

COMUNE DI GROTTAGLIE

INTERVENTO DI OTTIMIZZAZIONE OROGRAFICA CON INCREMENTO VOLUMETRICO DELLA
ESISTENTE DISCARICA LOTTO III LINEA AMBIENTE PER RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI

STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA INTEGRATIVA

Il Committente

LINEA AMBIENTE Srl
Il Procuratore Speciale
Gabriella Ruboni



Bari, agosto 2016

Prof. Ing. Giancarlo Chiaia

Il Tecnico

Prof. Ing. Giancarlo CHIAIA



Via Fratelli Rosselli, 38 - 70126 BARI
Tel. 0805486480 Fax 0805481395 email g.chiaia@poliba.it
P. I.V.A. 03844010722

C.F. CHIGCR61B27A662Q

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO 3	5
3. PORTATE DI PIENA	7
4. VERIFICA IDRAULICA DELL'AREA DI INTERVENTO	9
4.1.Modellazione idraulica	9
4.2.Condizioni al contorno e condizioni iniziali	11
4.3.Scabrezza di manning	12
4.4.Intersezione lungo l'alveo	13
4.5.Risultati delle simulazioni	16
5. VERIFICA DI STABILITA' DEL MURO DI CONFINE DEL III LOTTO	24
6. CONCLUSIONI	28

1. PREMESSA

La Società Linea Ambiente S.r.l., gestore di una discarica per rifiuti speciali non pericolosi ubicata in Grottaglie (TA), intendendo procedere alla ottimizzazione dei profili orografici del III lotto attualmente in esercizio, attivava un procedimento coordinato ai sensi del D.Lgs 152/2006 e dell'art. 5 bis della L.R. 11/2001.

Nell'ambito dell'iter autorizzativo, l'Autorità di Bacino della Puglia, con nota prot. n.2828 del 01/03/2016, evidenziava che l'area di intervento era lambita da un corso d'acqua episodico, cartografato su IGM 1:25.000, in corrispondenza dello spigolo nord-ovest dell'area di impianto.

In base al combinato disposto dell'Art. 6 comma 8 e dell'Art. 10 comma 3 delle N.T.A. del P.A.I., la predetta Autorità chiedeva la trasmissione di uno studio di compatibilità idrologica ed idraulica che attestasse le condizioni di sicurezza idraulica dell'intervento proposto.

In ottemperanza a tale prescrizione, il proponente incaricava lo scrivente, Prof. Ing. Giancarlo Chiaia, di redigere una Relazione Idrologica ed Idraulica, finalizzata appunto ad individuare e rappresentare la configurazione delle aree inondabili determinate dal transito della piena duecentennale nell'alveo in modellamento attivo rappresentato sulla cartografia IGM.

Lo studio ed i relativi allegati venivano trasmessi alla ADB in data 30/06/2016 ed allibrati al protocollo della stessa con n. 9014.



Nella modellazione si teneva in debito conto della presenza di una cava la quale, interrompendo la continuità idraulica del corso d'acqua, intercettava la portata generata da uno dei tre sottobacini ad esso afferenti (nello specifico il bacino 3).

Con nota n 10148 del 26/07/2016 la Autorità di Bacino trasmetteva il proprio parere alla Provincia di Taranto, rappresentando che: *"In assenza di un quadro chiaro sulle attività a farsi è evidente che a vantaggio di sicurezza debba adottarsi un modello idraulico in cui siano applicate le portate dei tre bacini afferenti per verificare la possibile interferenza con le aree d'intervento di proprietà dei richiedenti."*

In ottemperanza a tale prescrizione il proponente ha incaricato lo scrivente, Prof. Ing. Giancarlo Chiaia, di redigere la presente **Relazione integrativa**, finalizzata appunto ad individuare e rappresentare la configurazione delle aree inondabili adottando un modello idraulico in cui siano applicate le portate dei tre bacini afferenti al corso d'acqua de quo, per verificare la possibile interferenza con le aree d'intervento.

Ai fini di non appesantire inutilmente la trattazione, nella presente relazione integrativa sono riportati esclusivamente gli aspetti modificati rispetto al precedente Studio, al quale si rimanda per tutto quello che è rimasto immutato.

In particolare, le integrazioni hanno riguardato i seguenti aspetti:

-  ridefinizione del tempo di corrivazione del Bacino 3 in conseguenza del ripristino della continuità idraulica del corso d'acqua precedentemente interrotta dalla cava;
-  verifica idraulica con l'applicazione della portata risultante dal contributo dei tre sotto bacini afferenti.

La studio integrativo si compone della presente Relazione e del seguente allegato grafico:

- Allegato 1 – Planimetria con individuazione delle aree inondabili;

2. DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO 3

Affinchè si possa valutare correttamente il sistema di formazione dei volumi di piena e delle conseguenti aree inondabili, è necessario quantificare il tempo di corrivazione del bacino, che, come è noto, coincide con il tempo impiegato dalla la particella d'acqua idraulicamente più lontana a raggiungere una determinata sezione di interesse.

Nella presente trattazione si è ipotizzato che il ripristino del tracciato del corso d'acqua avvenga mediante la futura realizzazione di un canale a cielo aperto della lunghezza di circa 750 m, il cui tracciato lambisca l'attuale area di cava (cfr. Figura 1). In questo modo la lunghezza totale dell'asta principale diviene pari a 1590 m.

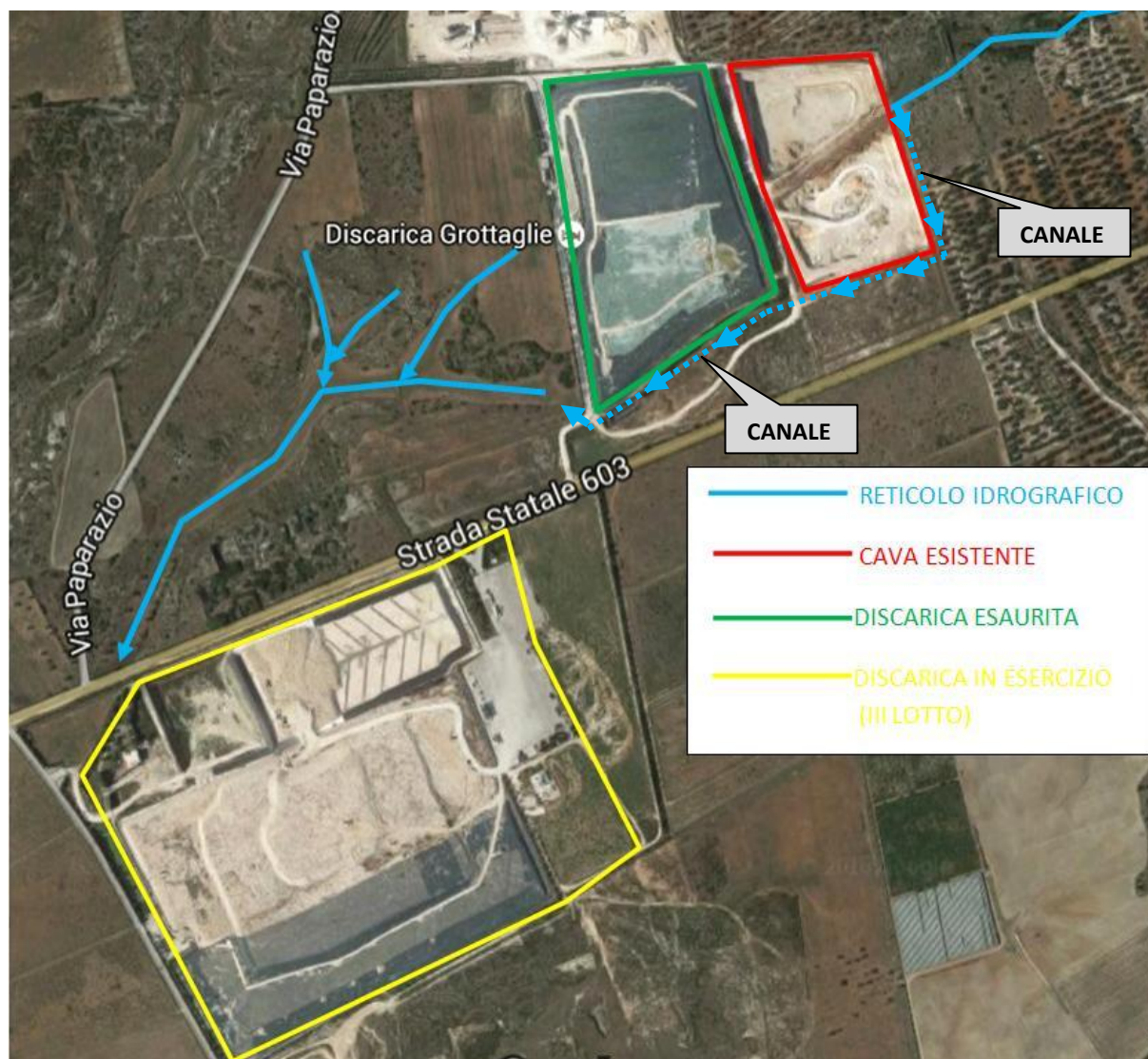


Figura 1 – Vista planimetrica di insieme.

