COMUNE DI MASSAFRA

(Provincia di Taranto)

Studio idraulico del reticolo idrografico in località "Gravinola"

Redatto da:

ARKE' INGEGNERIA s.r.l.
Via Imperatore Traiano n.4 - 70126 Bari

Prof. Ing. Alberto Ferruccio PICCINNI
(Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7288)

Dott. Ing. Luigi FANELLI
(Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7428)

Committenti:

C.I.S.A. S.p.A.

Il Presidente del CdA
Rag. Antonio ALBANESE

S.T.F. Puglia S.r.l.

Relazione di compatibilità idraulica

A1

Massafra, Ottobre 2014

INDICE

1 Premessa 2
2 Descrizione dei luoghi 3
3 Studio idrologico 5
3.1 Procedure regionali di valutazione della precipitazione. 6
3.2 Terzo livello di regionalizzazione 8
3.3 Analisi idrologica 10
3.3.1 L'idrogramma di Mockus. 12
3.3.2 Determinazione della portata al colmo di piena col metodo CN SCS 14
4 Analisi idraulica – stato di fatto 16
4.1 Teoria del modello idraulico 16
4.2 Applicazione modello idraulico 19
4.2.1 Geometria del modello 19
4.2.2 Scelta dei limiti di rappresentazione delle aree di allagamento 19
4.3 Risultati 22
5 Conclusioni 28

1 Premessa

Il presente studio ha lo scopo di valutare le condizioni di rischio di allagamento associate ai deflussi che si concentrano nell'impluvio situato nel territorio comunale di Massafra, il quale interessa le aree ubicate subito a sud della linea ferroviaria nell'area P.I.P. del Comune di Massafra (TA) – Comparto Est di proprietà della Società C.I.S.A. S.p.A. e della Società S.T.F. Puglia S.r.l., per le quali le stesse società hanno previsto rispettivamente la realizzazione di una nuova piattaforma polifunzionale per il trattamento integrato di reflui speciali non pericolosi e la realizzazione di un impianto di essiccamento e recupero energetico fanghi, tramite termovalorizzazione.

Su dette aree non sono attualmente definite delle aree di allagamento, ma l'evidenza morfologica, ossia la presenza degli impluvi, evidenziati peraltro nella cartografia tecnica di riferimento (IGM 25.000), costituisce un vincolo per il territorio, esplicitato dall'art. 6 delle NTA del PAI, che si concretizza in una fascia di inedificabilità estesa fino al limite morfologico di ciascun impluvio (ciglio di scarpata), ove questo sia individuabile, o estesa ad una fascia di 75 m sia in destra che in sinistra idraulica rispetto all'asse dell'impluvio, per un larghezza totale di 150 m, ove il suddetto limite morfologico non sia individuabile.

Gli impluvi sono, infatti, parte della rete drenante del territorio e pertanto di fatto le aree di loro pertinenza saranno interessate dal transito delle acque meteoriche che cadono e si raccolgono nei bacini di competenza. Il transito dell'acqua lungo questi impluvi possono dar luogo a situazioni di allagamento più o meno estese in dipendenza della morfologia che caratterizza gli impluvi e della possibile compromissione delle condizioni idrauliche degli impluvi e della conseguente possibilità che le portate che vi si sviluppano incontrino ostacoli al libero deflusso lungo il loro cammino.

Il presente studio ha la finalità di verificare le effettive condizioni di pericolosità idraulica associate al transito delle portate di piena di riferimento che possono svilupparsi dal bacino a monte e transitare nell'impluvio, allo scopo di valutare la compatibilità del progetto delle società Cisa S.p.A: e S.T.F. Puglia S.r.l. con le effettive condizioni di pericolosità idraulica associate alla presenza del suddetto impluvio e con i conseguenti vincoli imposti dal Piano di Assetto Idrogeologico.

2 Descrizione dei luoghi

Il territorio comunale di Statte e di Massafra, al pari di quello dei comuni limitrofi facenti parte della così detta Murgia tarantina, è caratterizzato dalla presenza di scarpate morfologiche, che si rilevano con caratteristiche geometriche ora modeste ora più importanti, e da forme di modellamento fluviale rappresentate da solchi erosivi e linee di deflusso più o meno incise, impostatesi lungo le principali discontinuità tettoniche, che tagliano longitudinalmente (da nord a sud) l'intero territorio.

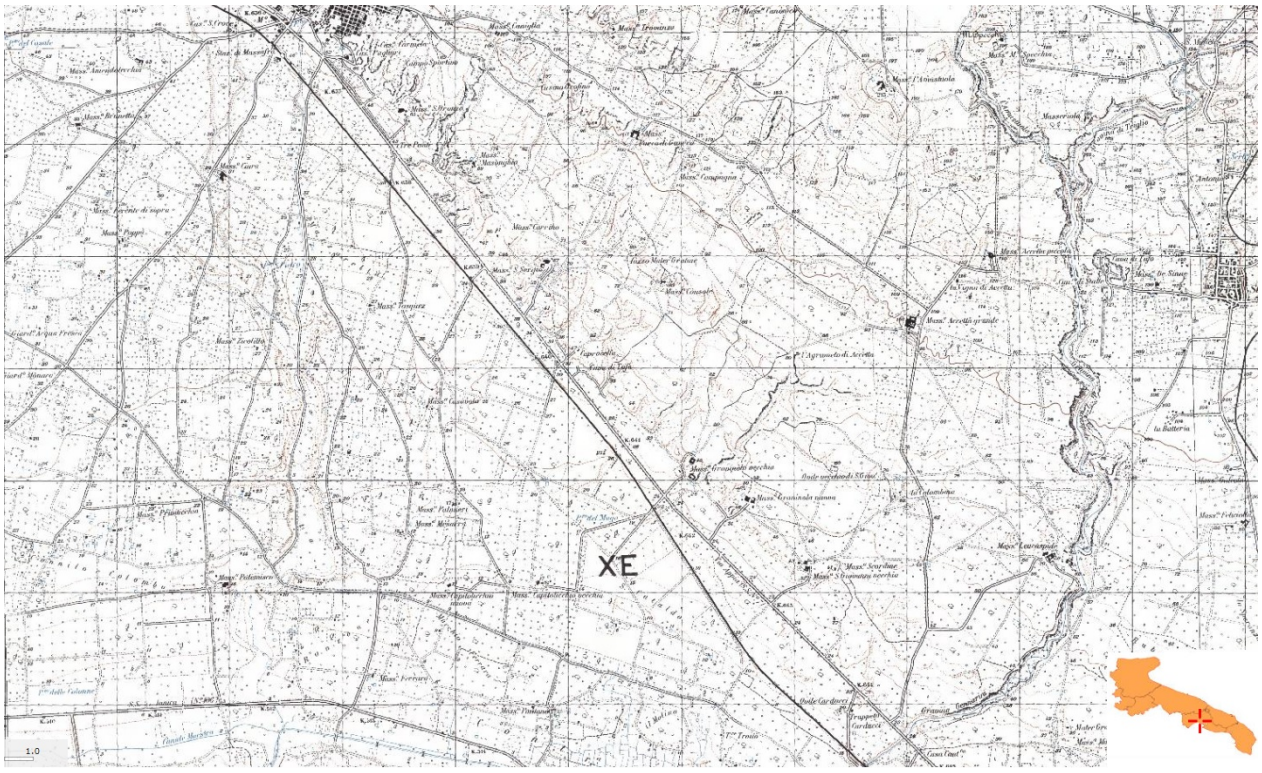


Fig. 2/1 : IGM dell'area oggetto di studio

L'area oggetto del presente studio, è caratterizzato dalla presenza di queste forme morfologiche.

L'impluvio analizzato è quello in sinistra idraulica della discarica il cui bacino imbrifero è rappresentato nell'allegato B3.

Il bacino ha una forma stretta e allungata in direzione nord-nord-est e l'impluvio presenta una morfologia evidente nel tratto di interesse fino alla sezione subito a monte del tratto che passa tra la discarica, situata in destra idraulica, e la cava, situata in sinistra idraulica; tale tratto è stato sistemato con gabbioni in pietra calcarea che realizzano un sezione larga 4 m e alta 3 m fino alla sezione di chiusura del bacino considerata, dove vi è l'interruzione della scarpata morfologica. A valle di tale sezione il terreno presenta una pendenza ridotta nella direzione dell'impluvio e la morfologia caratteristica dei solchi erosivi carsici scompare. La linea di

impluvio prosegue seguendo un blando avvallamento, presentandosi come una lieve depressione del territorio che si allunga appunto in direzione sud-sud-ovest fino a raggiungere il rilevato della SS 7. La continuità idraulica è garantita dalla presenza di un tombino circolare DN 800 che attraversa la S.S.7. A valle del rilevato stradale il terreno si presenta pianeggiante e caratterizzato da una pendenza ridotta in corrispondenza dell'impluvio. La linea di impluvio prosegue sino a raggiungere il rilevato ferroviario ove è presente un tombino ad arco di altezza 2.7 m e larghezza 2.5 m. Oltre il rilevato ferroviario è presente il rilevato stradale della strada a servizio dell'area P.I.P. del Comune di Massafra ove è presente un muretto di calcestruzzo di altezza 1.5 che costeggia tutta la strada sul lato prospiciente la linea ferroviaria. La linea di impluvio prosegue attraverso la strada tramite un tombino a sezione rettangolare di altezza 1.9 m e larghezza 2.7 m.

