m³/s)	Q500 (m³/s)	Cati (m³/s)
Boate	Cereghetta	CE 1	1.43	39.1	56.6	68.1	57.8
Boate	Cereghetta	CE 2	0.85	23.2	33.6	40.5	35.0

PIANO DI BACINO STRALCIO SUL RISCHIO IDROGEOLOGICO
 (ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)
ambito di bacino di rilievo regionale: GE 15

Portate di piano – SETTORE E

INPUT METEORICO: ANALISI PLUVIOMETRICA A SCALA LOCALE
 MODELLO AFFLUSSI - DEFLUSSI: METODO RAZIONALE

Bacino	Corso d'acqua	Sezione	A (Kmq)	Q50 (mc/sec)	Q200 (mc/sec)	Q500 (mc/sec)	Q Cati (mc/sec)
Torrente Tuia	Torrente Tuia	TU1	1.76	32.10	44.20	53.10	73.92
Torrente Tuia	Torrente Tuia	TU2	3.04	53.90	75.00	90.60	106.22
Torrente Tuia	Torrente Tuia	TU3	3.41	60.40	83.70	100.50	117.25
Rio Chiarchea	Rio S. Ambrogio	CH1	1.04	18.80	26.00	31.30	43.68
Rio Chiarchea	Rio Lambrone	CH2	0.29	5.80	7.80	9.30	12.18
Rio Chiarchea	Rio Chiarchea	CH3	1.56	30.40	42.00	50.30	65.52
Rio Senza Nome	Rio Senza Nome	SN1	0.21	4.10	5.60	6.60	8.82
Fossato Bardi	Fossato Bardi	BA1	0.29	5.70	7.70	9.20	12.18
Fossato Bardi	Fossato Chessi	BA2	0.32	6.30	8.40	10.00	13.44
Fossato Bardi	Fossato Bardi	BA3	0.61	12.10	16.40	19.60	25.62
Rio Rovara	Rio Rovara	RO1	0.47	9.00	12.20	14.60	19.74
Torrente Semorile	Torrente Semorile	SE1	2.66	48.90	67.20	80.80	94.46
Torrente Semorile	Torrente Semorile	SE2	3.51	63.20	87.50	105.50	120.16
Torrente Semorile	Torrente Semorile	SE3	3.84	72.20	100.00	120.20	129.56
Rio del Fossetto	Rio del Fossetto	FO1	0.16	3.30	4.30	5.10	6.72
Rio Rico	Rio Rico	RI1	0.44	8.90	12.00	14.30	18.48