Nella tabella seguente, si riportano i parametri geomorfologici caratteristici del Bacino 3:

	U.M.	Bacino 3
<i>Lungh. dell'asta naturale</i>	<i>[Km]</i>	<i>0.84</i>
<i>Lungh. del canale di collegamento</i>	<i>[Km]</i>	<i>0.75</i>
<i>Lunghezza complessiva di calcolo</i>	<i>[Km]</i>	<i>1.59</i>
<i>H massima del bacino</i>	<i>[m]</i>	<i>170.00</i>
<i>H media del bacino</i>	<i>[m]</i>	<i>150.00</i>
<i>H minima del bacino</i>	<i>[m]</i>	<i>130.00</i>
<i>H monte dell'asta princ.</i>	<i>[m]</i>	<i>149.96</i>
<i>H media dell'asta princ</i>	<i>[m]</i>	<i>139.98</i>
<i>Superficie del Bacino</i>	<i>[Kmq]</i>	<i>2.20</i>
<i>Pendenza media del bacino</i>	<i>[%]</i>	<i>2.00</i>

Tabella 1 - Parametri geomorfologici del Bacino 3.

Applicando le relazioni utilizzate nello Studio precedentemente depositato, ed utilizzando i dati di Tabella 1, si ottengono i seguenti risultati:

	P-C-W-K (h)	Giandotti (h)	Pezzoli (h)	Kirpich (h)	Chow (h)	Watt-Chow (h)
Bacino 3	0.774	2.325	0.778	0.510	5.259	6.198

Tabella 2 – Valori del tempo di corrivazione (t_c) del Bacino idrografico 3 con le diverse relazioni presenti in letteratura.

La stima della portata di piena di calcolo è stata eseguita facendo riferimento al tempo di corrivazione valutato dalla relazione del P-C-W-K in quanto tale relazione è quella che meglio si adatta alle dimensioni dei bacini oggetto del presente studio. Il tempo di corrivazione utilizzato per il Bacino 3 è pertanto pari a 0,774 ore.

3. PORTATE DI PIENA

Rimandando per ogni dettaglio al precedente Studio, nella tabella seguente sono riportati i valori delle portate di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni e i tempi di corrivazione dei bacini idrografici utilizzati nelle verifiche in moto vario.

Bacino idrografico	Tempo di corrivazione (h)	Portata di piena (m^3/s)
BACINO 1	0.455	3.69
BACINO 2	0.282	4.53
BACINO 3	0,774	35.80

Tabella 3 - Valori dei tempi di corrivazione e delle portate di piena

Note le portate di piena e i tempi di corrivazione, sono stati definiti gli idrogrammi di piena con $T_r=200$ anni in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei bacini idrografici considerati (cfr. figure seguenti).

Hydrograph (PORTATE_B1.HYD)

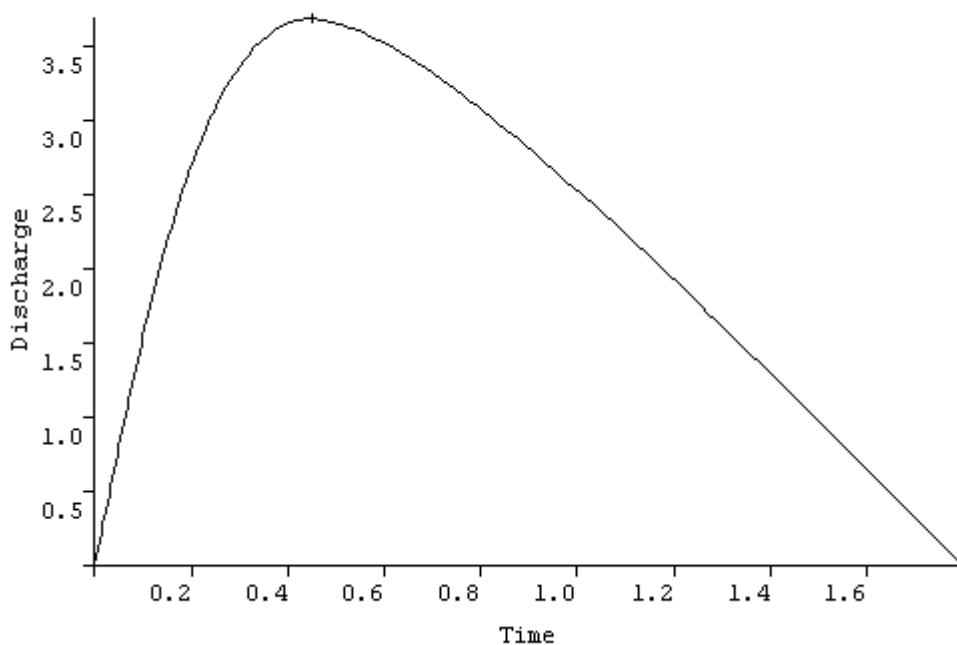


Figura 2 Idrogramma di piena_Bacino idrografico 1

Hydrograph (PORTATE_B2.HYD)

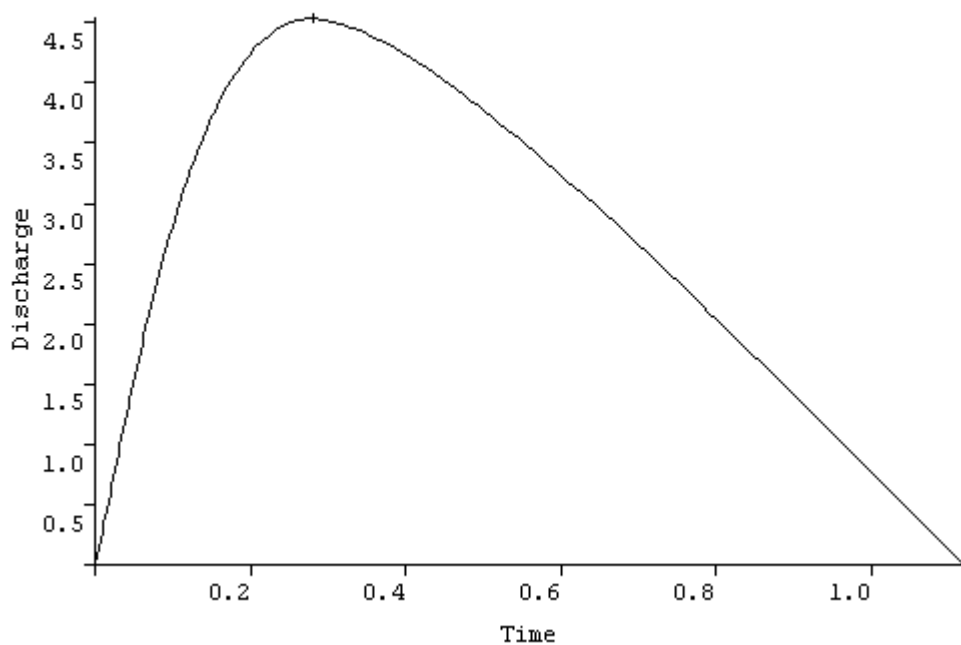


Figura 3 Idrogramma di piena_Bacino idrografico 2

Hydrograph

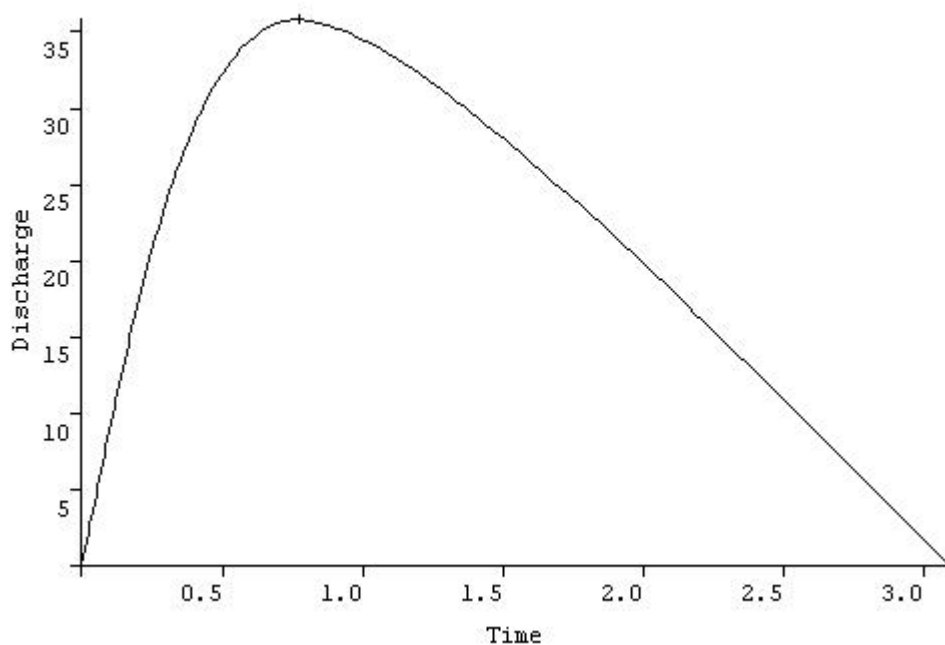


Figura 4 Idrogramma di piena_Bacino idrografico 3

4. VERIFICA IDRAULICA DELL'AREA DI INTERVENTO

La definizione delle aree inondabili e dei tiranti idrici è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo FLO-2D versione 2007.06, sviluppato dalla FLO-2D Software, Inc.

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, caratteristica fondamentale per avere un'esatta distribuzione della piena.