Oltre la strada che costeggia l'area P.I.P. l'impluvio presenta un'incisione marcata per uno sviluppo di circa 75 m per poi degradare seguendo un blando avvallamento del terreno.

3 Studio idrologico

L'analisi idrologica ha come obbiettivo la valutazione delle portate di piena che, per prefissati tempi di ritorno, interessano un bacino idrografico e, di conseguenza, le sue infrastrutture, centri abitati, elementi vulnerabili.

In Puglia le stazioni di misura idrometriche sono in numero assai limitato, se confrontato con quelle di misura pluviometriche; pertanto il calcolo della portata di piena deve spesso essere realizzato attraverso un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

Ai sensi del DPCM 29 settembre 1998, ai fini della perimetrazione e valutazione dei livelli di rischio, "*ove possibile, è consigliabile che gli esecutori traggano i valori di riferimento della portata al colmo di piena con assegnato tempo di ritorno…dai rapporti tecnici del progetto VAPI messo a disposizione dal GNDCI-CNR*". Nel caso dei bacini idrografici oggetto di tale studio, si è fatto quindi ricorso ai risultati del progetto Va.Pi. (Valutazione Piene), per la determinazione delle altezze critiche di precipitazione e delle curve di possibilità pluviometrica, utilizzate per il calcolo della portata al colmo di piena.

Il primo step, per poter procedere con lo studio idrologico, è quello di individuare il bacino idrografico relativamente al reticolo idrografico in esame ed i suoi sottobacini.

Nella tabella seguente si riportano alcune grandezze caratteristiche del bacino afferente all'impluvi oggetto di studio (cfr. elaborato B2):

A (Km^2)	L (Km)	z_{media} (m s.l.m.)	i_{media}
2.74	5.40	135.03	6.10%

Tab. 1: caratteristiche geomorfologiche del bacino scolante dell'impluvio oggetto di studio

Con

A = superficie del bacino;

L = lunghezza dell'asta idrografica principale allungata fino allo spartiacque;

z_{media} = quota media del bacino;

i_{media} = pendenza media del bacino.

3.1 Procedure regionali di valutazione della precipitazione.

Nelle applicazioni idrologiche, come detto, si presenta spesso la necessità di stimare valori di una determinata grandezza, per esempio la precipitazione, in siti privi di stazioni di misura, oppure con dati misurati che si giudicano insufficienti per numero e qualità.

A ciò rispondono le procedure regionali, sia quelle classiche, sia quelle proposte con i più recenti studi inerenti l'elaborazione statistica di dati spaziali.

Questi ultimi tendono a definire modelli matematici finalizzati ad una interpretazione delle modalità con cui variano nello spazio le diverse grandezze idrologiche.

L'analisi regionale degli estremi idrologici massimi, può essere condotta suddividendo l'area di studio in zone geografiche omogenee nei confronti dei parametri statistici che si è deciso di adottare.

Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). In questa distribuzione i parametri fondamentali sono: Θ_1, Λ_1, Θ_2, Λ_2, che rappresentano il parametro di scala ed il numero medio di osservazioni della variabile casuale Y provenienti dalla componente ordinaria e dalla componente secondaria. Si ottiene:

$$\Theta^* = \Theta_2/\Theta_1 \qquad\qquad \Lambda^* = \Lambda_2/\Lambda_1^{\wedge 1/\Theta^*}$$

La procedura di regionalizzazione comporta che al primo livello si ricerchino zone pluviometriche omogenee, entro le quali si possano considerare costanti i valori dei parametri Θ e Λ^*. Tali parametri devono essere stimati da un elevato numero di dati; questo comporta l'assunzione di una regione omogenea molto ampia. Le sottozone omogenee, caratterizzate oltre che dalla conoscenza di Θ^* e Λ^* anche dalla conoscenza di Λ_1, sono individuate nel secondo grado di regionalizzazione; anche in questo livello si ipotizza che l'area indagata costituisca una zona omogenea. Si considerano solo le serie più numerose, in quanto la stima dei parametri suddetti è condizionata dalla presenza di dati di pioggia straordinari che hanno probabilità molto bassa di verificarsi in un periodo molto breve.

L'analisi di terzo livello basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota ha portato alla individuazione di sei zone e delle rispettive curve di possibilità climatica.

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della grandezza in esame. In particolare per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge TCEV, è utile rappresentare la legge $F(X_t)$ della distribuzione

di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata X_t come prodotto tra il suo valore medio $\mu(X_t)$ ed una quantità $K_{T,t}$, detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno T e della durata t, definito dal rapporto:

$$K_{t,T} = X_{t,T}/\mu(X_t)$$

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto precedente corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della TCEV.

La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile, infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria, C_a, e dei coefficienti di variazione, C_v, alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria. L'indipendenza dalla durata di $K_{t,T}$ (nel seguito indicato con K_T), autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

In base ai valori regionali dei parametri $\Theta*$, Λ□□ e Λ_1, si ottiene la curva di crescita per la zona della Puglia centro – meridionale riportata in fig. 1.

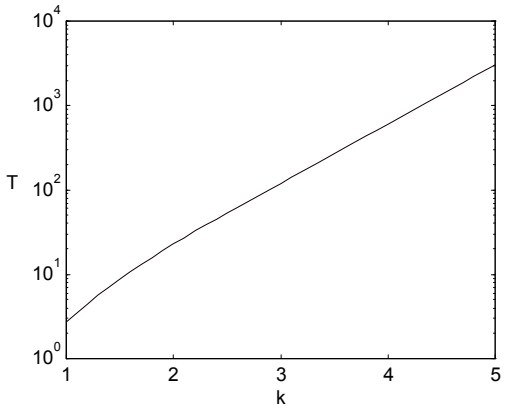


Fig. 3/1: fattore di crescita al variare del tempo di ritorno

Il valore di K_T può essere calcolato in funzione di T attraverso una approssimazione asintotica della curva di crescita (Rossi e Villani, 1995):

$$KT = a + b \ln T$$

in cui :

$a = (\Theta_* \ln\Lambda_* + \ln\Lambda_1)/\eta$; $b = \Theta_*/\eta$

$\eta = \ln \Lambda_1 + C - T_o$

C = 0.5772, (costante di Eulero),

$$T_o = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda_*^i}{i!} \Gamma\left(\frac{i}{\theta_*}\right)$$

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri a e b, e i relativi valori η e T_o, che consentono di determinare le leggi di crescita relative all'area in esame:

Zona omogenea	a	b	To	η
Puglia centro-meridionale	0.1599	0.5166	-0.6631	4.1053

Tab. 2: Parametri dell'espressione asintotica

Va tuttavia osservato che l'uso di questa approssimazione comporta una sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per T<50 anni e superiori al 5% per T<100 anni.

Per semplificare la valutazione del fattore di crescita, nella tabella 3 sono riportati i valori di K_T relativi ai valori del periodo di ritorno adottati nella determinazione delle aree soggette a rischio di inondazione.

anni	***30***	***200***	***500***
K_T	2	2.9	3.38

Tab. 3: Valori di KT Puglia Centro-Meridionale

3.2 Terzo livello di regionalizzazione

Nel terzo livello di analisi regionale viene analizzata la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali.

Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio $\mu(X_t)$ dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata t alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_t) = a\, t^n$$

essendo a ed n due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

La relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito viene generalizzata nella forma:

$$\mu(X_t) = a\, t^{(Ch+D+\log\alpha-\log a)/\log 24}$$

in cui α è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di $\mu(X_1)$ relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea; $\alpha = x_g/x_{24}$ è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità. Per la Puglia il valore del coefficiente α è praticamente costante sull'intera regione e pari a 0.89; C e D sono i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per la zona di interesse i valori dei parametri sono riportati in tabella 4.

Zona	a	a	C	D	N
6	"	33.7	0.0022	4.1223	-

Tab. 4: Parametri delle curve di 3° livello

Nella figura 2 si riporta la suddivisione della regione in aree omogenee.

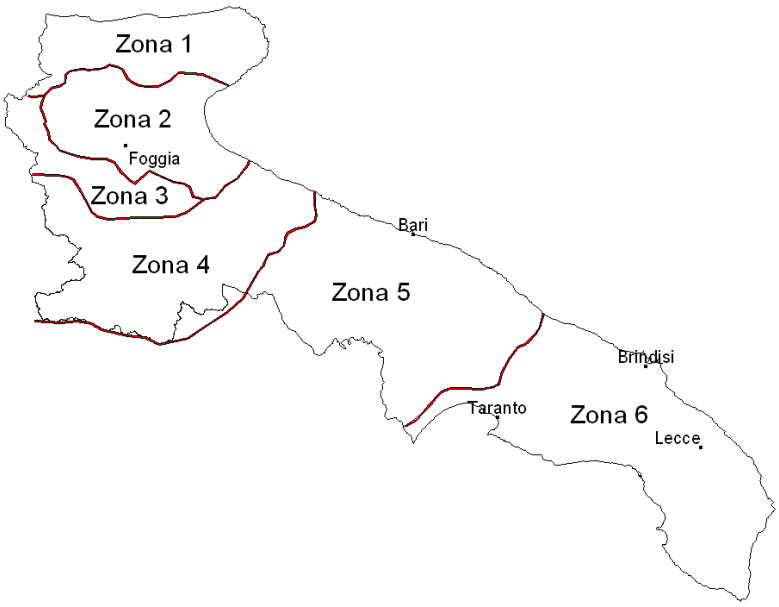


Fig. 3/2: Zone omogenee, 3° livello

L'area in oggetto si inquadra, quindi, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale, in zona 6; pertanto, l'equazione da applicare è la seguente:

$$x\,(t,z) = 33.7\ t^{[(0.488+0.0022\ z)/3.178]}$$

Tale equazione consente di valutare i valori delle altezze di pioggia medi delle serie dei massimi considerata per questa zona per i differenti intervalli di precipitazione prescelti, in

funzione del solo parametro della quota assoluta sul livello del mare; per questo studio, per ciascuno dei bacini afferenti agli impluvi in esame si è utilizzata la rispettiva quota media.

