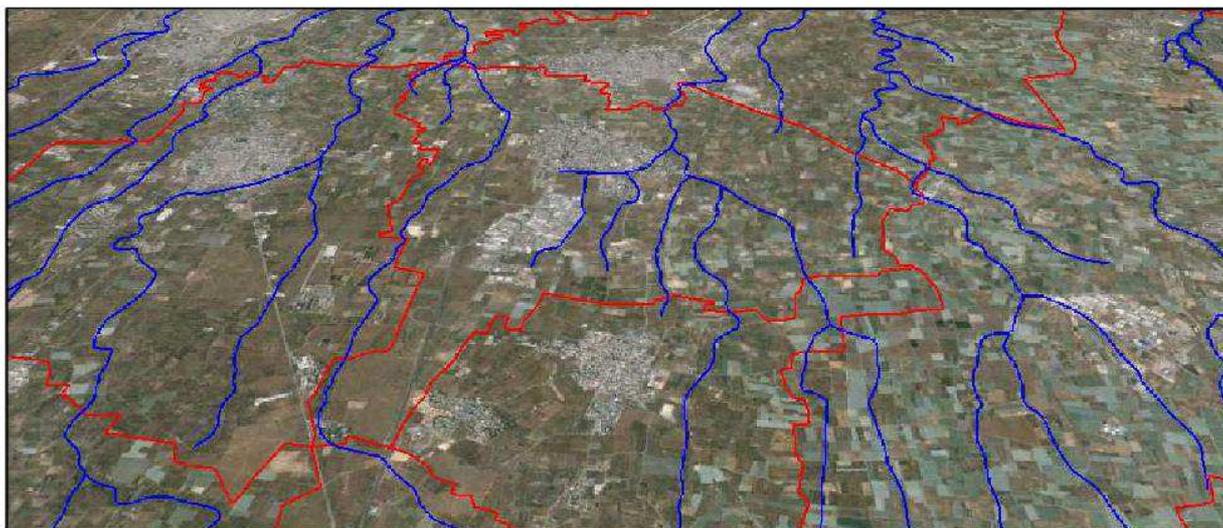




ANALISI E STUDI DI CARATTERE IDROLOGICO ED IDRAULICO DEI RETICOLO IDROGRAFICI NEL TERRITORIO COMUNALE DI CAPURSO, DA ESEGUIRSI AI SENSI DELLE NTA DEL P.A.I. DELLA PUGLIA (DETERMINAZIONE DEL CAPO SETTORE ASSETTO DEL TERRITORIO N.459/Registro Generale del 19/09/2013; N.13/Registro del Settore del 19/09/2013



STUDIO IDRAULICO **(II° FASE OPERATIVA)**

PROPONENTI:

Comune di Capurso

CONSULENTE INCARICATO:

Ing. Salvatore Vernole

ELABORATO:

RELAZIONE IDRAULICA

SCALA varie

DATA 28 12 2013

D.2

1. PREMESSA	3
2. BREVE SINTESI DEI PARAMETRI IDROLOGICI	3
3. ANALISI IDRAULICA	7
3.1 TEORIA DEI MODELLI IDRAULICI ADOTTATI	8
3.2 SCELTA DEI LIMITI DI VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA	19
3.3 ANALISI IDRAULICA DEL CANALE DEVIATORE	23
3.4 ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEI RETICOLI SIGNIFICATIVI	36
3.5 CONCLUSIONI	47
4 VALUTAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO	48
5. PRESCRIZIONI	50

1. **PREMESSA**

La presente relazione costituisce la seconda parte dello studio relativo all'incarico conferito dal Comune di Capurso con Determinazione Dirigenziale del Capo di Assetto del Territorio N. 459 del 19/09/2013 " *Analisi e studi di carattere idrologico ed idraulico dei reticoli idrografici nel territorio comunale di Capurso, da eseguirsi ai sensi delle NTA del P.A.I. della Puglia.*" al fine di acquisire una conoscenza idraulica del territorio finalizzata alla futura pianificazione territoriale coerente anche con le tematiche della Difesa del Suolo.

In particolare la presente relazione, in continuità con lo studio morfologico ed idrologico già condotto nella prima fase dell'incarico, ha come obiettivo:

- Modellazione monodimensionale dei reticoli incisi (che interessano il centro urbano) e valutazione della scala di deflusso delle singolarità presenti sul territorio;
- Modellazione idraulica in moto vario (bidimensionale) dei reticoli significativi;
- Report della modellazione idraulica e analisi delle condizioni idrodinamiche;
- Determinazione dello stato di fatto (rappresentazione dell'effetto al suolo ossia delle aree a pericolosità idraulica AP, MP e BP).
- Determinazione delle aree a diverso grado di rischio.

2. **BREVE SINTESI DEI PARAMETRI IDROLOGICI**

Nella prima fase di studio sono stati individuati i parametri idrologici da assumere come parametri di progetto iniziali per l'analisi idraulica oggetto della presente relazione.

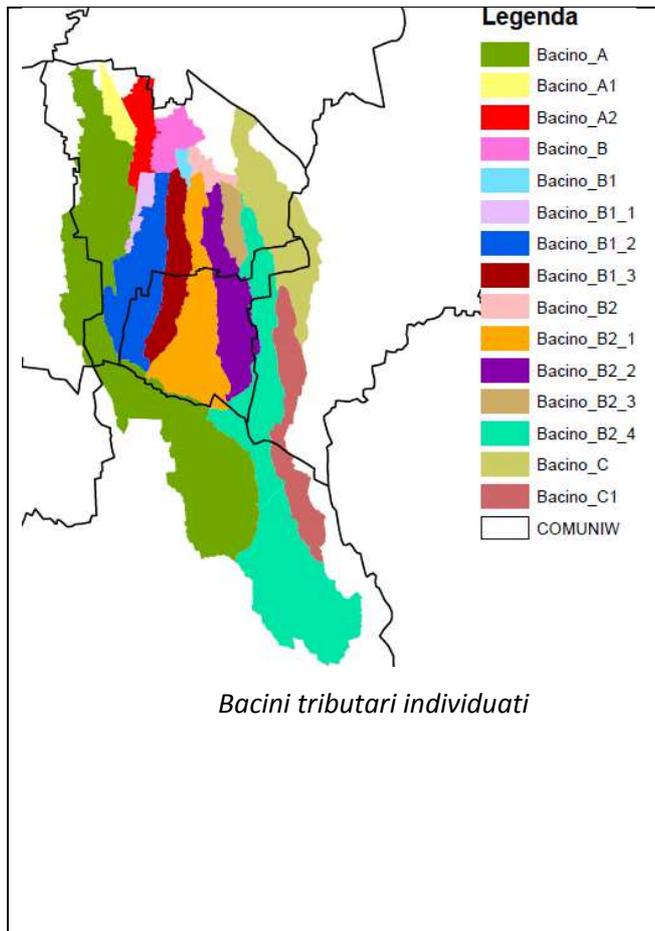
In sintesi:

- È stata effettuata l'analisi pluviometrica con il Metodo Va.Pi e con le altezze di pioggia della stazione pluviometrica locale adottando la curva di pioggia più cautelativa:

VAPI zona 5	a	n
TR30	54.058	0.205
TR200	81.696	0.205
TR500	95.044	0.205

valori dei parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica relativa al bacino in oggetto della zona omogenea 5

- Sono stati individuati i bacini tributari delle direzioni preferenziali di deflusso con le relative caratteristiche della capacità di deflusso (valore del CN del metodo SCS):



Bacino	Valore del CN II	Valore del CN III
A	71.28	85.38
A_1	82.49	92.53
A_2	86.16	94.69
B	82.37	92.46
B1	85.93	94.56
B1_1	89.79	96.75
B1_2	69.7	84.30
B1_3	83.17	92.94
B2	77.25	89.29
B2_1	77.9	89.71
B2_2	78.34	89.98
B2_3	79.47	90.69
B2_4	70.16	84.62
C	70.82	85.07
C1	69.67	84.28

Valori del Curve Number

Bacino A	
A = Area di bacino [Kmq]	9.200
Hmax = H massima del bacino	312.660
H = H media del bacino [m]	251.830
H min = H minima del bacino [m]	191.000
Lp = Flowlength MAX [Km]	10.310
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	9.279
im = Pendenza media del bacino [%]	2.148
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.012
Ha = H media dell'asta princ. [m]	251.830

Bacino A1	
A = Area di bacino [Kmq]	0.440
Hmax = H massima del bacino	114.540
H = H media del bacino [m]	77.380
H min = H minima del bacino [m]	59.950
Lp = Flowlength MAX [Km]	1.680
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	1.512
im = Pendenza media del bacino [%]	2.148
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.032
Ha = H media dell'asta princ. [m]	77.380

Bacino A2	
A = Area di bacino [Kmq]	0.780
Hmax = H massima del bacino	99.520
H = H media del bacino [m]	73.490
H min = H minima del bacino [m]	61.670
Lp = Flowlength MAX [Km]	2.040
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	1.836
im = Pendenza media del bacino [%]	3.100
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.019
Ha = H media dell'asta princ. [m]	73.490

Bacino B	
A = Area di bacino [Kmq]	0.690
Hmax = H massima del bacino	92.770
H = H media del bacino [m]	78.410
H min = H minima del bacino [m]	64.050
Lp = Flowlength MAX [Km]	9.610
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	8.649
im = Pendenza media del bacino [%]	3.490
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.003
Ha = H media dell'asta princ. [m]	78.410

Bacino B1	
A = Area di bacino [Kmq]	0.130
Hmax = H massima del bacino	92.770
H = H media del bacino [m]	80.150
H min = H minima del bacino [m]	67.530
Lp = Flowlength MAX [Km]	0.700
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	0.63
im = Pendenza media del bacino [%]	3.490
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.036
Ha = H media dell'asta princ. [m]	80.150

Bacino B1_1	
A = Area di bacino [Kmq]	0.300
Hmax = H massima del bacino	99.520
H = H media del bacino [m]	82.430
H min = H minima del bacino [m]	75.410
Lp = Flowlength MAX [Km]	2.010
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	1.809
im = Pendenza media del bacino [%]	2.670
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.012
Ha = H media dell'asta princ. [m]	82.430

Bacino B1_2	
A = Area di bacino [Kmq]	2.340
Hmax = H massima del bacino	148.190
H = H media del bacino [m]	111.870
H min = H minima del bacino [m]	75.550
Lp = Flowlength MAX [Km]	4.706
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	4.2354
im = Pendenza media del bacino [%]	3.180
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.015
Ha = H media dell'asta princ. [m]	111.870

Bacino B1_3	
A = Area di bacino [Kmq]	1.420
Hmax = H massima del bacino	155.020
H = H media del bacino [m]	100.160
H min = H minima del bacino [m]	73.870
Lp = Flowlength MAX [Km]	4.920
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	4.428
im = Pendenza media del bacino [%]	3.510
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.016
Ha = H media dell'asta princ. [m]	100.160

Bacino B2	
A = Area di bacino [Kmq]	0.300
Hmax = H massima del bacino	92.770
H = H media del bacino [m]	80.370
H min = H minima del bacino [m]	67.980
Lp = Flowlength MAX [Km]	0.810
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	0.729
im = Pendenza media del bacino [%]	3.490
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.031
Ha = H media dell'asta princ. [m]	80.370

Bacino B2_1	
A = Area di bacino [Kmq]	2.700
Hmax = H massima del bacino	158.630
H = H media del bacino [m]	118.730
H min = H minima del bacino [m]	73.260
Lp = Flowlength MAX [Km]	5.951
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	5.3559
im = Pendenza media del bacino [%]	4.112
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.014
Ha = H media dell'asta princ. [m]	118.730

Bacino B2_2	
A = Area di bacino [Kmq]	2.000
Hmax = H massima del bacino	153.830
H = H media del bacino [m]	106.770
H min = H minima del bacino [m]	74.760
Lp = Flowlength MAX [Km]	5.871
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	5.2839
im = Pendenza media del bacino [%]	3.141
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.013
Ha = H media dell'asta princ. [m]	106.770

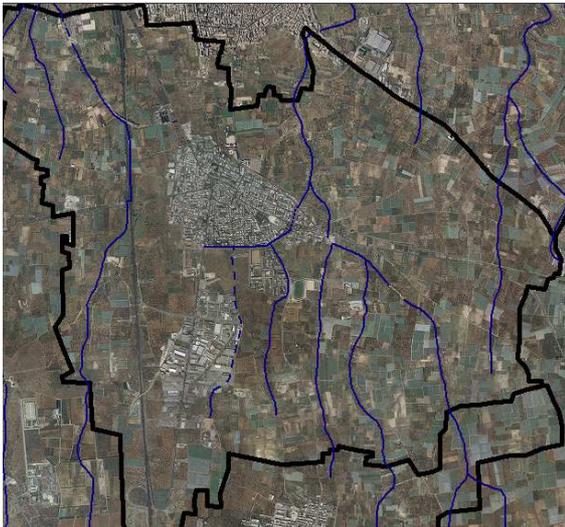
Bacino B2_3	
A = Area di bacino [Kmq]	0.500
Hmax = H massima del bacino	98.630
H = H media del bacino [m]	87.070
H min = H minima del bacino [m]	74.540
Lp = Flowlength MAX [Km]	2.273
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	2.0457
im = Pendenza media del bacino [%]	2.193
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.011
Ha = H media dell'asta princ. [m]	87.070

Bacino B2_4	
A = Area di bacino [Kmq]	6.700
Hmax = H massima del bacino	169.760
H = H media del bacino [m]	134.630
H min = H minima del bacino [m]	99.500
Lp = Flowlength MAX [Km]	9.145
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	8.2305
im = Pendenza media del bacino [%]	2.770
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.008
Ha = H media dell'asta princ. [m]	134.630

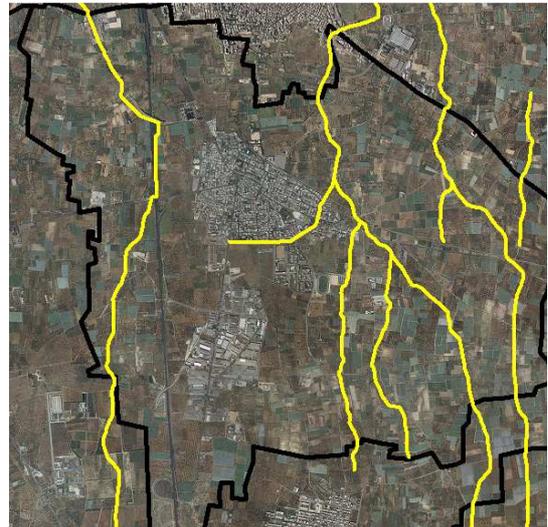
Bacino C	
A = Area di bacino [Kmq]	2.750
Hmax = H massima del bacino	209.870
H = H media del bacino [m]	154.680
H min = H minima del bacino [m]	99.500
Lp = Flowlength MAX [Km]	4.600
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	4.14
im = Pendenza media del bacino [%]	2.650
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.024
Ha = H media dell'asta princ. [m]	154.680

Bacino C1	
A = Area di bacino [Kmq]	1.900
Hmax = H massima del bacino	209.870
H = H media del bacino [m]	174.440
H min = H minima del bacino [m]	99.500
Lp = Flowlength MAX [Km]	5.360
L = lungh. dell'asta princ. [Km]	4.824
im = Pendenza media del bacino [%]	2.625
ia = Pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.021
Ha = H media dell'asta princ. [m]	174.440

- Sono stati individuati i reticoli idrografici più significativi in base a valutazioni di carattere idrologico, idraulico e funzionale, per i quali proporre l'applicazione delle Norme Tecniche del PAI della Puglia e **quindi determinare le aree a diversa pericolosità idraulica per i tempi di ritorno previsti (Tr 30, tr 200, e tr 500 anni).**



Reticoli idrografici della bozza della carta idrogeomorfologica



Nuovi reticoli significativi proposti

Per i reticoli significativi individuati sarà effettuata l'analisi idraulica con individuazione delle aree ad Alta, Media e Bassa pericolosità idraulica nonché il rischio associato.

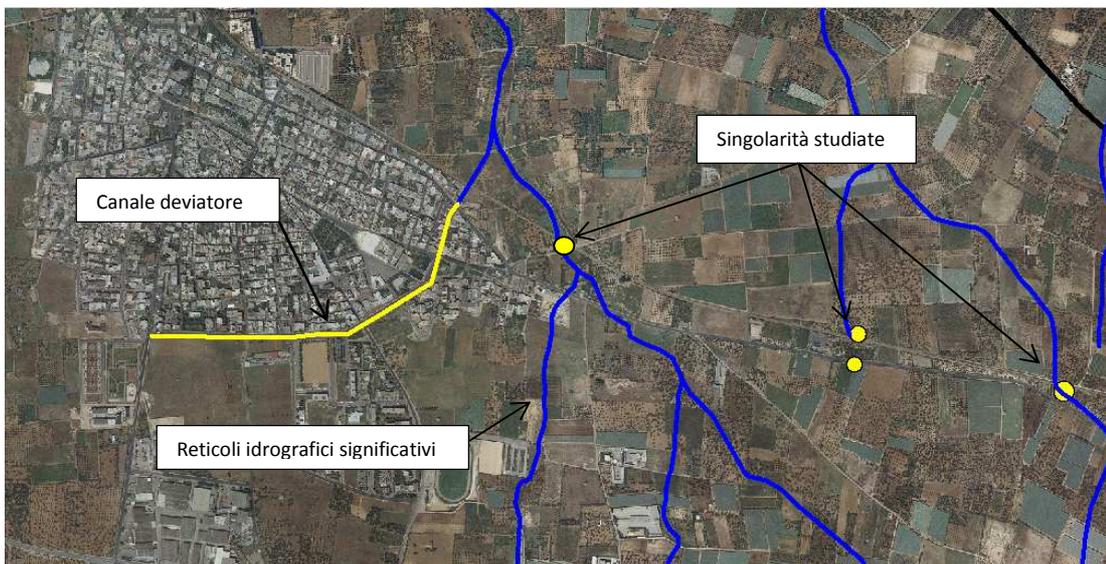
3. ANALISI IDRAULICA

I parametri idrologici individuati nella prima fase sono stati assunti a base dell'analisi idraulica illustrata nella presente relazione.

Il lavoro condotto è stato complesso e differenziato in funzione della tipologia dei bacini tributari e delle singolarità presenti sul territorio.