Per la determinazione delle aree caratterizzate da pericolosità idraulica, il calcolo è stato svolto in condizioni di moto vario utilizzando gli idrogrammi di piena, riportati nel paragrafo 3, corrispondenti al tempo di ritorno pari a 200 anni.

4.1. Modellazione idraulica

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 prevedere il deflusso dell'idrogramma di piena su una griglia di elementi quadrati.

L'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, V_x è la componente della velocità mediata lungo la profondità, S_{fx} è la componente di attrito del pendio, basata sull'equazione di Manning, S_{ox} è la pendenza del letto, $\delta y / \delta x$ è il gradiente della pressione, $V \delta V / g \delta x$ è l'accelerazione convettiva e $\delta V / g \delta t$ è l'accelerazione locale.

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, ottenendo i seguenti risultati:

	Bed Slope	Pressure Gradient	Convective Acceleration	Local Acceleration
Momentum Equation Term:	S_o	$\partial h / \partial x$	$V \partial V / g \partial x$	$\partial V / g \partial t$
Magnitude (ft/mi)	26	0.5	0.12 - 0.25	0.05

Figura 5 – Valori utilizzati dal software FLO-2D per le diverse grandezze.

Egli dimostrò in varie configurazioni e 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, a meno di non essere in presenza di 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 o con condizioni di flusso instabile.

Nel caso in esame si è utilizzata 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. Condizioni al contorno e condizioni iniziali

Il software è una combinazione tra modello idrologico e modello idraulico per cui richiede, per ogni simulazione delle piene, due tipi di informazioni: una associata alle quote altimetriche del terreno (modello digitale del terreno, DTM) e una associata alla distribuzione pluviometrica.

La topografia della superficie di flusso potenziale è rappresentata da un sistema di maglie quadrate. Un applicazione del FLO-2D, denominata GDS (Grid Developer System), genera il sistema a griglia ed assegna ad ognuna di essa le quote altimetriche. Il GDS sovrappone le celle sui punti del DTM ed interpolando per mezzo di particolari punti, detti filtri, determina le quote di ogni elemento del sistema a griglia (in questo caso la maglia utilizzata a scala di dominio ha la dimensione 5x5 m).

Esso genera automaticamente il "piano di piena" (che rappresenta schematicamente la superficie di inondazione, detto anche dominio computazionale) e gli altri dati per cominciare una simulazione di inondazione (cfr. figure seguenti).

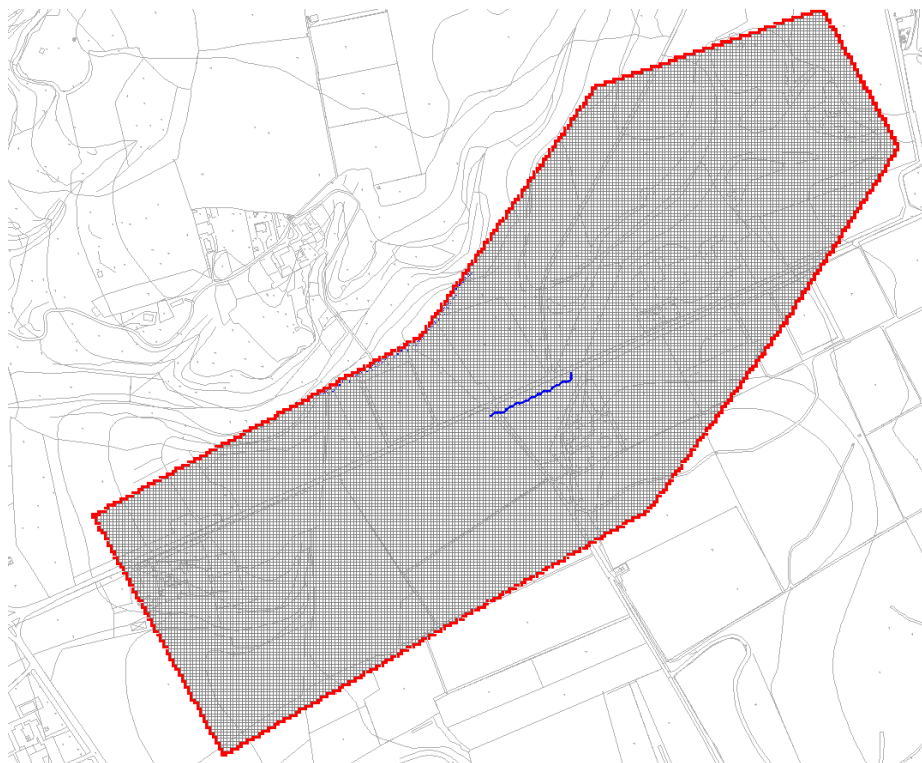
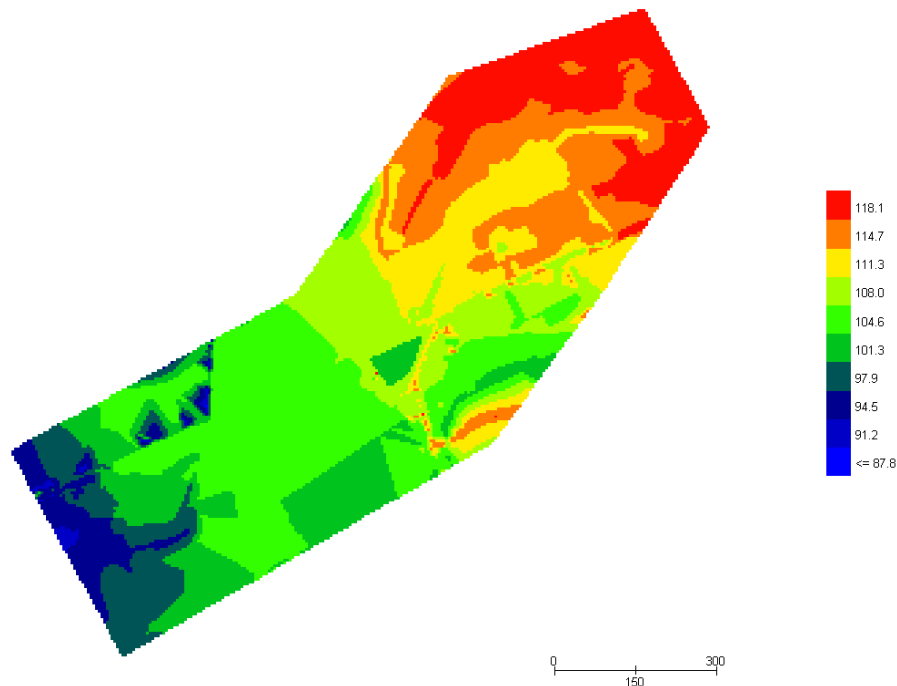


Figura 6 – Dominio computazionale nel software FLO-2D.

Grid Element Ground Surface Elevation

*Figura 7 – DTM del terreno nel software FLO-2D.*

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

Le informazioni delle distribuzioni pluviometriche, relative ad ogni alveo presente sul territorio, sono introdotte con gli idrogrammi di piena.

Inizialmente si scelgono le celle del dominio dal quale partirà la piena e successivamente si caricano le informazioni degli idrogrammi.

4.3. Scabrezza di manning

La simulazione è stata condotta utilizzando un valore del coefficiente di scabrezza "n" secondo Manning pari a 0.04 sulle sponde dell'alveo e per il letto dell'alveo. Il valore adottato è quello consigliato dal manuale Cremonese per alvei con presenza di vegetazione ed è cautelativo ai fini delle determinazioni idrauliche conseguenti.

4.4. Intersezione lungo l'alveo

Sulla base delle informazioni rilevate in sito è stato possibile inserire le caratteristiche del collettore circolare interrato, in calcestruzzo del DN 600, che corre parallelamente alla strada statale ex S.S. 603.



Figura 8 Planimetria con individuazione collettore interrato.

Giacchè il modello bidimensionale non prevede l'inserimento del collettore circolare interrato, nelle simulazioni lo stesso è stato sostituito da un canale rettangolare con comportamento idraulico equivalente.

Allo scopo di definire le caratteristiche del canale "virtuale" da utilizzare, si è costruita la scala di deflusso dell'esistente collettore circolare, determinando la massima portata da esso convogliabile a pelo libero.

I calcoli sono stati effettuati con utilizzando la classica formula di Chezy:

$$V = k_s R_H^{2/3} \sqrt{i}$$

in cui:

V = velocità media del flusso (m/s)

k_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le canali aperti in cls;

R_H = raggio idraulico (m), rapporto tra area della sezione idraulica (m^2) e perimetro bagnato (m);

i = pendenza longitudinale delle condotte (adim.)