Ai valori così ottenuti vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al fattore di crescita K_T (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al fattore di riduzione areale K_A (funzione della superficie del bacino espressa in Km^2, e della durata dell'evento di progetto, espressa in ore). La dimensione areale dei bacini in studio comporta che il relativo fattore di riduzione tenda all'unità; pertanto, a vantaggio di sicurezza, tale parametro non viene preso in considerazione nella valutazione della Curva di Possibilità Pluviometrica. I valori delle altezze di pioggia così ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle:

	Altezze di pioggia in mm per durate di:				
Tempo di ritorno (anni)	1(h)	3(h)	6(h)	12(h)	24(h)
30	67.17	88.16	104.66	124.26	147.52
200	97.40	127.83	151.76	180.17	213.90
500	113.52	148.99	176.88	209.99	249.30

Tab. 5: Altezze di pioggia in funzione del tempo di ritorno per l'impluvio

3.3 Analisi idrologica

Per giungere alla valutazione della portata nelle sezioni di interesse, congruentemente con la modellazione realizzata dalla AdB nella analisi del rischio idraulico, si è utilizzato il metodo CN SCS.

Tale metodo è stato definito sulla base di studi effettuati su bacini con estensione media inferiori a 15-20 Km^2, pertanto, dal momento che il bacino in esame ha estensione inferiore ai 6 Km^2 si è ritenuto particolarmente adatto l'impiego del metodo CN-SCS.

Il metodo usualmente denominato "curve number" ed elaborato dal Soil Conservation Service assume che la produzione del volume di deflusso superficiale, Q, sia data dalla seguente espressione:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{(P - I)}$$

in cui: F = volume specifico infiltrato;

S = volume specifico di saturazione di un terreno;

P = precipitazione;

I = assorbimento iniziale;

quindi, tenendo conto dell'equazione di continuità:

$$F = P - I - Q$$

dalla precedente, si ottiene :

$$Q = \frac{(P - I)^2}{(P - I + S)}$$

Il volume specifico di saturazione dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, fattori che vengono espressi, per mezzo del CN, attraverso la seguente relazione:

$$S = S_0 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

in cui:

S_0 è un fattore di scala, pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm;

CN è il parametro di cui sopra, che può essere un valore compreso fra zero e cento.

Tale modello, quindi, prende in considerazione le due variabili I ed S. In realtà, il termine I rappresenta un volume specifico di pioggia, generalmente sottratto a priori al bilancio in esame, che descrive in modo globale diversi processi, quali l'intercettazione, l'accumulo nelle depressioni superficiali, l'imbibimento iniziale del terreno. Nella procedura CN-SCS standard, I viene valutato come una quota parte di S, specificatamente il 20%.

Resta, infine, da definire come si determina il parametro CN. Tale parametro, come abbiamo già accennato, è funzione della permeabilità, dello stato di umidità del suolo al momento dell'evento meteorico in esame e dell'uso del suolo.

Nel presente studio, la valutazione di tale parametro è stata eseguita secondo le indicazioni del Maione sia per quel che riguarda le espressioni matematiche, sia per la tabella uso del suolo-permeabilità, sia per la valutazione dell'umidità del suolo, supportate da valutazioni conseguenti ad indagini effettuate in loco. Riportiamo di seguito uno schema della metodologia adottata:

1) Classificazione del suolo secondo quattro classi di permeabilità ottenute dal confronto delle formazioni geologiche presenti nel bacino con tabelle di conversione estratte da studi precedenti:
   A: molto permeabile,
   B: poco permeabile,
   C: quasi impermeabile,
   D: impermeabile,
2) Determinazione dell'uso del suolo;
3) Determinazione dell'umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico e riconoscimento di tre classi (classi AMC, Antecedent Moisture Condition), in funzione della pioggia caduta nei cinque giorni precedenti.
4) Tenendo conto della stagione in cui ricade l'evento in esame, rispetto al periodo di crescita delle piante, si hanno le seguenti espressioni per la valutazione del CN:

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Il CN(II) è definito dalla tabella a doppio ingresso uso del suolo-permeabilità.

Per lo studio in oggetto, attraverso l'utilizzo di tecniche GIS, sono stati calcolati i seguenti valori relativi alle diverse condizioni di umidità del suolo antecedenti l'evento (AMC I, II e III):

CN I	CN II	CN III
48.35	69.03	83.68

Tab. 6: Valore dei parametri CN per li bacino con riferimento alle diverse classi AMC

Tali valori consentono di ricavare il valore della pioggia netta e dell'afflusso nelle ipotesi di ietogramma rettangolare di durata pari al tempo di ritardo del bacino, nel seguito definito e determinato.

3.3.1 L'idrogramma di Mockus.

Per il calcolo della portata al colmo, si è utilizzata la metodologia proposta dal Soil Conservation Service. Questo metodo considera un idrogramma approssimato di forma triangolare con una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo) ed una fase di esaurimento di durata t_e (tempo di esaurimento) e il cui volume V, in m^3, ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q_p}{2}\left(t_a + t_e\right) = \frac{Q_p \cdot t_b}{2}$$

con t_b durata dell'evento di piena.

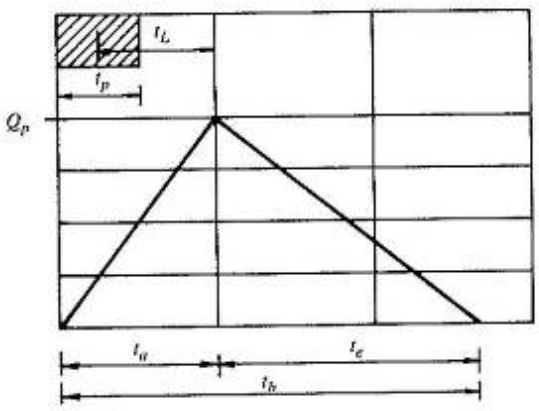


Fig. 3/3: Idrogramma triangolare utilizzato per il calcolo della portata al colmo con il metodo SCS

A seguito di analisi sperimentali dell'SCS è stato stabilito che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale V di deflusso, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0.375 volte la durata dell'evento di piena t_b e pertanto:

$$t_b = 2.67 \cdot t_a$$

Di conseguenza è possibile esprimere la portata al colmo secondo al relazione qui di seguito riportata:

$$Q_P = 0.208 \cdot \frac{V \cdot A}{t_a}$$

in cui:

V = volume di deflusso espresso in mm;

A = area del bacino espressa in Km^2;

t_a = tempo di accumulo espresso in h.

La determinazione di t_a, nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante, di durata t_p e indicando con t_L. il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dello istogramma ed il picco dell'idrogramma triangolare), si effettua con la semplice relazione:

$$t_a = 0.5 \cdot t_p + t_L$$

Per la determinazione del tempo di ritardo, espresso in ore, si utilizza la formula di Mockus:

$$t_L = 0.342 \cdot \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

in cui s è la pendenza del bacino espressa in percentuale, L è la lunghezza dell'asta principale, prolungata fino alla displuviate espressa in Km.

Sulla base di determinazioni empiriche effettuate dall'SCS, è possibile affermare che il rapporto t_L/t_c è pari a 0,6, con t_c tempo di corrivazione del bacino.

3.3.2 Determinazione della portata al colmo di piena col metodo CN SCS

La durata della precipitazione che è critica per il bacino, cioè che mette in crisi la rete idrografica perché per essa si raggiunge il valore più elevato di portata, dipende dall'estensione del bacino stesso. Questa circostanza è una logica conseguenza del fenomeno di trasferimento che impone che ogni particella liquida che cade in un punto del bacino deve seguire un suo percorso per giungere alla sezione di chiusura, impiegando, a parità di velocità di trasferimento, un tempo tanto maggiore quanto più lungo è il percorso da effettuare.

Un tempo caratteristico dell'evento di piena è il tempo di ritardo del bacino, generalmente definito come la distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma di piena superficiale, depurato cioè delle portate di base, che sarebbero defluite nel corso d'acqua anche in assenza dell'evento di piena, ed il baricentro del pluviogramma netto. Coerentemente con la metodologia definita dal Soil Conservation Service per la definizione dell'idrogramma di piena, si è scelta, per la determinazione di questo parametro, la formulazione proposta da Mockus, sopra descritta.