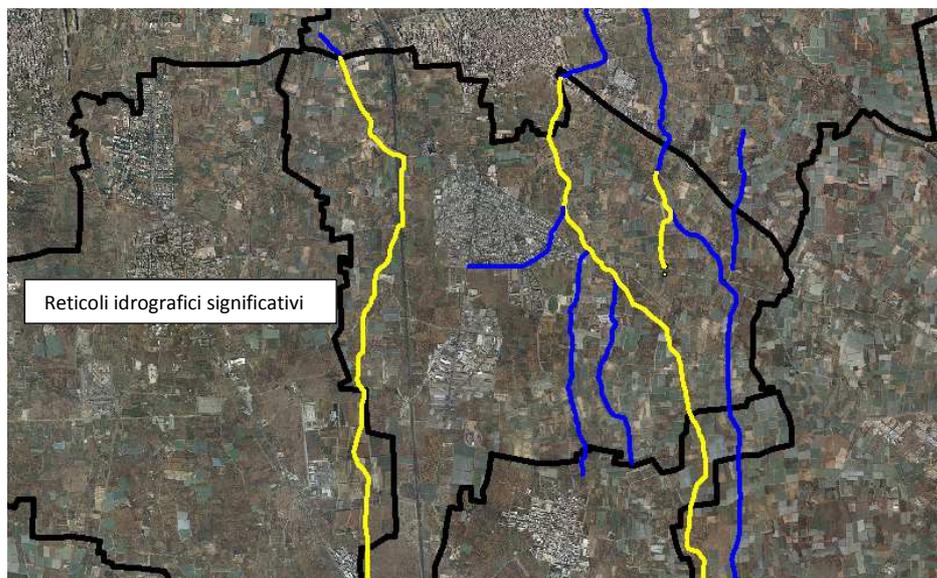
In particolare sono stati utilizzati 3 tipi di modellazione:

- **Modellazione monodimensionale:** per lo studio dei reticoli incisi (quali il canale di guardia del centro urbano) e le singolarità presenti sul territorio (tombini di attraversamento dei reticoli della viabilità o ferrovia);



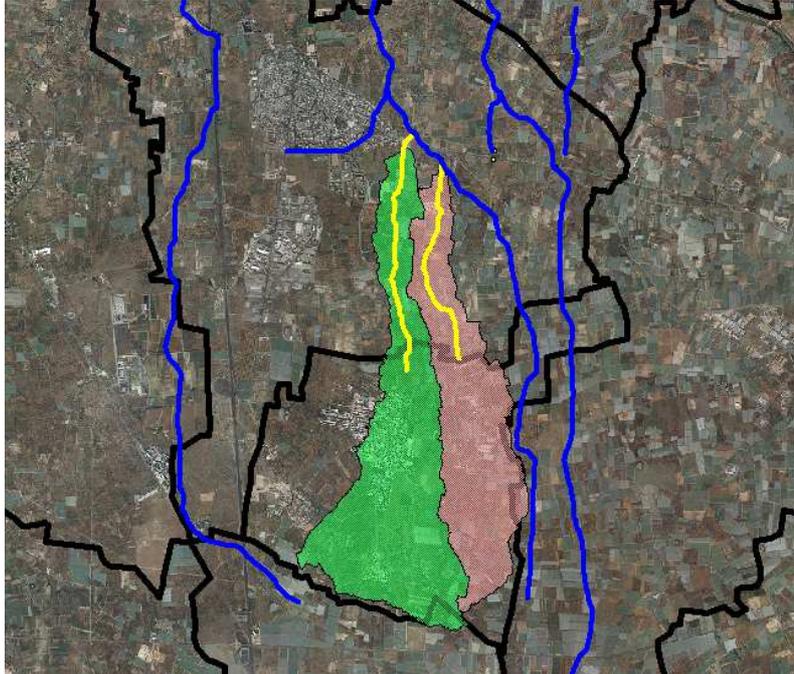
Individuazione dei reticoli e delle singolarità studiate con il modello monodimensionale (in giallo)

- **Modellazione su dominio bidimensionale a parametri distribuiti:** per lo studio della dell'effetto al suolo delle piene dei reticoli minori e influenzati dall'urbanizzazione diffusa.



Individuazione dei reticoli idrografici significativi studiati con il modello bidimensionale a parametri concentrati(in giallo)

- **Modellazione su dominio bidimensionale a parametri distribuiti:** per lo studio dell'effetto al suolo delle piene dei reticoli extraurbani (reticoli gerarchicamente superiori), inserendo nel dominio le scale di deflusso delle singolarità dedotte con la modellazione monodimensionale;



In giallo i reticoli idrografici significativi studiati con il modello bidimensionale a parametri distribuiti (*in giallo*)

3.1 TEORIA DEI MODELLI IDRAULICI ADOTTATI

In generale il Modello matematico idraulico `e una rappresentazione del sistema reale tramite un insieme di relazioni matematiche che anche non potendo descrivere esattamente il suo comportamento nel particolare permette comunque di formulare in maniera matematica il problema di controllo.

La complessità del modello dipende dal sistema che si deve descrivere.

Esistono molti tipi di modelli che possono essere classificati secondo diversi criteri: modelli fisici (di scala, analogici, di simulazione) oppure astratti (deterministici, aggregati e distribuiti o non deterministici, probabilistici e stocastici), ecc.

Nello studio in questione sono stati utilizzati modelli del tipo monodimensionale e bidimensionale

Modello monodimensionale

Per valutare in maniera oggettiva e completa il regime idraulico del canale deviatore (reticolo inciso) e la scala di deflusso delle singolarità presenti sul territorio, si è utilizzato un programma di calcolo e modellazione molto diffuso, HEC RAS. La sigla è un acronimo di Hydrologic Engineering Center's River Analysis System, il software è prodotto dallo US ARMY engineering corps, ed è gratuitamente scaricabile da internet.

Di seguito si illustrano brevemente i contenuti del modello, rimandando ogni approfondimento, ai documenti presenti sul sito ufficiale (www.hec.usace.army.mil).

HEC-RAS è un programma realizzato per simulare la propagazione delle piene attraverso uno schema di calcolo monodimensionale; il software può lavorare in moto permanente o vario, e, oltre che analizzare la singola asta fluviale (come nel caso in studio), è possibile analizzare reticoli più complessi, che prevedono la confluenza di più canali. Inoltre è possibile prevedere trasporto di sedimenti, stazioni di pompaggio e celle di accumulo (nel caso di modellazione in moto vario), ecc..

Il software dispone di una interfaccia grafica attraverso cui inserire i dati fisici necessari (caratteristiche geometriche dell'asta), idraulici (condizioni al contorno e portate di verifica), ed applicare le differenti routine di modellazione, ovvero scegliere le metodologie di calcolo. Inoltre è stata recentemente sviluppato un applicativo in ambiente GIS (GEO RAS), attraverso cui è possibile realizzare le attività di pre e post-processing delle applicazioni dell' HEC RAS, sino alla individuazione delle aree inondate.

Avendo, come vedremo, utilizzato il modello relativamente alle condizioni di moto permanente, si fa un breve cenno alle routine di calcolo utilizzate dal software.

Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili sia di correnti lente che veloci, ed inoltre è possibile valutare profili misti, con passaggio attraverso lo stato critico.

Il profilo idraulico è calcolato normalmente (standard step method) attraverso la soluzione iterativa della equazione dell'energia, tra due sezioni consecutive. Le perdite relative al termine cinetico dell'equazione, sono calcolate aggiungendo alle perdite continue per attrito, "J", un coefficiente di contrazione/espansione, che viene moltiplicato per la differenza delle altezze cinetiche medie tra due sezioni successive.

L'equazione che esprime la perdita di energia è la seguente:

$$h_e = LJ' + C \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

L = lunghezza del tratto di alveo compreso tra le due sezioni successive, "pesata" in funzione della portata defluente all'interno della sezione trasversale su zone con differente coefficiente di attrito (basato sulla equazione di Manning)

J' = pendenza di attrito "rappresentativa" (media) delle due sezioni successive (in caso di moto uniforme sarebbe parallela al fondo e costante).

C = coefficiente di contrazione o di espansione

Occorre ribadire che il software è programmato per il calcolo di profili nell'ipotesi monodimensionale, e quindi fornisce, per ciascuna sezione trasversale, un'unica altezza del pelo libero e

un'unica altezza della linea dell'energia. L'altezza della linea dell'energia è ottenuta calcolando un valore "pesato" dalla portata di ciascuna delle sottosezioni in cui si può suddividere la sezione trasversale.

Per calcolare quindi il valore dell'energia per l'intera sezione, bisogna ricavare la parte relativa alla altezza cinetica media, passando attraverso la valutazione del coefficiente di velocità α (a sua volta "pesato"):

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2}$$

In generale si ottiene, per $Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N$:

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2}$$

Come detto, le perdite continue per attrito sono valutate come il prodotto di

$$J'_f \times L$$

dove J'_f è la pendenza media della linee dell'energia tra due sezioni consecutive distanti tra loro L (pesate in funzione delle "portate trasversali").

La pendenza della linea dell'energia è calcolata, per ciascuna sezione, tramite l'equazione di Manning, nel modo seguente:

$$J_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

dove K rappresenta il termine di "trascinamento" e quindi influenza le perdite continue; il modello contiene espressioni alternative che possono essere scelte dall'utente. In particolare l'espressione

$$J_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

è quella di default nel programma.

Le *perdite per contrazione ed espansione*, rappresentative in un certo senso delle perdite localizzate, sono calcolate in HEC-RAS tramite la seguente equazione:

$$h_{ce} = C \left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right]$$

dove:

C = coefficiente di contrazione o espansione.

Il programma assume che vi sia una contrazione, ogni volta che l'altezza cinetica (velocity head) a valle è maggiore di quella immediatamente a monte. Al contrario si assume una espansione, quando la altezza cinetica a valle è minore di quella di monte.

In definitiva l'equazione della energia, al fine della valutazione della incognita ovvero del tirante idrico nella singola sezione, viene applicata in maniera iterativa, secondo il seguente schema, assegnate che siano le condizioni al contorno:

1. viene assunta una altezza del pelo libero nella sezione a monte di quella ritenuta nota (o a valle a seconda se siamo in corrente lenta o veloce);
2. su questo valore ipotetico, si valutano i valori di K e della altezza cinetica;
3. ora viene calcolato il termine J_f e quindi è possibile valutare h_e ;
4. con i valori ricavati, si ricava la altezza del pelo libero nella sezione di monte;
5. si confrontano il valore appena ricavato, con quello assunto al punto 1 e si reitera il calcolo, sino ad una tolleranza di 0.003 m (valore predefinito, modificabile dall'utente).

Il criterio utilizzato per l'assunzione di una altezza iniziale del tirante, varia nell'ambito della procedura, man mano che si sviluppano passaggi successivi. Nel primo passaggio, relativo ai 5 punti descritti, il tirante si basa sulla proiezione di quello della sezione precedente nella sezione in studio. Nel secondo passaggio, invece, è utilizzato il tirante del primo passaggio, incrementata del 70% dell'errore risultante al primo passaggio (altezza calcolata – altezza assunta). Il terzo passaggio e i successivi, sono invece basati su un metodo di proiezione "secante", tendente a limitare la discrepanza evidenziata.

In tutte le situazioni in cui non sia un profilo di corrente gradualmente variato, ma che prevedono risalti idraulici, passaggio attraverso lo stato critico (per bruschi cambi di pendenza, restringimenti, attraversamenti, ponti) e quindi si generano profili di corrente rapidamente variati, il programma utilizza in luogo della equazione dell'energia, l'equazione del momento, o dell'equilibrio dinamico.

L'equazione deriva dalla seconda legge di Newton ($F = m \cdot a$, ovvero Forza=massa*accelerazione), applicata ad una massa d'acqua compresa tra due sezioni; l'espressione della differenza dei momenti nell'unità temporale tra le sezioni 1 e 2, si esprime con la seguente equazione:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$

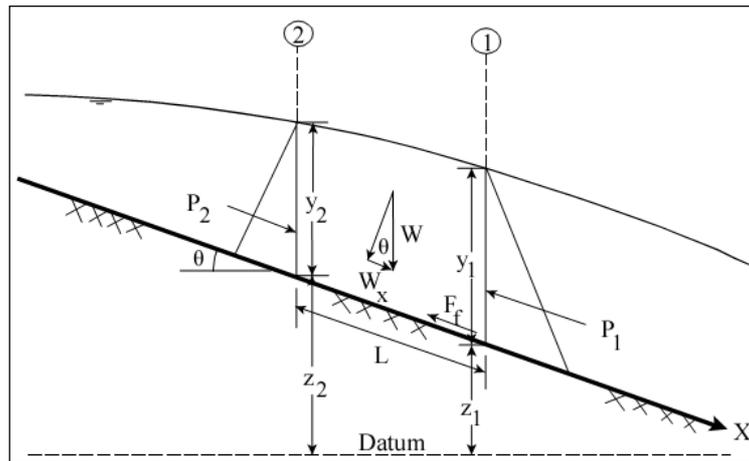


Figura 11 - azioni esercitate sulla massa d'acqua

dove:

$P =$ spinta sulle sezioni 1 e 2

$W_x =$ forza peso nella direzione del moto

$F_f =$ forza dovuta alle perdite per l'attrito esterno tra 2 e 1

$Q =$ portata

$\rho =$ densità dell'acqua

$\Delta V_x =$ cambio di velocità tra 2 e 1 nella direzione del moto.

Risolvendo le varie componenti dell'equazione base, si perviene alla formulazione usata dal modello che la soluzione dell'equazione dei momenti, che risulta essere la seguente:

$$\frac{Q_2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1$$

Nel caso di presenza di attraversamenti dei fiumi da parte di infrastrutture a rete la procedura di calcolo individua 4 sezioni a cavallo di ognuno di essi (2 a monte e 2 a valle) che sono influenzate dalla presenza dello stesso (figure 10a e 10b).

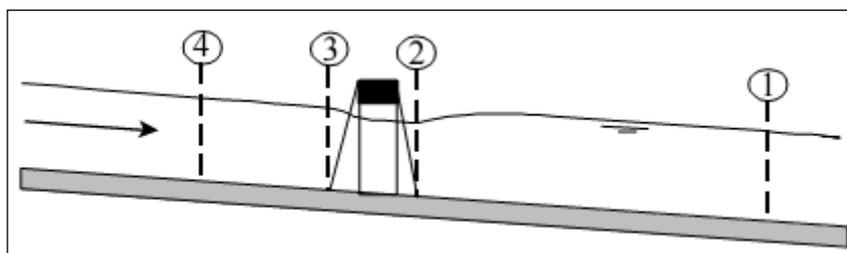


Figura 12 - sezioni interessate dall'interferenza di un attraversamento con il moto a pelo libero dell'acqua

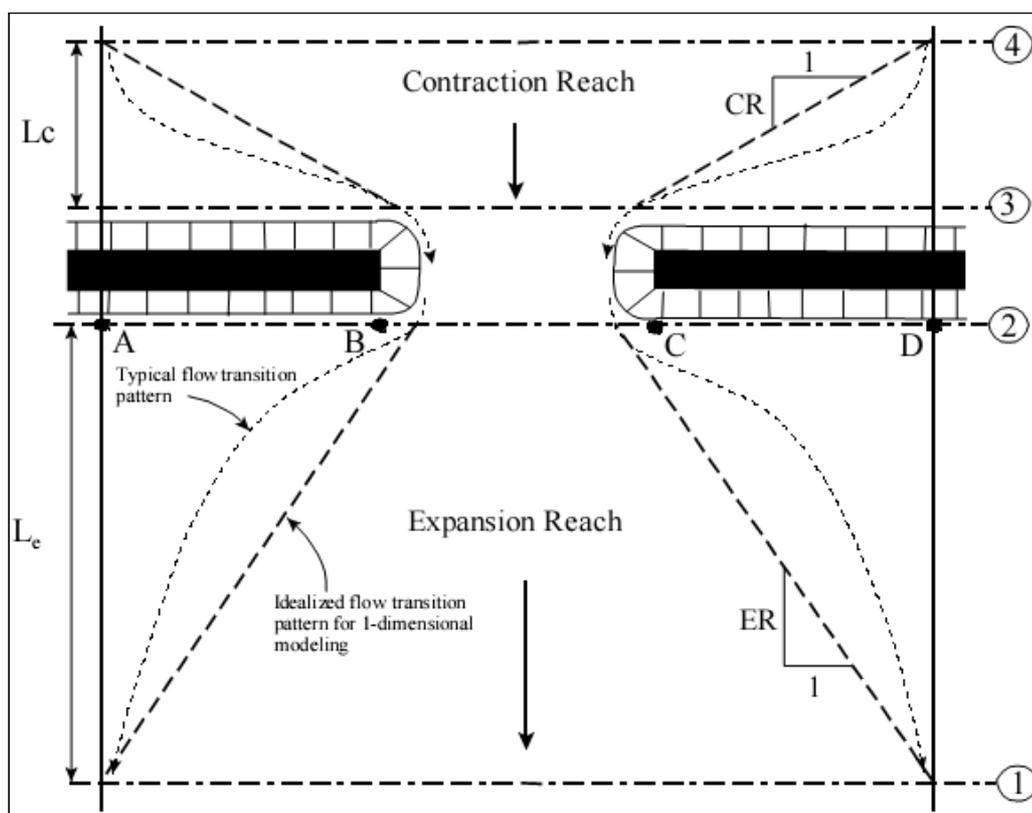


Figura 13 - sezioni interessate dall'interferenza di un attraversamento con il moto a pelo libero dell'acqua

Le sezioni 3 e 2 (figure 12 e 13) sono quelle adiacenti all'attraversamento; in esse va inserita la porzione di sezione non interessata dal deflusso idrico (ineffective flow areas) a causa del restringimento (a monte) e dell'allargamento (a valle) dei filetti fluidi che, pertanto, non impegnano l'intera sezione. Dal manuale del software si riscontra la possibilità di considerare un rapporto 1 a 1 di contrazione ed espansione fra le sezioni dell'attraversamento e quella immediatamente a monte o valle (sezioni 3 e 2) a patto che venga impostata una distanza dall'impalcato del ponte, quanto più piccola possibile.

La sezione 4 è quella a monte della 3 ove si ipotizza che immediatamente a valle i filetti fluidi tendano a convergere e non sono più paralleli. Per questa sezione il rapporto di contrazione diventa CR a 1, dove CR è il coefficiente di contrazione. Dal manuale del software si evince che da un punto di vista

numerico la sezione 4 dovrebbe trovarsi ad una distanza (L_c) pari alla media delle distanze AB e CD, ovvero delle spalle dell'attraversamento che provocano la contrazione dei filetti.

La sezione 1 è quella a valle della 2 dove si ipotizza che i filetti fluidi ritornino ad essere paralleli, il rapporto di espansione è ER a 1 dove ER è il coefficiente di espansione. La sezione 1 dev'essere posta sufficientemente a valle dell'attraversamento in modo da non risentire dell'effetto dello stesso. Dal punto di vista numerico, questa distanza, dipende dalla luce dell'attraversamento, dalla larghezza, dalla forma, dalla pendenza, dalla scabrezza e dalla velocità della corrente. Nella pratica non esiste un metodo univoco per la sua determinazione ma esso va valutato caso per caso; generalmente questo valore non può essere inferiore a quattro volte la larghezza della strozzatura.

Per concludere questa panoramica sul modello, si rammenta la possibilità di inserire nella geometria del sistema aree di accumulo e rilascio, di esondazione al di fuori del canale principale, e di deposito temporaneo o definitivo (ovvero zone in cui la componente cinetica si annulla).

Modello bidimensionale

Il modello bidimensionale è stato utilizzato per la valutazione dell'effetto al suolo delle piene di riferimento dei reticoli significativi in quanto più adottato per lo studio di diffusione del deflusso in ambienti caratterizzati da singolarità idrauliche e urbanizzati.

Il modello, prevede la costruzione di un modello digitale del terreno preso a base della caratterizzazione morfologica del territorio, e in funzione degli input idrologici si divide in:

- **parametri concentrati** (dove si inserisce a monte del reticolo indagato, l'idrogramma di piena determinato dalle formule empiriche):
- **parametri distribuiti** (dove come input si inseriscono gli idrogrammi di progetto e nelle singole celle la capacità di deflusso individuata dal valore del CN);

Per entrambe le tipologie è comune il motore di calcolo rappresentato dal **software FLO2D**.

Il software FLO-2D studia la dinamica della modellazione della piena in condizioni di alvei incisi e di territori pianeggianti modella la propagazione secondo due direzioni anziché una come i modelli monodimensionali.

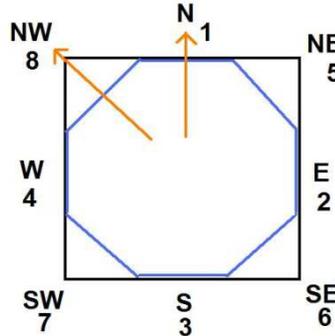
Di seguito si illustrano brevemente i contenuti del modello, rimandando ogni approfondimento, ai documenti presenti sul sito ufficiale (www.flo2D.com).