Nota la pendenza e la sezione del collettore, si è determinata la scala di deflusso del manufatto:

h/D	H	α	Ω	P	R	v	Q
	Mm	rad	m^2	m		m/s	m^3/s
0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	24	0.40	0.00	0.24	0.02	0.38	0.00
0.08	48	0.57	0.01	0.34	0.03	0.59	0.01
0.12	72	0.71	0.02	0.42	0.05	0.76	0.01
0.16	96	0.82	0.03	0.49	0.06	0.91	0.03
0.20	120	0.93	0.04	0.56	0.07	1.04	0.04
0.24	144	1.02	0.05	0.61	0.08	1.16	0.06
0.28	168	1.12	0.06	0.67	0.10	1.27	0.08
0.32	192	1.20	0.08	0.72	0.11	1.36	0.11
0.36	216	1.29	0.09	0.77	0.12	1.45	0.13
0.40	240	1.37	0.11	0.82	0.13	1.53	0.16
0.44	264	1.45	0.12	0.87	0.14	1.60	0.19
0.48	288	1.53	0.13	0.92	0.15	1.66	0.22
0.52	312	1.61	0.15	0.97	0.15	1.72	0.26
0.56	336	1.69	0.16	1.01	0.16	1.77	0.29
0.60	360	1.77	0.18	1.06	0.17	1.82	0.32
0.64	384	1.85	0.19	1.11	0.17	1.85	0.35
0.68	408	1.94	0.20	1.16	0.18	1.88	0.39
0.72	432	2.03	0.22	1.22	0.18	1.91	0.42
0.76	456	2.12	0.23	1.27	0.18	1.92	0.44
0.80	480	2.21	0.24	1.33	0.18	1.93	0.47
0.84	504	2.32	0.25	1.39	0.18	1.93	0.49
0.88	528	2.43	0.26	1.46	0.18	1.92	0.50
0.92	552	2.57	0.27	1.54	0.18	1.89	0.51
0.96	576	2.74	0.28	1.64	0.17	1.84	0.51

Tabella 4 – Scala di deflusso del collettore DN600.

Il canale equivalente è stato individuato in una sezione rettangolare delle dimensioni 0,55 x 0,50 m², come deducibile dalla tabella che segue costruita facendo riferimento alla citata relazione di Chezy.

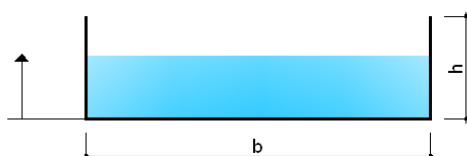


Figura 9 – Indicazione dei parametri di dimensionamento del canale.

h	B	A (Sezione idrica)	P	R	V	Q
[m]	[m]	[m ²]	[m]		[m/s]	[m ³ /s]
0.00	0.55	0.00	0.55	0.00	0.00	0.00
0.02	0.55	0.01	0.59	0.02	0.42	0.00
0.04	0.55	0.02	0.63	0.03	0.64	0.01
0.06	0.55	0.03	0.67	0.05	0.81	0.03
0.08	0.55	0.04	0.71	0.06	0.94	0.04
0.10	0.55	0.06	0.75	0.07	1.05	0.06
0.12	0.55	0.07	0.79	0.08	1.15	0.08
0.14	0.55	0.08	0.83	0.09	1.23	0.09
0.16	0.55	0.09	0.87	0.10	1.30	0.11
0.18	0.55	0.10	0.91	0.11	1.37	0.14
0.20	0.55	0.11	0.95	0.12	1.43	0.16
0.22	0.55	0.12	0.99	0.12	1.48	0.18
0.24	0.55	0.13	1.03	0.13	1.53	0.20
0.26	0.55	0.14	1.07	0.13	1.57	0.22
0.28	0.55	0.15	1.11	0.14	1.61	0.25
0.30	0.55	0.17	1.15	0.14	1.64	0.27
0.32	0.55	0.18	1.19	0.15	1.68	0.30
0.34	0.55	0.19	1.23	0.15	1.71	0.32
0.36	0.55	0.20	1.27	0.16	1.74	0.34
0.38	0.55	0.21	1.31	0.16	1.76	0.37
0.40	0.55	0.22	1.35	0.16	1.79	0.39
0.42	0.55	0.23	1.39	0.17	1.81	0.42
0.44	0.55	0.24	1.43	0.17	1.84	0.44
0.46	0.55	0.25	1.47	0.17	1.86	0.47
0.48	0.55	0.26	1.51	0.17	1.88	0.50
0.50	0.55	0.28	1.55	0.18	1.89	0.52

Tabella 5 – Scala di deflusso di un canale avente larghezza pari a 0,55 m e altezza pari a 0,50 m.

4.5. Risultati delle simulazioni

Nel seguito si riportano e si commentano i risultati dello studio idraulico relativo all'area di intervento, effettuato in condizioni di moto vario con la portata di piena caratterizzata dal tempo di ritorno di 200 anni.

Tali verifiche hanno consentito di definire le caratteristiche proprie del deflusso e, in particolare, il massimo livello idrico raggiunto in ogni maglia del territorio, oltre che la velocità media della corrente, la larghezza del pelo libero, il numero di Froude della corrente, ecc..

Nelle figure seguenti sono riportate le aree inondabili, l'andamento delle velocità e l'andamento della pressione al passaggio dell'onda di piena duecentennale.

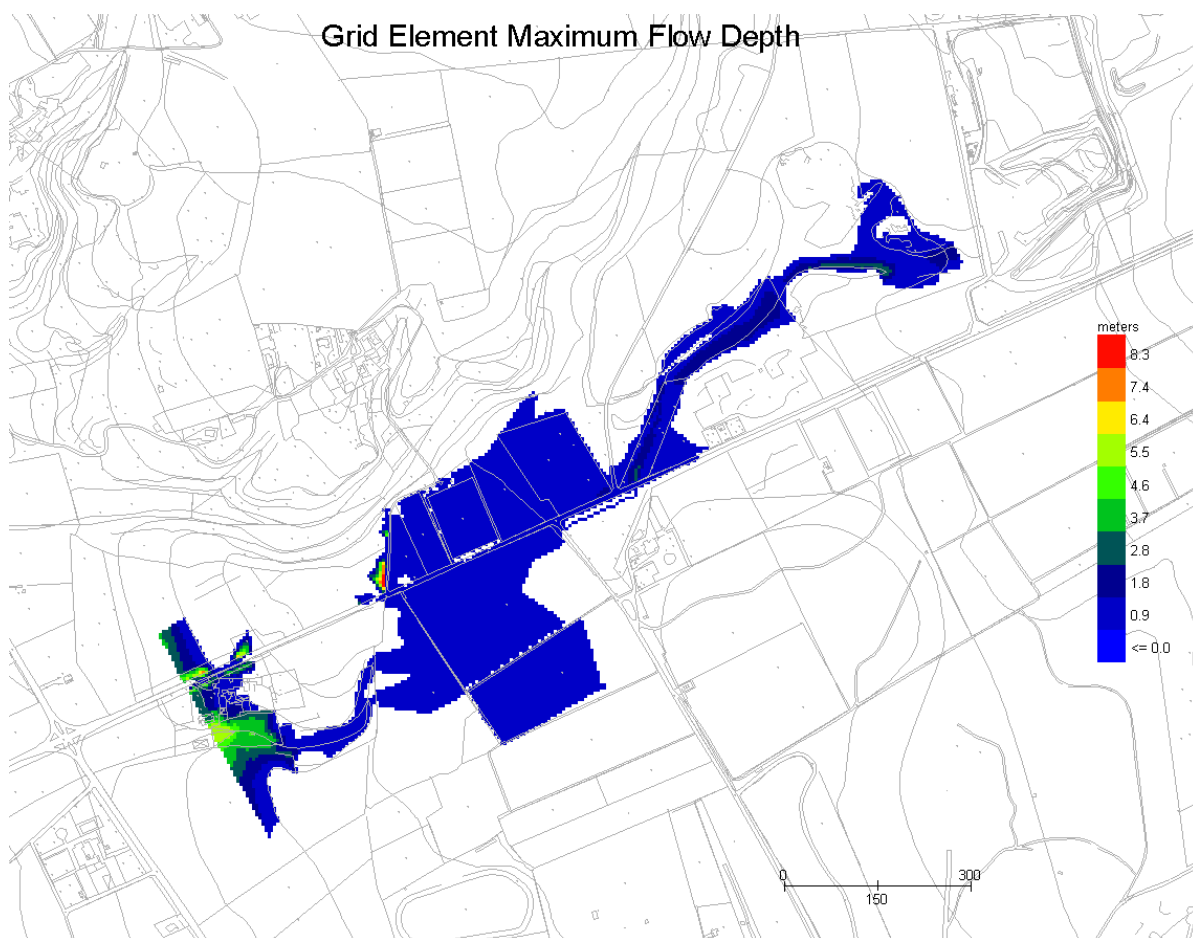


Figura 10 - Vista delle aree inondabili con indicazione del tirante idrico (portata 200 anni)..

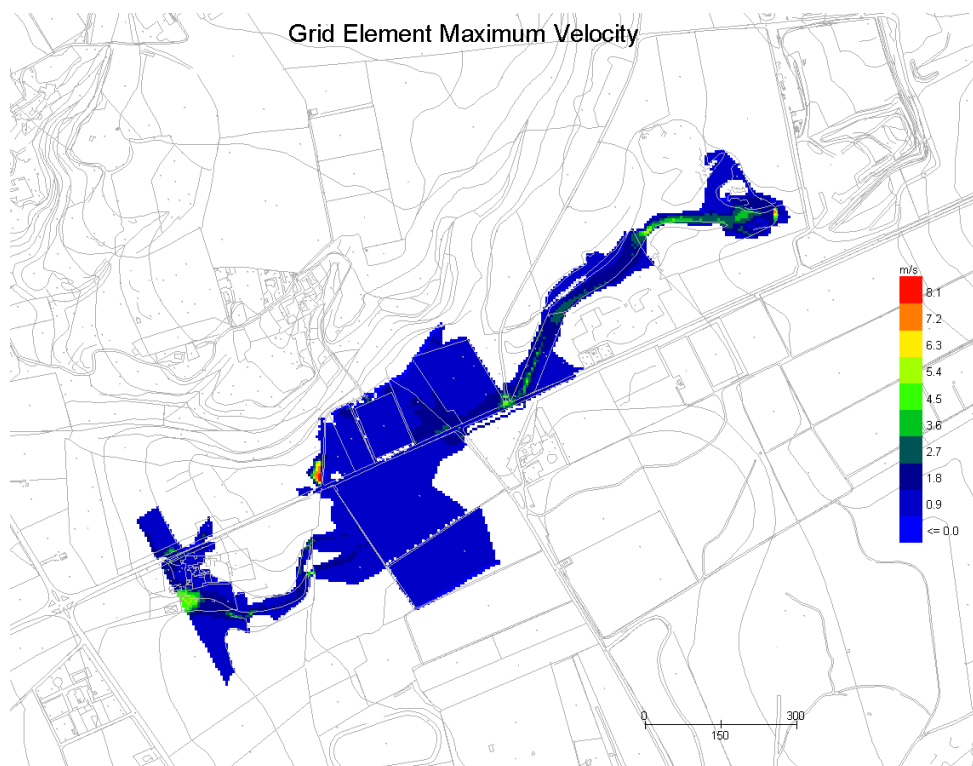


Figura 11 - Vista degli andamenti delle velocità (portata 200 anni).