La determinazione del tempo di ritardo consente di individuare le piogge critiche aventi tempo di ritorno T_R pari a 30, 200 e 500 anni. Le piogge critiche per assegnato tempo di ritorno si definiscono attraverso le curve di possibilità climatiche precedentemente definite; quindi si ricava il valore della pioggia netta, dell'afflusso netto al bacino e della portata al colmo di piena attraverso l'applicazione del metodo Curve Number - SCS già descritto. A tale proposito va sottolineato che avendo utilizzato le piogge critiche per tempi di ritorno pari a 30, 200 e 500 anni si ottengono le portate di piena aventi medesimi rispettivi tempi di ritorno (30, 200 e 500 anni).

Per la definizione delle portate di piena, si è scelto di utilizzare il valore del Curve Number relativo alle condizioni di umidità media del suolo del bacino antecedenti l'evento ovvero il CN (II).

Attraverso la convoluzione di tale afflusso netto con l'idrogramma definito dall'SCS, precedentemente valutato per i bacini in esame, si ottengono i risultati contenuti nelle seguente tabella:

		T_r = 30 anni		T_r = 200 anni		T_r = 500 anni	
BACINO	**t_L (ore)**	**I (mm)**	**Q_{max} (m^3/s)**	**I (mm)**	**Q_{max} (m^3/s)**	**I (mm)**	**Q_{max} (m^3/s)**
	1.76	44.40	8.64	82.22	16.01	101.33	19.73

Tab. 7: tempo di ritardo, pioggia netta e portata al colmo di piena per il bacino in esame e per i tempi di ritorno di riferimento

I valori di portata così determinati, sono stati utilizzati nelle analisi idrauliche finalizzate alla definizione delle condizioni effettive di pericolosità idraulica dell'area.

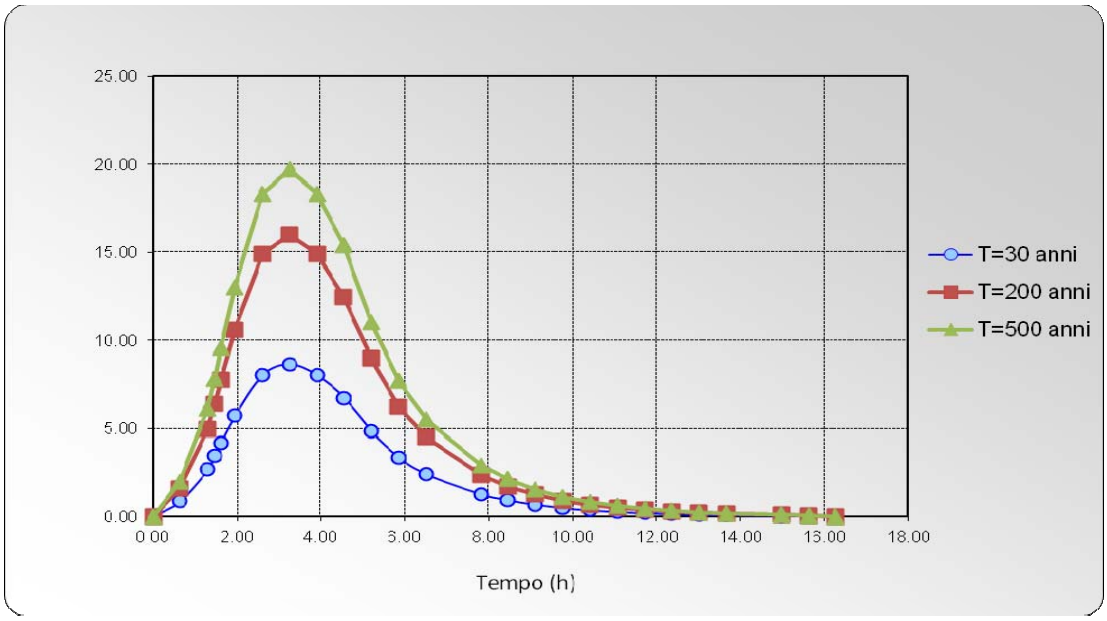


Fig. 3/4: Idrogramma di mokus utilizzato nella simulazione

4 Analisi idraulica – stato di fatto

Definiti i valori delle portate massime, ovvero i picchi degli idrogrammi di piena relativamente ai tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni, si è proceduto alla analisi idraulica dei tratti di impluvio oggetto del presente studio.

Per l'individuazione delle aree di allagamento, si è fatto ricorso ad un modello bidimensionale ed in particolare al modello di calcolo FLO-2D in quanto il solo studio monodimensionale non permette di riprodurre lo stato effettivo del sistema (presenza di edifici, strade, muretti di recinzione, marciapiedi, ecc.).

4.1 Teoria del modello idraulico

Il FLO-2D è un software per la modellazione idraulica bidimensionale utilizzato per diversi tipi di verifiche idrauliche come la propagazione delle piene anche quando siano interessate le golene, deflussi in zone non confinate, deflussi in aree urbane, trasformazione afflussi-deflussi, deflusso delle piene in aree costiere e colate fangose e detritiche.

Esso permette di simulare un'inondazione su una topografia complessa e con una data scabrezza basando il suo funzionamento sulla conservazione del volume, che è fondamentale per avere un esatta distribuzione della piena.

Il modello usa l'equazione completa del moto di un'onda dinamica ed uno schema centrale alle differenze finite con otto potenziali direzioni di flusso per predire il procedere dell'idrogramma di piena su una griglia di elementi quadrati.

Questo software è una combinazione tra modello idrologico e modello idraulico e richiede per ogni simulazione di inondazione principalmente due tipi di informazione: quella associata alle quote (modello digitale del terreno, DTM) e quella pluviometrica distribuita.

La topografia della superficie di flusso potenziale è rappresentata da un sistema di griglie quadrate. Agli elementi di griglia sono assegnati le quote ricavate da un'interpolazione dei punti del DTM.

Un programma GDS (grid developer system) genera il sistema a griglia ed assegna le quote. Il GDS sovrappone le griglie sui punti del DTM ed interpolando per mezzo di particolari punti, detti filtri, determina le quote di ogni elemento di griglia.

Esso genera automaticamente il "piano di piena" (che rappresenterà schematicamente la nostra superficie di inondazione) e gli altri dati per cominciare una simulazione di inondazione.

Qui di seguito (cfr. figura 4/1) si riporta uno schema del dominio computazionale utilizzato.

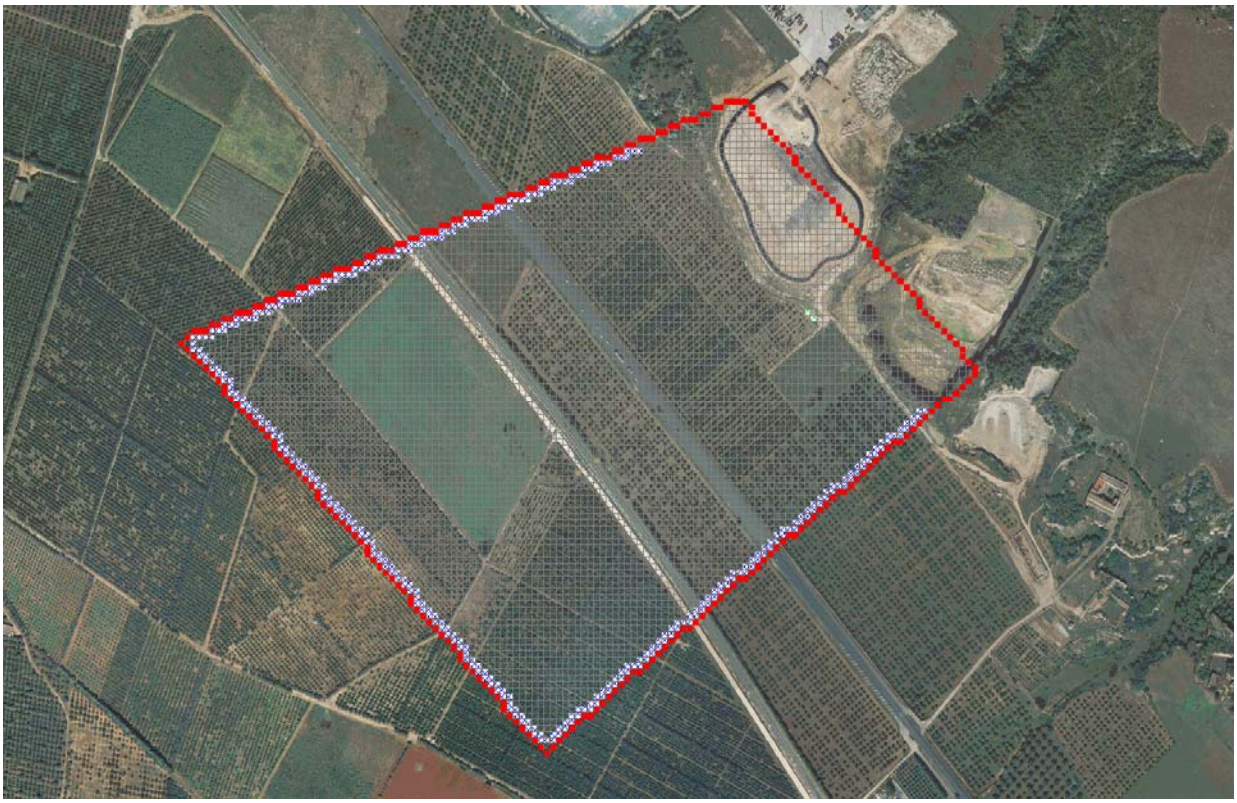


Fig. 4/1: Dominio computazionale nel FLO-2D.