Il modello matematico del moto vario è quello che meglio si presta a descrivere la traslazione dell'onda di piena. La sua formulazione deriva dal sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali di De Saint Venant che, scritte nella forma ad una dimensione,

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \qquad \text{equazione di continuità}$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} = i_f - J \quad \text{equazione dinamica}$$

dove y rappresenta il tirante idrico e U rappresenta la velocità media nella sezione in una delle otto direzioni del flusso della cella.



L'equazione di continuità, esprime il bilancio delle masse entranti ed uscenti da una generica cella invece l'equazione dell'energia, esprime, per quella medesima cella, il bilancio energetico. Questa è differenziata dal moto permanente per l'introduzione delle derivate parziali rispetto tempo. La portata è variabile sia nello spazio che nel tempo.

Le perdite di carico sono basate sull'equazione di Manning

Per il processo alluvionale le equazioni del moto in FLO2D sono applicate calcolando la velocità media di flusso attraverso il confine della griglia di calcolo una direzione alla volta delle otto potenziali disponibili come condizioni al contorno di queste otto, quattro sono nel verso ortogonale degli assi principali (Nord-est sud e ovest) e quattro in direzione diagonale (NE-SE-SW e NW). Ciascun calcolo di velocità è essenzialmente unidimensionale in natura e viene risolto indipendentemente dalle altre sette direzioni. La stabilità di questo schema numerico è basata su un rigido criterio per il controllo della misura della variabile computazionale del passo temporale.

La procedura di calcolo dell'algoritmo consiste in:

- calcolo dei parametri caratteristici idraulici (tirante, pendenza e Manning) sono mediati sul contorno tra i due elementi della griglia,
- Ogni cella è associata univocamente ad un valore di elevazione, un coeff. di scabrezza di Manning ed un tirante idrico
- il tirante idrico per il calcolo della velocità lungo i confini della cella è stimato dal precedente valore del timestep incrementato in maniera lineare con la formula di Manning;

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i$$

- la prima stima della velocità è computata utilizzando l'equazione dell'onda diffusiva ($S_f = S_o - \partial h / \partial x$);

- il valore di velocità individuato viene utilizzato come primo valore per il metodo di Newton- Raphson (metodo delle tangenti) per la risoluzione dell'equazione dell'onda dinamica completa. Le velocità V nelle singole direzioni sono determinate separatamente;
- la portata in ogni singola direzione viene computata moltiplicando la velocità individuata con l'area della sezione idraulica corretta con un parametro che tiene conto della riduzione dovuta ad ostacoli (WRFs);
- Anche gli altri parametri idraulici sono mediati tra le celle adiacenti in direzione del flusso per calcolare la velocità, scabrezza, sezione bagnata, tirante e perimetro bagnato .
- L'incremento di portata nel passo temporale lungo le otto direzioni viene sommato e distribuito negli accumuli locali e successivamente trasformato in aumento di tirante idrico

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_w + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{sw} + Q_{nw}$$

$$\Delta d_x^{i+1} = \Delta Q_x^{i+1} \Delta t / A_{swf}$$

- Il processo deve essere verificato se supera criterio di stabilità numerica senza il quale la simulazione è riportata all'istante precedente e aumentato il time step fino alla determinazione della velocità che soddisfa i criteri di stabilità.

Ossia:

$$\Delta t < \zeta S_o \Delta x^2 \div q_o$$

dove:

Δt = Passo temporale

ζ = Coeff. empirico ($0.10 < \zeta < 1.0$)

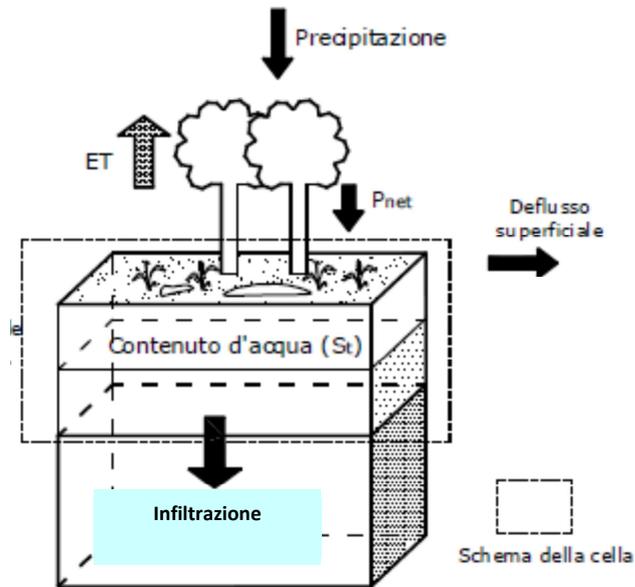
S_o = Pendenza del fondo

Δx = Dimensione della cella

q_o = Portata specifica per il canale

Un particolare riferimento come già accennato al paragrafo 4.3 della relazione idrologica, è doveroso farlo per il modello idrologico fisicamente basato a parametri distribuiti dove la complessità del sistema viene rappresentata attraverso tutti i fenomeni fisici coinvolti. Oltre a rappresentare la relazione input-output, sono riprodotte le relazioni interne fra le variabili idrologiche.

Adottando la schematizzazione spaziale a griglia (raster), è possibile infatti attribuire ad ogni cella le informazioni relative a morfologia del bacino, sviluppo del reticolo idrografico, caratteristiche idrogeologiche del suolo, (anche eventualmente carico inquinante immesso), afflusso meteorico, ecc. che vengono utilizzate nelle varie equazioni di bilancio e di trasferimento.



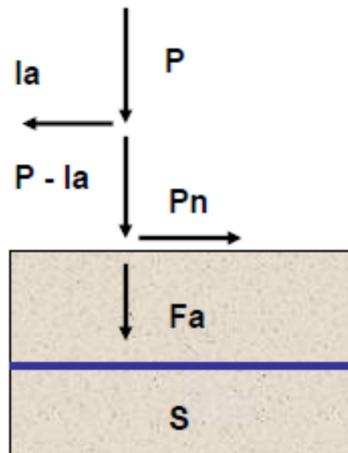
Il modello restituisce una descrizione dei processi funzionanti in un sistema idrologico in maniera puntuale, mediante la ricerca della soluzione delle equazioni differenziali, esprimenti i bilanci di massa, di quantità di moto e, quando necessario, di energia, che governano i processi medesimi.

Nonostante le ipotesi semplificative necessarie a risolvere le equazioni che governano i vari processi, tali modelli richiedono una cospicua mole di dati e notevoli tempi di calcolo.

Nel caso in oggetto, le variabili che concorrono alla definizione del problema sono:

- pioggia lorda (determinata dall'equazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto);
- durata della precipitazione;
- perdita iniziale (relativa all'intercettazione e evapotraspirazione = I_a);
- coefficiente di immagazzinamento del suolo (S)
- perdita di infiltrazione.

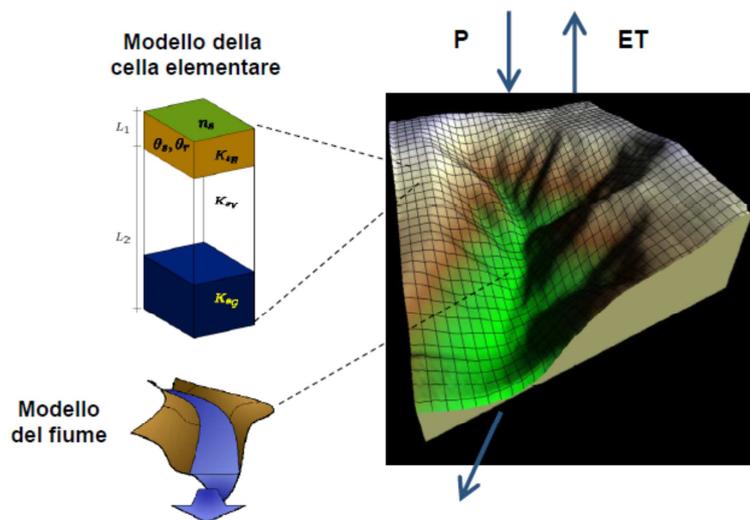
I primi due parametri sono riconducibili allo ietogramma di progetto, mentre gli ultimi 3 sono deducibili dal coefficiente CN che nel caso in oggetto è adottato per condizioni di saturazione più gravose del suolo (CNIII).



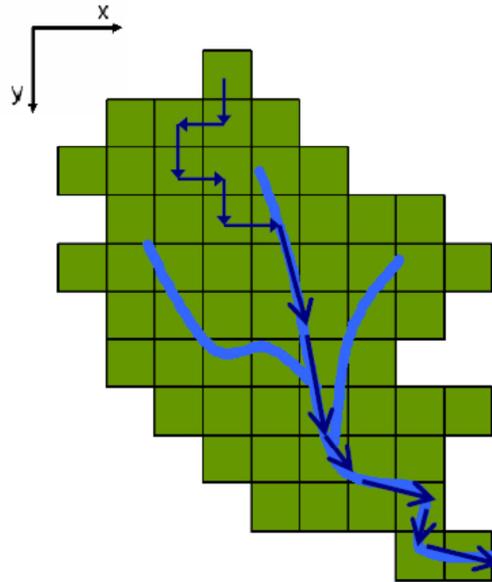
P è la pioggia totale
Pn è la pioggia netta (mm)
la sono le perdite iniziali (mm)

Fa è la perdita per infiltrazione (mm)
S è il coefficiente di immagazzinamento del suolo (mm)

I parametri di input sono inseriti in ogni cella del bacino tributario in funzione della distribuzione spaziale (CN) e temporale (ietogramma di progetto).



Il dato di output per ogni cella risulta essere il deflusso superficiale, che viene elaborato nel suo insieme nel modello idraulico su dominio bidimensionale in funzione delle equazioni di moto ed energia che regolamentano il suo trasferimento in funzione delle condizioni morfologiche del percorso.



Nel caso in questione la verifica è stata effettuata :

- inserendo il valore del CN ponderato del bacino in tutte le celle (inserimento dei valori di perdita iniziale (I_a), Immagazzinamento superficiale (S) e infiltrazione;
- applicando diversi ietogrammi di progetto (modello Chicago per massimizzare l'intensità) in funzione delle durate diverse durate di precipitazione;

3.2 SCELTA DEI LIMITI DI VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA

Le valutazioni idrauliche condotte in questo studio, come vedremo, hanno consentito di individuare le aree interessate dall'inondazione in riferimento alle piene relative ad un tempo di ritorno di 30, 200 e 500 anni.

L'indicazione di allagamento di una superficie non è di per sé un fattore di pericolosità, particolari condizioni di allagamento però possono mettere in condizioni di pericolo le persone presenti nelle aree in cui essi si verificano.

Oltre al tirante idrico, i fattori che influiscono sul livello di pericolo sono la velocità di scorrimento idrico e la persistenza del fenomeno. Infatti un allagamento che presenta un tirante idrico di 0,1 metri risulta diverso da quello derivante da 2 metri, anche se si verifica con lo stesso tempo di ritorno. Al contrario, se il primo possiede una elevata velocità di scorrimento, potrebbe diventare più pericoloso del secondo valore se fosse quest'ultimo quasi statico.

L'Autorità di Bacino della Puglia non da indicazioni a riguardo, tuttavia altre Autorità di Bacino propongono una serie di approcci per procedere alla perimetrazione delle aree di allagamento.

L'Autorità di Bacino del Tevere ha proposto un diagramma che mette in relazione i due parametri fondamentali nella determinazione del livello di pericolosità dell'inondazione, tirante e velocità.

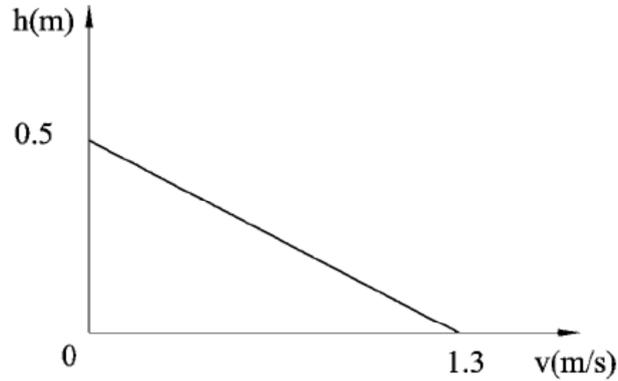
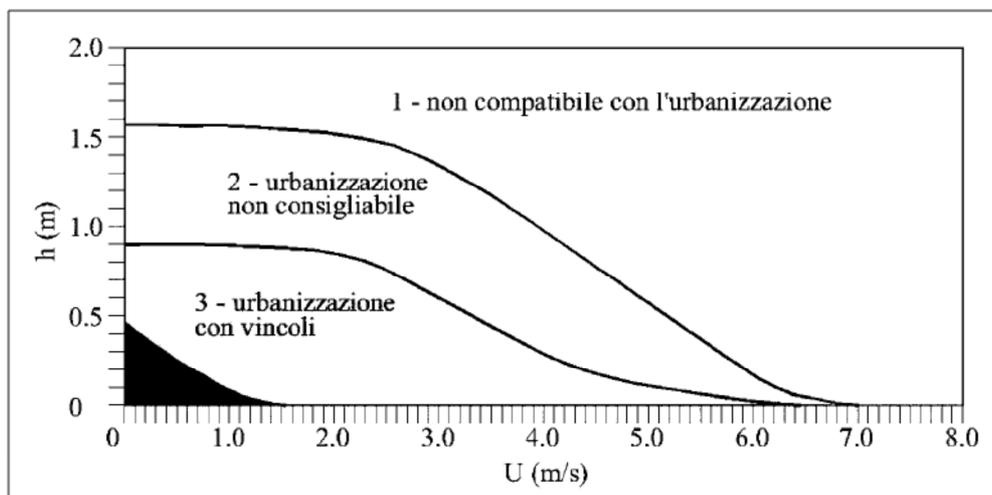


Diagramma della vulnerabilità (autorità di Bacino del Tevere)

Nel caso dell’Autorità del Tevere la superficie esondata è stata suddivisa in sotto-zone caratterizzate da un medesimo valore della spinta idrostatica. Il valore della spinta è funzione della velocità di scorrimento U , e del tirante idrico h ; nel grafico sottostante ($U-h$) sono identificate porzioni caratterizzate da stesso valore delle spinta. A seconda della coppia $U-h$ ogni punto geografico dell’area allagata è catalogato con il riferimento (1, 2, 3, 4) relativo alla porzione del grafico all’interno del quale ricade il punto ($U-h$). Vengono così definite aree “marginali”, quelle ricadenti nella porzione 4 del grafico precedente o colorato in nero nel grafico successivo; qui le condizioni di rischio in termini di incolumità delle persone risultano accettabili anche per minori e disabili con accompagnamento.

Si giunge quindi ad una distinzione generale delle aree a pericolosità in tre classi: dirette, indirette e marginali. I primi due termini derivano da considerazioni prettamente idrauliche, già esposte in precedenza e funzione delle caratteristiche del deflusso, il terzo esprime una condizione di effettiva trascurabilità del rischio.



fonte: A.B. Tevere, 2002

In definitiva viene messo in evidenza il fatto che le condizioni di rischio non dipendono solo dalla presenza/assenza d'acqua e dell'entità del tirante idrico ma anche il fattore velocità di scorrimento (valutata localmente) gioca un ruolo nell'attribuzione del livello di danno effettivo.

Altro esempio, da prendere come riferimento, sono le indicazioni **dell'Autorità di Bacino dell'Adige** che ha individuato 4 aree di pericolosità idraulica (molto elevata, elevata, media, moderata) in base allo schema seguente:

*1) aree di pericolosità idraulica molto elevata (P4): aree allagate in occasione dell'evento di piena con tempo di ritorno di 30 anni nel quale risulti o la presenza di una **lama d'acqua sul piano di campagna superiore ad 1m o una velocità massima di trasferimento superiore ad 1m/s;***

*2) aree di pericolosità idraulica elevata (P3): aree allagate o in occasione di un evento di piena con tempo di ritorno di 30 anni e condizioni di **lama d'acqua massima raggiunta sul piano di campagna tra 50 cm ed 1m, o per un evento più raro (Tr=100 anni) con condizioni come quelle stabilite per pericolosità molto elevata (lama d'acqua massima maggiore di 1m oppure velocità superiore ad 1 m/s);***

*3) aree di pericolosità idraulica media (P2): aree allagate per un evento caratterizzato da un tempo di ritorno di 100 anni nelle quali si instaurino condizioni di **lama d'acqua massima sul piano di campagna compresa tra 0 cm ed 1 m;***

*4) aree di pericolosità idraulica moderata (P1): aree esondabili con eventi di piena meno frequenti (Tr=200 anni) **in qualunque condizioni di lama d'acqua e velocità sul piano di campagna.***

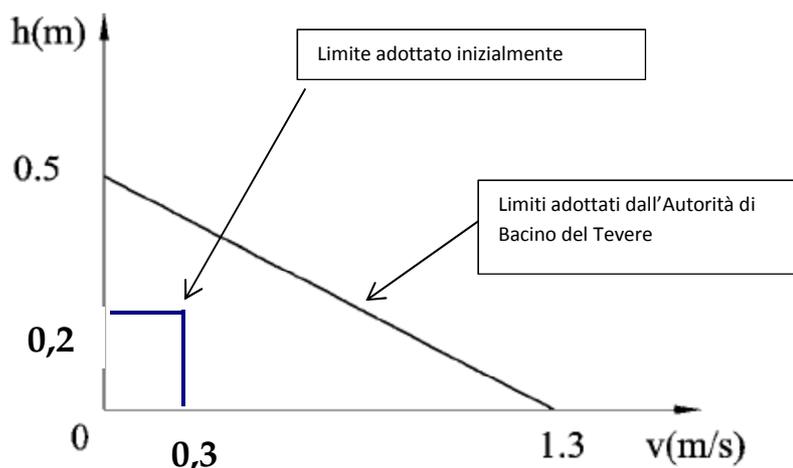
Sulla base di questa distinzione sono state perimetrare aree a diversa pericolosità, attraverso un modello di propagazione dell'onda di piena. Ovviamente le ultime due classi di pericolosità danno luogo ad un rischio NON elevato e quindi non pericoloso per l'incolumità di persone o cose.

Nella Puglia, sono state adottate nel tempo diversi criteri in funzioni di valutazioni e scelte effettuate dai progettisti.

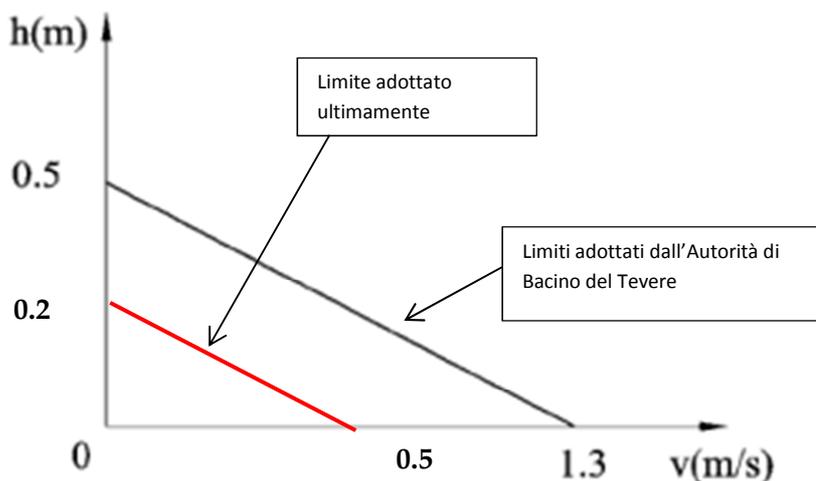
Inizialmente sono stati assunti come limiti di rappresentazione della pericolosità, e quindi della vulnerabilità idraulica, i seguenti limiti:

- **tirante idrico > 0,2 m**
- **velocità > 0,3 m/s.**

Che risultano comunque **molto cautelativi** rispetto ai limiti proposti dalla letteratura tecnica del settore e dalle Autorità di Bacino sopra indicate.