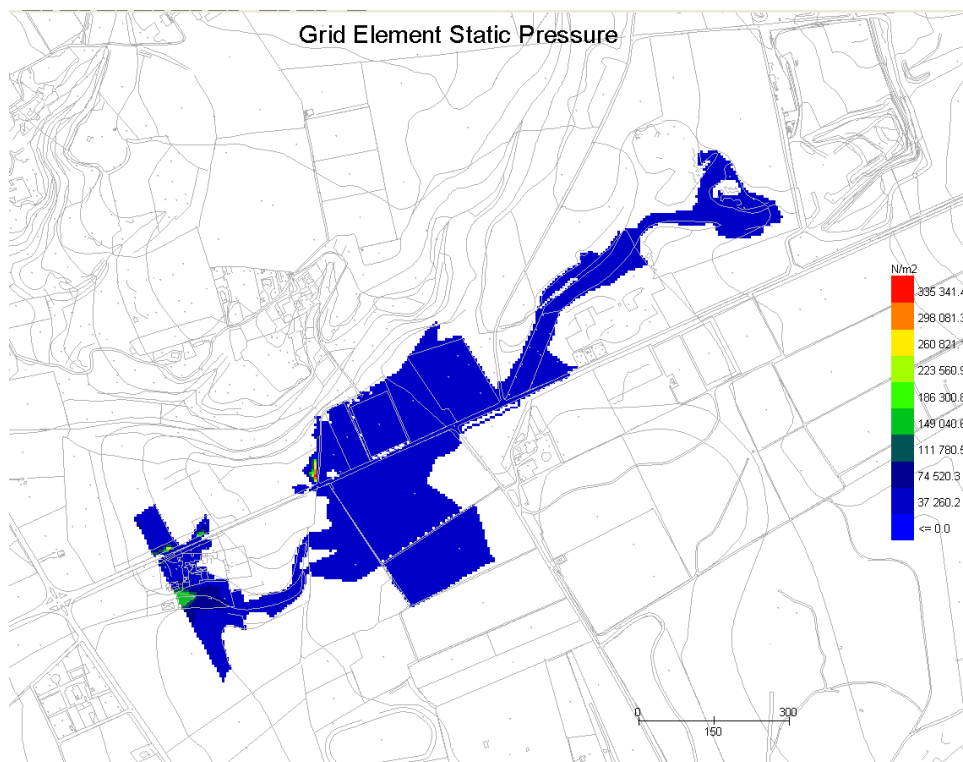


Figura 12 - Vista dell'andamento della pressione (portata 200 anni).

Nelle figure seguenti sono riportate le diverse **fasi temporali del deflusso della portata di piena** in prossimità dell'area di intervento, estrapolate nel corso del funzionamento del software, dalle quali è possibile evincere il sistema di formazione dei volumi di piena e delle conseguenti aree inondabili.

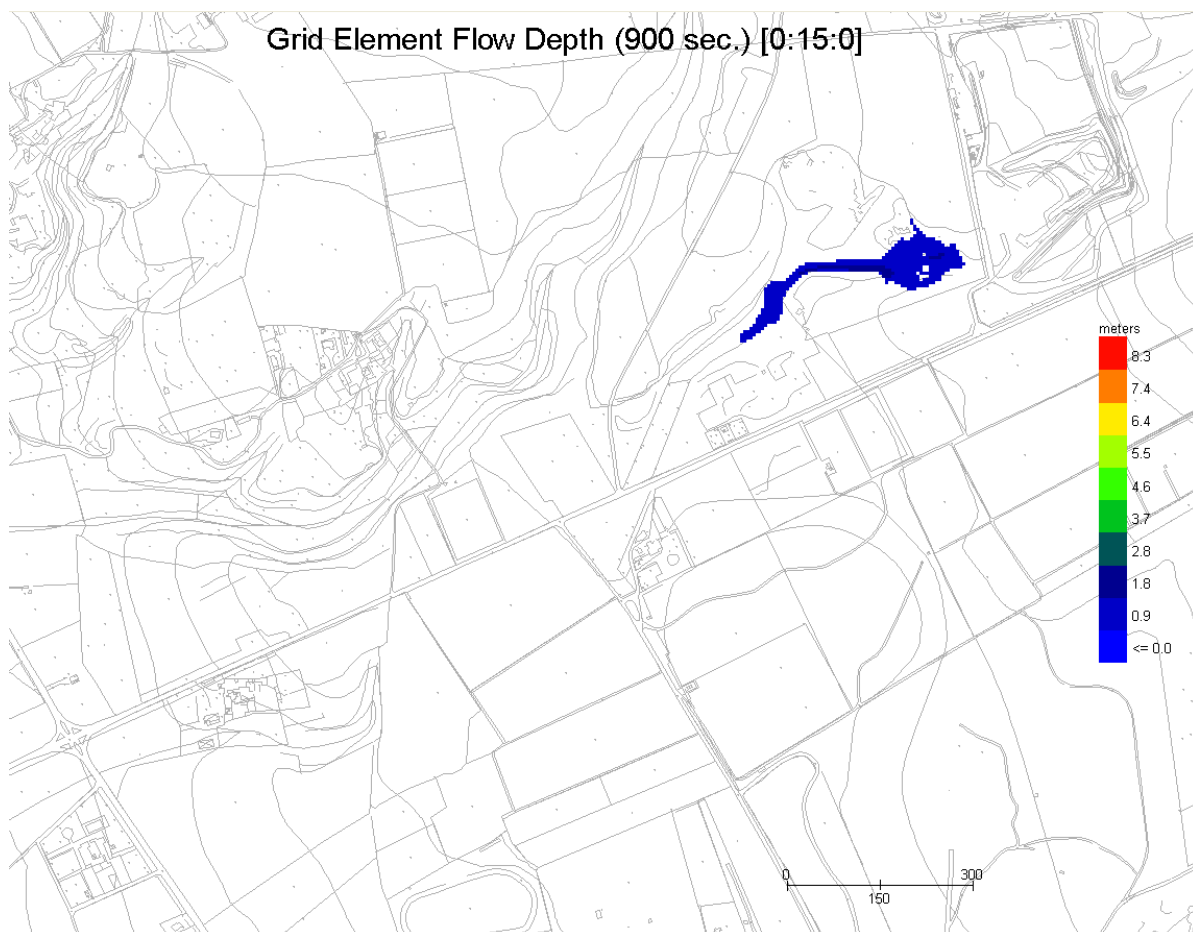


Figura 13 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento

(portata 200 anni – $t = 0,15$ ora).

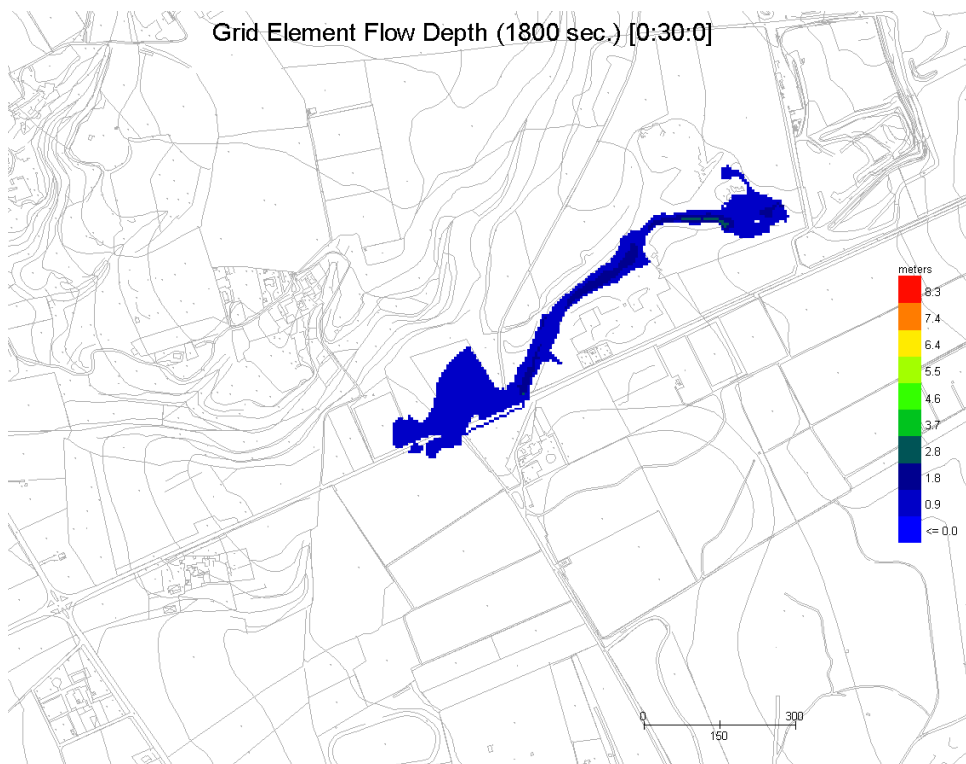


Figura 14 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 0,30$ ora).