Il procedere dell'onda di piena sul dominio di flusso è controllato dalla topografia e dalla resistenza al deflusso.

La simulazione dell'inondazione che si sviluppa in due dimensioni è portata a termine tramite un'integrazione numerica delle equazioni del moto e della conservazione del volume fluido, sia per un'inondazione di acqua sia per un flusso di sedimento.

Quindi le equazioni costitutive su cui si basa il modello sono:

1. l'equazione di continuità;

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h v_x}{\partial x} = i$$

2. l'equazione del moto (equazione del momento di un'onda dinamica).

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial t}$$

dove h è la profondità di flusso e V_x è la componente della velocità mediata lungo la profondità. L'eccesso di pioggia può essere diverso da zero sulla superficie di flusso. La componente di attrito del pendio S_{fx} è basata sull'equazione di Manning.

Gli altri termini includono la pendenza del letto S_{ox}, variazione di pressione e termini di accelerazione convettivi e locali.

Le equazioni del moto in FLO-2D sono definite meglio come un quasi bidimensionale. L'equazione del moto è risolta calcolando la velocità di flusso media attraverso un elemento di griglia di confine, considerando una direzione alla volta.

Ci sono otto direzioni potenziali di flusso, le quattro perimetrali (nord, sud, est, ovest) e le quattro diagonali (nordest, sudest, nordovest, sudovest).

Ogni calcolo di velocità è essenzialmente monodimensionale in natura ed è risolto indipendentemente delle altre sette direzioni.

La stabilità di questo schema numerico esplicito è basata su uno specifico criterio di controllo della misura della variabile computazionale "intervallo temporale".

La grandezza delle componenti dell'accelerazione relative alla pendenza del fondo ed ai termini di pressione è importante.

Henderson nel 1966 calcolò i termini dell'equazione del moto per un canale alluvionale ripido ed un idrogramma crescente velocemente. I risultati di Henderson sono i seguenti:

– Termini dell'equazione:	S_o	$\delta y/\delta x$	$V\delta V/g\delta x$	$\delta V/g\delta t$
– Grandezza (ft/mi):	26	0.5	0.12-0.25	0.05

dove S_o rappresenta la pendenza del fondo, $\delta y/\delta x$ è il gradiente di pressione, $V\delta V/g\delta x$ è l'accelerazione convettiva, $\delta V/g\delta t$ è l'accelerazione locale.

Egli dimostrò su varie applicazioni per diverse pendenze, che l'applicazione dell'onda cinematica (S_o=S_f) è sufficiente per modellare la progressione dell'onda di piena e che il contributo del gradiente di pressione e delle accelerazioni può essere trascurato.

L'aggiunta del gradiente di pressione migliorerà la simulazione del flusso su superfici caratterizzate da una complessa topografia.

L'equazione di onda diffusiva con il gradiente di pressione è necessaria se il sistema di griglie presenta depressioni topografiche.

I termini dell'accelerazione locale e convettiva sono importanti soprattutto per la soluzione di canali con pendenze nulle (*secche*) o con pendenze molto elevate.

Quindi è sempre usata l'equazione completa del moto, senza apportare nessuna delle semplificazioni suddette, enunciate soltanto per chiarire meglio il modello teorico che è alla base del FLO-2D.

4.2 Applicazione modello idraulico

4.2.1 Geometria del modello

Come primo passo per l'applicazione del modello idraulico, si è proceduto a definire il modello digitale del terreno con riferimento all'area in esame.

Per realizzare il modello digitale del terreno si è impiegato come base dati di riferimento il DEM con celle 8 x 8m della regione Puglia a cui si è accompagnata una campagna di sopralluoghi in sito per definire altezze e dimensioni dei rilevati stradali, del rilevato ferroviario e dell'attraversamento della linea ferroviaria. In questo modo è stato possibile definire un modello digitale del terreno con celle di calcolo aventi dimensioni di 8 x 8 m.

Definito il modello digitale del terreno si è ricostruita la conformazione dei luoghi attraverso l'impiego di alcuni funzioni del modello di calcolo.

In particolare si è fatto ricorso alle seguenti funzioni:

- *In condition*: per assegnare l'idrogramma di piena di piena relativo al bacino;
- *Out Condition:* per consentire il deflusso al di fuori del dominio computazionale, evitando erronei punti di accumulo.
- *Hydraulic structure:* per simulare la presenza del tombino al di sotto della linea ferroviaria e della strada che costeggia la linea ferroviaria.

Nella simulazione invece non si è tenuto conto dell'attraversamento della S.S.7 che per dimensione è tale da essere sormontato anche con portate dell'ordine di 2 m^3/s.

Per quanto attiene i valori di scabrezza, questi sono stati assunti pari a 0,04 $s/m^{1/3}$ per il terreno e per le strade.

Per quanto attiene la portata immessa per la simulazione sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena ottenuti dall'analisi idrologica e riportati nel paragrafo 3.2.2

La simulazione dell'evento è stata condotta per una durata pari a 16.3 ore ovvero pari alla durata dell'intero evento di piena.

Le simulazioni sono state eseguite a partire dalle aree poste a monte della attraversamento della strada statale.

4.2.2 Scelta dei limiti di rappresentazione delle aree di allagamento

Le valutazioni idrauliche condotte nel presente studio hanno consentito di delimitare le aree interessate dalle inondazioni relative alle piene di tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni, determinando anche i tiranti e le velocità nei diversi punti inondati.

Tuttavia, è bene sottolineare come l'indicazione di allagamento di una superficie non rappresenti di per sè un fattore di pericolosità, in quanto i fattori che influiscono sul livello di

pericolosità sono la velocità di scorrimento idrico e la persistenza del fenomeno. Infatti un allagamento che presenta un tirante idrico di 10 cm potrebbe sembrare meno rischioso di uno con tiranti di 2 m, anche se si dovessero verificare con lo stesso tempo di ritorno. Al contrario, se il primo dovesse possedere una elevata velocità di scorrimento e il secondo fosse quasi statico, potrebbe risultare più pericoloso il tirante inferiore.

Anche se l'Autorità di Bacino della Puglia non fornisce indicazioni a riguardo, è possibile riferirsi ad approcci adottati da altre Autorità di Bacino che suggeriscono più oggettive modalità di perimetrazione delle aree di allagamento che tengono conto dei tiranti e delle velocità valutate nei diversi punti del bacino inondato.

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.

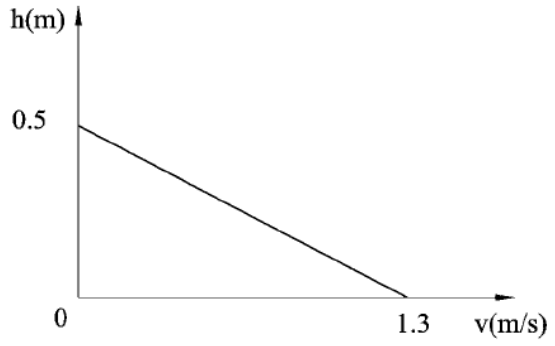
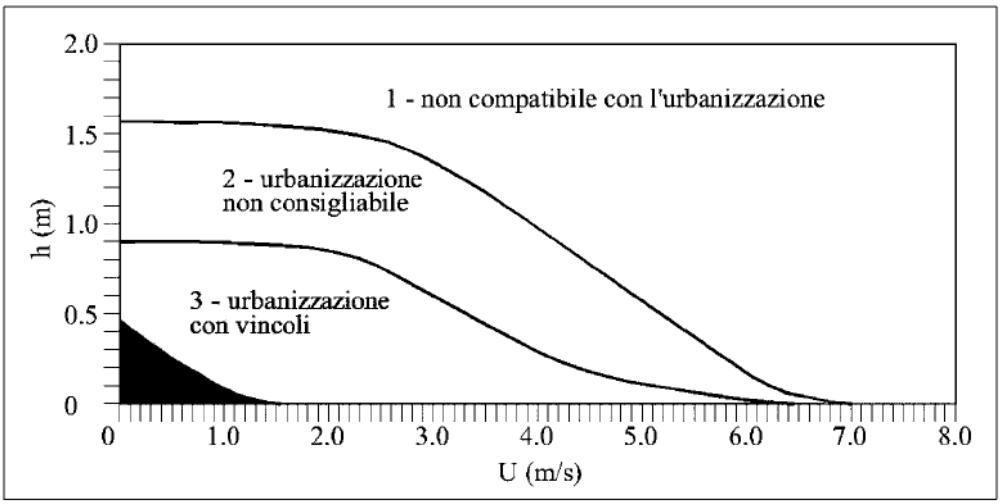


Fig. 4/2: Diagramma della vulnerabilità (autorità di Bacino del Tevere)

Quindi 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 V, e del tirante idrico h; nel grafico sottostante (V-h) sono identificate porzioni caratterizzate da stesso valore delle spinta. A seconda della coppia V-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 (V-h).