Successivamente è stato introdotto un criterio di scelta, proponendo una retta parallela a quella adottata dell'Autorità di Bacino del Tevere, passante per il punti 0.2 (h); 0 (V)

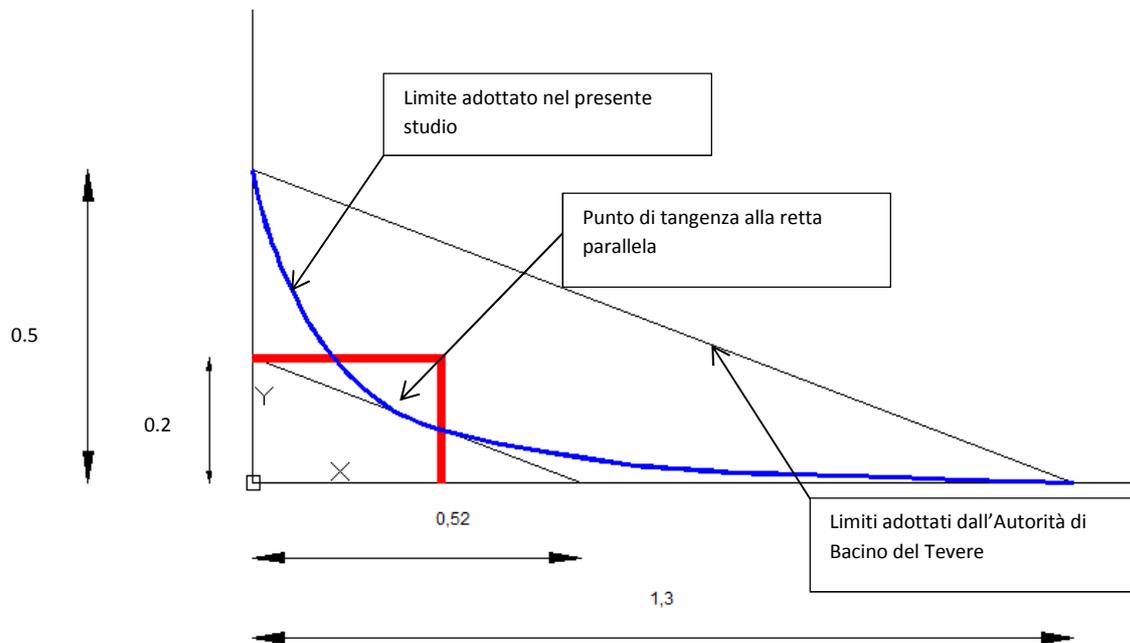


Filtro adottato in confronto con quello dell'Autorità di Bacino del Tevere.

Nello studio in questione è stato previsto un nuovo limite che meglio si adatta sia al limite dell'autorità di Bacino del Tevere sia a concetti legati all'effettiva definizione della pericolosità idraulica.

In sostanza si eliminano dalla perimetrazione delle zone aventi come valori di tirante < 0.5 m e velocità molto limitate (tendenti allo zero) e anche zone aventi valori di velocità < 1.3 m/s aventi tiranti bassissimi.

Tale scelta si configura con l'adozione di una curva specifica (di sesto grado) avente come punti di intersezione agli assi, gli stessi dell'Autorità di Bacino del Tevere e avente un punto di tangenza alla retta sopra rappresentata.



L'equazione di taglio risulta essere:

$$y = 3.6328x^6 - 16.548x^5 + 29.914x^4 - 27.456x^3 + 13.667x^2 - 3.696x + 0.4992$$

Dove:

y = tirante idrico [m]

x = velocità [m/s]

3.3 ANALISI IDRAULICA DEL CANALE DEVIATORE

In questo capitolo viene illustrata la verifica idraulica, del canale deviatore, effettuata in moto permanente con conseguente determinazione del profilo idraulico della piena riferita agli eventi critici a cui corrispondono le portate precedentemente calcolate.

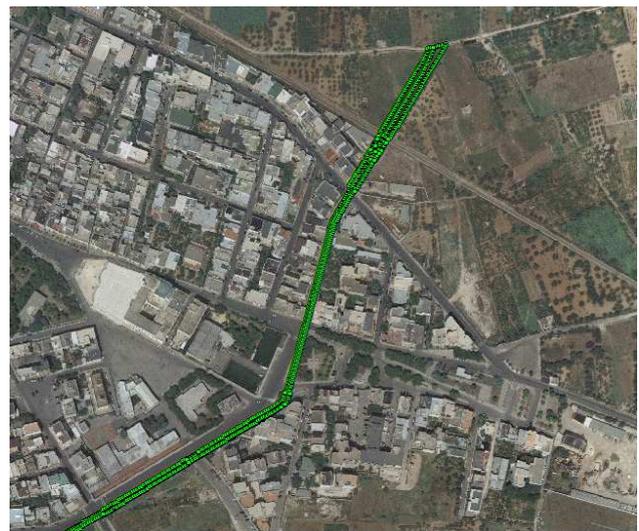
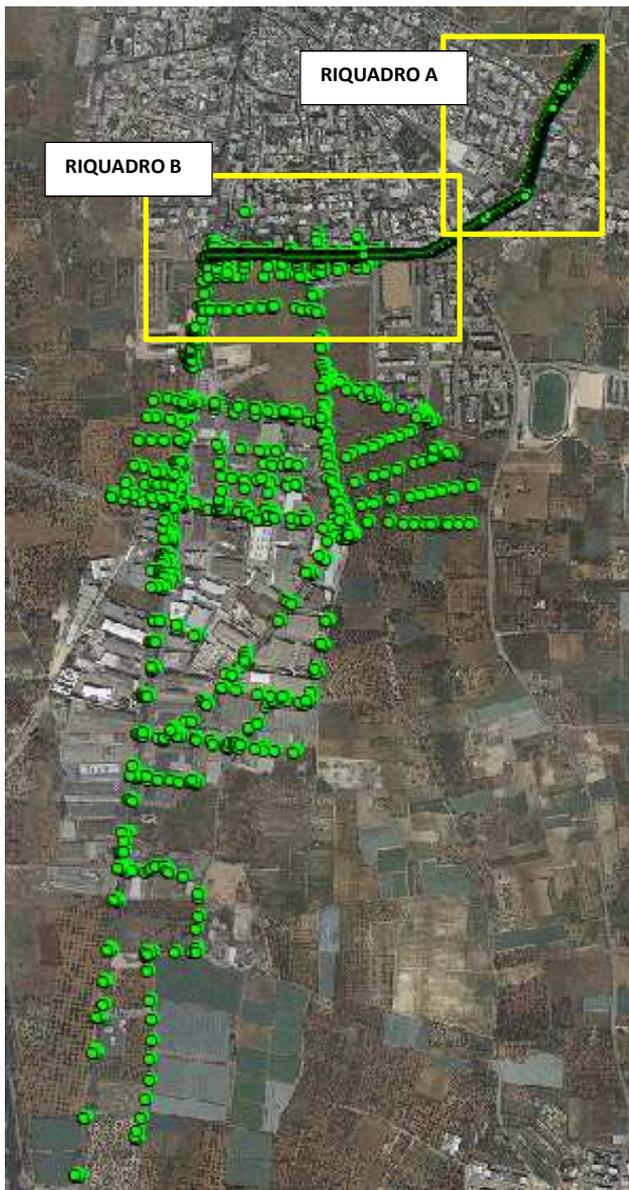
L'applicazione del modello idraulico (MONODIMENSIONALE) al caso esaminato ha avuto come primo passo la realizzazione del modello geometrico tridimensionale del canale deviatore prolungando per tutto lo sviluppo lineare fino a comprendere le singolarità idrauliche che potrebbero influenzare a monte il profilo della piena. Successivamente, con l'ausilio del software di calcolo sopra descritto, si è proceduto a simulare la propagazione delle piene (in moto permanente) al suo interno al fine di verificare la possibilità di eventuali esondazioni o, viceversa, di dimostrare l'esatto dimensionamento del canale esistente.

Per quanto riguarda i calcoli idraulici, si sono determinati come punto di inizio simulazione, la sezione iniziale del canale deviatore (strada per Casamassima – ex SS 100), e come punto di terminale, una sezione a valle dell'attraversamento della linea ferroviaria ossia per l'intero sviluppo dove il canale risulta inciso.

In questo modo, ipotizzando il passaggio allo stato critico, nelle due sezioni limite appena citate, si sono potute fissare le **condizioni al contorno**, di monte e di valle, del moto permanente.

Per quanto riguarda i valori dei **coefficienti di contrazione e di espansione** si sono adottati quelli impostati di default dal software ovvero (0.1/0.3).

Per la determinazione del modello geometrico, ossia del modello tridimensionale del canale e degli attraversamenti, si sono utilizzati i dati topografici ricavati dal rilievo piano altimetrico di dettaglio effettuato in più riprese nell'area di intervento di cui si è già ampiamente parlato.



Particolare punti rilevati nel canale deviatore (riquadro A)

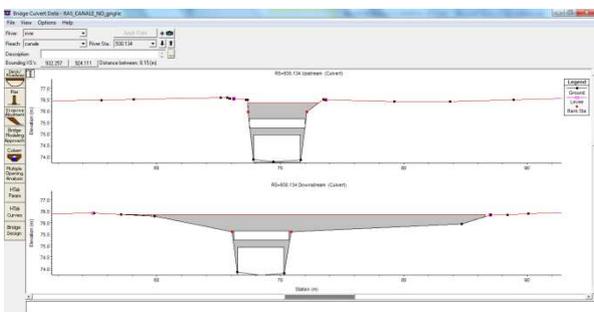


Particolare punti rilevati nel canale deviatore (riquadro B)

In particolare il canale presenta una lunghezza totale di 1.090 m presenta una sezione costante di base minore di 3.70 m, base maggiore di 4.75 m e altezza variabile da 1.45 m (nella sezione iniziale) a 2.90 m con pendenza nel primo tratto (primi 800 m dalla sezione di monte) di 0.4% e nel tratto successivo di 1.4% .

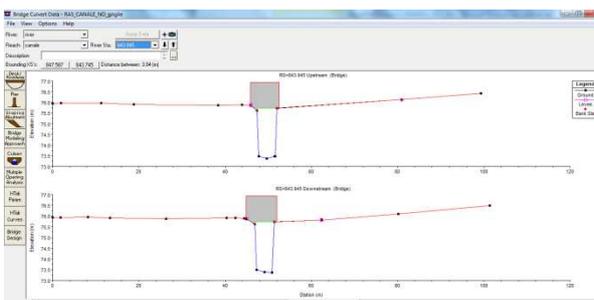
Inoltre il canale presenta lungo il tracciato numerose singolarità, costituite da attraversamenti e parziali ostruzioni, che si illustrano di seguito:

il primo localizzato all'intersezione con Via Montesano costituito da una impalcato in CA, con luce netta (dal fondo canale) di 1,90m, parzializzata in due dalla presenza di una tubazione intermedia ϕ 300 mm pertanto le luci libere risultano di 1,08 m (inferiore) e 0,40 m (superiore)



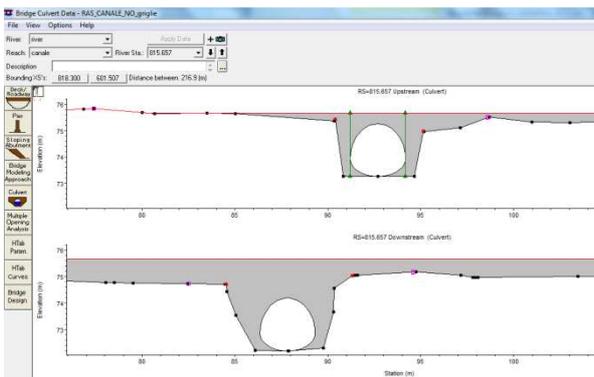
Attraversamento 1: via Montesano

Il secondo attraversamento presenta invece una luce netta libera di 2,35 m



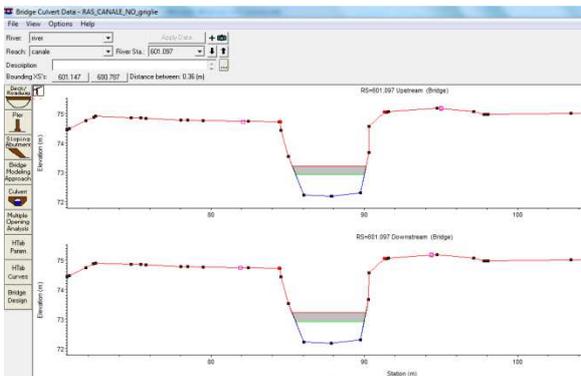
Attraversamento 2: attraversamento privato

Il terzo è costituito da una tombatura del canale di lunghezza 215 m con un *armco* corrugato metallico di asse maggiore (larghezza) 2,80 m e di asse minore (altezza libera) 1,90 m



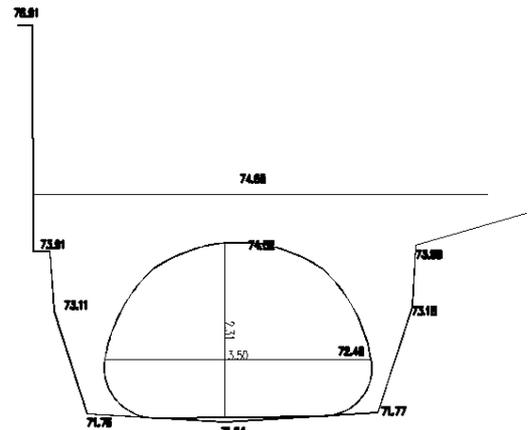
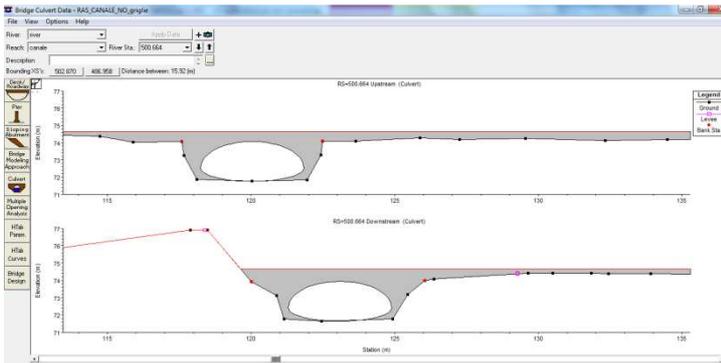
Attraversamento 3: Intersezione via Ugo Foscolo (inizio di un tratto tombato in Via Aldo Moro di lunghezza 215 m)

Alla fine del tratto tombato risulta essere presente una tubazione che interseca in maniera trasversale il canale. Anche questa singolarità è stata inserita nella modellazione del canale.



Sezione di valle Attraversamento 3: intersezione di una condotta

Il quarto è costituito da una attraversamento di Via Don Domenico Tricarico con un *armco* corrugato metallico di asse maggiore (larghezza) 3,50 m e di asse minore (altezza libera) 2,30 m

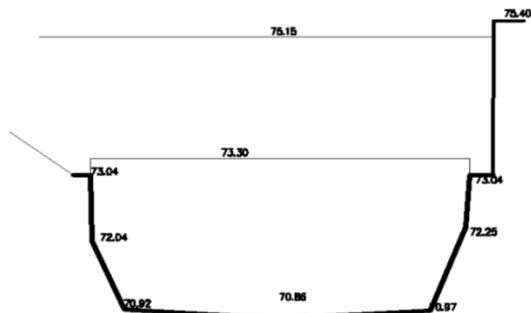
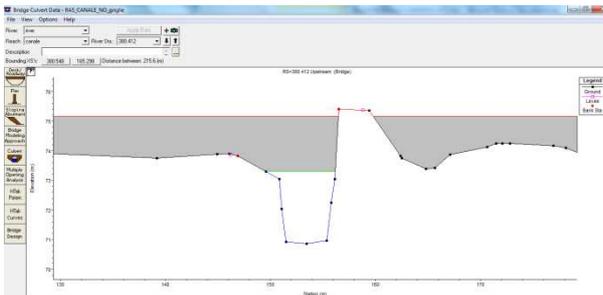


Attraversamento 4: intersezione via Don Domenico Tricarico



Griglia all'interno dell'alveo a monte dell'intersezione di Largo Piscine

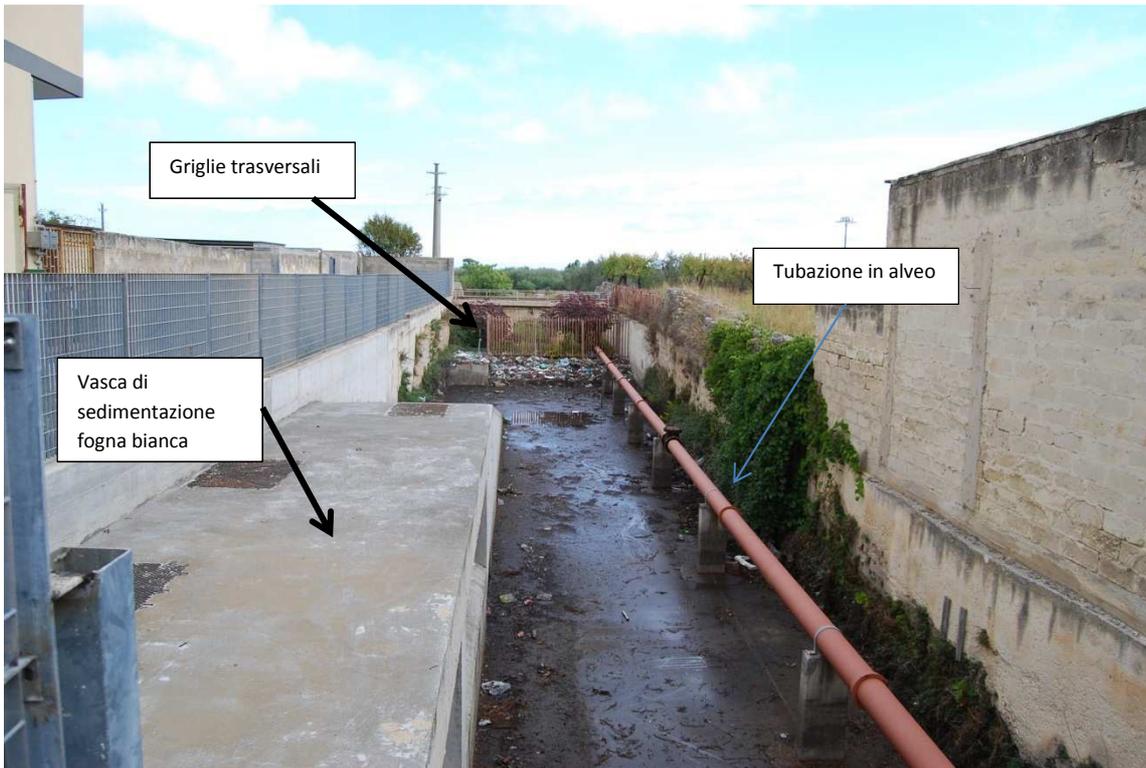
Il quinto è costituito da una tombatura del canale di lunghezza 215 m con un impalcato avente una luce netta di 2,40 m



Attraversamento 5: Intersezione Largo Piscine (inizio di un tratto tombato in Via N. Guerra di 215 m)

Particolare riguardo allo sbocco del precedente tratto tombato (a monte dell'intersezione ferroviaria) dove è presente il raccordo con lo scarico della fogna bianca comunale e quindi la presenza di una vasca di sedimentazione nonché di griglie di protezione e di una tubazione che corre parallela al canale all'interno del suo alveo