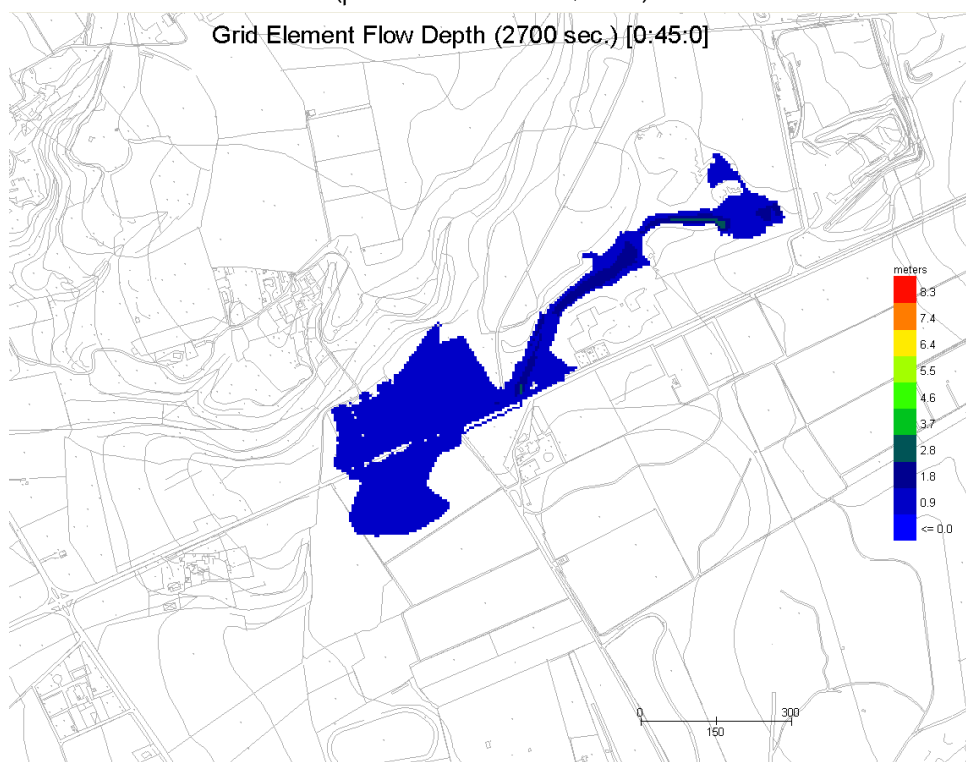


Figura 15 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 0,4$ ora).

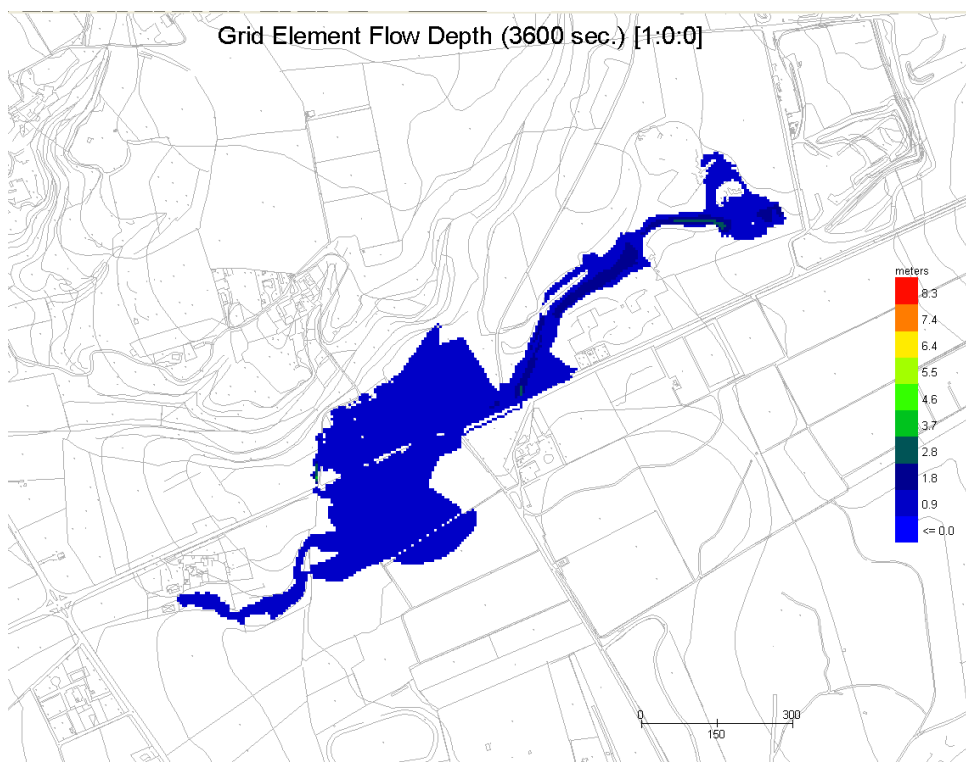


Figura 16 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 1,00$ ora).

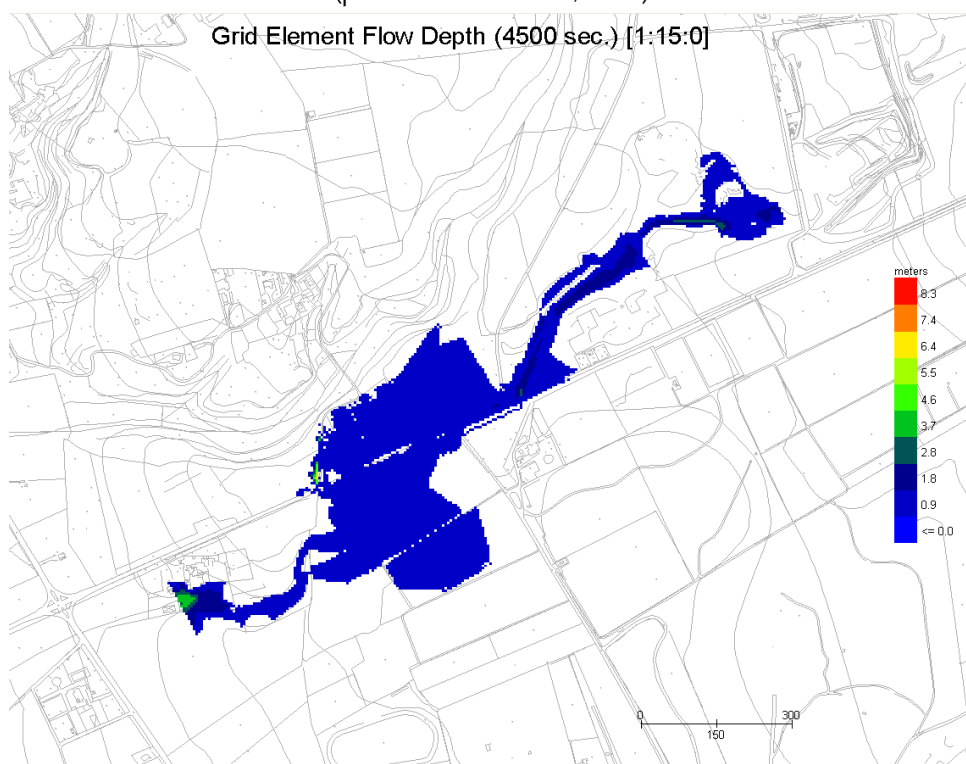


Figura 17 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 1,15$ ora).