Vengono così definite aree "marginali", quelle ricadenti nella porzione 4 del grafico 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 si assume che le condizioni di rischio non dipendano solo dalla presenza/assenza d'acqua e dell'entità del tirante idrico, ma anche dalla velocità di scorrimento (valutata localmente) che gioca un ruolo determinante nell'attribuzione del livello di danno effettivo.

Similmente l'Autorità di Bacino dell'Adige individua 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 delle quali 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. Nel presente

studio si è preferito, cautelativamente, assumere come limiti di rappresentazione della pericolosità, e quindi della vulnerabilità idraulica, i seguenti valori :

- tirante idrico > 0,2 m

- velocità > 0,5 m/s.

che risultano, comunque, essere più cautelativi dei limiti proposti dalla letteratura tecnica e dalle Autorità di Bacino sopra indicate.

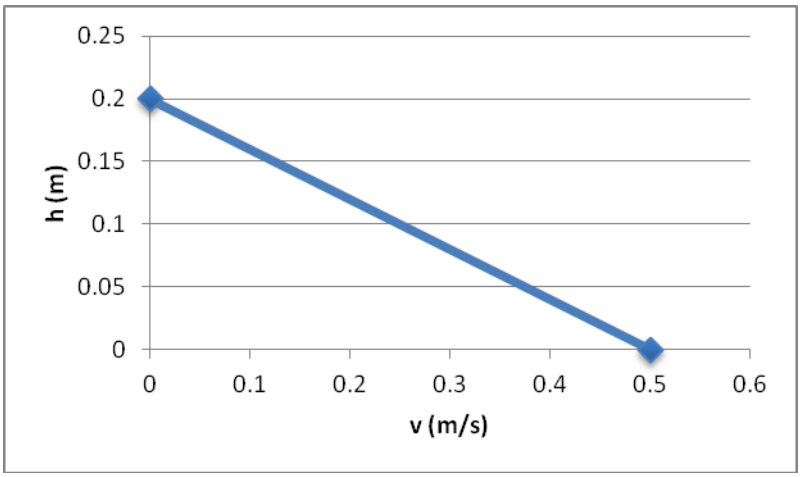


Fig. 4/3: Filtro adottato nello studio

4.3 Risultati

Definite le geometrie dei modelli si è proceduto con le simulazione attraverso l'impiego del software Flo 2D.

La prima simulazione è stata condotta con riferimento all'evento con tempo di ritorno di 30 anni. Nelle figure seguenti si riportano i risultati della modellazione con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena comprendendo anche le zone in cui i tiranti idrici sono inferiori a 20 cm e con velocità inferiori a 0,5 m/s (figura 4/4) ovvero senza l'applicazione del filtro e le aree interessate dalla piena con l'applicazione del filtro (cfr. figura 4/5).

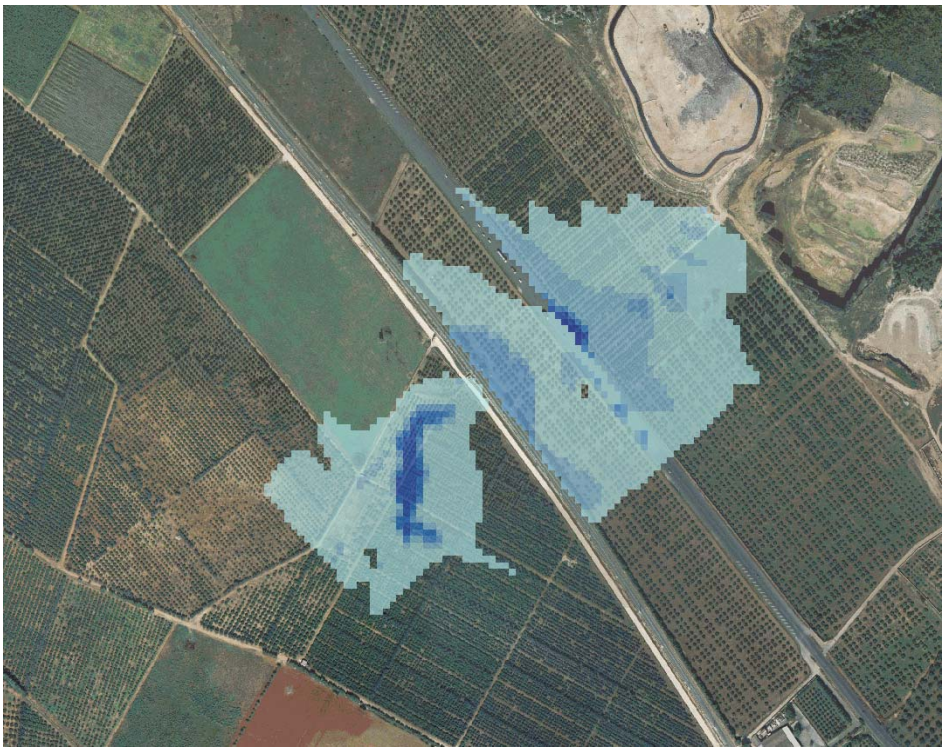


Fig. 4/4: Indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 30 senza filtro

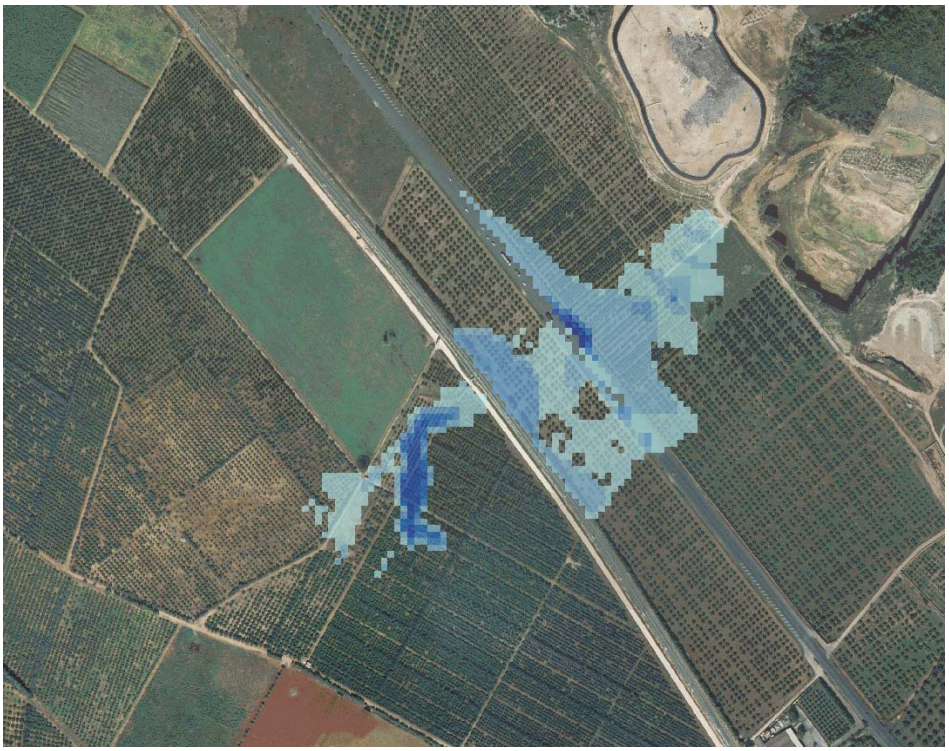


Fig. 4/5: Indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 30 con filtro

Dall'analisi dei risultati si evince come a monte della S.S. 7 l'onda di piena con tempo di ritorno di 30 anni tende a costeggiare il rilevato stradale in destra e in sinistra idraulica sormontandolo. Oltrepassata la S.S.7 l'onda di piena incontra un secondo sbarramento rappresentato dal rilevato ferroviario e dal muro parallelo alla linea ferroviaria alto 1.5 m. In

questa circostanza l'onda di piena non sormonta l'infrastruttura e tutta la portata defluisce verso l'attraversamento disposto sotto la linea ferroviaria e sotto la strada che costeggia la linea ferroviaria. A valle della linea ferroviaria l'onda di piena segue la naturale incisione del terreno e si propaga sia in destra che in sinistra idraulica mantenendo tiranti e velocità molto basse.

La seconda simulazione è stata condotta con riferimento all'evento con tempo di ritorno di 200 anni. Nelle figure seguenti si riportano i risultati della modellazione con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena comprendendo anche le zone in cui i tiranti idrici sono inferiori a 20 cm e con velocità inferiori a 0,5 m/s (figura 4/6) ovvero senza l'applicazione del filtro e le aree interessate dalla piena con l'applicazione del filtro (cfr. figura 4/7).