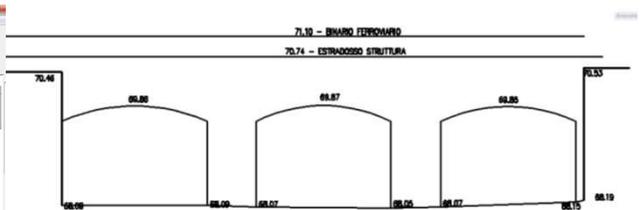
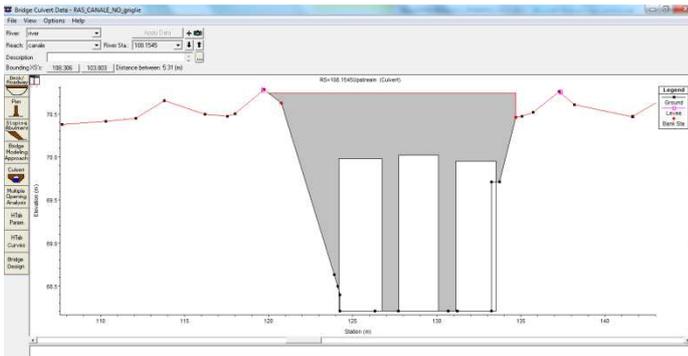




Singolarità 6: presenza di vasca di sedimentazione e griglie

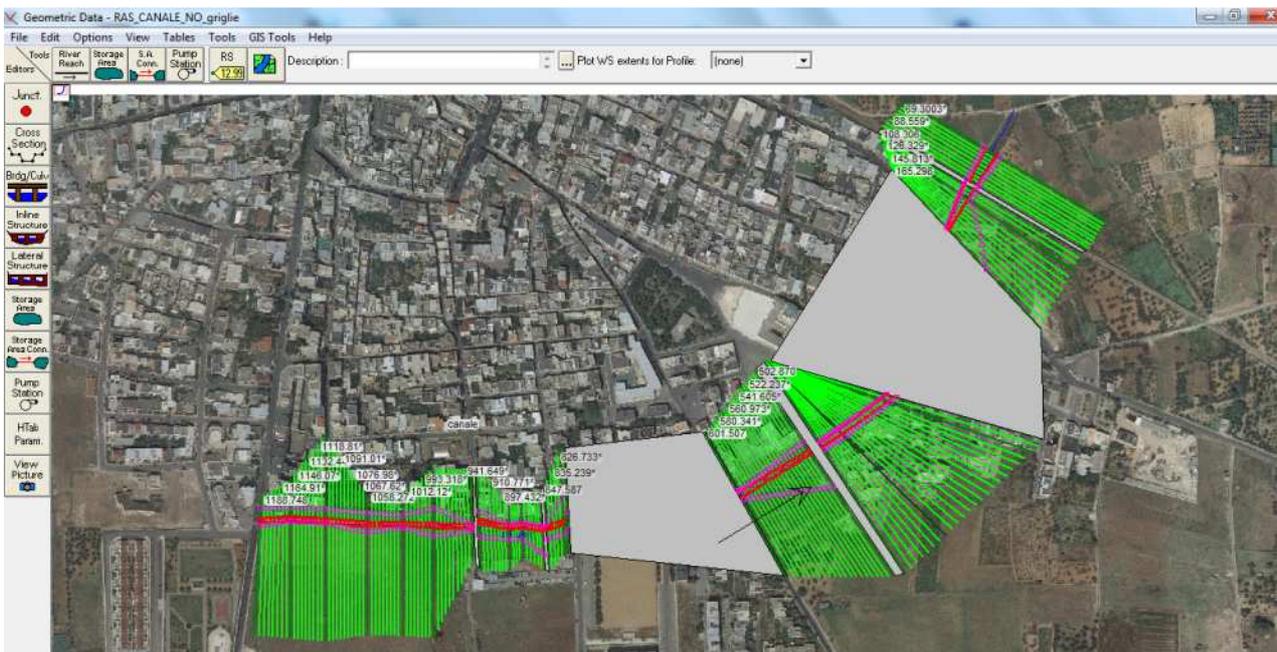
L'ultimo attraversamento è relativo all'intersezione della linea ferroviaria con un ponticello di 3 campate ognuna avente larghezza 2.40 m e altezza 1.80 m



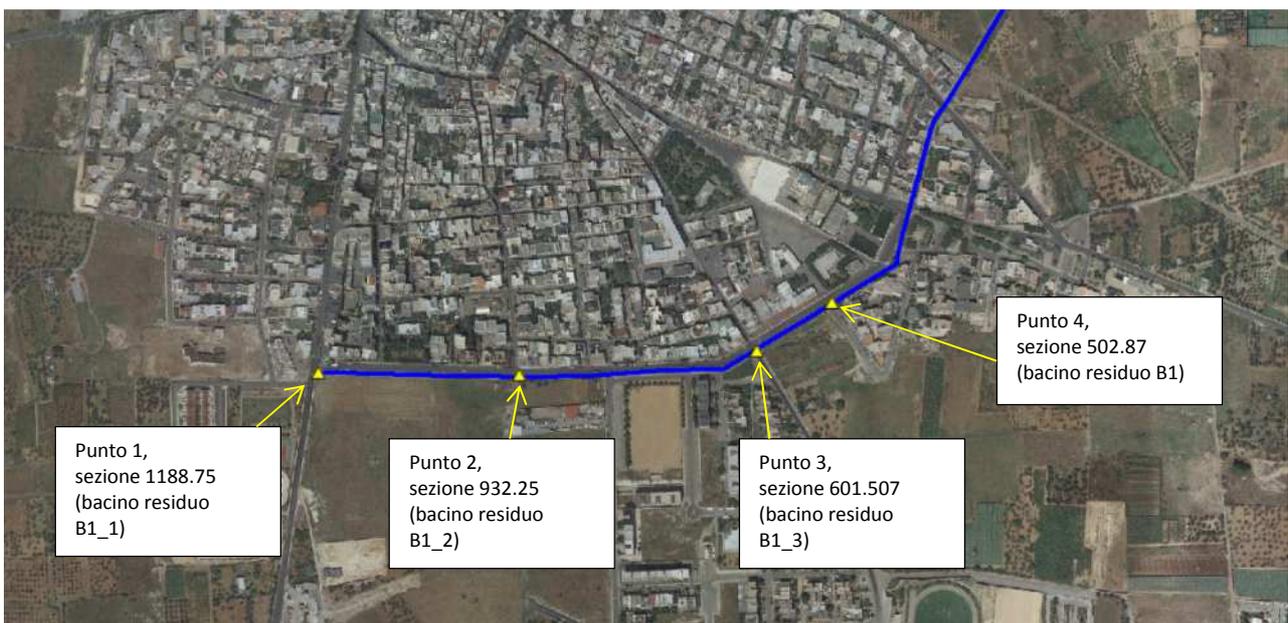


Attraversamento 7: Intersezione linea ferroviaria

Il modello geometrico implementato è raffigurato nell'immagine seguente



Gli input idrologici di progetto (le portate di progetto) sono stati inseriti nelle sezioni di effettivo afflusso che si possono suddividere in 4 punti:



Enter/Edit Number of Profiles (25000 max):

Locations of Flow Data Changes

River:

Reach: River Sta.:

Flow Change Location						
	River	Reach	RS	Q30	Q200	Q500
1	river	canale	1188.748	1.67	3.03	3.754
2	river	canale	932.257	5.58	10.571	13.2
3	river	canale	601.507	9.579	17.891	22.192
4	river	canale	502.870	11.32	20.862	25.763

Così come descritto nella parte teorica, si sono inserite opportunamente le **aree "ineffettive"** al deflusso idraulico in corrispondenza degli attraversamenti descritti .

Vista la situazione abbastanza omogenea dell'alveo si è inserito un valore del **coefficiente di scabrezza** secondo Manning identico per ogni punto del modello geometrico; il valore utilizzato è **0.017** (*unfinished concrete built up channels*).

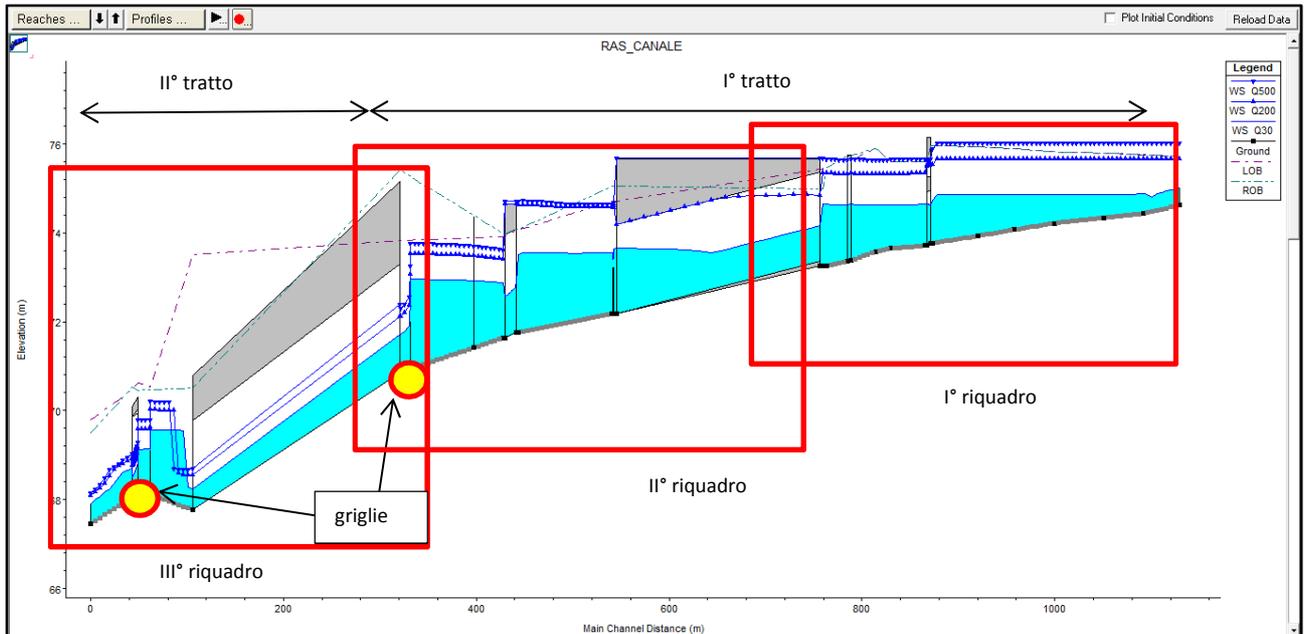
La modellazione idraulica ha consentito di conoscere il regime idraulico del canale in funzione delle portate ai tempi di ritorno di riferimento.

Innanzitutto si sottolinea, come già anticipato, che il canale è costituito da due tratti a diversa pendenza, il primo con circa 0.4% fino all'intersezione con Largo Piscine, e il secondo (fino all'attraversamento ferroviario, con circa 1.4%.

Inoltre vi è la presenza di almeno 2 griglie localizzate una a monte dell'intersezione di Lago Piscine e l'altra a valle in prossimità dello sbocco della fogna bianca.

L'elaborazione idraulica condotta sullo stato di fatto ha portato ai seguenti risultati:

- il primo tratto avente la pendenza del 0.4% risulta essere in corrente lenta pertanto influenzato dalle condizioni di valle. Per questo motivo, per tutte le portate di riferimento, il tirante idrico assume una quota idrostatica per quasi tutto il tracciato per via delle ostruzioni (attraversamenti e singolarità) presenti lungo il canale.
- Il secondo tratto invece è in corrente veloce pertanto il tirante idrico assume il suo profilo caratteristico del moto permanente e Non risulta influenzato dalle condizioni di valle se non in prossimità allo sbocco della fogna bianca dove subisce una drastica riduzione della velocità dovuta alla griglia presente e alle singolarità.
-

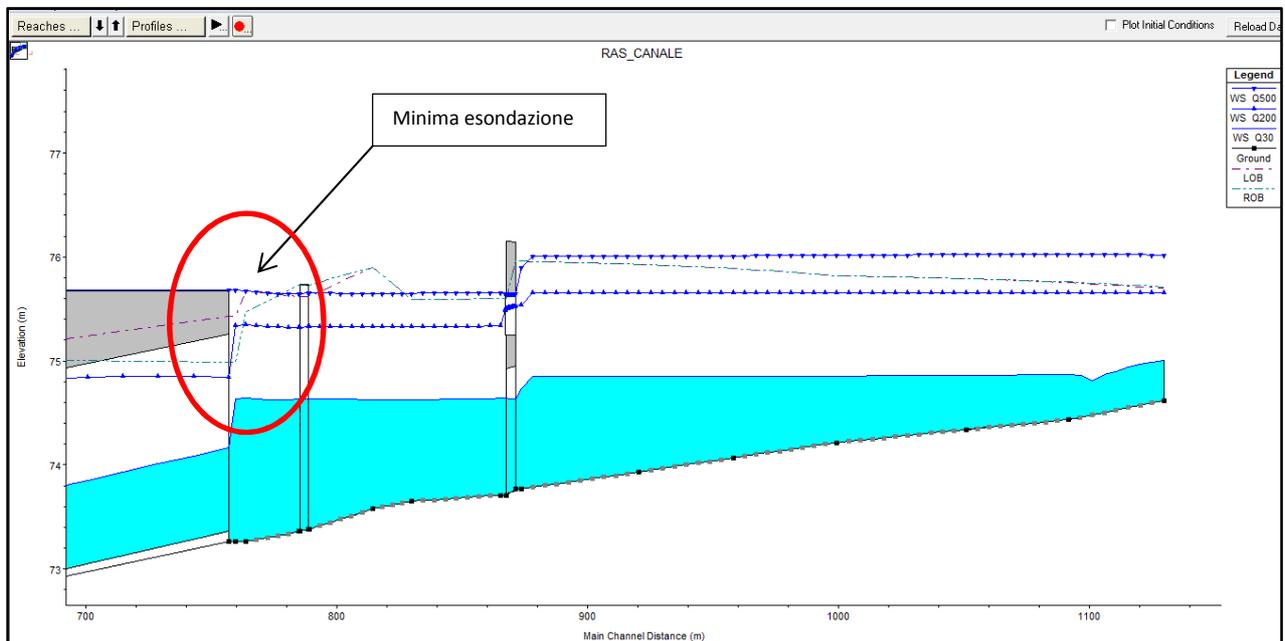


Profilo in moto permanente dello stato di fatto con le portate per tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni.

Se si analizza in particolare il profilo dello stato di fatto si evidenzia che:

La piena bicentenaria risulta contenuta all'interno del canale fino all'intersezione con Via Ugo Foscolo (attraversamento 3) dove si verifica una minima esondazione dovuta all'insufficienza dell'attraversamento, mentre la piena cinquecentennale NON è contenuta all'interno dell'alveo per tutto il tratto in questione.

Si sottolinea che NON risulta essere garantito il franco di sicurezza per tutto il tratto in questione.



Particolare Profilo in moto permanente dello stato di fatto con le portate per tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni. (I° riquadro)

Profile Output Table - Standard Table 1													
HEC-RAS Plan: 08 River: river Reach: canale													
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)		
canale	1188.748	Q200	3.03	74.62	75.66	75.00	75.68	0.00080	0.65	4.69	4.96	0.21	
canale	1150.618	Q200	3.03	74.43	75.66	74.87	75.67	0.00082	0.60	5.05	4.70	0.18	
canale	1109.731	Q200	3.03	74.34	75.65	74.76	75.67	0.00085	0.55	5.47	4.66	0.16	
canale	1058.272	Q200	3.03	74.21	75.65	74.65	75.67	0.00050	0.51	5.99	4.74	0.14	
canale	1016.820	Q200	3.03	74.07	75.65	74.50	75.66	0.00038	0.46	6.63	4.72	0.12	
canale	979.217	Q200	3.03	73.93	75.65	74.38	75.66	0.00033	0.43	7.00	4.56	0.11	
canale	932.257	Q200	10.57	73.77	75.54	74.72	75.65	0.00013	1.45	7.28	4.59	0.37	
canale	930.134	Culvert											
canale	924.111	Q200	10.57	73.71	75.34	74.68	75.47	0.00065	1.60	6.59	4.64	0.43	
canale	888.539	Q200	10.57	73.65	75.33	74.58	75.45	0.00008	1.52	6.94	4.60	0.40	
canale	872.987	Q200	10.57	73.58	75.33	74.52	75.44	0.00084	1.49	7.11	4.47	0.38	
canale	847.587	Q200	10.57	73.38	75.33	74.34	75.42	0.00087	1.34	7.90	4.53	0.32	
canale	843.945	Bridge											
canale	843.745	Q200	10.57	73.36	75.33	74.35	75.42	0.00015	1.38	7.63	4.36	0.33	
canale	822.480	Q200	10.57	73.26	75.35	74.21	75.41	0.00066	1.09	9.68	5.75	0.27	
canale	818.300	Q200	10.57	73.26	75.34	74.16	75.41	0.00083	1.15	9.77	11.96	0.27	
canale	815.657	Culvert											
canale	601.507	Q200	17.89	72.19	74.60	73.48	74.72	0.00027	1.52	11.73	5.88	0.34	
canale	601.147	Q200	17.89	72.19	74.60	73.48	74.72	0.000276	1.52	11.75	5.89	0.34	
canale	601.097	Bridge											
canale	600.787	Q200	17.89	72.18	74.58	73.47	74.70	0.000281	1.54	11.65	5.84	0.35	
canale	599.709	Q200	17.89	72.18	74.58	73.46	74.70	0.000277	1.53	11.71	5.85	0.34	
canale	502.870	Q200	20.86	71.76	74.63	73.20	74.66	0.000083	0.93	35.42	59.34	0.18	

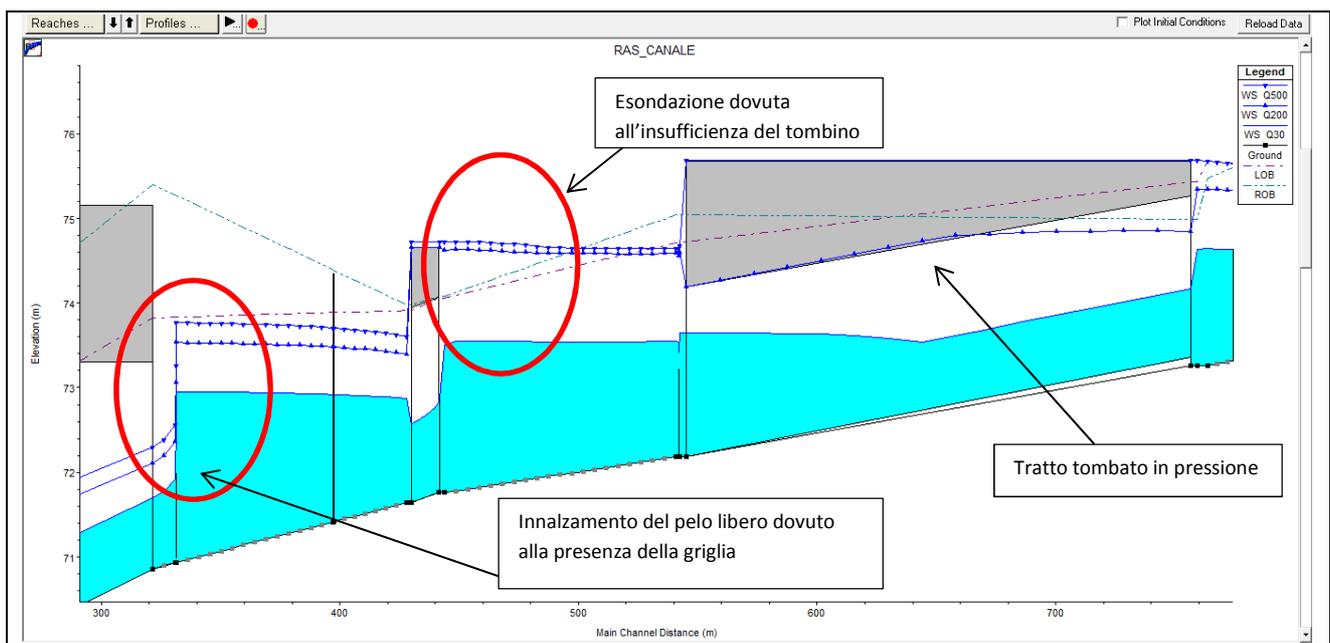
Le velocità si mantengono basse e compatibili con il rivestimento esistente

Il secondo tratto indagato evidenzia che la tombatura esistente è in grado di garantire il deflusso con la piena trentennale, è in pressione con la piena duecentennale invece è sormontato dalla piena cinquecentennale.