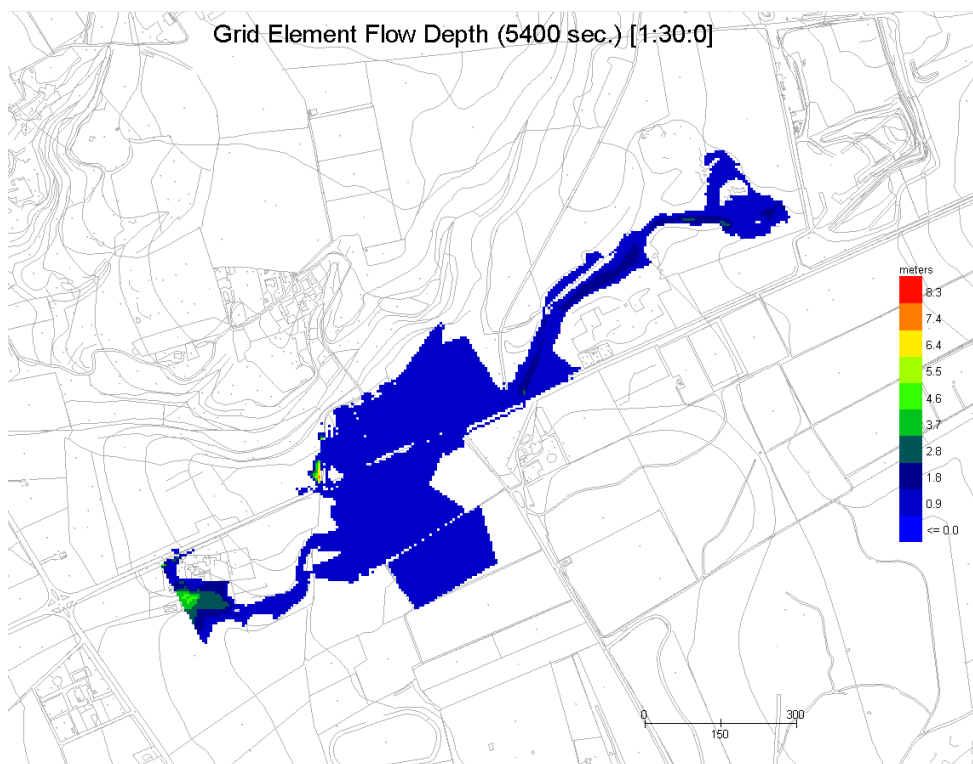


Figura 18 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 1,30$ ora).

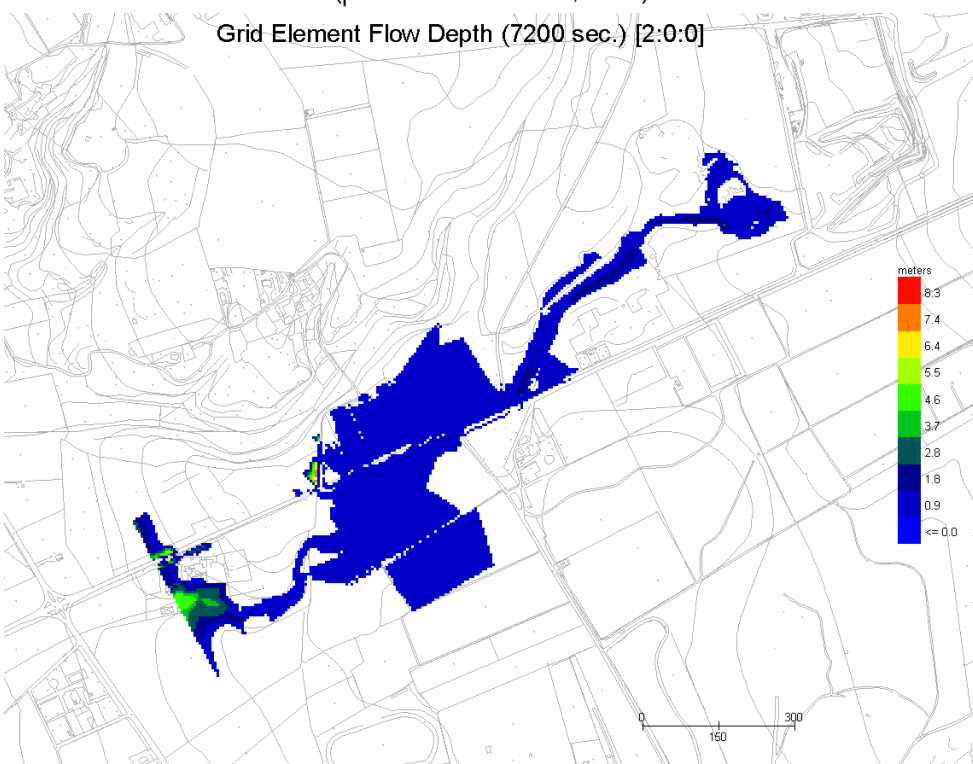


Figura 19 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 2,00$ ora).

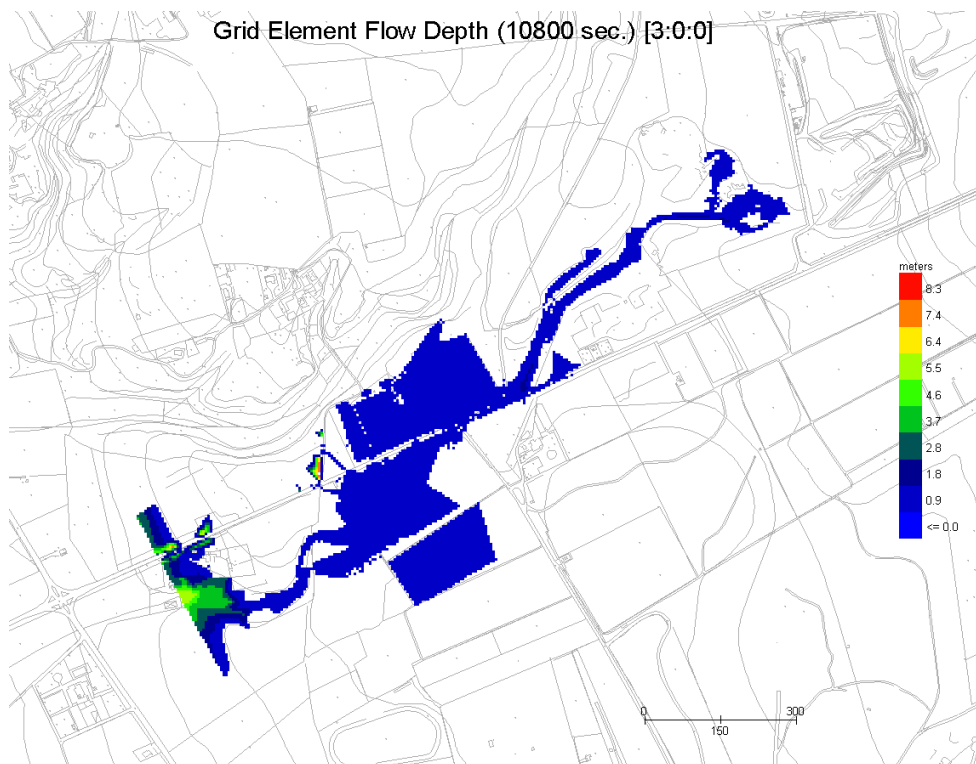


Figura 20 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 3,00$ ora).

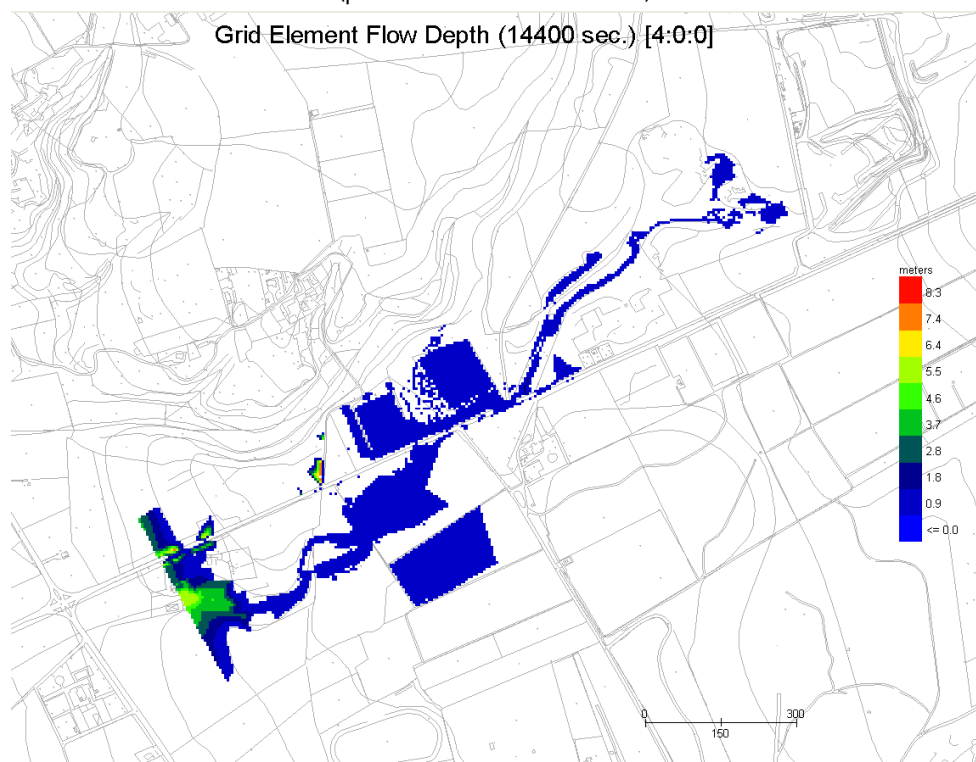


Figura 21 - Vista dell'andamento delle aree inondabili in prossimità dell'area di intervento
(portata 200 anni – $t = 4,00$ ora).

Le aree inondabili, tracciate considerando i dati di output del software FLO-2D noti i livelli idrici nelle varie celle del sistema, sono riportate nell'elaborato grafico **allegato 1** (cfr. Tav. 1 – Planimetria con individuazione delle aree inondabili).

Al transito della portata duecentennale le fasce inondabili hanno, poco a monte della strada provinciale, una dimensione trasversale massima pari a circa 100 m.

In ogni caso dette aree non interessano l'area di insediamento del III lotto della Discarica Linea Ambiente.