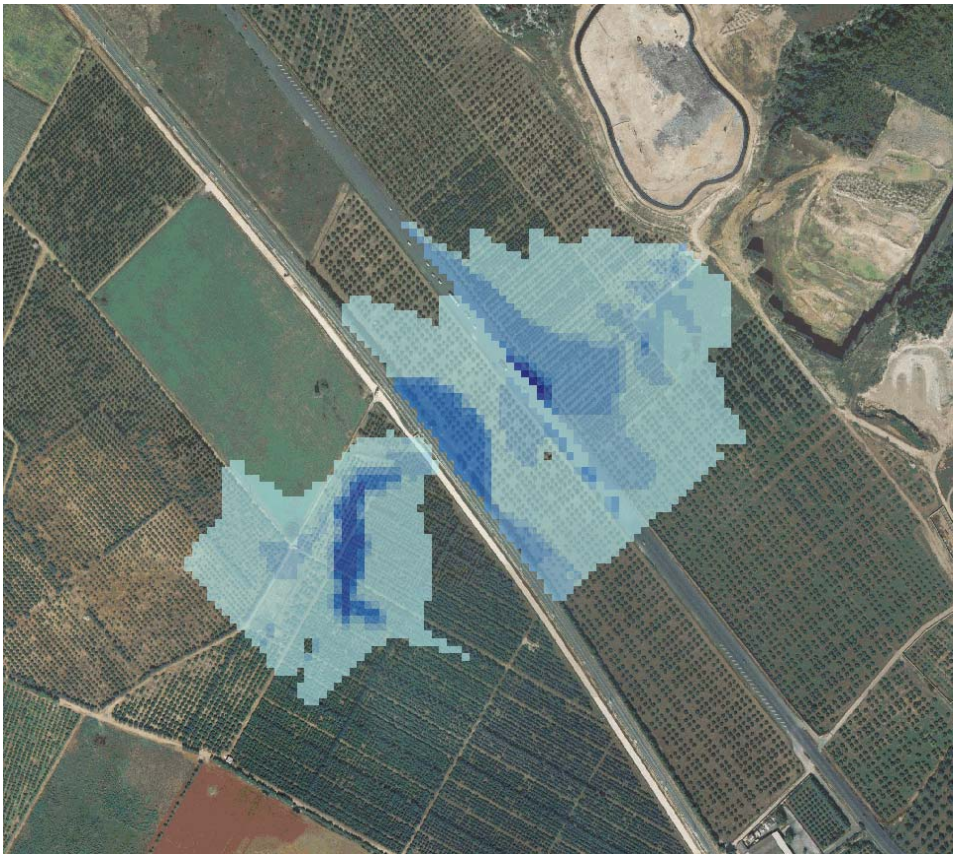


Fig. 4/6: Indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 200 senza filtro

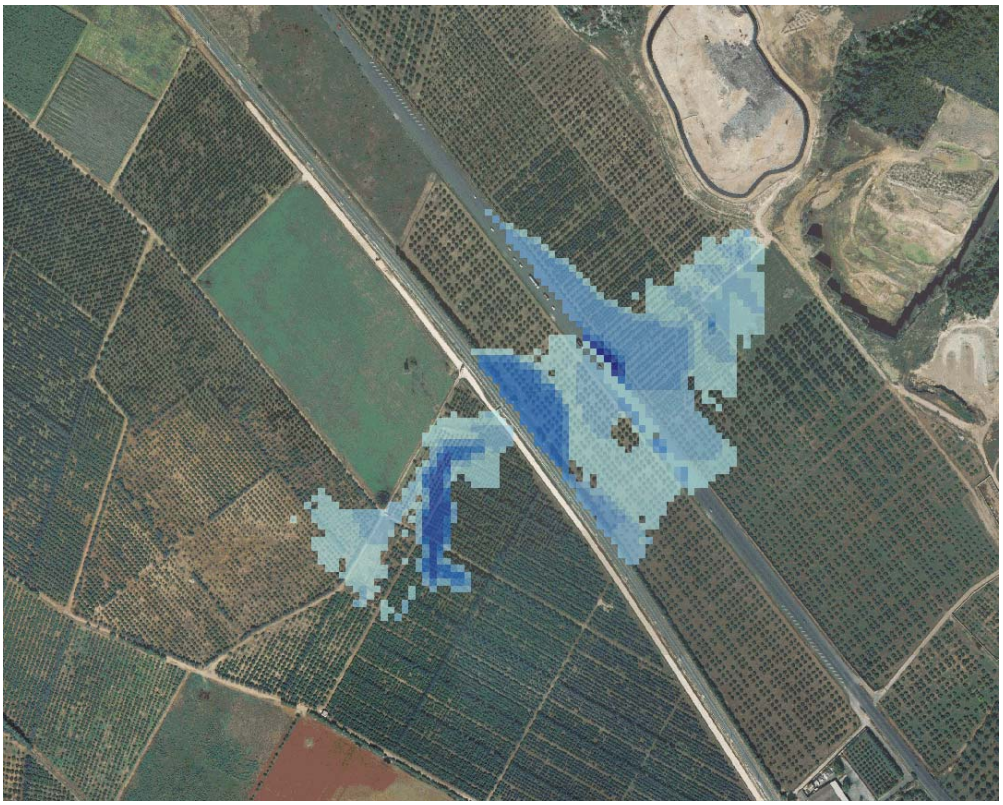


Fig. 4/7: Indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 200 con filtro

Dall'analisi dei risultati si evince come a monte della S.S. 7 l'onda di piena con tempo di ritorno di 200 anni tende a costeggiare il rilevato stradale in destra e in sinistra idraulica sormontandolo. Oltrepassata la S.S.7 l'onda di piena incontra un secondo sbarramento rappresentato dal rilevato ferroviario e dal muro parallelo alla linea ferroviaria alto 1.5 m. Anche in questa circostanza l'onda di piena non sormonta l'infrastruttura e tutta la portata defluisce verso l'attraversamento disposto sotto la linea ferroviaria e sotto la strada che costeggia la linea ferroviaria. A valle della linea ferroviaria l'onda di piena segue la naturale incisione del terreno e si propaga sia in destra che in sinistra idraulica mantenendo tiranti e velocità molto basse senza interessare l'area oggetto dell'intervento.

A monte del muro in calcestruzzo che costeggia la linea ferroviaria si registrano tiranti massimi di 0.87 m.

La terza simulazione è stata condotta con riferimento all'evento con tempo di ritorno di 500 anni. Nelle figure seguenti si riportano i risultati della modellazione con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena comprendendo anche le zone in cui i tiranti idrici sono inferiori a 20 cm e con velocità inferiori a 0,5 m/s (figura 4/8) ovvero senza l'applicazione del filtro e le aree interessate dalla piena con l'applicazione del filtro (cfr. figura 4/9).

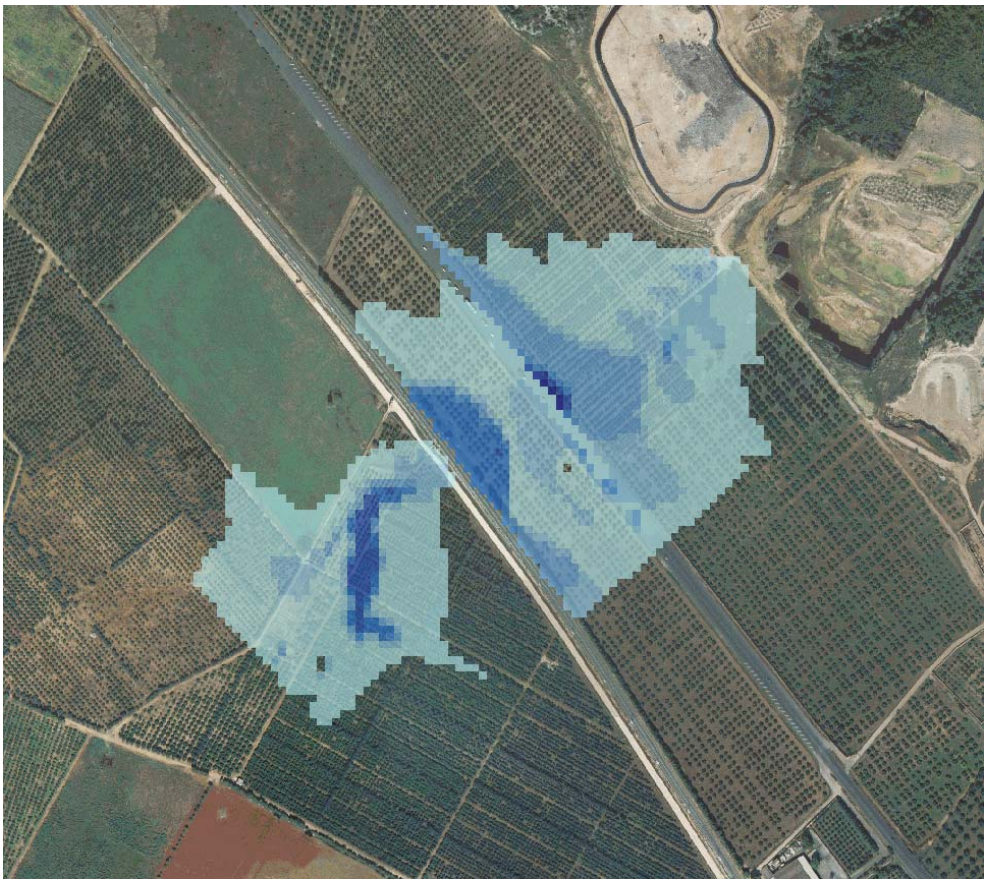


Fig. 4/8: Indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 500 senza filtro