L'attraversamento via Don Domenico Tricarico produce invece un esondazione a monte dovuta all'insufficienza del culvert per tempi di ritorno di 200 e 500 anni.

La griglia posta immediatamente a monte del quinto attraversamento di Largo piscine (secondo tratto tombato) produce un innalzamento del pelo libero che comunque rimane contenuto all'interno dell'alveo per via dell'elevata profondità del canale in questo tratto.

Anche in questo caso le velocità sono ammissibili con il rivestimento esistente.

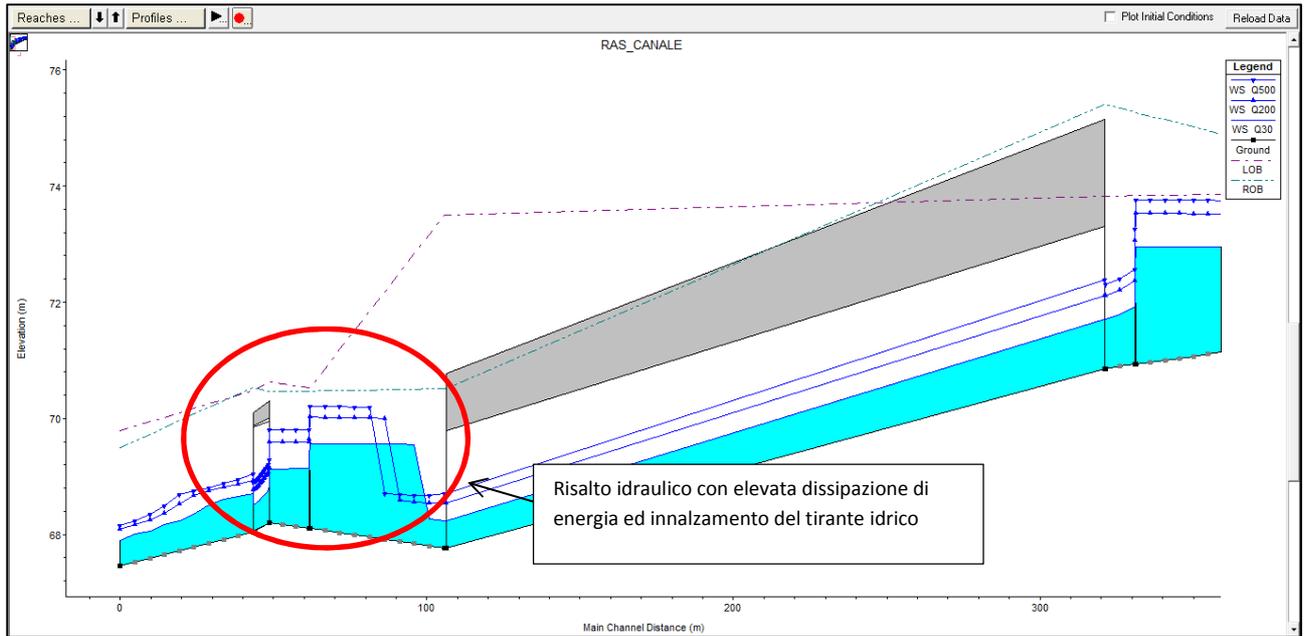


Particolare Profilo in moto permanente dello stato di fatto con le portate per tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni. (Il riquadro)

Il terzo tratto indagato evidenzia che la tombatura esistente (secondo tratto tombato) è in grado di garantire il deflusso delle piene di riferimento garantendo sulla piena bicentenaria un franco di sicurezza di 1.20 m nonostante la presenza delle ostruzioni in alveo a valle quali:

- Griglia di protezione;
- Tubazione in alveo;
- Contropendenza

Tali singolarità provocano un innalzamento del tirante idrico che lambisce l'impalcato ferroviario dell'attraversamento a valle.

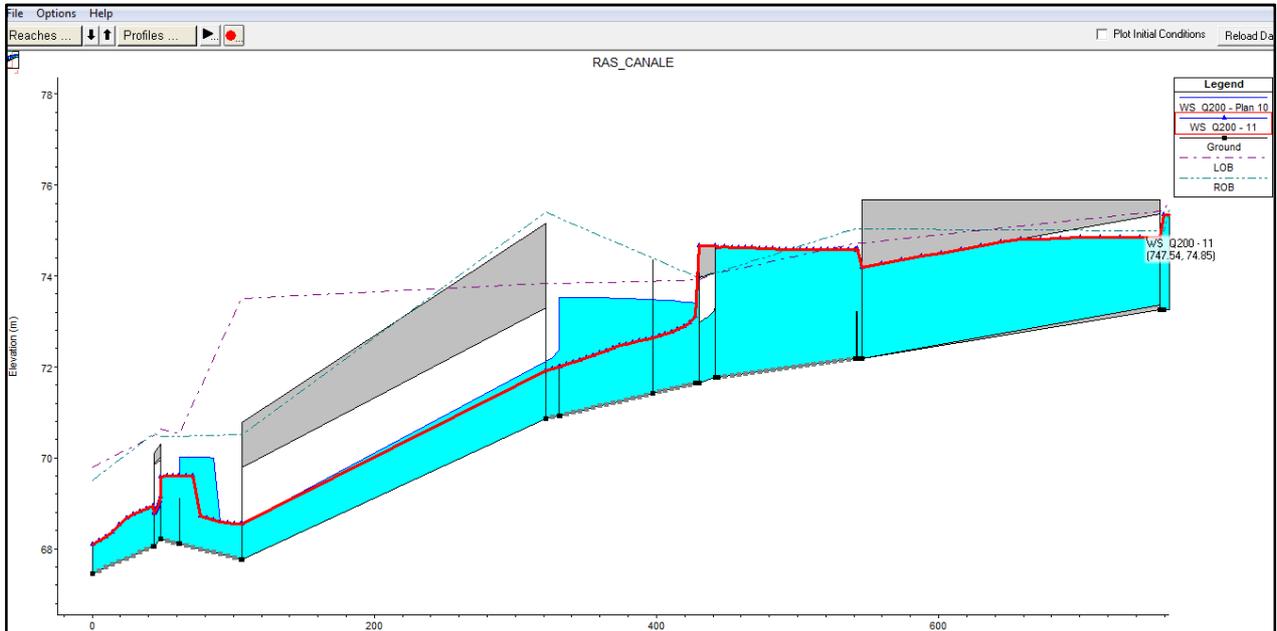


Particolare Profilo in moto permanente dello stato di fatto con le portate per tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni. (III° riquadro)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
canale	390.113	Q500	25.76	70.93	72.56	72.56	73.27	0.002435	3.73	6.90	4.88	1.00
canale	380.548	Q30	11.32	70.86	71.71	71.84	72.30	0.003875	3.42	3.31	4.41	1.26
canale	380.548	Q200	20.86	70.86	72.12	72.28	72.94	0.003594	4.03	5.18	4.69	1.22
canale	380.548	Q500	25.76	70.86	72.31	72.48	73.22	0.003487	4.24	6.08	4.81	1.20
canale	380.448											
		Bridge										
canale	165.298	Q30	11.32	67.77	68.24	68.80	70.76	0.031440	7.04	1.61	3.55	3.34
canale	165.298	Q200	20.86	67.77	68.55	69.36	71.49	0.021574	7.60	2.75	3.67	2.80
canale	165.298	Q500	25.76	67.77	68.70	69.57	71.79	0.019130	7.78	3.31	3.72	2.64
canale	121.458	Q30	11.32	68.11	69.57	68.75	69.62	0.000748	0.98	11.51	9.37	0.28
canale	121.458	Q200	20.86	68.11	70.02	69.06	70.11	0.000593	1.30	15.02	10.48	0.34
canale	121.458	Q500	25.76	68.11	70.21	69.20	70.32	0.001030	1.43	13.04	10.92	0.35
canale	121.308											
		Culvert										
canale	121.059	Q30	11.32	68.11	69.14	68.75	69.25	0.002416	1.46	7.74	8.18	0.48
canale	121.059	Q200	20.86	68.11	69.60	69.06	69.75	0.002518	1.76	11.84	9.47	0.50
canale	121.059	Q500	25.76	68.11	69.80	69.20	69.98	0.002456	1.86	13.86	10.00	0.50
canale	108.306	Q30	11.32	68.21	69.12	68.75	69.21	0.002372	1.32	8.58	10.11	0.46
canale	108.306	Q200	20.86	68.21	69.59	69.02	69.71	0.002413	1.55	13.50	10.85	0.44
canale	108.306	Q500	25.76	68.21	69.80	69.14	69.94	0.002338	1.62	15.92	11.81	0.44
canale	108.1545											
		Culvert										
canale	103.003	Q30	11.32	68.05	68.71	68.64	68.92	0.010076	2.05	5.51	8.95	0.84
canale	103.003	Q200	20.86	68.05	68.93	68.91	69.32	0.012358	2.76	7.55	9.04	0.97
canale	103.003	Q500	25.76	68.05	69.04	69.04	69.51	0.013495	3.03	8.50	9.08	1.00
canale	59.671	Q30	11.32	67.46	67.90	67.94	68.18	0.020037	2.33	4.86	11.51	1.14
canale	59.671	Q200	20.86	67.46	68.09	68.17	68.54	0.020575	2.96	7.06	11.63	1.21
canale	59.671	Q500	25.76	67.46	68.16	68.28	68.71	0.022331	3.28	7.86	11.67	1.27

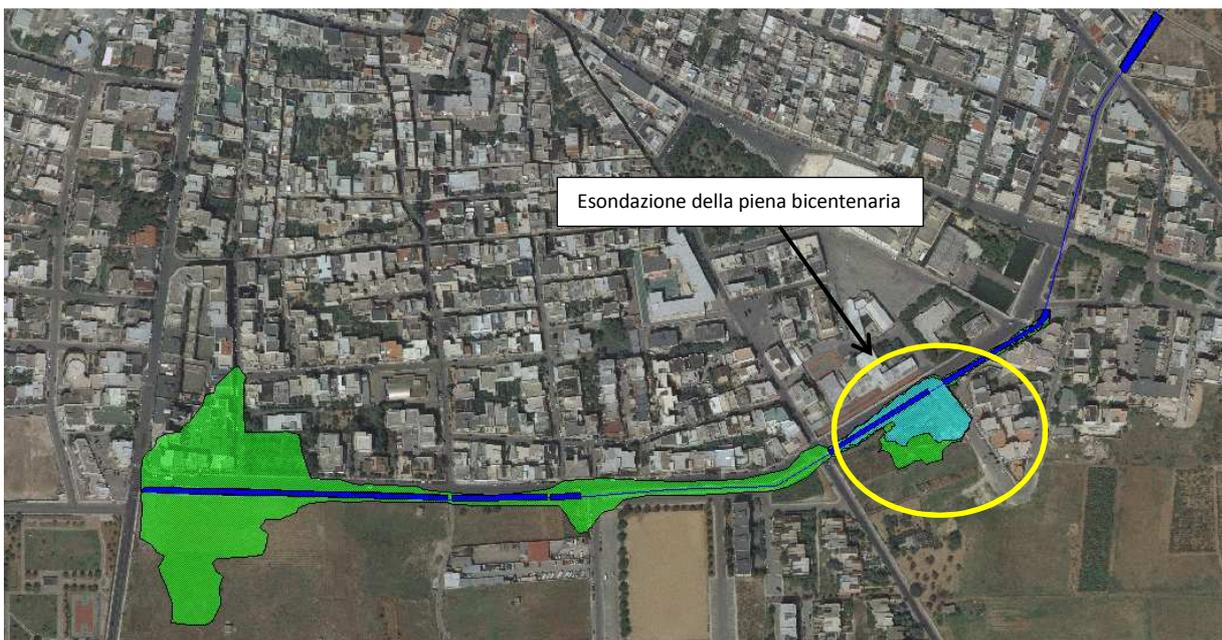
Le velocità all'interno del tratto tombato sono molto elevate e possono erodere il rivestimento nel medio e lungo termine

Alla luce di quanto analizzato, la semplice rimozione delle griglie, sostituite con la realizzazione di una opportuna vasca di sedimentazione, renderebbe il profilo sensibilmente migliore dal punto di vista della dissipazione dell'energia (locale erosione) e dell'innalzamento del tirante idrico



Confronto Profili in moto permanente dello stato di fatto con la portata per tempo di ritorno di 200 anni allo stato attuale (profilo blu) e con eliminazione delle griglie (in rosso).

In conclusione il canale deviatore a meno di locali esondazioni dovute all'insufficienza di attraversamenti o di presenza di singolarità , riesce a contenere la piena bicentenaria senza garantire il franco di sicurezza di 1 m e comunque con un profilo idraulico che potenzialmente risulta pericoloso per entrambi i tratti tombati : nel primo per via della pressione esercitata dal deflusso e per il secondo per via delle velocità con presenza di erosioni diffuse e localizzate.



Stralcio cartografico con indicazione delle aree a diversa pericolosità idrauliche derivanti dal regime idraulico del canale deviatore

3.4 ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEI RETICOLI SIGNIFICATIVI

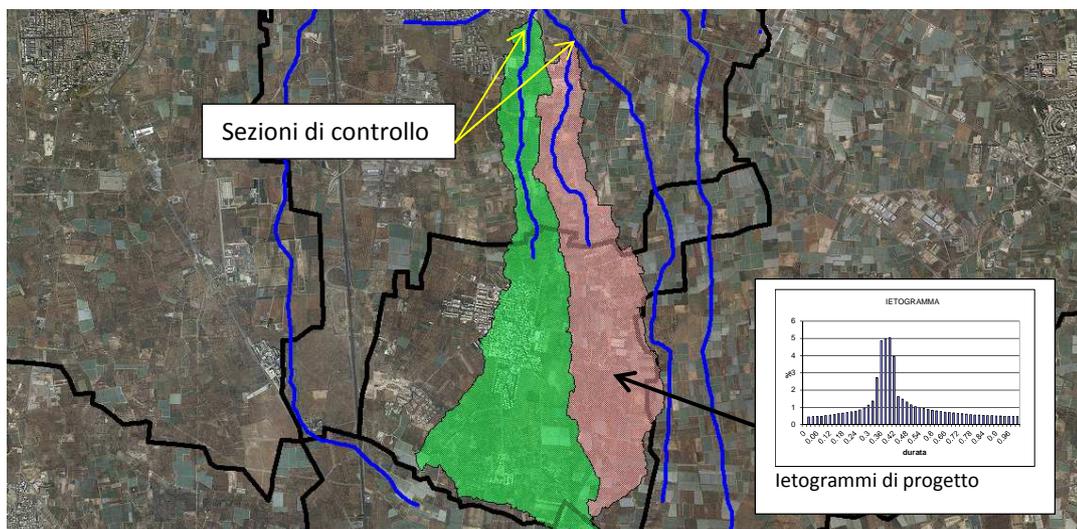
Allo scopo di poter eseguire i calcoli idraulici si sono adottate le informazioni piano altimetriche rilevate con gli strumenti e le modalità sopra descritte unitamente al rilievo LIADR fornito dal Ministero dell'ambiente, per la realizzazione della griglia topografica da utilizzare nel modello di calcolo idraulico.

Il DEM ricavato è stato processato attraverso il PREPROCESSING GRID DEVELOPER SYSTEM (GDS). Il GDS consente di elaborare il DEM inserendo tutti gli elementi necessari per la costruzione della geometria di calcolo. Il GDS opera su un grid di dimensione di cella predefinita, ovviamente la dimensione della cella è correlata alla stabilità del sistema in funzione del time-step di calcolo, delle condizioni al contorno, ecc. Nel caso in esame è stata utilizzata una griglia di calcolo la cui dimensione di cella è stata prefissata pari a **5 metri**. La scelta è stata molto onerosa in quanto se si pensa all'elevato numero di computazioni necessarie per giungere ad una configurazione del fenomeno quanto più possibile aderente alla realtà dei luoghi e agli elevatissimi tempi di calcolo, nonostante l'utilizzo di PC molto performanti. Si rimanda, per ogni approfondimento relativo agli aspetti tecnici e alla teoria del modello idraulico, ai documenti presenti sul sito ufficiale dei produttori del software (www.flo2d.com).

Le modellazioni sono state limitate esclusivamente ai reticoli significativi individuati nella relazione idrologica e morfologica e saranno suddivise in **modello EST, modello OVEST e dei reticoli minori** per limitare il dominio di calcolo.

Modello dei reticoli minori

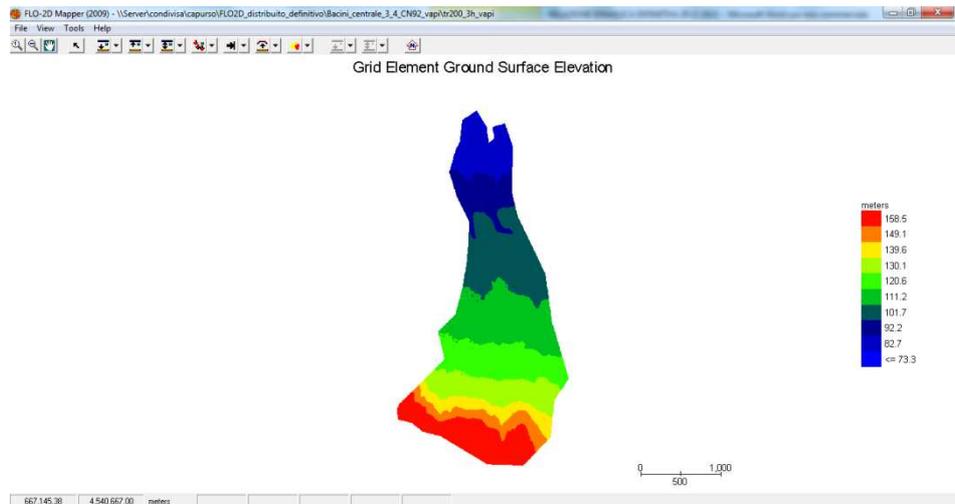
Esclusivamente per i reticoli idrografici significativi relativi ai bacini B 2_2 e B 2_1 si è utilizzato il modello concettuale fisicamente basato a parametri distribuiti inserendo delle sezioni di controllo per la valutazione dell'effettivo deflusso in corrispondenza delle sezioni di chiusura e inserendo come input idrologico la precipitazione sul dominio caratterizzato oltre che dalla morfologia, anche dai valori dei coefficienti di deflusso (CN).