In prossimità dell'attraversamento della ex strada statale n.603, si determina un fenomeno di rigurgito del deflusso idrico con la formazione di un profilo a recupero di energia e l'innalzamento del livello di monte, con il conseguente sormonto ed allagamento della sede stradale in destra idraulica. Tale fenomeno è dovuto a una sezione insufficiente del tombino stradale, ma, si ripete, non comporta l'allagamento delle aree della discarica.

Anche in prossimità del muro di delimitazione del Lotto III, in corrispondenza dell'imbocco del tratto tombato, si determina un fenomeno di rigurgito che determina l'allagamento delle aree adiacenti, comunque esterne al perimetro della discarica.

5. VERIFICA DI STABILITA' DEL MURO DI CONFINO DEL III LOTTO

Il III lotto della discarica è confinato da un muro in tufo fondato su una trave di calcestruzzo ed irrigidito da pilastri in ca, realizzati con passo di 5 m e collegati superiormente da un cordolo di calcestruzzo, così come può evincersi dalla *Figura 22* nella quale è riportata una fotografia ripresa al termine dei lavori di realizzazione della discarica.



Figura 22 - Area del terzo lotto con individuazione del muro di delimitazione dello stesso

Di seguito, a vantaggio di sicurezza si riporta una speditiva verifica di stabilità del muro di confine rispetto alle azioni dell'onda di piena, somma di due distinti contributi:

- La spinta dinamica dovuta al flusso di quantità di moto della corrente
- La spinta statica dovuta al tirante idrico che si instaura a monte del manufatto

Si tratta di forze che generano sul manufatto un momento ribaltante, in quanto tendono a farlo ruotare intorno allo spigolo di valle della sua fondazione.

Come può evincersi dalla analisi dell'allegato 1, il massimo tirante idrico in corrispondenza del muro ed il relativo valore velocità della corrente risultano rispettivamente pari a:

$$h_{\max} = 0,80 \text{ m} \quad V = 1,31 \text{ m/s}$$

La spinta idrostatica vale:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_{\max}^2$$

dove

γ = peso specifico dell'acqua = 9807 N/m^3

h_{\max} = tirante idrico della piena duecentennale = $0,80 \text{ m}$

Si ottiene pertanto:

$$S = \frac{1}{2} \cdot 9807 \cdot 0,80^2 = 3138 \text{ N/m}$$

Il flusso di quantità di moto risulta invece pari a:

$$M = \rho \cdot Q \cdot v = \rho \cdot A \cdot v^2$$

Con

ρ = densità dell'acqua = 1000 Kg/m^3

A = superficie su cui impatta la piena = $L \times H = 1,00 \text{ m} \times 0,80 \text{ m}$

v = velocità della piena duecentennale in corrispondenza della sezione = $1,31 \text{ m/s}$

Si ha, pertanto:

$$M = 1000 \cdot 0,80 \cdot 1,31^2 = 1372 \text{ N/m}$$

Per il calcolo dei momenti occorre tenere presente che la spinta dinamica è applicata nel baricentro della sezione trasversale della corrente, mentre quella idrostatica è applicata alla distanza di $h/3$ dalla base, essendo h il valore del tirante di calcolo.

Si faccia riferimento allo schema di calcolo rappresentato in figura: l'equilibrio alla rotazione deve essere garantito rispetto al punto "A".

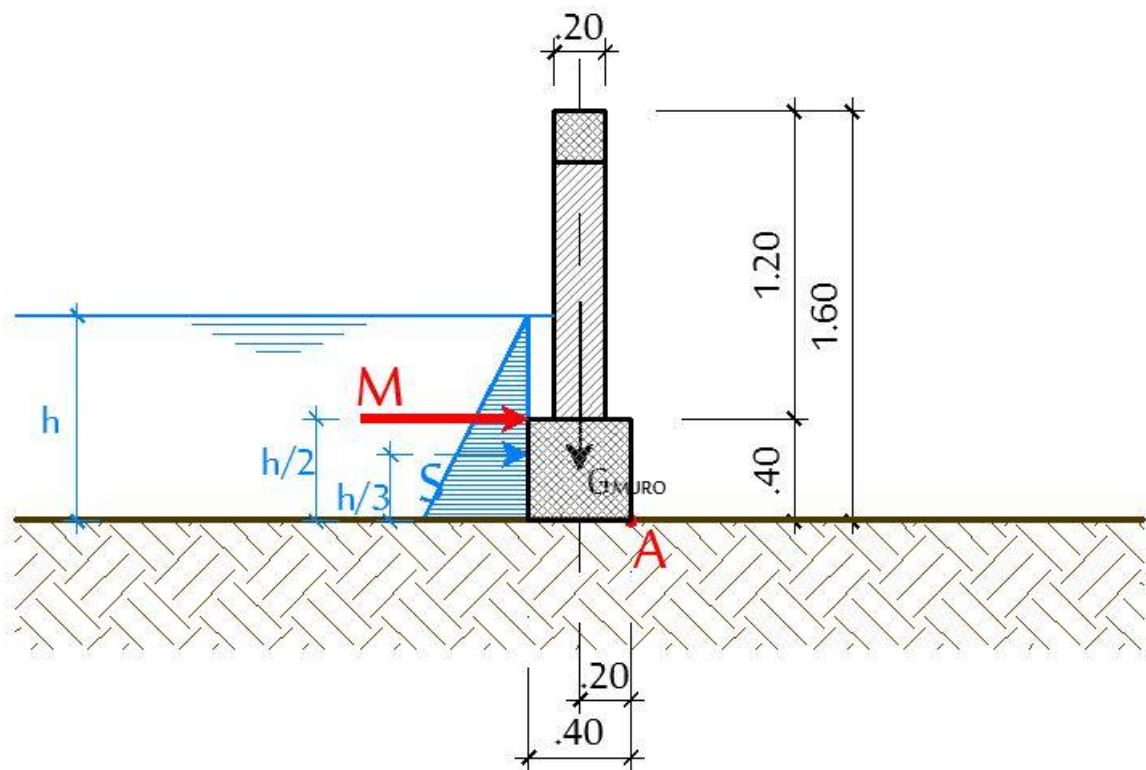


Figura 23 - Schema concettuale di calcolo

Con riferimento alle notazioni di figura, il momento ribaltante (M_R) complessivo rispetto al punto "A" è pari a:

$$M_R = S \cdot \frac{h}{3} + M \cdot \frac{h}{2}$$

$$M_R = 2402 \cdot \frac{0,8}{3} + 1372 \cdot \frac{0,8}{3} = 641 + 549 = 1190 \text{ N} \times \text{m/m}$$

Il momento stabilizzante (M_S) è dato dall'azione del peso proprio del muro di contenimento, la cui larghezza B è pari a 0,40 m. A vantaggio di sicurezza, si trascurano i pilastri aventi una sezione 40x40 cm.

$$M_s = p \cdot \frac{B}{2}$$

dove

p = peso proprio del muro.

Il peso proprio è determinato con la seguente analisi:

A. Trave rovescia in calcestruzzo

$$V = \text{volume} = \text{Lunghezza} \times \text{larghezza} \times \text{altezza} = 1,00 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} = 0,16 \text{ m}^3$$

$$p = \text{peso specifico del calcestruzzo} = 25.000 \text{ N/m}^3$$

$$p_A = V \cdot \gamma_{cls} = 0,16 \cdot 25.000 = 4.000 \text{ N}$$

B. Muratura in tufo

$$V = \text{volume} = \text{Lunghezza} \times \text{larghezza} \times \text{altezza} = 1,00 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} = 0,20 \text{ m}^3$$

$$p = \text{peso specifico del tufo} = 20.000 \text{ N/m}^3$$

$$p_B = V \cdot \gamma_{tufo} = 0,20 \cdot 20.000 = 4.000 \text{ N}$$

C. Cordolo in calcestruzzo

$$V = \text{volume} = \text{Lunghezza} \times \text{larghezza} \times \text{altezza} = 1,00 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} = 0,04 \text{ m}^3$$

$$p = \text{peso specifico del calcestruzzo} = 25.000 \text{ N/m}^3$$

$$p_C = V \cdot \gamma_{cls} = 0,04 \cdot 25.000 = 1.000 \text{ N}$$

Il peso complessivo del muro per metro lineare risulta pertanto pari a;

$$P = P_A + P_B + P_C = 4000 + 4000 + 1000 = 9000 \text{ N}$$

Il momento stabilizzante calcolato rispetto al punto "A" vale:

$$M_s = 9.000 \cdot 0,20 = 1.800 \text{ Nxm/m}$$

Ne consegue che:

$$M_R < M_s$$

$$1.387 \text{ N} < 1.800 \text{ N}$$

Con un coefficiente di sicurezza pari a 1,30.

La verifica al ribaltamento è pertanto soddisfatta.

6. CONCLUSIONI

Lo studio ha evidenziato che, anche trascurando l'importante effetto di laminazione della cava, il flusso della piena duecentennale, quantunque generi allagamento nelle aree contermini, non interessa l'area della discarica gestita da Linea Ambiente.

Pertanto, l'intervento di ottimizzazione orografica con incremento volumetrico della esistente discarica Lotto III non comporta alcuna modifica al perimetro delle aree a media probabilità di inondazione (MP) e nessuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.

Sulla base dei risultati ottenuti nel corso del presente Studio, si può quindi confermare che gli interventi di progetto risultano essere compatibili con le finalità e le prescrizioni del PAI.

Bari, agosto 2016.

Il Tecnico Incaricato:

Prof. Ing. Giancarlo Chiaia