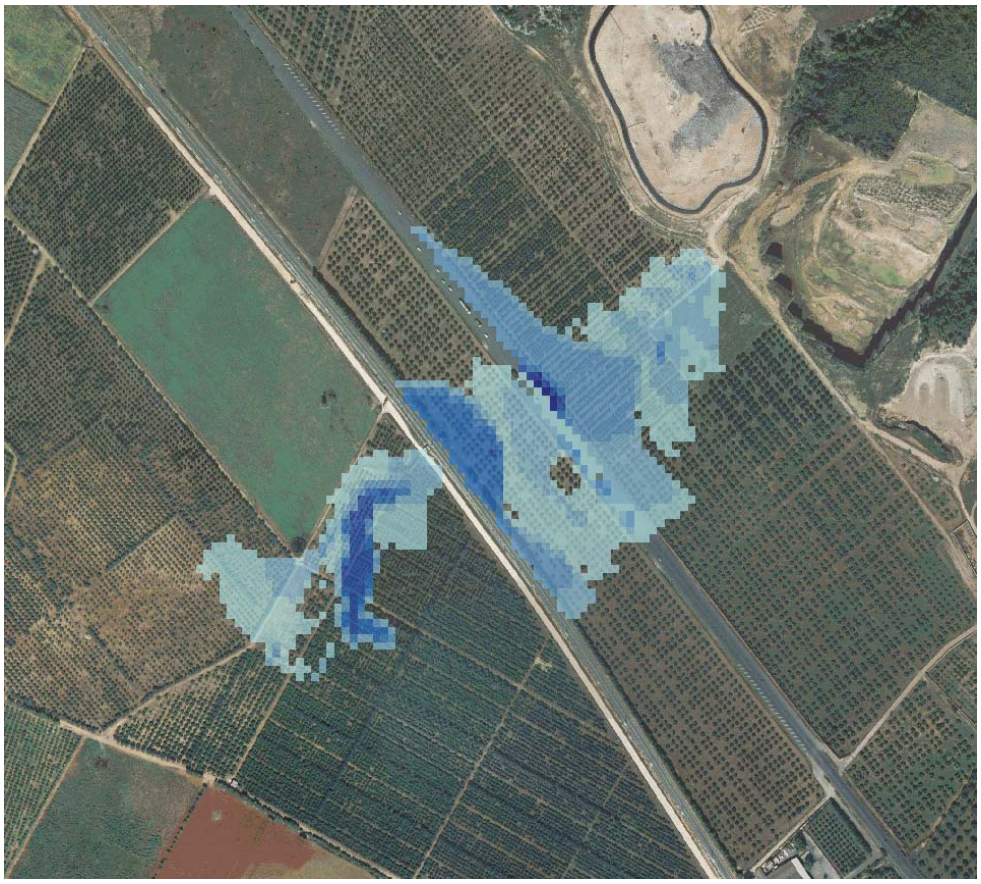


Fig. 4/9: Indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 500 con filtro

Dall'analisi dei risultati si evince come i risultati siano analoghi a quelli ottenuti con la simulazione dell'evento con tempo di ritorno di 200 anni anche se le aree interessate dagli allagamenti risultano leggermente incrementate.

Per quanto attiene l'area oggetto di intervento, anche per questo evento non si osserva l'interessamento dei suoli di proprietà della Cisa S.p.A. (cfr. fig. 4/9).

Effettuate le modellazioni per i tre tempi di ritorno analizzati si è proceduto, avvalendosi dei risultati ottenuti, a redigere la carta delle pericolosità idraulica che è riportata nella figura 4/10 e nell'allegato A10.

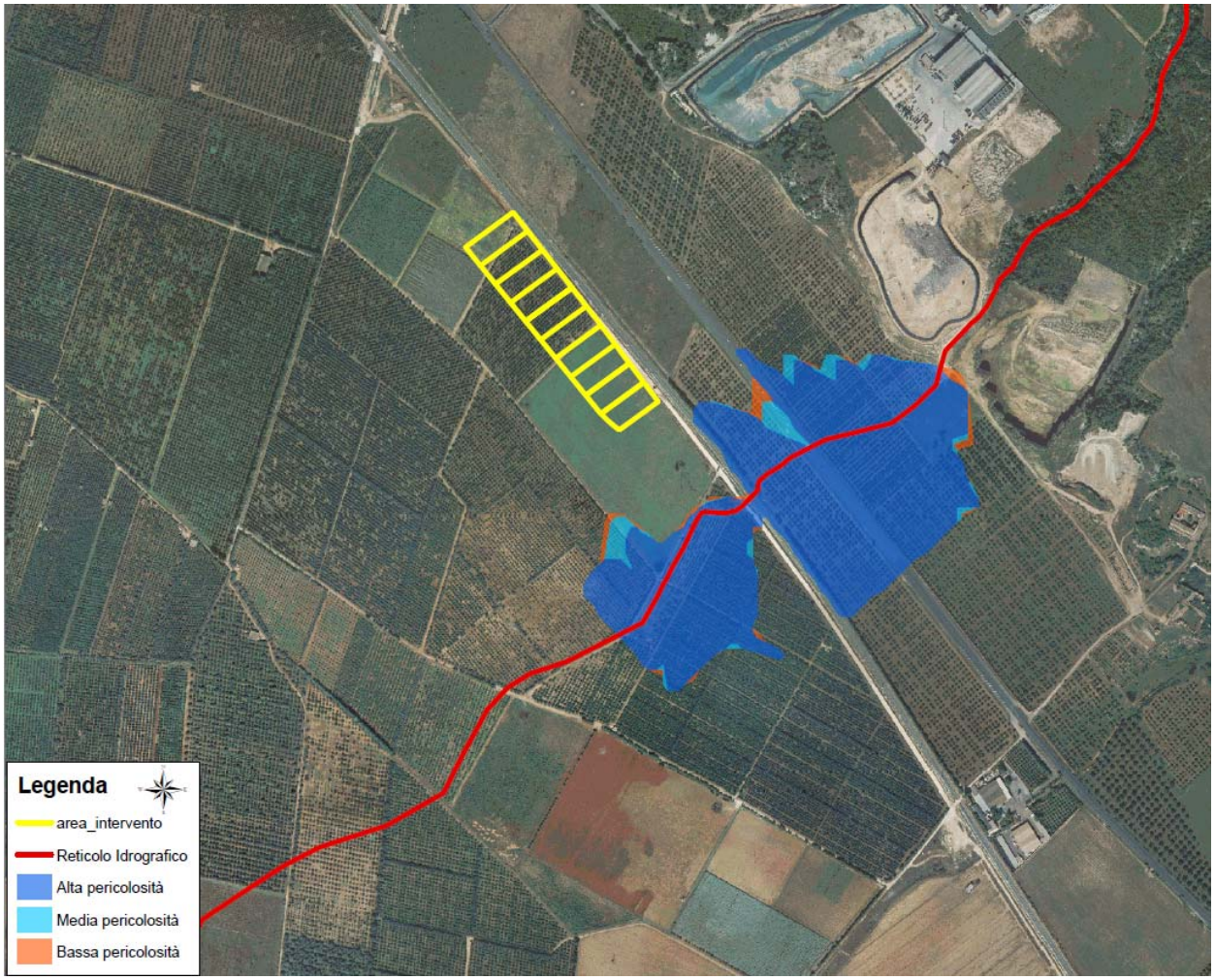


Fig. 4/10 – Area a pericolosità idraulica definite a seguito dello studio

A vantaggio di sicurezza la perimetrazione è stata eseguita senza l'applicazione del filtro (cfr. par. 4.2.2).

5 Conclusioni

Con la redazione del presente studio si è proceduto a definire le aree a pericolosità idraulica relative al transito di una piena nell'impluvio in sinistra idraulica della discarica ubicata a sud-est dell'abitato di Massafra. A tal fine si è ricorso all'impiego di un modello idraulico per la simulazione degli eventi che riproduce l'evolversi della piena con un maggior grado di dettaglio piena in condizioni di moto bidimensionale utilizzando quale informazione di base il DEM 8x8 della Regione Puglia integrato con un rilievo di dettaglio condotto in situ.

Le simulazioni sono state eseguite a partire dalle aree poste a monte del rilevato stradale della S.S.7 in corrispondenza del canale sistemato con gabbioni in pietra calcarea a sezione larga 4 m e alta 3 m.

Dall'analisi dei risultati si evince come a monte della S.S. 7 l'onda di piena tende a costeggiare il rilevato stradale in destra e in sinistra idraulica sormontandolo. Oltrepassata la S.S.7 l'onda di piena incontra un secondo sbarramento rappresentato dal rilevato ferroviario e dal muro parallelo alla linea ferroviaria alto 1.5 m. L'onda di piena non sormonta l'infrastruttura e tutta la portata defluisce verso l'attraversamento disposto sotto la linea ferroviaria e sotto la strada che costeggia la linea ferroviaria. I massimi tiranti raggiunti sono di 0.87 m. A valle della linea ferroviaria l'onda di piena segue la naturale incisione del terreno e si propaga sia in destra che in sinistra idraulica mantenendo tiranti e velocità molto basse.

A valle della linea ferroviaria l'onda di piena si propaga senza interessare i suoli di proprietà della Società C.I.S.A. S.p.A. e della Società S.T.F. Puglia S.r.l., disposti in destra idraulica rispetto all'attraversamento ferroviario, anche per eventi con tempi di ritorno di 500 anni.