Individuazione delle sezioni di controllo e delle condizioni idrologiche al contorno



Dominio di calcolo



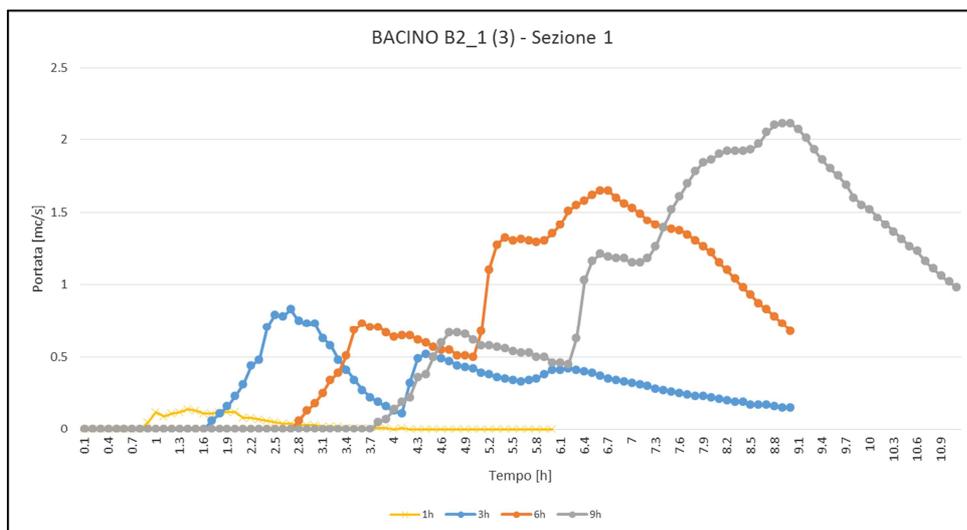
Modello morfologico

Il valore di infiltrazione è stato ricavato dalla mappatura del CN III precedentemente effettuata, mentre si sono applicati gli ietogrammi di precipitazione (del tipo Chicago) uniformemente distribuiti su tutto il bacino alle varie durate (1h, 3h, 6h, 9h, 12h) considerando un TR di 30, 200 e 500 anni .

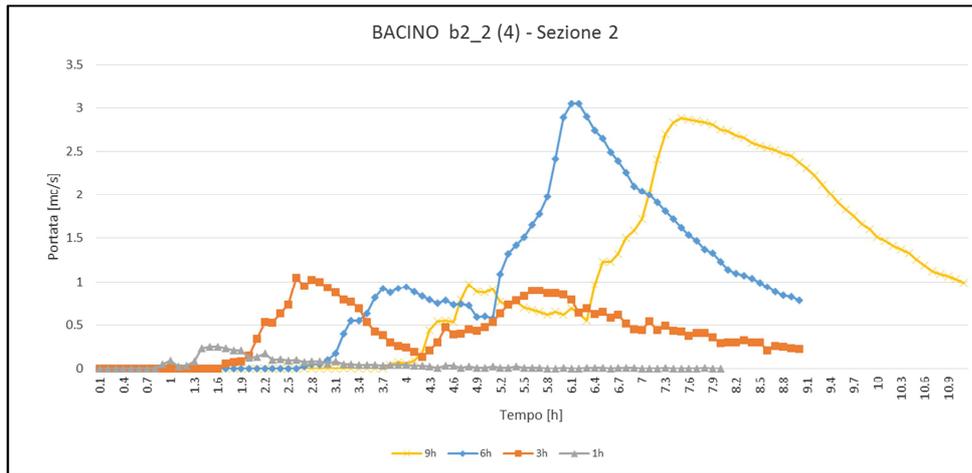
Dall'elaborazione effettuata si è ricavata la durata critica di precipitazione (ietogramma di progetto) per i tempi di ritorno di 30 e 200 anni ossia quella che massimizza la portata massima individuata nella sezione di controllo posta sul reticolo a valle del bacino tributario. Per il tempo di ritorno di 500 anni si è adottata la stessa durata del tr 200 anni (3h) date le differenze poco significative.

Bacino	durate	1h	3h	6h	9h	12h
bacino b2_1	max sez 1	0.14	0.83	1.65	2.11	1.97
bacino b2_2	max sez 2	0.25	1.05	3.05	2.88	2.72

Valori delle portate nelle sezioni di controllo per tr 30 anni



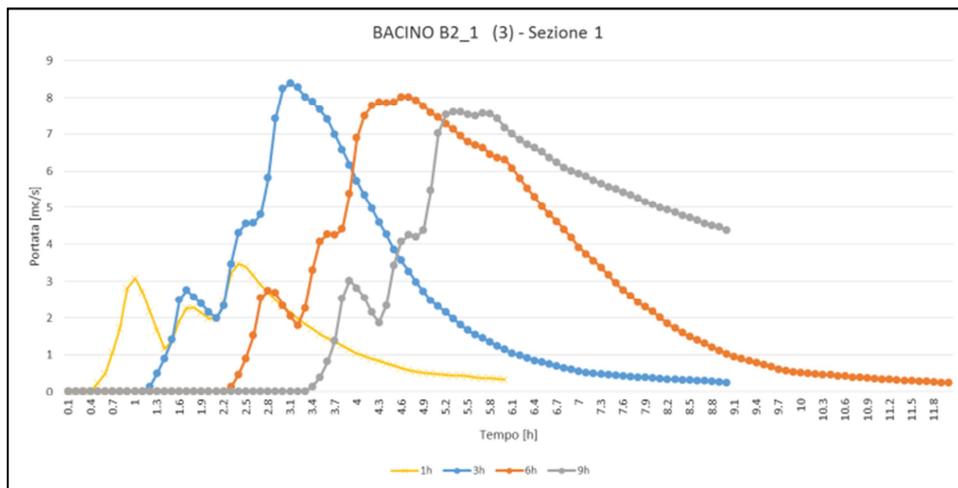
Comparazione idrogrammi di piena per le varie durate nella sezione 1 (bacino B2_1) per tr 30 anni



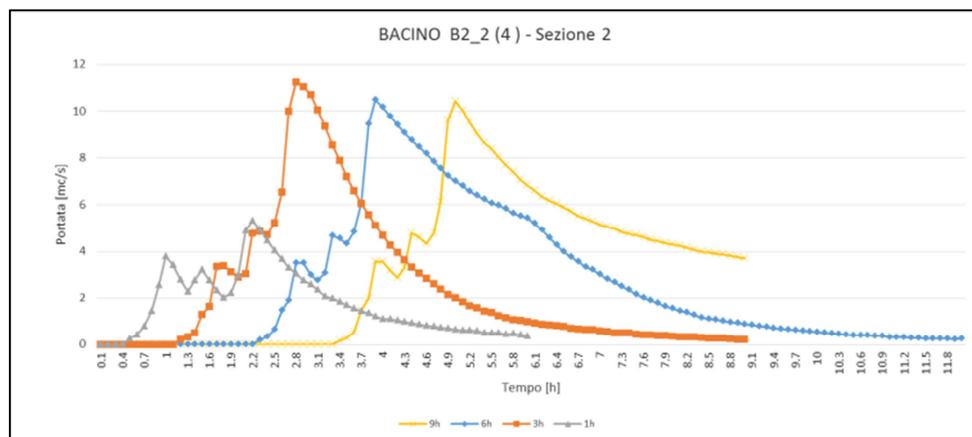
Comparazione idrogrammi di piena per le varie durate nella sezione 2 (bacino B2_2) per tr 30 anni

Bacino	durate	1h	3h	6h	9h
bacino b2_1 (3)	max sez 1	3.47	8.39	8.01	7.6
bacino b2_2 (4)	max sez 2	5.33	11.25	10.48	10.43

Valori delle portate nelle sezioni di controllo per tr 200 anni



Comparazione idrogrammi di piena per le varie durate nella sezione 1 (bacino B2_1) per tr 200 anni

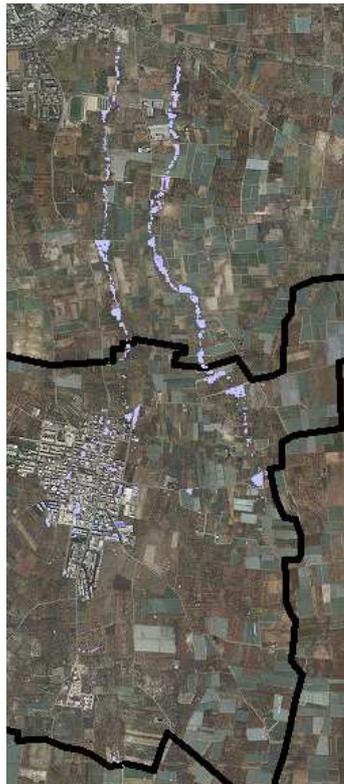


Comparazione idrogrammi di piena per le varie durate nella sezione 2 (bacino B2_2) per tr 200 anni

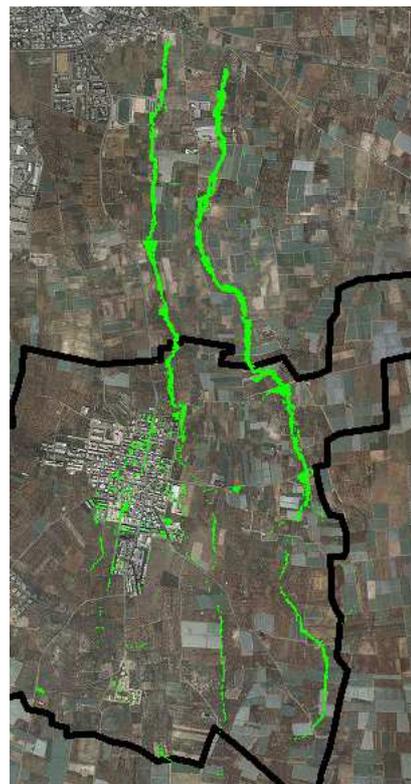
I risultati dell'effetto al suolo delle piene con durata critica sono di seguito riportati:



Mappa delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappa dei tiranti con valori > 0.2 m



Mappa dei valori di pericolosità (curva di taglio)

Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 30 anni e durata critica di 6 h



Mappa delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappa dei tiranti con valori > 0.2 m



Mappa dei valori di pericolosità (curva di taglio)

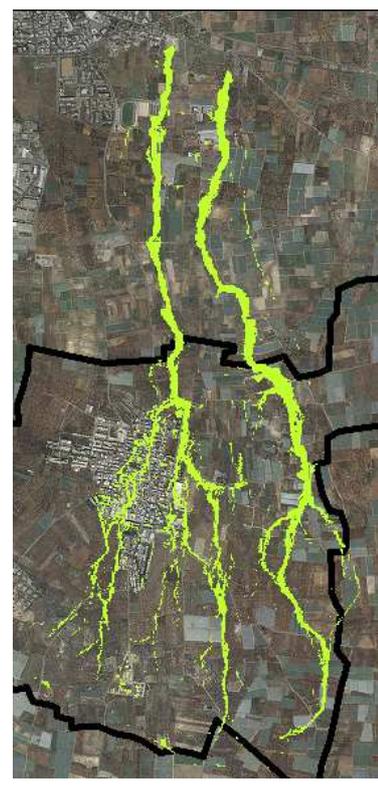
Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 30 anni e durata critica di 9 h



Mappa delle velocità con valori $> 0.3 \text{ m/s}$



Mappa dei tiranti con valori $> 0.2 \text{ m}$



Mappa dei valori di pericolosità (curva di taglio)

Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 200 anni e durata critica di 3 h

Risulta ovvio che la perimetrazione finale è frutto di un ulteriore raffinazione del taglio escludendo le zone discontinue e non significative.

Modello EST

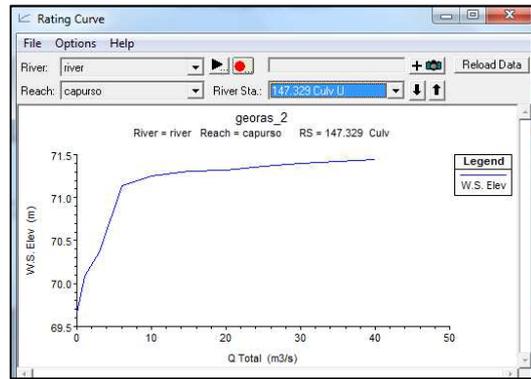
In questo modello si è analizzato il regime idraulico dei reticoli significativi posti ad est del centro abitato.

In particolare si è costruito il dominio di calcolo su base LIDAR e inserendo anche le scale di deflusso delle singolarità individuate sul percorso (tombini). Oltre a quelli già descritti nella relazione idrologica si sottolinea la presenza del tombino ferroviario posto sul reticolo est.

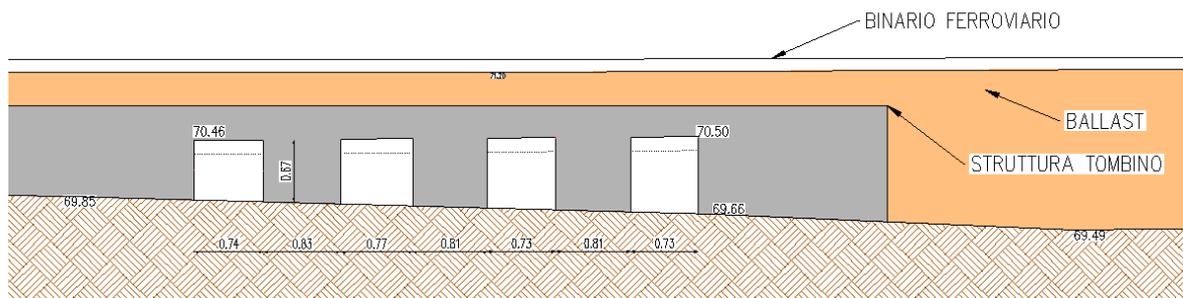




Foto tombino ferroviario vista monte

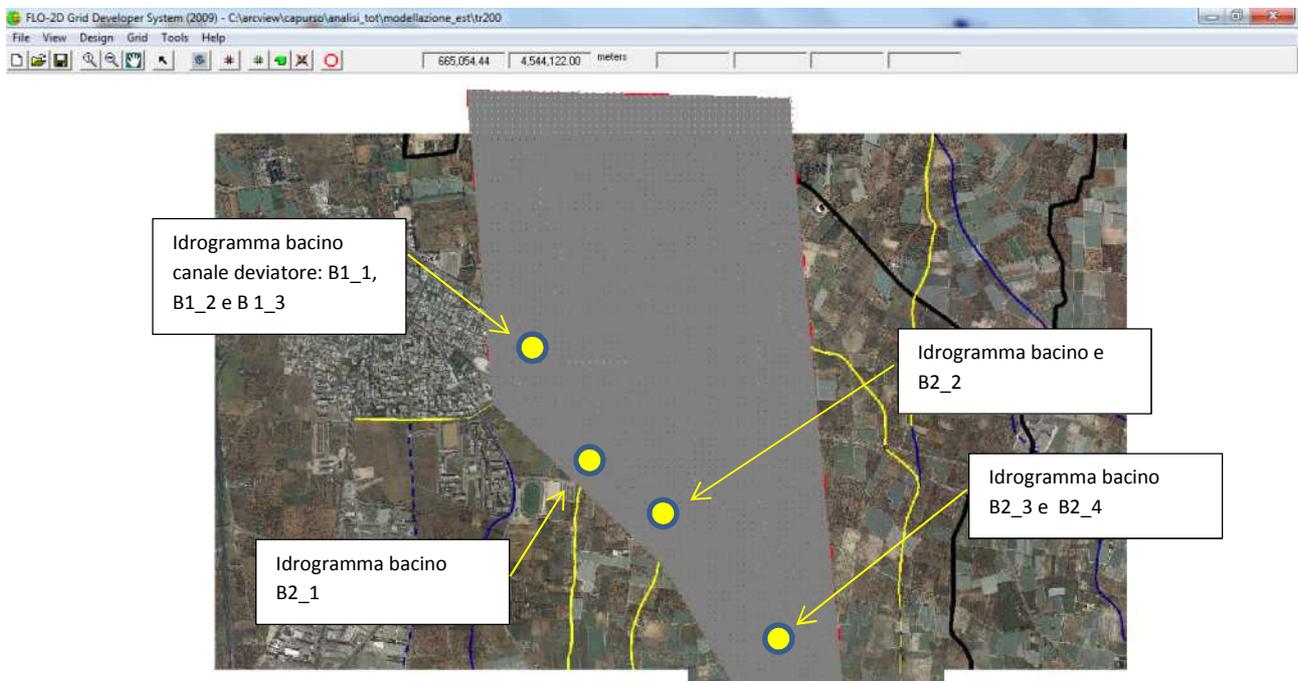


Scala di deflusso del tombino ferroviario



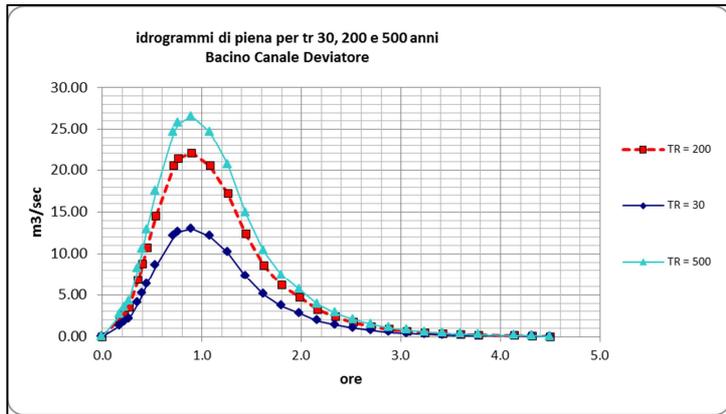
Rilievo del tombino ferroviario

Il modello idraulico è stato concepito con parametri concentrati ossia come condizioni al contorno idrologiche sono stati inseriti gli idrogrammi di piena per i tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni, anche per i bacini B 2_1 e B2_2.

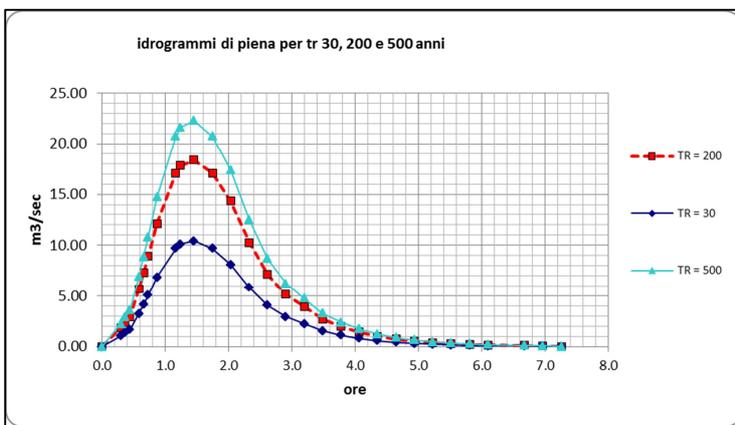


Dominio di calcolo e punti di inserimento degli idrogrammi

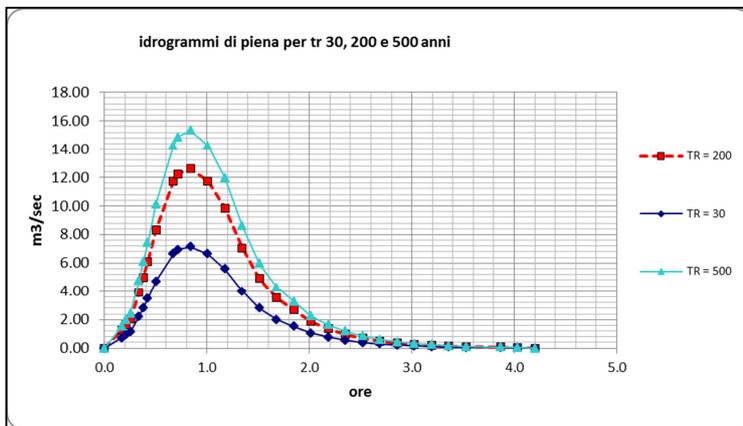
I valori delle portate massime e i relativi idrogrammi di piena sono stati determinati con il metodo del CN (utilizzando il valore del CN III) e con l'equazione di propagazione della piena di Mokus.



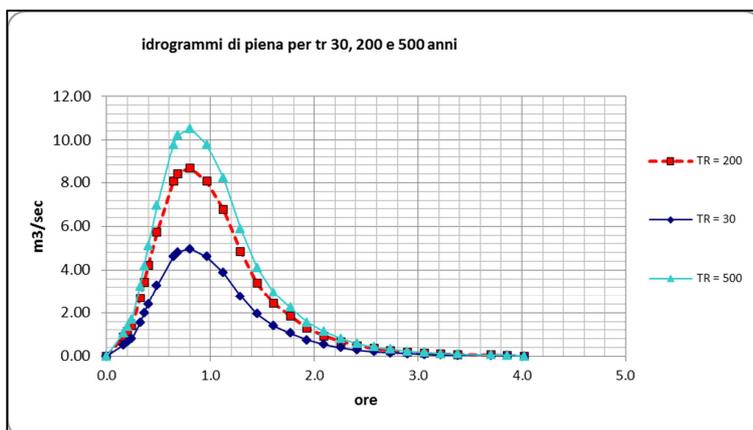
Idrogrammi di piena bacino canale deviatore: B1_1, B1_2 e B1_3



Idrogrammi di piena bacino canale deviatore: B2_3 e B2_4



Idrogrammi di piena bacino B2_1



Idrogrammi di piena bacino B2_2

Risultati conseguiti sono sotto riportati



Mappe delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappe dei tiranti con valori > 0.2 m



Mappe dei valori di pericolosità (curva di taglio)

Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 30 anni



Mappe delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappe dei tiranti con valori > 0.2 m



Mappe dei valori di pericolosità (curva di taglio)

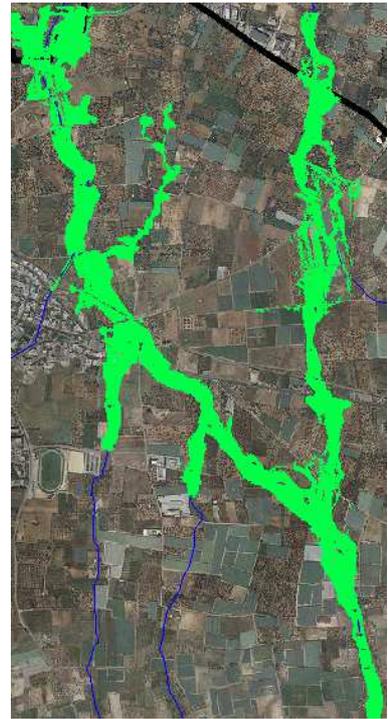
Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 200 anni



Mappa delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappa dei tiranti con valori > 0.2 m



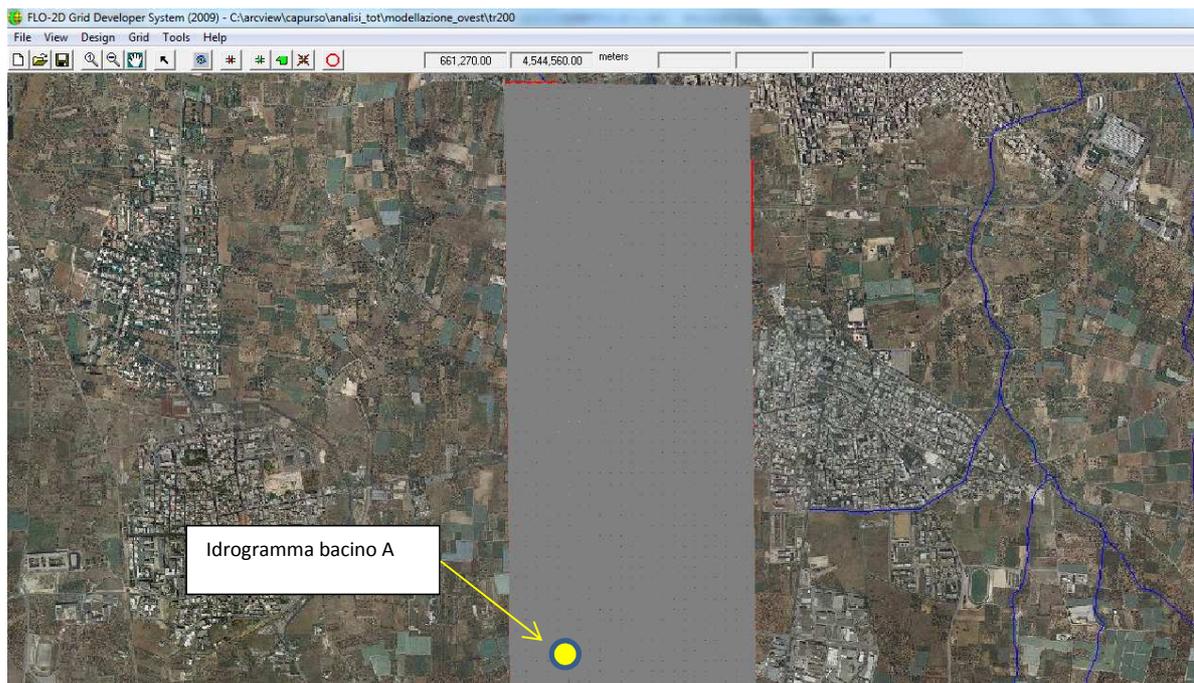
Mappa dei valori di pericolosità (curva di taglio)

Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 500 anni

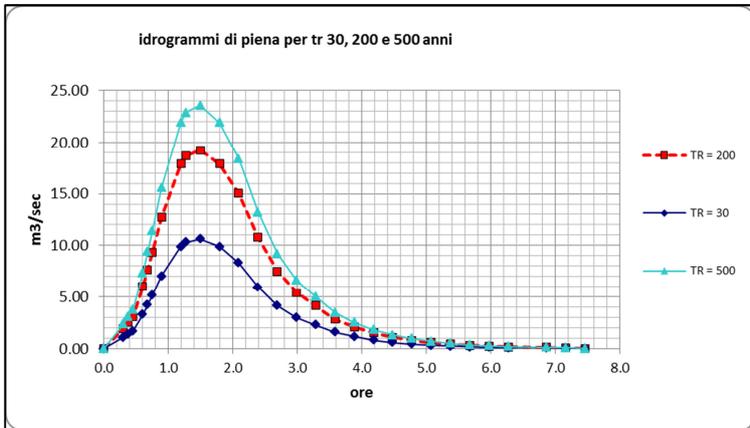
Modello OVEST

In questo modello si è analizzato il regime idraulico del reticolo significativo posto ad ovest del centro abitato e che interessa una parte di territorio di recente costruzione.

Anche in questo caso si è costruito il dominio di calcolo su base LIDAR essendo privo di evidenti singolarità idrauliche in quanto il sottopasso della SS 100 risulta abbastanza largo da far transitare le portate di progetto.



Il modello idraulico è stato concepito con parametri concentrati ossia come condizioni al contorno idrologiche sono stati inseriti gli idrogrammi di piena per i tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni determinati, anche in questo caso, con il metodo del CN (utilizzando il valore del CN III) e con l'equazione di propagazione della piena di Mokus.

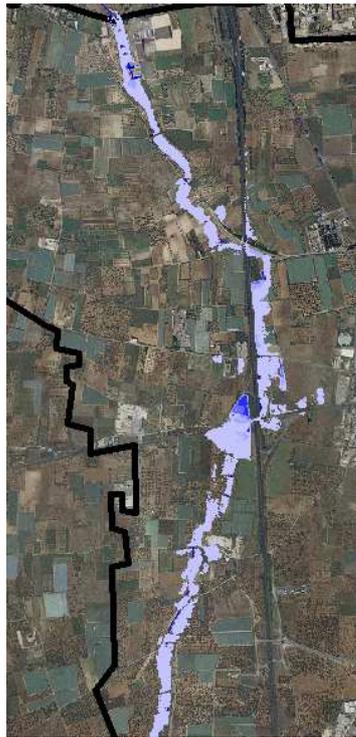


Idrogrammi di piena del bacino A

Risultati conseguiti sono sotto riportati



Mappa delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappa dei tiranti con valori > 0.2 m



Mappa dei valori di pericolosità (curva di taglio)

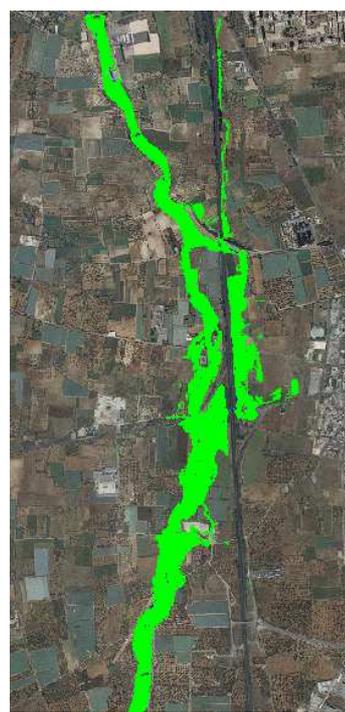
Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 30 anni



Mappa delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappa dei tiranti con valori > 0.2 m



Mappa dei valori di pericolosità (curva di taglio)

Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 200 anni



Mappa delle velocità con valori > 0.3 m/s



Mappa dei tiranti con valori > 0.2 m



Mappa dei valori di pericolosità (curva di taglio)

Mappe delle velocità, tiranti e soglia di taglio per tr 500 anni

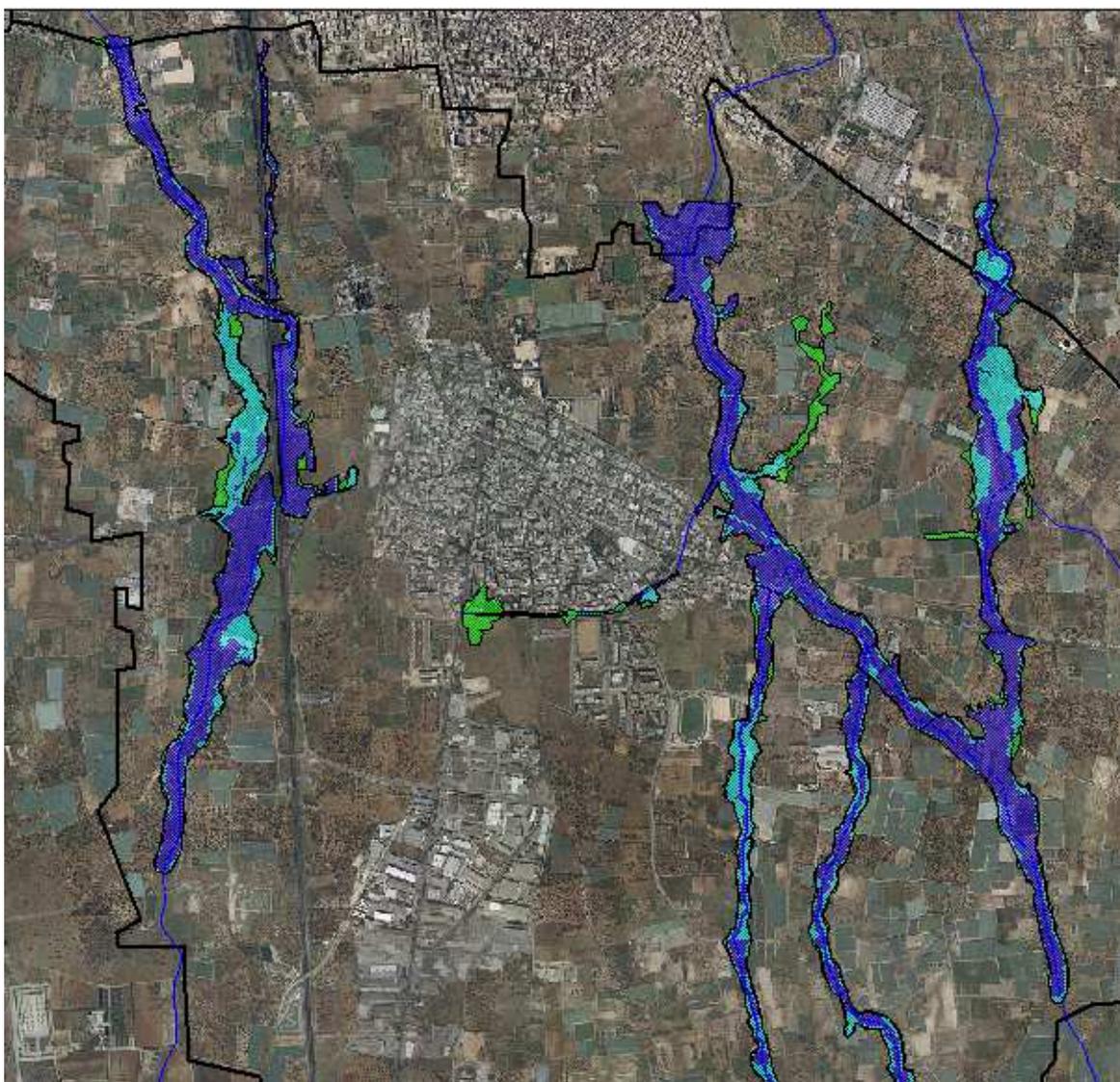
Risulta ovvio che la perimetrazione finale è frutto di un ulteriore raffinazione del taglio escludendo le zone discontinue e non significative.

3.5 CONCLUSIONI

Dall'applicazione dei modelli idraulici emergono le zone a diversa pericolosità idraulica che interessano il territorio comunale oggetto della pianificazione urbanistica.

Per tali aree, se confermate dall'Autorità di Bacino della Puglia, risulteranno applicate le Norme tecniche del PAI.

Nell'immagine sottostante è rappresentato il quadro generale delle aree individuate per sovrapposizione dell'effetto ala suolo dei vari modelli idraulici già raffinati con il taglio previsto.



Rappresentazione generale delle aree a diversa pericolosità idraulica proposte (Alta pericolosità in blu, Media pericolosità in ciano e Bassa pericolosità in verde)

4 VALUTAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

In questo paragrafo saranno determinate le classi di rischio delle zone interessate dalla pericolosità idraulica.

Ai sensi del D.P.C.M. del 29 settembre 1998 sono definite a livello generale N°4 classi di rischio:

- **moderato (R1):** (per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali;
- **medio (R2):** per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- **elevato (R3):** per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;
- **(Molto elevato R4):** per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio economiche.

La determinazione della classe di rischio si determina secondo la formula

$$R = P \times V \times E$$

Dove:

- P = pericolosità;
- V = vulnerabilità;
- E = esposizione

In termini pratici si sovrappongono le aree perimetrali individuate secondo la probabilità di allagamento o esondazione con le zone o gli elementi a rischio.

Le aree, individuate secondo la probabilità di allagamento o esondazione, si distinguono in:

AP = aree allagate e/o ad alta probabilità di allagamento (effetto al suolo della piena con il taglio dei parametri idrodinamici con un tempo di ritorno di 30 anni);

MP = aree a moderata probabilità di esondazione (effetto al suolo della piena con il taglio dei parametri idrodinamici con un tempo di ritorno di 200 anni);

BP = aree a bassa probabilità di esondazione (effetto al suolo della piena con il taglio dei parametri idrodinamici con un tempo di ritorno di 500 anni);

Gli elementi a rischio (individuate per tipologia e destinazione urbanistica delle aree) si distinguono in:

E4 = agglomerati urbani, aree industriali, e/o artigianali, centri abitati estesi, edifici isolati, dighe e invasi idrici, strutture ricreative, campeggi.

E3 = strade statali, strade provinciali, strade comunali linee ferroviario.

E2= linee elettriche, acquedotti, fognature, depuratori, strade secondarie.

E2 = impianti sportivi con soli manufatti di servizio, colture agricole intensive;

E1 = assenza di insediamenti, attività antropiche e patrimonio ambientale.

Secondo le indicazioni della Relazione generale del PAI , dall'intersezione delle aree suddette si definiscono le classi di rischio per ogni area perimetrata.

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA' IDRAULICA		
		AP	MP	BP
ELEMENTI A RISCHIO	E5	R4	R3	R2
	E4	R4	R3	R2
	E3	R3	R2	R1
	E2	R2	R2	R1
	E1	R2	R1	R1

Per porsi in condizioni di massima cautela, si è considerata un'unica classe di elementi vulnerabili che corrisponde agli insediamenti abitativi e produttivi (E5) ed alle infrastrutture (E4), per questo motivo le tabelle relative al rischio esposte in precedenza vengono semplificate e ne deriva la tabella che segue:

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA' IDRAULICA	
		AP	MP
ELEMENTI A RISCHIO	E5 - E4	R4	R3

Nella tavola allegata è riportata la mappa del rischio .

5. PRESCRIZIONI

Come già indicato nella relazione idrologica lo stralcio dei reticoli **bacini B2 1 e B2** dall'analisi idraulica NON esclude che, localmente, a seguito di precipitazioni intense non risultino valori di tiranti tali da poter provocare danni e/o disagi a persone o cose nella zona di interesse.

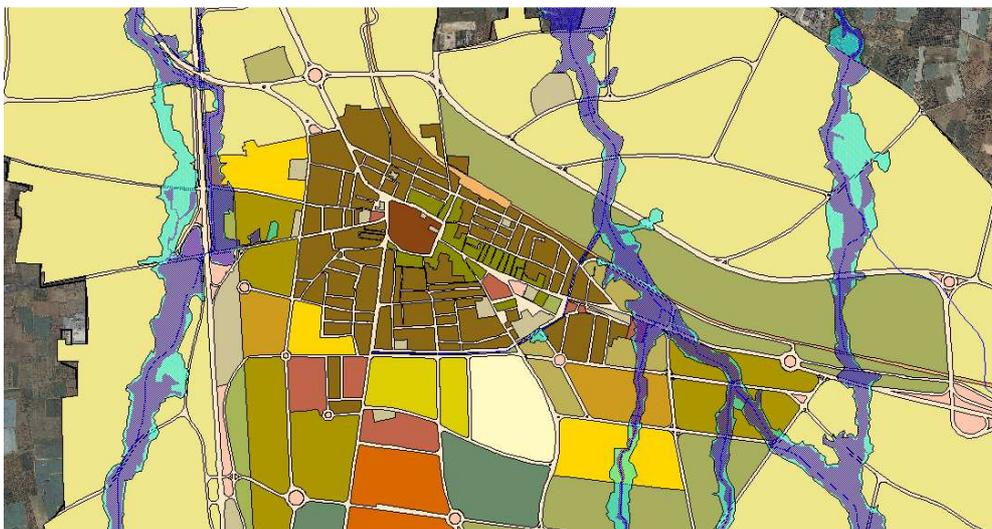
Per quanto sopra lo stralcio dei reticoli dalla bozza della carta idrogeomorfologica deve comunque essere supportato da una pianificazione territoriale che preveda opportune opere di intercettazione, regimentazione e scarico delle acque meteoriche diffuse a seguito di eventi meteorici.

In particolare, data la valenza idrologica ed idraulica dei reticoli dei bacini **B2 1 e B2 2** si dovranno **prevedere opere di intercettazione e convogliamento delle acque proporzionate in base almeno a tempi di ritorno di 30 anni.**

Lo scrivente propone che la progettazione dovrà curare in particolar modo i seguenti aspetti:

- o **intercettazione**: idonee opere per intercettare i deflussi superficiali prevedendo canali e/o un numero di caditoie opportunamente dimensionate e posizionate in funzione delle direzioni preferenziali di deflusso locali;
- o **regimentazione**: l'adozione di canali a contorno chiuso, dotati di idonei pozzetti per ispezione e la manutenzione e di sezione tale da garantire almeno un franco di sicurezza pari a $0.5D$ oppure $0.5H$ rispetto alla piena trentennale;
- o **Confluenza**: idonei dispositivi di disconnessione idraulica e di smorzamento dell'energia in prossimità della confluenza con il canale deviatore

Inoltre a fronte della mappatura proposta delle aree a diversa pericolosità idraulica, si rende necessario uno studio di fattibilità o preliminare che analizzi le soluzioni tecniche al fine di mettere in sicurezza le aree soggette a rischio R4 e R3 e soprattutto per permettere lo sviluppo del territorio in conformità allo strumento urbanistico vigente o in programma (PUG).



Sovrapposizione delle aree a diversa pericolosità idraulica con lo strumento urbanistico in vigore